

SUELOS, FUNDACIONES Y MUROS



Dr. Ing. M. Graciela Fratelli

Suelos, Fundaciones y Muros

 **ARNALDO J. GARCES V.**
INGENIERO CIVIL
C.M. 6872

MARIA GRACIELA FRATELLI
ARQUITECTA
INGENIERA CIVIL
MASTER. SCIENT. EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MASTER. SCIENT. EN INGENIERIA SISMO RESISTENTE
Dra. EN CIENCIAS

1993-07-1626-2

© Copyright 1993 by María Graciela Fratelli

Reservados todos los derechos de autor y de edición para todo el mundo.

Depósito Legal ISBN 980-07-1626-2

Ninguna parte de esta publicación, incluido el título y el diseño de la cubierta, pueden ser reproducidos o transmitidos de manera alguna ni por ningún medio de impresión o fotocopia, sin el permiso previo escrito de la autora.

Advertencia: Ni la autora, ni ninguna persona actuando en su nombre: a) Garantiza o manifiesta de manera expresa o implícita sobre la perfección, precisión o utilidad de la información contenida en esta publicación o que el uso de cualquier información o método presentado en esta publicación no infrinja derechos poseídos previamente y b) Asume ninguna responsabilidad con respecto al uso o por los daños resultantes del uso de cualquier información, métodos o procesos revelados en esta publicación.

Nota: Se han realizado esfuerzos para corregir los naturales errores de procesamiento de datos. Se agradece la colaboración del lector a: Apartado 17628 Correo Parque Central - Caracas 1010 - Venezuela

p r e f a c i o

La presente publicación tiene por finalidad orientar e informar a todos los profesionales de la ingeniería, arquitectura y profesiones afines, así como a los estudiantes de pregrado y post-grado de estas carreras universitarias, acerca del comportamiento de los suelos y de las fundaciones en general.

Se analiza en detalle el comportamiento de los suelos y la exploración del subsuelo, así como los diferentes procesos de mejoramiento a que debe ser sometido cuando sus condiciones naturales no son las exigidas, en lo referente a capacidad portante, compresibilidad, contenido de agua, etc.

Asimismo se presenta un enfoque global de todos los tipos de fundaciones superficiales y profundas, desarrollando los métodos y procedimientos usados para su análisis y diseño en concreto armado, acero y madera. Se incluyen tablas, nomogramas y guías para la resolución sencilla de los casos usuales en la práctica, así como se presentan tablas de fundaciones directas ya resueltas, con el detalle del armado y distribución de acero correspondientes.

En todos los casos, se ajusta el diseño a las Normas Venezolanas Covenin-Mindur de Concreto armado, Acero, Viento y Sismo vigentes.

Es mi deseo que esta obra constituya una apreciable ayuda a mis colegas, mis alumnos y mis ex-alumnos de la Universidad, para poder resolver los problemas del diseño de fundaciones.

A todos ellos mi agradecimiento por el apoyo y la amistad que siempre me han brindado.

MGF



Indice

	Página
CAPITULO 1.- CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS	
1.1.- Generalidades sobre suelos y rocas	11
1.2.- La mecánica de suelos	12
1.3.- Propiedades físicas de los suelos	13
1.4.- Densidad, porosidad e índice de vacíos	13
Ejemplos	16
1.5.- Tamaño de los granos	19
Ejemplo	21
1.6.- Forma de las partículas	22
1.7.- Textura y color	23
1.8.- Consistencia. Los límites de Atterberg	24
Ejemplos	30
1.9.- Clasificación de suelos en ingeniería	30
Rocas, canto rodado, gravas, arenas, limos, loess, arcillas, suelos orgánicos, suelos de relleno	
CAPITULO 2.- EL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS	
2.1.- Generalidades	36
2.2.- La presencia del agua en los suelos	36
2.3.- La permeabilidad	39
2.4.- La capilaridad	41
2.5.- La compresibilidad	42
Ejemplos	46
2.6.- Los asentamientos	47
Ejemplos	54
2.7.- La retracción y expansión	58
2.8.- La licuefacción del suelo	62
2.9.- La acción de las heladas y deshielos	64
Zonas de permahielo	
CAPITULO 3.- EXPLORACION DEL SUBSUELO	
3.1.- Investigaciones exploratorias	65
3.2.- Reconocimiento del lugar	66
3.3.- Tipos de sondeos y su planificación	68
Excavación de pozos, sondeos barrenados, sondeos por inyección de agua, perforación con taladros	
3.4.- Espaciamiento y profundidad de los sondeos	70
Ejemplos	73
3.5.- Toma de muestras	74
Tubo Shelby, tubo delgado sueco, toma de muestras en suelos granulares, toma de muestras en el fondo del mar.	
3.6.- Pruebas de penetración	78
Penetración estática : Cono holandés. Penetración dinámica. Pruebas de penetración Standard. Ejemplos.	
3.7.- Prueba de la veleta	81
3.8.- Localización del agua subterránea	82
Ejemplo	83
3.9.- Exploración geofísica	84
Método de refracción sísmica. Ejemplo	85
Método de resistividad eléctrica. Métodos gravimétricos y de emisión de ondas	86
	90

3.10.- Registro de los resultados

91

CAPITULO 4.- PROCESOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS

4.1.- Generalidades	93
4.2.- El apisonado	98
4.3.- El paso de rodillos	99
4.4.- La precarga	102
4.5.- La vibro-compactación superficial con planchas	103
4.6.- El método Terra-probe	104
4.7.- El vibro-reemplazo	105
4.8.- La vibro-flotación	106
4.9.- Los pilotes de compactación	107
4.10.- La consolidación dinámica. Ensayos presiométricos	108
4.11.- Los explosivos	111
4.12.- El reemplazo del suelo	111
4.13.- Las inyecciones de lechadas	112
4.14.- La estabilización química	114
4.15.- La estabilización electro-química	115
4.16.- La mezcla con aditivos	116
Aditivos humectantes. Aditivos impermeabilizantes. El suelo-cemento. Suelos estabilizados con cal	119
4.17.- La estabilización térmica	122
Aplicación de altas temperaturas. Congelación del suelo	123
4.18.- El drenaje del suelo	124
Drenes horizontales. Drenes verticales	125
Drenes de arena, pozos filtrantes, puntas drenantes, drenes de mecha, tubos flexibles, bandas drenantes	126
4.19.- El uso de geotextiles.	132
Las geotelas, las geomallas, las geogrillas, los geoacolchados, las geomembranas, los geocompuestos	135
4.20.- La estabilización eléctrica del suelo (electro-ósmosis)	138

CAPITULO 5.- CAPACIDAD RESISTENTE DEL SUELO

5.1.- Estado tensional en el suelo de fundación	140
5.2.- Esfuerzos combinados	141
Ejemplos	142
5.3.- Criterio de falla de Mohr-Coulomb	145
5.4.- Pruebas de resistencia a corte	147
Prueba de compresión sin cofinar. Prueba de corte directo.	
Prueba de compresión triaxial. Prueba de la impronta esférica.	
Ejemplos	150
5.5.- Sensibilidad y tixotropía	154
5.6.- Determinación de la capacidad portante de un suelo	155
Ejemplos	158
5.7.- Factores que afectan la capacidad portante de un suelo	160
5.8.- Efecto de la presencia del agua subterránea	161
Ejemplos	162
5.9.- Influencia de las cargas inclinadas	163
Ejemplos	164
5.10.- Influencia de las cargas excéntricas	165
Método del área útil Método del factor de reducción R_e	165
Ejemplos	167
5.11.- Fundaciones en laderas	168
5.12.- Bases adyacentes y en linderos	169
5.13.- Pruebas de carga in situ	170

CAPITULO 6.- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL SUELO DE FUNDACION

6.1.- Introducción	171
6.2.- Estado tensional en el subsuelo	171
Ejemplos	173
6.3.- Bulbo de presiones	181
6.4.- Presiones de contacto	182

6.5.- Hipótesis fundamentales	183
6.6.- Bases totalmente comprimidas	186
Ejemplos	189
6.7.- Bases parcialmente comprimidas	189
Método de Bowles. Método de Kramrish-Fintel. Método de Plock	193
Método de Teng. Método del factor de reducción de esfuerzos.	
Ejemplos	199

CAPITULO 7.- DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO

7.1.- Conceptos básicos	205
7.2.- Especificaciones sobre el refuerzo	206
7.3.- Resistencia requerida y resistencia de diseño	209
Factores de mayoración de cargas. Factores de minoración de resistencia	209
7.4.- Flexión simple	211
Secciones simplemente armadas. Ejemplos	212
Secciones doblemente armadas. Ejemplos	217
Secciones T y L. Ejemplos. Armadura de paramento	222
7.5.- Resistencia a corte.	226
Ejemplo	228
7.6.- Longitud de desarrollo y empalmes de armaduras	229
Reglas prácticas para la longitud de desarrollo de las armaduras	231
7.7.- Distribución del refuerzo en losas macizas	232
7.8.- Diagramas envolventes de momentos flectores y fuerzas de corte	232
7.9.- Vigas pared	235
7.10.- Miembros en compresión. Ejemplos	236
7.11.- Resistencia del concreto al aplastamiento	241
7.12.- Resistencia a punzonado	242
7.13.- Consideraciones generales sobre fundaciones	244

CAPITULO 8.- FUNDACIONES DIRECTAS AISLADAS Y CONTINUAS

8.1.- Generalidades	246
8.2.- Bases aisladas. Pedestales . Vigas de riostra.	249
Bases de concreto sin armar	251
8.3.- Bases aisladas cuadradas	252
Ejemplos	255
8.4.- Bases aisladas rectangulares	264
Ejemplos	266
8.5.- Bases continuas para muros	267
Ejemplo	268
8.6.- Bases continuas para una fila de columnas	269
Ejemplo	272

CAPITULO 9.- FUNDACIONES COMBINADAS Y CONECTADAS

9.1.- Generalidades sobre bases combinadas	275
9.2.- Bases combinadas rectangulares	278
Ejemplo	279
9.3.- Bases combinadas trapeciales	281
Ejemplo	283
9.4.- Bases combinadas de dos rectángulos	284
Ejemplo	285
9.5.- Generalidades sobre bases conectadas	286
9.6.- Bases atensoradas. Tensores. Ejemplos	287
9.7.- Bases conectadas con viga rígida (Cantilever). Ejemplo	294
9.8.- Bases excéntricas balanceadas con contrapesos	300

CAPITULO 10.- PLACAS DE FUNDACION

10.1.- Generalidades	301
10.2.- Placas flotantes	302
10.3.- Clasificación de las placas de fundación	303
10.4.- Placas rígidas	305

10.5.- Placas macizas. Método de las franjas	307
Ejemplo	308
10.6.- Placas con nervios unidireccionales	312
10.7.- Placas nervadas cruzadas. Método de Marcus Löser	313
Ejemplo	319
10.8.- Placas flexibles	323
Método aproximado. Método de las diferencias finitas.	323
Método de los elementos finitos	325

CAPITULO 11.- CIMIENTOS DE MAQUINAS

11.1.- Generalidades	328
11.2.- Criterios básicos de diseño	329
11.3.- Propiedades dinámicas del suelo de fundación	330
11.4.- Diferentes tipos de máquinas	331
Clasificación según las fuerzas dinámicas de excitación	
11.5.- Fundamentos de la teoría de vibraciones	332
11.6.- Vibraciones verticales libres	333
11.7.- Amortiguamiento	336
Sistema sobreamortiguado. Sistema críticamente amortiguado.	
Sistema subamortiguado	
11.8.- Vibraciones verticales forzadas	338
11.9.- Resonancia	340
11.10.- Efecto del suelo sobre las vibraciones verticales	342
Ejemplo	345
11.11.- Vibraciones rotativas	346
11.12.- Vibraciones simultáneas	347
11.13.- Método simplificado de cálculo	348
Ejemplos	350
11.14.- Diferentes tipos de cimientos de máquinas	354
Cimientos de bloque o macizos. Cimientos de placas. Cimientos	
aportricados. Cimientos sobre pilotes	
11.15.- Disposiciones constructivas	359
11.16.- Elementos y materiales amortiguadores	362
Resortes de acero, topes o planchas de goma, planchas de corcho.	
Materiales aglomerados. Capas de fieltro vibroaislante. Tableros	
de madera. Amortiguadores hidráulicos	
Diseño de amortiguadores de resorte.	367
Ejemplo	368

CAPITULO 12.- FUNDACIONES PROFUNDAS. PILOTES Y PILAS

12.1.- Introducción	370
12.2.- Pilotines o micropilotes	371
12.3.- Generalidades sobre pilotes	372
12.4.- Pilotes de madera	375
12.5.- Pilotes de concreto	379
12.6.- Pilotes prefabricados de concreto armado	379
Hinca de pilotes. Pilotes roscados. Método Grimaud.	
Pilotes colocados mediante métodos hidráulicos. Sistema Méga.	
Pilotes pretensados	
12.7.- Pilotes de concreto vaciados en obra, con tubo recuperable	383
Pilotes Simplex. Pilotes Simplex de bulbo. Pilotes Express.	
Pilotes Vibro. Pilotes Franki	
12.8.- Pilotes de concreto vaciados en camisas no recuperables	387
Pilotes Raymond. Pilotes Punta de botón. Pilotes Cobi.	
Pilotes Unión Monotube.	
12.9.- Pilotes perforados y vaciados en obra	389
Pilotes Strauss. Pilotes Wolfholz. Pilotes Rodio. Pilotes	
Augercast. Pilotes SACOP.	
12.10.- Pilas y pilotes excavados	392
Método en seco. Método con camisa. Sistema Chicago, Gow y Benoto.	
Método con lodo natural o bentonítico.	
12.11.- Pilotes metálicos	397
12.12.- Pilotes mixtos o combinados	398



12.13.- Pruebas de carga en pilotes	400
12.14.- Esfuerzos en el suelo alrededor del pilote	401
Ejemplo	403
12.15.- Fricción negativa	403
12.16.- Capacidad portante de los pilotes bajo cargas estáticas	404
Ecuación de Benabenq. Ecuación de Vierendeel. Ecuación de Dörr	
Ejemplos	406
12.17.- Nuevas teorías acerca de la capacidad portante del suelo	408
Pilotes en arena. Ejemplos	409
Pilotes en arcilla. Ejemplos	412
12.18.- Pilotes a tracción	414
Análisis dinámico de los pilotes	415

CAPITULO 13.- CABEZALES Y GRUPOS DE PILOTES

13.1.- Generalidades sobre cabezales	418
13.2.- Hipótesis fundamentales	421
13.3.- Distribución de cargas para pilotes en grupos	422
Ejemplo	424
13.4.- Diseño de cabezales	424
Método de las bielas. Método de la flexión	425
13.5.- Cabezales de dos pilotes. Ejemplo	428
13.6.- Cabezal de tres pilotes	430
13.7.- Cabezal de cuatro pilotes	431
13.8.- Cabezal de cinco o más pilotes	432
Ejemplos	434
Efectividad de un grupo de pilotes	435
Ejemplos	438
13.9.- Asentamientos de los grupos de pilotes	440
Grupos de pilotes trabajando por punta	440
Asentamiento de los grupos de pilotes en arena y en arcilla	441
Ejemplos	443
13.10.- Cabezales con pilotes inclinados. Método de Culmann	444

CAPITULO 14.- EMPUJE DE TIERRAS Y ESTABILIDAD DE TALUDES

14.1.- Generalidades	445
14.2.- Teoría del empuje de tierras	445
Empuje neutro. Empuje activo. empuje pasivo	446
Rotación de los muros	451
14.3.- Teoría de Coulomb. Ejemplos	452
14.4.- Teoría de Rankine. Ejemplos	456
14.5.- Empujes en suelos cohesivos	459
14.6.- Efecto de las sobrecargas en los empujes	459
Ejemplos	461
14.7.- Estabilidad de taludes.	463
Método de Culmann. Ejemplos	464
Método numérico. Ejemplos	465
Método de las secciones. Ejemplos	466
14.8.- Taludes con estratos inclinados. Ejemplo	468
14.9.- Excavaciones abiertas	469
14.10.- Entibación y apuntalamiento de excavaciones	470
Ejemplos	472
14.11.- Terraplenes	473

CAPITULO 15.- MUROS DE CONTENCION

15.1.- Introducción	474
15.2.- Diferentes tipos de muros de contención	476
15.3.- Muros de gravedad	478
Ejemplo	481
15.4.- Muros en Cantilever	483
Ejemplo	485
15.5.- Muros con contrafuertes	488



ARNALDO J. GARCES
INGENIERO CIVIL
C.I.V. 53772

Teoría de placas.Métodos aproximados	490
Diseño de contrafuertes	491
Ejemplos	493
15.6.- Perfiles especiales de muros	497
15.7.- Juntas de construcción	498
15.8.- Instalación de drenajes en muros	499
15.9.- Asentamientos y volcamiento de muros	500
15.10.- Muros de gravedad y fricción	501
Muros de gaviones	501
Muros de sacos de suelo-cemento	503
Muros de tierra armada	504
Muros de geotextiles	506
Muros tipo Crib-Wall	507
Muros de Mampostería	507
15.11.- Muros colados	508
15.12.- Muros de pilotes	510
Muros de pilotes tangentes	510
Muros de pilotes secantes	512
Pilotes y pantallas	512
15.13.- Tablestacados	513
Tablestacas en Cantilever en suelos granulares. Ejemplos	516
Tablestacas en Cantilever en suelos cohesivos. Ejemplos	519
Tablestacas ancladas	521
Método de la tierra suelta. Método de la tierra fija.	
Ejemplos	522
15.14.- Muros de concreto proyectado	525
15.15.- Comportamiento de los muros de contención tipo pantalla	527
15.16.- Sistema de anclajes	528
Ejemplos	532
15.17.- Muros de sótanos de edificios	533
15.18.- Muros de hielo	534

CAPITULO 16.- FUNDACIONES ESPECIALES

16.1.- Generalidades	536
16.2.- Fundaciones de torres atirantadas	536
Ejemplo	538
16.3.- Fundaciones de chimeneas	539
16.4.- Depósitos de agua. Estanques y cisternas	541
Diseño de depósitos rectangulares	542
Ejemplo	547
Diseño de depósitos cilíndricos	550
Ejemplo	553
16.5.- Cajones de fundación	555
Cajones abiertos	556
Cajones cerrados	559
Cajones neumáticos	561
16.6.- Estructuras flotantes	565

APENDICE A

Propiedades mecánicas y características de los suelos	566
Tabla A-1 : Pesos específicos y capacidad portante	566
Tabla A-2 : Angulo de fricción interna del suelo y de fricción entre suelo y muro	567
Tabla A-3 : Valores de la cohesión en suelos arcillosos	567
Tabla A-4 : Número de golpes N de resistencia a penetración standard	568
Tabla A-5 : Angulo del talud natural	568

REFERENCIAS

569



CAPITULO 1

Características de los Suelos

1.1.- GENERALIDADES SOBRE SUELOS Y ROCAS

Los suelos son el producto del desgaste o desintegración de las rocas de la corteza terrestre, debido a los agentes atmosféricos y a los diferentes procesos físico-químicos en la naturaleza. Existen suelos cuya edad se remonta a miles de millones de años, mientras que otros depósitos son más recientes, si bien todos han sufrido en el tiempo sucesivas erosiones, filtraciones, mutaciones, deslizamientos, compactaciones, drenajes o muchos otros efectos que les otorgan las características actuales, las cuales continúan asimismo evolucionando con mayor o menor lentitud.

Por suelo se entiende todo depósito de partículas minerales y orgánicas disgregadas pero íntimamente asociadas entre sí, pertenecientes al manto rocoso de la litosfera, las cuales presentan diferentes grados de cohesión y fuerzas intermoleculares que las mantienen vinculadas. Genéricamente, en todos los suelos, tales como las gravas, arenas, limos, y arcillas, estas partículas han sido depositadas a través de los siglos por glaciares, por sedimentos aluvionales en los ríos y marinos en las playas de las costas, o transportadas por el viento.

Las rocas, por el contrario, están formadas por minerales y otras sustancias sólidas endurecidas, y sólo pueden ser excavadas mediante taladros, cuñas o explosivos. No existe sin embargo una frontera neta que diferencie suelos y rocas, ya que ciertos tipos de suelos, luego de un prolongado período de tiempo, pueden consolidarse transformándose en rocas, y las rocas a su vez, pueden desintegrarse y formar suelos con sus partículas pulverizadas. En efecto, la mayoría de los suelos fueron originariamente rocas que el tiempo y los efectos climáticos disgregaron progresivamente. Esto se demuestra en el laboratorio con trozos de roca calcárea, la cual puede desintegrarse primero en partículas de arena, y luego en otras de menor tamaño como las de los limos y arcillas.

Sin embargo, a medida que la naturaleza transforma las rocas en suelos, se van produciendo simultáneamente múltiples cambios y reacciones químicas que son imposibles de reproducir en el laboratorio en un tiempo breve, de modo que los suelos que se obtienen de la desintegración de las rocas en forma artificial, difieren generalmente de aquellos que resultan de los procesos naturales. En general, para establecer una diferencia entre suelos y rocas, se suele entender por roca todo suelo con suficiente dureza y resistencia para requerir procedimientos mecánicos de penetración al ser horadados, y por suelos, aquellos que permiten ser excavados a mano, removidos, compactados, drenados, etc.

Los suelos constituyen un inagotable tema de investigación y estudio para diferentes ramas de la ciencia, como por ejemplo la geología, la agronomía y la mineralogía. Desde el punto de vista de la ingeniería civil, el suelo se analiza bajo los siguientes aspectos :

- Como base de apoyo para todo tipo de edificaciones
- En forma de masa o talud que debe ser contenido
- Cumpliendo la función de material de construcción

Por regla general, todo lo que se construye resulta soportado directa o indirectamente por el suelo de fundación. Independientemente del tamaño o función de una edificación, su forma o ubicación geográfica, debe apoyar sobre el terreno que la sustenta. Este debe resistir la totalidad de las cargas que le transmiten las columnas y muros a través de sus bases, tales como las cargas permanentes, sobrecargas móviles, el peso de los fluidos o materiales granulares almacenados, cargas de viento, sismo, vibratorias, de impacto, etc., asegurando la estabilidad del conjunto y una correcta interacción suelo-fundaciones-superestructura, así como el buen funcionamiento de las instalaciones y servicios auxiliares complementarios.

En el segundo, caso, cuando se realizan excavaciones y trabajos subterráneos o en taludes y terraplenes, el suelo puede sufrir deslizamientos que afecten su estabilidad y la de otras construcciones vecinas, o pongan en peligro la seguridad de personas o bienes. Por ello, se deben diseñar estructuras

capaces de contenerlo, dándole un adecuado soporte lateral que evite el colapso de la masa de suelo inestable.

Adicionalmente, como material de construcción, el suelo ha servido desde tiempos milenarios para erigir monumentos, levantar tumbas, construir presas, formar terraplenes y otros múltiples usos. También en forma de bloques o ladrillos secados al sol, se han construido viviendas, caminos, muros, bóvedas, presas, acueductos, túneles, etc. con diversos fines de abrigo, recreación, circulación, defensa y abastecimiento.

1.2.- LA MECÁNICA DE SUELOS

La mecánica de suelos es la ciencia que investiga la naturaleza y comportamiento de la masa del suelo, formada por la unión de las partículas dispersas de variadas dimensiones y constituye una especialidad de la geomecánica que engloba la mecánica de las rocas y de los suelos formados por sustancias minerales y orgánicas. Por ello la mecánica de suelos difiere de la mecánica de los sólidos y la de los fluidos y corresponde a una rama aparte de la ciencia de la ingeniería.

En virtud de la heterogénea variedad de los suelos, con aleatorias composiciones y diversas propiedades físico-naturales, el rol de la mecánica de suelos resulta de fundamental importancia en la ingeniería de suelos, así como representa motivo de estudio para geólogos, hidrólogos, y todos los profesionales, técnicos y especialistas cuyo trabajo u oficio involucra el suelo.

Desde los albores de la historia, el suelo ha estado en estrecha relación con la vida del hombre, si bien fue recién a principios del siglo XIX que la importancia y dimensiones de las construcciones y edificios en general exigió un mayor conocimiento de las propiedades y características del suelo, de modo de poder utilizar mejor su capacidad portante y controlar los asentamientos. Muchos fueron los eminentes físicos e investigadores pioneros de la mecánica de suelos, entre los cuales se pueden mencionar a C.A. Coulomb en 1773 y a W.J. Rankine en 1885, quienes a pesar de contar inicialmente sólo con instrumentos y equipos de poca precisión, tuvieron la aguda visión de la problemática que involucra el comportamiento de los suelos, y permitieron signar el futuro de esta rama de la ingeniería.

A comienzos del siglo XX se intensificaron las investigaciones sobre el tema, y los trabajos de Klotter en Alemania, Boussinesq en Francia y especialmente Karl Terzaghi en Alemania y los Estados Unidos, abrieron nuevos horizontes en la materia, permitiendo su evolución y perfeccionamiento, de modo de permitir una mayor y más amplia utilización de los logros científicos alcanzados. De esta manera, la mecánica de suelos se ha transformado en la herramienta esencial que permite un correcto diseño de las fundaciones de edificios, puentes, caminos, presas, chimeneas, torres, muros, depósitos, silos, y todo tipo de estructuras resistentes. En todos los casos, el problema se debe enfocar como la total interacción del suelo, las bases y la superestructura, teniendo en cuenta sin embargo que el terreno sobre el cual descansa cada construcción es esencialmente único desde el punto de vista de las condiciones geológicas. Por ello cada fundación debe diseñarse de acuerdo con las características propias de comportamiento de la estructura que soporta, y de las propiedades resistentes del suelo sobre el cual descansa.

La información necesaria acerca de las características de los diferentes estratos del suelo que sustentará una construcción, es suministrada por lo general por los ingenieros de suelos, quienes realizan la exploración del subsuelo, organizan las pruebas de laboratorio, interpretan los resultados obtenidos y facilitan los datos pertinentes sobre los posibles asentamientos o expansiones a producirse. Asimismo, recomiendan el tipo de fundación a usar según el caso, y los eventuales tratamientos a aplicar al suelo para mejorar sus características y su capacidad portante.

La correcta elección del tipo de fundación más apropiado dará como resultado una mayor eficiencia en el comportamiento estructural, en función de las condiciones del subsuelo, del tamaño y forma de la construcción y del tipo y magnitud de las cargas transmitidas. Desde el punto de vista técnico existirán siempre varias soluciones para el problema planteado y es aconsejable realizar prediseños de algunas de las posibles fundaciones propuestas, para luego determinar las ventajas y desventajas obtenidas de la comparación de los resultados, tales como la mayor economía lograda, la sencillez de la ejecución y el tiempo requerido para su finalización.

En otros casos, se debe evaluar la posibilidad de transportar hasta el lugar de la obra la maquinaria de excavación apropiada, el equipo para el mejoramiento de las capas del subsuelo, o el drenaje necesario del agua subterránea, el vaciado de las bases, etc., especialmente en las zonas de difícil acceso.

En todos los casos, la decisión final la adoptará el ingeniero luego de un detallado análisis de cada caso en particular. Esta decisión corresponderá a la solución que asegure la mayor eficiencia estructural, así como la máxima estabilidad del conjunto, una adecuada ductilidad durante la vida útil de la superestructura, y un factor de seguridad apropiado.

1.3.- PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS

El suelo de fundación es un material no consolidado formado por una gran variedad de partículas minerales, con líquidos y gases incluidos. Adicionalmente, el suelo puede también contener materias orgánicas que afectan sus propiedades físicas. Las partículas minerales son gránulos de diferentes tamaños, composición y características, que no se hallan firmemente ligados entre sí, como sucede por ejemplo con los cristales de un metal, sino que son capaces de disgregarse y reunirse bajo la acción de las fuerzas exteriores que sobre ellos actúan, y cuya resistencia depende del índice de humedad y del porcentaje de gas que contienen.

Además, las propiedades estructurales de los materiales dispersos que forman los suelos, dependen no solamente de la resistencia de sus gránulos aislados, sino también de las fuerzas de adherencia o atracción que existen entre ellos y los agregados. Estas fuerzas son de naturaleza muy compleja y responden a campos de energía externa o interna que tienen su origen en fuerzas moleculares electro-magnéticas y actúan directamente sobre las partículas sólidas, en sus puntos de contacto. Además, la magnitud de estas fuerzas varía en función de la composición mineral de las partículas, su tamaño y el porcentaje de humedad que llena los vacíos.

Las propiedades físicas de un suelo permiten identificarlo y clasificarlo dentro de una amplia gama de posibilidades que existen en la naturaleza. Estas propiedades dependen además de la posición geográfica del suelo y la profundidad y espesor del estrato. Entre las propiedades físicas y mecánicas de un suelo se pueden enumerar:

- La composición del suelo
- La densidad, porosidad e índice de vacíos
- El tamaño y forma de las partículas
- La textura y el color
- La consistencia y el contenido de humedad
- La permeabilidad y capilaridad
- La compresibilidad
- La capacidad portante
- La retracción y expansión

A continuación se analizarán estas propiedades, que identifican un suelo, en base a las cuales es posible lograr un correcto diseño de las fundaciones.

1.4.- DENSIDAD, POROSIDAD E INDICE DE VACIOS

Analizando un espécimen típico de un suelo, por ejemplo de arena arcillosa, su aspecto en escala magnificada se indica en la figura 1.1 a), donde se pueden apreciar las partículas sólidas formadas por gránulos de arena, partículas de arcilla y coloides compactos. A los espacios entre ellos se los designa poros o vacíos, los cuales están colmados de líquido y gas. Se acepta generalmente que el líquido es agua y que el gas es aire, si bien pueden contener otros ingredientes, tales como sales minerales en disolución o gases resultantes de la descomposición de materias orgánicas u otros. El volumen y peso de las diferentes fases de la materia en la masa del suelo puede ser representado esquemáticamente como indica la figura 1.1 b), donde el volumen total resulta:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_a + V_w \quad (1.1)$$

donde V_s es el volumen de los sólidos, V_a el del aire y V_w el del agua contenida en los poros.

El peso total es:

$$W = W_s + W_v = W_s + W_w \quad (1.2)$$

El peso del aire W_a generalmente se desprecia. $W_a = 0$.

Las más usuales definiciones que se utilizan para clasificar los suelos y determinar las relaciones matemáticas entre las fases que lo forman, se indican a continuación:

Relación de vacíos e

Es el índice entre el volumen de vacíos y de sólidos en la masa del suelo. Se expresa como un decimal:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.3)$$

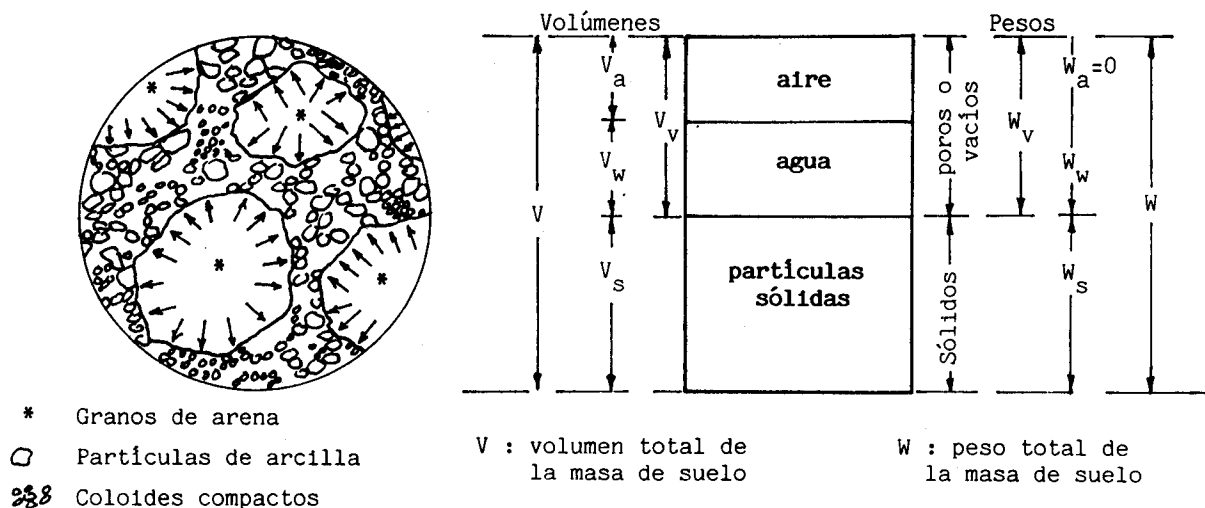


Figura 1.1.- Estructura de un suelo mixto

Porosidad n

Es la expresión del volumen de vacíos como porcentaje del volumen total de la muestra de suelo analizada, sin tomar en cuenta el aire o el agua contenida en los poros.

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100 \quad (1.4)$$

La relación de vacíos e y la porosidad también pueden obtenerse mediante las ecuaciones :

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad n = \frac{e}{1 + e} \quad (1.5)$$

La relación de vacíos y la porosidad de un suelo dependen del grado de compactación o consolidación, por lo cual sirven para determinar la capacidad portante del suelo, y ésta se incrementa cuando ambas relaciones disminuyen.

Contenido de humedad w

Se expresa como el porcentaje que relaciona el peso del agua W_w en la masa del suelo y el peso de los sólidos en la misma masa.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (1.6)$$

Grado de saturación S

Resulta el porcentaje del volumen del agua con relación al volumen total de vacíos.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (1.7)$$

La saturación es la condición de un suelo para la cual los vacíos están completamente llenos de agua, y saturación parcial es cuando los vacíos están parcialmente llenos de agua. Sobresaturación o supersaturación es la condición de exceso de agua con relación al volumen normal de vacíos, cuando las partículas sólidas flotan o se hallan en suspensión.

Cuando $S = 0$, el suelo está seco. Si $S = 100\%$, está saturado. Valores intermedios de S corresponden a las saturaciones parciales. La sobresaturación evidencia valores de $S > 100\%$.

La relación más usada en mecánica de suelos no es sin embargo el grado de saturación, sino el contenido

do de humedad w , ya que es más simple obtener pesos que volúmenes. Para ello, se pesa la muestra al natural y se obtiene W . Luego se la seca en horno a 110°C y se vuelve a pesar obteniéndose W_s . De ec. 1.2 se obtiene W_w .

Usualmente se consideran con bajo contenido de humedad los suelos con $w \leq 50\%$, con humedad media cuando $50 < w \leq 80\%$ y con alto contenido de humedad cuando $w > 80\%$.

Densidad específica ρ

Es la relación de masa por unidad de volumen, y se mide en Kg/m^3 o en g/cm^3 .

Peso específico γ

Resulta la relación entre el peso de la muestra de suelo y el volumen de la misma. La expresión general del peso específico es :

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (1.8)$$

El término peso específico de un suelo implica suelo húmedo, con humedad natural. El peso específico se determina en muestras de suelo no disturbadas, extraídas mediante tubos de penetración herméticos.

Es la característica más importante de un suelo, indispensable para iniciar toda investigación relacionada con la mecánica de suelos. Se pueden distinguir además :

a) Peso específico de la muestra seca :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (1.9)$$

b) Peso específico de la muestra sumergida :

$$\gamma_b = \frac{W_{s \text{ sum}}}{V} = \gamma - \gamma_w \quad (1.10)$$

El peso específico del agua es :

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3 = 1 \text{ g/cm}^3 \quad (1.11)$$

Peso específico relativo de la masa G_m

También conocido como peso específico aparente de una substancia, es la relación entre su peso y el de igual volumen de agua.

$$G_m = \frac{\gamma}{\gamma_w} = \frac{W}{V \gamma_w} \quad (1.12)$$

Peso específico relativo de los sólidos G_s

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \quad (1.13)$$

El peso específico relativo es adimensional, y para cada mineral, G_s es una constante. La Tabla 1.1 da algunos de estos valores para ciertos minerales, y la Tabla 1.2, para diferentes suelos.

Las precedentes ecuaciones dadas, 1.1 a 1.13, relacionan pesos y volúmenes de una masa de suelo, y resultan de gran utilidad práctica en la resolución de muchos problemas de la mecánica de suelos, tales como la estabilidad de taludes, el asentamiento de estratos bajo una construcción, el grado de compactación de un terreno, etc.

Debido a la complejidad de la estructura interna de una masa de suelo, las cargas exteriores aplicadas son resistidas en parte por las substancias minerales sólidas, y en parte por el fluido de los poros. Las cargas resultan así compartidas, en forma similar a las presiones parciales en los gases.

La naturaleza del fluido de los poros influencia la magnitud de la resistencia a corte que se crea entre dos partículas próximas, las cuales aún cuando no estén en contacto, pueden transmitir fuerzas normales y tangenciales. El espacio entre estas partículas aumenta o disminuye según que las fuerzas de compresión transmitidas también aumenten o disminuyan. La interacción entre estas fases es la interacción química.

T A B L A 1.1

Peso específico relativo G_s para los minerales

Mineral	G_s
Cuarzo	2,65
Feldespato (blanco-rosado)	2,54 a 2,57
Feldespato (gris)	2,62 a 2,76
Calcita	2,72
Caolinita	2,61
Sílice	2,66
Ferromagnesio	2,90 a 3,80
Dolomita	2,85
Muscovita (mica potásica)	2,70 a 3,10
Biotita	2,80 a 3,20
Clorita	2,60 a 2,90
Serpentina (mármol)	2,20 a 2,70
Montmorillonita	2,60 a 2,74
Oxidos de hierro	5,40
Minerales arcillosos	2,20 a 2,60

T A B L A 1.2

Peso específico relativo G_s para los suelos

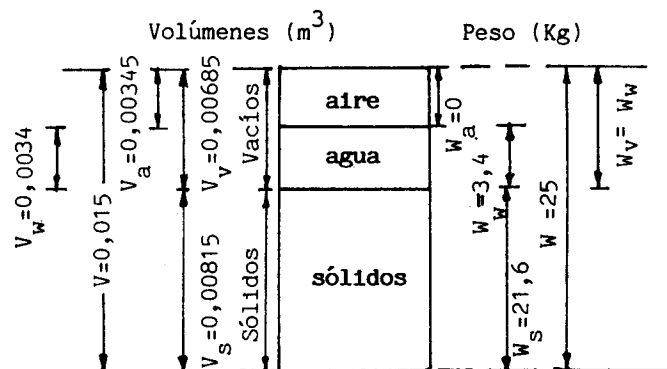
Suelos	G_s
Grava	2,65 a 2,68
Arena	2,65 a 2,68
Arcilla inorgánica	2,68 a 2,75
Arcilla orgánica	2,58 a 2,65
Limo inorgánico	2,62 a 2,68

EJEMPLO 1.1

Una muestra de suelo arenoso húmedo pesa 25 Kg. y su volumen es de $0,015 \text{ m}^3$. Luego del - secado en horno, su peso se reduce a 21,6 Kg. El peso específico relativo de los sólidos es de 2,65. Se pide hallar :

- El contenido de humedad
- El peso específico del suelo húmedo
- La relación de vacíos
- La porosidad
- El grado de saturación

Datos : $V = 0,015 \text{ m}^3$
 $W = 25 \text{ Kg}$
 $W_s = 21,6 \text{ Kg}$
 $G_s = 2,65$



El peso del agua contenida, según ec. 1.2 es :

$$W_w = W - W_s = 25 - 21,6 = 3,4 \text{ Kg}$$

y su volumen :

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{3,4}{1.000} = 0,0034 \text{ m}^3$$

a) El contenido de humedad, según ec. 1.6 es :

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{3,4 \times 100}{21,6} = 15,74 \%$$

b) El peso específico del suelo húmedo es ,según ec. 1.8 :

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{25}{0,015} = 1,667 \text{ Kg/m}^3$$

c) De ec. 1.3 se obtiene la relación de vacíos : $e = \frac{V_v}{V_s}$

El volumen de los sólidos (ec.1.13) es :

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{21,6}{2,65 \times 1.000} = 0,00815 \text{ m}^3$$

y el volumen de vacíos : (de ec.1.1)

$$V_v = V - V_s = 0,015 - 0,00815 = 0,00685 \text{ m}^3$$

El volumen de aire contenido resulta : $V_a = V - V_s - V_w = V_v - V_w = 0,00685 - 0,0034 = 0,00345 \text{ m}^3$

$$\therefore e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0,00685}{0,00815} = 0,84$$

d) La porosidad, de ec. 1.4 : $n = \frac{V_v}{V} \times 100 = \frac{0,00685 \times 100}{0,015} = 45,67\%$

e) El grado de saturación del suelo, según ec. 1.7 :

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{0,0034 \times 100}{0,00685} = 49,63\%$$

EJEMPLO 1.2.-

Calcular :
 a) El peso específico del suelo seco
 b) La relación de vacíos
 c) El grado de saturación

para una muestra con un contenido de humedad del 32% y un peso específico de suelo húmedo de 1.860 - Kg/m³. El peso específico relativo de los sólidos es de 2,67.

Datos :

$$w = 32\% \quad G_s = 2,67$$

$$\gamma = 1.860 \text{ Kg/m}^3$$

De ec. 1.6 :

$$W_w = w W_s / 100 = 0,32 W_s$$

Según ecs. 1.2 y 1.8 :

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = 1.860 \text{ Kg/m}^3$$

Suponiendo 1 m³ de suelo :

$$V = 1 \text{ m}^3 \quad \therefore W_s + W_w = W_s + 0,32 W_s = 1.860 \text{ Kg}$$

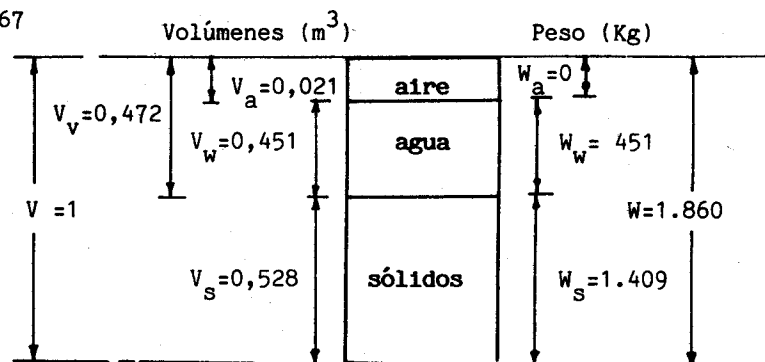
Resulta :

$$W_s = 1.409 \text{ Kg}$$

$$W_w = 451 \text{ Kg}$$

a) El peso específico del suelo seco, de ec. 1.9 se obtiene :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{1.409 \text{ Kg}}{1 \text{ m}^3} = 1.409 \text{ Kg/m}^3$$



b) Relación de vacíos, según ec. 1.3 : $e = \frac{V_v}{V_s}$

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{1.409}{2,67 \times 1.000} = 0,528 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 1 - 0,528 = 0,472 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, $e = \frac{0,472}{0,528} = 0,894$

Además :

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{451}{1.000} = 0,451 \text{ m}^3$$

$$V_a = V_v - V_w = 0,472 - 0,451 = 0,021 \text{ m}^3$$

c) Grado de saturación, según ec. 1.7 :

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = 95,55\%$$

EJEMPLO 1.3.-

Se extrae una muestra de suelo saturado con un peso específico de 1.900 Kg/m^3 y contenido de humedad del 40%. Se pide calcular :

- La relación de vacíos
- El peso específico relativo de los sólidos

Datos :

$$\gamma = 1.900 \text{ Kg/m}^3 \quad w = 40\%$$

Para un volumen de 1 m^3 : $W = W_s + W_w = 1.900 \text{ Kg}$

De ec. 1.6 : $w = \frac{W_w}{W_s} = 0,4$

$$W_w = 0,4 W_s$$

$$\therefore W_s = 1.900 / 1,4 = 1.357 \text{ Kg} \quad \therefore W_w = W - W_s = 543 \text{ Kg}$$

Para la muestra saturada, $V_a = 0$. Por lo tanto :

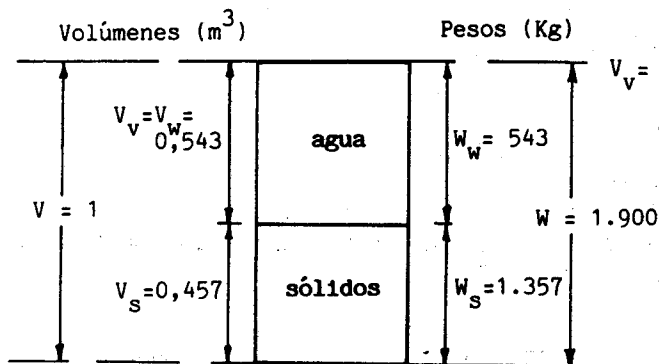
$$V_v = V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{543}{1.000} = 0,543 \text{ m}^3 \quad \therefore V_s = 0,457 \text{ m}^3$$

a) El índice de vacíos resulta :

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0,543}{0,457} = 1,19$$

b) El peso específico relativo de los sólidos : (de ec. 1.13) :

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} = \frac{1.357}{0,457 \times 1.000} = 2,97$$



EJEMPLO 1.4.-

De una muestra de suelo se obtienen los siguientes datos :

$$e = 0,87 \quad S = 32\% \quad G_s = 2,72$$

Se pide calcular el contenido de humedad del suelo y su peso específico.

El contenido de humedad es, según ec.1.6 :

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

De ec. 1.3 se despeja :

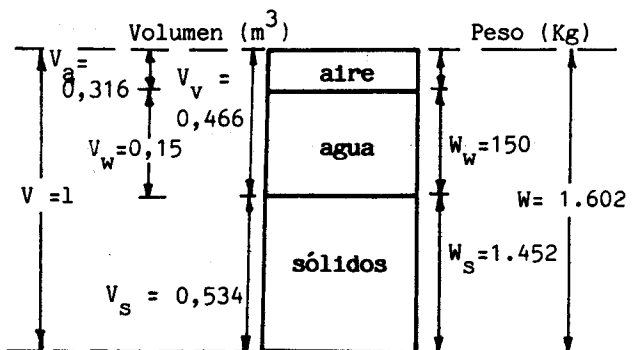
$$V_v = e V_s = 0,87 V_s$$

Suponiendo un volumen de 1 m^3 :

$$V_v + V_s = 1 \text{ m}^3$$

$$V_s = 1 / 1,87 = 0,534 \text{ m}^3$$

$$V_v = 0,466 \text{ m}^3$$



Para el grado de saturación dado,

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{0,466} = 0,32 \quad \therefore V_w = 0,15 \text{ m}^3$$

$$W_w = V_w \cdot \gamma_w = 0,15 \times 1.000 = 150 \text{ Kg}$$

$$V_a = V_v - V_w = 0,466 - 0,15 = 0,316 \text{ m}^3$$

De ec. 1.13 : $W_s = V_s G_s \gamma_w = 0,534 \times 2,72 \times 1.000 = 1.452 \text{ Kg}$

Por lo tanto, el contenido de humedad resulta : $w = \frac{150 \times 100}{1.452} = 10,33\%$
(de ec. 1.6)

Y el peso específico :
(ec.1.2) $\gamma = \frac{W}{V} = \frac{1.452 + 150}{1} = 1.602 \text{ Kg/m}^3$

1.5.- TAMAÑO DE LOS GRANOS

Los suelos pueden ser clasificados según el tamaño predominante de sus granos, ya que por lo general todo suelo presenta una mezcla de partículas de diferentes formas y dimensiones que varían desde grandes piedras hasta granos muy finos que sólo se pueden visualizar con un microscopio común. Es usual que el contenido de gravas y arenas se determine utilizando tamices, mientras que el porcentaje de coloides, limos y arcillas se obtenga mediante ensayos de sedimentación. Por ello las pruebas granulométricas se realizan según los siguientes métodos :

- Tamices calibrados
- Ensayos hidrométricos

Para comenzar, las muestras del suelo son agitadas en tamices de diversos tamaños apilados verticalmente, con aberturas de forma cuadrada y dimensiones variables entre 10 cm (4") y 0,075 mm (Tamiz - U.S.A. Standard N°200) según indica la Tabla 1.3.

T A B L A 1.3

TAMICES CON ABERTURAS STANDARD

U.S.A.		UNIDADES METRICAS	
Número del Tamiz	Tamaño de la abertura (mm)	Número del Tamiz	Tamaño de la abertura (mm)
4"	101,6	100.000	100
3"	76,2	75.000	75
2"	50,8	50.000	50
1"	25,4	25.000	25
3/4"	19,1	20.000	20
1/2"	12,7	15.000	15
3/8"	9,52	10.000	10
Nº 4	4,76	5.000	5
Nº 10	2	2.000	2
Nº 40	0,425	1.000	1
Nº 100	0,149	500	0,5
Nº 200	0,075	300	0,3
		150	0,15
		75	0,075

El tamiz con los huecos de mayor dimensión se coloca en la parte superior y los restantes se superponen en forma ordenada con disminución progresiva del tamaño de los huecos, de modo que al colocar la muestra de suelo sobre el tamiz superior, las partículas caen por gravedad y van quedando retenidas según su tamaño, en los diferentes tamices.

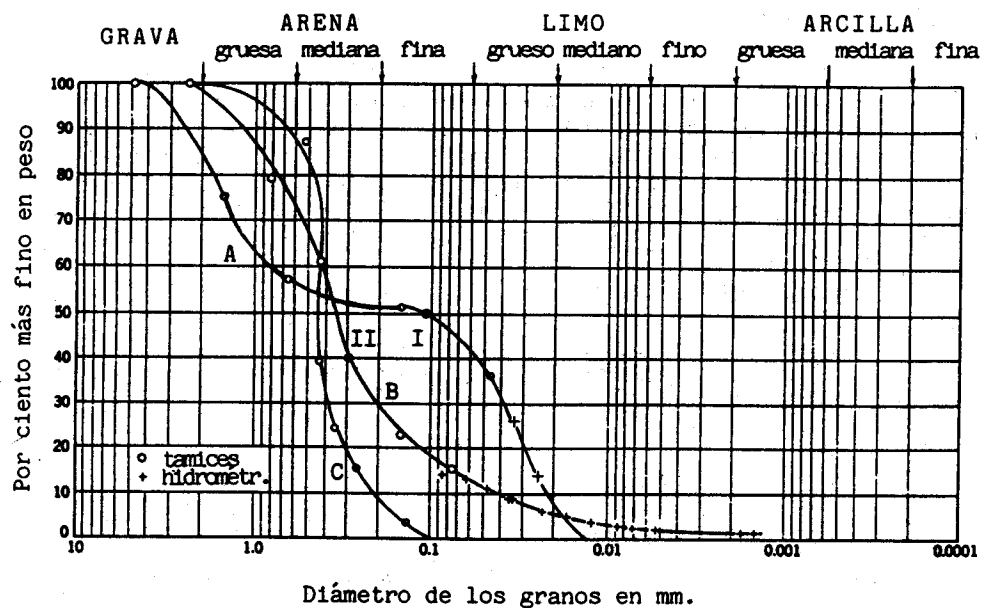
Luego de completado el proceso, se pesa la parte del suelo contenida en cada tamiz y los resultados se grafican como indica la figura 1.2 según una curva de distribución de acuer-

do al tamaño de los granos, con la correspondiente clasificación dada en la Tabla 1.4. Los granos con tamaño mayor a 10 cm se miden directamente con calibradores y la fracción de suelo que pasa el tamiz Nº 200 se clasifica luego por sedimentación, como ocurre con los suelos cohesivos.

Para ello se usan las pruebas hidrométricas, que consisten en la observación de la velocidad de asentamiento de las partículas del suelo. Cuanto más pequeñas son, más lentamente asientan. Sin embargo, el método no da buenos resultados cuando las partículas tienen dimensión inferior a 0,005 mm debido a que se mantienen en suspensión indefinidamente, y en este caso deben usarse microcopios electrónicos. En el análisis hidromético, el tamaño de las partículas es el correspondiente al diámetro de una esfera cuya sedimentación en el agua ocurre a la misma velocidad de la partícula.

Las arenas naturales comunes en Venezuela corresponden a suelos que presentan un 4%₂ de sus granos más finos que el tamiz de 0,075 mm y si se las comprime con una presión de 1.400 Kg/cm² y luego se descargan, se expanden en un 20%.

En la figura 1.2, los diámetros de las partículas se miden en escala logarítmica en las abscisas y los porcentajes en peso de los granos más finos se da en las ordenadas en escala natural.



A : Graduación discontinua

B : Bien graduado

C : Graduación uniforme

Figura 1.2.-

Las curvas granulométricas de diferentes suelos están representadas en la figura para tres tipos de ellos. La curva A corresponde a un suelo de graduación discontinua, representada por la sucesión de concavidades y convexidades; la curva B es más suave, e indica un suelo bien graduado, con gran va-

T A B L A 1.4

CLASIFICACION DE SUELOS SEGUN EL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS

Suelo	Tamaño de las partículas
Piedras de boleo	> 300 mm
Canto rodado	80 a 300 mm
Grava Gruesa	20 a 80 mm
Grava fina	5 a 20 mm
Arena gruesa	2 a 5 mm
Arena mediana	0,5 a 2 mm
Arena fina	0,075 a 0,5 mm
Limos	0,002 a 0,075 mm
Arcillas	< 0,002 = 2 μ (micrones)

riación en el tamaño de los granos. mientras que la curva C presenta gran pendiente, lo cual evidencia una graduación uniforme. Un punto cualquiera de estas curvas, por ejemplo el I, sobre la curva A, indica que el 50% en peso del suelo tiene granos más finos que 0,12 mm, y el punto II sobre la curva B que el 40% en peso tiene granos más finos que 0,3 mm.

EJEMPLO 1.5

Una muestra de suelo que pesa 2 Kg se hace pasar por los tamices indicados a continuación y se obtienen los siguientes resultados :

Tamiz de unidades métricas N°	Tamaño de las aberturas (mm)	Peso del suelo retenido (g)
15.000	15	0
10.000	10	113
5.000	5	226
2.000	2	315
1.000	1	482
500	0,5	517
300	0,3	243
150	0,15	75
75	0,075	20
Resto	-	9

Se pide dibujar la curva de distribución de partículas por tamaño, en un gráfico donde los diámetros se miden en las abscisas en escala logarítmica, y el porcentaje de granos más finos en las ordenadas en escala aritmética, como muestra la figura.

Para ello se calcularán los porcentajes de suelo retenidos en cada tamiz, el porcentaje acumulativo y el de granos que pasan, y estos valores se tabulan como se indica a continuación. El porcentaje retenido se obtiene en cada caso, dividiendo el peso del suelo en un determinado tamiz, por el peso total. Por ejemplo, en el tamiz N° 1.000 :

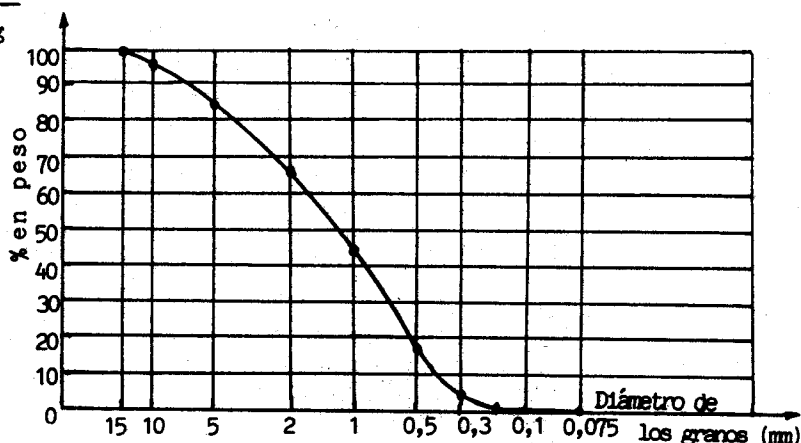
$$\% \text{ retenido en tamiz N° 1.000} = \frac{482}{2.000} = 24,1 \%$$

En forma similar, se procede con el resto de los tamices.

TAMIZ N°	PESO DEL SUELO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% ACUMULATIVO	% DE GRANOS QUE PASAN
15.000	0	0	0	100
10.000	113	5,65	5,65	94,35
5.000	226	11,30	16,95	83,05
2.000	315	15,75	32,70	67,30
1.000	482	24,10	56,80	43,20
500	517	25,85	82,65	17,35
300	243	12,15	94,80	5,20
150	75	3,75	98,55	1,45
75	20	1	99,55	0,45
Resto	9	0,45	100	-

Peso total : 200 g

El porcentaje acumulativo resulta de sumar los porcentajes retenidos en los sucesivos tamices, y su diferencia con el suelo de la muestra total da el porcentaje de los granos que pasan. La figura grafica la curva de distribución de las partículas que pasan por los diferentes tamices, la cual según la figura 1.2 corresponde a un suelo bien graduado, con gran variación en el tamaño de los granos.



1.6.- FORMA DE LAS PARTICULAS

Con excepción de los granos esféricos o cúbicos, una sola dimensión no puede determinar con exactitud el tamaño de las partículas de un suelo. Por eso, la clasificación según forma adquiere tanta importancia como su tamaño. Los geólogos suelen emplear términos tales como : en forma de disco, de hojas, de varas, de esferas, etc, para describir la relación predominante de dimensiones en las partículas.

En ingeniería de suelos, se clasifican los granos según las siguientes formas :

- Redondeadas
- De cantos vivos
- De cantos redondeados
- Laminares o en escamas
- Alargadas o en bastones

La forma de las partículas influye en el comportamiento y la capacidad portante de un suelo. En todos los granos se pueden determinar los siguientes parámetros :

- a) La esfericidad
- b) La angulosidad
- c) La planeidad

Los granos redondeados son los que se asemejan a una esfera. El índice de redondez I_r se obtiene :

$$I_r = \frac{\sum r/R}{N} \quad (1.14)$$

siendo $\sum r$ la sumatoria de los radios menores de los cantos vivos o redondeados de las partículas y R el radio del círculo inscripto. N es el número de cantos salientes, como muestra la figura 1.3 a),

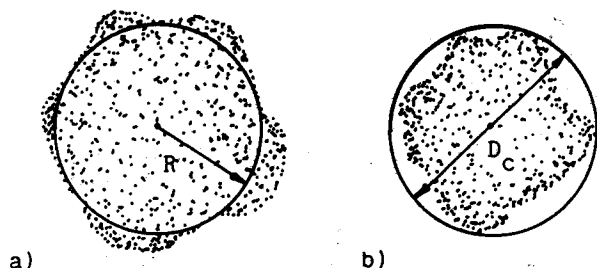


Figura 1.3

Los granos redondeados oponen mayor resistencia a ser desmenuzados y son capaces de resistir grandes cargas estáticas con pequeñas deformaciones.

El índice de esfericidad I_e resulta :

$$I_e = \frac{D_d}{D_c} \quad (1.15)$$

siendo D_d el diámetro del círculo cuya área es igual a la de la proyección de la partícula sobre un plano paralelo a su mayor dimensión de apoyo, y D_c el diámetro del círculo circunscripto. Ver fig. 1.3 b).

También se puede medir la esfericidad con la relación :

$$Esf = \frac{D_e}{L} \leq 1 \quad (1.16)$$

siendo D_e el diámetro equivalente de una esfera cuyo volumen sea el mismo de la partícula, y L su mayor dimensión. Los granos con formas laminares o alargadas presentan una esfericidad muy reducida.

Las partículas obtenidas de las piedras quebradas por trituration mecánica tienen generalmente vértices muy agudos y se agrupan bajo la clasificación de granos de cantos vivos, los cuales luego por erosión, van puliendo y redondeando sus aristas. La angulosidad es la medida de la agudeza de los vértices de una partícula. La figura 1.4 muestra algunos ejemplos de cantos de diferente angulosidad, desde el caso de bordes agudos y cortantes, hasta una redondez que se aproxima a la esférica.

Generalmente las arenas donde predomina el feldespato, el cuarzo y la dolomita presentan aristas con marcada angulosidad, especialmente cuando permanecen cerca de su lugar de origen. Pero si las arenas han sido transportadas y batidas por el viento y las olas del mar, suavizan notablemente sus bordes, como ocurre con las de las playas. Generalmente las partículas con cantos vivos tienden a quebrar con facilidad por la concentración de esfuerzos que se localizan en sus puntos de contacto, pero ofrecen mayor resistencia al desplazamiento que las partículas redondeadas. Los granos laminares o en escamas tienen el aspecto de hojas secas superpuestas y son el resultado de la esfoliación de las micas o de los minerales arcillosos. Ver fig. 1.5 a)

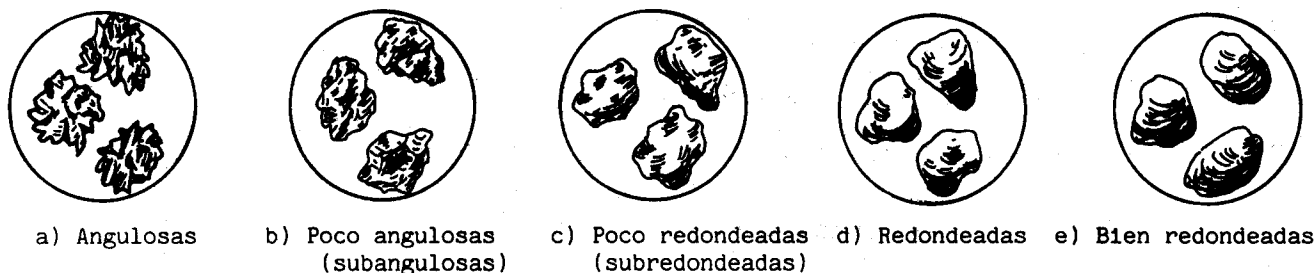


Figura 1.4 Partículas con diferente angulosidad y redondez.

Las partículas con características de planeidad tienden a orientarse horizontalmente, unas sobre otras, y ofrecen buena resistencia a las cargas perpendiculares a su plano, si bien desplazan fácilmente en la dirección paralela a su superficie, cuando se hallan ordenadamente dispuestas. Los suelos de granos laminares están dotados de características elásticas y resultan mullidos frente a las cargas dinámicas, si bien son altamente anisótropos, especialmente en el caso de suelos compactados. El índice de planeidad se define por la relación :

$$I_p = B/H \quad (1.17)$$

siendo B y H el ancho y el espesor respectivamente de las partículas. Las partículas alargadas y en forma de bastones se presentan en algunas arcillas. Ver fig. 1.5 b). El índice de alargamiento I_a se mide :

$$I_a = L/B \quad (1.18)$$

Cuando el valor de I_a es elevado, los granos presentan el inconveniente de que se rompen con facilidad bajo las cargas.^a Los suelos formados por partículas alargadas tienden a orientarlas en una misma dirección en terraplenes o laderas, de modo que se crea un plano preferencial de deslizamiento, que resulta peligroso para su estabilidad.

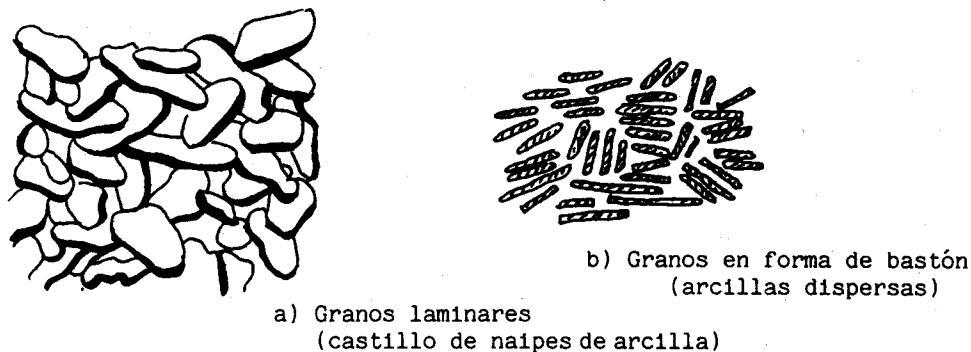


Figura 1.5

1.7.- TEXTURA Y COLOR

Independientemente de su forma, tamaño o grado de redondez, las partículas pueden diferenciarse por la textura, según la cual se clasifican en :

Rugosas
Lisas
Estriadas
Picadas
Pulidas

En algunos suelos, la textura puede apreciarse frotando los granos entre los dedos y se obtienen así ciertos datos, tales como la capacidad portante aproximada del suelo, el contenido de humedad y la posibilidad de obtener un buen suelo-cemento, etc.

En lo que respecta al color, éste resulta de gran utilidad para los geólogos de las minas, y ofrece cierta información a los ingenieros de suelos. La clasificación de los suelos por color tiene el inconveniente de que el mismo cambia con el contenido de humedad y con la composición química. En las

muestras que se extraen del subsuelo, el color debe definirse para el contenido natural de humedad, y antes de manipularlas, pues en muestras alteradas la variación del color es muy grande.

En muestras inalteradas, el color da una información aproximada acerca del tipo de suelo y sus componentes. Por ejemplo, el color rojizo indica la presencia de óxidos de hierro no hidratados (hematita) y corresponde a suelos bien drenados. Los colores negro y marrón oscuro denotan la existencia de materias orgánicas y los amarillos o marrones amarillentos, un elevado porcentaje de hierro hidratado, lo cual evidencia un mal drenaje del suelo. También el azul grisáceo y el gris amarillento corresponden a suelos con poco drenaje, mientras que el color blanco se debe a la presencia de sílice y cal, o bien de algunos componentes de aluminio.

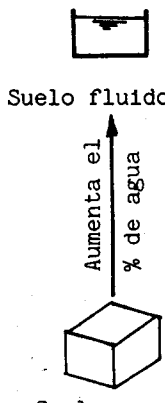
1.8.- CONSISTENCIA. LOS LIMITES DE ATTERBERG

El físico sueco A. Atterberg estableció en 1946 la clasificación de los suelos arcillosos en función del efecto que la humedad ejerce en su consistencia y fijó límites o fronteras entre cuatro diferentes estados, según se indica en la Tabla 1.5.

Consistencia significa grado de firmeza y en los suelos coherentes varía desde un estado sólido cuando están secos a un estado líquido viscoso cuando su contenido de agua aumenta considerablemente. Los límites de Atterberg no son estrictamente absolutos, sino fronteras aproximadas para la clasificación de los suelos cohesivos y resultan muy útiles en la mecánica de suelos para poder identificar las arcillas según su consistencia y comportamiento. De esta forma se puede predecir su capacidad portante frente a las cargas, sus propiedades de consolidación y compactación y sus posibles asentamientos y expansiones.

T A B L A 1.5

LIMITES DE ATTERBERG

	ESTADO	ASPECTO Y COMPORTAMIENTO	LÍMITE SEGUN CONTENIDO DE AGUA
	LIQUIDO	SOPA ESPESA, LIQUIDO VISCOSO	Límite Líquido (LL)
	PLASTICO	PASTA DENTAL, MANTECA BLANDA SE DEFORMA SIN AGRIETARSE	Límite plástico (LP)
	SEMISOLIDO	QUESO, CARAMELO BLANDO SE DEFORMA PERO SE AGRIETA	Límite de Retracción (LR)
	SOLIDO	CARAMELO DURO, GALLETAS SE RESQUEBRAJA AL DEFORMARSE	

En la Tabla 1.5 la línea divisoria entre los estados Líquido y Plástico es el Límite Líquido (LL); entre el Plástico y el Semisólido es el Límite Plástico (LP) y entre este último y el estado Sólido es el Límite de Retracción (LR). Se definirán a continuación los mencionados límites.

LÍMITE LIQUIDO (LL)

Es el contenido de humedad para el cual el suelo pasa del estado líquido al plástico. El ensayo que permite determinar el Límite Líquido consiste en colocar diferentes muestras de suelo, con humedad variable, en un recipiente o taza metálica accionada por medio de una manivela, que la levanta y deja caer bruscamente repetidas veces, sobre una base de madera dura, como muestra la figura 1.6 a).

Antes de iniciar cada ensayo, en la muestra de suelo se hace una ranura de determinadas dimensiones con una espátula de goma y se cuenta el número necesario de golpes para que la abertura cierre 1/2". Los datos se grafican en cada caso y cuando la curva obtenida corta la línea correspondiente a los 25 golpes, se considera ese valor como el del Límite Líquido del suelo. Ver fig. 1.6 b). Para determinar el contenido de humedad de las muestras, éstas se pesan primero en su estado natural y luego, después de haberlas secado en estufa a 110°C, de modo que la diferencia en peso permita conocer

la relación porcentual de humedad del suelo.

Como la cohesión del suelo retarda el cierre de la ranura, esta prueba resulta un índice de la cohesión. Las arcillas arenosas tienen valores bajos del Límite Líquido (alredor de un 20%) por lo cual esta prueba no resulta de importancia en la determinación de la capacidad portante del suelo. Por el contrario, los limos y arcillas evidencian Límites Líquidos del orden de hasta el 80 o el 100%. A la mayoría de los suelos arcillosos en Venezuela corresponde un Límite Líquido del 40 al 60%. Cuando el valor del Límite Líquido es muy elevado, la capacidad portante del suelo es muy baja. Si es del 100% significa que los sólidos del suelo pesan igual que la humedad contenida, y si es del 50%, que los sólidos pesan el doble de la humedad. Usualmente los suelos arcillosos presentan una resistencia al corte en el Límite Líquido de 25 a 30 g/cm².

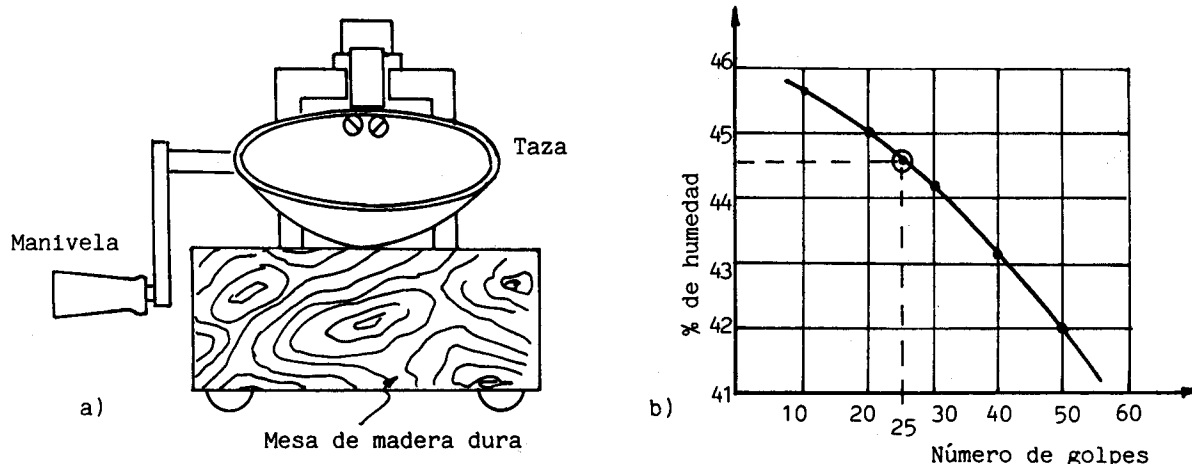


Figura 1.6

LÍMITE PLÁSTICO (LP)

El Límite Plástico de un suelo es el contenido de humedad para el cual se cambia del estado plástico al semisólido. En el estado plástico el suelo es fácilmente moldeable, mientras que en el semisólido se deforma agrietándose. El Límite Plástico queda definido cuando el suelo contiene justo la humedad necesaria para que al amasar manualmente bastoncitos cilíndricos de 0,3 cm de diámetro, éstos no se resquebrajan.

La prueba para determinar el Límite Plástico consiste en ir probando diferentes porcentajes de humedad en el suelo, e ir amasando los bastoncitos, hasta que esto suceda. El Límite Plástico está controlado por el contenido de arcilla. Los suelos que no permitan realizar esta prueba, no tienen Límite Plástico y se designan suelos no plásticos. Esto ocurre con algunos limos y arenas.

Cuando un suelo posee Límite Plástico, significa que está formado principalmente por arcilla o arcilla limosa y el contenido de humedad en ellos determina la magnitud de su capacidad portante, la cual crece rápidamente a medida que la cantidad de agua disminuye, y viceversa. Por ello, dependiendo del régimen de lluvias, la capacidad portante de los suelos con Límite Plástico varía a lo largo del año en ciertas regiones del mundo, por lo cual se deben tomar precauciones acerca de los datos suministrados en ingeniería de suelos. Es aconsejable por lo tanto adoptar el menor de los valores relativos a la capacidad portante del suelo, a los fines de diseño estructural de las fundaciones, o bien instalar adecuados sistemas de drenaje para limitar el contenido de humedad del suelo. Las arcillas con valores altos de sus Límites Líquido y Plástico se conocen por arcillas grasas; en caso contrario son arcillas pobres.

Las arcillas grasas se pueden moldear con facilidad aún para bajos contenidos de humedad, mientras que las pobres resultan friables o desmenuzables y en razón de que contienen generalmente un gran porcentaje de limos, se las designa por arcillas limosas.

La Tabla 1.6 a continuación da los valores de los Límites Líquido, Plástico y de Retención para los minerales arcillosos, así como el Índice de Plasticidad. Los límites de Atterberg resultan muy útiles en la identificación de los suelos arcillosos, a los fines de usarlos como relleno compactado, o en los métodos semiempíricos de estabilidad de taludes. Estos límites sin embargo no dan información acerca de la textura de las partículas o del grado de alteración que hayan sufrido las uniones de los granos en relación al suelo natural, las cuales pueden destruirse al manipular las muestras para la determinación de los diferentes límites. Por ello los resultados que se obtienen según los límites de Atterberg son siempre aproximados.

T A B L A 1.6
LIMITES DE ATTERBERG PARA MINERALES ARCILLOSOS

MINERAL	ION CAMBIABLE	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD	LIMITE DE RETRACCION
Montmorillonita	Na	710	54	656	9,9
	K	660	98	562	9,3
	Ca	510	81	429	10,5
	Mg	410	60	350	14,7
	Fe	290	75	215	10,3
	Fe*	140	73	67	-
Illita	Na	120	53	67	15,4
	K	120	60	60	17,5
	Ca	100	45	55	16,8
	Mg	95	46	49	14,7
	Fe	110	49	61	15,3
	Fe*	79	46	33	-
Caolinita	Na	53	32	21	26,8
	K	49	29	20	-
	Ca	38	27	11	24,5
	Mg	54	31	23	28,7
	Fe	59	37	22	29,2
	Fe*	56	35	21	-

* Luego de 5 ciclos de humectación y secado. (1)

LIMITE DE RETRACCION (LR)

Este límite queda determinado por la mínima cantidad de agua necesaria para llenar solamente los poros de una muestra de suelo seco. A este límite corresponde el menor volumen de la masa de suelo. El Límite de Retracción se conoce también como Límite de Contracción, y determina la frontera entre el estado semisólido y el sólido. Ver sección 2.7.

Cuando se alcanza el Límite de Retracción, el volumen de la muestra no disminuye, aún cuando se reduzca el contenido de humedad. La prueba para obtener el Límite de Retracción consiste en colocar una muestra de suelo húmedo dentro de un cilindro poco profundo, de volumen conocido, al que luego se le extrae el aire y se seca en horno a 110°C hasta que su peso sea constante. A continuación se procede a sumergir el suelo seco en mercurio, verificando el volumen desplazado.

La reducción del volumen en la muestra permite determinar el Límite de Retracción LR del suelo, el cual se obtiene según la relación :

$$LR = w_N - \left(\frac{V - V_0}{W_0} \times 100 \right) \quad (1.19)$$

siendo w_N el contenido normal de humedad en el suelo que se analiza, en porcentaje, con relación a aquel del suelo secado en horno; V el volumen del suelo húmedo, en cm^3 ; V_0 el volumen del suelo secado en el horno, en cm^3 , y W_0 el peso del suelo secado en horno, en gramos.

El principal componente de un suelo, cuya influencia resulta determinante en la magnitud del Límite de Retracción es la arcilla, evidenciándose una disminución del mismo a medida que el contenido de arcilla aumenta. En las arenas, el Límite de Retracción se halla muy próximo al Límite Líquido, y en suelos de arena arcillosa, dependiendo del contenido de arcilla y de limo, el Límite de Retracción puede ser del orden del 12 al 20%.

En las arcillas, el Límite de Retracción alcanza generalmente valores entre el 5 y el 10%. En estos suelos la capacidad portante se incrementa a medida que disminuye el porcentaje de humedad.

Por el contrario, en las arenas confinadas, la capacidad portante es generalmente alta, aún con porcentajes considerables de agua contenida.

(1) Valores según B. Cornell (1951). Ref.25.

INDICE DE PLASTICIDAD I_p

El índice de plasticidad se define como la diferencia numérica entre el Límite Líquido y el Límite Plástico :

$$I_p = LL - LP \quad (1.20)$$

Un índice de plasticidad bajo, como por ejemplo del 5%, significa que un pequeño incremento en el contenido de humedad del suelo, lo transforma de semisólido a la condición de líquido, es decir resulta muy sensible a los cambios de humedad. Por el contrario, un índice de plasticidad alto, como por ejemplo del 20%, indica que para que un suelo pase del estado semisólido al líquido, se le debe agregar gran cantidad de agua.

En suelos no plásticos, no es posible determinar el índice de plasticidad. El diagrama de plasticidad indicado en la figura 1.7, según los Límites de Atterberg, permite diferenciar el índice de plasticidad de limos y arcillas, en función del Límite Líquido LL y del contenido normal de humedad w_N .

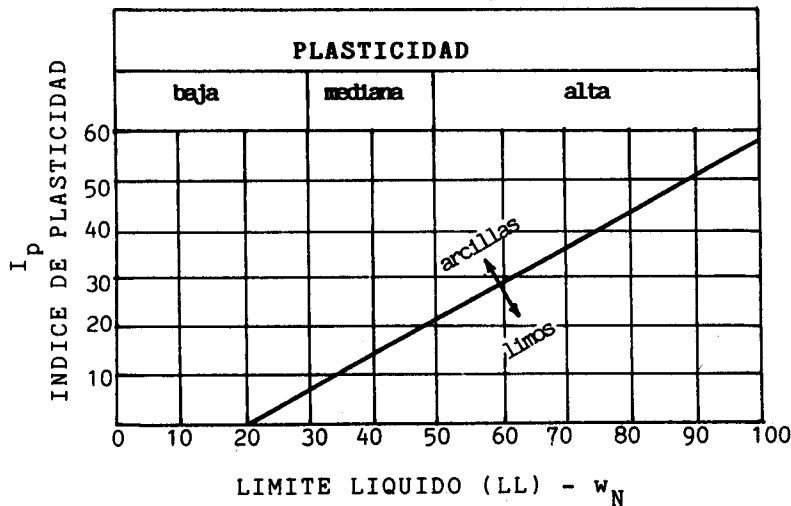


Figura 1.7.- Diagrama de Plasticidad según los Límites de Atterberg

El índice de plasticidad define el campo plástico de un suelo y representa el porcentaje de humedad que deben tener las arcillas para conservarse en estado plástico. Este valor permite determinar los parámetros de asentamiento de un suelo y su expansividad potencial.

INDICE DE FLUIDEZ I_L

El índice de fluidez, también conocido como índice líquido, define la consistencia de un suelo.

$$I_L = \frac{w_N - LP}{I_p} \quad (1.21)$$

La Tabla 1.7 indica la relación existente entre el índice de fluidez y la consistencia de un suelo, así como su comportamiento al ser manipulado.

En esta Tabla, la consistencia del suelo arcilloso varía desde dura, hasta fluida, dependiendo del contenido de humedad. Cuando el índice líquido es muy reducido, se incrementa la consistencia y se hace difícil la penetración del suelo por medio de instrumentos.

Cuando $I_L \leq 0$, significa que $w_N \leq LP$. Por el contrario, cuando el contenido de humedad aumenta mucho, e $I_L < 1$ las arcillas se comportan como un líquido viscoso.

Este tipo de suelo no es apto para soportar fundaciones directas, pues son propensos a la licuefacción por efecto de un impacto, como por ejemplo durante la hincada de pilotes, en explosiones, bajo la acción dinámica de maquinaria pesada, o cuando ocurre un movimiento sísmico. En todos los casos, los daños son devastadores e irreversibles, provocando el colapso de las construcciones que sobre ellos apoyan. Ver la Sección 2.8 para mayor información sobre este tema.

T A B L A 1.7.

CONSISTENCIA DEL SUELO COHESIVO	I_L	COMPORTAMIENTO DEL SUELO
DURA	<0,2	Se puede penetrar sólo con instrumentos filosos; el suelo forma terrones que ofrecen gran dificultad a ser pulverizados
MUY FIRME	0,2 a 0,35	Se penetra con gran esfuerzo
FIRME	0,35 a 0,5	Se penetra a mano con dificultad
MEDIANA	0,5 a 0,65	Difícilmente moldeable
BLANDA	0,65 a 0,8	Se moldea fácilmente a mano
MUY BLANDA	0,8 a 1	Se escurre entre los dedos cuando se la presiona.
FLUIDA	>1	Suelo saturado. Se comporta como líquido viscoso.

INDICE DE RETRACCION I_R

El índice de retracción I_R es el cambio de volumen, expresado en porcentaje del volumen de la muestra secada en horno, dividida por la pérdida de humedad en el límite de retracción, y expresada en porcentaje de la muestra seca.

$$I_R = \frac{\frac{V - V_o}{V_o} \times 100}{w_N - LR} \quad (1.22)$$

De ecs. 1.19 y 1.22 se obtiene :

$$I_R = \frac{w_o}{V_o} \quad (1.23)$$

El índice de retracción representa el peso específico aparente de la muestra de suelo seco, al alcanzar el límite de retracción. En los suelos expansivos, sin embargo, se puede producir un incremento del volumen al reducir el contenido de humedad a partir del límite de retracción, por la presencia de aire en los poros.

ACTIVIDAD DE LOS SUELOS ARCILLOSOS

Basándose en los límites de Atterberg, Skempton (1953) definió lo que llamó la actividad A de los suelos arcillosos :

$$A = \frac{I_p}{c} \quad (1.24)$$

c representa el porcentaje en peso de los granos más finos que 2μ (micrones).

La actividad refleja la capacidad de las partículas de un suelo arcilloso para -retener la humedad, y se clasifica según se indica en la Tabla 1.8. Además de las pruebas que se realizan para determinar los Límites de Atterberg, existen otras que permiten obtener información acerca del contenido de humedad de los suelos. Entre ellas está la prueba de la Humedad Equivalente y la de Humedad Centrífuga Equivalente.

La Humedad Equivalente es el mínimo contenido de humedad para el cual una superficie lisa de suelo no absorbe más agua en 30 segundos, cuando se le van agregando gotas sucesivas en forma continua.

La Humedad Centrífuga Equivalente es el contenido de humedad de un suelo luego -que la muestra saturada es centrifugada durante una hora bajo una fuerza igual a 1.000 veces la fuerza de la gravedad. Los valores bajos de la Humedad Centrífuga Equivalente (~ 10%) corresponden a suelos permeables, como las arenas, mientras que los valores elevados (~ 25%) son indicativos de imper-

T A B L A 1.8.

ACTIVIDAD DE LOS SUELOS ARCILLOSOS

Clasificación	A	Mineral predominante
Baja	$A \leq 1$	Caolinita
Mediana	$1 < A \leq 4$	Illita
Alta	$A > 4$	Montmorillonita

meabilidad considerable, como en las arcillas. Si se supera el 30%, los suelos resultan expansivos.

Otro concepto que interesa en la ingeniería de suelos es el de la retracción volumétrica, que resulta el cambio de volumen para determinados porcentajes de agua. La retracción volumétrica V_r se expresa como un porcentaje del volumen de la muestra seca, cuando se reduce el contenido de humedad desde un valor estipulado, hasta el Límite de Retracción.

$$V_r = (w_{N1} - LR) I_R \quad (1.25)$$

w_{N1} es el contenido de humedad obtenido de la prueba de humedad equivalente. La retracción volumétrica permite conocer la variación de volumen que sufrirá un suelo cuando se seca hasta el Límite de Retracción, contrayéndose, o la expansión producida a partir del Límite de Retracción, cuando va absorbiendo agua.

EJEMPLO 1.6.-

Una muestra de suelo cohesivo con un contenido de humedad del 34,6% da los siguientes resultados de laboratorio :

Límite Líquido LL = 46%

Límite plástico LP = 28,2%

Relación en peso de granos más finos que 2 μ : c = 19,2%

Se pide determinar :

- Su índice de plasticidad
- Su índice de fluidez
- Su consistencia
- Su comportamiento
- Su actividad
- El mineral predominante

a) Índice de plasticidad. Según ec. 1.20 :

$$I_p = LL - LP = 46 - 28,2 = 17,8\%$$

b) Índice de fluidez. Según ec. 1.21 :

$$I_L = \frac{w_N - LP}{I_p} = \frac{34,6 - 28,2}{17,8} = 0,36$$

c) Consistencia. Según Tabla 1.7 resulta un tipo de suelo arcilloso firme.

d) Comportamiento. De la misma tabla se lee : Penetrable a mano con dificultad.

e) Actividad. De ec. 1.24 :

$$A = \frac{I_p}{c} = \frac{17,8}{19,2} = 0,93 < 1 \quad \therefore \text{De Tabla 1.8 :}$$

Actividad baja

f) Mineral predominante : La caolinita

Las características y propiedades precedentes permiten identificar el suelo arcilloso, con lo cual se puede prever su comportamiento bajo esfuerzos, su deformabilidad, los problemas que se pueden presentar en excavaciones y drenajes, la estabilidad bajo las cargas y todos los demás datos concernientes con la ingeniería de fundaciones, según se especifica en los capítulos a continuación.

Estos datos, en consecuencia, permiten utilizar mejor el suelo arcilloso en estudio, como base de pavimentos, fundación de edificios, rellenos, taludes, etc., y determinan la extensión necesaria de la exploración del suelo en el lugar.

EJEMPLO 1.7.-

Una muestra de suelo arcilloso con Illita Mg como mineral predominante, se puede moldear fácilmente a mano. Determine su consistencia y su contenido aproximado de humedad.

Según la Tabla 1.7, la consistencia resulta blanda y el índice de fluidez oscila entre los valores :

$$I_L = 0,65 \text{ a } 0,8$$

Adoptando un valor intermedio : $I_L = 0,72$

se obtiene, según ecs. 1.20 y 1.21 :

$$I_L = \frac{w_N - LP}{I_P} = 0,72$$

$$\therefore w_N = 0,72 (LL - LP) + LP$$

Según Tabla 1.6 : $LL = 95\%$ $LP = 46\%$ $I_P = LL - LP = 49\%$

En consecuencia : $w_N = 0,72 \times 49 + 46 \approx 80\%$

1.9.- CLASIFICACION DE SUELOS EN INGENIERIA

Clasificar los suelos significa agruparlos en categorías con propiedades afines o caracteres similares. Sin embargo, como todos los suelos son de naturaleza heterogénea, una clasificación muy estricta resulta poco práctica. Desde el punto de vista de la ingeniería de suelos, estos pueden clasificarse en los siguientes tipos :

	ROCAS
	CANTO RODADO
Suelos de grano grueso	{ GRAVAS
	{ ARENAS
Suelos de grano fino	{ LIMOS
	{ LOESS
	{ ARCILLAS
	SUELOS ORGANICOS
	SUELOS DE RELLENO

A continuación se dan las características propias de cada uno de estos tipos de suelos mencionados.

R O C A S

La petrografía es la ciencia que estudia y clasifica las rocas, las cuales son formaciones geológicas con notable resistencia a la compresión. Se distinguen tres grandes grupos de rocas

Rocas	{	IGNEAS
		METAMORFICAS
		SEDIMENTARIAS

Las rocas ígneas son las de mayor dureza, como el basalto, el granito y las dioritas. Las metamórficas son las que han sufrido diferentes procesos de alteración, bajo grandes presiones a altas temperaturas, y entre ellas se pueden mencionar las pizarras, los esquistos, la cuarcita y el mármol.

Las sedimentarias agrupan las rocas estratificadas que se originan a raíz de procesos químicos y presiones en depósitos, durante largos períodos de tiempo, tales como las calizas y las dolomitas. La estratificación de estas rocas resulta de la segregación de materiales semejantes en láminas o estratos más o menos paralelos, que se van superponiendo y pueden presentar propiedades diversas unos de otros.

Generalmente las rocas forman grandes masas de considerable volumen y se hallan recubiertas por suelos. Cuando quedan a la intemperie, sufren erosiones, desgastes, socavaciones, fracturas, etc, las cuales dan lugar a la formación de suelos en un constante ciclo de transformación. El proceso mediante el cual las rocas se rompen, astillan y pulverizan se conoce por meteorización, la cual puede ser mecánica o química.

La meteorización química se debe a reacciones químicas de los minerales de las rocas ante la presencia del agua, carbonatos, ácidos orgánicos, sales, y el oxígeno del aire. Luego de este proceso, los minerales que resultan, adquieren propiedades diferentes de los originales.

Entre los minerales más importantes que constituyen las rocas están :

- La sílice
- Los feldespatos
- Las micas
- Los ferromagnesios
- Los óxidos de hierro
- Los carbonatos minerales

Las sílices son el resultado de la combinación del silicio con el oxígeno y su presencia es común en rocas y suelos. Si son anhídras forman el cuarzo, de aspecto cristalino, y si son amorfas se conocen como sílex o calcedonia. Es un mineral duro y tenaz que resiste muy bien a la meteorización mecánica o química.

Los feldespatos son minerales frágiles, fácilmente exfoliables y de poca resistencia mecánica, que contienen aluminio, potasio, sodio y calcio en forma de silicatos. Los silicatos de aluminio hidratados constituyen la familia de los minerales arcillosos que se presentan por lo general en suspensión coloidal.

Las micas son minerales que se obtienen en forma de láminas blandas y flexibles, que rompen y deslizan con facilidad, formando escamas, y ofrecen muy limitada resistencia a corte. Los ferromagnesios contienen también silicatos de aluminio, hierro y magnesio, pero resultan más resistentes que los feldespatos. No exfolian fácilmente y presentan color verdoso oscuro.

Los óxidos de hierro tales como la limonita o la magnetita están presentes tanto en las rocas originales como en los suelos meteorizados. Cuando los materiales férricos que forman un suelo oxidan, adquieren la típica coloración rojiza brillante que los distingue. Por último, los carbonatos minerales, como la calcita o la dolomita rompen fácilmente en trozos por la meteorización de las rocas, y además resultan solubles. En zonas áridas y secas, los carbonatos y bicarbonatos son muy comunes, en forma de fragmentos o terrones, pero en las regiones húmedas reaccionan con el agua contenida en el suelo y se produce la meteorización química.

C A N T O R O D A D O

Son trozos de piedra que se han desprendido de las rocas y presentan sus cantos redondeados y alisados a fuerza de rodar por las laderas de las montañas y ser impulsados por las aguas en los lechos de los ríos, es decir han sido trituradas y pulidas por abrasión y desgaste.

El canto rodado de mayor tamaño (más de 30 cm de diámetro) se conoce por piedras de boleó y el de menor tamaño, por guijarros o guijas. Ver Tabla 1.4.

G R A V A S

Son suelos no cohesivos formados por trozos de rocas de diámetro de 5 a 80 mm, y se clasifican según su tamaño en :

- Gravas gruesas
- Gravas finas

Como generalmente en las gravas las partículas gruesas y finas se hallan mezcladas, la clasificación según tamaño depende del tipo de granos que predominen. Si en la estructura del suelo los granos gruesos están en contacto entre sí, el suelo se conoce como grueso, mientras que si están separados y son los granos finos los que predominan, el suelo se cataloga como de grano fino. A las gravas finas se las designa también por guisantes. Además, de acuerdo a su origen, las gravas pueden agruparse en

- Piedras partidas
- Piedras de cantera

Las piedras partidas, quebradas o fracturadas, son el producto de la trituración artificial de grandes trozos de rocas mediante medios mecánicos, por lo cual presentan sus bordes con cantos vivos, y una esfericidad muy baja.

A las piedras de canteras se las conoce también por cascotes y son el resultado de la rotura natural por desmenuamiento de las rocas en las laderas de las montañas. Se encuentran comúnmente en depósitos mezcladas con partículas de arenas y limos.

A R E N A S

Las arenas son suelos no cohesivos formados por partículas minerales de forma redondeada y de tamaño más pequeño que las gravas, pero mayor a 0,075 mm. Estas partículas no tienden a adherirse entre sí, sino que su posición relativa varía según la relación de vacíos, formando estructuras sueltas o compactas, según el contenido de humedad. Por el tamaño de las partículas que predominan, las arenas pueden clasificarse de acuerdo a su paso a través de tamices en :

Arenas { GRUESAS
 MEDIANAS
 FINAS

según se indica en las Tablas 1.3 y 1.4. El origen de las arenas permite diferenciarlas en

- * Silíceas (de fragmentos amorfos)
- * Cristales de cuarzo (de fragmentos cristalinos)

Cuando un suelo arenoso se humedece, la tensión superficial del agua crea una cohesión aparente que desaparece cuando el suelo se seca o se satura. Los suelos arenosos responden bien a los métodos de compactación mediante vibraciones o apisonamientos que reducen su índice de vacíos e incrementan su capacidad portante, pudiendo soportar grandes cargas estáticas sin deformaciones apreciables, cuando se hallan confinados.

Cuando las arenas no están confinadas, deslizan bajo las fundaciones, especialmente si existen corrientes de agua subterránea cercanas, que las lavan. El agua fluye rápidamente y con facilidad a través de las arenas, por lo cual las presas de tierra para almacenar agua no deben construirse en arena, sino de arcillas o limos.

El grado de compactación o densidad relativa de un suelo arenoso se relaciona con el índice de vacíos y con la energía necesaria para hacer penetrar una barra de acero de 1/2" de diámetro en un ensayo de campo, según se indica en la Tabla 1.9.

T A B L A 1.9

Clasificación según la densidad relativa de las arenas	Índice de vacíos e	Comportamiento del suelo. Resistencia a la penetración de barra de acero de ϕ 1/2"
Suelta	0,65 a 0,85	Fácilmente penetrable a mano
Mediana	0,35 a 0,65	Fácilmente penetrable con martillo de 2,3 Kg.
Densa	0,25 a 0,35	Penetra 30cm. con golpes repetidos de martillo de 2,3 Kg.
Muy densa	0.20 a 0,25	Penetra con dificultad con golpes repetidos de martillo de 2,3 Kg.

Los taludes de arena se mantienen estables cuando las pendientes no son pronunciadas. En caso contrario, constituyen masas potencialmente inestables que deslizan y colapsan, según se analiza en la Sección 14.7. A diferencia de los suelos cohesivos, las arenas presentan un plano de talud natural bien definido.

Las fundaciones en suelos arenosos requieren la consideración de los siguientes datos

- * Capacidad portante
- * Asentamientos, especialmente en depósitos sin compactar
- * Profundidad necesaria para ubicar la fundación, de modo que el estrato de arena esté compactado bajo las bases.

Se debe tomar en cuenta que el viento y el agua pueden erosionar la arena debajo de las fundaciones, si éstas se apoyan muy próximas a la superficie del terreno. El tipo de fundación elegida para las arenas pueden ser bases directas, placas o pilotes dependiendo de la densidad, espesor, compactación a realizar y tipo de cargas actuantes. La capacidad portante de las arenas se indica en la Tabla A-1 del Apéndice A.

L I M O S

Son suelos formados por partículas minerales de grado muy fino, con tamaño variable entre 0,002 y 0,075 mm. y cuyo límite líquido e índice de plasticidad los ubican por debajo de la recta inclinada en el diagrama de la figura 1.7.

Generalmente se denominan limos los suelos de arcilla muy fina con baja plasticidad y se clasifican en dos tipos :

Limos orgánicos
Limos inorgánicos

según contengan o no cantidades apreciables de materias orgánicas. Usualmente en la masa de los suelos limosos están presentes partículas de arcilla que le otorgan cierta cohesión. Aún pequeños porcentajes de arcilla, por ejemplo un 5% en volumen, imprimen suficiente cohesión a la masa.

Los limos son suelos difíciles de compactar pero resultan estables si se los mejora incorporándoles cal, cemento o inyecciones de lechadas. Ver Sección 4.13.

L O E S S

Los depósitos de limos transportados por el viento se conocen como loess, los cuales resultan suelos con una estructura floja y poco resistente, fácilmente compresible. El suelo de loess está formado por partículas angulosas y subredondeadas de cuarzo y feldespato, cementadas con carbonato de calcio u óxido de hierro.

El loess posee una notable porosidad vertical y cuando se humedece se vuelve blando y con muy baja capacidad portante. Su color es generalmente amarillento o marrón rojizo. El loess cubre aproximadamente el 17% del continente americano, así como extensas regiones de China y Europa. Grandes zonas de Rusia y Siberia, así como zonas planas de Nueva Zelandia y la pampa argentina, están formadas principalmente por loess, con estratos de hasta 50 m de profundidad.

El loess se caracteriza por no contener grava ni arena gruesa y el 90% del suelo pasa el tamiz Nº 200, con un máximo del 15% de menor dimensión a 0,005 mm. Su límite líquido oscila entre el 25 y el 50% y el límite plástico entre el 15 y el 30%. Cuando se hincan pilotes en loess, se deben controlar los asentamientos, especialmente cuando el contenido de humedad es alto. Es conveniente que el estrato donde apoya la punta de los pilotes sea suficientemente resistente.

A R C I L L A S

Las arcillas son suelos de partículas minerales de menor tamaño que la de los limos y del loess, por lo cual no pueden ser clasificados por tamices. Se usan para ello métodos alternos, como por ejemplo el hidrométrico, el cual consiste en observar su velocidad de sedimentación con probetas de suspensión acuosa. Si las partículas son menores que 0,001 mm (un micrón) se conocen por coloides.

Las arcillas están formadas por partículas cristalinas de minerales que se designan como minerales-arcilla, los cuales son generalmente silicatos hidratados de aluminio (Al), hierro (Fe) magnesio (Mg) y potasio (K). Cuando se produce la descomposición de los silicatos de aluminio complejos como los feldespatos, las micas y los minerales ferromagnésicos, se obtiene sílice, bicarbonato potásico y silicatos de aluminio hidratado.

Los suelos arcillosos pueden contener también materias orgánicas coloidales y a veces cristales de cuarzo y otros minerales. Sus partículas tienen forma laminada y de listones alargados, según se indica en la figura 1.5. Sus características físicas más importantes son la plasticidad y la resistencia, la cual aumenta gradualmente con la reducción del contenido de humedad.

Hay muchos tipos de minerales arcillosos que difieren en su composición, estructura y comportamiento bajo las cargas. Sin embargo, la gran mayoría de los cristales de arcilla tienen por componentes principales la sílice y las alúminas.

Los suelos arcillosos son típicamente cohesivos. La cohesión es la propiedad que tienen las partículas de un suelo de adherirse unas con otras en presencia de humedad, en una combinación de atracción intermolecular, para formar una masa no desintegrable.

La cohesión es el resultado de una compleja interacción de fuerzas de atracción y repulsión entre las partículas, actuando como cargas eléctricas con intensidad variable, según la distancia entre ellas. Cuando el contenido de humedad es bajo, las arcillas forman un sólido o semi-sólido coherente con masa muy compacta.

Por ello las aristas de sus partículas se mantienen en contacto. Ello incrementa las cargas eléctricas locales de atracción y el movimiento potencial entre los gránulos se reduce, otorgándole características de plasticidad.

Por el contrario, cuando el contenido de humedad aumenta, las partículas en suspensión se alejan unas de otras incrementando su movilidad y creando un sistema disperso que disminuye la fuerza de atracción intermolecular. Todas las fuerzas alrededor de las partículas de arcilla, incluyendo las fuerzas exteriores, deben estar en equilibrio. Si éstas aumentan, se expulsa el agua de los conductos capilares formados por los poros interconectados y se reduce el contenido de humedad.

Eso conlleva a un nuevo acercamiento de las partículas y un incremento de los campos electrostáticos, en un proceso reversible que depende del contenido de humedad. El comportamiento estructural de las arcillas puede verse afectado por diversas propiedades físicas y químicas, así como por el tamaño de sus partículas, la presencia de materias orgánicas o el contenido de agua. Entre los minerales de las arcillas se pueden mencionar :

- La montmorillonita
- La illita
- La caolinita
- La bentonita
- La clorita
- La vermiculita

La montmorillonita es el más común y activo de los minerales presentes en las arcillas, con una notable afinidad al agua, ya que sus cristales son capaces de hincharse incrementando notablemente su volumen. Por ello es el principal responsable de la retracción y expansión de los suelos arcillosos. La montmorillonita también se conoce por esmectita y está compuesta principalmente por alúmina y sílice. Se encuentra generalmente en regiones ricas en rocas ferromagnéticas, tales como las volcánicas en zonas cálidas y de lluvias abundantes.

La illita es otro mineral presente en las arcillas, no tan activo como la montmorillonita. Se origina como resultado de la alteración de algunos minerales arcillosos sometidos a cambios ambientales. Las arcillas de origen glacial contienen por lo general grandes cantidades de illita y presentan una plasticidad relativamente baja.

La caolinita es el menos activo de los minerales arcillosos. La bentonita contiene un alto porcentaje de montmorillonita, por lo cual es muy activa, presentando sodio como base del cambio de cationes. El límite líquido de la bentonita es del orden del 500%, por lo cual es apta para absorber grandes cantidades de agua. La clorita y la vermiculita son minerales menos comunes en los suelos arcillosos.

S U E L O S O R G A N I C O S

Existen dos tipos de suelos orgánicos :

- a) Compuestos sólo de partículas orgánicas
- b) Con una mezcla de partículas orgánicas e inorgánicas

En el caso a) los suelos no son aptos para fines de ingeniería, por la presencia de materias orgánicas en descomposición, generalmente en aguas estancadas. Son suelos altamente compresibles e indeseables como apoyo de construcciones. Entre los suelos orgánicos se distinguen :

- * La turba
- * El humus
- * Los fangos

La turba es un suelo de color pardo oscuro, formado por residuos vegetales y capas fibrosas de raíces en sitios pantanosos, que producen ácido sulfúrico gaseoso. La estructura de la turba es muy débil y su capacidad portante casi nula.

El humus es una tierra vegetal apta sólo a los fines de cultivo, y los fangos son lodos glutinosos sedimentados en pantanos, con alto porcentaje de materias orgánicas en descomposición.

Los suelos fangosos suelen presentarse mezclados con terrones turbosos, formados por diferentes sustancias vegetales. Un ejemplo típico de suelos formados por materias orgánicas e inorgánicas, son los limos orgánicos.

Cuando el estrato de suelo orgánico es superficial, se los suele remover y sustituir por arena compactada, de modo de mejorar sus condiciones de resistencia y compresibilidad para que resulte apto como apoyo de fundaciones. Ver Sección 4.12.

S U E L O S D E R E L L E N O

Los suelos de relleno pueden tener las más diversas procedencias y además estar formados por materiales de desecho de todo tipo, incluyendo derivados de procesos industriales, basura y escombros. Cuando se los utiliza para apoyo de fundaciones, deben estar muy bien compactados antes de reconocerles cierta capacidad resistente, y se deben realizar los pertinentes ensayos para determinar sus características mecánicas.

Debe recordarse asimismo que cuando los suelos de relleno contienen materiales artificiales, éstos pueden resultar más activos que los naturales, con relación a las reacciones químicas y a los cambios ambientales.

CAPITULO 2

El Comportamiento de los Suelos

2.1.- GENERALIDADES

En el presente capítulo se analizan algunas de las propiedades de los suelos que afectan su comportamiento y determinan su capacidad portante, así como también la presencia del agua y del hielo en los distintos tipos de suelos.

Entre los factores que afectan las propiedades mecánicas de los suelos se pueden mencionar :

- * La presencia del agua
- * La permeabilidad del suelo
- * La capilaridad
- * La compresibilidad
- * Los asentamientos
- * La retracción y expansión
- * La licuefacción
- * La acción de las heladas y deshielos

Se analizará separadamente cada uno de los factores mencionados.

2.2.- LA PRESENCIA DEL AGUA EN LOS SUELOS

La fase líquida del suelo, y los diferentes tipos de agua se detallan a continuación, según el gráfico de Spangler, Handy y Zunker de la figura 2.1 a). El agua en los suelos puede ser :

- * Agua infiltrada o percolada
- * Agua capilar continua
- * Agua capilar discontinua
- * Agua libre o gravitacional

Además, rodeando las partículas del suelo se encuentra :

- * Agua higroscópica
- * Agua pelicular
- * Humedad de poros

El agua infiltrada o percolada es la que satura los poros de un suelo luego de abundantes lluvias o inundaciones, que afectan la capa superior del terreno. El agua capilar es la retenida por capilaridad en los poros del suelo, y asciende por los diminutos tubos capilares que se forman por la continuidad de los poros o vacíos entre las partículas sólidas. La acción capilar se refiere a la capacidad de un suelo de absorber y disipar el agua. Las fuerzas moleculares superficiales, actuando sobre las interfaces entre el agua capilar y la superficie de las partículas, da por resultado la acción capilar en los poros de la masa del suelo.

Si el agua capilar es continua, satura el suelo y transmite presiones, actuando como un vínculo elástico entre las partículas. Cuando el agua capilar es discontinua o abierta, no satura el suelo y no transmite presiones entre los granos. El agua capilar sólo puede extraerse luego que ha descendido el nivel freático, o por evaporación, si ésta es más rápida que el flujo por capilaridad.

El agua subterránea libre o gravitacional es una masa continua de agua con nivel oscilante, que satura los poros de los estratos que alcanza. Se designa por gravitacional porque puede -

descender libremente por gravedad y representa el agua que puede ser drenada. La cota superior de la zona de agua libre o gravitacional se conoce por nivel freático, que resulta la superficie de separación entre el agua libre y el agua capilar, y donde la presión de agua es nula. Corresponde al nivel que alcanza el agua en un pozo cavado en el lugar.

En general el agua libre subterránea se abastece en parte por el agua infiltrada o percolada que desciende por gravedad, y en parte por corrientes bajo tierra de ríos o lagos cercanos, o la proximidad del mar. En suelos permeables, el nivel freático asciende en épocas de lluvias y desciende en épocas de sequía o durante la estación calurosa. Luego de prolongados períodos secos, el porcentaje de humedad puede ser muy bajo en las capas superiores de un terreno, pero inmediatamente después de una lluvia, los poros se llenan nuevamente de agua percolada, y ésta abastece otra vez al agua libre subterránea, en un ciclo continuo.

El porcentaje de agua que contiene un suelo influye notablemente en su capacidad portante, su resistencia a corte, expansión, etc. Por lo tanto, la resistencia de un suelo no es un parámetro invariable, sino que depende de fenómenos transitorios. Para que se produzca un descenso del nivel freático, deben presentarse algunas de las siguientes causas, aisladas o simultáneas :

- * Evaporación
- * Drenajes naturales hacia estratos profundos
- * Extracción mediante medios mecánicos

La localización del nivel freático y la determinación del régimen de fluctuación del agua libre subterránea, adquiere vital importancia en la ingeniería de suelos, ya que por esta causa pueden producirse inundaciones en los sótanos de edificios, subpresiones en las losas de fundación, y daño a los cimientos en general. Además, la presencia del agua provoca una drástica disminución de la resistencia del esfuerzo cortante del suelo.

Cuando es necesario abatir el nivel freático o reducir el porcentaje de humedad de un suelo se recurre a drenajes o extracción de agua por bombeo, según lo indicado en la Sección 4.18. Cuando el nivel freático intersecta la ladera de una colina, fluye un manantial, y cuando alcanza la superficie de un terreno plano, se forma un pantano difícil de drenar, pues en zonas bajas no hay lugar hacia donde llevar el agua.

Otro tipo de agua gravitacional es el de las masas aisladas de agua, dentro de cavidades del subsuelo, que se conocen por aguas contenidas. Estas son masas estáticas que no forman corrientes ni sufren oscilaciones. Las aguas contenidas pueden ser de dos tipos : colgadas y artesianas.

Las aguas contenidas son colgadas cuando llenan un depósito cóncavo del subsuelo, de limitadas dimensiones, ubicado por encima del nivel freático, y pueden ser fácilmente drenadas hacia estratos más profundos.

Cuando un lente de agua contenida se halla confinada entre dos estratos muy poco permeables, bajo presión, recibe el nombre de agua artesisiana. Si se perfora un pozo hasta alcanzar el nivel del agua artesisiana, la presión artesisiana hace brotar un manantial, por encima de la superficie del suelo, hasta lograr el nivel de la presión atmosférica. Se debe tener presente en este caso, que se ha variado el equilibrio interno del suelo, lo cual en ocasiones puede provocar el asentamiento del suelo superyacente, al disminuir la subpresión que existía previamente.

También puede ocurrir en lentes de aguas artesianas no perforadas, que si se excava en los estratos ubicados por encima, hasta profundidades cercanas, al faltar la carga de estos estratos, se produce un desequilibrio que hace estallar el fondo de la excavación y el agua artesisiana aflora en forma de burbujas, dando al impresión que el suelo hirviera.

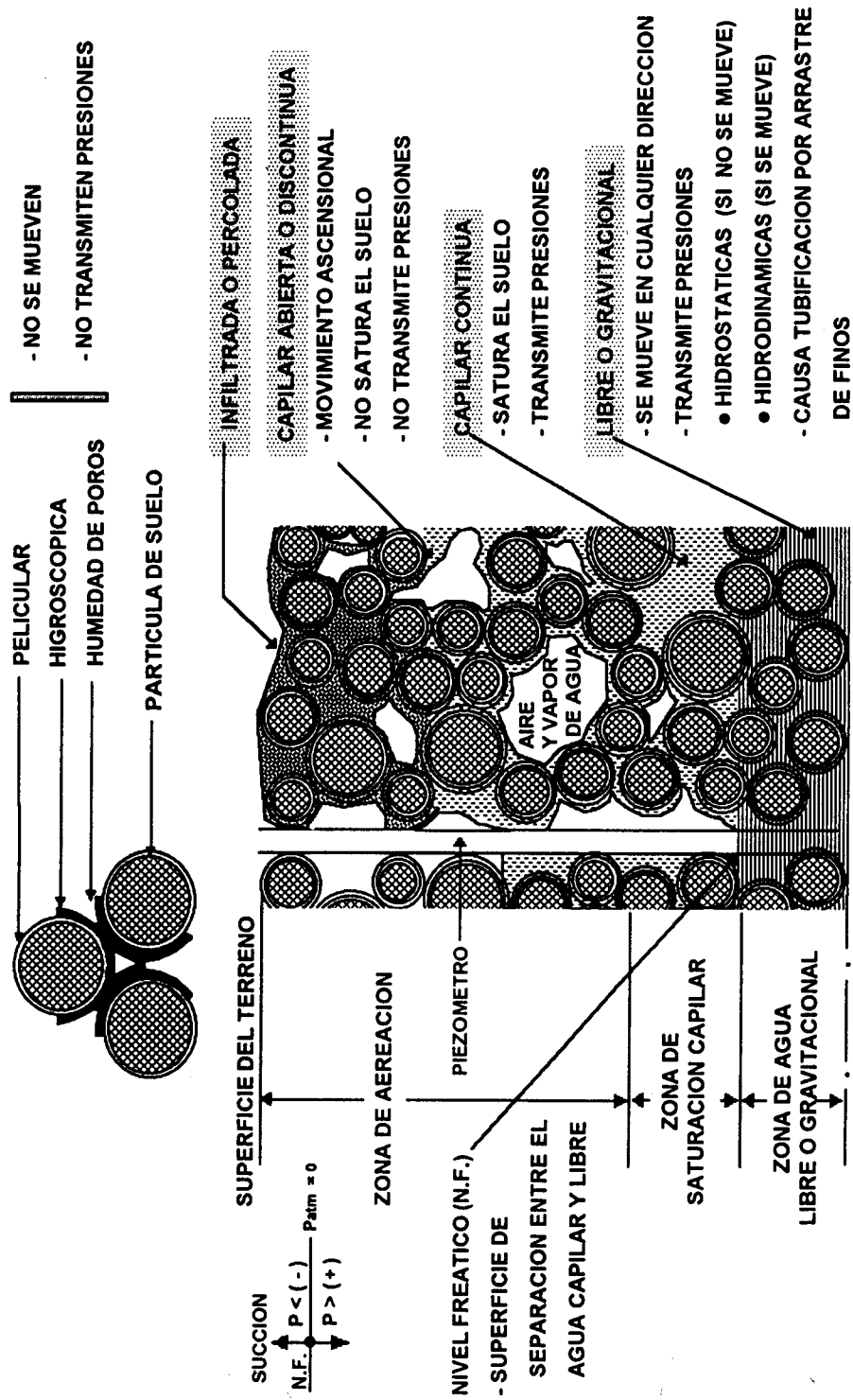
Además del agua subterránea libre y capilar, existe en los suelos la humedad higroscópica, el agua pelicular y la humedad de poros. Estos son tipos de aguas estáticas, que no transmiten presiones y no son drenables.

El agua higroscópica es el contenido de humedad ambiental, que resulta luego que se expone el suelo al aire, y varía según la humedad que contenga el aire, y puede ser reducida por evaporación.

El agua pelicular es la que permanece en el suelo luego de extraer de él el agua gravitacional y capilar. Es la humedad que queda retenida en cada grano de suelo formando una película que posee afinidad física y química con los granos. El tamaño de éstos influye en la humedad pelicular que contiene un suelo, pues ella aumenta a medida que las partículas disminuyen de tamaño.

El agua pelicular no puede ser extraída mecánicamente, pues está adherida a los granos por un enlace electroquímico que sobrepasa los 10.000 Kg/m², razón por la cual se considera formando parte de la fase sólida de la masa del suelo. Las arcillas y los limos de grano muy fino son los suelos que presentan agua pelicular rodeando sus partículas, que también recibe el nombre de agua adherida.

FASE LIQUIDA DEL SUELO - TIPOS DE AGUA



FUENTE: ADAPTACION DE SPANGLER, HANDY Y ZUNKER

Figura 2.1

Cortesía del Ing. Ricardo Escobar

2.3.- LA PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un suelo es la facilidad con que el agua fluye a través de sus poros, es decir la resistencia que opone a la filtración. También se puede definir como la velocidad con que el agua puede penetrar y escurrir en una determinada masa de suelo. En los líquidos existen dos tipos de flujo : laminar y turbulento. El flujo es laminar cuando el movimiento del líquido se produce en forma suave y lenta, como ocurre con los conductos formados por los poros en los suelos. En este caso la pérdida de energía es proporcional a la velocidad del flujo. Por el contrario, el flujo es turbulento cuando las partículas del fluido se mueven desordenadamente y a velocidades relativamente altas, con pérdida de energía proporcional al cuadrado de la velocidad del flujo.

El flujo laminar resulta de interés en el estudio del comportamiento permeable de un suelo, ya que de él dependen algunas de las propiedades fundamentales en la ingeniería de suelos, tales como la estabilidad de taludes, la magnitud de los asentamientos, la facilidad de drenaje, la capacidad portante, etc.

Entre los factores que influyen en la permeabilidad de un suelo se pueden mencionar :

- * La composición del suelo
- * La relación de vacíos
- * El tamaño de los granos
- * La textura del suelo
- * La distribución de los granos
- * El grado de compactación
- * El grado de saturación

Algunos de estos factores están relacionados entre sí, como la composición y la textura, la compactación y el índice de vacíos, etc. Por ejemplo, si un suelo suelto se compacta, disminuye su permeabilidad, al disminuir el índice de vacíos. La permeabilidad de un suelo puede determinarse tanto en el laboratorio como en el campo. Los ensayos que se realizan en el lugar dan por lo general datos más precisos sobre la permeabilidad de un suelo, pues ésta depende no sólo de la microestructura de la masa, sino también de la estratificación existente, y las muestras obtenidas para los ensayos de laboratorio presentan siempre algún grado de alteración.

Una forma rápida y efectiva de medir in situ la permeabilidad de un suelo, es cavando en él un pozo de suficiente profundidad, y a su alrededor, en círculo, otros pozos similares a distancias entre 5 y 15 m. entre sí. A continuación se procede a bombear agua dentro del pozo central, hasta llenarlo y se mide el tiempo que demora en alcanzar cierto nivel de agua, mientras se observan también los niveles alcanzados en los pozos vecinos. Ver la figura 2.2.

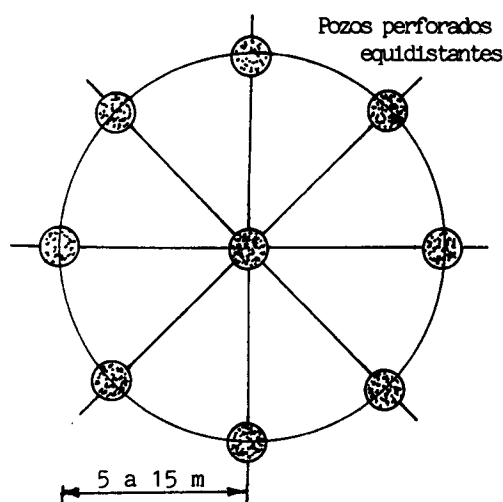


Figura 2.2.- Prueba de permeabilidad.

Por el contrario, cuando el nivel freático en el lugar es alto, y no puede bombear más agua, se procede en forma inversa, extrayendo agua del pozo central y observando el descenso del nivel en los pozos circundantes.

Esto permite obtener una información bastante precisa acerca de la permeabilidad del suelo.

En las arenas y gravas, este proceso es breve, y sólo algunas horas bastan para realizar la prueba, mientras que en las arcillas y limos puede resultar muy lento, debido a su baja permeabilidad.

El coeficiente de permeabilidad k expresa la permeabilidad de un suelo y se obtiene del ensayo de una muestra representativa del suelo.

En el laboratorio, el ensayo de permeabilidad de un suelo, que permite analizar el flujo del agua a través de sus poros, en condiciones no turbulentas, fue realizado por primera vez en 1885 por el físico francés Darcy, conectando un recipiente cerrado conteniendo la muestra de suelo, con dos depósitos de agua en los extremos, como muestra la figura 2.3 a).

ΔH es la diferencia entre los niveles de agua de ambos depósitos, medida en cm, e i su gradiente hidráulico :

$$i = \frac{\Delta H}{L}$$

(2.1)

L es el espesor de la muestra de suelo, medido en cm., a través del cual fluye el agua. La ley del flujo laminar de Darcy expresa que la magnitud Q del flujo resulta directamente proporcional al área A y al gradiente hidráulico i , si éste es menor a 5. Q representa la cantidad de agua, medida en cm^3 , que atraviesa una sección transversal de suelo de área A, en determinado tiempo t.

$$Q = k i A t$$

(2.2)

A se mide en cm^2 y t en segundos. La ley de Darcy es sólo válida para suelos granulares con partículas más finas que la grava y para un flujo laminar considerado monodimensionalmente.

El coeficiente de permeabilidad k corresponde a la facilidad con que el agua atraviesa la masa de suelo analizada, y resulta una constante para cada tipo de suelo. Se mide en cm/seg , pero si el suelo es muy poco permeable, en $\text{m}/\text{día}$.

Los suelos muy porosos, como las arenas gruesas y las gravas, tienen un valor de k de 1 a $10^{-1} \text{ cm}/\text{seg}$, mientras que los suelos arcillosos altamente cohesivos pueden presentar valores de k menores a $10^{-8} \text{ cm}/\text{seg}$.

Resulta muy difícil drenar un suelo cuando k adopta valores menores a $10^{-3} \text{ cm}/\text{seg}$. En general, en el diseño de presas de tierra, se designan por permeables los suelos con $k \geq 10^{-3} \text{ cm}/\text{seg}$, e impermeables para $k \leq 10^{-6} \text{ cm}/\text{seg}$.

k no sólo depende del tamaño y forma de los conductos por donde puede escurrir el agua, sino también de la temperatura. A mayor temperatura, mayor permeabilidad de un suelo. La Tabla 2.1 indica el grado de permeabilidad y el coeficiente k para diferentes tipos de suelos, a 20°C de temperatura ambiente. Para mayores temperaturas, los valores de k aumentan considerablemente, mientras que en bajas temperaturas, k puede reducirse hasta en un 60%.

Además k adopta valores más elevados si se lo mide en la dirección paralela a la de estratificación de los suelos. En terrenos compactados, k disminuye, mientras que la presencia de grietas o fisuras en la masa incrementa su valor. Si existe anisotropía o heterogeneidad en los estratos del subsuelo, es necesario aumentar el número de ensayos de permeabilidad del terreno que se estudia, debido a la gran dispersión en los valores de k obtenidos en cada uno.

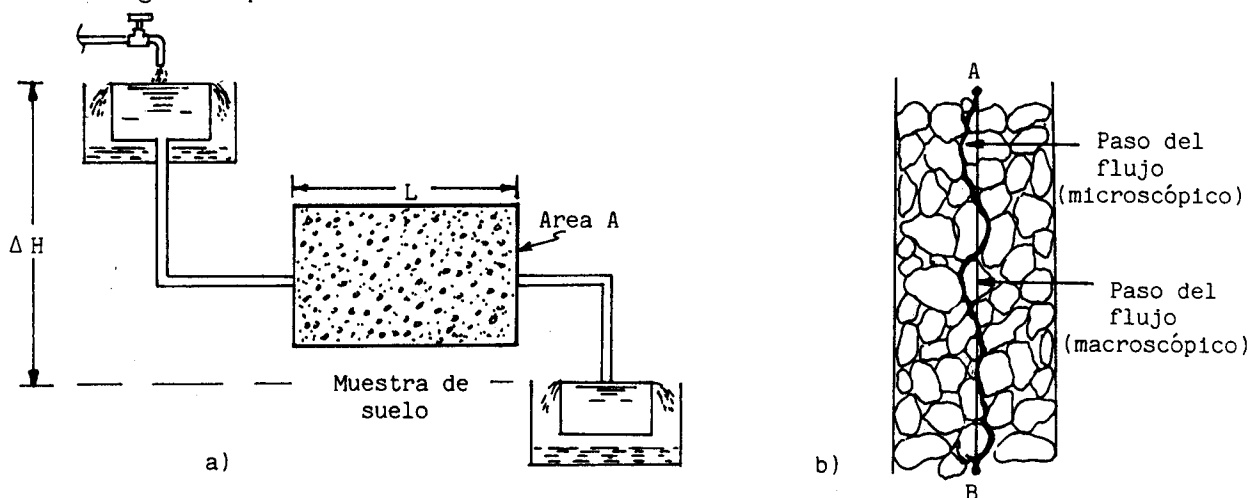


Figura 2.3.- Prueba para determinar la permeabilidad en laboratorio.

Cuanto menor sea el tamaño de las partículas, menor también el de los vacíos que forman los canales capilares, y resulta más reducida la permeabilidad del suelo. Por ello, las partículas de menor diámetro son las responsables del grado de permeabilidad de un suelo. En las arcillas, la presencia de montmorillonita de sodio, que es el menos permeable de los minerales, da como resultado valores muy bajos de k, por lo cual su uso se ha difundido como aditivo impermeabilizante, para el mejoramiento de suelos. A diferencia de lo que ocurre en las arcillas, la composición del suelo tiene muy poca influencia en la permeabilidad de arenas y gravas, mientras que en ellas es el grado de saturación el parámetro dominante. A mayor grado de saturación, mayor permeabilidad. La figura 2.3 b) muestra como fluye el agua por gravedad en un suelo contenido en un tubo de ensayo, donde una gota recorre la distancia entre los puntos A y B, siguiendo la trayectoria definida por el perfil de los granos que encuentra en su camino, poro a poro, con una velocidad que depende de la forma y disposición de los vacíos. Esta velocidad resulta, para un tiempo unitario :

$$v = k i = \frac{Q}{A}$$

(2.3)

T A B L A 2.1.

CLASIFICACION DE LOS SUELOS SEGUN LA PERMEABILIDAD

Grado de permeabilidad	Valores de k	Tipo de suelo
Muy permeable	$> 10^{-1}$	Grava y arena gruesa
Medianamente permeable	10^{-1} a 10^{-3}	Arena mediana
Poco permeable	10^{-3} a 10^{-5}	Arena fina limosa
Muy poco permeable	10^{-5} a 10^{-7}	Limo
Prácticamente impermeable	10^{-8} a 10^{-12}	Arcilla

Aplicando el principio de continuidad, se puede referir la velocidad v a una velocidad efectiva promedio de filtración v_s .

$$Q = v A = v_s A_v \quad (2.4)$$

donde A_v representa el área de los vacíos en una sección transversal normal a la dirección del flujo. Resulta :

$$A_v = n A \quad (2.5)$$

siendo n la porosidad del suelo. En consecuencia :

$$v_s = \frac{v A}{A_v} = \frac{v}{n} = \frac{k i}{n} \quad (2.6)$$

v_s resulta la velocidad ficticia constante de una gota de agua moviéndose del punto A al B, según una trayectoria recta. Esta magnitud es muy usada en ingeniería de suelos, para medir la velocidad de movimiento del flujo del agua en determinados espesores de los estratos de la masa del suelo.

2.4.- LA CAPILARIDAD

La capilaridad es la acción mediante la cual un líquido asciende por un canal delgado, en cualquier dirección, por encima del nivel del agua libre. En un ensayo de laboratorio, la altura alcanzada por el líquido al ascender en el interior de un tubo capilar de vidrio, sobre la superficie de presión nula es :

$$h_c = \frac{4 T_s}{\gamma D} \cos \alpha \quad (2.7)$$

según se muestra en la figura 2.4 a). D es el diámetro interior del tubo, γ el peso específico del líquido y T_s la tensión superficial, que para el agua vale :

$$T_s = - 0,075 \text{ g/m} \quad (2.8)$$

α es el ángulo de contacto del menisco con las paredes del tubo. El menisco resulta la curva estirada originada por los esfuerzos de tracción en la superficie del agua debido a la acción de la gravedad y la atracción del líquido por la pared del tubo de vidrio, similar a la que se produce en un suelo entre partículas sólidas.

Por encima de la superficie de presión cero, el agua dentro del tubo resulta colgada del menisco según se muestra en el esquema b). A este esfuerzo se lo conoce como tensión capilar, la cual varía en los suelos dependiendo del diámetro de los poros y del grado de saturación existente. La tensión capilar resulta así la fuerza en la interfase aire-agua que actúa en forma paralela a la superficie del agua y cuya magnitud varía según la temperatura ambiente.

En los suelos, la continuidad de los poros o vacíos forma también tubos capilares o canales irregulares como muestra la figura 2.4 c) y d), por donde se eleva el agua desde el nivel freático, en una combinación de tensión capilar y presión hidrostática. La experiencia demuestra que al excavar un suelo, éste se halla húmedo mucho antes de alcanzar el nivel freático, y ello es debido a la saturación parcial que se origina por capilaridad en todo estrato inicialmente seco, que está en contacto con otro estrato húmedo o con agua subterránea libre.

La capilaridad de un suelo queda definida por el tamaño de los granos, los cuales a su vez determinan el número y tamaño de los poros que forman los canales. Cuanto más fino sea el grano de un suelo, más delgados resultan los tubos capilares formados, lo cual da por resultado una disminución en la permeabilidad del suelo y una mayor retención del agua capilar. Este agua capilar forma cuñas entre las materias sólidas y las burbujas de aire atrapado y no es libre de moverse, ya que se mantiene en su lugar por la tensión superficial debida a la atracción existente entre las moléculas de agua y los granos.

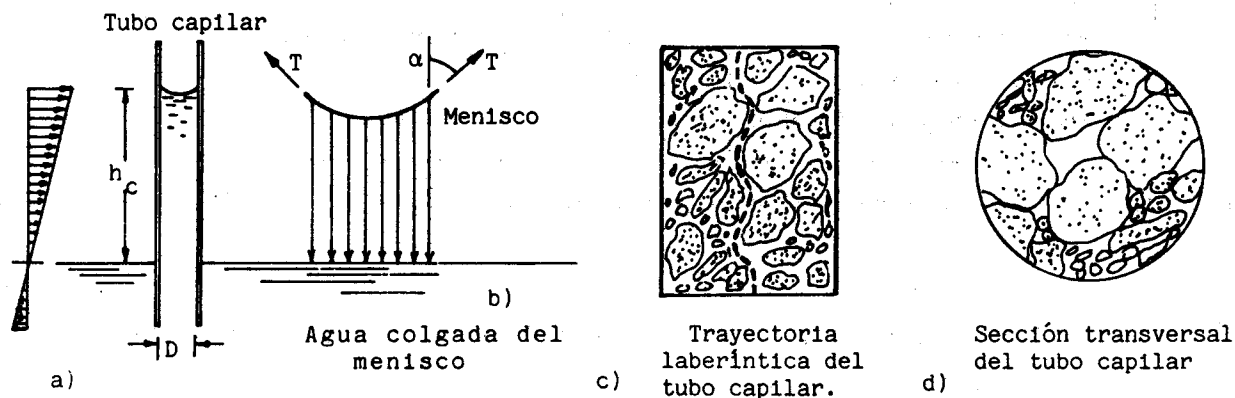


Figura 2.4.-

Según se evidencia de la ec. 2.7, la altura del agua capilar resulta inversamente proporcional al tamaño de los vacíos del suelo y puede variar desde unos pocos centímetros en la arena gruesa, a más de 25 m en las arcillas. Por otra parte, en los suelos que se drenan, la capilaridad es la responsable de la retención de cierta cantidad de agua por encima del nivel freático, en los estratos superyacentes. En general, el agua que asciende por capilaridad en un suelo, lo hace en un cierto período de tiempo hasta alcanzar su máxima altura. Este lapso depende del tamaño de los canales y de las posibles discontinuidades en su trayecto laberíntico. Por ejemplo en las arcillas, el agua asciende muy lentamente, pues los tubos capilares son extremadamente delgados y la fricción entre el agua y las paredes internas de los mismos es elevada. Además, las interrupciones en la continuidad de los canales son frecuentes.

Por ello, el proceso puede durar meses, mientras que en las arenas, el ascenso del agua por capilaridad se agiliza, ya que los diámetros de los canales aumentan, si bien la altura alcanzada es menor. Sin embargo, en la altura final del agua capilar, no se produce generalmente la completa saturación del suelo. Además, el agua capilar en un suelo produce dos efectos adicionales :

- a)- Incrementa el peso efectivo del suelo
- b)- Otorga una cierta cohesión aparente a los suelos de grano grueso

En el caso b), esta cohesión entre las partículas se evidencia en las arenas, donde la tensión superficial permite moldear la arena húmeda, mientras que si está seca se diluye entre los dedos. Si bien en los ensayos de laboratorio la cohesión aparente puede resultar una componente de importancia en la resistencia del suelo, en la práctica no produce mayores consecuencias.

Cuando la masa del suelo se satura o inunda, desaparece en ella la acción capilar porque se origina continuidad en la humedad de los poros. Por eso, cuando la muestra de arena amasada con algo de humedad se sumerge, se desmorona, al no existir más la tensión superficial que mantenía adheridos los granos. Pero si esta masa de suelo se deja secar nuevamente al aire, lentamente comienza a hacerse presente otra vez la capilaridad.

2.5.- LA COMPRESIBILIDAD

La compresibilidad y elasticidad de los suelos son las propiedades que determinan el grado en que un suelo permanece comprimido luego de ser compactado. La compresibilidad de los suelos es una característica propia que los distingue de la roca dura y de otros cuerpos sólidos, y consiste en poder variar substancialmente su estructura interna, volviéndose más compactos, con una reducción de su volumen.

La mayoría de los suelos son compresibles, y no presentan problemas especiales en el diseño de fundaciones, pero los suelos elásticos ofrecen siempre una base poco confiable de sustentación a los edificios o a los pavimentos.

La compactación de un suelo es el resultado de la aplicación de cargas que producen la reducción del índice de vacíos y un reordenamiento de sus granos, donde las partículas de menor tamaño deslizan entre las de mayor tamaño, relleno de los vacíos y reduciendo la porosidad, lo cual crea una textura más compacta. Cuando el suelo está seco, los poros están llenos de aire y este reordenamiento ocurre con rapidez. En suelos no cohesivos de grano grueso, como la grava y las arenas, el proceso de compactación origina una flexión y deformación inicial de la fase sólida, y a medida que los esfuerzos se incrementan, se produce la fractura de los granos, especialmente en sus puntos de contacto, por la concentración de esfuerzos que allí ocurre.

Pero si el suelo está saturado, los poros están llenos de agua incompresible, la cual debe ser expulsada antes de producirse la reorientación de los granos. Cuando el suelo saturado es permeable, la expulsión del agua no ofrece dificultad, pero si tiene baja permeabilidad, como en el caso de las arcillas, las deformaciones ocurren muy lentamente y los esfuerzos debidos a las cargas se transmiten gradualmente de la fase líquida a la sólida. Este proceso, que implica una lenta expulsión del agua de los poros, una gradual compresión con paulatino ajuste de esfuerzos en la fase sólida y una disminución del volumen de la masa del suelo, se conoce como consolidación.

En algunos casos, el proceso natural de consolidación de un suelo, puede prolongarse por largos períodos de tiempo, aún siglos. Para poder estimar el tiempo necesario para la consolidación de un suelo y conocer la magnitud del asentamiento producido, se llevan a cabo en el laboratorio los ensayos de compresibilidad de los suelos. Los primeros ensayos de este tipo fueron realizados en 1925 por Karl Terzaghi (Ref. 8) usando un aparato llamado edómetro o consolidómetro como el que muestra la figura 2.5.

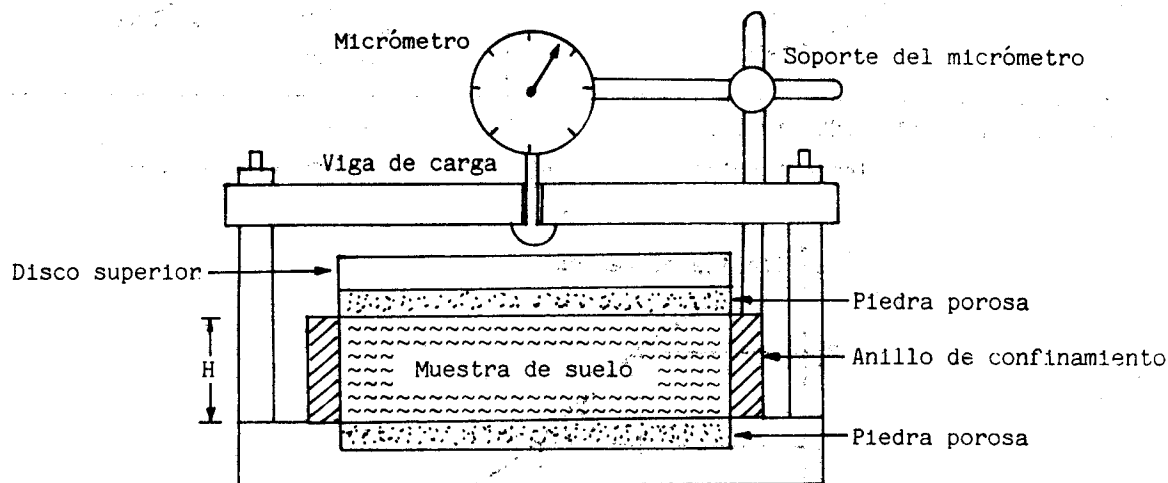


Figura 2.5.- Consolidómetro

En este aparato se ensaya una muestra de suelo sin disturbar, de altura inicial H , rodeada por un anillo rígido que la confina y colocada entre dos piedras cilíndricas porosas, que permiten que fluya el agua. El ensayo consiste en aplicar una presión uniforme del disco superior - que comprime la muestra, mediante un pistón colocado sobre el consolidómetro. La deformación ΔH - producida se mide mediante un micrómetro, a intervalos regulares de tiempo. Cuando se aplica la primera carga, se la mantiene por un cierto lapso de tiempo y luego se la retira. A continuación se repite el proceso, incrementando la presión ejercida inicialmente, hasta alcanzar la misma que el edificio ejercerá sobre el suelo de fundación. Este ensayo se usa generalmente para estimar el asentamiento que tendrá lugar en un suelo que deberá soportar el peso de grandes edificios, pilas de puentes o presas de considerable volumen. Los valores obtenidos se registran en gráficos como los de figura 2.6, conocidos como curvas de consolidación.

Sin embargo, como la muestra ensayada se halla totalmente confinada, la prueba da resultados válidos únicamente para similares condiciones en el terreno. El factor U de consolidación se obtiene :

$$U = \frac{\text{Compresión en el tiempo } t}{\text{Compresión al final del ensayo}} \quad (2.9)$$

Variando t , se obtienen los diferentes valores de U que da el ensayo. Al principio, U decrece rápidamente, pero luego lo hace con mayor lentitud. En teoría, el proceso de consolidación nunca finaliza.

El esquema a) de figura 2.6 relaciona la deformación ΔH con el tiempo transcurrido. Asimismo Terzaghi demostró experimentalmente que para las arcillas saturadas y poco permeables, cada incremento de la presión exterior origina variaciones en el contenido de humedad de la muestra, por lo cual es posible trazar la curva del esquema b) según los valores obtenidos, o bien relacionando el índice de vacíos y la presión ejercida, como en el esquema c). En esta última curva, se puede definir el coeficiente de compresibilidad del suelo C_v

$$C_v = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log (\sigma_2 / \sigma_1)} \quad (2.10)$$

como la pendiente de la curva de consolidación, en función del índice de vacíos. C_v se puede evaluar hallando las coordenadas en dos puntos cualesquiera de la curva obtenida, y sustituyendo su valor en la ec. 2.10. Debe recordarse que las respectivas presiones σ se miden en las abscisas en escala logarítmica.

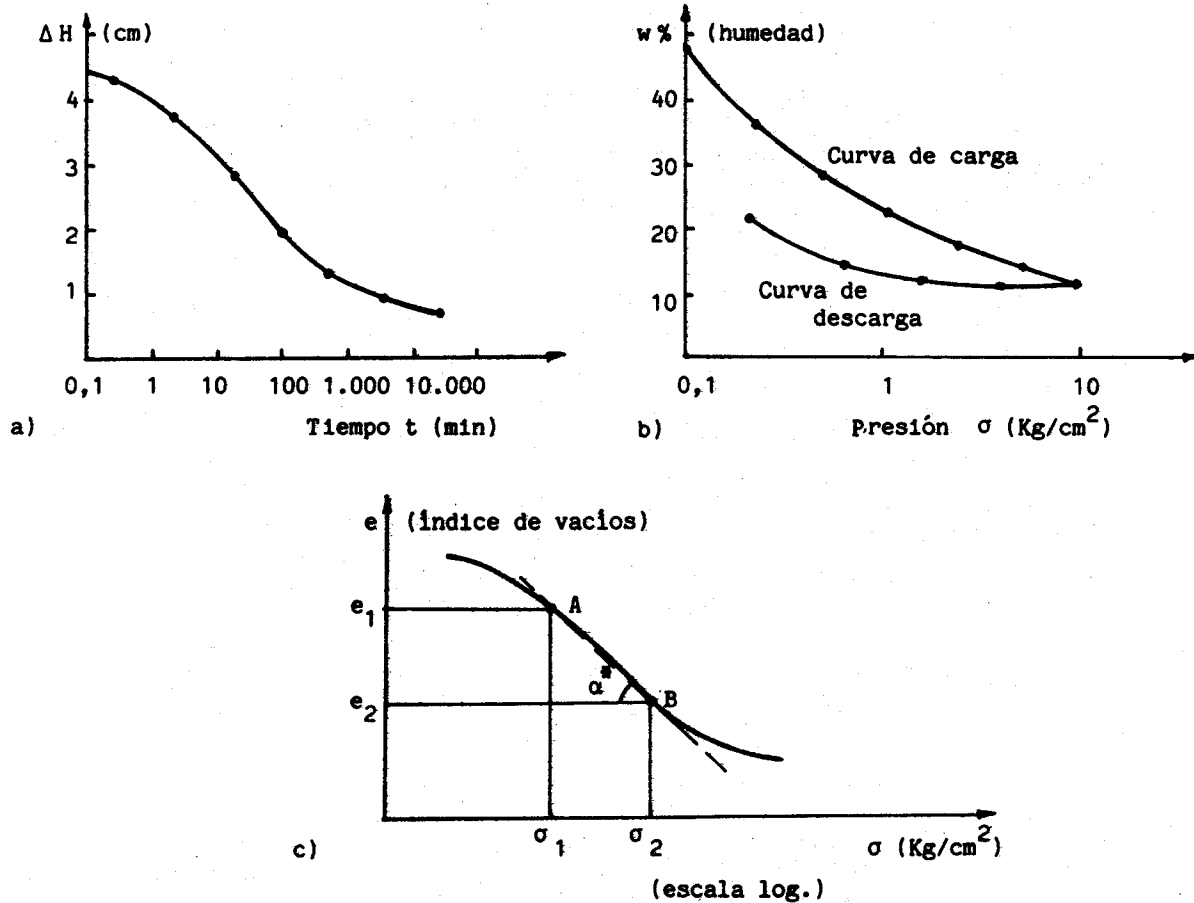


Figura 2.6.- Curvas de consolidación

Diferentes factores pueden afectar el valor del coeficiente de compresibilidad de un suelo, entre los cuales se pueden mencionar :

- * La permeabilidad de un suelo
- * La relación de vacíos
- * El espesor del estrato
- * La preconsolidación existente
- * La presencia de estratos incompresibles intermedios

Analizando un suelo arcilloso desde el punto de vista de la consolidación, es necesario distinguir - los siguientes casos :

- Arcillas normalmente consolidadas
- Arcillas preconsolidadas

Resultan normalmente consolidadas aquellas arcillas que no han soportado cargas mayores que la sobrecarga efectiva de los estratos superyacentes del terreno natural. Esto significa que la altura de los estratos que descansan sobre el de arcilla se ha mantenido constante en el tiempo, así como su peso específico.

Para los suelos arcillosos normalmente consolidados, Skempton ha obtenido la siguiente expresión para su coeficiente de compresibilidad:

$$C_v = 0,009 (LL - 10) \quad (2.11)$$

mientras que para las rocas porosas y los suelos micáceos:

$$C_v = 0,75 (e - a) \quad (2.12)$$

siendo e el correspondiente índice de vacíos y a un factor de corrección que adopta el valor de $-0,2$ para las rocas y $0,8$ para los suelos con alto contenido de mica.

Por lo general, las arcillas normalmente consolidadas presentan un contenido de humedad cercano a su límite líquido.

Las arcillas preconsolidadas son aquellas que han sido sometidas a esfuerzos superiores a los que produce la sobrecarga normal de los estratos que debe soportar. En este tipo de suelos se evidencia una mayor compactación de los granos y una menor compresibilidad frente a las cargas aplicadas a las muestras. Resultan preconsolidadas las arcillas luego que se remueven todas las cargas que han actuado sobre ellas y la carga de preconsolidación está representada por el peso del suelo removido.

En las arcillas preconsolidadas el contenido de humedad es muy inferior al correspondiente al límite líquido, llegando en algunos casos de desecación a estar por debajo del límite plástico. Es posible preconsolidar un suelo en forma intencionada, aplicando alguno de los métodos de compactación que se detallan en el Capítulo 4. Los suelos preconsolidados son excelentes como suelos de fundación pues su capacidad portante se ve incrementada y sus asentamientos reducidos.

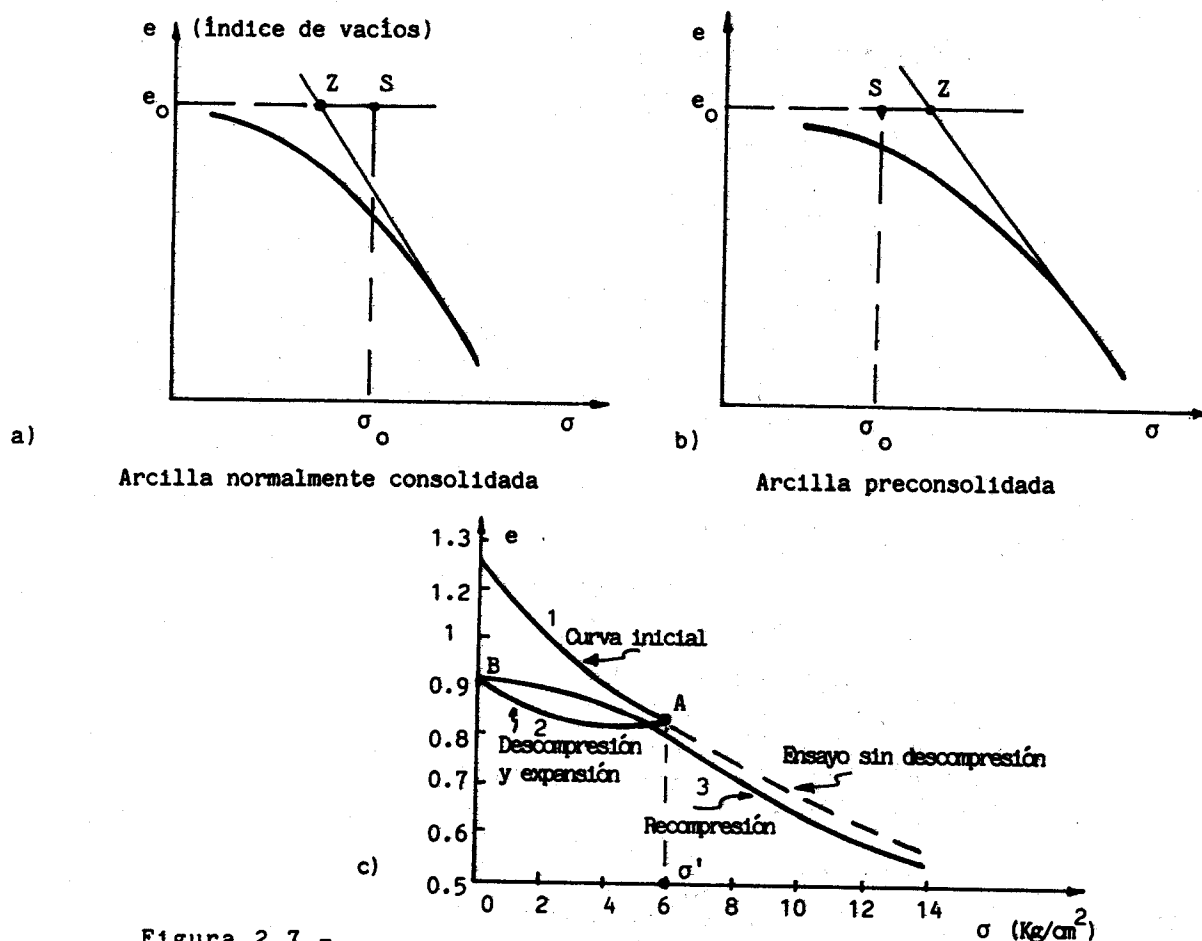


Figura 2.7.-

Para determinar en el laboratorio si una arcilla es normalmente o preconsolidada, se calcula el valor de la presión efectiva de la sobrecarga que soporta y se la designa por σ_0 . Esta presión resulta el peso efectivo del suelo por encima del plano medio del estrato de arcilla que se analiza. El índice de vacíos correspondiente al estado natural del suelo sin disturbar es e_0 . Trazando una vertical por σ_0 y una horizontal por e_0 en el diagrama de la curva de consolidación, se obtiene el punto S, como se indica en la figura 2.7 a). La tangente a la parte derecha descendente de la curva corta a la horizontal trazada por e_0 en el punto Z. Si Z queda ubicado a la izquierda de S, el suelo resulta normalmente consolidado, y si se ubica a la derecha, es preconsolidado (esquema b).

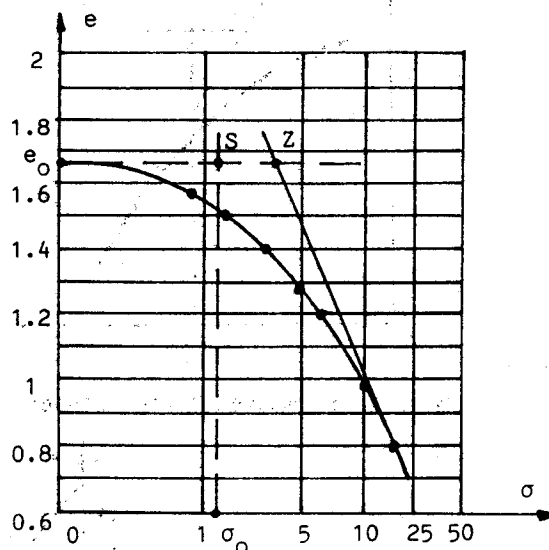
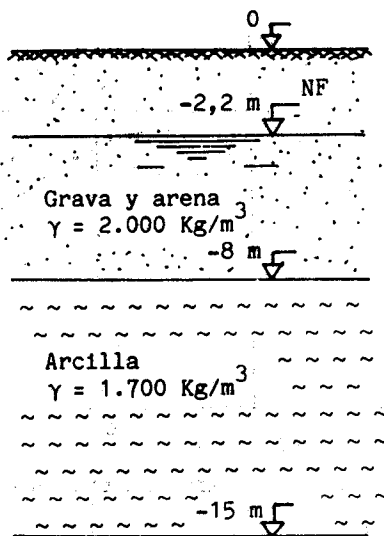
Si en el diagrama de la figura 2.7 c), luego de alcanzar en el ensayo una cierta presión σ' correspondiente al punto A de la curva inicial, se retira la carga impuesta a la muestra de suelo, se produce una descompresión acompañada de una expansión, como se muestra en el esquema. Esta descompresión se evidencia por un aumento gradual del volumen alcanzado en el ensayo, según la curva cóncava 2, entre A y B. Debido a que el proceso reversible no es elástico, al cesar la compresión impuesta, el suelo no se expande tanto como para alcanzar su volumen inicial, sino que en él permanece una deformación remanente que se evidencia según una disminución del índice de vacíos con respecto a su valor previo.

Este efecto se debe a los cambios estructurales dentro de la masa del suelo, por fractura y reorientación de las partículas sólidas. En las arcillas preconsolidadas, la expansión resultante es más evidente que en las normalmente consolidadas. Si luego de alcanzar el punto B en el ensayo se recomprime el suelo, la nueva curva 3 resultante se indica en el esquema c) con un trazo próximo a la curva punteada correspondiente a la continuación de la curva inicial 1, en el ensayo sin descompresión.

EJEMPLO 2.1.-

El perfil del subsuelo que se sondea se indica en la figura. Los valores obtenidos del ensayo del consolidómetro para el estrato de arcilla son :

e	σ (Kg/cm ²)
$e_0 = 1,68$	0
1,55	0,8
1,5	1,5
1,4	3
1,3	5
1,2	7
0,95	10
0,8	13



Se pide determinar si la arcilla es normalmente consolidada o preconsolidada.

Según los valores de e y de σ dados en tabla, se dibuja la curva de consolidación que se indica. La presión actual de la sobrecarga σ_0 en la mitad del espesor del estrato de arcilla resulta :

$$\text{Profundidad } h_0 \text{ del plano medio del estrato de arcilla : } h_0 = \frac{15 + 8}{2} = 11,5 \text{ m}$$

$$\sigma_0 = 2.000 \times 2,2 + (2.000 - 1.000)(8 - 2,2) + (1.700 - 1.000)(11,5 - 8) = 1,265 \text{ Kg/cm}^2$$

Trazando una horizontal por $e_0 = 1,68$ y una vertical por $\sigma_0 = 1,265$ se obtiene el punto S. La tangente a la curva de consolidación en el extremo derecho de la curva intersecta a la horizontal trazada por e_0 en el punto Z. Como Z queda a la derecha de S, la arcilla resulta preconsolidada.

EJEMPLO 2.2.-

Una arcilla normalmente consolidada presenta un límite líquido del 49% y un suelo micáceo tiene un índice de vacíos del 1,7%. Halle los respectivos coeficientes de compresibilidad.

Para el suelo arcilloso : $LL = 49\%$

Según ec. 2.11 :

$$C_v = 0,009 (LL - 10) = 0,009 \times 39 = 0,35$$

Para suelo micáceo :

$$e = 1,7 \quad a = 0,8$$

Según ec. 2.12 :

$$C_v = 0,75 (e - a) = 0,75 \times 0,9 = 0,675$$

2.6.- LOS ASENTAMIENTOS

Todo suelo que soporta una carga experimenta un asentamiento, cuya magnitud depende de la intensidad de la carga y de la compresibilidad del suelo. En general, los asentamientos han sido siempre motivo de preocupación para los profesionales de la construcción, ya que obras de gran envergadura e incalculable valor histórico, han sufrido deterioro y ruina por su causa.

La magnitud de los asentamientos que pueden sufrir las fundaciones debe ser calculada con la mayor exactitud posible para la mayoría de las obras de ingeniería, incluyendo edificios, puentes, presas, muros de contención, etc. pues en el caso de asentamientos considerables se afecta no sólo la apariencia de la obra, sino que pueden ocurrir daños estructurales que originen la pérdida parcial o total de funcionalidad o el colapso de sus elementos resistentes. Entre las causas que originan los asentamientos se pueden mencionar las siguientes :

- Consolidación por peso propio
- Desección natural o por procesos industriales
- Reacciones químicas
- Deterioro orgánico, natural o debido a agentes exteriores
- Inundaciones o fluctuaciones del nivel freático
- Hundimientos debidos a bombeo de agua, gas o petróleo en el lugar
- Sismos, explosiones o vibraciones
- Excavaciones próximas de túneles y obras subterráneas
- Extracción de agua para riego o uso de edificios vecinos
- Movimientos tectónicos
- Erosión del subsuelo o colapso de cavidades profundas

Generalmente los asentamientos que se producen en forma paulatina comienzan por afectar los muros de mampostería, los cielorrasos o enlucidos, con aparición lenta de fisuras y desprendimiento de revoques. Además, la pérdida de funcionalidad se hace evidente en diferentes formas, tales como rieles de ascensores que se traban, tuberías que se obstruyen y filtran, puertas y ventanas que no abren por deformación de sus marcos, etc. Por último, en casos severos de asentamientos de gran magnitud, se suele producir el derrumbe de la construcción. Algunos conceptos generales se pueden precisar en referencia a los asentamientos producidos por cargas exteriores :

- a).- Los materiales granulares como la grava y la arena gruesa y mediana, alcanzan generalmente su máximo asentamiento bajo las cargas tan pronto como éstas son aplicadas, y mantienen ese asentamiento sin que el mismo se incremente en un largo período de tiempo. Además, el descenso total producido es de limitada magnitud.
- b).- Los limos y la arena fina alcanzan generalmente la mayor parte de su asentamiento al aplicar las cargas, si bien se pueden producir nuevos hundimientos a lo largo de prolongados períodos de tiempo debido a la disminución del contenido de agua del suelo. Cuando el suelo puede desplazarse lateralmente, la saturación siempre acelera el movimiento y se producen importantes descensos, similares a los de las arenas movedizas, con desastrosas consecuencias.
- c).- Las arcillas sufren parte de su asentamiento cuando se aplican las cargas, pero siendo plásticas, continúan consolidándose lentamente y en forma decreciente por largos períodos de tiempo, a medida que expulsan el agua de sus poros.
- d).- El lodo o los suelos orgánicos resultan desastrosos suelos de fundación, y aún pequeñas diferencias en las presiones producidas por las cargas exteriores dan lugar a grandes asentamientos.
- e).- Las cargas temporales, tales como el viento, las cargas vivas de personas o de tránsito automotor de corta duración, no ofrecen por lo general efectos acumulativos de importancia. No así el

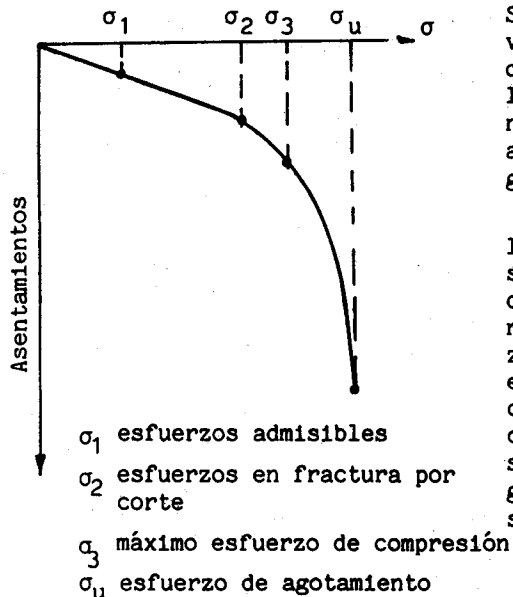
acopio de materiales durante semanas o meses, los cuales pueden producir asentamientos cuya magnitud debe ser tomada en cuenta en el análisis.

Los asentamientos que se producen por cargas exteriores se deben a las siguientes causas :

- 1.- **Asentamiento inicial o inmediato**, debido al cambio de los esfuerzos de corte en la masa del suelo. Esta deformación se puede comparar a la deformación por flexión simple de una viga, y ocurre rápidamente, para el volumen inalterado del suelo. El área cargada desciende, mientras que la superficie del suelo alrededor se levanta, equilibrando el volumen reducido por el hundimiento.
- 2.- **Compresión inicial o inmediata**, debido a la rápida reducción del volumen de vacíos en los suelos insaturados. Este efecto se produce por esfuerzos de compresión y está acompañado de un rápido incremento de los esfuerzos efectivos en el suelo. Cuando la saturación es parcial, a medida que progresa la compresión, el grado de saturación aumenta y cuando alcanza el 90%, la presión se transmite al agua de los poros. Esta presión crea una compresión adicional que aumenta los esfuerzos efectivos. Cuando la compresión se produce lentamente, se conoce por consolidación.
- 3.- **Compresión o consolidación primaria**, debida a la gradual reducción del volumen de vacíos bajo esfuerzos efectivos variables. Este efecto es un lento cambio debido a los esfuerzos de compresión bajo la influencia de la presión de los poros, al reducir su volumen. A medida que la consolidación progresa, la presión del agua en los poros se disipa. La consolidación primaria comienza apenas finaliza la compresión inicial y finaliza cuando la presión del agua en los poros prácticamente desaparece.
- 4.- **Compresión o consolidación secundaria**, debida a la reducción gradual de volumen del suelo bajo el efecto de una presión efectiva constante. Esta fase comienza cuando la presión en los poros desaparece y se mantiene así en forma ininterrumpida. Se debe a la deformación lenta de los vértices de las partículas de arcilla en contacto, que soportan los esfuerzos cortantes producidos por las cargas aplicadas. Sin embargo, las arenas y los otros suelos granulares no se ven afectados por esta consolidación secundaria.
- 5.- **Creep**, debido al continuo ajuste de los esfuerzos de corte que varían en el tiempo, por efecto de esfuerzos efectivos constantes. El creep se toma en cuenta suponiendo que el volumen de la masa analizada se mantiene constante, y no se lo asocia con la densificación del suelo. Se supone que comienza apenas finalizado el asentamiento inicial y en las arcillas continúa por siempre, o hasta que adquieren suficiente resistencia, por consolidación, para resistir adicionales esfuerzos. El creep siempre va relacionado con deformaciones plásticas de las partículas sólidas de los suelos cohesivos, mientras que los granulares no experimentan creep.

En general, de estas cinco causas de asentamientos enumeradas, las cuatro primeras pueden ser evaluadas independientemente y luego sumados sus resultados parciales. El creep, sin embargo, es más difícil de predecir, especialmente en comportamientos a largo plazo de taludes o presas de arcillas blandas. Sin embargo, en la mayoría de los problemas de precarga, el creep no asume importancia debido a la corta duración de la sobrecarga aplicada.

Figura 2.8.



Los asentamientos iniciales o inmediatos ocurren apenas cargado el suelo, y en un plazo no mayor a 7 días. Son los asentamientos típicos de los suelos no cohesivos y de los estratos con alto grado de permeabilidad, que permiten un rápido drenaje del agua contenida en los poros del suelo. Por el contrario, las consolidaciones primaria y secundaria ocurren principalmente en las arcillas saturadas o con alto porcentaje de humedad, y generalmente continúan durante muchos años.

El ensayo de un suelo donde se relacionan los asentamientos producidos con la magnitud de las presiones aplicadas en forma gradualmente creciente, se indica en la figura 2.8. Para cada suelo, existe una magnitud de esfuerzos para la cual los asentamientos comienzan a ser inadmisibles. Esta magnitud se indica como σ_3 en la figura 2.8, y corresponde al máximo esfuerzo de compresión que resiste el suelo. Si bien su determinación para cada tipo de suelo debe ser cuidadosa, basándose en este valor y aplicando adecuados factores de seguridad, se obtienen los esfuerzos admisibles en cada caso, a los cuales se designa por σ_1 .

σ_c representa los esfuerzos para los cuales se produce la falla por corte, en el punto donde el diagrama deja de ser lineal y forma un codo, que marca el comienzo del agotamiento de la capacidad resistente del suelo. Este gráfico permite valorar los asentamientos producidos en función de la magnitud de los esfuerzos verticales σ en el terreno, para así poder determinar los valores admisibles para la capacidad portante del suelo. La figura 2.9 muestra la curva obtenida en una muestra de laboratorio, de consolidación de arcilla, donde se evidencian las diferentes compresiones enumeradas.

La compresión inmediata ocurre rápidamente debido a la instantánea expulsión del gas de los poros, mientras que la primaria es más lenta, y se debe al gradual escurrimiento del agua. La diferencia entre estas dos consolidaciones se hace más evidente en suelos insaturados, pues si los poros están saturados de agua, no se puede producir la compresión inmediata. La compresión secundaria comienza luego que finalizada la primaria y se supone que se mantiene indefinidamente bajo esfuerzos constantes. En el gráfico de figura 2.9 se la midió por el término de 24 horas y se asume que comienza en el punto de intersección de los segmentos rectos de las curvas.

En el laboratorio se ha observado que la magnitud de los esfuerzos verticales no influye prácticamente en esta consolidación secundaria. Sin embargo Johnson (1970) demostró que el tiempo que dura la compresión secundaria puede verse influido por la intensidad de los esfuerzos iniciales y que en suelos que han sido mejorados por precarga, resulta insignificante.

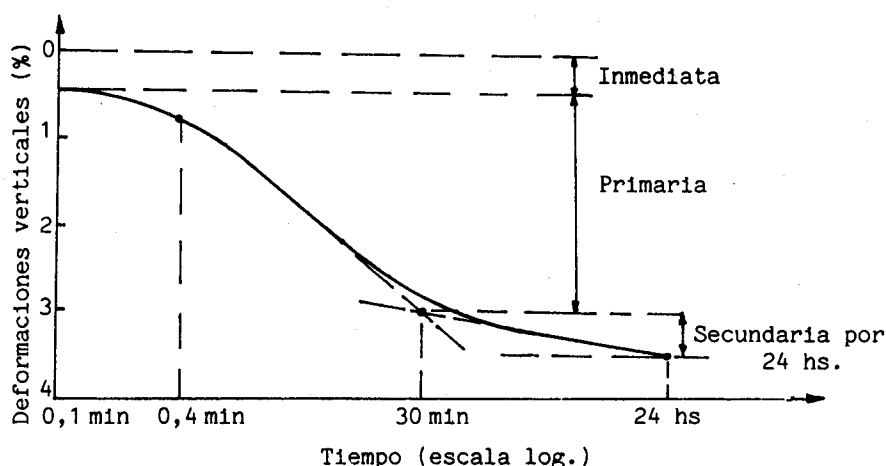


Figura 2.9.- Prueba de consolidación en arcilla

Con referencia a la forma como se producen los asentamientos, se pueden mencionar dos tipos diferentes :

- * Asentamientos uniformes
- * Asentamientos no uniformes

Los asentamientos uniformes se producen bajo fuerzas igualmente distribuidas, en suelos homogéneos. Un ejemplo se indica en la figura 2.10 a), donde un edificio apoya sobre una placa rígida uniformemente cargada en toda su área, sobre un suelo compresible regular y homogéneo, y la deformación producida es un único descenso Δ . Este tipo de asentamiento no es el más común ni resulta un factor decisivo en el diseño de una estructura. Puede presentarse en algunos suelos blandos de estratos profundos, como los sedimentos lacustres y marinos.

En el valle de Mexico, por ejemplo, en la hoya que caracteriza el suelo esponjoso sobre el antiguo lago de Ciudad de Mexico, algunos edificios apoyados sobre grandes placas se han hundido uniformemente, y se deben ir agregando nuevos escalones a la entrada de los mismos, por la diferencia de nivel que se produce en forma lenta y continua. Este efecto reviste especial importancia en el diseño de ductos y tuberías, las cuales deben tener conexiones flexibles que eviten su deterioro. En otras estructuras este hundimiento puede provocar indeseables consecuencias, como por ejemplo en tanques o cisternas subterráneas cercanas a la costa, los cuales quedan debajo del nivel del mar por el descenso producido.

Más problemática para la estabilidad de una construcción resulta el caso de los asentamientos no uniformes que ocasionan movimientos relativos entre las partes de un edificio. Estos asentamientos pueden producir :

- * Rotación del edificio como un cuerpo rígido
- * Deformaciones locales por descensos diferenciales

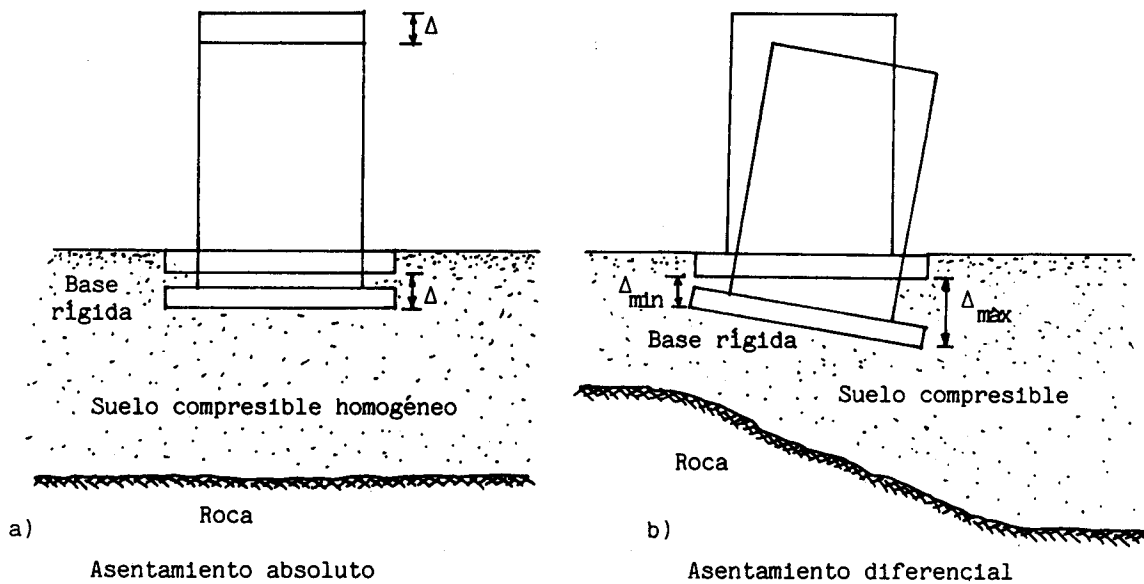


Figura 2.10

Los asentamientos no uniformes de los suelos compresibles se deben a diferentes causas, entre las cuales se pueden mencionar :

- a) Esfuerzos no uniformes aplicados sobre el suelo
- b) Capacidad resistente variable del terreno
- c) Alturas discontinuas de los estratos del subsuelo

La rotación del edificio como un cuerpo rígido se grafica en la figura 2.10 b), para una placa de fundación de gran rigidez apoyada sobre un suelo compresible de espesor variable. Es el caso típico de la Torre de Pisa, la cual a través de los siglos ha sufrido un descenso en su extremo sur de 3 m. y en su extremo norte de 1,2 m, lo cual da un descenso diferencial de 1,8 m, el cual representa un peligro latente de inestabilidad y riesgo potencial de derrumbe, que se acrecienta en el tiempo. El descenso diferencial se obtiene :

$$\Delta = \Delta_{\max} - \Delta_{\min} \quad (2.13)$$

En el caso de edificios apoyados sobre bases flexibles, los asentamientos diferenciales no uniformes producidos en suelos heterogéneos o de estratos desiguales, pueden ocasionar múltiples daños estructurales, algunos de los cuales se grafican en la figura 2.11.

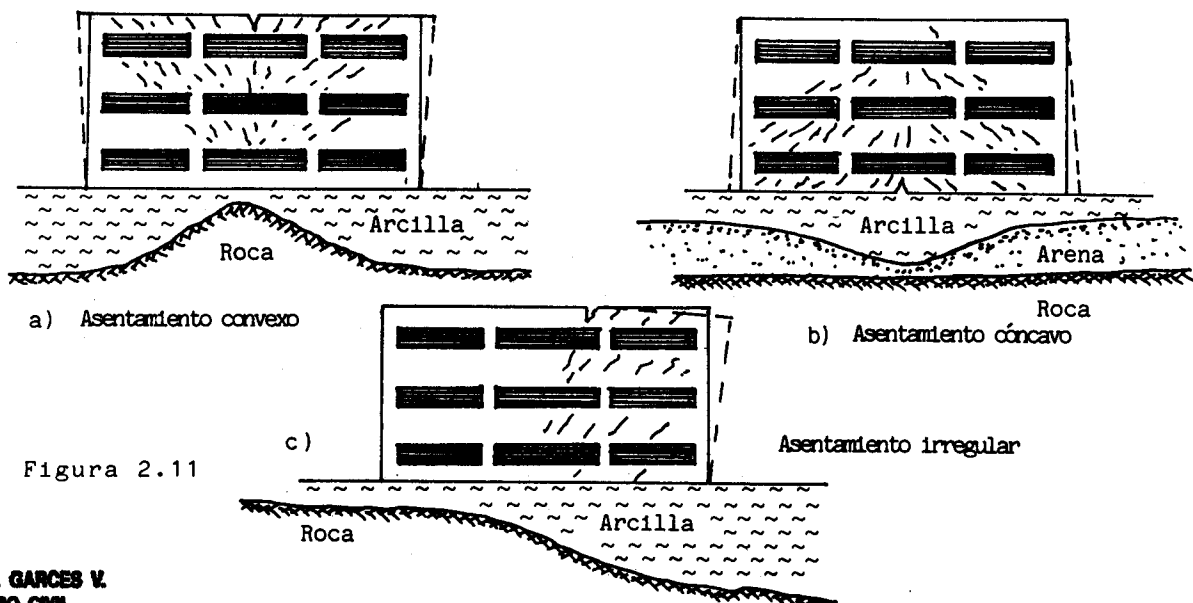


Figura 2.11

El descenso diferencial entre dos puntos de apoyo de una estructura resistente, al ceder el suelo de fundación, puede producir solicitaciones de mayor magnitud que las debidas a la totalidad de las cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la construcción. Otro parámetro de importancia es la distorsión angular $\theta = \Delta/L$, que resulta el cociente del descenso diferencial entre dos puntos de una estructura y la distancia entre ellos.

La magnitud de los asentamientos totales que un edificio puede soportar depende de muchos factores, entre los cuales está el tipo de construcción, sus dimensiones, su destino según uso, la presencia de paredes de mampostería, el material estructural empleado, etc. La ductilidad de la estructura resistente también juega un importante papel en la magnitud de los asentamientos máximos permisibles, ya que si por ejemplo es de acero, soporta mejor los movimientos relativos que otra similar de concreto armado. Por otra parte, las estructuras isostáticamente vinculadas, tales como los arcos triarticulados, las vigas simplemente apoyadas o las vigas Gerber no sufren casi los efectos de los descensos diferenciales, mientras que los pórticos hiperestáticos son muy sensibles a ellos. El uso o destino también debe tenerse en cuenta, ya que por ejemplo un galpón para almacenar materiales no exige tomar tantas precauciones para evitar los asentamientos diferenciales, como un lujoso edificio de vivienda, donde se pueden afectar seriamente las instalaciones y cerramientos, y fisurarse los enlucidos.

Si la construcción alberga aparatos de alta precisión o delicado funcionamiento, tales como reactores nucleares, radares, sismógrafos, telescopios, etc. o si se trata de obras de arquitectura de gran valor artístico, se exige que la magnitud de los asentamientos sea mínima.

Existen antiguas construcciones de incalculable valor histórico, que han sufrido deterioro en el tiempo por causa de asentamientos no controlados. Tal es el caso de la centenaria catedral de Mexico, cuyos cimientos se hunden de manera irregular, debido a que fue edificada sobre los restos de cuatro pirámides aztecas de la antigua metrópolis. Las partes de los cimientos que no están sustentadas por las bases de las pirámides, comenzaron a hundirse apenas iniciada la construcción, hace 400 años. En la actualidad, las torres han descendido más de 1,5 m, las columnas se han inclinado, los arcos se aplanaron y el piso presenta altibajos. El fondo de la catedral ha sufrido descensos de casi 3 m con relación a la entrada principal y las vibraciones debidas al paso del metro, ha acelerado el hundimiento. También ha contribuido a ello la indiscriminada extracción de agua para abastecer a una población cada vez más numerosa y en ciertas zonas de la ciudad se han registrado hundimientos de hasta 7 m. Para proceder a la reparación de la catedral, se han apuntalado todos los muros y se va extrayendo cuidadosamente el limo arcilloso bajo los cimientos de las partes menos hundidas, hasta nivelar el descenso. Casos similares se han registrado en Bogotá, Colombia, donde la excesiva extracción de agua subterránea para riego de las huertas, ha ocasionado múltiples asentamientos en las construcciones vecinas.

Los valores de los asentamientos tolerables para una variada gama de estructuras se indica en la Tabla 2.2, debida a Sowers (1962), donde se especifica el tipo de movimiento, el factor limitante y el máximo asentamiento permisible. En el caso de movimientos diferenciales, los asentamientos se dan en función de L . Como complemento de la Tabla 2.2, la figura 2.12 debida a Bjerrum (1963) indica la distorsión angular límite permisible. Además, en la Tabla 2.3 (Ref. 7) se indican los valores máximos de aquellos descensos diferenciales tolerables según las características de los edificios y el tipo de terreno. Para los casos especiales de grandes proyectos, sin embargo, se deben realizar estudios más detallados y exactos de estos valores, ya que los mismos corresponden a los casos usuales en la práctica.

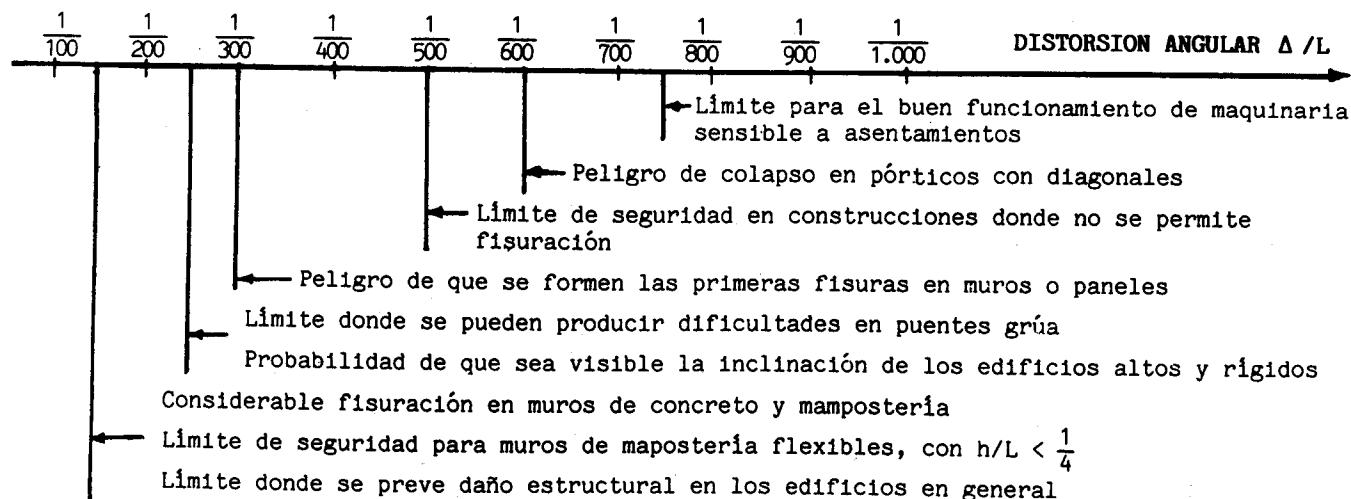
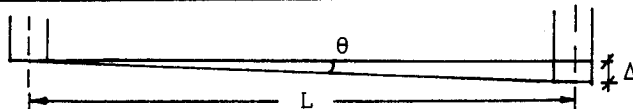


Figura 2.12

T A B L A 2.2

ASENTAMIENTOS TOLERABLES

TIPO DE MOVIMIENTO	FACTOR LIMITANTE	ASENTAMIENTO Δ (cm)
<u>Asentamiento absoluto</u>	Tuberías	15 a 30
	Accesos	30 a 60
<u>Asentamiento no uniforme</u>	Estructuras con muros de mampostería	2 a 5
	Estructuras aporticadas	5 a 10
	Chimeneas, silos, placas	7 a 30
<u>Inclinación</u>	Estabilidad a rotación	Depende de L
	Chimeneas, torres	0,004 L
	Acceso de camiones	0,01 L
	Acopio de materiales	0,01 L
	Maquinaria de talleres	0,003 L
	Turbogeneradores	0,0002 L
	Rieles de puentes grúa	0,003 L
	Desagüe de pisos	0,01 a 0,02 L
<u>Movimientos diferenciales</u>	Muros altos de ladrillos	0,0005 a 0,001 L
	Edificios de un piso con muros de ladrillos	0,001 a 0,002 L
	Enlucidos fisurables	0,001 L
	Edificios aporticados de concreto armado	0,025 a 0,004 L
	Edificios con muros de concreto armado	0,003 L
	Edificios con pórticos continuos de acero	0,002 L
	Edificios con pórticos simples de acero	0,005 L



L es la distancia entre columnas adyacentes o entre dos puntos cualesquiera de la estructura, que asientan magnitudes diferentes. Valores mayores de Δ se aceptan sólo para asentamientos regulares y estructuras más dúctiles, mientras que los Δ de la tabla corresponden a asentamientos irregulares y estructuras poco dúctiles. En el caso de prever asentamientos uniformes, se debe suponer que un asentamiento absoluto Δ puede producir movimientos diferenciales de magnitud $3\Delta/4$.

T A B L A 2.3

ASENTAMIENTOS GENERALES MAXIMOS ADMISIBLES (mm)

CARACTERISTICAS DE LA CONSTRUCCION	SUELOS SIN COHESION	SUELOS COHESIVOS
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios rígidos de concreto armado	25	50
Edificios flexibles de concreto armado, estructuras de acero o de mampostería	50	75
Estructuras isostáticas de acero, de madera o provisorias	>50	>75
	Comprobando que no produzca desajuste en la estructura ni en los cerramientos	

Para los suelos arcillosos, Liu propone la siguiente expresión para hallar la magnitud de los asentamientos máximos Δ debidos a la consolidación :

$$\Delta = \frac{e_o - e}{1 + e_o} H \quad (2.14)$$

donde e_o es el índice de vacíos inicial del suelo y e el índice de vacíos que resulta luego de aplicar la σ_o presión total actuando en el plano medio del estrato arcilloso compresible de altura H .
(Ver ejemplo 2.3).

El valor de e_o se obtiene de las muestras no disturbadas, e de los ensayos de laboratorio de la muestra con presión igual a la que le imponen al suelo de fundación las cargas de la estructura y H es la altura del estrato, dada en cm, obtenida de los sondeos de la exploración del subsuelo, según se analiza en el Capítulo 3.

El tiempo de consolidación se obtiene :

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} \quad (\text{min}) \quad (2.15)$$

t es el tiempo que transcurre antes que la muestra alcance un cierto porcentaje de consolidación, en relación a la consolidación total al final del proceso. T_v es un factor que depende del tiempo y se obtiene del gráfico de la figura 2.13, en función del porcentaje de consolidación.
 C_v es el coeficiente de compresibilidad del suelo, dado en ecs. 2.10 a 2.12.

A diferencia de los suelos arcillosos, en las gravas y arenas y en los suelos no cohesivos en general, los asentamientos ocurren en forma muy rápida, usualmente dentro del lapso en que se construye el edificio. La magnitud de estos asentamientos se puede calcular en función de los resultados obtenidos de las pruebas de penetración standard, que dan los valores de N , como se indica en la Sección 3.5.

N resulta el número de golpes necesarios para hacer penetrar el tomamuestras del ensayo en el estrato que se analiza, mediante golpes de martinete, hasta una determinada profundidad preestablecida. Designando por $N_{\min}$ el menor valor de N corregido de todas las pruebas realizadas, el asentamiento Δ en la arenas secas resulta :

$$\Delta = \frac{5 \sigma}{N_{\min}} \left[\frac{2 B}{30 + B} \right]^2 \quad (2.16)$$

σ representa la presión aplicada, en Kg/cm^2 y B es el ancho de la fundación, en cm.

Si existe nivel freático en el subsuelo, debajo de la base y a una profundidad menor a la mitad del ancho B , el asentamiento obtenido mediante la ec. 2.16 debe corregirse multiplicando su valor por el factor de mayoración α :

$$\alpha = \frac{\sigma_o}{\sigma_w} \quad (2.17)$$

σ_o es la presión de la sobrecarga efectiva a profundidad $B/2$ bajo la base, en el estrato de arena, sin tomar en consideración la presencia del agua, y σ_w , incluyendo su efecto. Ver ejemplo 2.6.

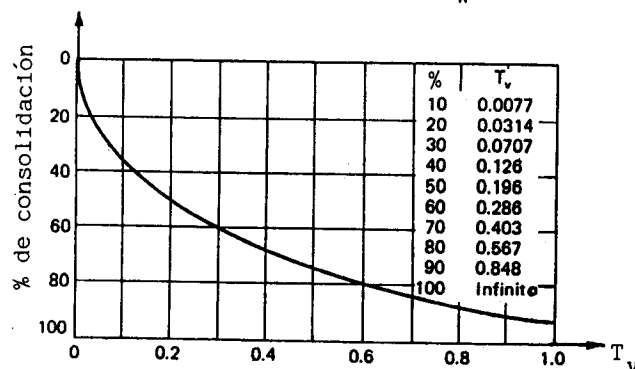
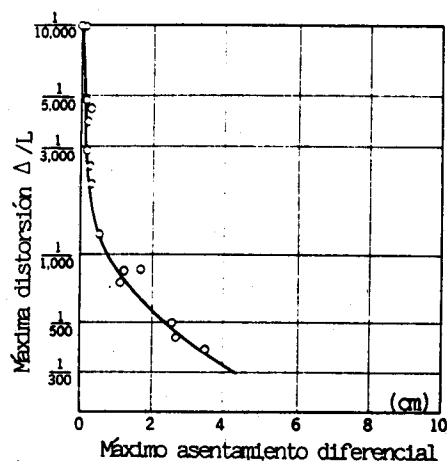
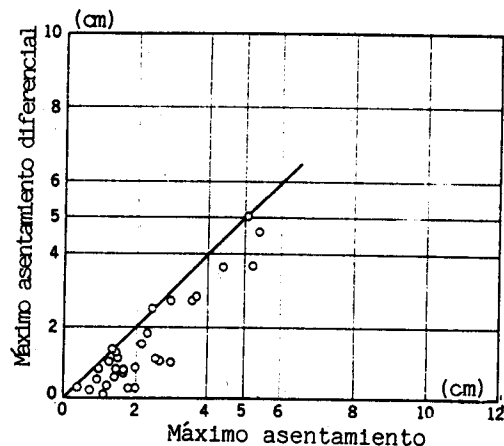


Figura 2.13



a)



b)

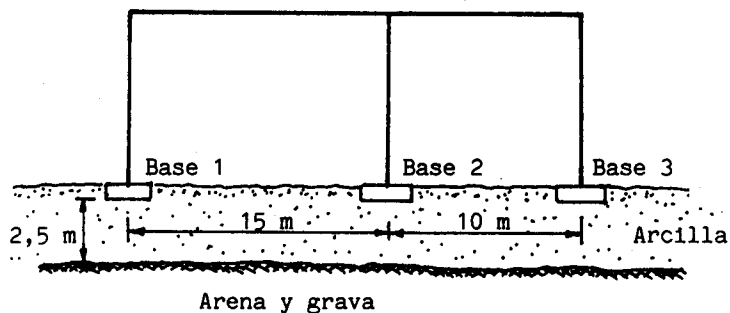
Figura 2.14

Las máximas distorsiones y asentamientos diferenciales pueden relacionarse según el gráfico a) de figura 2.14, debido a Bjerrum (1963), así como los asentamientos absolutos y diferenciales máximos, como muestra el gráfico b), para suelos granulares.

EJEMPLO 2.3.-

De una muestra no disturbada de suelo arcilloso normalmente consolidado, en un estrato uniforme de 2,5 m de altura, se obtienen los siguientes valores del índice de vacíos para las presiones crecientes indicadas.

El límite líquido de la muestra resultó : $LL = 47\%$



Presiones (Kg/cm ²)	Indice de vacíos e
Sin cargar	$e_o = 1,5$
0,9	1,49
1,5	1,48
2,3	1,47
2,8	1,45
3	1,44
4	1,36
5,2	1,29

Sobre este suelo apoya una estructura aporticada de acero de un edificio industrial, con muros de mampostería como cerramiento perimetral. Las bases aisladas de la estructura transmiten las siguientes cargas totales :

Base 1 : 207 t
Base 2 : 254 t
Base 3 : 270 t

Todas las bases son cuadradas iguales, de 3 m de lado. Los sondeos no indican la presencia de nivel freático. Se pide hallar :

- Los asentamientos máximos previsibles
- La distorsión angular entre ejes de columnas
- El tiempo probable de consolidación
- Indicar si los asentamientos son tolerables

Los esfuerzos que imponen las fundaciones al suelo son :

$$\text{Base 1 : } \sigma_1 = \frac{207.000}{300^2} = 2,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e_1 = 1,47$$

$$\text{Base 2 : } \Delta_2 = \frac{254.000}{300^2} = 2,82 \text{ Kg/cm}^2 \quad e_2 = 1,45$$

$$\text{Base 3 : } \Delta_3 = \frac{270.000}{300^2} = 3 \text{ Kg/cm}^2 \quad e_3 = 1,44$$

Según ec. 2.14 los asentamientos máximos resultan :

$$\Delta_1 = \frac{e_o - e}{1 + e_o} H = \frac{1,5 - 1,48}{2,5} \times 250 = 2 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{1,5 - 1,45}{2,5} \times 250 = 5 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = \frac{1,5 - 1,44}{2,5} \times 250 = 6 \text{ cm}$$

Los asentamientos diferenciales son :

$$\Delta_{1,2} = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\Delta_{2,3} = 6 - 2 = 1 \text{ cm}$$

Y las distorsiones angulares entre ejes de columnas :

$$\frac{\Delta_{1,2}}{L_1} = \frac{3}{1.500} = \frac{1}{500}$$

$$\frac{\Delta_{2,3}}{L_2} = \frac{1}{1.000}$$

Según la Tabla 2.2 los asentamientos tolerables para este tipo de estructuras son :

$$\Delta_{1,2} = 0,002 L_1 = 0,002 \times 15 = 3 \text{ cm}$$

$$\Delta_{2,3} = 0,002 L_2 = 0,002 \times 10 = 2 \text{ cm}$$

Cumplen

y de acuerdo con la figura 2.12 la distorsión angular 1/500 corresponde al límite de seguridad para edificios donde no se permiten fisuras.

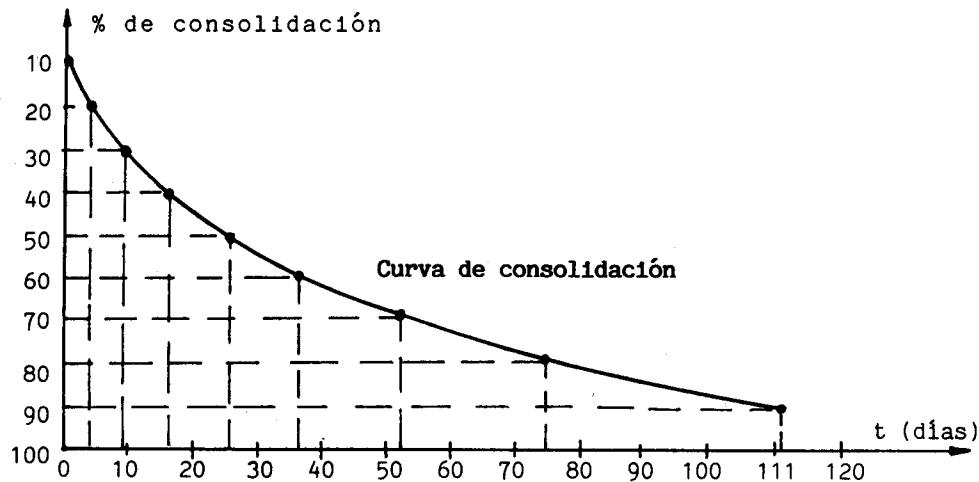
Los tiempos de consolidación se obtienen según ec. 2.15 en función del factor de compresibilidad del suelo C_v , dado en ec. 2.11.

$$C_v = 0,009 (LL - 10) = 0,009 \times (47 - 10) = 0,33$$

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} \quad (\text{min})$$

Los valores de T_v se leen del gráfico de figura 2.13 para los siguientes porcentajes de consolidación.

% de consolidación	T_v	tiempo de consolidación t	
10%	0,0077	1.458 min	1 día
20%	0,0314	5.947 "	4 días
30%	0,0707	13.390 "	9,7 "
40%	0,1260	23.863 "	16,5 "
50%	0,1960	37.121 "	25,7 "
60%	0,2860	54.166 "	37,6 "
70%	0,4030	76.325 "	53 "
80%	0,5670	107.386 "	74,5 "
90%	0,8480	160.606 "	111,5 "
100%	∞	∞	∞



EJEMPLO 2.4.-

Un estrato de arcilla de 3 m apoya sobre suelos arenosos permeables. El asentamiento total esperado de la arcilla bajo la base de un edificio es de 6,2 cm y el coeficiente de consolidación es $C_v = 0,12$. Se pide determinar :

- Cuantos días transcurrirán para que se produzca el 80% del asentamiento total
- Cuál será el asentamiento producido, luego de 1 año
- Cuanto tiempo debe pasar para que se alcance el asentamiento de 4 cm

a) Para el 80% del asentamiento total, de figura 2.13 se obtiene : $T_v = 0,567$

Por lo tanto,

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0,567 \times 300^2}{0,12} = 425.250 \text{ min} = 295 \text{ días}$$

b) $t = 1 \text{ año} = 365 \text{ días} = 525.600 \text{ min}$

$$525.600 = \frac{T_v 300^2}{0,12} \quad \therefore T_v = 0,7$$

El porcentaje de consolidación, según la figura 2.13 es de aproximadamente el 0,85 %.

$$\Delta_{85\%} = 0,85 \times 6,2 \text{ cm} = 5,27 \text{ cm}$$

c) Si $\Delta = 4 \text{ cm}$ resulta :

$$\% \text{ de consolidación} = \frac{4 \text{ cm}}{6,2 \text{ cm}} = 64,5 \% \quad \therefore T_v = 0,35$$

Resulta :

$$t = \frac{0,35 \times 300^2}{0,12} = 262.500 \text{ min} = 182 \text{ días}$$

EJEMPLO 2.5.-

Una base cuadrada aislada de un edificio, de 2,6 m de lado, apoya en un suelo de arena mediana seca, y transmite una carga total de 190 t. El $N_{\min}$ obtenido del ensayo de penetración standard es : $N_{\min} = 42$ Calcule el asentamiento máximo, si no existe capa acuífera subterránea

De ec. 2.16 :

$$\Delta = \frac{5 \sigma}{N_{\min}} \left[\frac{2 B}{30 + B} \right]^2$$

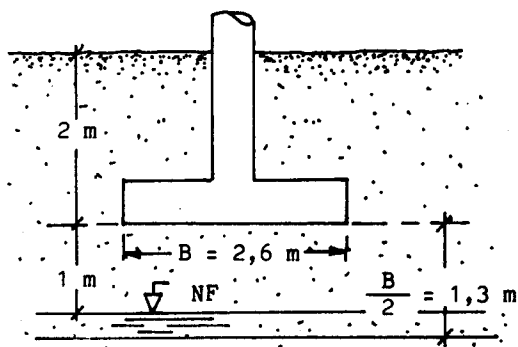
$$\sigma = \frac{190.000}{260^2} = 2,81 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta :

$$\Delta = \frac{5 \times 2,81}{42} \left[\frac{2 \times 260}{30 + 260} \right]^2 = 1,07 \text{ cm}$$

EJEMPLO 2.6.-

El mismo caso del ejemplo 2.5, pero con el nivel freático a 1 m bajo la base. El peso específico de la arena húmeda es de 1.900 Kg/m³.



Del ejemplo anterior : $\Delta = 1,07$ cm
para la arena seca.

$$\sigma_o = 1.900 (2 + 1,3) = 6.270 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_w = 1.900 \times 3 + (1.900 - 1.000)(2 + 1,3 - 3) = 5.970 \text{ Kg/m}^2$$

Resulta por lo tanto :

$$\alpha = \frac{\sigma_o}{\sigma_w} = 1,05 \quad \Delta = 1,07 \times 1,05 = 1,12 \text{ cm}$$

EJEMPLO 2.7.-

Halle la carga máxima que puede transmitir una base cuadrada de 3,2 m de lado, a un suelo de fundación de arena seca mediana, para no superar un asentamiento máximo de 1,2 cm. En el ensayo - se obtuvo :

$$N_{\min} = 50$$

De ec. 2.16 :

$$\Delta = \frac{5 \sigma}{N_{\min}} \left[\frac{2 B}{30 + B} \right]^2 = 1,2 \text{ cm}$$

$$\therefore \frac{5 \sigma}{50} \left[\frac{2 \times 320}{350} \right]^2 = 1,2$$

Se despeja el valor del esfuerzo admisible

$$\sigma_{\text{adm}} = 3,58 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto,

$$P_{\max} = 3,58 \times 320^2 = 366,6 \text{ t}$$

EJEMPLO 2.8.-

El mismo caso del ejemplo anterior, pero con el nivel freático a 1,25 m bajo la base. El $\gamma_{\text{arena}} = 1.860 \text{ Kg/m}^3$.

$$\sigma_o = 1.860 (1,8 + 1,6) = 6.324 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_w = 1.860 (1,8 + 1,25) + (1.860 - 1.000) \times (1,8 + 1,6 - 3,05)$$

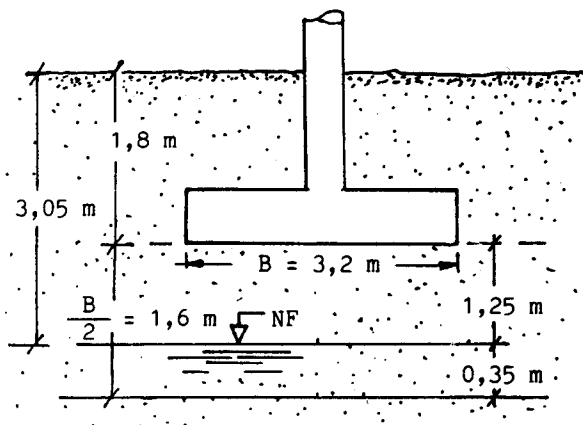
Resulta :

$$\sigma_w = 5.974 \text{ Kg/cm}^2$$

Y se obtiene :

$$\alpha = \frac{\sigma_o}{\sigma_w} = 1,06$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{3,58}{1,06} = 3,38 \text{ Kg/cm}^2$$



La carga admisible en este caso es :

$$P_{\text{adm}} = 3,38 \times 320^2 = 346,1 \text{ t}$$

Se deduce en consecuencia que la presencia del nivel freático reduce en un 5,4% la carga admisible, en comparación con la de la arena seca del ejemplo 2.7.

2.7.- LA RETRACCION Y EXPANSION

Algunos tipos de suelos evidencian una marcada variación en su volumen bajo el efecto de ciertos factores, tales como :

- Modificación de la magnitud de las presiones actuantes
- Variación del contenido de humedad del suelo

La incidencia en el cambio de volumen que tienen las cargas exteriores aplicadas, ha sido analizada en la Sección 2.7 referente a la compresibilidad de los suelos. La figura 2.7 c) muestra como un suelo disminuye su índice de vacíos y reduce su volumen al ser comprimido y luego se expande al descomprimirse.

Si bien esta propiedad es común a todos los suelos, algunas arcillas poseen además una notable capacidad de expandirse y contraerse sucesivamente al variar su contenido de humedad, sufriendo cambios importantes en su volumen, ya que se expanden al humedecerse y se contraen al secarse. A estos suelos se los designa por expansivos. Entre las diversas causas de expansión de los suelos se pueden mencionar :

- a) Recuperación elástica de los granos
- b) Atracción del agua por los minerales arcillosos
- c) Repulsión eléctrica de las partículas de arcilla
- d) Expansión del aire en los poros del suelo

Sin embargo, en los suelos arcillosos, el factor humedad es el que juega el rol fundamental y la mayor o menor avidez de agua de las partículas determina el volumen final alcanzado por la masa del suelo. La humedad puede provenir de lluvias, dreanjes de otros suelos, o por capilaridad si existen capas acuíferas subterráneas. En algunos casos, también influye la presencia de estratos superficiales impermeables que evitan la evaporación.

Pueden encontrarse suelos expansivos en muy distantes áreas del planeta, tales como las zonas áridas del sur de Africa, en Egipto, Israel, Venezuela, España, Mexico y el oeste de los Estados Unidos, así como en ciertos lugares de la India y Australia. En Venezuela, por ejemplo, en la región de Coro, el suelo es sumamente expansivo por su alto contenido de montmorillonita.

La expansión que puede alcanzar un suelo es difícil de predecir con exactitud dado que la misma depende de la composición mineralógica, la orientación de las partículas, la presión ejercida por la sobrecarga de los estratos superyacentes y el contenido de humedad en un determinado instante de tiempo. Una estimación aproximada de la expansividad de un suelo puede obtenerse de diferentes formas :

- * En función de la composición del suelo
- * Según el valor de su índice de plasticidad
- * Por los resultados de los ensayos de expansividad

En función de la composición del suelo, se ha determinado que los típicos suelos expansivos son las arcillas con alto contenido de montmorillonita (Ver Sección 1.9), componente mineral que aumenta su volumen hasta en un 1.500%. La illita, otro mineral que está presente en las arcillas, sólo aumenta su volumen en un 350%, mientras que la caolinita no experimenta sensibles variaciones volumétricas al cambiar su contenido de humedad.

Según el valor del índice de plasticidad, existe una correlación entre éste y el grado de expansividad en las arcillas, como se indica en la Tabla 2.4, según Elvin F. Henri :

T A B L A 2.4

INDICE DE PLASTICIDAD	GRADO DE EXPANSIVIDAD
0 a 14	Baja
15 a 25	Mediana
26 a 40	Crítica
> 40	Muy crítica

La prueba de expansividad que se realiza comúnmente in situ consiste en marcar con estacas un cuadrado del terreno de 5 a 8 m de lado, perforar en él algunos pozos a conveniente profundidad e ir continuamente inundándolos para que el agua sature el suelo. A medida que pasa el tiempo se va observando

su comportamiento y el incremento de su volumen en relación al resto del terreno. El método tiene el inconveniente que es lento, pues las arcillas expanden progresivamente por lo cual el proceso dura - un lapso prolongado de tiempo.

En el laboratorio, para medir el grado de expansividad de un suelo se emplea generalmente un método que consiste en tomar dos muestras iguales no perturbadas de un mismo suelo arcilloso, una de las cuales se deja secar al aire y se mide su reducción de volumen por la retracción experimentada. La otra se inunda y se mide también el aumento de volumen por expansión. La diferencia final entre ambos volúmenes resulta la variación potencial máxima por expansividad del suelo arcilloso entre el estado seco y el saturado.

Los suelos pueden clasificarse según su grado de expansividad, en función del porcentaje del cambio de su volumen, como se indica en la Tabla 2.5

T A B L A 2. 5

% DEL CAMBIO DE VOLUMEN	GRADO DE EXPANSIVIDAD
0 a 10	Baja
11 a 20	Mediana
21 a 30	Crítica
> 30	Muy crítica

En el laboratorio se puede medir asimismo la máxima presión que se origina por la fuerza ejercida dentro de la masa del suelo al tratar de expandirse cuando se impide todo cambio de su volumen. Para ello se coloca la muestra de suelo expansivo en el consolidómetro, se la satura y se va aumentando la carga de compresión paulatinamente, de modo que contrarreste la expansión, manteniendo siempre impedida toda variación de volumen. Se alcanza un valor para el cual no es necesario seguir incrementando la carga, el cual corresponde a la máxima presión de expansión sin aumento de volumen de la arcilla. Ello permite cuantificar las presiones que el suelo ejercerá sobre los cimientos de un edificio y el daño estructural que pueden ocasionar.

El proceso se invierte si un suelo saturado expansivo se seca y comienza a contraerse. Disminuye en él su índice de vacíos y la tensión capilar hace descender la humedad hasta los estratos subyacentes. Si el secado continúa, se alcanza el límite de retracción (Ver Sección 1.8) y aparecen fisuras verticales y horizontales en la masa del suelo, formando grandes terrones separados entre sí. Esta situación puede presentarse en zonas áridas en períodos de grandes sequías o en suelos donde apoyan construcciones que imponen elevadas temperaturas superficiales, tales como altos hornos, hornos industriales o de quema de basura, etc. Cuando se incrementa el porcentaje de humedad de un suelo expansivo se puede producir :

- a) Expansión general
- b) Expansión localizada

La expansión general se debe principalmente a la fluctuación del nivel freático en los estratos subterráneos y a la capilaridad del suelo. La expansión localizada se agudiza con las variaciones climáticas y el incremento de las lluvias que producen abundantes filtraciones, seguidas de épocas de sequía, con lo cual se evidencian sucesivas expansiones y retracciones del suelo.

La figura 2.15 a) muestra como el agua de lluvia se acumula bajo una construcción que - está en contacto directo con el suelo, y luego comienza a evaporarse junto a los bordes en todo el perímetro cubierto. Ello ocasiona que el área central retenga un mayor porcentaje de humedad y la expansión de las arcillas se haga allí más evidente, por lo cual se levantan los cimientos en forma desigual y se producen las fisuras indicada en la figura.

Evidentemente, el área central bajo el edificio está más protegida del sol y las precipitaciones, por lo cual el cambio en el porcentaje de humedad allí disminuye y con ello también decrecen la expansión y retracción del suelo. Por el contrario, en los bordes de la construcción, el suelo está menos protegido, ocasionando un cambio más notable del porcentaje de humedad y un incremento en las fluctuaciones de expansión y retracción del suelo.

En la figura 2.15 b) la gotera localizada de una tubería dañada aumenta el contenido de humedad en un área determinada bajo los cimientos y la expansión resultante del suelo origina el efecto indicado. En ambos casos, las líneas punteadas corresponden a curvas de igual contenido de agua o isohidras.

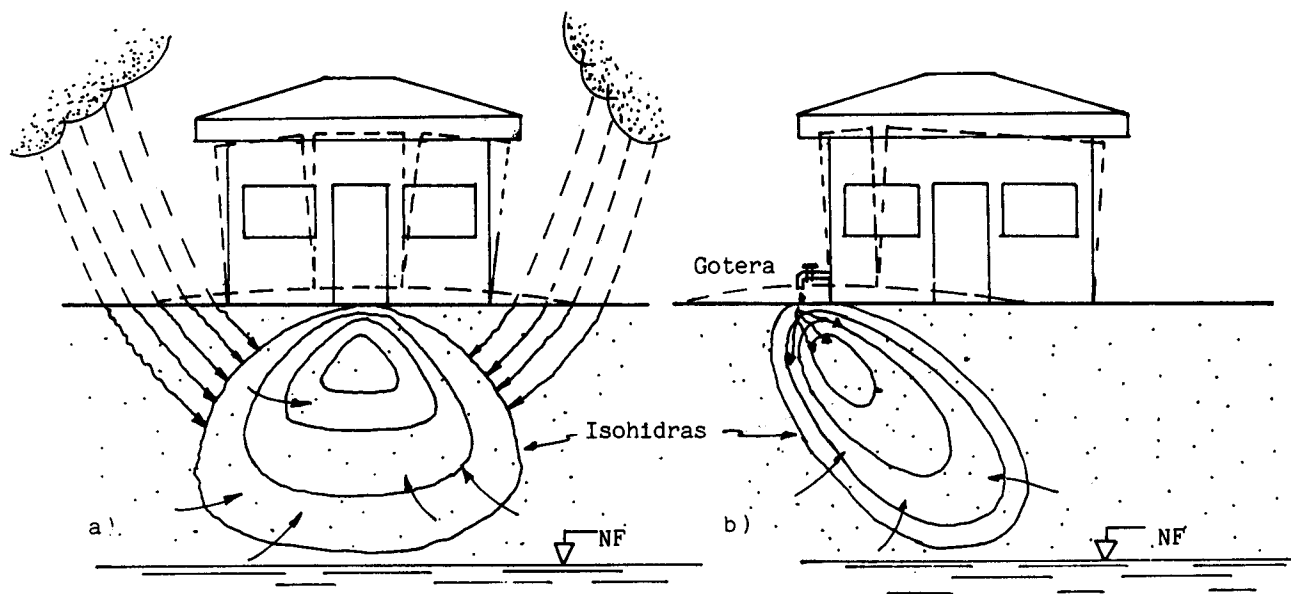


Figura 2.15

Muchos son los daños originados en las construcciones por la expansión de las arcillas y entre otros se pueden mencionar : el levantamiento de los pisos, roturas de losas, fisuración de muros de mampostería, desniveles en el acceso de las viviendas, desprendimientos de enlucidos, obstrucción y rotura de tuberías y otros daños que pueden causar incluso el colapso del edificio. Por ello fundar sobre este tipo de suelos expansivos representa un delicado problema, especialmente en el caso de construcciones de un solo piso, viviendas residenciales o estructuras livianas, así como en los pavimentos de calles y autopistas.

Para evitar que las sucesivas expansiones y retracciones de los suelos alteren la estética y funcionalidad de las construcciones y afecten su estabilidad, se indican a continuación algunas recomendaciones a seguir, cuando se debe fundar sobre suelos expansivos. Entre ellas se mencionan :

- Mejorar el suelo de fundación, minimizando o anulando toda expansión
- Optimizar el método constructivo, evitando el deterioro de los edificios

Para mejorar el suelo de fundación, existen diferentes técnicas y métodos que se analizan en el Capítulo 4. Para el caso de las arcillas expansivas están los siguientes :

- a) Estabilizar químicamente el suelo. Ello se logra alterando su composición mediante agregados de cal, cemento o algún otro aditivo químico que reduzca la capacidad de expansión y retracción sucesivas. Ver Sección 4.16.
- b) Reemplazar el suelo expansivo, excavando y retirando el suelo indeseable y sustituyéndolo por un relleno granular bien compactado. Ver Sección 4.12. Esta resulta por lo general una solución práctica que da buenos resultados cuando el estrato de arcilla expansiva es superficial y de reducido espesor,
- c) Drenar con continuidad el suelo, utilizando puntas drenantes o electro-ósmosis según se detalla en las Secciones 4.18 y 4.20. Esta solución es poco práctica y excesivamente costosa.
- d) Provocar la expansión antes de fundar, humedeciendo continuamente el suelo. Esta solución tiene el inconveniente que los resultados son muy lentos. Por otra parte, si luego de construido el edificio se sucede una época de sequía, se producirán asentamientos por retracción tan peligrosos como los levantamientos por expansión.

Para optimizar los métodos constructivos, de modo que las sucesivas expansiones y retracciones de las arcillas no deterioren los edificios, existen 4 soluciones diferentes :

- 1) Evitar la expansión
- 2) Controlar la expansión
- 3) Resistir la expansión
- 4) Impedir la expansión

1) Evitar la expansión

Para evitar la expansión, la premisa más importante es aislar el edificio del suelo de fundación. Para ello se deben utilizar fundaciones indirectas que apoyen en suelos resistentes más profundos, como muestra la figura 2.16 donde los pilotes prefabricados se colocan en huecos previamente perforados de diámetro algo mayor, para que no exista contacto entre ambos. El espacio entre el fuste del pilote y las paredes del hueco se puede rellenar con aserrín, ceniza o bitumen asfáltico o se lo deja vacío para permitir una mayor evaporación. En las cabezas de los pilotes se deben colocar vigas de riostra o encadenado, sobre las cuales apoyarán las placas del edificio. Estas vigas y placas deben aislarse de la superficie del terreno, dejando un espacio libre que funciona como una cámara de aire que permite la evaporación del agua superficial y una cierta expansión del suelo, sin afectar la construcción.

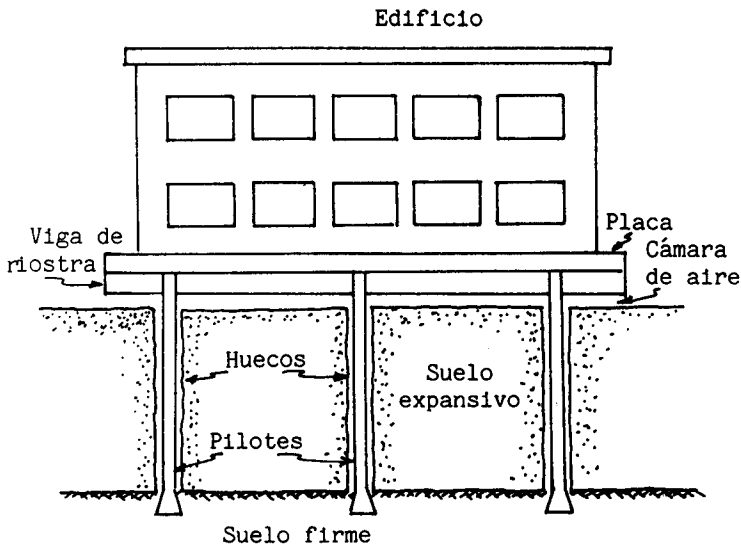


Figura 2.16

vera y esto modifica la expansividad en las arcillas. En muros apoyados directamente sobre suelos expansivos con árboles cercanos, se han detectado variaciones constantes en el tamaño de las fisuras por este motivo. Se debe evitar asimismo la instalación de tuberías de agua o vapor enterradas debajo de las construcciones, que puedan ocasionar filtraciones difíciles de controlar y reparar.

2) Controlar la expansión

Para controlar la expansión existen diversas soluciones. Una de ellas es construir los cimientos de los edificios con cavidades, dando lugar a que el suelo se expanda libremente dentro de ellas, sin afectar la estructura, como se muestra en la figura 2.17. De esta manera se orienta la expansión en la dirección deseada.

Otra forma de controlar la expansión es construir las bases como una serie de unidades rígidas conectadas mediante uniones flexibles. Este criterio es el de no oponerse a las fuerzas de la naturaleza, sin aceptarlas, pero concentrando la energía de deformación en puntos aislados de la estructura, con suficiente flexibilidad para adaptarse a las solicitaciones impuestas por la expansión del suelo.

Esta solución, sin embargo, exige un minucioso control de las uniones realizadas y una ajustada ejecución de los detalles constructivos, lo cual indudablemente incrementa el costo de la obra y su mantenimiento, (Ver figura 2.18) especialmente en las uniones que quedan bajo tierra, en los pies de las columnas o muros, o en las bases y losas de piso. Esta solución tiene sin embargo la ventaja de que es posible medir los efectos de la expansión en las uniones accesibles, para su control periódico.

Otra forma de evitar la expansión en los suelos es colocar drenes horizontales en todo el perímetro de la construcción, para recolectar el agua superficial debida a las lluvias.

Es asimismo aconsejable ubicar la construcción en áreas libres de árboles, o en caso contrario, respetar una distancia mínima de 6 m con respecto al árbol más próximo. Cuando se deben talar árboles para levantar un edificio, se debe esperar al menos 1 año antes de iniciar la construcción, de modo que se estabilice el porcentaje de humedad en el terreno.

Tampoco es conveniente plantar grandes árboles luego de construido el edificio, cuyas ramas alcancen a tocar las paredes o los techos, pues las raíces se extienden tanto como las ramas y succionan el agua por debajo de los cimientos, en manera no uniforme. Además, durante los inviernos, cuando las precipitaciones son más frecuentes y los árboles menos vitales, el contenido de humedad se incrementa con relación a la primavera.

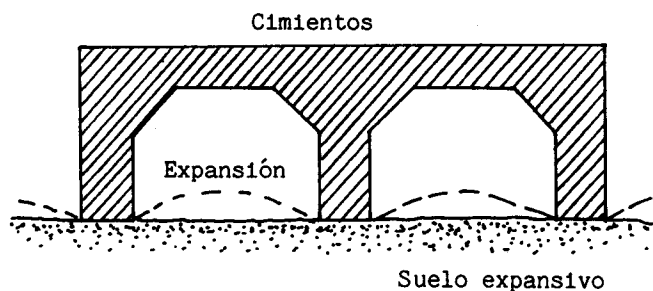


Figura 2.17

Las conexiones flexibles se deben ubicar en :

- Las uniones de las placas de base con las paredes de mampostería
- Las uniones de las vigas con las paredes de mampostería
- Las conexiones de cañerías de agua, gas o desagües. No es conveniente embutir las tuberías en losas o muros, ya que pueden dañarse con los movimientos diferenciales producidos en la estructura, originando filtraciones.
- Los escalones para acceso a los edificios, en su unión con las placas de piso
- Las uniones de la carpintería metálica de puertas y ventanas, con las paredes de mampostería.

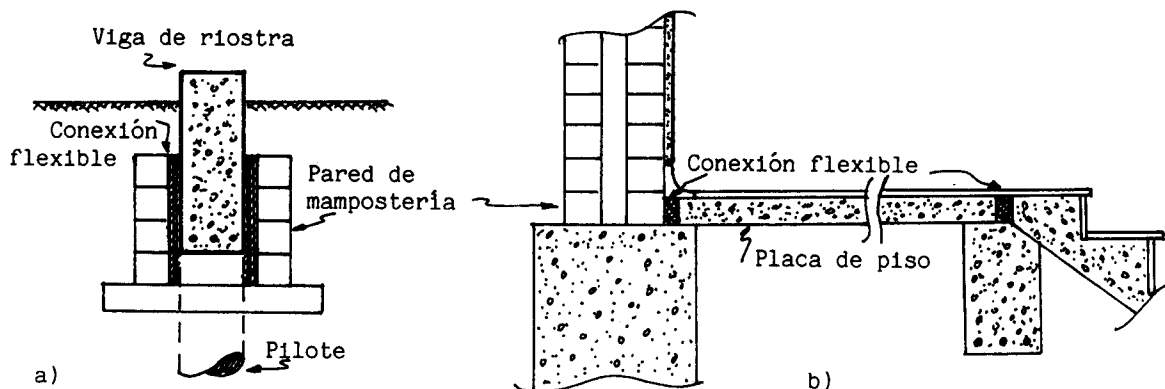


Figura 2.18

3) Resistir la expansión

Para resistir la expansión se deben construir bases muy rígidas, en forma de cajones que puedan girar sin deformarse cuando se producen los asentamientos diferenciales debidos a los movimientos que se originan en el suelo. Esta solución, sin embargo es costosa, y no se justifica en el caso de viviendas unifamiliares o edificios bajos. Ver Sección 16.5.

4) Impedir la expansión

La expansión sólo puede ser impedida por edificios muy altos y pesados, que transmiten al suelo de fundación grandes presiones, capaces de contrarrestar las fuerzas producidas por la expansión. Por otra parte, el suelo así cargado debe confinarse debidamente para que se pueda producir el efecto deseado.

En general se puede asegurar que el costo de reparación de las construcciones afectadas por la acción destructiva de los suelos expansivos, supera casi siempre el costo inicial de la obra. Por ello es siempre recomendable tomar las debidas precauciones para evitar los daños, respetando las recomendaciones mencionadas, en todo tipo de edificaciones.

2.8.- LA LICUEFACCION DEL SUELO

Se define por licuefacción el fenómeno por el cual los suelos no cohesivos sueltos o las arcillas sensibles pueden sufrir una súbita pérdida de su resistencia en una gran porción de su masa, por causa de una vibración, un impacto o un elevado esfuerzo cortante localizado, y adquieren un cierto grado de movilidad por desplazamiento de sus partículas.

En este caso, el suelo se comporta repentinamente como si fuera un líquido viscoso, provocando el colapso de las construcciones que apoyan en él. Entre los ejemplos que se pueden citar de licuefacción están los causados por la hincada de pilotes muy próximos en suelos de arenas finas sueltas, una fuerte explosión en un suelo de granos finos saturados o un movimiento sísmico en un depósito de arcillas sensibles. En todos estos casos, los daños son devastadores e irreversibles.

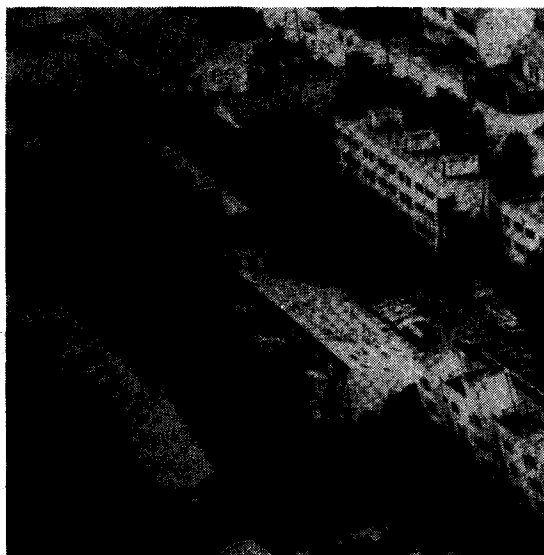
Si la licuefacción se produce en algún estrato subterráneo, la presión producida en el agua de los poros del suelo licuado, emerge a la superficie como burbujas, dando la impresión que el suelo hirviera.

La licuefacción del suelo se ve favorecida cuando existe una excesiva compresión producida por las cargas exteriores aplicadas, que supera la resistencia límite del suelo. La causa básica de la licuefacción de los suelos no cohesivos saturados es el exceso de presión hidrostática debida a los esfuerzos cíclicos inducidos por los movimientos que debe soportar la masa del suelo.

Una nefasta experiencia se obtuvo durante el sismo de 1964 en Niigata, Japón, cuando en un depósito de arena suelta mediana se produjo la licuefacción, bajo el peso de un conjunto de edificios altos, los cuales sufrieron irreparables y espectaculares daños estructurales. Ver fig.2.19. Durante el sismo se produjo la rotura de la corteza del suelo, y comenzó a brotar agua subterránea, la cual inundó el área. Luego del sismo, se pudieron observar numerosos cráteres de arena, como los que muestra la figura, algunos de ellos rodeados de anillos de arena subterránea, llevada a la superficie por el agua emergente.

En muchos lugares las viviendas, vehículos y árboles se hundieron paulatinamente en el suelo licuado, el cual adoptó el aspecto de arenas movedizas, mientras los objetos livianos se mantuvieron flotando por algún tiempo. En otros casos, los edificios precarios fueron colapsados por el peso de otros de mayor tamaño que cayeron sobre ellos. Muchas construcciones se hundieron en el suelo más de 1 m y otras giraron como un conjunto rígido, hasta 80°, de modo que sus ocupantes pudieron evacuar el sitio, luego del sismo, saliendo por las ventanas y caminando sobre la fachada de los edificios.

Efectos similares se pueden mencionar ocurridos en otras partes del mundo, tales como lo sucedido en Puerto Montt, al sur de Chile, en 1960, donde una parte de la ciudad está ubicada en una zona plana junto a la bahía, sobre un estrato de relleno granular, drenado mediante métodos mecánicos. En este suelo se produjo la licuefacción durante un sismo, con descenso notable del nivel inicial.



a) Colapso de edificios



b) Cráteres de arena

Figura 2.19 Efectos de la licuefacción del suelo en Niigata, Japón (1964)

Cuando la licuefacción del suelo se produce bajo un talud, la masa total desliza y se mueve lateralmente hacia su extremo no soportado, en un fenómeno de flujo deslizante. Este efecto ha podido observarse en Valdivia, Chile, en 1963 y Alaska en 1964 y 1966. En este último caso, durante el sismo en Kenai Lake, una gran masa de un talud junto al mar deslizó bajo las aguas. Pero el más dramático flujo deslizante se produjo en la Provincia de Kansu, en China, en 1920. cuando un sismo produjo este efecto en un depósito de loess granular suelto, cubriendo un área de 100 millas cuadradas. Algunos pueblos quedaron sepultados y las granjas fueron transportadas y luego del sismo aparecieron en nuevas ubicaciones, lejos de su sitio original.

En razón de que la licuefacción se hace más evidente en suelos no cohesivos sueltos y saturados, este efecto puede producir la falla de los muros de contención donde el relleno corresponde a este tipo de suelo, y están ubicados cerca de la costa. Esto ha ocurrido con frecuencia en tablestacas ancladas junto al mar, las cuales durante un sismo se hundieron más de 1 m por efecto de la licuefacción del suelo, arrastrado tras de sí las vías férreas y distorsionando todo lo que allí apoya.

2.9.- LA ACCION DE LAS HELADAS Y DESHIELOS

En las zonas donde la temperatura baja de 0°C , la humedad del suelo en los estratos superficiales se congela y si esta situación se prolonga por algunos días o meses, el congelamiento se extiende a mayor profundidad en el subsuelo. Al transformarse en hielo, el agua de los poros del suelo se dilata en un 10% de su volumen, lo cual ocasiona movimientos diferenciales de importancia afectando las construcciones o los pavimentos que apoyan en dichos suelos.

Por el contrario, si las temperaturas ascienden en la época templada, el agua se derrite formando un lodo o turba que ablanda el suelo y reduce su resistencia. En los pavimentos de las pistas flexibles este lodo aflora por las fisuras y las juntas de expansión bajo el peso de los grandes camiones o aviones. A medida que el suelo se congela y derrite, alternadamente se expande y contrae. Por ello, las construcciones que apoyan sobre estratos que sufren sucesivos congelamientos y deshielos, pueden ver afectada su estabilidad por los continuos cambios de volumen del suelo y la disminución de su capacidad portante.

La cota de congelamiento corresponde en el subsuelo a la profundidad donde se alcanza la temperatura de 0°C . Dependiendo de la zona y las características del suelo de fundación, esta cota de congelamiento varía su nivel, pero generalmente no se halla a más de 1,2 m de la superficie en zonas no excesivamente frías. Ver figura 2.20. En los países de clima frío existen normas y reglamentos que fijan esta profundidad para cada zona en particular. La solución para evitar los problemas estructurales debidos a la acción de heladas y deshielos, es fundar los edificios por debajo de este nivel, donde el suelo se considera térmicamente estable. De esta manera se eliminan los daños causados por los movimientos diferenciales originados por el congelamiento del suelo bajo los cimientos. Estos asentamientos son difíciles de evaluar pues dependen del contenido de humedad y de la densidad del suelo.

En los suelos arcillosos, la presencia del nivel freático a poca profundidad favorece el congelamiento del suelo, con la formación de lentes de hielo que crean discontinuidades en las capas del subsuelo, como indica la figura 2.20. Por el contrario, en los suelos de arena de buena granulometría con algo de grava, la capilaridad es limitada, por lo cual soportan mejor los descensos de la temperatura sin cambios notables en su volumen.

Por ello, una de las soluciones prácticas para evitar los problemas del congelamiento y deshielos sucesivos de los suelos, es sustituir la capa superficial de arcilla o limo por otra de suelo granular bien compactado. Otra solución es mezclar el suelo con aditivos químicos, como los polifosfatos de sodio, que forman geles duros o blandos, variando la densidad del suelo y evitando la permeabilidad que favorece el congelamiento. En otros casos, se recurre a la colocación de capas aislantes de bitumen asfáltico o geotextiles impermeables, como se analiza en la Sección 4.19, lo cual ha resultado muy satisfactorio en el mantenimiento de pavimentos en zonas muy frías.

Zonas de permahielo

Existen zonas en el planeta que se encuentran permanentemente congeladas, como ocurre en Alaska, la Antártida, Groenlandia, parte del Canadá y Rusia, así como las áreas de las grandes montañas de todo el mundo. Se las designa por zonas de permahielo, en las cuales el congelamiento del suelo puede alcanzar los 300 m de profundidad, si bien la capa superficial puede descongelarse en verano y se la conoce como zona activa. En estos casos, los cimientos de los edificios o las subrasantes de las autopistas deben ubicarse por debajo de ese nivel, para evitar los problemas de estabilidad que ello ocasiona.

En estos casos, los cimientos de los edificios deben alcanzar la cota del terreno congelado que permanece así todo el año, y se debe tener además especial cuidado que el calor de las tuberías de calefacción no derrita el hielo debajo de las fundaciones.

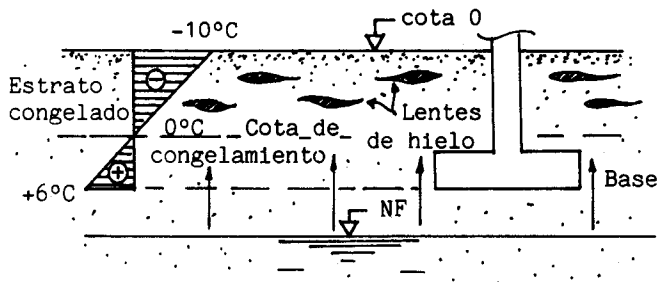


Figura 2.20

En estos casos, es preferible utilizar pilotes los cuales resultan menos sensibles a los cambios de volumen debidos a los sucesivos congelamientos y deshielos de la capa superficial del suelo.

Se recomienda en general el uso de pilotes prefabricados de concreto, o bien de madera o acero, los cuales no presentan el inconveniente de verse afectados por las bajas temperaturas, mientras que los pilotes de concreto vaciados in situ pueden sufrir alteraciones en el proceso de fragüe y endurecimiento por el excesivo frío.

CAPITULO 3

Exploración del Subsuelo

3.1.- INVESTIGACIONES EXPLORATORIAS

Antes de planificar o emprender cualquier obra de ingeniería, ya sea ésta de limitadas proporciones o de gran envergadura, se deben conocer las características y propiedades del suelo en el cual apoyará. Para ello se debe organizar un plan de exploración que depende de la magnitud de la obra a realizar y de la naturaleza del suelo involucrado. Entre los métodos de reconocimiento del suelo se pueden distinguir dos grandes grupos :

- * Reconocimiento de la superficie
- * Exploración del subsuelo

Los métodos superficiales de reconocimiento aportan sólo datos de la capa superior del suelo y cierta información aproximada de las probables características del subsuelo, por lo cual resultan sólo un complemento a la investigación global que se debe llevar a cabo. Para ello es aconsejable planear de un modo racional el reconocimiento de todas las propiedades de los diferentes estratos del subsuelo, si bien esta investigación resulta en general más lenta y costosa que la anterior.

En el presente capítulo se analizan y discuten estos procedimientos y los métodos y técnicas más adecuadas a emplear en cada caso. Por ejemplo, cuando se proyecta una gran presa, se justifica un método más exhaustivo de reconocimiento del subsuelo que para una sencilla vivienda unifamiliar, si bien debe recordarse que siempre conviene realizar una exploración adecuada que permita asegurar la estabilidad de las construcciones durante su vida útil, así como el buen funcionamiento de sus instalaciones.

Resulta una indiscutible verdad que el comportamiento de una estructura nunca puede superar el del suelo sobre el cual apoya, ni ningún edificio puede quedar exento de daños estructurales si lo sustenta un suelo débil, compresible o expansivo. Por ello siempre se deben tomar las debidas precauciones para evitar los daños que estas causas originan.

Si se conocen con exactitud las propiedades de un suelo de fundación, los resultados beneficiarán siempre la economía y racionalidad de un proyecto. Por el contrario, construir sin conocer a cabalidad las condiciones del suelo y el subsuelo resulta un falso ahorro, que conlleva a gastos adiciones posteriores, para reparar los daños ocasionados por este error. En ciertos casos estas reparaciones exigen la colocación de nuevas bases, exploraciones del subsuelo adicionales, etc. sin mencionar las implicaciones legales que pueden acarrear y el tiempo que se pierde en todo este proceso de reparación y ajuste.

Como usualmente la exploración del subsuelo no supera el 1% aproximadamente del costo total de la obra, en ningún caso se justifica su omisión. Debe recordarse que las condiciones del suelo pueden variar considerablemente en unos pocos metros, y en cualquier dirección que se considere, por lo cual no basta con la observación detallada de los edificios vecinos al lugar, ya que ello no es garantía de un buen comportamiento del suelo ni aún para las edificaciones de reducidas dimensiones.

El tipo de exploración del subsuelo depende de varios factores, entre los cuales se pueden mencionar la magnitud del proyecto a realizar, el uso o destino del edificio, el tiempo previsto de su vida de servicio, etc.

Por lo general se deben cumplir las siguientes etapas :

- Reconocimiento del lugar
- Planificación de los sondeos
- Toma de muestras
- Pruebas de penetración
- Localización del agua subterránea
- Exploración geofísica
- Registro de los resultados

La información necesaria debe comprender usualmente los siguientes datos :

- Las características geológicas de los depósitos
- La profundidad y espesor de los estratos
- La composición de los suelos y rocas
- La profundidad y oscilación del nivel freático
- La capacidad resistente y compresibilidad
- La densidad, el contenido de humedad y la porosidad
- La posibilidad de expansiones y retracciones
- La identificación de fallas potenciales

A continuación se analizarán los temas mencionados. En todos los casos, para realizar una correcta investigación del subsuelo, debe coordinarse el trabajo de ingenieros de suelos, obreros, técnicos, especialistas de laboratorio, etc. de modo de lograr la más amplia información, a un costo aceptable y en el menor tiempo posible.

3.2.- RECONOCIMIENTO DEL LUGAR

El reconocimiento del lugar donde se levantará una construcción involucra una amplia gama de información que permite obtener una idea general de las características del suelo en toda el área del terreno y sus alrededores.

Esta etapa inicial de la investigación del suelo incluye :

- * La información geológica de la región
- * La actividad sísmica potencial
- * La inspección visual del lugar
- * La toma de fotografías aéreas
- * La observación de las construcciones existentes

Información geológica de la región

La información que se logra reunir de estudios geológicos previos en la región puede resultar de invaluable ayuda en el caso de construcción de grandes presas, puentes o túneles. El propósito de este tipo de reconocimiento es determinar la naturaleza de los depósitos ubicados en la zona, la calidad del suelo predominante, la presencia de fallas geológicas visibles o potenciales, las cavernas subterráneas, las pasadas inundaciones, los minerales que predominan en el subsuelo y muchos otros datos de interés para los ingenieros y expertos.

En base a los estudios geológicos acerca de los tipos de suelos y rocas que principalmente se encuentran en el sitio, los depósitos glaciales o lacustres, etc., los ingenieros de suelos pueden orientar acerca de los métodos más adecuados para explorar el subsuelo, antes de dar comienzo a los pertinentes trabajos de perforación o toma de muestras en el lugar. Para ello resulta siempre de gran ayuda el asesoramiento de los geólogos y la consulta de los mapas topográficos e hidrologicos de que se disponga.

Actividad sísmica potencial

La posibilidad de una actividad sísmica en la región resulta un factor decisivo en la elección del tipo de edificación y de sus bases, así como de los materiales más idóneos según las estructuras y el destino de las obras. La zonificación sísmica correspondiente a cada región da por lo general una clara indicación acerca de :

- La intensidad de la actividad sísmica de la zona
- Los niveles de diseño a utilizar
- Las aceleraciones máximas del terreno
- Los factores de magnificación y reducción de respuestas
- Los espectros de diseño
- Los respectivos coeficientes sísmicos de la región

Para mayor información sobre este particular, se puede consultar Ref. 4. Además, los mapas de zonificación sísmica indican la existencia de fallas potenciales o activas en el lugar, así como también es posible obtener ciertos datos acerca de la probabilidad de ocurrencia de futuros movimientos telúricos.

Inspección visual del lugar

La inspección visual del lugar aporta datos sobre la topografía, la vegetación existente, la erosión, el uso o destino que se le da a la tierra en el sitio, la presencia de médanos, taludes, zanjas, corrientes de agua, etc.

Por otra parte, las canteras y barrancos exponen generalmente cierto perfil del subsuelo para su observación, así como los pozos cavados en el lugar permiten apreciar la altura del nivel freático del agua subterránea. Asimismo, las pasadas inundaciones pueden ser detectadas por las marcas que el nivel de las aguas deja en árboles y construcciones.

Cierto tipo de vegetación, por otra parte, así como la presencia de algunas clases de árboles orientan acerca de la existencia de agua en el lugar, o bien de manantiales o filtraciones pasadas o presentes. Por ejemplo, los sauces crecen en zonas de mucha humedad y necesitan corrientes de agua superficiales, mientras que los pinos tienen raíces muy profundas y alcanzan grandes alturas en zonas de buen drenaje. Por el contrario, los cipreses sólo dan frondoso follaje en aguas estancadas.

Otra fuente idónea de información son los datos que pueden dar la gente del lugar acerca de erosiones y deslizamientos pasados, inundaciones o sequías, profundidad necesaria de excavación de pozos para obtener agua, o con referencia a drenajes previamente realizados en el sitio, rellenos u otros procesos de mejoramiento del suelo, etc. También los vecinos pueden proporcionar antiguas fotografías del lugar, para comparar con las condiciones actuales de la zona y detectar los cambios ocurridos. De esta forma se pueden predecir las posibles causas de la variación de las propiedades del suelo y prevenir sus efectos futuros.

Toma de fotografías aéreas

Todo reconocimiento aéreo de la zona permite una mejor observación en conjunto, para obtener datos topográficos, detalles sobre erosiones y cortes en los suelos, afloramiento de rocas, acumulaciones salinas, áreas pantanosas, límites entre diferentes clases de vegetación y zonas boscosas, caudales de agua, y mucha otra información que puede resultar decisiva en la elección del lugar para ubicar una construcción, una autopista o un aeropuerto.

Además, en zonas poco accesibles, la toma de fotografías aéreas es el único medio posible de cubrir grandes áreas en un tiempo breve y en forma conjunta. Estas fotografías permiten luego armar mosaicos como mapas básicos de estudio para la investigación del suelo. La altura de las tomas oscila entre los 20 a los 2.000 m, pero generalmente las fotos a baja altura y en línea recta en forma secuencial son las más útiles para su posterior fotointerpretación con la ayuda de geólogos, agrónomos, topógrafos e hidrólogos.

Las fotografías en blanco y negro marcan las diferencias de vegetación con los cambiantes tonos de grises y texturas, mientras que las infrarrojas o a color se usan para ampliar detalles y complementar la información.

Observación de construcciones existentes

La observación de las construcciones existentes próximas al lugar, puede aportar datos de gran interés para conocer las características del subsuelo. Por ejemplo, la presencia de grietas en los muros, desniveles en la entrada de los edificios, rotura de placas o paredes fuera de plomada, indican la existencia de suelos débiles, compresibles o expansivos.

Por otra parte, el deslizamiento de taludes o las filtraciones en los sótanos alerta sobre la proximidad de la capa acuífera subterránea, así como la altura del espejo de agua en los pozos y aljibes indica la profundidad y oscilaciones del nivel freático, en épocas de lluvia y sequía.

También es posible averiguar si el suelo del lugar ha sido sometido a algún tratamiento de mejoramiento para incrementar su resistencia y disminuir su compresibilidad, o si se ha recurrido a fundaciones indirectas como los pilotes.

Los descensos diferenciales de ciertas partes de una construcción con respecto al resto suelen indicar la existencia de estratos subyacentes de alturas variables, así como la extracción indiscriminada para riego u otros usos domésticos, del agua subterránea.

En otros casos, puertas y ventanas que se traban, fisuras en los muros de mampostería de las viviendas, etc. pueden ser síntomas de filtraciones de tuberías dañadas, o sistemas de enfriamiento de aguas o calefacción, que produzcan variaciones de temperatura que afectan la estabilidad del suelo de fundación.

3.3.- TIPOS DE SONDEOS Y SU PLANIFICACION

Luego que se han obtenido las informaciones preliminares del reconocimiento del lugar mencionadas precedentemente, se procede a planificar el trabajo de exploración del subsuelo realizando sondeos, tomando muestras, analizándolas en el laboratorio e interpretando los resultados.

Sondear un suelo implica horadar, taladrar, perforar, fresar o barrenar el terreno para abrir huecos en él de modo de proceder a realizar la toma de muestras, observando las características y espesor de los estratos. De una adecuada planificación de los sondeos y toma de muestras del suelo depende el éxito de la exploración para obtener una información exacta y detallada de las condiciones y naturaleza del subsuelo. Los tipos de sondeos más usuales son los siguientes :

- a).- Excavación de pozos
- b).- Sondeos barrenados
- c).- Por inyección de agua
- d).- Perforaciones con taladros

a).- EXCAVACION DE POZOS

Generalmente se los excava a mano, con picos y palas, si bien hay también equipos para realizarlo en forma mecánica. Este sistema de reconocimiento se emplea generalmente para los estratos superiores del suelo, con profundidades limitadas, no mayores a los 5 m., y en pozos con dimensiones tales que pueda trabajar con comodidad el operario y su equipo.

En suelos permeables, la excavación alcanza el nivel freático y si se desea con tinuar con la operación, se debe recurrir a técnicas de drenaje. En suelos secos cohesivos, la excavación de pozos permite obtener grandes trozos inalterados o con un mínimo de alteración, para su análisis en el laboratorio, y observar directamente el perfil del terreno en su estado natural.

Para obtener las muestras de suelo se cava una zanja en el fondo del pozo y se le da la forma con un cuchillo, tallando las cuatro caras verticales. Luego se recubre la muestra con parafina de 3 mm de espesor para que mantenga la humedad y se la envía al laboratorio para su análisis en cajas de madera, rellenando los huecos con parafina caliente. Luego estas cajas se colocan dentro de otras con aserrín para evitar que el movimiento y el traslado altere la muestra. En el caso de suelos no cohesivos como las arenas, capaces de desmoronarse, no es posible sin embargo tomar las muestras en la forma indicada.

b).- SONDEOS BARRENADOS

Un barreno es una herramienta sencilla que puede accionarse a mano o mecánicamente y en suelos cohesivos permite hacer huecos profundos y estrechos sin necesidad de entubado para contener las paredes, antes de alcanzar el nivel freático. Existen varios tipos de barrenos como muestra la figura 3.1. El esquema a) corresponde a un barreno manual que consiste en dos hojas curvas de 10 a 20 cm de diámetro que al cerrarse retienen el suelo que cortan. Están provistas de un mango de

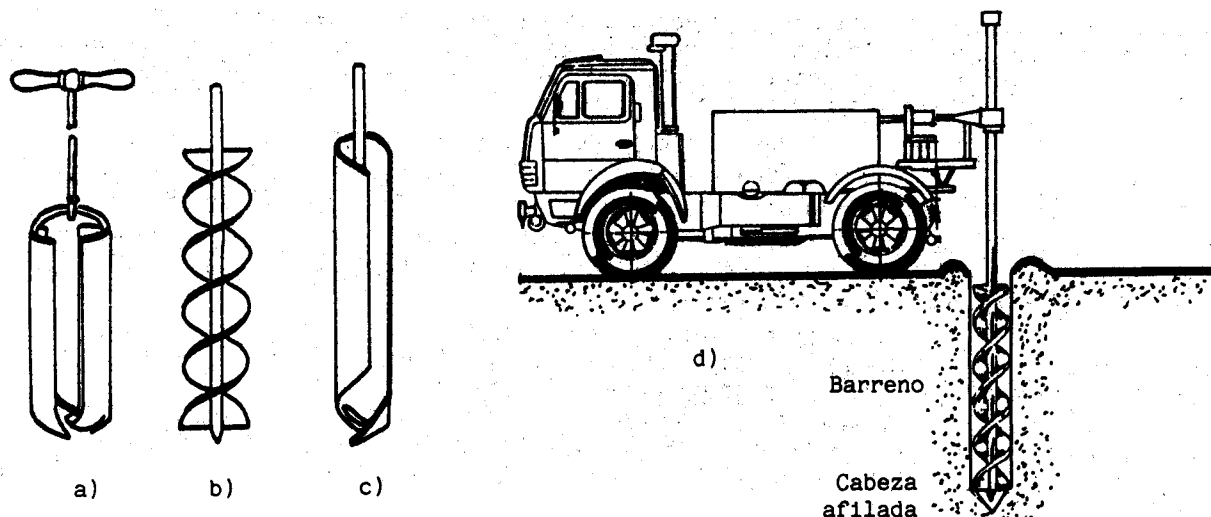


Figura 3.1.- Diferentes tipos de barrenos

un metro de altura y una manija en la parte superior, que permite girar la herramienta a medida que penetra. Para profundidades mayores, se van agregando barras adicionales de extensión, pudiendo alcanzar así los 8 m de profundidad. Otro tipo de barreno es el del esquema b) que consiste en un trépano helicoidal y si bien puede accionarse a mano, es más común que se lo haga penetrar en forma mecánica, taladrando, hasta los 25 m de profundidad en pocos minutos. En los suelos duros, para facilitar la penetración, se agrega una cabeza afilada en el extremo inferior del barreno, como muestra el esquema d). La figura 3.1 c) grafica el tipo de barreno de cepa, que se usa generalmente para colocar cartuchos de dinamita bajo las cepas, con profundidad no mayor a 3 m.

Al extraer los barrenos del suelo, éstos arrastran la masa atrapada dentro de sus hojas que permanece adherida a las paredes internas del barreno, si bien las muestras así obtenidas resultan altamente disturbadas. Es usual que para ir observando los cambios en los diferentes estratos del subsuelo, se extraiga el barreno cada 1 o 2 metros, de modo de poder apreciar la humedad promedio, el tamaño de los granos, la plasticidad, composición etc.

La extracción de muestras mediante barrenos, sin embargo, se dificulta si el estrato es de arcilla blanda o de grava gruesa, o si se alcanza el nivel freático. Como las muestras obtenidas mediante sondeos barrenados resultan muy alteradas, dan poca información acerca de las características del suelo en su estado natural.

c).- SONDEOS POR INYECCION DE AGUA

Se los conoce también por sondeos lavados, pues simultáneamente a la perforación del suelo se van aplicando inyecciones de agua a presión. Para ello se usa una broca o cincel cónico que lleva en su interior una barra de sondeo hueca, como se muestra en la figura 3.2. La broca va protegida con o tubo de entibación que se hince en el terreno mediante un equipo formado por un trípode, cableante, martillo de hince y demás accesorios. Los tubos de entibación tienen longitudes de 1 a 1,5 metros y se acoplan roscándolos entre sí.

El número de golpes para ir hundiendo la broca en los diferentes estratos da idea de su respectiva dureza, si bien la penetración se dificulta mucho en suelos muy duros. En estos casos, las inyecciones de agua ablandan el suelo. Para ello se utiliza una bomba que impulsa constantemente el agua a presión por la barra de sondeo hueca y la eyecta a través de las aberturas inferiores de la broca. De esta manera, el suelo se va aflojando y desmenuzando a medida que al broca penetra en el terreno y el suelo lavado es arrastrado hasta la superficie, elevándose por el espacio que queda entre la broca y el tubo de entibación.

Las muestras se recogen en la superficie en una batea colectora, muy alteradas y lavadas, donde se van sedimentando. Sin embargo, estas muestras dan cierta información a los expertos acerca de los cambios en las características de los suelos que se van perforando y extrayendo. El inconveniente reside, sin embargo, en que el suelo lavado de las diferentes capas se va mezclando a medida que llega a la superficie, y en ellos sólo se puede determinar el tipo de granos que el sondeo ha encontrado a su paso.

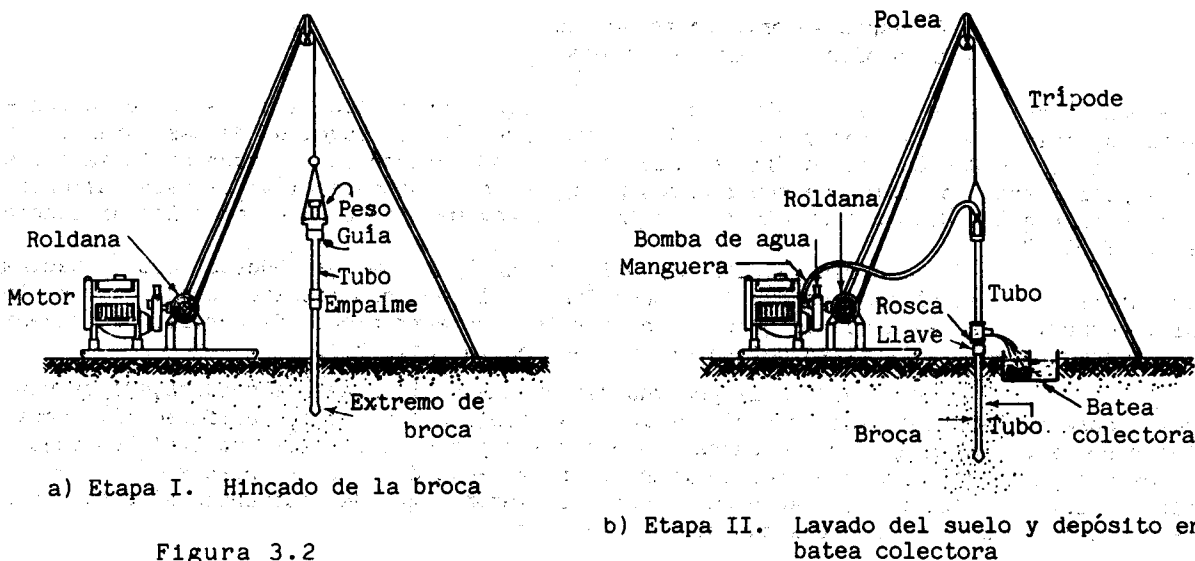


Figura 3.2

b) Etapa II. Lavado del suelo y depósito en batea colectora

d).- PERFORACION CON TALADROS

Para perforar suelos muy duros, como las rocas, se usan los sondeos rotatorios con taladros de broca de diamantes. Corrientemente se usan diamantes negros como los que muestra la figura 3.3 a). Para facilitar la penetración se inyecta simultáneamente agua a alta presión por el tubo interior de la broca a medida que se realiza el sondeo. El funcionamiento del taladro dentro de la roca es similar al que se lleva a cabo en cualquier taller mecánico, obteniéndose muestras cilíndricas con alturas que pueden oscilar en los 50 cm con diámetros variables de 5 a 20 cm. En algunos casos especiales se han logrado taladrar huecos de hasta 75 cm de diámetro por donde los expertos penetran - para observar el perfil rocoso natural en la altura de la perforación.

A medida que el tubo penetra, la muestra de roca se va introduciendo en él, si bien algo se pulveriza en la operación. La relación entre la longitud de la muestra obtenida y la profundidad de la perforación se conoce como recuperación de muestra. En las rocas sanas y homogéneas, con pocas vetas, esta recuperación puede alcanzar el 90%.

Si en un terreno donde se está realizando un sondeo normal de suelo se produce de pronto un rechazo en la penetración del barreno o la broca, significa que se alcanzó un manto rocoso o bien que alguna piedra de gran tamaño entorpece el descenso. En este caso se debe continuar la operación con un taladro hasta verificar la profundidad del manto o las dimensiones de la piedra, para constatar si debajo el suelo presenta características similares a las anteriores.

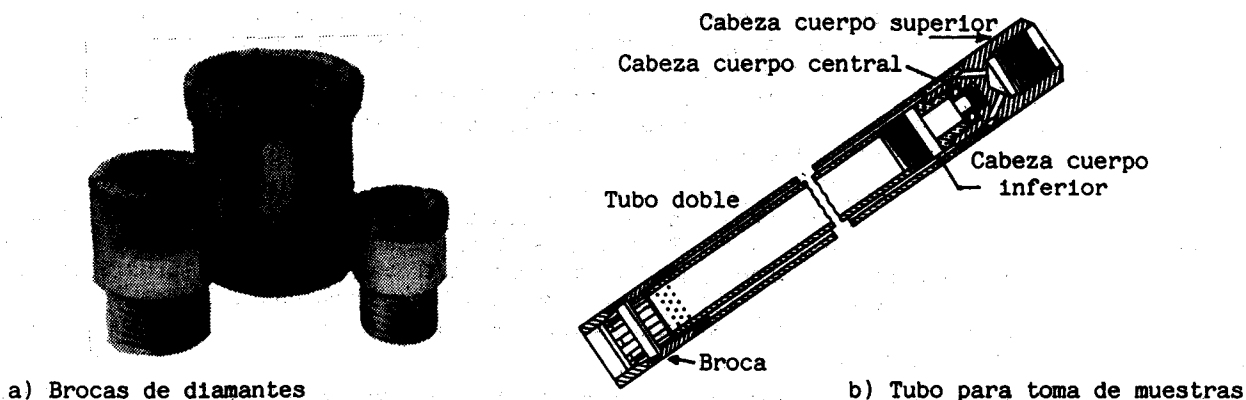


Figura 3.3

3.4.- ESPACIAMIENTO Y PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS

Una vez que se ha decidido el tipo de sondeo que se realizará en el suelo cuyas propiedades se quieren determinar, se debe definir :

- El espaciamiento entre sondeos
- La profundidad de los mismos

La determinación del espaciamiento entre sondeos no se rige por reglas fijas, sino que depende de varios factores, tales como el tipo y destino de la construcción, la magnitud de las cargas, las propiedades del suelo de fundación, el perfil del subsuelo que se obtiene de los sondeos iniciales, etc. En ciertos países existen normas de zonificación para sondeos, que determinan el espaciamiento mínimo exigido en cada región. Como espaciamiento preliminar aproximado se pueden tomar las distancias indicadas en la Tabla 3.1.

Si el suelo resulta muy uniforme en los primeros sondeos, este espaciamiento puede aumentarse, pero en el caso en que las condiciones del subsuelo resulten erráticas, se lo debe disminuir. Además, en áreas donde se producirán notables concentraciones de cargas, es conveniente limitar el espaciamiento a la mitad del valor indicado en la Tabla 3.1.

Con respecto a la profundidad que deben alcanzar los sondeos, existe una antigua regla que aconseja llevarlos hasta una altura igual al doble del ancho del edificio. Sin embargo, esta dimensión resulta excesiva en algunos casos, como por ejemplo en edificios industriales bajos y extendidos, o escasa para edificios esbeltos de gran altura y reducida área en planta. En edificios elevados tipo torre o en puentes donde se imponen grandes esfuerzos al suelo de fundación, es conveniente sondear hasta alcanzar la roca firme.

T A B L A 3.1

ESPACIAMIENTO Y PROFUNDIDAD RECOMENDABLE PARA LOS SONDEOS

Tipo de construcción	Espaciamiento	Profundidad
* Edificios de una planta	15 a 30 m	6 a 9 m debajo del nivel de las fundaciones con un mínimo de un sondeo profundo - para verificar si hay depósitos débiles debajo.
* Edificios de varios pisos	12 a 15 m	Para estructuras muy cargadas se deben realizar sondeos profundos a altura doble del ancho del edificio o hasta alcanzar la roca firme. (El menor de los valores).
Presas de tierra, diques	30 a 60 m	12 a 15 m mínimo o 3 m dentro de la roca - firme. (El menor de los valores).
Autopistas	150 a 300 m	1 a 1,5 m mínimo bajo el subrasante

* En construcciones de tamaño normal, el primer sondeo debe exceder la profundidad para la cual los esfuerzos debidos a las cargas del edificio pueden causar excesivos asentamientos.

Por el contrario, en edificios de vivienda de una sola planta, basta extender el sondeo hasta un estrato resistente. Sin embargo, si el estrato resistente es superficial, conviene realizar al menos uno o dos sondeos adicionales a mayor profundidad, para asegurarse que no existan suelos débiles subyacentes que afecten la resistencia y estabilidad de la construcción, o el buen funcionamiento de sus instalaciones. Si se encuentran suelos débiles o compresibles en alguno de los sondeos, se debe extender la exploración hasta un estrato firme y consolidado, como mínimo a 5 m debajo del último suelo débil. La Tabla 3.1 indica las profundidades recomendadas en los diferentes casos.

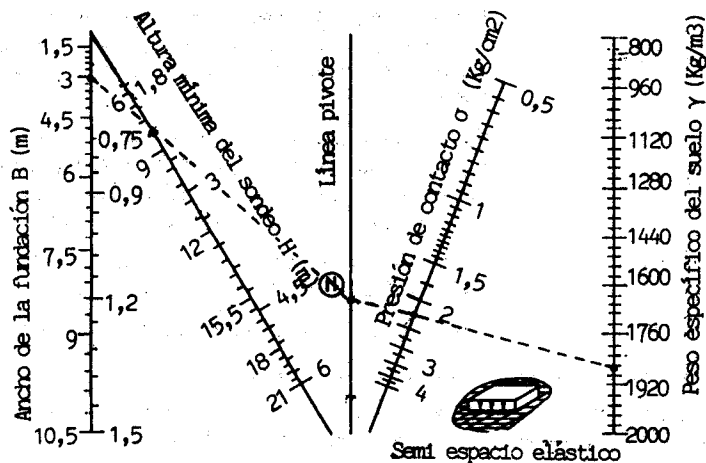
Otras investigaciones más recientes sobre el tema han permitido determinar la magnitud de la profundidad mínima para los sondeos en suelos cohesivos, como aquella para la cual el incremento de los esfuerzos producidos por las cargas de los cimientos de un edificio, resulte menor al 10% de la presión efectiva de la sobrecarga del suelo por encima de ese nivel. Los nomogramas de figura 3.4 (Ref. 6) permiten obtener directamente estos valores, suponiendo que el suelo de fundación es homogéneo. Cada uno de estos nomogramas corresponde a un tipo diferente de fundación: el caso a) es para bases de planta cuadrada con esfuerzos en el suelo variables entre 0,5 y 4 Kg/cm²; el b) es también para bases cuadradas pero con esfuerzos comprendidos entre 0,05 y 0,5 Kg/cm² y el c) se utiliza para bases angostas de longitud infinita, como las bases de muros. Si la fundación en estudio es circular o rectangular, se la asimila al caso de la base cuadrada de área equivalente que corresponda. Para poder utilizar estos nomogramas se deben conocer los siguientes datos :

Forma de la base
Lado B de la base
Peso específico del suelo γ
Presión de contacto uniforme σ

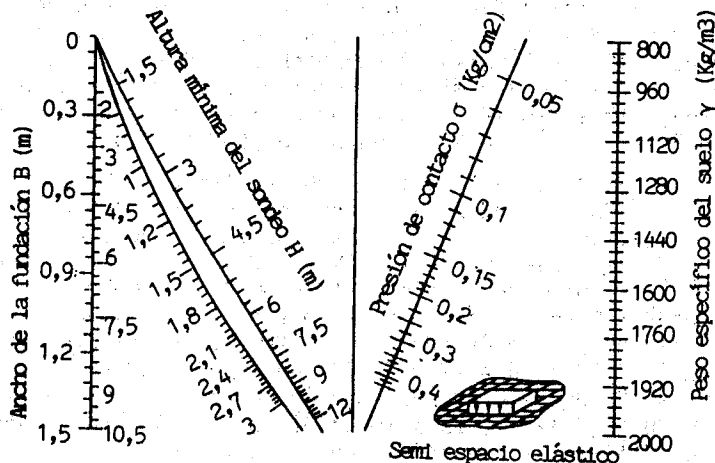
Cada nomograma está dividido en dos semiplanos por la línea pivote central. Por la izquierda se leen los valores del lado B de la base en la línea vertical extrema y se obtiene la profundidad mínima de sondeo H en la recta inclinada central. Por la derecha se lee el peso específico del suelo γ en la recta vertical extrema y la presión de contacto σ en la recta inclinada central. Para usar el nomograma se comienza uniendo los valores de γ y de σ con una recta que corta al eje pivote central en un determinado punto. A continuación se une este punto con el valor de B, y la recta así trazada intersecta la línea inclinada central en un punto que corresponde al valor de H que es la profundidad mínima de sondeo buscada.

Debe aclararse, sin embargo, que en los nomogramas existen dos escalas diferentes - para los valores de B y de H. En cada caso, las magnitudes deben tomarse del mismo lado de la escala, es decir, si B por ejemplo se lee por la izquierda de la vertical, H deberá también obtenerse por la izquierda de la línea inclinada correspondiente. Cuando existe nivel freático en el suelo, a una profundidad igual o mayor a B, por debajo de la base de la fundación, se debe adoptar en el cálculo el valor del peso específico del suelo húmedo. Pero si el nivel freático toca la base de la fundación, el

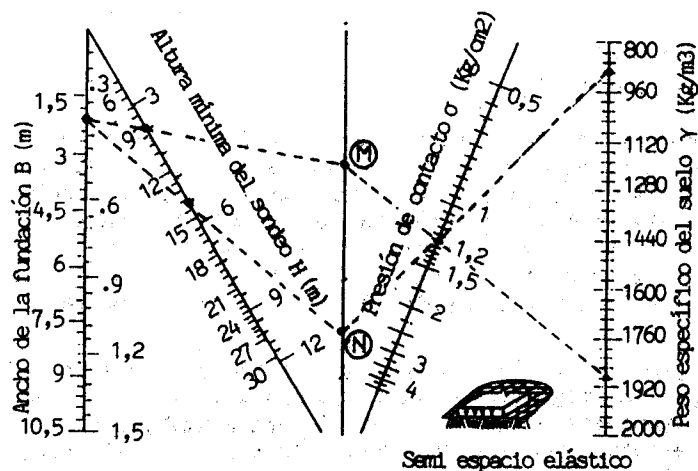
peso específico y será el del suelo inundado. Para alturas intermedias entre estos dos valores, se pueden interpolar linealmente los resultados entre los obtenidos a) con el suelo inundado, y b), con el nivel freático a profundidad B bajo la base, o bien puede adoptarse conservadoramente la altura H obtenida en el cálculo, para el suelo inundado. Algunos ejemplos aclararán estos criterios.



Caso a) Bases cuadradas y
 $0,5 \leq \sigma \leq 4 \text{ Kg/cm}^2$



Caso b) Bases cuadradas y
 $0,05 \leq \sigma \leq 0,5 \text{ Kg/cm}^2$

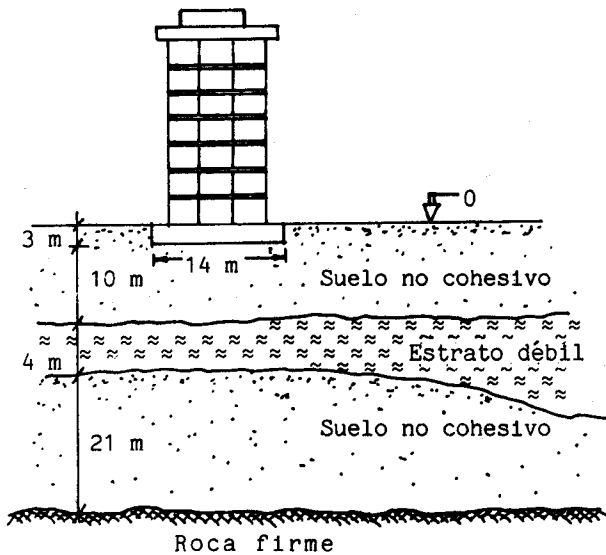


Caso c) Bases angostas de longitud infinita

Figura 3.4

EJEMPLO 3.1.-

Un edificio de 7 pisos y planta rectangular, sobre una base de 12 x 14 m. se construye en un suelo no cohesivo con un estrato intermedio débil y compresible como muestra el perfil obtenido en el sondeo. La roca firme se encuentra a 38 m de profundidad. Se pide determinar el espaciamiento necesario y la profundidad mínima de los sondeos que deben realizarse en el lugar.



Según los criterios expuestos, la profundidad mínima de sondeo será la mayor entre :

1º) 5 m como mínimo por debajo del estrato débil :

$$H_1 = (3 + 10 + 4 + 5) \text{ m} = 22 \text{ m}$$

2º) El doble del ancho del edificio :

$$H_2 = 2 \times 14 \text{ m} + 3 \text{ m} = 31 \text{ m}$$

3º) Hasta alcanzar la roca firme :

$$H_3 = 38 \text{ m}$$

Entre los casos 2º y 3º la Tabla 3.1 permite adoptar el menor de los valores, es decir 31 m.

Espaciamiento entre sondeos: según la Tabla 3.1, se deben realizar cada 12 m, es decir en total 4 sondeos como mínimo.

EJEMPLO 3.2.-

Determinar la profundidad mínima de sondeo aconsejable en un suelo cohesivo homogéneo donde apoya una base cuadrada de 3 m de lado con una presión uniforme de contacto de 2,2 Kg/cm². El peso específico del suelo es de 1.850 Kg/m³ y el nivel freático se halla a 10 m por debajo del nivel de la base.

Para determinar la profundidad mínima necesaria de sondeo se usará el nomograma a) de figura 3.4.

Como resulta :

$$h > B$$

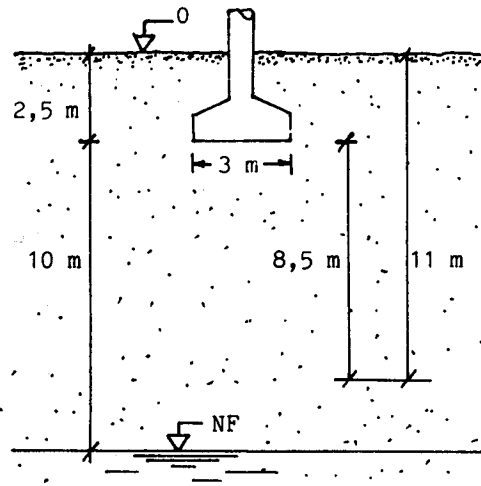
se adoptará el peso específico del suelo húmedo :

$$\gamma = 1.850 \text{ Kg/m}^3$$

Uniendo este valor con el $\sigma = 2,2 \text{ Kg/cm}^2$, la recta así obtenida corta al eje pivote central en el punto N. La recta que une a N con B = 3 m (medido por la izquierda de la escala) intersecta la recta inclinada de H en:

$$H = 8,5 \text{ m}$$

Este valor se lee también por la izquierda de la escala.



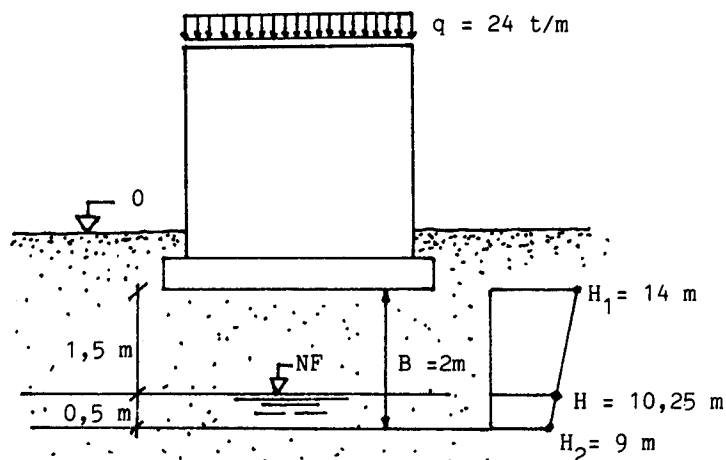
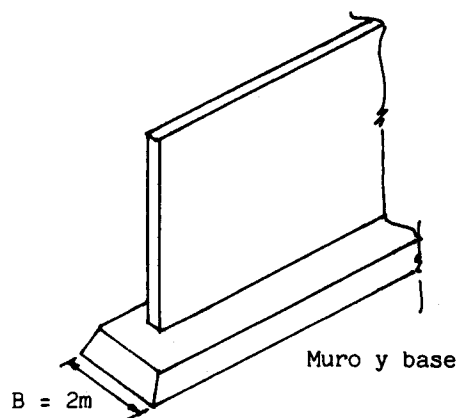
EJEMPLO 3.3.-

Un muro transmite al suelo de fundación una carga continua lineal de 24 t/m incluyendo el peso de la base. El suelo es cohesivo homogéneo y su esfuerzo admisible es de 1,2 Kg/cm². Se pide determinar el ancho B de la base y la profundidad mínima de sondeo H aconsejable. El peso específico del suelo es de 1.900 Kg/m³ y el nivel freático se halla a 1,5 m bajo la base.

$$\text{Ancho necesario de la base (por metro de muro)} : B = \frac{240 \text{ Kg/cm}}{1,2 \text{ Kg/cm}^2} = 200 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{ resulta } h < B$$

por lo cual se adoptará inicialmente el peso específico del suelo inundado.



$$\gamma = 1.900 - 1.000 = 900 \text{ Kg/m}^3$$

Suponiendo el nivel freático en contacto con el plano inferior de la base, la altura mínima necesaria de sondeo se calcula uniendo en el nomograma c) este valor de γ con $\sigma = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$, mediante una recta que intersecta al eje pivote central en el punto N. La recta que une a N con B = 2 m define la altura :

$$H_1 = 14 \text{ m}$$

El proceso se repite suponiendo ahora el nivel freático a profundidad igual a B bajo la base. Para este caso,

$$\gamma = 1.900 \text{ Kg/m}^3$$

Uniendo este valor de γ con el σ dado, se obtiene el punto M, el cual unido al valor del lado de la base define la altura :

$$H_2 = 9 \text{ m}$$

Interpolando linealmente, finalmente se obtiene : $H = 10,25 \text{ m}$

Como solución conservadora, puede admitirse una profundidad necesaria de sondeo de $H = H_1 = 14 \text{ m}$

3.5.- TOMA DE MUESTRAS

La toma de muestras se refiere al método de extraer el suelo de las excavaciones o perforaciones realizadas en los sondeos, a fin de enviarlas al laboratorio para determinar sus propiedades y características resistentes, entre las cuales se pueden mencionar :

- La capacidad portante
- La compresibilidad
- La permeabilidad
- La retracción o expansión

Las muestras obtenidas en los sondeos son de dos tipos :

- * Disturbadas
- * No disturbadas

Las muestras disturbadas son las obtenidas mediante los métodos de sondeos barrenados o mediante inyecciones de agua mencionados precedentemente, en las cuales el suelo se ve considerablemente alterado y aumenta su contenido de humedad. Estas muestras se colocan en recipientes especiales, etiquetados con los datos del lugar, fecha, método de sondeo y profundidad alcanzada en la penetración.

El grado de alteración de una muestra depende también de la forma como se la manipula al penetrar el tubo tomamuestras en el suelo. Las muestras alteradas sirven principalmente para determinar la granulometría del suelo, el peso específico, sus características de compactación y los límites de Atterberg en las arcillas. Para poder determinar otras propiedades, tales como la capacidad resistente, la compresibilidad, o la permeabilidad, es necesario obtener muestras no disturbadas.

Las muestras no disturbadas se refieren a las tomadas adoptando especiales precauciones para minimizar la alteración del suelo y poder presentarlo en su estado natural de consolidación. Generalmente son difíciles de obtener, pues por más cuidados que se observen siempre se produce una cierta modificación del suelo, la cual impide que la muestra se extraiga intacta, como se encontraba antes del sondeo. Los métodos usuales de obtener muestras no alteradas son :

- a) Excavación de pozos en suelos cohesivos
- b) Perforación con taladros en rocas
- c) Empleando el tubo Shelby
- d) Utilizando el tubo delgado sueco

La excavación de pozos en suelos cohesivos y la perforación de rocas mediante taladros en sondeos - rotatorios han sido previamente tratados en la Sección 3.3. Los métodos usuales de obtener muestras no disturbadas de suelos consisten en hacer penetrar en el suelo un tomamuestras en forma de tubo de paredes delgadas y punta afilada para facilitar la penetración y luego retirarlo con la muestra que ha quedado retenida dentro del tubo. Como ejemplo se mencionarán los tubos Shelby y el delgado sueco.

TUBO SHELBY

El tubo Shelby consiste en un cilindro hueco sin costuras y paredes delgadas para disminuir la perturbación producida en el terreno, que se debe empujar con rapidez para que penetre en el suelo, presionándolo a mano, sin hacerlo girar o vibrar, ni utilizando percusión, y alcanza una profundidad aproximada de 15 m. Ver figura 3.5.

El tubo se fabrica en latón o acero. El latón ofrece mayor resistencia a la corrosión y se puede manejar y cortar fácilmente, mientras que el acero presenta un mejor comportamiento a pandeo por tener mayor espesor de paredes. Usualmente los tubos son de 4 tamaños : 50, 70, 85 y 120 mm de diámetro interno y longitudes variables entre 45 y 75 cm.

Para reducir el rozamiento entre la muestra de suelo que penetra en el tubo y la pared interior de éste, se disminuye ligeramente el diámetro del extremo inferior, lo cual no impide sin embargo una cierta expansión posterior del suelo dentro del tomamuestras.

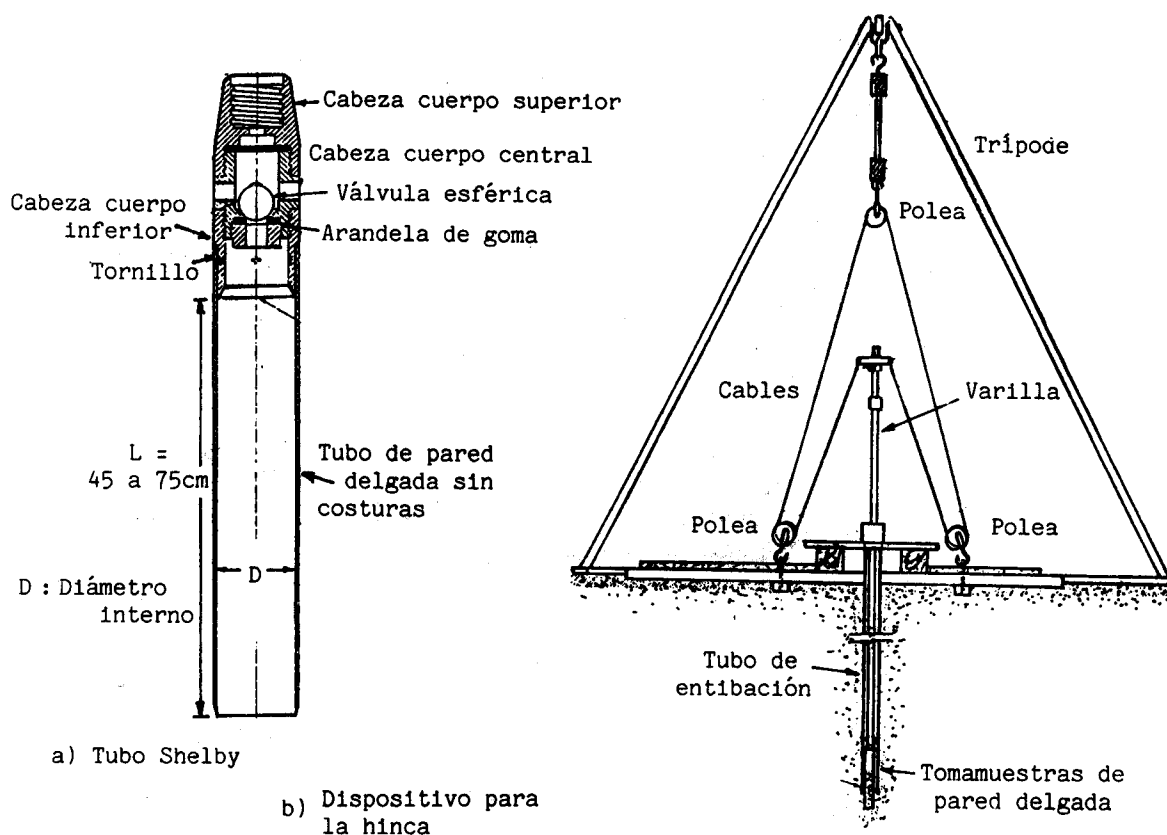


Figura 3.5

Luego que el tubo ha penetrado hasta la profundidad deseada, se lo extrae cerrando su extremo inferior mediante una válvula esférica accionada desde arriba, para impedir la caída del material por gravedad. Además, la muestra de suelo se adhiere rápidamente a las paredes del tubo colaborando a que la extracción resulte inalterada. Para cortar el suelo por el extremo inferior del tomamuestras suele ser suficiente una vuelta del tubo. Apenas obtenida la muestra, los extremos deben sellarse con parafina y tapas metálicas, antes de enviarla al laboratorio, manipulándola con sumo cuidado durante el transporte para que no se sacuda o trepide. Cuando la muestra debe guardarse un período prolongado de tiempo, es conveniente mantenerla en atmósfera húmeda. Para sacarla del tomamuestras se la eyecta por su parte superior, ayudándose con un pistón, que la empuja en el mismo sentido en que penetró, para no forzarla por el extremo inferior, de menor diámetro.

La figura 3,5 b) muestra un dispositivo usado para la hinca progresiva de los tomamuestras de pared delgada, como los tipo Shelby o el modelo sueco. Los mejores resultados se obtienen con la hinca continua, y no con la intermitente. Luego de finalizada la toma de la muestra, el hueco que queda en el terreno se cubre con una madera para evitar accidentes y se lo identifica convenientemente. Al día siguiente se verifica la altura que alcanza el nivel freático y por último se lo rellena de tierra por razones de seguridad.

Una de las grandes limitaciones que presenta el tubo Shelby para la obtención de muestras no disturbadas es la longitud de las mismas, ya que los extremos del suelo dentro del tubo deben eliminarse, pues generalmente se hallan distorsionados por la fricción y adherencia que se produce entre la muestra y las paredes interiores del tubo. Se ha intentado usar tubos de longitud de hasta 1,5 m pero se ha comprobado que se aumenta la alteración de las muestras por la fricción producida. Cuando se deben tomar sucesivas muestras en profundidad con el tubo Shelby, se perforan agujeros de sondeo que se estabilizan con lodo bentonítico y luego se van extrayendo las muestras hasta la profundidad necesaria.

TUBO DELGADO SUECO

El tubo delgado sueco es un tomamuestras de pistón estacionario especialmente diseñado para anular la fricción entre la muestra del suelo y las paredes internas del tubo, (Ver figura 3.6) pues elimina el movimiento relativo entre ambos. Esto se logra disponiendo una serie de hojas metálicas muy delgadas en forma de espiral que van unidas en su parte superior a un pistón flotante en la cabeza del tomamuestras.

El pistón y las espirales permanecen fijos en su lugar a medida que el tomamuestras penetra en el suelo por presión estática y sus paredes van deslizando dentro de las espirales, estirándolas. Los tomamuestras de pistón estacionario se utilizaron por primera vez en Suecia (y de ahí su nombre) en 1949. pues en ese país el suelo es blando y ofrece muy baja resistencia al corte (aproximadamente 0,2 Kg/cm²). Su empleo no está indicado sin embargo en arenas ni gravas, pues estos tubos fueron diseñados especialmente para arcillas y limos blandos.

El tubo se introduce hasta la profundidad desada y se usan preferentemente tubos largos, para poder utilizar la parte central de la muestra únicamente, que no sufre desplazamientos ni alteraciones. Las muestras se extraen cada 1,5 m de profundidad en suelos homogéneos, pero si se advierten cambios de coloración o comportamiento del suelo, se deben obtener nuevas muestras.

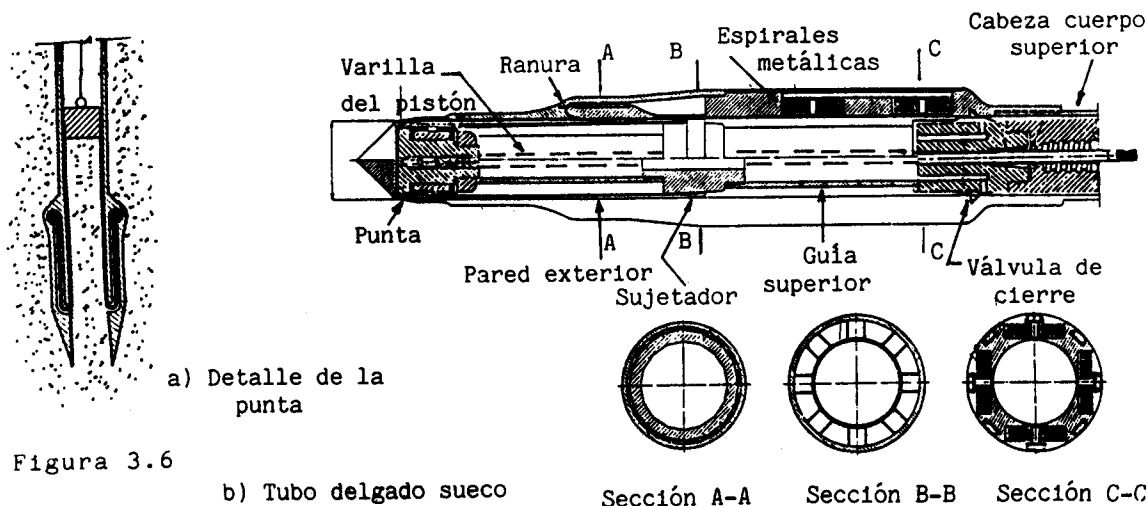


Figura 3.6

TOMA DE MUESTRAS EN SUELOS GRANULARES

Los métodos y procedimientos detallados precedentemente para obtener muestras - inalteradas de suelos, son aplicables únicamente a aquellos suelos cohesivos que pueden mantener su forma bajo el peso propio. Pero en suelos no cohesivos como las arenas o las gravas, para extraer - muestras no disturbadas es necesario aplicar previamente algún tratamiento artificial que les provea cohesión temporal. Para ello se pueden usar dos métodos :

- * Congelar el suelo alrededor de la muestra
- * Inyectar un sellador de poros temporal

Congelar el agua de los vacíos del suelo es en esencia simple, pero el equipo que se necesita para - ello puede resultar costoso y poco práctico. Ver Sección 4.17. Más sencillo resulta inyectar un líquido gelatinoso en los poros de los suelos granulares, que reemplace el agua contenida en ellos. Se usan para esto derivados pesados del petróleo, asfalto, etc, que luego pueden ser removidos en el laboratorio empleando solventes adecuados. La operación, sin embargo, es algo delicada.

En el mercado se ofrecen diferentes productos químicos que cumplen la función de sellar o rellenar los poros de los suelos no cohesivos, si bien la exactitud de los resultados que se obtienen no ha sido fehacientemente comprobada. Para los suelos granulares, la única información adicional que brinda una muestra no disturbada en relación a otra disturbada, es la densidad del suelo, dato que resulta de gran importancia para permitir predecir el comportamiento de las arenas y gravas bajo las cargas. La permeabilidad puede determinarse in situ, como se expuso en la Sección 2.3.

Otras propiedades tales como la capacidad portante, la resistencia a corte, la compresibilidad, etc. se obtienen de las pruebas de penetración que se detallan en la Sección 3.6.

TOMA DE MUESTRAS EN EL FONDO DEL MAR

La investigación de la plataforma submarina exige nuevas técnicas para la extracción de muestras en el fondo del mar. La construcción de puertos, escolleras, espigones, aeropistas sobre el mar, etc. está demandando en la actualidad avances en los métodos a emplear para determinar las características del suelo donde apoyarán sus fundaciones.

Las técnicas de pilotajes usualmente empleadas en estructuras costeras son similares a las de tierra firme, pero cuando las muestras deben tomarse mar afuera, se emplean equipos montados sobre grandes lanchas con taladros o barrenos dentro de tubos que descienden hasta el fondo de las aguas y toman las muestras en el lecho marino. En aguas profundas se usan técnicas más sofisticadas, tales como proyectiles teledirigidos, con cargas explosivas que facilitan la penetración en el suelo.

También se han usado con éxito cajones neumáticos que se hacen descender hasta la superficie de la plataforma submarina, con juntas flexibles que permiten resistir mejor el movimiento de las olas y de las corrientes marinas, y sobre los cuales se instalan centros de observación. Ver la Sección 16.5. Otros métodos empleados son los electrónicos de refracción sísmica, detallados en la Sección 3.9.

Uno de los inconvenientes que presentan las muestras extraídas del fondo del mar se debe a la variación de presión hidrostática, lo cual incrementa la formación de burbujas de aire dentro del tomamuestras, variando así la relación inicial de vacíos del suelo natural. En todos los casos, las muestras deben ser extraídas y manipuladas con extrema precaución, ya que por la diferencia de presión existente entre la superficie y el fondo del mar, pueden explotar al ser retiradas.

Cuando las estructuras marinas se fundan sobre pilotes, éstos se hincan hasta el rechazo, y usualmente se adoptan capacidades portantes del suelo afectadas de factores de minoración, para mayor seguridad. Muchos experimentos se han realizado en el Golfo de México y las costas del Pacífico, con pruebas de penetración, veletas y presurómetros, cuando la profundidad del lecho marino no es excesiva. El número de muestras que se deben extraer en el fondo del mar es por lo general mayor a las necesarias en tierra firme, por la mayor dispersión obtenida en los resultados. Usualmente se extraen muestras cada 60 cm y a profundidades que pueden alcanzar el fondo del mar hasta los 1.000 m.

Los diferentes métodos que se pueden utilizar para la extracción de muestras en la plataforma submarina se describen en las normas ASTM (1971) , a algunas de las cuales se hace referencia en las Secciones 16.5 y 16.6.

3.6.- PRUEBAS DE PENETRACION

Las pruebas de penetración son el método más usado para la explotación del subsuelo y la obtención de datos acerca de la profundidad de los estratos, composición del suelo, resistencia, compacidad, etc. El procedimiento es rápido y económico, aplicable a la mayoría de los suelos. Las pruebas de penetración resultan especialmente indicadas para determinar la consistencia de los depósitos cohesivos y la densidad relativa de los granulares, para los cuales la obtención de las muestras no disturbadas se vuelve a menudo complicada.

La resistencia que opone un suelo a ser penetrado se determina mediante aparatos - que se denominan penetrómetros, cuya aplicación es relativamente simple. Existen dos técnicas diferentes para introducir un penetrómetro en el terreno, conocidas como pruebas de :

- Penetración estática
- Penetración dinámica

Penetración estática. Cono Holandés

Las pruebas de penetración estática están reservadas para los suelos cohesivos y los depósitos arcillosos blandos y limosos, en los cuales los golpes o impactos pueden alterar las condiciones naturales del suelo. Para ello se usan penetrómetros con una punta cónica unida a una barra de diámetro reducido que se va haciendo penetrar en el suelo a velocidad regulada. Ver figura - 3.7 a). La fuerza necesaria para producir el movimiento se va midiendo con un pistón neumático.

El cono holandés deriva su nombre del país que primero lo utilizó, ya que el suelo de Holanda está formado en su mayor parte por turbas y arcillas hasta profundidades de 20 m, que descansan sobre estratos de arena de diferente densidad, hasta donde deben extenderse los pilotes.

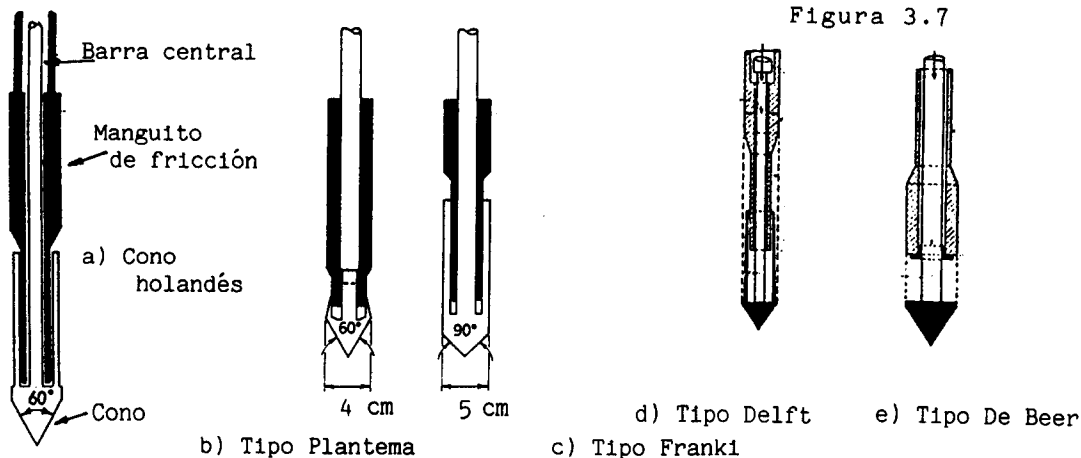
La prueba estática es muy sensible a los cambios de consistencia del suelo y la velocidad de penetración que puede desarrollar es limitada, variando entre 10 a 20 mm/seg. El cono holandés es el más popular de los penetrómetros estáticos y presenta un ángulo en la punta de 60°. Además, lleva un manguito independiente unido a la parte superior del cono. La resistencia que opone el penetrómetro a introducirse en el suelo es la suma de la fricción del cono y la del manguito con el suelo, y se pueden medir simultáneamente.

Por lo general la resistencia del cono a la penetración se relaciona con la capacidad del suelo a corte en condiciones no drenadas. Además, en los suelos cohesivos, la resistencia a la fricción en el manguito es mayor que la del cono, mientras que en los suelos granulares tiende a igualarse. La figura 3.7 b) a e) muestra otros modelos de penetrómetros estáticos, con puntas variables entre 45 y 90°. En proyección horizontal, el diámetro de la cabeza de los conos varía entre 3 y 5 cm. Todos ellos se operan en forma similar a pilotes en miniatura, forzando el suelo a su paso con una compleja distribución de esfuerzos cortantes a lo largo de su fuste.

El factor de fricción F_r se obtiene relacionando la resistencia a fricción del manguito y del cono :

$$F_r = \frac{\text{resistencia a fricción}}{\text{resistencia del cono}} \quad (3.1)$$

Esta prueba resulta de gran utilidad en depósitos marinos blandos y homogéneos, mientras que en las gravas los resultados obtenidos son aleatorios.



Penetración dinámica

Esta prueba de penetración dinámica es aplicable a una amplia variedad de suelos, especialmente los arenosos, las gravas y las rocas blandas, para los cuales la prueba de penetración estática puede resultar difícil de realizar. El ensayo de penetración dinámica se utiliza en diferentes formas. Una de ellas es mediante los conos y puntas que se muestran en la figura 3.8 en sus tipos liviano, mediano y pesado, que se hincan con golpes de maza o martinetes. Por ejemplo el del esquema a) presenta una punta cónica de acero no recuperable, con ángulo de 60° y diámetro de 3,5 cm, que se hace penetrar a golpes de maza de 65 Kg con 75 cm de caída libre.

El número de golpes N necesarios para hacerlo penetrar los últimos 30 cm en el terreno corresponde al de la resistencia en la prueba de penetración standard que se detalla a continuación.

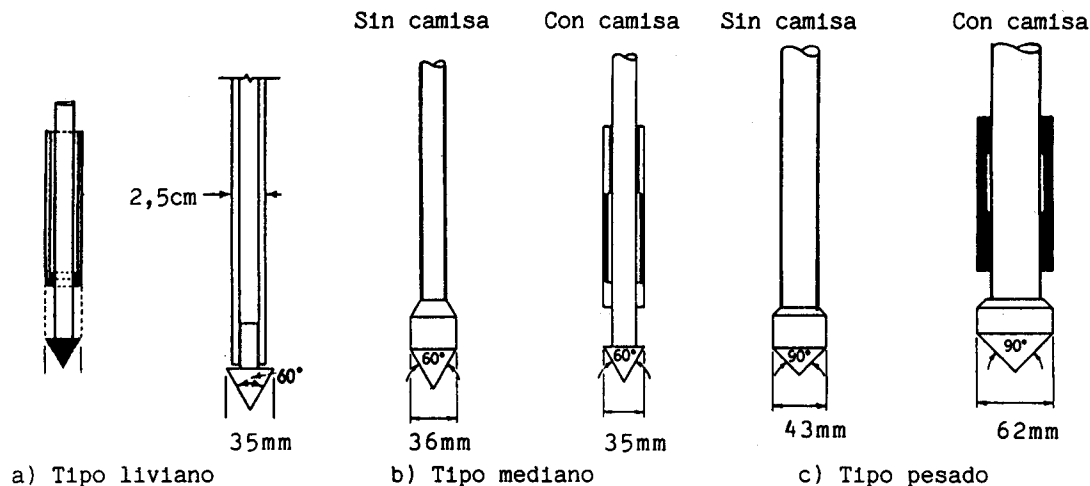


Figura 3.8 Tipos de conos para penetrómetros

Prueba de Penetración Standard

La prueba de penetración dinámica más comúnmente usada para explorar las características del subsuelo es la llamada Prueba de Penetración Standard (PPS) que sirve para todo tipo de suelos. Esta prueba se realiza en dos etapas sucesivas, a saber :

- * Perforar un hueco en el suelo
- * Extraer la muestra

Para la primera parte de la prueba se debe perforar un hueco mediante cualquiera de los métodos mencionados en la Sección 3.3, empleando barrenos, inyección de agua, sondeos rotativos, etc. Si el terreno es firme, mantiene la forma luego de retirado el equipo de perforación utilizado, pero si es blando o se desmorona con facilidad, se deben colocar tubos o camisas de entibación para evitar que la caída de las paredes lo obstruya, o bien llenarlo de lodo bentonítico, según se indica en la Sección 12.10.

Cuando se ha alcanzado la profundidad deseada en el sondeo, se retira el equipo de perforación y se hace descender hasta el fondo del hueco un tomamuestras como el indicado en la figura 3.9, conocido como de tubo partido, pues puede abrirse longitudinalmente. La parte inferior del tomamuestras tiene un anillo filoso y la parte superior, una válvula conectada a una barra de sondeo. Al igual que en los casos anteriormente mencionados, este tomamuestras se hincan con golpes de maza o martinete de 65 Kg de peso y caída libre desde una altura de 75 cm.

Primero se lo hace penetrar en el suelo unos 45 cm para que se asiente en el estrato y luego se cuenta el número de golpes necesarios para hincarlo 3 tramos de 15 cm por vez. N resulta el número de golpes que se deben aplicar para hacerlo penetrar los últimos 30 cm. Luego se retira el equipo, extrayendo el tomamuestras con la muestra de suelo dentro, la cual obviamente se halla disturbada. Primero se la examina en el campo y luego se la envía al laboratorio. En estas muestras se puede apreciar el grado de humedad del suelo, la composición, la estratificación, la consistencia, etc.

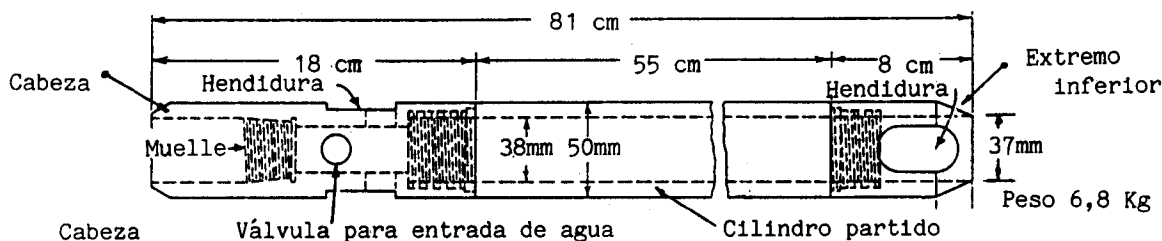


Figura 3.9 Tomamuestras para la Prueba de Penetración Standard

Los valores de N están influenciados por la magnitud de la sobrecarga del suelo superyacente con respecto al estrato explorado, y deben ser corregidos luego de realizada la prueba. Usualmente se los corrige afectándolos de un coeficiente C_N :

$$C_N \approx 0,77 \log_{10} \frac{20}{\bar{\sigma}} \quad (3.2)$$

$\bar{\sigma}$ es la presión efectiva que ejerce el suelo por encima del nivel donde se realiza la Prueba de Penetración Standard, y se mide en Kg/cm². La figura 3.10 corresponde al gráfico que da los valores de C_N en función de $\bar{\sigma}$ según la ecuación 3.2.

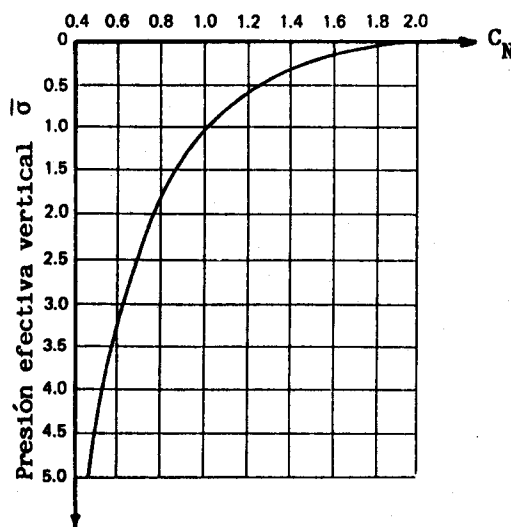


Figura 3.10 Valores de C_N para corrección de N en arenas

C_N varía entre 0,4 y 2, pero la ecuación 3.2 no da valores muy exactos para $\bar{\sigma} < 0,25$ Kg/cm².

Se observa que si $\bar{\sigma} = 1$ Kg/cm² resulta $C_N = 1$, es decir el número de golpes N permanece invariable. Cuando se ha calculado el valor de N corregido, es posible establecer una correlación entre N y la densidad relativa de los suelos granulares, o la consistencia en los arcillosos, como indica la Tabla 3.2. Además, en los suelos no cohesivos, los valores de N permiten obtener el ángulo de fricción interna ϕ , como se detalla en la Sección 5.4.

Si bien la Prueba de Penetración Standard es de uso muy frecuente para determinar el valor del coeficiente N de resistencia del suelo, los resultados obtenidos en diferentes ensayos pueden dar magnitudes variables. Sin embargo, resulta de gran utilidad en el diseño de fundaciones, aunque se necesita mucha experiencia para definir con corrección los datos así obtenidos. En suelos limosos y arcillosos, sin embargo, es preferible utilizar los resultados que dan las pruebas de penetración estática con el cono holandés.

T A B L A 3.2

RESISTENCIA A LA PENETRACION Nº DE GOLPES N	DENSIDAD RELATIVA Suelos arenosos	CONSISTENCIA Suelos arcillosos
< 4	Muy suelta	
4 a 10	Suelta	
11 a 30	Mediana	
31 a 50	Densa	
> 50	Muy densa	
< 2		Muy blanda
2 a 4		Blanda
5 a 8		Mediana
9 a 15		Firme
16 a 30		Muy firme
> 30		Dura

EJEMPLO 3.4.-

La Prueba de Penetración Standard se realiza en una arena de peso específico $\gamma = 1.900$ Kg/m³ y a una profundidad de 3,8 m. El número de golpes in situ resultó $N = 40$. Halle el número de golpes corregido.

De ec. 3.2 : $\bar{\sigma} = 1.900 \times 3,8 = 0,722 \text{ Kg/cm}^2$

$$C_N = 0,77 \log_{10} \frac{20}{\bar{\sigma}} = 0,77 \log_{10} \frac{20}{0,722} = 1,11$$

Se verifica este valor en el gráfico de figura 3.10, y el C_N hallado resulta correcto. Por lo tanto el N corregido se obtiene :

$$N = 1,11 \times 40 = 44$$

EJEMPLO 3.5.-

Si en el ejemplo anterior el número de golpes N continúa siendo el mismo para una profundidad de 7,6 m. ¿Qué variación de densidad tiene la arena en ese estrato?

$$\bar{\sigma} = 1.900 \times 7,6 = 1,44 \text{ Kg/cm}^2$$

Del gráfico de figura 3.10 : $C_N = 0,86$ Por lo tanto, el N corregido resulta :

$$N = 0,86 \times 40 = 35$$

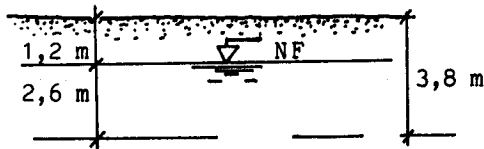
∴ La arena es menos densa a esa profundidad.

EJEMPLO 3.6.-

Analizar el mismo caso del ejemplo 3.4 pero con el nivel freático a profundidad de 1,2 m.

$$\bar{\sigma} = 1.900 \times 1,2 + (1.900 - 1.000) \times 2,6 = 0,462 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta : $C_N = 0,77 \log_{10} (20/0,462) = 1,26$ (Igual valor se obtiene de la figura 3.10)



El valor de N corregido es :

$$N = 1,26 \times 40 = 50$$

Según la Tabla 3.2 corresponde al límite entre arena densa y muy densa.

3.7.- PRUEBA DE LA VELETA

La prueba de la veleta es un método sencillo y útil para determinar en el lugar la resistencia a corte de las arcillas blandas, los depósitos de limos o los suelos de granos muy finos no drenados y libres de partículas de arena o grava, sin necesidad de tomar muestras no disturbadas.

La figura 3.11 muestra algunas veletas de ensayo. El esquema a) corresponde a una típica, con altura $L = 2D$, siendo D en ancho total de las aspas. Una barra central de soporte vertical conecta las aspas con el mecanismo superior que las hace girar y mide las fuerzas que se ejercen. La veleta se introduce forzándola en el suelo, en el fondo de un pozo previamente cavado en el lugar y a una profundidad entre $2D$ y $5D$, y luego se aplica un momento torsor a la barra de soporte.

La magnitud de las fuerzas que se deben aplicar para producir la falla del suelo al girar la veleta, permite valorar la resistencia de agotamiento del suelo a corte τ_u .

$$\tau_u = \frac{2 M_T}{\pi D^2 L} \quad (3.3)$$

Al girar la veleta, el suelo resulta cortado según un cilindro circular de diámetro D , dentro del cual queda amasado.

La resistencia a corte τ_u de los suelos cohesivos depende fundamentalmente de la cohesión c . Para diseño se acepta :

$$c = \lambda \tau_u \quad (3.4)$$

para $0,6 \leq \lambda \leq 1$

según el tipo de suelo, si bien la anisotropía propia de los suelos hace variar el valor de τ_u . Por otra parte, la experiencia ha demostrado que cuando la veleta se orienta paralela al plano de consolidación de los estratos, los resultados de τ_u son menores que cuando se la orienta perpendicularmente.

Algunos investigadores han relacionado el valor de τ_u obtenido mediante el ensayo de la veleta, con σ_u , pudiendo aceptarse en forma aproximada :

$$\sigma_u \approx \frac{\tau_u}{2} \quad (3.5)$$

siendo σ_u el esfuerzo de agotamiento del suelo en compresión. Ver Sección 2.6.

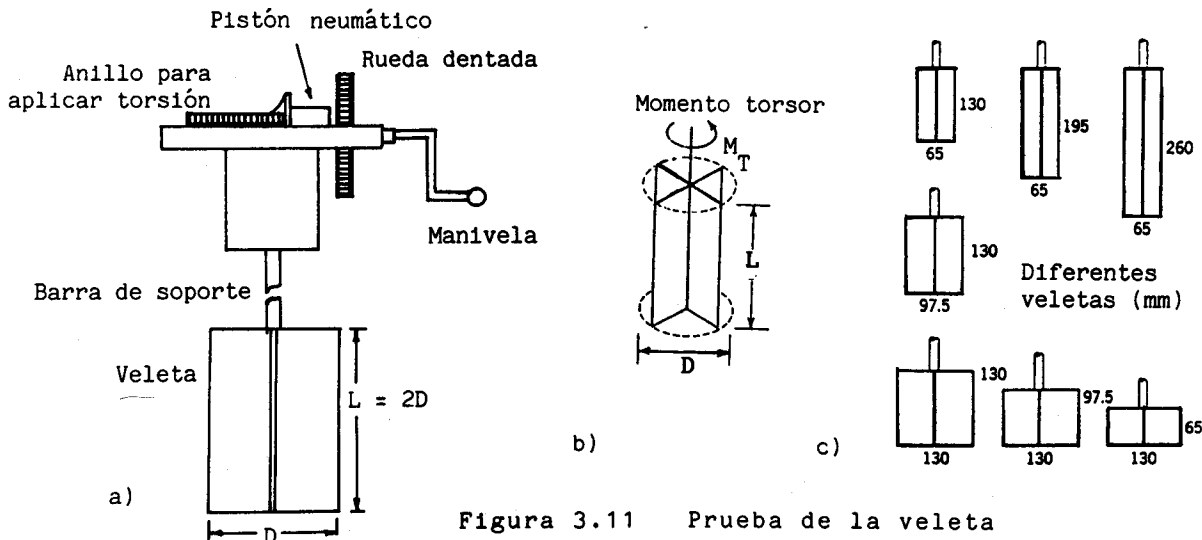


Figura 3.11 Prueba de la veleta

3.8.- LOCALIZACION DEL AGUA SUBTERRANEA

Toda exploración del subsuelo debe incluir la localización del agua subterránea, según se analiza en la Sección 2.2. La presencia del agua en el subsuelo se detecta a través del contenido de humedad de las muestras que se van extrayendo en los diferentes sondeos, pero esta información generalmente no es suficiente. Por ello, adicionalmente, se deben cavar pozos de observación hasta la profundidad necesaria para verificar la altura que alcanza el nivel freático en el lugar. En los suelos de alta permeabilidad, como las arenas y las gravas, esto ocurre en el lapso de pocas horas, pero en suelos de baja permeabilidad como las arcillas y los limos, puede tomar varias semanas.

Para evitar el desmoronamiento de las paredes de los pozos se colocan tubos o camisas de entibación con finas ranuras en su extremo inferior. La investigación de los niveles alcanzados por el agua subterránea debe prolongarse durante la temporada de lluvias y de sequía, de modo de poder comparar su fluctuación a lo largo del año.

Hvorsley propuso en 1949 un método numérico para medir la profundidad aproximada del nivel freático estable del agua subterránea, en un lapso breve de tiempo. Para ello se debe cavar un pozo hasta el nivel deseado, como muestra la figura 3.12 midiendo el ascenso o descenso del agua a intervalos regulares de tiempo. Luego de cavar el pozo se lo llena de agua hasta una determinada altura D_0 medida desde la superficie del terreno, y a intervalos regulares ΔT se van anotando las alturas alcanzadas por el agua dentro del pozo.

Los diferentes valores de H corresponden a las distancias entre el nivel del agua ascendente o descendente y la profundidad del nivel freático estable. T_0 es el tiempo inicial de observación.

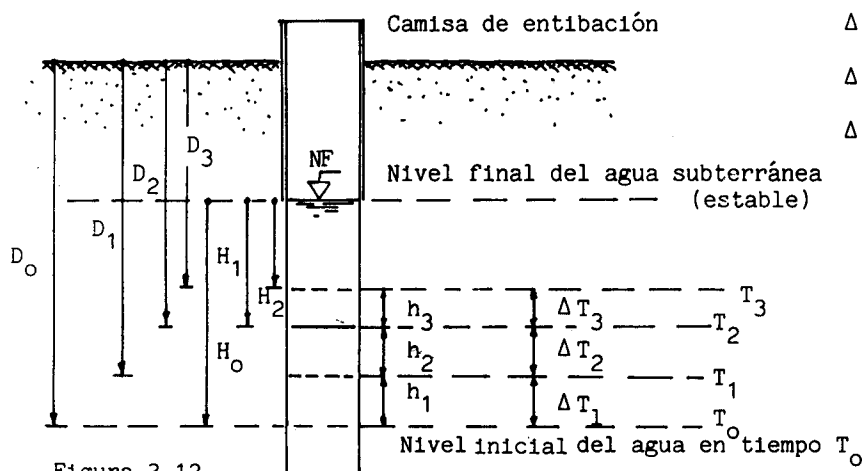


Figura 3.12

$$\Delta T_1 = \Delta T_2 = \Delta T_3$$

$$h_1 \neq h_2 \neq h_3$$

$$\Delta T = T_1 - T_0 \text{ para altura } h_1$$

$$\Delta T = T_2 - T_1 \text{ para altura } h_2 \quad (3.6)$$

$$\Delta T = T_3 - T_2 \text{ para altura } h_3$$

$$H_0 = \frac{h_1^2}{h_1 - h_2} \quad H_1 = \frac{h_2^2}{h_1 - h_2}$$

$$H_2 = \frac{h_3^2}{h_2 - h_3} \quad (3.7)$$

$$h_1 = D_0 - D_1$$

$$h_2 = D_1 - D_2 \quad (3.8)$$

$$h_3 = D_2 - D_3$$

Estos criterios se aplicarán para resolver el ejemplo 3.6.

Cuando se necesita obtener información sobre la presión artesisiana del agua subterránea, (Ver Sección 2.2) se utilizan aparatos conocidos por piezómetros, como los de la figura 3.13. Los piezómetros permiten medir la presión del agua in situ, en un determinado punto de la masa del suelo. Este dato reviste especial interés pues su valor indica la presión en los poros del suelo, de la cual depende la magnitud de los esfuerzos efectivos.

Todo piezómetro es un aparato que permite directa o indirectamente medir la presión aplicando los principios de la mecánica de fluidos. La figura 3.13 muestra dos tipos diferentes de piezómetros usuales en la práctica. El del esquema a) es un aparato sencillo, formado por un tubo de plástico con ranuras en su extremo inferior, que se coloca en el fondo de un pozo de observación, hasta la profundidad deseada, dentro del estrato acuífero.

El hueco alrededor de las ranuras se rellena de arena gruesa para facilitar la filtración del agua del acuífero, y se sella con arcilla apisonada o bentonita en la altura del estrato impermeable. Este sellado resulta imprescindible, y se lo debe realizar a la perfección, pues de lo contrario se impide el correcto funcionamiento del piezómetro. El resto del hueco se sella con mortero rodeando al tubo. En el extremo superior del piezómetro se coloca una válvula y un manómetro que mide la presión alcanzada.

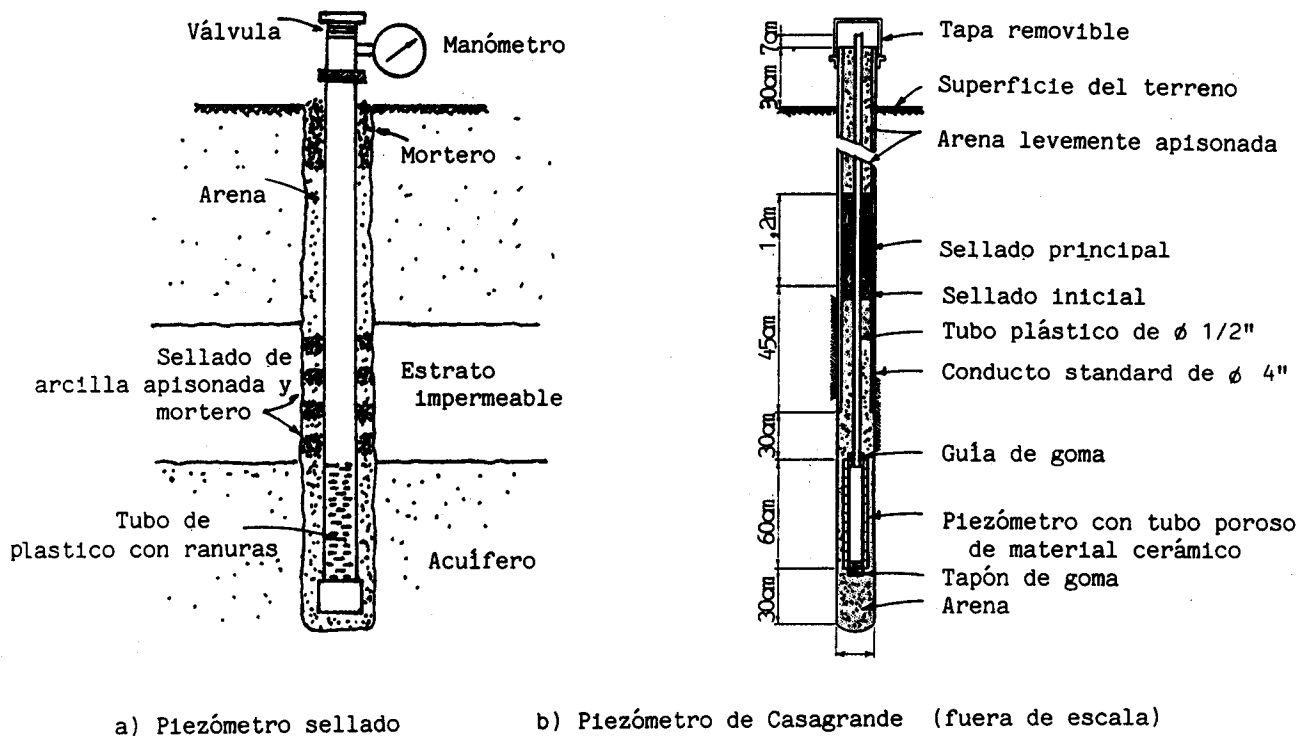


Figura 3.13

La figura 3.13 b) muestra el piezómetro de A. Casagrande, que consiste básicamente en una piedra de cerámica porosa que se inserta en un tapón de arena limpia, que se hace penetrar hasta el estrato - cuya presión de agua en los poros se desea medir. Como la altura del tapón de arena es considerable, el flujo del agua es rápido y el agua asciende por dentro del tubo en un breve período de tiempo, por lo cual su uso está muy difundido. El sellado inicial alrededor del tubo plástico se realiza con arcilla y el sellado principal con mortero apisonado.

En algunos casos interesa conocer la oscilación del nivel alcanzado por el agua dentro del tubo de observación. Para ello se usan sondas eléctricas formadas por dos alambres conectados a un amperímetro que se ajustan en el interior del tubo y cuyos extremos, al hacer contacto con el agua que fluctúa, registran la corriente producida.

EJEMPLO 3.6.-

Se desea determinar la profundidad del nivel freático en un suelo arcilloso y para ello se cava un pozo de 10 m de profundidad y se llena de agua hasta los 9 m. La fluctuación del nivel del agua subterránea se observa cada 24 horas durante 4 días sucesivos. Los resultados son los siguientes :

$$\begin{aligned}
 D_0 &= 9 \text{ m (en tiempo } T_0 = 0) \\
 D_1 &= 8,35 \text{ m (en tiempo } T_1 = 24 \text{ horas)} \\
 D_2 &= 7,85 \text{ m (en tiempo } T_2 = 48 \text{ hor :)} \\
 D_3 &= 7,47 \text{ m (en tiempo } T_3 = 72 \text{ horas)} \\
 D_4 &= 7,18 \text{ m (en tiempo } T_4 = 96 \text{ horas)}
 \end{aligned}$$

$$\Delta T = 24 \text{ horas}$$

$$H_1 = \frac{h_2^2}{h_1 - h_2} = \frac{0,5^2}{0,15} = 1,67 \text{ m}$$

$$h_1 = D_0 - D_1 = 0,65 \text{ m}$$

$$h_2 = D_1 - D_2 = 0,5 \text{ m}$$

$$h_3 = D_2 - D_3 = 0,38 \text{ m}$$

$$h_4 = D_3 - D_4 = 0,29 \text{ m}$$

Las alturas H según ecs. 3.7 resultan :

$$H_0 = \frac{h_1^2}{h_1 - h_2} = \frac{0,65^2}{0,15} = 2.81 \text{ m}$$

$$H_2 = \frac{h_3^2}{h_2 - h_3} = \frac{0,38^2}{0,12} = 1,2 \text{ m}$$

$$H_3 = \frac{h_4^2}{h_3 - h_4} = \frac{0,29^2}{0,09} = 0,93 \text{ m}$$

$$D_{w1} + H_0 = D_{w1} + 2,81 = 9 \text{ m}$$

$$\therefore D_{w1} = 6,19 \text{ m}$$

$$D_{w2} + H_1 + h_2 + h_1 =$$

$$= D_{w2} + 1,67 + 0,5 + 0,65 = 9 \text{ m}$$

$$\therefore D_{w2} = 6,18 \text{ m}$$

$$D_{w3} + H_2 + h_3 + h_2 + h_1 =$$

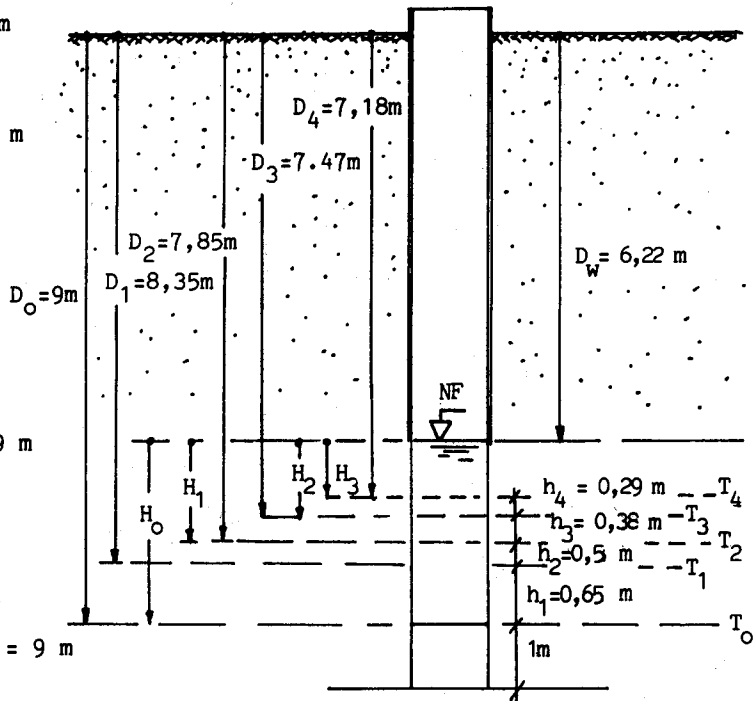
$$= D_{w3} + 1,2 + 0,38 + 0,5 + 0,65 = 9 \text{ m}$$

$$\therefore D_{w3} = 6,27 \text{ m}$$

$$D_{w4} + H_3 + h_4 + h_3 + h_2 + h_1 = D_{w4} + 0,93 + 0,29 + 0,38 + 0,5 + 0,65 = 9 \text{ m}$$

$$\therefore D_{w4} = 6,25 \text{ m}$$

$$\text{Como promedio de adopta: } D_w = \frac{6,19 + 6,18 + 6,27 + 6,25}{4} = 6,22 \text{ m}$$



3.9.- EXPLORACION GEOFISICA

La exploración geofísica ha sido usada exitosamente desde hace muchos años en numerosos campos de la ingeniería de suelos, especialmente orientada a la extracción de petróleo o minerales, construcción de presas y autopistas, registro de pozos, etc.

Todas las técnicas geofísicas se basan en unas pocas leyes simples pero fundamentales de la física, tales como la de gravedad de Newton, la ley de Ohm y la de refracción de Snell. Mediante la exploración geofísica se pueden determinar las diferentes propiedades físicas de los estratos que forman los suelos, su homogeneidad, densidad, anomalías, profundidad, características resistentes, etc.

Entre las ventajas que ofrecen los métodos de exploración geofísica están la rapidez en la obtención de los resultados y la capacidad de poder cubrir grandes áreas con un instrumental relativamente sencillo. Varias técnicas se han desarrollado para este tipo de exploración, entre las cuales se pueden mencionar las de :

- Refracción sísmica
- Resistividad eléctrica
- Gravimetría
- Ondas magnéticas
- Ondas sonoras

A continuación se analizarán algunas de ellas, que dan información sobre las características tanto superficiales como del subsuelo de los terrenos cuyas condiciones se desean investigar. Los métodos mencionados permiten determinar también con facilidad la profundidad del lecho rocoso y la presencia del agua subterránea.

En razón de que las mencionadas técnicas resultan en general costosas, su aplicación se limita a la investigación de grandes áreas para la construcción de proyectos de envergadura, o zonas de difícil acceso.

Método de refracción sísmica

Este método de investigación sísmica para reconocimiento del suelo se usa para determinar los contornos de los estratos de diferentes densidad, que constituyen las fronteras entre suelos o entre suelos y rocas. El método se basa en la producción de energía por vibración emitiendo ondas similares a las de un sismo, las cuales se transmiten en todas direcciones pero a diferentes velocidades según la densidad del estrato.

Los impulsos se generan artificialmente por explosiones menores o impactos de mazas - unos 20 Kg de peso que se dejan caer libremente desde una altura de 2 m sobre un plato metálico o placa de acero. Para mayores distancias se utilizan cargas de dinamita de no más de 1 Kg. En todos los casos, las ondas generadas atraviesan los estratos con velocidades variables según la resistencia a la deformación que éstos posean.

Las ondas elásticas resultantes son de tres tipos :

- Longitudinales de compresión
- Transversales de corte
- Superficiales

De estas ondas, las longitudinales de compresión son las que revisten mayor importancia para el estudio estratigráfico. La velocidad de propagación de los impulsos depende del módulo de elasticidad E , del coeficiente de Poisson μ y del peso específico γ de la masa del suelo, y las ondas de choque son detectadas por aparatos auditores llamados geófonos, al tiempo que los sismógrafos registran automáticamente su paso. Ver figura 3.14.

Estos geófonos captan las ondas de compresión, ubicados de tal manera que los más próximos a la fuente de impulsos reciben primero las ondas viajando por el estrato superior, y los más alejados, las refractadas en estratos inferiores. Algunas de estas ondas refractadas activan primero los geófonos lejanos que los próximos, dependiendo de la forma de estratificación del suelo. El gráfico de la figura 3.14 permite relacionar la distancia entre la fuente de impulsos y el tiempo de recorrido de las ondas de compresión, según una línea quebrada de trazos rectos, donde cada variación en la pendiente depende de las características de los distintos estratos.

El comportamiento cinético del medio a través del cual se propagan las ondas da la necesaria información acerca del tipo de suelos tales como heterogeneidad, anisotropía, plasticidad, etc. En rocas duras, la velocidad de propagación de las ondas es muy grande, pudiendo alcanzar los 7.500 m/seg mientras que en los estratos blandos, la velocidad decrece hasta 150 m/seg. La Tabla 3.3 indica estas velocidades.

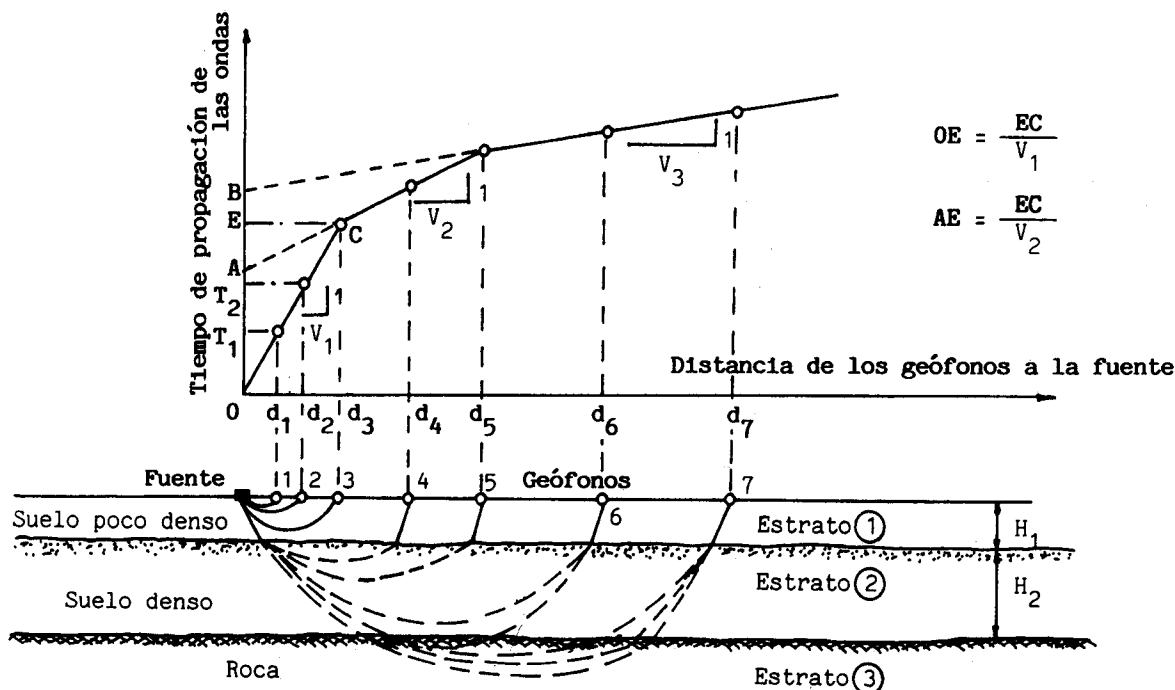


Figura 3.14 Exploración del subsuelo por refracción sísmica

T A B L A 3.3

VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LAS ONDAS SISMICAS
EN LA SUPERFICIE DEL SUELO O A POCA PROFUNDIDAD

Suelo	Velocidad (m/seg)
Arena suelta seca	150 a 500
Loess	300 a 600
Arcilla dura, parcialmente saturada	600 a 1.000
Arcilla saturada	1.000 a 1.600
Suelos saturados	1.200 a 3.800
Roca sana	2.000 a 6.000
Granito	4.000 a 6.000
Cuarcita	6.000 a 7.500

La experiencia ha demostrado que en bancos de arena suelta, con velocidad inicial de propagación de ondas de 150 m/seg, ésta se logró incrementar a 430 m/seg luego de un proceso de compactación del suelo mediante pilotes de arena.

El método de refracción sísmica da mejores resultados en suelos con estratos de límites bien definidos, especialmente cuando la densidad aumenta con la profundidad, y los estratos son horizontales o con ligera pendiente. Se lo ha empleado con éxito en suelos blandos apoyados sobre mantos de rocas. Por el contrario, si los estratos blandos se hallan debajo de los suelos duros, los resultados obtenidos son aleatorios y no evidencian la realidad. Tampoco es aconsejable aplicar este método cuando existe una gradual transición de suelo a roca, pues no se logra un claro contraste en la velocidad de las ondas.

La velocidad de propagación de las ondas de compresión resulta proporcional a la raíz cuadrada del módulo de corte y del módulo de elasticidad del suelo, por lo cual se deduce que las altas velocidades corresponden a suelos con módulos considerables, es decir, suelos resistentes. La velocidad de las ondas de corte es menor que la de las ondas de compresión y se obtienen de la raíz cuadrada del cociente entre el módulo de corte y la densidad del suelo. Las ondas superficiales tienen aproximadamente la misma velocidad que las de corte.

Cuando se emiten simultáneamente ondas de compresión, de corte y superficiales, por lo general estas dos últimas no se registran, con excepción de aquellos casos en que interese especialmente conocer el módulo de corte de un suelo.

En un suelo homogéneo y elástico, la velocidad de propagación de las ondas sísmicas puede obtenerse mediante la ecuación :

$$V = C \sqrt{\frac{E g}{\gamma}} \quad (\text{m/seg}) \quad (3.9)$$

donde g es la aceleración de la gravedad, y C representa una constante que depende del tipo de material. En la figura 3.14, las ondas emitidas por la fuente y propagadas directamente a través del estrato 1, alcanzan los geófonos cercanos con velocidad V_1 :

$$V_1 = \frac{d_2 - d_1}{T_2 - T_1} \quad (3.10)$$

siendo d_1 y d_2 las distancias respectivas entre el geófono y la fuente. Simultáneamente, otras ondas de choque se están propagando hacia abajo, y al llegar al estrato 2 se refractan y viajan por él para luego retornar a la superficie y activar los geófonos más alejados con velocidad V_2 .

Si ocurre que las ondas refractadas llegan primero a los geófonos distantes, significa que han encontrado en su camino estratos profundos duros, mientras que las ondas que activan los geófonos cercanos posteriormente a las refractadas, han encontrado suelos blandos. En este caso, $V_2 > V_1$. La figura 3.14 grafica estas velocidades, según una recta quebrada, representativa de las diferentes densidades de los estratos.

El espesor H_1 del estrato superior se obtiene :

$$H_1 = \frac{EC}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (3.11)$$

Ecuaciones similares a la 3.11 se pueden aplicar en los diferentes estratos para determinar sus espesores, si se cumple la condición de que la velocidad de propagación de las ondas aumenta con la profundidad de los estratos, es decir : $V_{1+1} > V_1$.

La pendiente de la recta inicial del gráfico de figura 3.14 es la inversa de la velocidad de ondas V_1 .

$$\frac{T}{d} = \frac{1}{V_1} \quad (3.12)$$

Por lo tanto resulta :

$$OE = \frac{EC}{V_1} \quad AE = \frac{EC}{V_2} \quad (3.13) \quad (3.14)$$

OE es el tiempo que demora la onda directa, emitida desde la fuente, para llegar al geófono 3 atravesando el estrato superior en línea recta, es decir en la distancia $EC = d_3$.

$$OA = OE - AE = EC \left(\frac{1}{V_1} - \frac{1}{V_2} \right) \quad (3.15)$$

En forma simplificada, se puede plantear para un suelo de tres estratos :

$$H_1 = \frac{OA \cdot V_1}{2 \cos \alpha} \quad H_2 = \frac{AB \cdot V_2}{2 \cos \beta} \quad (3.16) \quad (3.17)$$

donde α y β son los ángulos de refracción de los sucesivos estratos subyacentes en contacto.

$$\sin \alpha = \frac{V_1}{V_2} \quad \sin \beta = \frac{V_2}{V_3} \quad (3.18) \quad (3.19)$$

Cuando las ondas de choque emitidas por la fuente encuentran en su camino diversidad de estratos, se reflejan y refractan sucesivamente antes de regresar a la superficie y alcanzar los geófonos distantes.

EJEMPLO 3.7.-

Una carga explosiva colocada en la superficie de un suelo de dos estratos se detona en el instante $T_0 = 0$ y es detectada por un geófono situado a 100 m. Las velocidades de ondas registradas son:

$$V_1 = 680 \text{ m/seg} \quad V_2 = 4.500 \text{ m/seg}$$

Se pide calcular : la altura H_1 del estrato superior, los tiempos de propagación OA y OE de las ondas y determinar los tipos de suelos.

Según la ec. 3.11, la profundidad del estrato resulta :

$$H_1 = \frac{EC}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} = \frac{100}{2} \sqrt{\frac{4.500 - 680}{4.500 + 680}} = 43 \text{ m}$$

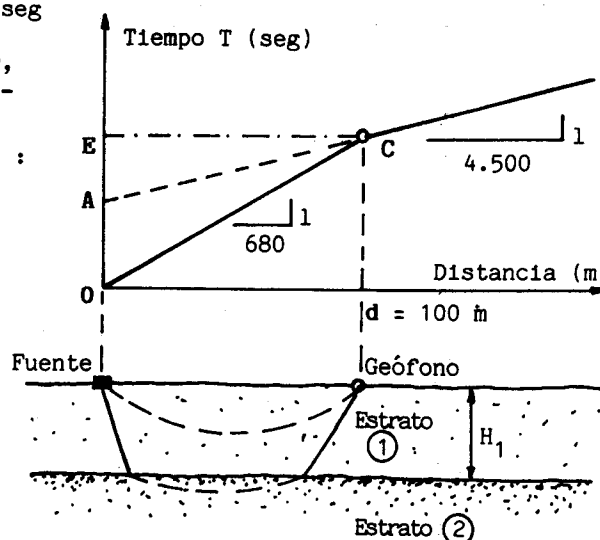
Además :

$$OE = \frac{EC}{V_1} = \frac{100}{680} = 0,147 \text{ seg}$$

$$AE = \frac{EC}{V_2} = \frac{100}{4.500} = 0,022 \text{ seg}$$

$$OA = OE - AE = 0,147 - 0,022 = 0,125 \text{ seg}$$

La altura H_1 del estrato superior también se puede obtener de ecs. 3.16. y 3.18.



$$\text{sen } \alpha = \frac{V_1}{V_2} = \frac{680}{4.500} = 0,15 \quad \therefore \quad \cos \alpha = 0,988$$

Resulta por lo tanto :

$$H_1 = \frac{OA \cdot V_1}{2 \cos \alpha} = \frac{0,125 \times 680}{2 \times 0,988} = 43 \text{ m}$$

Según la Tabla 3.3, el estrato superior es de arcilla dura parcialmente saturada y el inferior es roca sana o granito.

Método de resistividad eléctrica

Este método se basa en el reconocimiento de los diferentes materiales que componen un suelo, según su reacción al recibir un flujo de corriente eléctrica. Considerando un cubo unitario dentro de la masa del suelo, la resistividad eléctrica del suelo se define como la resistencia en Ohms entre sus caras opuestas.

$$\rho = \frac{R A}{L} \quad (3.20)$$

donde ρ es la resistividad, R la resistencia del cilindro conductor, A el área de la sección transversal y L la longitud. El grado de compactación y el contenido de humedad de un suelo hacen variar su resistividad. Por ejemplo las rocas densas y sin huecos presentan muy elevada resistividad, pudiendo alcanzar 800.000 Ohms-cm y aún superar este valor, mientras que las gravas secas tienen un promedio de 50.000 Ohms-cm y algunas arcillas saturadas solamente alcanzan los 500 Ohms-cm. La Tabla 3.4 da algunos de estos valores para diferentes tipos de suelos.

T A B L A 3.4

VALORES DE LA RESISTIVIDAD ELECTRICA PARA
ALGUNOS TIPOS DE SUELOS Y ROCAS

Suelos	Resistividad (Ohms-cm)
<u>Arcillas o limos saturados</u>	
Orgánicos	500 a 2.000
Inorgánicos	1.000 a 5.000
<u>Arcillas o limos</u>	
Parcialmente saturados	5.000 a 10.000
Secos	10.000 a 50.000
<u>Arenas y gravas</u>	
Saturadas	10.000 a 15.000
Secas	20.000 a 100.000
<u>Rocas densas</u>	100.000 a 1.000.000

El método más comúnmente usado para determinar la resistividad de una masa de suelo es el de Wenner, el cual utiliza 4 electrodos ubicados a distancias iguales D entre sí, en línea recta, como muestra la figura 3.15. Los electrodos extremos se colocan a distancia $3D$, y se hacen penetrar en el suelo unos 20 cm. Externamente se conectan entre sí mediante una batería. Dos electrodos adicionales situados en los tercios de la distancia entre los exteriores, miden la caída de potencial que permite calcular ρ . Este valor de la resistividad corresponde a un suelo cuyo espesor sea aproximadamente D .

Por lo tanto, variando la distancia entre los electrodos, se obtienen diferentes valores de ρ y graficando las magnitudes de D y ρ se conocen los cambios de las características de los estratos del subsuelo.

Para aplicar el método, se hace pasar una corriente eléctrica generada por la batería N , entre los electrodos extremos A_1 y A_2 .

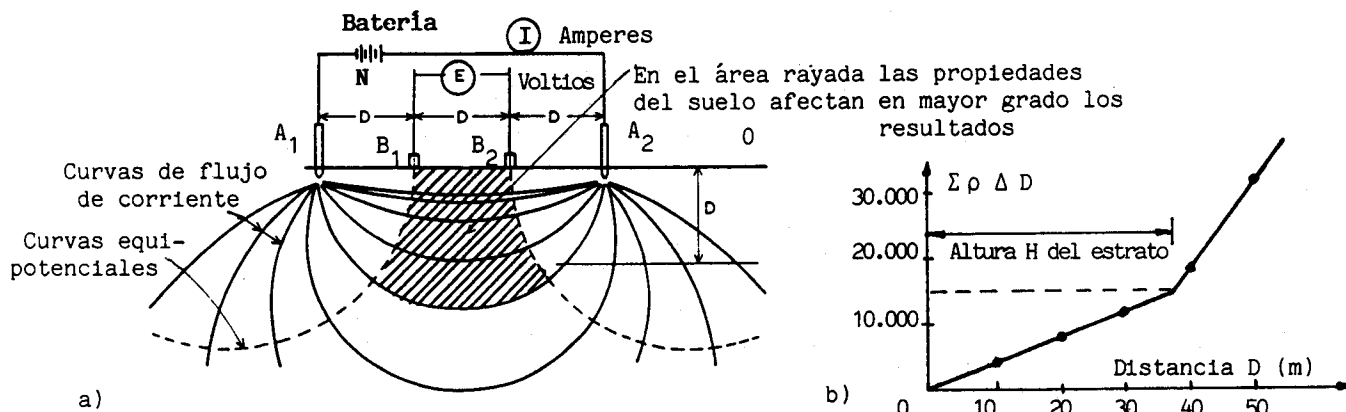


Figura 3.15 Ensayo de resistividad

A continuación se mide la caída de voltaje en la masa, entre los electrodos internos B₁ y B₂. Se puede utilizar corriente alterna o continua, con electrodos no polarizables. Conocido el voltaje de la corriente y la separación D entre electrodos, la resistividad ρ en Ohm-cm se obtiene:

$$\rho = 2 \pi D \frac{E}{I} \quad (3.21)$$

donde E es la diferencia de potencial entre los electrodos B₁ y B₂, medida en voltios e I el flujo de la corriente entre los electrodos A₁ y A₂, medido en amperes.

Repitiendo la operación con diferentes separaciones D entre electrodos, se pueden localizar estratos a diferentes profundidades por su heterogénea resistividad. Pero en suelos mixtos, el valor de ρ obtenido debe ser corregido. Otras pruebas pueden realizarse asimismo dejando fija la distancia D y trasladando los electrodos de modo de cubrir toda el área del terreno, con lo cual se pueden localizar lechos rocosos o depósitos de agua a una profundidad fija igual a D, en función de las respuestas de resistividad que dan los ensayos. En todos los casos, sin embargo, los resultados deben ser interpretados por personal altamente capacitado.

La técnica de variar la separación de los electrodos se utiliza para localizar estratos profundos de resistividad variable. Aumentando los valores de D en cada caso, puede trazarse el gráfico de la figura 3.15 b). Se mide en las ordenadas la suma de los valores de la resistividad aparente y en las abscisas el espaciamiento D, y las curvas resultantes puede asimilarse a segmentos rectos si los estratos son horizontales y de espesor uniforme. Cada punto de intersección de los tramos rectos indica el límite de un estrato y las pendientes son proporcionales a la resistividad del estrato. Por ejemplo, una recta muy empinada representa un suelo de gran resistividad como las rocas densas o las gravas secas, mientras que las rectas aplanadas evidencian suelos húmedos como las arcillas y limos saturados, con muy baja resistividad.

En general, los métodos de exploración geofísica resultan un complemento a otros métodos de investigación del subsuelo, tales como sondeos con toma de muestras, de modo que siempre el conjunto de datos obtenidos permita llegar a conclusiones exactas acerca de las condiciones y profundidad de los estratos analizados.

Métodos gravimétricos y de emisión de ondas

Los métodos gravimétricos, así como los de emisión y recepción de ondas magnéticas o sonoras, tienen un campo de aplicación más limitado en la exploración geofísica.

El gravimétrico se basa en la medición de la fuerza de la gravedad mediante el empleo de balanzas electrónicas de torsión, que permiten distinguir los depósitos según su densidad.

Los de emisión de ondas magnéticas o sonoras miden el tiempo de recorrido de las ondas y registran mejor los resultados en suelos blandos como las arcillas o limos saturados. Están especialmente indicados cuando se desea determinar la altura de los estratos blandos apoyados sobre mantos rocosos.

Estos métodos mencionados resultan por lo general costosos pues se aplican usando sofisticados equipos de alta precisión, por lo cual su uso no está muy difundido.

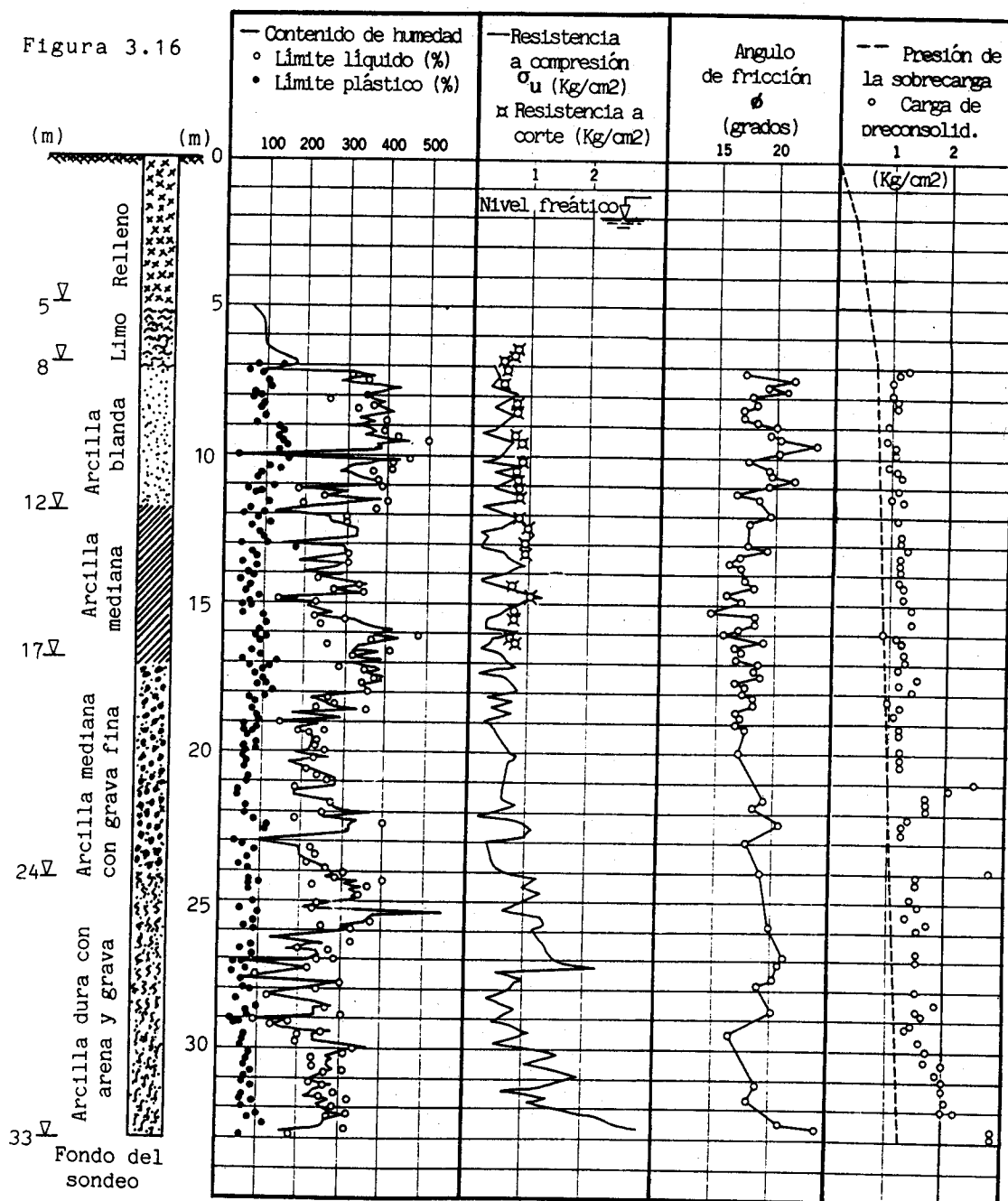
3.10.- REGISTRO DE LOS RESULTADOS

El registro de los resultados de exploración del subsuelo a diferentes profundidades permite determinar el perfil, la naturaleza de los estratos, su origen, heterogeneidad, la presencia del agua subterránea y demás características que afectan su capacidad portante y su resistencia.

Para obtener un perfil típico de un subsuelo, los diferentes ensayos deben proporcionar información sobre múltiples datos, entre los cuales se pueden mencionar :

- * Alturas de los diferentes estratos
- * Límites de Atterberg
- * Contenido de humedad y porosidad
- * Consistencia y actividad
- * Peso específico y tamaño de los granos
- * Compresibilidad y capacidad portante
- * Cohesión y resistencia a corte
- * Angulo de fricción natural del suelo

Figura 3.16



Para cada sondeo, se grafica una faja vertical como la de figura 3.16, según una escala de alturas, donde se han representado algunos de los datos obtenidos.

Los sondeos deben alcanzar la profundidad necesaria en los distintos puntos del terreno que se investiga, de modo de lograr una información tridimensional. Los resultados se presentan por lo general en planos paralelos y ortogonales, mostrando la variación de las características e irregularidades de los sucesivos estratos. La figura 3.17 muestra la sección del subsuelo según un plano - obtenido mediante sondeos paralelos en el terreno que se explora. El perfil indica el lugar donde se realizó el sondeo correspondiente al gráfico de figura 3.16.

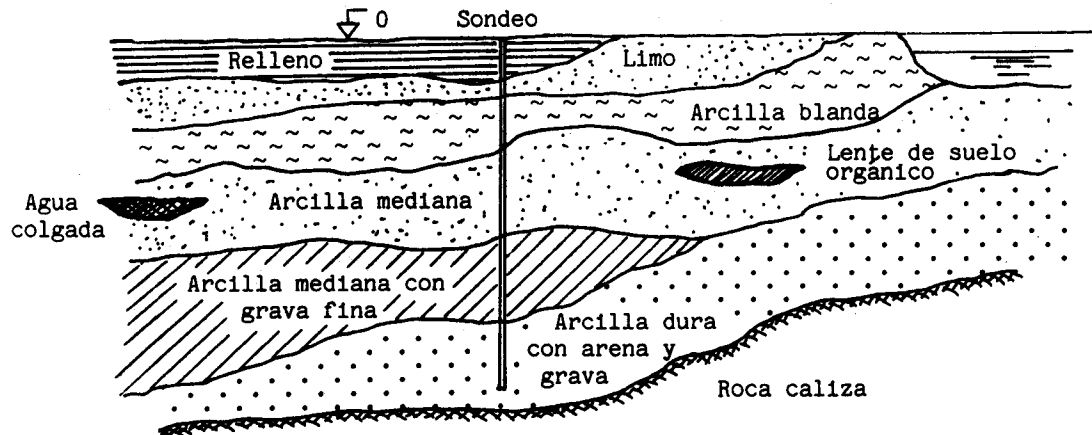


Figura 3.17 Sección transversal geológica de un suelo

CAPITULO 4

Procesos de Mejoramiento de Suelos

4.1.- GENERALIDADES

No todos los suelos son naturalmente aptos para resistir una determinada carga que le impone la superestructura de la construcción que se levantará en el lugar. Por ello, es necesario que al seleccionar un terreno, se conozcan las condiciones superficiales del mismo, así como la de sus estratos profundos, para verificar que se puedan cumplir las exigencias mínimas de resistencia y compresibilidad.

Se deben evitar los suelos débiles, sueltos o expansivos, y con nivel freático superficial, prefiriéndose las áreas con buena capacidad portante y estabilidad de volumen. En el caso en que el terreno resulta heterogéneo, se delimitarán las zonas de mayor resistencia para ubicar allí la construcción, dejando el resto del área para otros usos, tales como estacionamientos, jardines y zonas de recreación y deportes.

Sin embargo, cuando todo el terreno carezca de buena capacidad de soporte en sus capas superficiales, y sólo existan estratos profundos resistentes, la solución más segura y efectiva - consiste en recurrir a fundaciones indirectas, tales como los pilotes trabajando por punta, como se detalla en el Capítulo 12. No obstante, en ciertas construcciones, como las residencias unifamiliares, esto resulta extremadamente costoso, por lo cual en estos casos es conveniente recurrir a la solución del mejoramiento y estabilización de los suelos.

Estabilizar un suelo es el resultado de la aplicación de procesos que alteran sus propiedades iniciales y mejoran su comportamiento desde el punto de vista resistente, incrementando o - protegiendo sus características mecánicas, la estabilidad de volumen, la capacidad de drenaje, etc.

Entre los suelos que deben ser estabilizados están :

- * Los suelos de relleno
- * Los suelos colapsables
- * Los suelos expansivos
- * Los taludes inestables
- * Las bases y sub-bases de pavimentos
- * Las excavaciones donde se ha removido el suelo
- * Los suelos blandos
- * Los suelos con nivel freático superficial
- * Los suelos erosionables
- * Los materiales dragados
- * Los desechos industriales, escorias, cenizas, etc

Los métodos más usuales de mejoramiento de suelos se mencionan a continuación :

- El apisonado
- El paso de rodillos
- La precarga
- La Vibro-compactación superficial
- El método Terra-Probe
- El Vibro-reemplazo
- La Vibro-flotación
- Los pilotes de compactación
- La consolidación dinámica
- Los explosivos
- El reemplazo del suelo
- Las inyecciones de lechadas
- La estabilización química
- La mezcla con aditivos
- La estabilización térmica
- El drenaje del suelo

- El uso de geotextiles
- La estabilización eléctrica

Los métodos mencionados de estabilización de los suelos permiten su compactación o densificación. Compactar un suelo significa densificarlo artificialmente y aumentar su peso específico mejorando sus propiedades físicas. En los suelos no cohesivos la compactación se lleva a cabo por reorientación de las partículas sólidas con fractura local en sus puntos de contacto, seguidas de acúñamiento y relleno de los vacíos. En los cohesivos, va acompañada de la distorsión y reorientación de las partículas. Cuando el contenido de humedad es bajo, las fuerzas de cohesión oponen una cierta resistencia a la compactación, pero cuando la humedad aumenta, estas fuerzas disminuyen y la compactación se puede realizar con más facilidad. Los factores que influyen en la densidad obtenida por compactación son

- § El contenido de humedad del suelo
- § La naturaleza del suelo
- § La magnitud de la energía de compactación transmitida

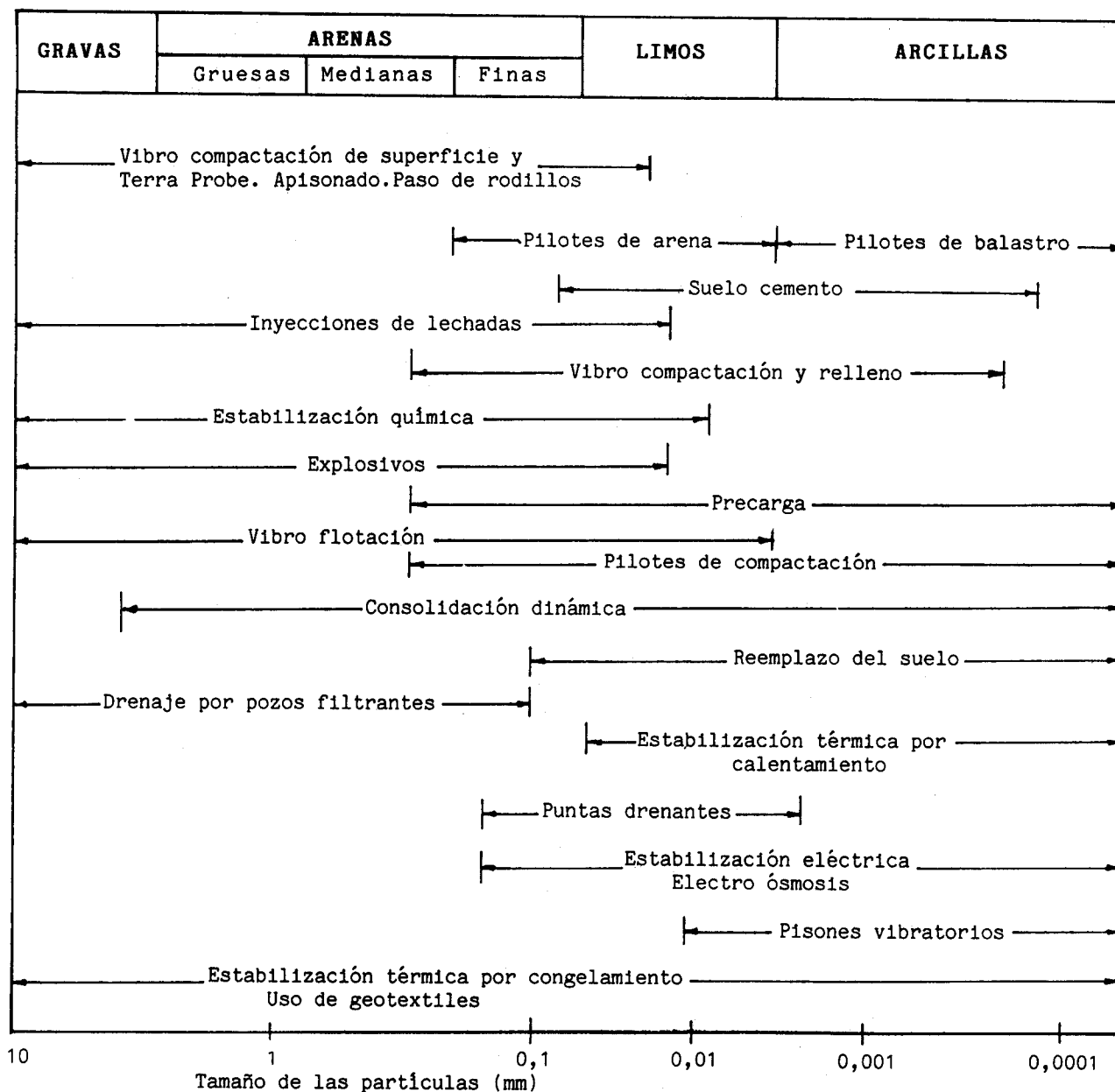


Figura 4.1 Métodos de estabilización de suelos según el tamaño de las partículas

T A B L A 4.1

METODO	FORMA DE APLICACION	SUELO RECOMENDADO	PROFUNDIDAD MAXIMA	AREA MAS ECONOMICA	MATERIALES O EQUIPO NEC.	VENTAJAS	LIMITACIONES
Apisonado	Sucesión de golpes de pisones que saltan	No cohesivo	2 m.	Reducida	Pisones manuales o mecánicos	Especial en zonas poco accesibles	No alcanza los estratos profundos
Paso de rodillos	Paso de equipos pesados con lastre y rodillos	No cohesivos o mixtos	5 a 8 m.	Cualquiera	Rodillos lisos o con salientes	Rapidez Bajo costo	Recomendable sólo para estratos superficiales regulares
Precarga	Aplicación de sobrecarga pesada antes de la construcción.	Arcillas y limos norm. consolid. Depos. orgánicos	Depende de la presión ejercida	Mediana	Tierra, piedras o escombros, bloques de concreto, etc.	Reducción del contenido de agua y relación de vacíos	Proceso lento en suelos cohesivos. No recomend. en zona sísmica
Vibro compactac. de superfic. de	Impulsos verticales del equipo vibrador	Todos, en especial los de granos gruesos	Similar al paso de rodillos	Mediana	Planchas metálicas vibratorias	Similar al paso de rodillos	Puede afectar las construcc. vecinas
Vibro compactac. Terra-Probe	Penetración de pisones por vibrac.	Arenas secas o saturadas	20 m.	~ 1.500 m. ²	Pisones con martinetes vibratorios	Reduce los asentamientos	Más rápido
Vibro compactac. y relleno	Penetración en seco de cilindros vibradores	Arenas sueltas	30 m.	~ 1.500 m. ²	Cilindros vibradores y grúas. Mat. de relleno	Reduce el peligro pot. de licuefac. por sismo	No es apto para limos o arcillas blandas
Vibro flotación	Densificación. vibración compact. por material de relleno	Suelos arcillosos y limos saturados	30 m.	~ 1.500 m. ²	Vibro flotador y relleno no granular	Resultados uniformes. Especial en fundac. de tanques	Alto costo
Pilotes de compactac.	Hinca de camisas recuper. y relleno de arena, grava o piedra	De arena: Arena suelta De balastro: Arcillas y limos blandos	3 Ø lateral y 5 Ø bajo la punta	Mediana	Equipo de hincado. Arean, grava o piedra partida	Pueden alcanzar grandes profundidades Buen drenaje	Elevado costo
Consolidac. mecánica	Impacto de grandes masas que caen con alturas de > 20 m.	Suelos de grano fino o mediano parcial. saturados Arenas y limos	50 m.	Grandes áreas	Equipo pesa de de grúas y pisones de 40 t.	Gran rapidez de compactac. Drenaje simultáneo, e impermeabil.	Se debe reemplazar ensayo presiométrico simultáneo

T A B L A 4.1 (CONT.)

METODO	FORMA DE APLICACION	SUELO RECOMENDADO	PROFUNDIDAD MAXIMA	AREA MAS ECONOMICA	MATERIALES O EQUIPO NEC.	VENTAJAS	LIMITACIONES
Explosivos	Ondas de choque y vibraciones con densif. momentánea	Arenas con finos saturados o parcialmente saturadas	20 m.	Pequeña	Cartuchos de dinamita	Método rápido para densificar los suelos. Bajo costo	Compactación no uniforme. Peligro en edificaciones circundantes
Reemplazo del suelo	Excavar y sustituir el material granular compacto.	Suelos inorgánicos o suelos débiles	3 a 5 m.	Pequeña	Equipos de excavación y compactación con material de relleno	Reducción de la compresibilidad y aumento de la resistencia	Se deben tomar precauciones al construir fundaciones flotantes
Inyecciones de lechada	Penetración por bombeo de partículas en suspensiones acuosas	Para compactar e impermeabilizar arenas sueltas gruesas y medianas	Profundo	Pequeña	Lechadas y equipos de bombeo	Evita el peligro de lixiviación, eufacción, impermeabiliza Costo reducido	Inconvenientes en arenas finas y arcillas
Aditivos humectantes	Mezcla del suelo con sal común u otro aditivo impermeabilizante	Arenas o arcillas muy secas y agrietadas	0,5 a 1 m.	Pequeña	Equipo de amasado	Proceso económico	Resultados poco duraderos
Aditivos impermeables	Mezcla del suelo con materiales bituminosos o impermeables	Arcillas saturadas	0,5 a 1 m.	Pequeña	Equipo de mezcla e inyección	Proceso económico	Sólo apto para suelos cohesivos de baja plasticidad.
Suelo-cemento	Mezcla del suelo con cemento y agua. Compactación y curado	No cohesivos y arcillosos pulverizables	Superficial o profundo	Grandes áreas	Trituradoras Mezcladoras Compactadores Suelo-cemento	Pavimentos económicos resistentes y durables	Exige minucioso curado con películas impermeables
Suelo-cal	Mezcla del suelo con cal. Luego amasado y compactación	Cohesivos con alto contenido de humedad	Superficial o profundo	Grandes áreas	Trituradoras Mezcladoras Compactadores Suelo-cal	Incrementa la resistencia. Facilita la compactación	El proceso se retarda con altas o bajas temperaturas
Estabilizac. química	Reacción de subst. quim. que cambian las propiedades del suelo	Suelos cohesivos y limos medianos	Profundo	Pequeña	Adecuadas substancias químicas	Incrementa la resistencia. Evita la lixiviación. eufacción. Impermeabiliza	Cada producto da diferente viscosidad

MEZCLA DE ADITIVOS

T A B L A 4.1 (CONT.)

METODO	FORMA DE APLICACION	SUELO RECOMENDADO	PROFUNDIDAD MAXIMA	AREA MAS ECONOMICA	MATERIALES O EQUIPOS NEC.	VENTAJAS	LIMITACIONES
Por congelamiento	Al congelar aumenta la resist. y rigidez del suelo	Todos los suelos	15 m.	Pequeña	Equipos de refrigerac. y materiales refrigerantes	Reduce la permeabilidad y aumenta la resistencia	Alto costo. No es aplicable cuando fluye agua subterránea
Por calentamiento	Secado del suelo. Alter. de arcillas. Fusión a alta temperatura.	Suelos de grano fino. Arcillas y limos saturados	15 m.	Pequeña	Tanques de gasolina. Combustible	Reduce el porcentaje de agua. Aumenta la resistencia	Los resultados obtenidos son irreversibles
Uso de geotextiles	Colocación de geosintéticos entre capas de suelo	Todos los suelos	Varios metros	Pequeña	Láminas, mantas o membranas sintéticas. Equipo de compactación	Filtra, drena y mejora los suelos. Reduce deformaciones	Se debe colocar con precaución
Estabilizac. eléctrica Electro-ósmosis	Paso de corriente eléctrica causa flujo de agua del ánodo al cátodo donde se extrae	Limos norm. consolidados. Arcillas limosas saturadas. Arcillas consolidadas	10 a 20 m.	Pequeña	Generador de energía eléctrica y cables	Reduce el contenido de agua y la compresibilidad. Aumenta la resistencia.	Costo elevado. Se mejora el proceso cementando el suelo con inyecciones de sales

ESTABILIZACION
— TERMICA —

Entre las ventajas que se logran estabilizando los suelos se pueden mencionar :

- * Incrementar su capacidad portante y su resistencia a corte
- * Reducir la compresibilidad y los asentamientos
- * Disminuir la permabilidad
- * Reducir el índice de vacíos y el contenido de humedad
- * Reducir la licuefacción potencial
- * Minimizar la retracción y expansión
- * Disminuir la susceptibilidad a las heladas
- * Incrementar la resistencia a la erosión

Los factores que influyen en la elección del método de estabilización de los suelos son :

- * El tipo de suelo y sus características
- * El área y la profundidad del tratamiento requerido
- * El tipo de la superestructura y la forma de distribución de las cargas
- * La magnitud de los asentamientos permisibles
- * La disponibilidad de materiales y equipos
- * La facilidad de acceso de la maquinaria requerida
- * La disponibilidad de mano de obra especializada
- * La experiencia lograda y las preferencias locales
- * El factor económico o de competitividad de costos

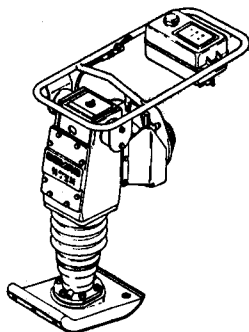
El gráfico de la figura 4.1 indica los métodos usados para cada tipo diferente de suelo y la Tabla - 4.1 da una información sucinta de los procesos de estabilización mencionados, sus ventajas y limitaciones, profundidad del efecto logrado, equipos requeridos y costo.

4.2.- EL APISONADO

El apisonado es uno de los métodos de compactación más antiguos, realizado en forma manual o mecánica. El apisonado manual ha sido usado por el hombre por más de 2.000 años utilizando el método primitivo de dejar caer repetidamente grandes piedras o troncos sobre el área a densificar, si bien con efecto sólo superficial.

El apisonado mecánico se lleva a cabo con variados equipos de diferente capacidad, con resultados más rápidos y eficientes. Para ello se utilizan pisonos (también conocidos por pilones) que compactan el suelo mediante una sucesión de ligeros golpes verticales sobre la superficie del terreno y ejerciendo una presión momentánea al producirse el choque. Estos pisonos pueden operarse con maquinaria liviana o pesada, según el tipo de pisón usado. Ver fig. 4.2 a) y b).

Existen pisonos neumáticos que son muy veloces, si bien su efecto alcanza sólo a las capas superiores del suelo. Estos pisonos saltan repetidamente, accionados mediante un motor de gasolina elevándolos y dejándolos rebotar sobre el suelo con una altura de aproximadamente 5 m. Son masas metálicas de unos 100 Kg de peso que pueden compactar suelos cohesivos en espesores de hasta 2 m. El inconveniente de este método es que no compacta los estratos profundos y su uso se limita a densificar suelos arenosos o limosos poco plásticos.



a) (Cortesía de ACO)



b) (Cortesía de MPA)

Figura 4.2

Apisonadoras

4.3.- EL PASO DE RODILLOS

El paso de rodillos para compactar los suelos tiene su origen en la ancestral costumbre de hacer pasar rebaños de ovejas o manadas de cabras sobre un determinado terreno que se deseaba densificar, para dar base a los primitivos caminos. En el siglo XVIII se comenzaron a usar a tal fin, rodillos transportados por caballos o bueyes, y en el siglo XIX aparecieron en el mercado francés, los primeros rodillos a vapor.

Fue en California, U.S.A., que en 1905 se construyó el rodillo tipo pata de cabra, que permitía obtener resultados más notables, si bien al principio era halado por mulas. Fácilmente se comprobó que los caminos contruidos sobre suelos compactados previamente, eran más durables, estables y seguros que los otros, por lo cual los métodos de compactación de suelos mediante rodillos se hizo rápidamente popular.

En el presente, el método de pasar rodillos pesados constituye un método muy eficaz, económico y rápido de densificar grandes extensiones de suelos no cohesivos, y su efecto puede alcanzar hasta los 8 m de profundidad, luego de 5 o 6 pasadas, según el equipo usado.

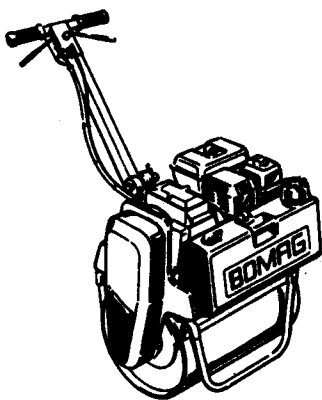
Existe una amplia variedad de rodillos y equipos, y su elección depende de las características del suelo, del contenido de humedad, y del uso a que se destine el terreno a compactar. Entre los equipos utilizados se pueden mencionar:

- * Los equipos manuales livianos
- * Los equipos mecánicos pesados

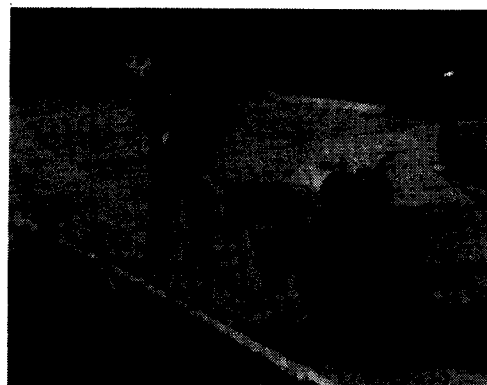
Los rodillos, ya sean manuales o mecánicamente accionados, pueden a su vez clasificarse en los siguientes grupos:

- * Por efecto de peso estático
- * Por acción vibratoria

Generalmente los equipos de tipo normal, pueden transformarse en vibratorios, acoplándoles un motor, de modo de incrementar el efecto del rolado. La figura 4.3 a) muestra un equipo manual vibratorio de rodillo liso, que se usa para trabajos livianos en la reparación y conservación de aceras o caminos forestales. La figura b) corresponde a otro tipo manual similar, pero de doble rodillo, y rociador de agua montado en serie, que compacta el suelo en un espesor aproximado de 35 cm.



a) (Cortesía de ACO)



b) (Cortesía de MPA)

Figura 4.3 Equipos de rodillos manuales

Los equipos mecánicos pesados que operan con peso estático son de dos tipos:

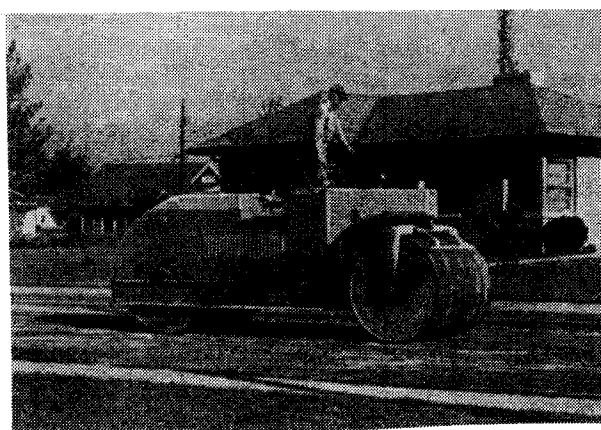
- * De rodillos lisos de acero
- * De llantas o neumáticos de caucho

Estos equipos generalmente operan con tandems de autopropulsión como muestra la figura 4.4. En el esquema a) los rodillos son tambores de acero que se llenan de balastro para aumentar la carga de rolado. Tienen un cilindro anterior y dos posteriores, donde tiende a concentrarse el peso, por lo cual dejan huellas profundas en los suelos granulares, porque la carga estática quiebra las partículas a medida que avanza lentamente.

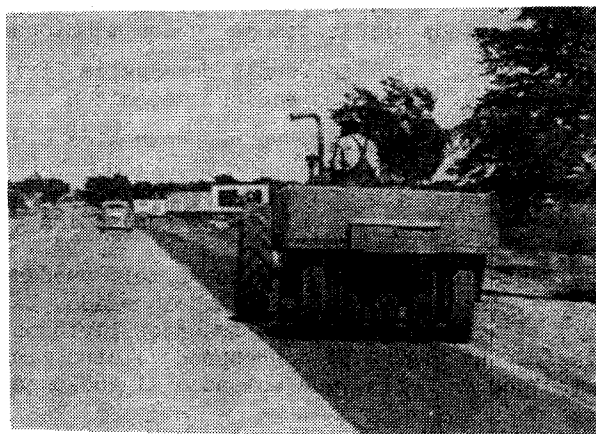
Las arenas sueltas, sin embargo, pueden fracturar bajo el peso de estos rodillos y los suelos plásticos no responden bien al paso de estos equipos, pues se produce un efecto de arco, donde las partículas deslizan hacia las capas inferiores del suelo, pero sin compactarse. En estos casos el suelo tiende a levantarse por delante del rodillo anterior, y luego por detrás del posterior, por lo cual en estos suelos se deben aplicar otras técnicas de compactación, por ejemplo la vibroflotación.

El esquema b) de la figura 4.4 muestra un rodillo de neumáticos, los cuales producen una compactación simultáneamente al amasado del suelo. Pueden ser autopropulsados o remolcados (esquema c). Generalmente las ruedas están ubicadas de tal forma que las posteriores pasan por los espacios dejados libres entre las ruedas anteriores, teóricamente cubriendo todo el paso. El número de llantas puede variar entre 5 y 13. Para incrementar el peso, usualmente los tandems o camiones llevan lastre y las filas desfasadas de las ruedas van conectadas a ejes flotantes, de modo de seguir las irregularidades del terreno.

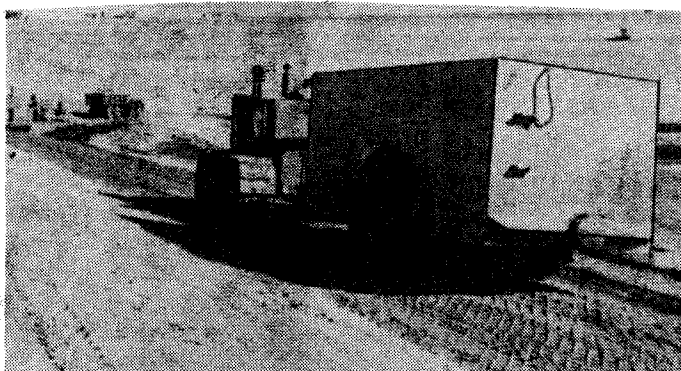
Estos equipos resultan buenos compactadores en suelos arcillosos y limosos, o en suelos arenosos con mezcla de finos. Para mejorar el rolado, las llantas deben inflarse a alta presión, y efectuar como mínimo de 3 a 5 pases en el lugar. Estos rodillos de neumáticos resultan un método económico de compactar suelos en las capas superficiales.



a)



b)



c)

Figura 4.4 Equipos pesados de compactación por peso estático

Los equipos mecánicos pesados que operan por acción vibratoria se obtienen conectando los equipos normales a un motor de gasolina que transmite los impulsos, incrementando el efecto del peso con fuerzas vibratorias verticales. Resultan así especialmente indicados para compactar arenas, gravas, rellenos en rocas y algunos limos poco plásticos, pero no son recomendables en suelos cohesivos por las bajas presiones que transmiten. Los diferentes tipos de rodillos vibratorios se clasifican en :

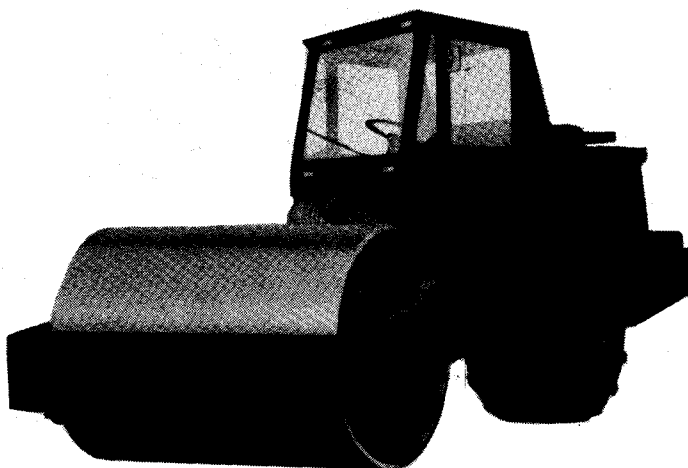
- * Rodillos de tambores lisos
- * Tambores tipo pata de cabra
- * Tambores tipo pata de elefante

A continuación se dan las características de cada uno de estos tipos de rodillos vibratorios, y la profundidad alcanzada por el efecto del rolado y vibrado.



Rodillos vibratorios de tambores lisos

Los rodillos lisos vibratorios consisten en grandes cilindros de acero que pueden ubicarse en tandem o sólo en la parte delantera o trasera de vehículos autopropulsados, como muestra la figura 4.5, o remolcados por tractores. Estos cilindros pueden ser del tipo ligero o pesado. Los ligeros sólo compactan los estratos superficiales, de 0,15 a 0,5 m de espesor, luego de 4 a 6 pasadas, y con la humedad óptima del suelo. Se operan adelantando y retrocediendo repetidamente sin girar.



W 1601

Figura 4.5 Rodillo vibratorio de tambor liso (Cortesía de MPA)

Los pesados son grandes tambores rellenos de palanquilla de hierro de hasta 200 t de peso, que pueden densificar suelos no cohesivos en unos 8 m de profundidad, luego de unos 6 pases. Presentan el inconveniente que si la superficie del suelo es irregular, no compactan de manera uniforme. En estos casos, para mejorar el efecto, se los recubre exteriormente de una pesada malla de acero y se los conoce como rodillos de rejilla, los cuales resultan aptos para compactar suelos cohesivos - en capas delgadas.

Los rodillos ligeros y pesados tienen aproximadamente las dimensiones y pesos indicados a continuación :

<u>Tipo de rodillo</u>	<u>Peso (t)</u>	<u>Largo (m)</u>	<u>Diámetro (m)</u>
Ligero	3 a 12	1 a 2	0,8 a 1,2
Pesado	13 a 80	2 a 3	1,3 a 2

Tambores vibratorios tipo pata de cabra

Los rodillos vibratorios tipo pata de cabra son tambores con apéndices salientes como los que muestra la figura 4.6, colocados simples o con dos o más cilindros en filas, con las patas de cabra alternadas, de modo que las de un cilindro no coincidan con la impronta que ha dejado en el suelo el cilindro delantero.

Los tambores pata de cabra son muy populares, y se los prefiere en general para compactar suelos cohesivos, ya que las patas salientes ejercen sobre el terreno una presión mayor, al disminuir el área de contacto. También resultan aptos para densificar suelos con fragmentos de lajas o rocas blandas que deben quebrarse, y para pulverizar suelos secos.

El efecto de rolado aquí se adiciona al de amasado del suelo, el cual se ve favorecido agregando agua a medida que avanzan los tambores. Con ello se remueve la capa superficial del terreno exponiéndola al aire, y permitiendo una mejor evaporación de la humedad contenida, de modo de formar una costra.

En suelos arcillosos y limosos, se necesitan de 4 a 6 pases, para su mejor compactación, con presiones variables entre 20 y 50 Kg/cm² según el tamaño del equipo y en suelos mixtos de grano fino, usualmente se efectúan de 6 a 8 pases.

No se recomienda, sin embargo, el empleo de tambores vibratorios tipo pata de cabra en suelos en pendiente con base de roca o agregados, pues se puede producir la segregación de las partículas.



a) Con cuchilla de nivelado

b) Equipo de doble tambor

(Cortesía de MPA)

Figura 4.6

Tambores vibratorios tipo pata de cabra

Tambores vibratorios tipo pata de elefante

Los rodillos tipo pata de elefante se obtienen al eliminar algunas de las protuberancias en los rodillos tipo pata de cabra, y soldar sobre las restantes, planchas de acero de dimensiones mayores, que aumentan el área de contacto del equipo con el terreno.

Este tipo de rodillos se usa preferentemente para compactar suelos limosos de baja cohesión.

4.4.- LA PRECARGA

Este método consiste en la precompresión del suelo por sobrecarga. Para ello se descarga sobre el terreno a mejorar, un volumen suficiente de tierra, piedras, escombros, etc., colocados en capas sucesivas de 1 a 2 m de espesor, o se apilan sacos rellenos de materiales de peso considerable o bloques de concreto.

Otra solución consiste en colocar grandes depósitos que luego se van llenando gradualmente de agua o aceite. La sobrecarga se mantiene el tiempo necesario para que se produzca el asentamiento deseado, y luego se retira.

La idea de precargar el suelo, como técnica de compactación, tuvo sus orígenes en la Edad Media, desde el siglo XII, cuando se observaron los beneficios de estabilidad y comportamiento de los terrenos, que se obtenían durante la construcción de las catedrales góticas en Europa, luego que las grandes piedras para las gruesas paredes se almacenaban por muchos años, antes de comenzar la obra.

Hoy en día la precarga es un método comúnmente usado en todo el mundo, especialmente adecuado para suelos débiles como los limos, las arcillas y los suelos de relleno. Mediante la precarga se puede transformar un suelo con baja capacidad portante en un estrato consolidado, aumentando su resistencia y disminuyendo la magnitud de los asentamientos futuros, y la permeabilidad.

El método es económico y de fácil aplicación cuando se tienen a mano los materiales para precargar, tales como piedra triturada, mineral de hierro, arena, etc., si bien en los suelos cohesivos el efecto puede ser lento debido a que el drenaje toma un tiempo considerable, por lo cual se aconseja complementarlo con drenes verticales.

Existe el peligro, sin embargo, de que el peso aplicado sobre una determinada área supere el admisible del suelo y se produzca la fractura interna de la masa, con la consecuente licuefacción del suelo. Ver Sección 2.8. Este efecto puede agudizarse en zonas sísmicas con suelos granulares por lo cual en estos casos es preferible no utilizar el método de la precompresión por sobrecarga.

En los suelos cohesivos, sin embargo, los resultados son mucho más favorables, especialmente cuando en forma simultánea a la sobrecarga, se instala un adecuado drenaje vertical en el subsuelo. El método es económico, no superando el 20% del costo de los restantes procedimientos de mejoramiento de suelos. También se han obtenido muy buenos resultados combinando la precompresión del suelo con pilotes hincados a posteriori en el lugar.

Cuando no se dispone de suficiente material para la sobrecarga, se puede recurrir al método de precargar con una película plástica sellada en todo su perímetro, debajo de la cual se hace el vacío con una bomba, de modo que sobre la película actúe la presión atmosférica, obteniendo así hasta cargas de 6 t/m², lo que equivale a un volumen de tierra de aproximadamente 3 a 4 m de altura.

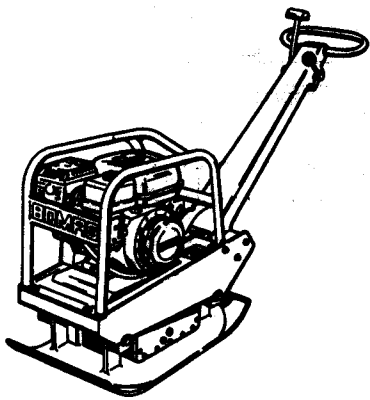
El tiempo necesario de aplicación de la sobrecarga se estima mediante el análisis de la compresibilidad del suelo. Simultáneamente se puede medir la presión alcanzada, utilizando presiómetros, y observando la magnitud de los asentamientos producidos. Generalmente se aconseja que el área cargada exceda la de la construcción en 2 m o más, por lado, en todo el perímetro del edificio.

El resultado que se obtiene de aplicar el método de la precompresión, es el de eliminar en un 100% los asentamientos debidos a la primera consolidación, y una parte de los debidos a la segunda consolidación. Por ello es conveniente que la precarga supere el peso estimado del futuro edificio en un 20 a un 30%, de modo que los asentamientos posteriores al emplazamiento de la construcción, sean despreciables. Luego de finalizado el proceso de aplicación de la precarga, cuando se retira la sobrecarga, se deben realizar pruebas de resistencia a corte para evaluar las mejoras logradas en la capacidad portante del suelo.

4.5.- LA VIBRO-COMPACTACION SUPERFICIAL CON PLANCHAS

Los vibradores superficiales planos consisten en planchas o bandejas metálicas de forma circular o rectangular, sobre las cuales se monta un equipo vibrador con pesos excéntricos girando a velocidades de 1.500 a 2.000 rev/min y produce impulsos vibratorios verticales, de arriba hacia abajo. Ver figura 4.7.

Este es un método muy eficaz de densificar suelos de todo tipo, si bien los mejores resultados se obtienen en los no cohesivos de grano grueso, con menos del 12% de agregados finos.



a) Cortesía de ACO



b) Cortesía de MPA

Figura 4.7 Placas vibratorias reversibles

Las placas vibratorias pueden usarse directamente sobre la superficie del suelo o apoyarse en el fondo de pozos cavados para tal fin. Su efecto es similar al paso de rodillos. En general, estos equipos vibradores superficiales operan con frecuencias próximas a la resonancia de la masa oscilante del suelo y deben ser pasados repetidamente sobre el área a compactar. Cuanto más lento sea el pase, se produce mayor vibración en un determinado punto del suelo y se necesitarán menos pases para lograr la compactación deseada.

Se logran mejores resultados cuando el suelo tiene un porcentaje de humedad próximo o ligeramente superior al óptimo. Los vibradores de placa pueden ser equipos livianos para operar a mano

como muestra la figura 4.7, o bien equipos pesados con múltiples unidades dispuestas sobre una única bandeja automotriz, con un peso mayor a los 100 Kg, capaces de compactar estratos de 30 cm luego de 3 o más pases. En terrenos de gran extensión a compactar, se utilizar equipos aún de mayor capacidad.

4.6.- EL METODO TERRA-PROBE

El Método Terra-Probe permite compactar los suelos utilizando vibradores que se hunden dentro de la masa del suelo, hasta una cierta profundidad, en seco o empleando simultáneamente chorros de agua. Para los métodos en seco existen diversas patentes, tales como la Terra-probe, la Y-Probe, etc. basadas en técnicas similares.

La compactación que se obtiene aplicando el método Terra-Probe es especialmente indicado para suelos arenosos secos o saturados y la profundidad del efecto alcanzado puede llegar a los 20 m, en un lapso más breve que mediante la precarga.

El sistema consiste en un pisón de acero de longitud entre 2 y 3 m y diámetro de 40 cm - que se conecta en su extremo superior a un martinete o martillo vibrador como los utilizados para hincar pilotes. Ver figura 4.8.

Por efecto de la percusión, el pisón va penetrando en el suelo a compactar, vibrando simultáneamente. A medida que penetra, va produciendo la densificación del suelo por vibración. Cuando se ha alcanzado el asentamiento deseado, se retira el equipo y se lo vuelve a hacer penetrar a distancias entre 1,5 y 5 m de la perforación previa, según la clase de terreno y la densificación requerida. Generalmente se traza sobre la superficie del suelo un patrón triangular o rectangular cuyos vértices corresponden a los puntos donde se debe hacer penetrar el pisón vibratorio.

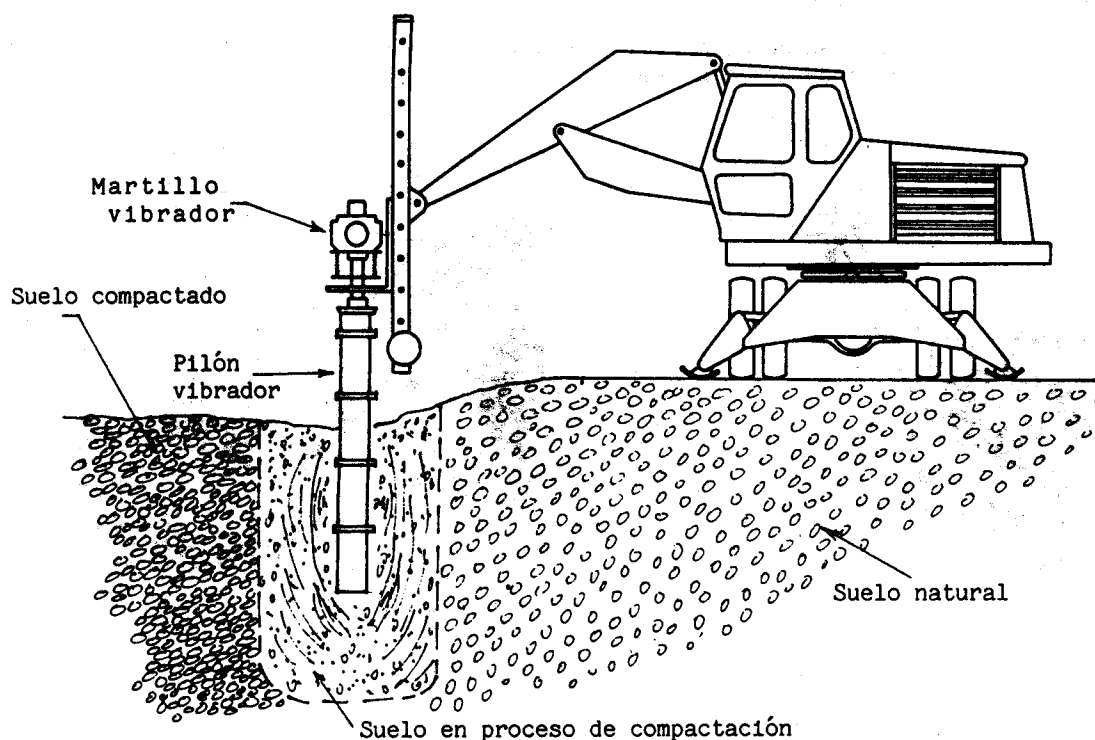


Figura 4. 8

Método Terra-Probe

Cuando el estrato a densificar es de limitado espesor, el equipo usado es del tipo manual, pero cuando se deben alcanzar mayores profundidades en el subsuelo se emplean martinets vibratorios de mayor longitud sostenidos en su posición vertical con grúas, como se muestra en la figura 4.8.

La duración e intensidad de los impulsos vibratorios dependen del equipo usado, y de la calidad del suelo a densificar.

El método Terra-Probe puede ser usado también en obras marítimas, para compactar el suelo de la plataforma en obras costeras. En general, los suelos que han sido compactados mediante el Método Terra-Probe no sufren licuefacción durante los sismos.

4.7.- EL VIBRO-REEMPLAZO

Este método consiste en una vibro compactación en profundidad del suelo, con posterior relleno del hueco con material grueso, el cual se debe finalmente compactar.

Para ello se hace penetrar en el suelo un cilindro vibratorio con su extremo inferior en punta como muestra la figura 4.9, para facilitar la perforación.

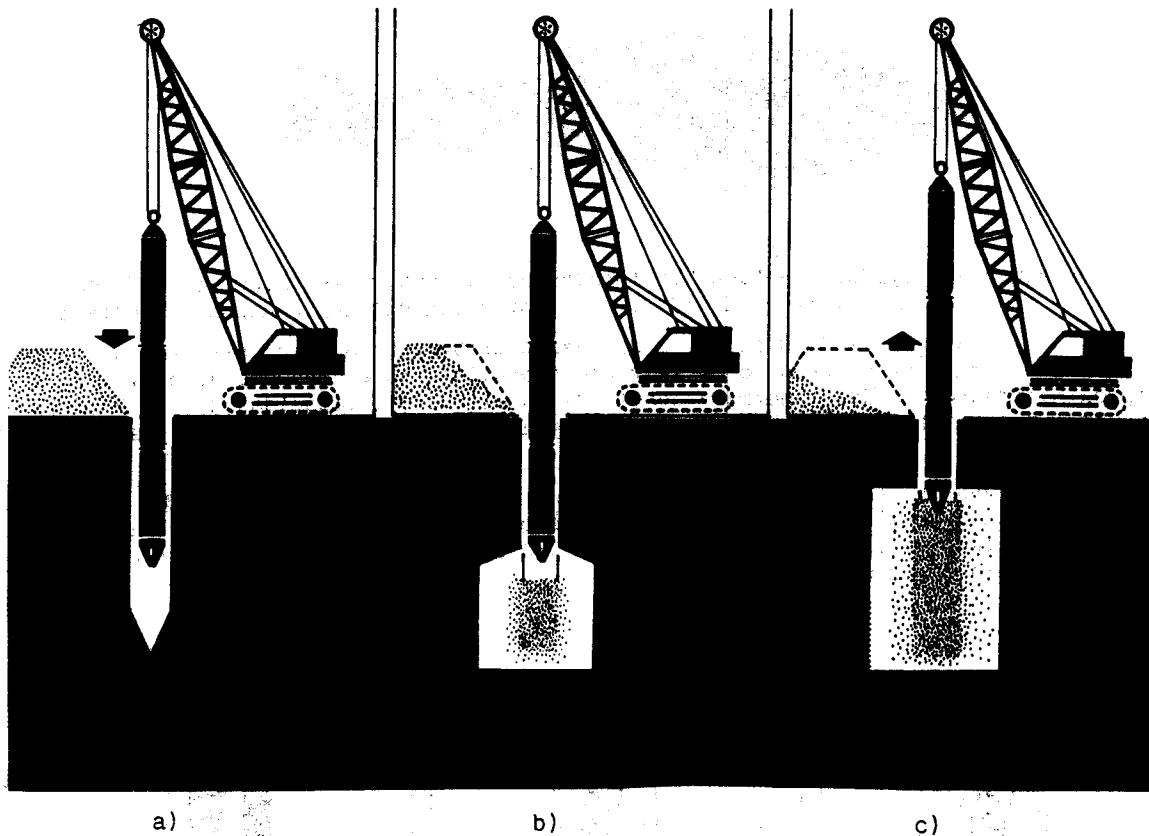


Figura 4.9

Las vibraciones son producidas dentro del cilindro por un peso excéntrico que desarrolla una fuerza centrífuga horizontal de 1.800 a 3.000 rev/min. La longitud básica del vibrador es de unos 5 m y se le pueden agregar sucesivamente tubos roscados cuando se necesita mayor profundidad. Estos tubos se aíslan del vibrador mediante conexiones flexibles.

El equipo completo pesa unas dos toneladas y se suspende la grúa de un tractor de oruga como muestra el esquema a). Las diferentes etapas del proceso se detallan en la figura 4.9, el cual se lleva a cabo en seco.

El vibrador penetra rápidamente en el suelo débil por peso propio y ayudado por las vibraciones, hasta la profundidad deseada (esquema a). Luego se retira (esquema b) y se vacía en el hueco una pequeña cantidad de piedra triturada o grava, la cual se compacta al volver a introducir en el sitio el vibrador, y queda firmemente adherida a las paredes del suelo, formando un bulbo de material resistente.

El proceso se repite hasta rellenar completamente el hueco dejado por el vibrador y finalmente queda formada una columna de piedra (esquema c) que alcanza la superficie del terreno. Para facilitar la operación, algunos equipos tienen orificios en la punta por donde se eyecta aire a presión que evita la succión producida al retirar el equipo y ayuda al mismo tiempo a enfriar el vibrador durante la penetración. Este método es especialmente indicado para compactar suelos blandos como las arenas sueltas y los materiales de relleno. Las columnas de piedra partida sirven asimismo como drenes y disminuyen el peligro potencial de licuefacción.

4.8.- LA VIBRO-FLOTACION

La vibroflotación es un proceso de densificación de suelos especialmente indicado para las arcillas y limos blandos, donde no se pueden aplicar las técnicas de la vibro compactación en seco detalladas previamente.

La vibroflotación data de 1936 cuando en Nürenberg, Alemania, su inventor Ing. Johann - Keller patentó la técnica de hacer penetrar en el suelo un vibrador mecánico como el de la figura 4.10, con tuberías internas y orificios laterales en la punta, por donde se eyectan a presión chorros de agua a medida que el equipo descende. El vibrador se cuelga de una grúa o de un caballete mecánico móvil.

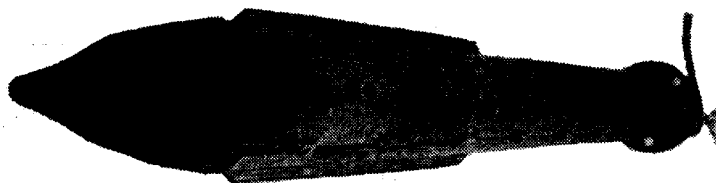


Figura 4.10

Los equipos originales estaban accionados por un motor eléctrico de 30 HP con 1.800 rev/min, desarrollando una fuerza centrífuga de 10 t, pero hoy en día existen equipos más potentes.

El flujo de agua es de unos 300 L/min, el cual afloja la arena saturada en un radio de 1,5 m. La figura 4.11 muestra el proceso de la vibro-flotación. En el esquema a) el vibrador forma un cráter de aproximadamente 1 m de diámetro y descende en el suelo a velocidad de 1 a 2 m/min, por peso propio, ayudado por la vibración y los chorros de agua que salen por el extremo y ablandan el suelo al saturarlo.

A medida que el vibrador va descendiendo, el agua regresa a la superficie, arrastrando el suelo amasado. Cuando se alcanza la profundidad deseada, se cierra la salida del agua en el extremo y se vierte el relleno de piedra partida, arena o grava, a medida que el vibrador se retira lentamente, a unos 0,3 m/min (esquema b).

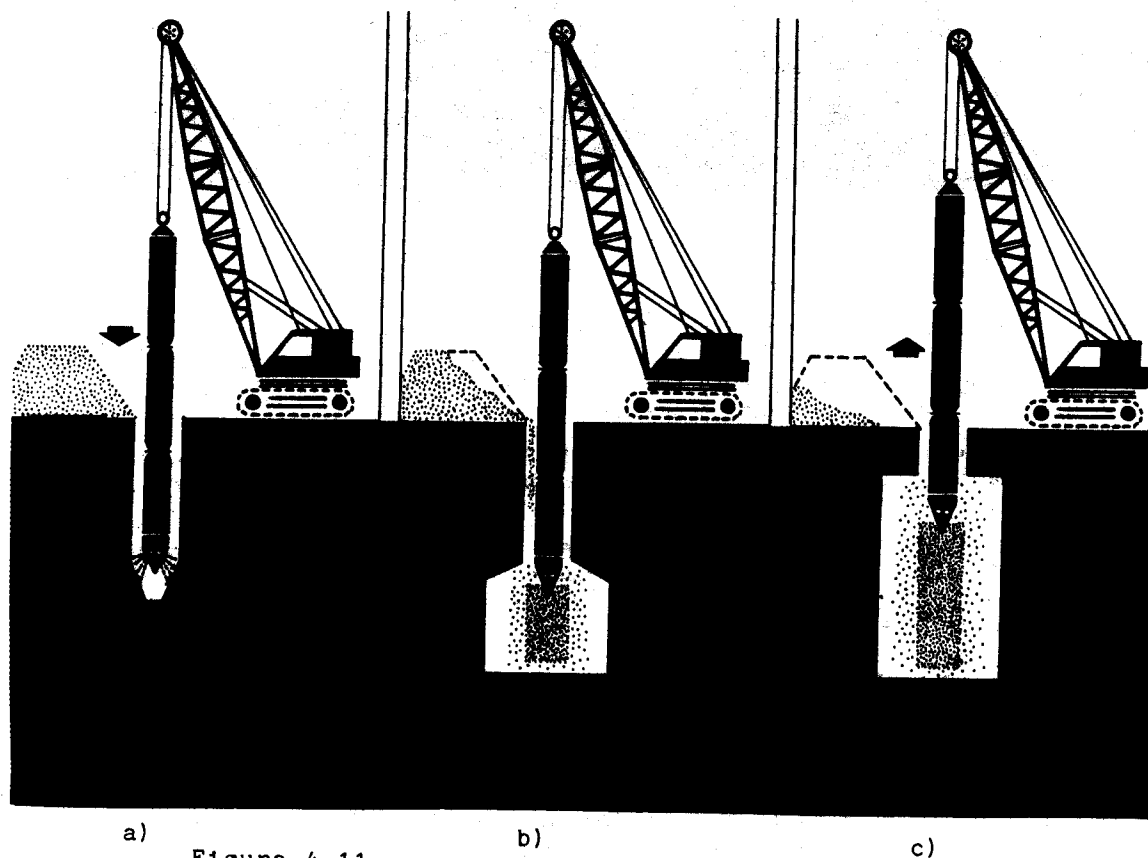


Figura 4.11

En esta etapa se abren los conductos de agua superiores del vibrador, y con ello se arrastra el material de relleno hasta el fondo del hueco. Para compactarlo, se levanta y hunde alternadamente el vibrador en el material de relleno, hasta formar una sólida columna que alcance la superficie del suelo, como indica el esquema c). Esta columna queda fuertemente adherida a las paredes del subsuelo, en especial si es cohesivo, y su diámetro varía entre 1,5 y 2,5 m.

La densidad del material compactado resulta mayor en el centro de la columna que en la periferia. Para compactar un terreno de grandes dimensiones, usualmente se construyen columnas de este tipo cada 2,5 o 3 m cubriendo toda el área y hasta una profundidad de 30 m, aún por debajo del nivel freático.

Se debe advertir, sin embargo, que los métodos de compactación de suelos que emplean vibraciones, suelen afectar los edificios vecinos, ocasionando asentamientos que pueden ser de consideración, con los daños pertinentes que ello acarrea.

4.9.- LOS PILOTES DE COMPACTACION

Los pilotes de compactación son generalmente de arena o de balastro y cumplen las siguientes funciones :

- * Estabilizan el suelo, densificándolo
- * Actúan como drenes verticales acelerando el proceso de consolidación del suelo.

Adicionalmente, se han utilizado en algunas ocasiones pilotes de suelo-cemento para compactar suelos blandos limosos. Los diferentes tipos de pilotes de compactación se analizan a continuación.

Pilotes de arena

Los pilotes de arena sirven para compactar y drenar suelos arenosos sueltos, o mixtos con un contenido menor al 35% de finos, y pueden alcanzar grandes profundidades.

Se construyen hundiendo en el terreno a mejorar, por percusión, un tubo forma con punta removible, hasta la profundidad deseada. Luego se llena el tubo con arena de una determinada granulometría y se va extrayendo lentamente el tubo, abriendo su extremo inferior. La arena rellena el hueco por gravedad, o bien ayudada por chorros de aire comprimido que se aplican a presión en la parte superior cerrada del tubo.

Otra forma de compactar la arena es mediante golpes de maza. El método es similar a la hincada de pilotes de camisa recuperable, pero en este caso, por economía, se utiliza arena en lugar de concreto. Además, la arena es más resistente que el concreto a la acción desintegrante de aguas agresivas, tales como las que contienen apreciables cantidades de anhídrido carbónico.

La densificación del suelo mediante pilotes de arena se logra no sólo por efecto de la presencia del pilote, sino también por los golpes del martinete que produce vibraciones al hundir el tubo forma. Su efecto generalmente alcanza los 3 m alrededor del pilote, y en profundidad, los 5 diámetros debajo de la punta. Con referencia al efecto drenante de este tipo de pilotes, ver la Sección 4.18 de drenes verticales.

Pilotes de balastro

En suelos cohesivos blandos, tales como las arcillas fangosas, los limos arcillosos o con inclusiones de turba, se utiliza la piedra triturada o la grava en lugar de arena, para construir los pilotes de compactación. El método es similar al usado para los pilotes de arena, mediante la hincada de un tubo forma como muestra la figura 4.12, el cual luego se rellena de material de grano grueso o balastro.

El material se compacta con golpes de maza a medida que se va retirando el tubo-forma. El diámetro final de estos pilotes es mucho mayor al del tubo, debido a que la compactación lateral en el suelo blando los deforma radialmente.

Los pilotes de balastro deben apoyar sobre suelo firme, para su mejor comportamiento. Cuanto mayor sea su diámetro y la cercanía entre pilotes, mejor será la densificación lograda del suelo a mejorar, y el drenaje que se produce.

El efecto logrado de compactación del suelo se optimiza si luego de finalizada la construcción de los pilotes de balastro o arena, se precarga el área antes de construir el edificio.

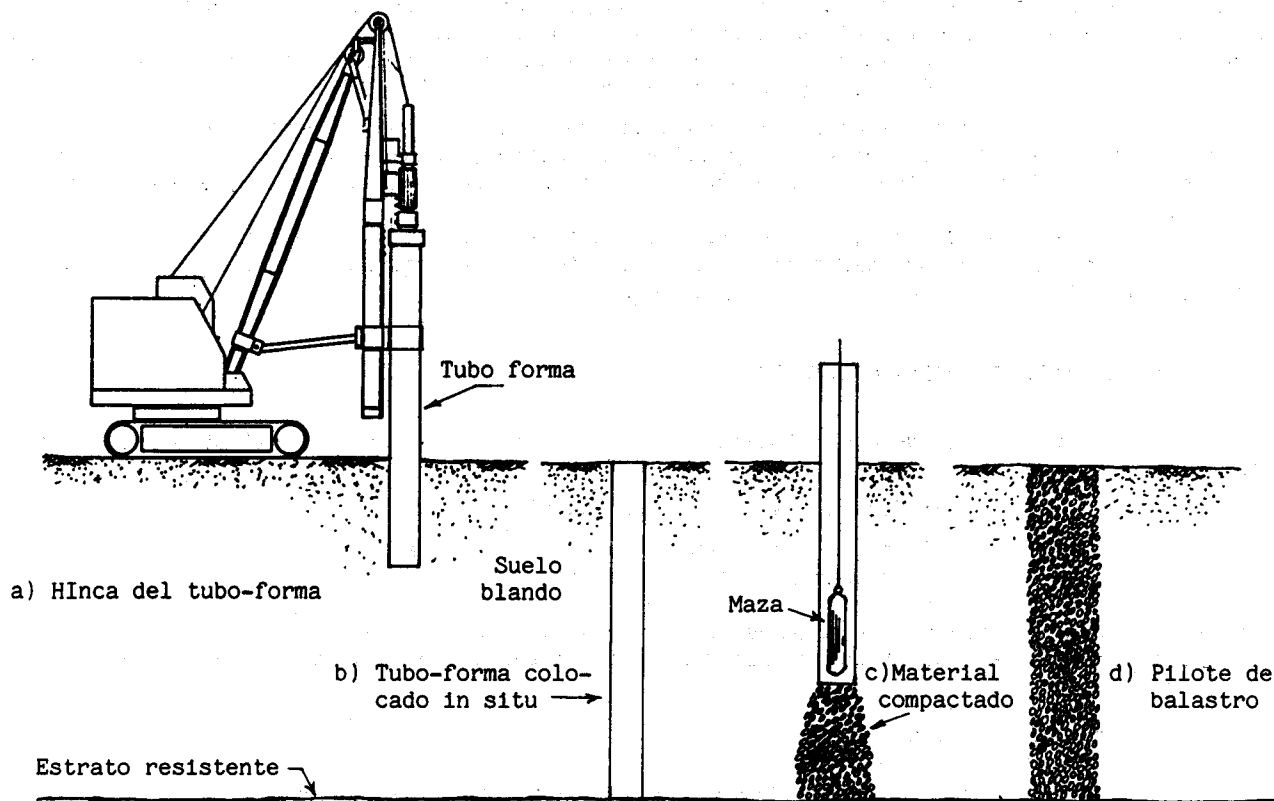


Figura 4.12

Pilotes de balastro.

Pilotes de suelo-cemento

Otro tipo de pilotes de compactación son los de suelo-cemento, que se emplean para densificar suelos blandos de arcillas limosas y arenas sueltas. Para ello se hace penetrar un tubo por rotación en el suelo y cuando ha alcanzado el estrato resistente, se inyecta el suelo-cemento a presión, por unos orificios en la parte inferior del tubo, a medida que éste se va levantando.

El suelo-cemento es una mezcla de suelo no cohesivo, con buena granulometría, con cemento Portland y agua, donde el suelo es el árido. Ver la Sección 4.16.

Se han obtenido muy buenos resultados con este tipo de pilotes, en especial para compactar arenas sueltas. Los pilotes de suelo-cemento alcanzan una resistencia promedio de 50 a 200 Kg/cm².

4.10.- LA CONSOLIDACION DINAMICA

La consolidación dinámica es una técnica que permite, mediante un apisonado pesado, aplicado en forma intensiva sobre la superficie a densificar, una compactación de suelos compresibles en grandes espesores. El inventor de este proceso fue el ingeniero francés Louis Ménard en 1969, por lo cual se lo conoce también por Técnica de Consolidación Ménard.

Este método se utiliza para consolidar suelos de rocas blandas, arenas y limos arcillosos, hasta profundidades que pueden alcanzar los 50 m.

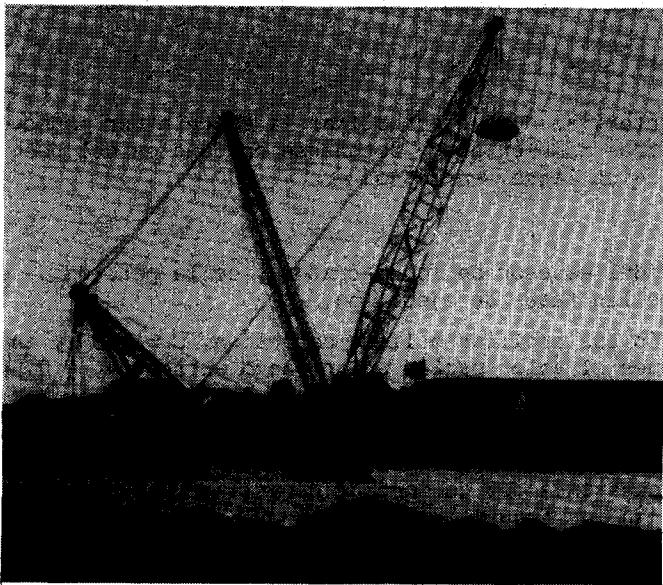
Los suelos densificados por esta técnica incrementan notablemente sus propiedades mecánicas y adquieren suficiente capacidad portante para resistir las cargas de las bases directas de edificios industriales, viviendas unifamiliares, etc, con esfuerzos en el suelo de fundación de hasta 2 o 3 Kg/cm². También este método es muy popular en el tratamiento de suelos para base de pavimentos de aeropistas, apoyo de depósitos de petróleo, centrales atómicas, etc.

El método puede asimismo ser aplicado bajo el agua, en construcciones costeras, puertos, plataformas marinas, espigones, o para la estabilización de terraplenes ganados al mar. El proceso de consolidación dinámica consiste básicamente en lanzar en caída libre, grandes pisonos de acero rellenos de cemento o arena, de forma semiesférica, con peso entre 20 y 40 t (excepcionalmente hasta 200 t) desde alturas de 10 a 40 m, con secuencias de impactos cada dos o tres minutos.

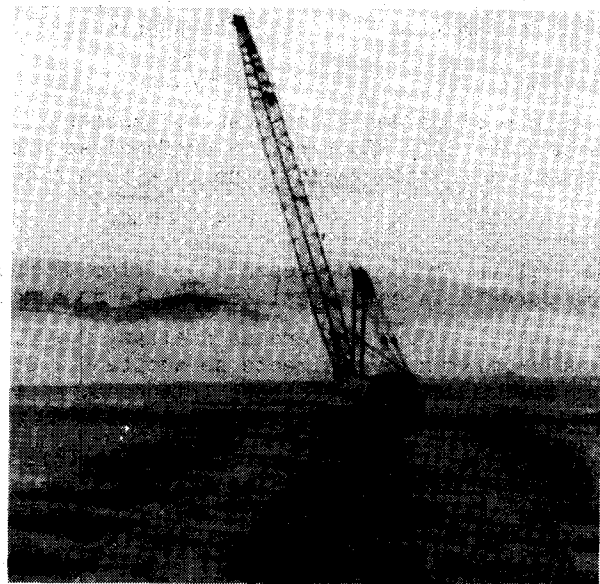
El tamaño y peso de los pisonos a usar, así como la altura de caída libre y el espaciamiento entre puntos a impactar, dependen del tipo de suelo, del espesor del estrato a mejorar y del asentamiento requerido. En general, se emplea una maza de 4 m² de base para consolidar arenas, mientras que para los limos y arcillas se necesita por lo menos un área de 6 m² de base. Ver la figura 4.13.

En cada impacto se originan ondas de choque de gran energía, que originan un fuerte estado tensional en el suelo, con los siguientes efectos simultáneos :

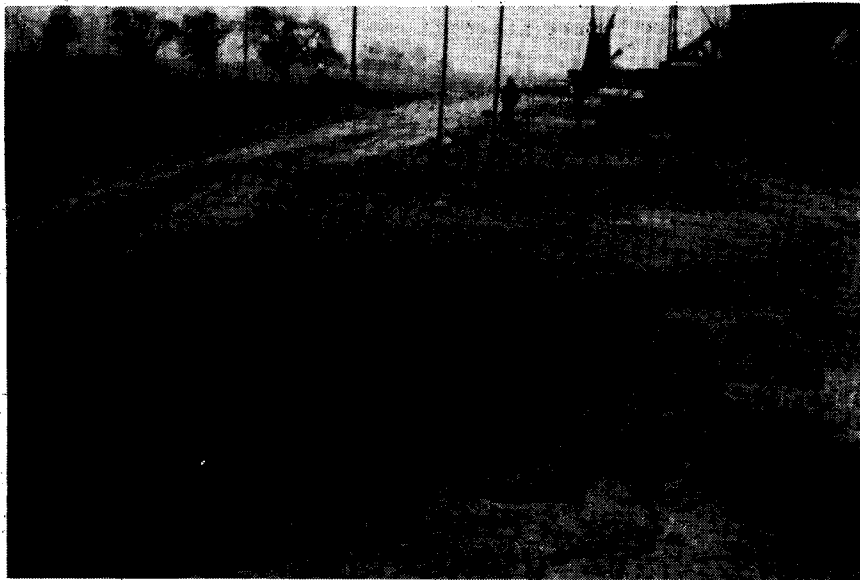
- * Reducción de los vacíos
- * Licuefacción parcial instantánea
- * Formación de canales preferenciales de drenaje
- * Disipación del agua de los poros



a)



b) (Cortesía de Soletanche)



c)

Figura 4.13

Los suelos apropiados para este tratamiento son en general las arenas sueltas, los limos, las arenas arcillosas con porcentajes de humedad superiores al 50% y aún al 100% en suelos aluvionales. Dependiendo del tipo de terreno, la impronta dejada por el impacto puede ser bien franca, sin abultamiento o levantamiento de los bordes, como en el caso de las arenas sueltas con buen drenaje (ver figura 4.13 c), o presentar un bulbo perimetral como es usual en las arcillas limosas saturadas. La profundidad de la impronta puede llegar a 0,8 m en las arenas y 0,5 m en las arcillas, en la primera operación de caída del pisón. En el segundo pase, estos valores se reducen en un 50%.

La operación se realiza según una sucesión de impactos, dejando luego un período de reposo de 2 a 4 semanas, para repetir el proceso, según el tipo de suelos. Los golpes se localizan en los vértices de una cuadrícula trazada de antemano sobre el área a compactar. El primer pase consiste en una sucesión de impactos fuertes, en número de dos a ocho. El intervalo de cada operación debe ser inversamente proporcional a la permeabilidad del suelo y varía según la granulometría y el contenido de humedad. Por ello se debe prever la secuencia de trabajo de la maquinaria, para no tenerla inactiva, lo cual encarecería mucho el proceso. En general, el área mínima del terreno a consolidar dinámicamente es de 5.000 m².

La figura 4.13 a) muestra el equipo necesario para llevar a cabo este tipo de consolidación, y el esquema b) indica los cráteres resultantes luego de finalizado el proceso. La profundidad H en metros del suelo afectado por esta consolidación resulta proporcional a la raíz cuadrada de la energía transmitida E (en tm²) en cada impacto :

$$H = \sqrt{E} \quad (4.1)$$

de modo que si se desea duplicar el espesor a compactar, se debe cuadruplicar la energía por impacto. E varía entre 50 y 800 t/m². La profundidad H en metros también puede obtenerse en función del peso de la maza m (en toneladas) y de la altura h de la caída libre, en metros :

$$H = C\sqrt{m h} \quad (4.2)$$

donde C es un factor que depende del tipo de suelo, del espesor de los estratos y de la pérdida de energía durante la caída, así como de la secuencia de las fases de ejecución.

Para las arenas sueltas, C = 0,85. En las arcillas o limos saturados, C = 0,35 y en los suelos mixtos generalmente se adopta C = 0,5, pues el valor oscila en un rango entre 0,44 y 0,54. En los suelos de grava y piedra triturada, el valor de C disminuye, pues parte de la energía de compactación se consume en partir las partículas de mayor tamaño.

Simultáneamente a la aplicación del método de la consolidación dinámica, se debe realizar el análisis presiométrico del suelo luego de cada impacto, de modo de garantizar el comportamiento del suelo bajo las cargas futuras que impondrán las fundaciones.

Ensayo presiométrico

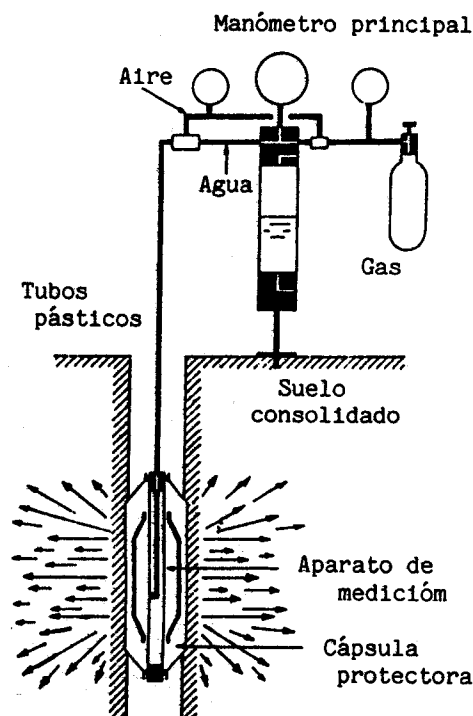
En todos los suelos dinámicamente consolidados, debe realizarse el ensayo presiométrico. Para ello se usa el presiómetro de Ménard mostrado esquemáticamente en la figura 4.14.

Este aparato consiste en una membrana dilatante que se expande con agua bajo la presión de un gas. La presión se va incrementando hasta que el suelo cede. El presiómetro se ubica en huecos cavados especialmente para realizar la medición, y de los valores obtenidos se deduce la presión límite y el módulo de deformación del suelo.

La prueba se realiza a intervalos de 1 m de altura en el estrato, pudiendo detectar in situ la variación de las características del terreno luego de cada impacto del pisón.

También se usan piezómetros para conocer la presión del agua en los poros del suelo.

Figura 4.14



4.11.- LOS EXPLOSIVOS

El uso de explosivos para compactar suelos es un método relativamente reciente, si bien los explosivos han sido empleados durante muchos años con diversos fines en ingeniería civil.

Los suelos recomendados para la aplicación de este método son las arenas y los suelos granulares en general, para los cuales la densificación se obtiene haciendo estallar cartuchos de dinamita de 2 a 5 Kg, ubicados en huecos excavados a tal fin, en el suelo. Generalmente se hacen detonar varios cartuchos sucesivamente, con intervalos breves entre cada explosión, para minimizar la superposición de los efectos vibratorios que producen. Los cartuchos se colocan simétricamente, en los vértices de una malla cuadrada de unos 5 m de lado.

Con ello se logra producir fuertes presiones instantáneas en puntos discretos del terreno. Entre las ventajas que ofrece este método está el bajo costo de la operación, y la rapidez de la ejecución, ya que sólo se necesitan pequeños equipos transportables de fácil manejo. Por otra parte, la profundidad alcanzada en la densificación se selecciona a voluntad, dependiendo del lugar donde se ubiquen los cartuchos.

El método ha sido usado con éxito en la construcción de presas, donde se ha podido compactar 500.000 m³ de arena limosa con 12.000 cargas de dinamita. Los explosivos se han usado asimismo con éxito en el fondo del mar, para construcciones marinas.

Los suelos compactados mediante explosivos han demostrado un buen comportamiento durante los sismos, pues en ellos ha disminuido el peligro de la licuefacción potencial. En general, los resultados obtenidos son similares a los de la vibroflotación, si bien en relación al precio, los costos por uso de explosivos resultan de 1/3 a 1/2 más económicos que los correspondientes a la vibroflotación.

El asentamiento producido por las detonaciones se logra prácticamente en forma inmediata al realizar la operación y se completa sólo unas pocas horas después, en los estratos subyacentes, si bien en el caso de suelos arenosos muy profundos, el efecto puede tardar una o dos semanas.

El material empleado para los explosivos es generalmente un derivado del TNT, con gelatinas detonantes. Obviamente el método se mejora si se lo complementa con drenajes verticales o sobrecargas posteriores. Entre los inconvenientes que se pueden mencionar de este método es que la compactación no se produce en forma homogénea en todo el suelo, sino en puntos discretos del mismo. Sin embargo, localmente, el efecto puede ser muy eficaz, teniendo la precaución de aplicarlo a suficiente distancia de los edificios circundantes, para no afectar su seguridad y estabilidad.

4.12.- EL REEMPLAZO DEL SUELO

En el caso en que un suelo presente estratos débiles superficiales de limitado espesor, y los estratos subyacentes sean resistentes, ésta es la solución ideal. El método del reemplazo del suelo consiste en excavar en el terreno, desechando el estrato de baja capacidad portante, para luego sustituirlo por otro granular, compactándolo finalmente, según las técnicas detalladas precedentemente.

También se emplea esta solución cuando en zonas de muy baja temperatura, se reemplaza un suelo muy permeable y fácilmente congelable, por otro de arena gruesa o grava bien drenadas, con reducida capilaridad, más resistentes a las variaciones de volumen por sucesivos congelamientos y deshielos.

Luego de efectuar el reemplazo del suelo por una capa más resistente, es conveniente compactarla, aplicándole para ello el método de la precarga, y luego del tiempo previsto, retirar la sobrecarga.

Sin embargo, cuando el estrato débil es profundo, el reemplazo del suelo se vuelve impracticable, y se deben buscar soluciones alternas, tales como recurrir a fundaciones flotantes o semiflotantes, como se analiza en la Sección 10.2.

Las fundaciones flotantes consisten en excavar y remover del terreno un volumen de tierra cuyo peso igual al del edificio que se construirá, sobre la misma área, y apoyado sobre una placa uniformemente cargada. Se logra así reducir el peso propio del suelo en un determinado nivel, sustituyéndolo por el de la superestructura. La placa de fundación en este caso, debe ser suficientemente rígida y se la conoce por placa flotante, debido a que el estado tensional en el suelo permanece invariable en comparación con que existía antes de la excavación. Ver figura 10.2.

Cuando el peso del edificio compensa parcialmente el del volumen de tierra excavada, la placa de fundación se denomina semiflotante.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que si las placas de fundación son flexibles y las cargas que transmite la superestructura son concentradas, las fundaciones no pueden considerarse flotantes.

4.13.- LAS INYECCIONES DE LECHADAS

Otra forma de estabilizar los suelos es aplicarles inyecciones de lechadas, introduciendo a presión en los poros del subsuelo, a la profundidad deseada, partículas en suspensión acuosa que luego precipitan y se solidifican. Estas partículas actúan como agentes estabilizadores que mejoran la calidad de los suelos, compactándolos e impermeabilizándolos a un costo moderado.

Los suelos así tratados acusan un incremento de su módulo de elasticidad y una reducción de su compresibilidad. También se logra disminuir el peligro potencial de la licuefacción bajo impactos o cargas sísmicas, y limitar el proceso de expansión y retracción de los suelos expansivos. Este método ofrece la ventaja que no se necesita excavar, apisonar ni rolar el suelo para densificarlo, si bien para lograr una adecuada inyección se deben conocer muy bien las características y composición del suelo, así como el tamaño de los granos y de los poros.

Las primeras aplicaciones de esta técnica fueron realizadas con equipos rudimentarios de bombeo por el Ing. de Ponts et Chaussées C. Bérigni para reparar las esclusas de Dieppe en 1802, oportunidad en la cual se inyectó una lechada de arcilla.

En la actualidad, las inyecciones de lechadas se realizan con equipos de alta tecnología, de modo de ajustarse a las necesidades de cada tipo diferente de suelo. En general, las lechadas que se usan corrientemente, consisten en una mezcla de :

- * Cemento y agua
- * Cemento, cenizas y agua
- * Cemento, arena fina y agua
- * Cemento, arcilla y agua
- * Cemento, cal y agua
- * Arcilla estabilizada y agua
- * Productos bituminosos y plásticos

Existen además otros agentes estabilizadores que se inyectan en los suelos, a base de productos químicos petrificantes o gelificantes, que serán tratados en la Sección 4.14, referente a la estabilización química de suelos. Las lechadas deben cumplir los siguientes requisitos :

- a) Ser suficientemente fluidas para ser bombeadas
- b) El tamaño de las partículas en suspensión no debe ser mayor a $\frac{1}{3}$ del de los poros más pequeños a rellenar, para permitir su fácil penetración
- c) La velocidad de fragüe debe ser compatible con el equipo de bombeo a utilizar

Las lechadas a base de cemento sirven para ser inyectadas en suelos permeables de grava o arena gruesa con escaso contenido de arcilla, donde los poros son grandes y permiten la fácil penetración de las partículas de cemento, que tienen un tamaño considerable.

También se usan lechadas a base de cemento para rellenar huecos y fisuras en rocas. Si las cavidades son muy grandes, como en el caso de túneles de antiguas minas, se prefiere inyectar asfalto caliente, el cual se solidifica al contacto con el agua e impide el paso de la humedad. En general, el empleo de suspensiones de cemento puro y agua no es muy usual, pues al endurecer resulta un estabilizador muy rígido. Se utiliza en su lugar mezclar el cemento con cenizas o arena fina para darle más cuerpo a la inyección.

Cuando se desea crear una barrera impermeable en un suelo no cohesivo, por ejemplo para impedir que el nivel freático inunde una excavación, se usan inyecciones de lechadas de limos o arcillas estabilizadas y agua. Se usan preferentemente las bentoníticas que forman geles en estado de reposo. Pero si es necesario consolidar un suelo e impermeabilizarlo simultáneamente, se bombea una suspensión de cemento, arcilla y agua. La dosificación de la lechada depende del coeficiente de permeabilidad del suelo. La proporción de cemento y agua varía entre 1:1 y 1:10, siendo usual la relación 1:6 en suelos no cohesivos de grano grueso.

La velocidad de penetración de la suspensión acuosa inyectada depende de la viscosidad de la lechada y del tamaño de los poros del suelo. En terrenos rocosos fisurados, por ejemplo, la velocidad de circulación es muy rápida, por lo cual la viscosidad de la inyección debe ser lo más elevada posible, para que la lechada no deslice hacia otras áreas o sea lavada por el agua subterránea.

La rapidez del fragüe también regula la penetración. Si el fragüe es rápido, la aplicación de inyecciones se debe limitar a los suelos de poros grandes, mientras que los suelos con elevados porcentajes de arcillas necesitan inyecciones de fragüe lento para dar tiempo a que la suspensión penetre primero en los poros pequeños antes de solidificarse en los poros grandes.

En el caso de arenas finas y arcillas, no es recomendable el uso de inyecciones viscosas, por su baja permeabilidad. Estos suelos oponen gran resistencia a ser penetrados y la presión ejercida por el bombeo impulsa la lechada entre las vetas débiles, separándolas unas de otras. Esta característica, sin embargo, ha sido utilizada exitosamente para estabilizar suelos arcillosos expansivos mediante inyecciones de cemento y cal en suspensiones acuosas.

Al bombear esta lechada, el suelo se separa en capas y el material estabilizador forma entre ellas una estructura lenticular que impide el paso del agua. El proceso se repite a distancias verticales de 30 o 40 cm y hasta la profundidad deseada, cubriendo todo el terreno con perforaciones cada 2 o 3 m.

Se logra de esta manera reducir y hasta anular el efecto de retracción y expansión de los suelos expansivos. Al ser inyectada, la cal produce una reacción cementicia puzolánica con la arcilla, que reduce su plasticidad, al tiempo que el concreto aporta sus propiedades endurecedoras, de modo que las arcillas expansivas así tratadas incrementan su capacidad resistente y estabilizan su volumen.

Se debe advertir, sin embargo, que un alto contenido de sulfatos en la arcilla puede alterar, luego de algunos años, el efecto logrado.

Otro método muy usado en la estabilización de suelos arcillosos poco densos, o de rellenos compresibles, es el de las inyecciones de compactación, que consisten en morteros densos formados por cemento y arcilla, con bajo contenido de agua. Esta solución ha dado resultados exitosos en la estabilización de suelos que han sufrido asentamientos bajo construcciones existentes. En estos casos, el mortero se bombea por debajo de las fundaciones y placas de base apoyadas directamente sobre el terreno que ha cedido, hasta lograr que éste se nivele. Pero si se inyecta en áreas no cargadas, existe el peligro que se levante el suelo por subpresión.

Para estabilizar suelos de arenas finas y arcillas en general, los mejores resultados se han obtenido con inyecciones de bitúmenes asfálticos, formando emulsiones con dispersión de asfalto en el agua, a la que se ha agregado un reactivo estabilizador y su viscosidad es muy baja. También se pueden utilizar emulsiones acuosas con concentraciones al 70% de látex natural y fluidez cercana a la del agua.

Métodos para inyectar

El equipo para inyectar las lechadas consiste en un conjunto de mezcladoras, perforadoras, bombas, tubos y mangueras para distribuir la suspensión. Las mezcladoras son cubas en las que giran paletas y se utilizan para las lechadas de fragüe lento, que se eyectan con una sola manguera. Si el fragüe es rápido, se deben usar dos bombas con sendas mangueras por donde circulan separadamente el agua y los sólidos y forman la lechada en el interior del tubo, en el momento de inyectar. Ver figura 4.15. Los tubos pueden presentar perforaciones cada cierta distancia, o ser tubos lisos con boquilla perforada en el extremo inferior únicamente, por donde sale la lechada.

En los suelos blandos, el tubo distribuidor se hince directamente hasta la profundidad deseada, dotándolo de una punta cónica resistente que luego queda perdida en el suelo. Si el suelo es duro o rocoso se perfora un hueco de diámetro algo mayor al tubo y luego se hace deslizar éste en su interior. Para perforaciones de limitada profundidad, se usan perforadoras de aire comprimido y si son profundas, se emplean sondas rotativas.

Cuando el suelo es duro o de buena cohesión, no se necesita entubar el hueco antes de hacer descender el tubo. El espacio entre el tubo y las paredes del hueco se sella por arriba del nivel donde se va a inyectar, con una empaquetadura expansiva que obtura el hueco e impide que la lechada regrese a la superficie. La presión de la lechada se mide con un manómetro conectado a la bomba, que determina la resistencia que encuentra la suspensión a la penetración en el suelo.

La figura 4.15 muestra la ejecución de estas inyecciones y el resultado obtenido en suelos no cohesivos de grano grueso, fino y con vetas de arcilla.

Para comenzar el proceso de inyecciones, se traza sobre el terreno a estabilizar una cuadrícula de 6 a 12 m de lado, en cuyos vértices se realizan las perforaciones, ubicando el tubo inyector a profundidades variables entre 3 y 15 m. A continuación se procede a bombear con suficiente presión para que la lechada penetre en los poros, pero teniendo la precaución de que la presión no sea excesiva, pues el suelo puede levantarse. Cuando se ha finalizado el proceso en todos los huecos o pozos iniciales, se continúa la perforación en puntos equidistantes de los primeros, para verificar si hasta allí llegó la lechada. En caso negativo, se procede a inyectar también en esos puntos intermedios, en una operación análoga a la anterior, hasta cubrir toda el área a estabilizar. Si se desea impermeabilizar un suelo, se inyecta la lechada impermeabilizante en puntos alineados paralelamente, con espaciamento de huecos cada 3 o 5 m.

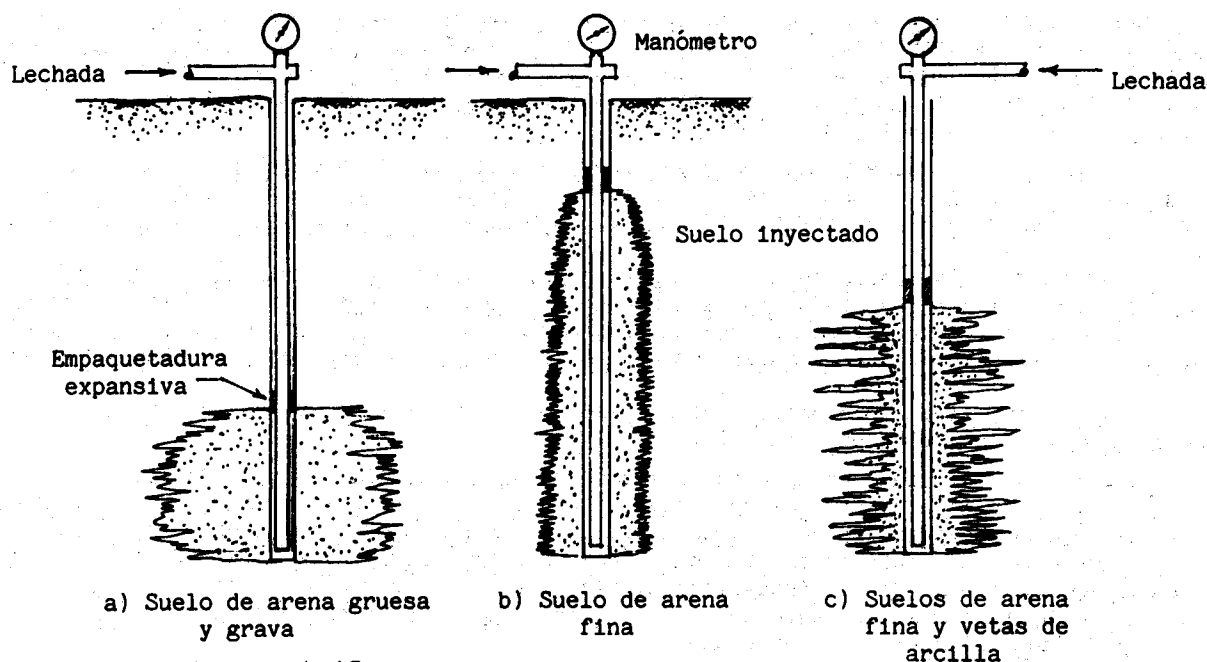


Figura 4.15

4.14.- LA ESTABILIZACION QUIMICA

La estabilización química de suelos se define como la compactación o impermeabilización de los mismos por la reacción o precipitación de dos o más sustancias químicas puras, que entran en contacto en la masa del suelo.

A diferencia de las inyecciones de lechadas con partículas en suspensión de cemento, arena o arcilla, la estabilización química se lleva a cabo sin sólidos en suspensión. Las sustancias químicas inyectadas, al entrar en contacto entre sí se solidifican mediante una catálisis química controlada que da por resultado los precipitados o geles, los cuales actúan como ligantes entre los granos del suelo. Estos geles pueden ser duros o flexibles, con textura gomosa parecida a la gelatina según el tipo de sustancia utilizada.

Entre los geles duros se pueden citar los que resultan de la reacción de los silicatos de sodio u otros silicatos solubles activados con ácidos o sales metálicas, como acetato de etilo o cloruro de calcio, formando geles de sílice que con la eliminación del agua se transforman en sílice sólida. Con ellos se puede formar una película dura e impermeable, la cual se puede rolar y estirar mientras está en estado de gel blando, antes que petrifique. Además, la reacción se puede retardar utilizando reactivos orgánicos que regulan el tiempo de gelatización.

Otros geles duros, sin embargo, solidifican de inmediato, como los precipitados de silicatos de calcio, y no permiten ninguna manipulación. Se los usa generalmente para impermeabilizaciones locales o para obturar cavidades. Los geles duros cumplen la función de estabilizar los suelos otorgándoles mejor capacidad portante e impermeabilizándolos. Los silicatos solubles han tenido extensa aplicación en la estabilización de arenas sueltas y rocas con fisuras.

Para obtener geles flexibles o plásticos se pueden usar resinas sintéticas, con base de acrilamida, caucho, urea, cromo lignina, los copolímeros de acetatos polivinílicos o la analina, que es un derivado líquido del alquitrán de hulla. Como reactivos se usan disolventes volátiles como el formol o la formamida.

Las resinas sintéticas pueden obtenerse también por procesamiento del maíz o residuos de la fabricación del papel. Son generalmente viscosas y endurecen lentamente por polimerización hasta formar un sólido elástico, que es el gel flexible resultante. Estos geles plásticos sirven para impermeabilizar los suelos no cohesivos, mejorar la resistencia a la erosión e impedir la pérdida de humedad de los suelos por evaporación.

La facilidad de penetración de las sustancias químicas en los suelos dependen de su viscosidad, la cual puede regularse y obtener viscosidades muy bajas, para la consolidación de suelos cohesivos, de muy poca permeabilidad. Aunque la estabilización química es uno de los métodos más cos-

tosos de mejoramiento de suelos en áreas extensas, puede resultar económico en terrenos de superficie reducida. Entre las ventajas que presenta es su fácil manipulación, la posibilidad de regular el tiempo de gelatinización de las sustancias inyectadas y el empleo de sólo limitadas cantidades de sustancias químicas para obtener los resultados deseados. Entre las desventajas, se debe mencionar la pérdida de funcionalidad en condiciones de congelamiento o cuando deben soportar temperaturas elevadas, y su inflamabilidad.

4.15.- LA ESTABILIZACION ELECTROQUIMICA

La estabilización electroquímica de los suelos consiste en producir una reacción en las partículas del suelo que origine, de manera permanente, el desprendimiento del agua pelicular de los finos. De esta manera, el agua pelicular se transforma en agua libre que puede drenar o evaporarse, y las partículas sólidas, debido a este efecto, sedimentan y se reorientan, atrayéndose entre sí, por lo cual se produce una alta cohesión entre ellas.

Según se analiza en la Sección 2.1, en los suelos existen aguas drenables, como el agua libre gravitacional, y no drenables como el agua capilar o el agua pelicular. Esta última, siempre presente en los suelos, se halla adherida electroquímicamente a cada partícula de arcilla por los enlaces de los aniones de las partículas con los cationes H^+ del agua ionizada $H^+ (OH)^-$.

El agua pelicular o adherida no puede ser extraída mecánicamente ya que la fuerza de enlace electroquímico suele sobrepasar los 10.000 Kg/m², y por ello se la considera formando parte de la fase sólida de la masa del suelo.

Las arcillas, debido a su composición mineralógica, tienen exceso de aniones, por lo cual atraen los cationes del agua, haciendo que ésta se adhiera a ellas, formando el agua pelicular. Existen ácidos, como el aceite sulfonado, derivado de la fracción naftaleno del petróleo, que son solubles en agua y por su composición química presentan un alto potencial de intercambio iónico, capaces de producir un vigoroso intercambio entre las cargas eléctricas de las partículas sólidas del suelo y el agua ionizada. De esta manera, al originarse choques iónicos, se libera la energía necesaria para que el agua adherida a las partículas se desprenda, convirtiéndose en agua libre, la cual puede ser drenada o se evapora.

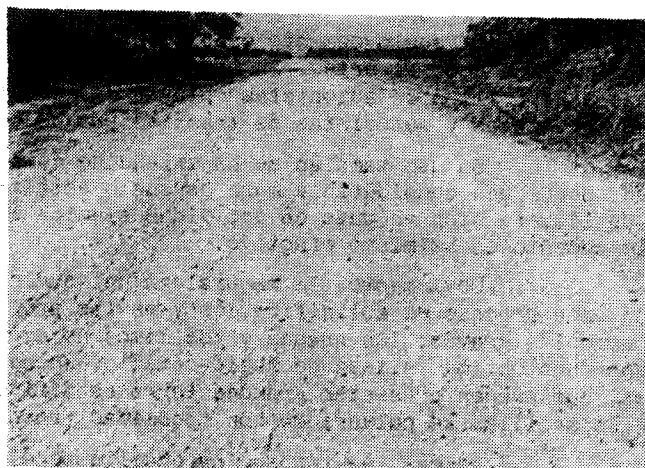
El suelo así se densifica al reducirse su estructura poroso-capilar, y aumenta su resistencia y por consiguiente su capacidad portante. El tratamiento por estabilización química se usa exitosamente para la construcción y mejoramiento de carreteras y vías agrícolas en particular, y constituye un método económico y efectivo de estabilizar y recuperar pavimentos de vías urbanas, autopistas y aeropuertos.

Además, el aceite sulfonado destruye los materiales orgánicos en descomposición presentes en el suelo, tal como los restos de capa vegetal. La figura 4.16 muestra en el esquema a) el estado inicial de una vía agrícola y el b) el resultado después de 20 meses de tratamiento con inyecciones de aceite sulfonado y posterior proceso de compactación con rodillos vibratorios.

(Cortesía Ing. Ricardo Escobar)



a) Estado inicial de la vía rural



b) Aspecto luego del tratamiento con inyecciones de aceite sulfonado diluido en agua

Figura 4.16

4.16.- LA MEZCLA CON ADITIVOS

Una forma económica y práctica de estabilizar un suelo, es agregarle aditivos que mejoran sus propiedades resistentes, lo impermeabilizan y regulan su contenido de humedad o su evaporación. Existen para ello diferentes procedimientos, entre los cuales se mencionan los que utilizan :

- * Aditivos humectantes
- * Aditivos impermeabilizantes
- * Suelo-cemento
- * Suelo con cal

Aditivos humectantes

Los suelos de arena o limos excesivamente secos son disgregables y poco estables, y las arcillas con contenidos de humedad por debajo del límite de retracción, se resquebrajan y agrietan fácilmente. En estos casos, los suelos se estabilizan agregándoles aditivos que les confieran y retengan la humedad mínima necesaria para que no sean lavados por las primeras lluvias, luego de una prolongada sequía. La sal común constituye un buen aditivo de bajo costo, que se amasa con el suelo a razón de 10 a 15 Kg/m³ y retiene la humedad, absorbiéndola del aire, especialmente en las zonas cálidas y húmedas.

Otra sustancia que evita la pérdida de humedad de los suelos por evaporación es del tipo de los geles plásticos mencionados en la Sección 4.14 en relación a la estabilización química de los suelos.

Aditivos impermeabilizantes

El problema de la permeabilidad de los suelos ha sido tratada previamente en la Sección 2.3. Cuando la permeabilidad es reducida, y el contenido de humedad elevado, una forma de controlarla es mediante el empleo de aditivos que mantengan el agua fuera del contacto de las partículas del suelo.

Para ello se emplean con éxito materiales bituminosos tales como el asfalto rebajado, que se mezcla con el suelo en un porcentaje variable entre el 5% y el 10%, dependiendo del contenido de granos finos. Se logra así impermeabilizar los suelos cohesivos, en especial los de baja plasticidad.

Otra forma de impermeabilizar suelos es aplicando sustancias químicas adecuadas, como los polifosfatos de sodio, que forman geles duros o blandos, aumentando la densidad del suelo y reduciendo la permeabilidad. Ver Secciones 4.14 y 4.15.

En suelos de zonas con temperaturas muy bajas, los aditivos químicos además impiden el levantamiento del suelo por congelamiento, al alterar la atracción de los gránulos por el agua.

El suelo-cemento

El suelo-cemento es una mezcla bien consolidada de suelo, cemento Portland y agua, donde el suelo actúa como el árido. Su uso más frecuente se reserva a pavimentos en vías rurales, en banquetas u hombrillos de autopistas y playas de estacionamiento, o como base de la cubierta de rodamiento en carreteras y autopistas de tránsito pesado o aeropistas.

Su uso también se ha extendido como suelo de fundación de construcciones de gran magnitud, donde una considerable masa de suelo está involucrada, y ofrece la ventaja que reduce el peligro de licuefacción en caso de actividad sísmica local. También bajo el nivel freático, el empleo del suelo-cemento es asimismo efectivo.

Obviamente, la naturaleza del suelo ejerce una decisiva influencia en la calidad y costo de este proceso de solidificación y en las propiedades finales resultantes. Los suelos no cohesivos como las gravas, las arenas y los limos no excesivamente densos, resultan los mejores áridos para obtener una óptima calidad de suelo-cemento. No así las arcillas o las arenas con alto porcentaje de finos, que pueden presentar grandes terrones difíciles de mezclar con el cemento. Sólo en el caso en que las arcillas se pulvericen con facilidad, resultan aptas para su uso en suelo-cemento.

Además, en los suelos arcillosos el factor humedad resulta decisivo, ya que si se excede el óptimo, las arcillas no se mezclan bien con el cemento.

La cantidad de cemento requerido también depende del tipo de suelo, y debe ser determinada por los pertinentes ensayos de laboratorio. Los suelos no cohesivos de buena granulometría

requieren menor cantidad de cemento Portland : sólo basta un 6 a un 10% de cemento en peso, mientras - que los arcillosos necesitan de un 10 a un 14% en peso.

Al entrar en contacto con el agua del amasado, el cemento se hidrata, fragua y endurece, pero el proceso de hidratación del suelo-cemento continúa por un largo período que puede durar - hasta 15 o 20 años , mientras se incrementa también su resistencia.

Esto lo demuestran los ensayos de muestras de suelo-cemento tomadas luego de algunos años de servicio, las cuales evidencian resistencias superiores a las iniciales. Ello significa que el suelo-cemento tiene una reserva de energía potencial para poder soportar las cargas de una circulación continua de automotores. Además, no se ablanda cuando se lo expone a condiciones extremas de humectación, desecación, heladas o deshielos.

Luego de compactado, el suelo-cemento debe alcanzar una resistencia mínima a compresión sin confinar de 15 Kg/cm² en suelos arcillosos, y de unos 50 Kg/cm² en arenas. Se aconseja realizar un buen curado en condiciones húmedas pero no de saturación, durante 7 días, empleando membranas impermeables o una fina capa de emulsión asfáltica.

La mayoría de los pavimentos de suelo-cemento requieren unos 15 cm de espesor, el cual puede ser reducido si la infraestructura es muy estable. Para una vía de tránsito ligero, 10 cm pueden ser suficientes, pero si la circulación es pesada, serán necesarios 20 cm o más. Hasta espesores de 20 cm se pueden construir de una sola capa, pero espesores mayores exigen dos o más capas.

La figura 4.17 muestra la sección transversal de dos pavimentos diferentes. En el esquema a) la cubierta descansa sobre una capa de agregados granulares y en el b) sobre una masa de suelo-cemento que ha endurecido formando una placa con suficiente resistencia y rigidez para distribuir las cargas de las ruedas del tránsito automotriz en una mayor área, aún cuando el espesor sea $\frac{1}{2}$ o $\frac{1}{3}$ del anterior.

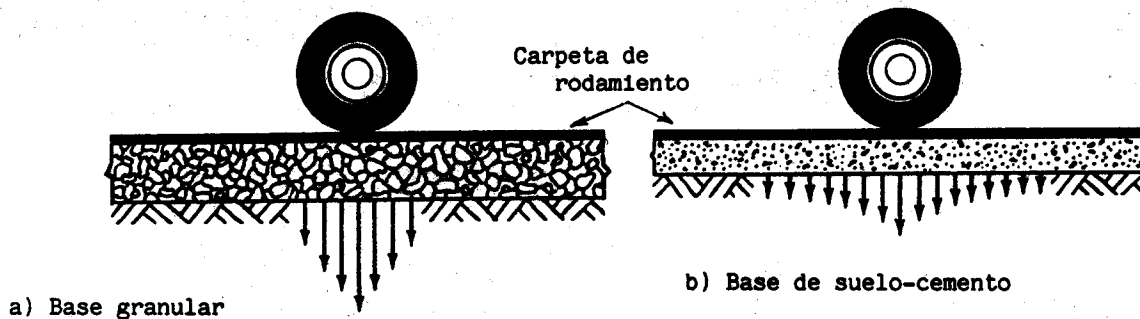


Figura 4.16

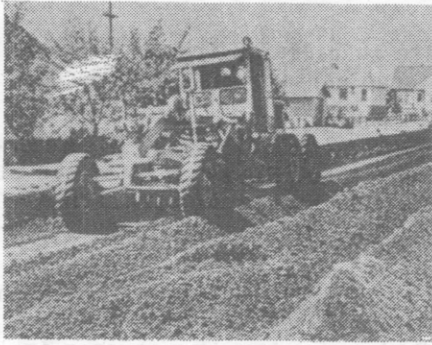
En este último caso, se evitan los asentamientos excesivos que se pueden producir en una subrasante débil o con alguna falla local, y alarga la vida útil del pavimento.

La secuencia de construcción de un pavimento de suelo-cemento, es la siguiente, según se muestra en la figura 4.17 :

- 1) Triturar y pulverizar el pavimento existente
- 2) Esparcir a mano o mecánicamente el cemento a usar
- 3) Mezclar el cemento y el suelo con mezcladora rotativa
- 4) Agregar el agua necesaria para el amasado y mezclar
- 5) Compactar con rodillos tipo pata de cabra
- 6) Nivelar la superficie con niveladora a motor
- 7) Compactar finalmente con rodillos de cilindro o de llantas
- 8) Curar el pavimento con material bituminoso
- 9) Esparcir sobre él una fina capa de arena
- 10) Completar el pavimento con carpeta de rodamiento bituminosa o losa de concreto

La secuencia en la construcción de los pavimentos debe ser continua. El tránsito liviano puede usar - la vía durante la ejecución del proceso, sin problemas. Para el tránsito pesado, se debe dividir la vía por la mitad y ejecutar el pavimento de suelo-cemento en forma parcial, hasta completar la totalidad del tramo a construir o reparar.

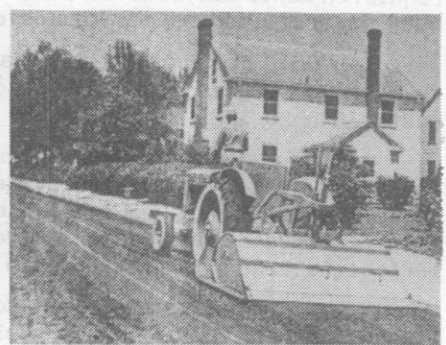
En otros casos se debe proceder al ensanchamiento de vías rurales para permitir un incremento del tráfico local. El suelo cemento ofrece aquí una solución rápida y efectiva, a un costo moderado. El método de ejecución en estos casos es similar al descrito, con la ventaja que el tráfico automotor no debe ser interrumpido. Un ensanchamiento del pavimento redundará siempre en beneficio de la seguridad vial.



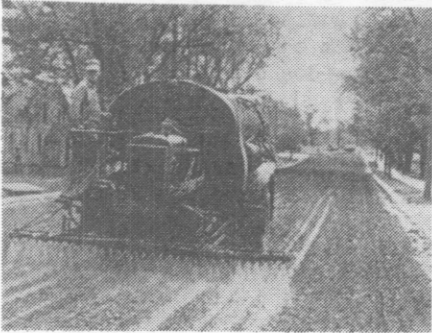
1 El pavimento dañado se tritura y pulveriza



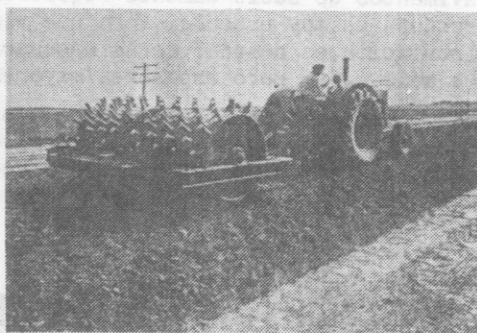
2 Se esparce el cemento a mano o mecánicamente



3 El cemento y el suelo se unen con mezcladora rotativa



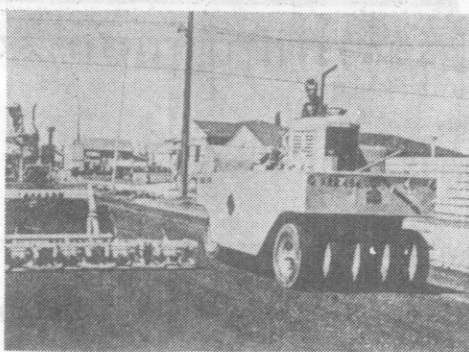
4 Se agrega el agua y se amasa el suelo



5 El suelo se compacta con rodillos tipo pata de cabra

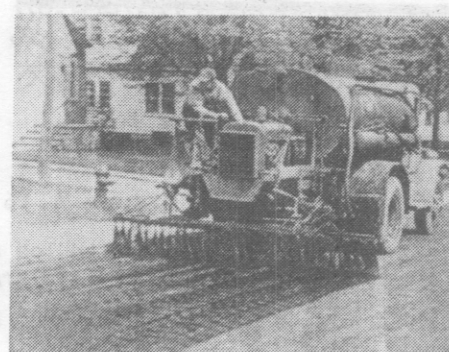


6 Se alisa la superficie con niveladora mecánica

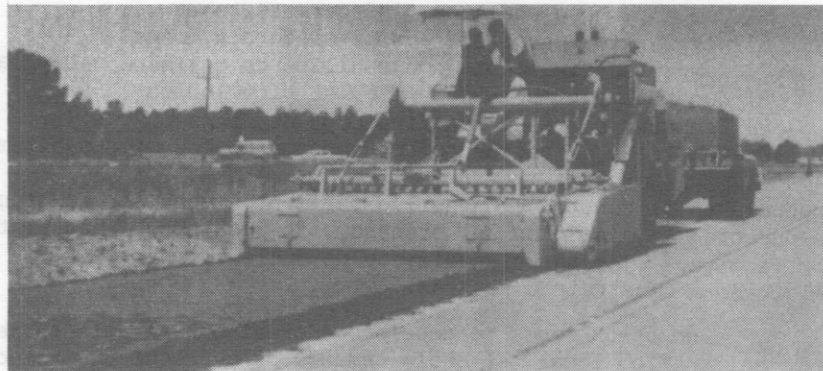
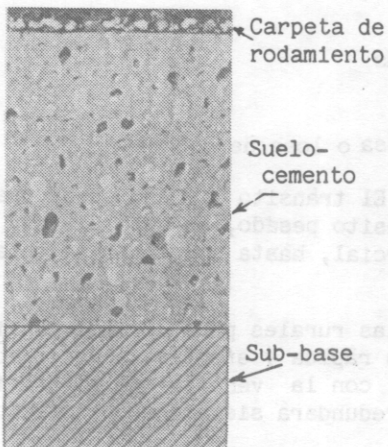


a)

7 La compactación final se logra con rodillos de cilindro o llantas neumáticas



8 El suelo-cemento se cura con material bituminoso. Por último se aplica la carpeta de rodamiento



b) El suelo cemento se procesa en una sola pasada con máquinas de alta tecnología. Luego se debe compactar y curar.

Figura 4.17

En la figura 4.17 (1) el pavimento viejo y resquebrajado se quiebra convenientemente con máquinas trituradoras. En tramos cortos, se puede realizar esta operación con martillos hidráulicos manuales. La operación (2) de esparcir el cemento pulverizado se suele llevar a cabo con camiones de báscula o con esparcidor automático acoplado, para distribuir uniformemente la capa de cemento, dejando caer la cantidad adecuada a través de aberturas ajustables. El cemento y el suelo se mezclan a continuación (3) con máquinas mezcladoras rotativas o de rastillo. En casos especiales, la mezcla se realiza en plantas de mezclado y luego se transporta en camiones hasta el lugar. Es necesario agregar suficiente agua para el amasado del suelo. Para ello se emplea un camión cisterna con un tubo perforado acoplado (4). El rolado y amasado con cilindros tipo pata de cabra (5) resulta fundamental para obtener los mejores resultados. El nivelado de la vía se realiza con niveladoras a motor, de modo de darle un espesor uniforme a la capa de suelo-cemento (6), y utilizando un sensor de pie lateral, que desliza sobre la guía colocada previamente a tal fin. La compactación final (7) se obtiene con cilindros lisos simples o vibratorios, de acero, como se indicó en la Sección 4.3, o mediante rodillos con neumáticos de caucho. Los rodillos se deben pasar repetidas veces, aplicando la máxima carga, pero sin exceder el peso admisible de rolado. De esta manera, el tráfico pesado no producirá posteriores compactaciones del pavimento. El suelo-cemento terminado contiene suficiente humedad para una hidratación adecuada del cemento. Para retener el contenido de agua necesario, apenas terminada la compactación y nivelado de la vía, se debe aplicar una película protectora sobre toda la superficie, para el curado del suelo-cemento. Usualmente se cubre con una capa de emulsión asfáltica u algún otro producto bituminoso, papel impermeable, paja mojada, etc, manteniendo la humedad del curado por 7 días. De esta manera se evita la evaporación y se asegura la máxima resistencia futura del pavimento (8).

Si se permite una circulación ligera inmediata de la ruta, se debe esparcir arena sobre esta película bituminosa, para evitar que sea levantada por los vehículos. Por último, para completar el pavimento, se esparce una capa de material bituminoso para formar la carpeta de rodamiento, cuyo espesor varía según el tipo de circulación automotriz del lugar, entre 10 y 12 cm. Esta capa debe aplicarse antes que la emulsión asfáltica endurezca. En autopistas, aeropistas o vías de circulación pesada, en lugar de la capa bituminosa, se construye la losa de concreto, de modo que la capa de suelo-cemento sirva de sub-base, bajo el pavimento de concreto.

Cuando se utilizan máquinas de avanzada tecnología, el proceso se acelera notablemente. En el esquema b) se muestra una procesadora de suelo-cemento, que realiza la operación en una única pasada, con el espesor requerido. A continuación, se debe compactar y curar el material.

Suelos estabilizados con cal

La cal es uno de los materiales más antiguos usados por el hombre. Sin embargo, el empleo de la cal como estabilizador de suelos es relativamente reciente y no fue sino hasta 1953 que se usó por primera vez en el tratamiento de suelos arcillosos con excesiva humedad, dando excelentes resultados.

El primer paso para el empleo de la cal en la estabilización de un suelo, es la determinación de su contenido de humedad, el cual puede obtenerse de los ensayos de laboratorio. El porcentaje de humedad se considera aceptable hasta un 20%, más allá del cual resulta excesivo y se debe proceder a su tratamiento con cal, en la proporción en volumen que se indica en la Tabla 4.2.

T A B L A 4.2
PROPORCIÓN de ADITIVO

Contenido de agua del suelo	Porcentaje de cal viva añadido
17% (óptimo)	0
17 a 20	0
22	2
23	3
24	4
25	4,5
26	5,5
27	6

El tratamiento con cal modifica las propiedades ingenieriles de los suelos, mejorando su resistencia, incrementando la densidad y prolongando la durabilidad de los suelos de grano fino, así como variando las características de la fracción fina de los suelos granulares.

Se utilizan varios tipos de cal como agentes estabilizadores de suelos, que se comercializan como productos de diversos grados y purezas. El más usado es la cal virgen dolomítica y calcítica con hidratación normal o especial:

Cal dolomítica hidratada $\text{Ca}(\text{OH})_2$

Cal dolomítica monohidratada $\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{MgO}$

Cal viva calcítica CaO

Cal viva dolomítica $\text{Ca} \cdot \text{MgO}$

La utilización de cal como agregado en la estabilización de suelos ha dado resultados exitosos para mejorar subrasantes en la construcción de vías férreas, aeropistas, carreteras y playas de estacionamiento, pues su costo es reducido y más conveniente que otras alternativas, tales como el reemplazo del suelo débil por otro de mejor calidad compactado.

Si bien existe una amplia literatura sobre el particular, no se ha determinado con exactitud el mecanismo de reacción de la cal dentro de la masa del suelo, al producirse cambios catiónicos, floculación, cementación y carbonatación.

El cambio de iones y la floculación se originan al mezclar la cal con el suelo cohesivo húmedo y los cationes de calcio se reúnen alrededor de las partículas de arcilla, envolviéndolas, y transformando el suelo en un material friable, de reducida plasticidad. Esta propiedad es muy ventajosa además, cuando se usa la cal como auxiliar en el proceso de mezcla del suelo con cemento Portland, ya que facilita la fácil pulverización del suelo.

En efecto, cuando un suelo presenta un límite líquido mayor a 30 y un índice plástico mayor a 12, no pueden ser pulverizados correctamente, y no pueden, por lo tanto, ser mezclados con cemento o bitúmenes. Al agregar cal al suelo, cambian estas propiedades, y la mezcla se realiza con facilidad.

Con respecto a la acción cementante que origina la cal, ésta se debe a la reacción del calcio con ciertos minerales del suelo, formando un nuevo compuesto. Dependiendo de las características del suelo, se produce una reacción puzolánica por la acción de varios agentes cementantes que incrementan la resistencia del suelo y su durabilidad. Por ejemplo, en presencia de minerales tales como el aluminio y el silicio, se forman geles de silicatos de calcio y aluminio que cementan las partículas del suelo. Si el suelo no contiene la cantidad suficiente de puzolana para producir la reacción deseada, se pueden agregar cenizas volcánicas a tal fin.

La carbonatación es otra reacción importante de la cal, que debe ser minimizada, por ser indeseable. Esta reacción resulta de la adsorción del dióxido de carbono del aire, por lo cual se deben evitar las sales carbonatadas. Debe advertirse que la carbonatación es más activa en zonas industriales, donde el porcentaje de dióxido de carbono es más elevado que en áreas rurales.

La modificación de las propiedades físico-químicas de los suelos tratados con cal se enumeran a continuación:

- * Mejora la facilidad de compactación. Al ser compactado, un suelo con cal incrementa su densidad en relación al suelo natural. Ver figura 4.18 a), para diferentes porcentajes de cal.
- * Reduce el índice de plasticidad e incrementa el límite de retracción. Algunos suelos se transforman en no plásticos, aún añadiendo pequeñas cantidades de cal.
- * Facilita la trabajabilidad del suelo. Al disminuir la plasticidad y otorgar textura limosa y friable, se mejor al manipulación del suelo.
- * Altera la granulometría. La floculación y aglomeración producidas, dan por resultado un incremento del tamaño de las partículas.
- * Reduce la variación de volumen, evitando la retracción y expansión propias de ciertas arcillas. La figura 4.18 b) muestra la influencia del índice de plasticidad en la retracción de los suelos, para diferentes tiempos de curado.
- * Mejora la resistencia del suelo, especialmente en compresión no confinada, cuando se realiza un curado de hasta 28 días a 23°C de temperatura. Los ensayos de laboratorio demuestran que la resistencia continúa incrementándose en el tiempo, aún después de 10 años de servicio.
- * Aumenta notablemente la cohesión e incrementa algo el ángulo de fricción interna del suelo, pudiendo alcanzar unos 25° a 35°, con promedio de 28°. Esta característica resulta de singular importancia en la estabilidad de los taludes.

* Prolonga la durabilidad del suelo, la resistencia a la humectación, las heladas, los deshielos y la erosión.

Los métodos usuales de estabilizar suelos con cal son básicamente de dos tipos diferentes :

- 1).- Por amasado y compactación
- 2).- Por medio de inyecciones

Los resultados de aplicar ambos métodos son en cierto modo similares. En el primer caso, el método por amasado y compactación, se utiliza en la construcción de pavimentos nuevos, pistas de aterrizaje de aviones, estabilización de taludes, presas, etc. En el segundo caso, las inyecciones de cal resultan especialmente indicados para la reparación y mantenimiento de pavimentos.

En el método de amasado y compactación, el procedimiento comienza con la nivelación del suelo y su desmenuzamiento con las máquinas trituradoras. A continuación, se esparce uniformemente la cal sobre el suelo húmedo, en un operativo similar al del suelo-cemento, y se continúa con el amasado del suelo con las máquinas mezcladoras, hasta una profundidad de 30 o 40 cm. Por último, se compacta el suelo-cal con las apisonadoras de neumáticos o de rodillos vibratorios, en repetidas pasadas.

El pavimento se completa con una capa de grava pregraduada de 20 cm de espesor, compactada, otra de 20 cm de grava y cemento al 3,5%, también compactada, y la capa final de rodamiento, de -asfalto, de 10 cm. En el caso de pistas de aterrizaje o de tráfico pesado, sobre el suelo estabilizado con cal se colocan 20 cm de grava compactada y una losa de concreto de 40 cm de espesor.

Cuando se utiliza el método de las inyecciones de cal, conocido también por Método Oklahoma por haber sido aplicado por primera vez en esa localidad en 1957, el producto se introduce en el suelo mediante perforaciones, y la cal se difunde atraída por el agua libre del suelo.

Las perforaciones se realizan cada 90 cm a 1,2 m en orificios de 22 cm, con una profundidad de 1,5 m bajo la subrasante. A medida que la cal se infiltra y entra en contacto con las partículas de arcilla, se produce la acción química, reduciendo la plasticidad y cementando el suelo, lo cual aumenta considerablemente la estabilidad de la subrasante.

Además, el tráfico sobre el pavimento produce una vibración que da por resultado el amasado del suelo tratado. con ello se logra la corrección de subrasantes de arcilla inestable sin recurrir a una costosa reconstrucción del pavimento. También se ha podido estabilizar taludes donde existía el peligro inminente de que el terraplén fallara súbitamente por cizallamiento, aplicando inyecciones de cal en la forma indicada.

Luego de realizadas las inyecciones por medio de barrenado, se obturan los huecos con el material excavado y tapones de mezcla asfáltica. En las carreteras reparadas por medio de inyecciones de cal, y luego de un mes de aplicado el tratamiento, se debe aplicar una capa de nivelación y la carpeta de rodamiento.

En todos los casos mencionados, las inyecciones de cal corresponden a una solución agua-cal en adecuadas proporciones, que se distribuye en un reservorio o tanque cisterna, conectando una pistola inyectora que controla la salida del líquido, a una presión de 100 a 150 p.s.i. según va indicando el manómetro acoplado.

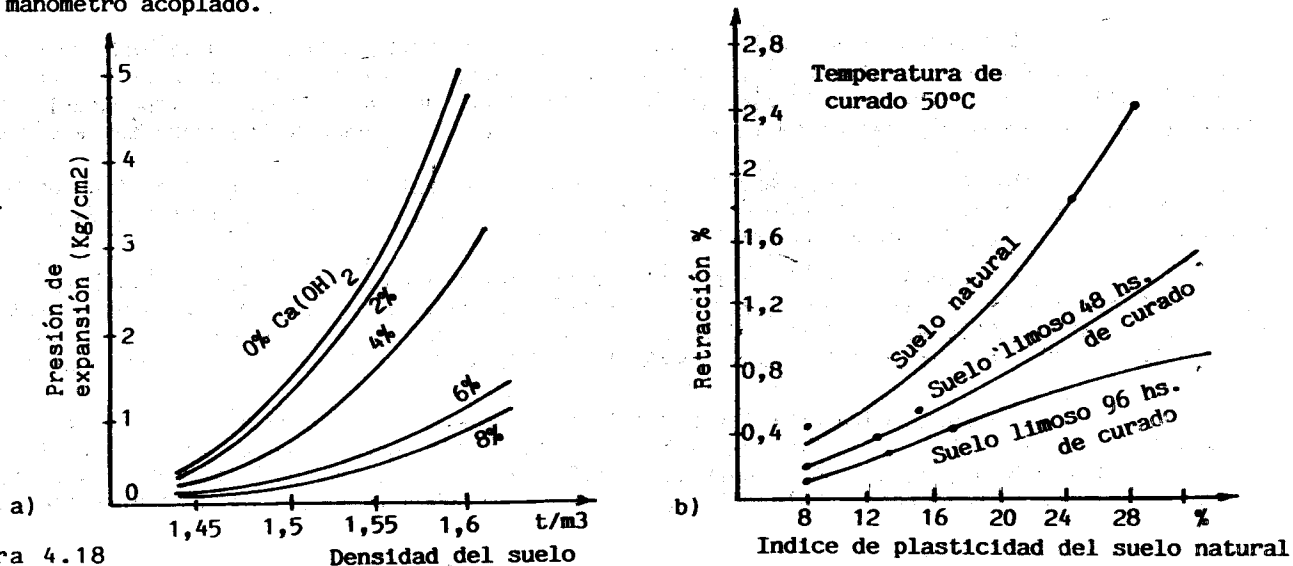


Figura 4.18

4.17.- LA ESTABILIZACION TERMICA

La estabilización térmica de los suelos consiste en alterar por un breve tiempo, la temperatura del suelo, para mejorar sus propiedades mecánicas. Existen dos procedimientos diferentes :

- * Aplicación de altas temperaturas
- * Congelación del suelo

Aplicación de altas temperaturas

La aplicación de altas temperaturas permite estabilizar los suelos en tres formas diferentes :

- * Por desecación, bajo temperaturas moderadas ($< 400^{\circ}\text{C}$)
- * Mediante alteración de las arcillas, a temperaturas intermedias (entre 400 y 800°C)
- * Produciendo fusión, a altas temperaturas, formando un material vítreo ($\geq 1.000^{\circ}\text{C}$)

Al elevar la temperatura de un suelo arcilloso húmedo, se deseca y sus partículas se cementan resultando una cierta vitrificación. El suelo se endurece, aumenta su resistencia a esfuerzos cortantes, y se vuelve menos compresible y más denso.

Este método resulta costoso cuando se deben estabilizar grandes extensiones de suelo, pero en áreas limitadas de suelos sueltos con bajo contenido de humedad, su costo es accesible.

Para estabilizar suelos mediante calor intenso se perforan pozos de unos 30 cm de diámetro y hasta 15 m de profundidad, aplicando alguna de las siguientes técnicas :

* Se inyecta aire precalentado a presión, con temperaturas de 600° a 800°C , sellando la salida de los huecos hasta que se caliente una considerable masa de suelo circundante, por infiltración de aire.

* Se encienden quemadores de petróleo o gas con aire comprimido, en el fondo de los pozos, a temperaturas entre 800° y 1.000°C , sellando la salida de los ductos. La columna de gases encendidos vitrifica las paredes del hueco en varios centímetros de espesor, y el calor penetra por conducción dentro de la masa de suelo circundante, eliminando el agua molecular y densificándolo por desecación. Los huecos cercanos sirven como chimeneas por donde salen los gases de combustión.

Los mejores resultados se obtienen con suelos de grano fino, especialmente arcillas parcialmente saturadas, limos y suelos tipo loess. Una de las ventajas de estabilizar suelos con calor intenso es que su efecto es permanente e irreversible.

Congelación del suelo

Otra forma de estabilizar suelos débiles y compresibles, es aplicando el método de la congelación del suelo. Congelar un suelo equivale a cementarlo con hielo. Esto le otorga una gran resistencia, pudiendo transformar rápidamente un suelo blando en otro rígido, impermeable e incompresible. El inconveniente que presenta es que su efecto es sólo temporal y generalmente muy costoso.

Sin embargo, es un método que ha sido usado exitosamente como solución de emergencia para prevenir el peligro de derrumbe de edificios altos, debido a grandes asentamientos del suelo de fundación, o para evitar el deslizamiento del suelo bajo presas o en taludes.

En regiones de clima muy frío, se recurre a esta solución para estabilizar los suelos de arenas arcillosas acuíferas, durante el verano. La idea de congelar un suelo para darle resistencia temporal es antigua. Se tiene conocimiento que la primera aplicación de este proceso en ingeniería data de 1888, cuando en Estocolmo se congeló un suelo para excavar un túnel, empleando aire frío a $- 55^{\circ}\text{C}$.

El proceso para congelar y deshielar el suelo correctamente no es sencillo, y exige un control continuo, pues se producen cambios volumétricos del terreno que pueden afectar las construcciones vecinas. Además, si se vacía concreto fresco normal sobre bloques de tierra helada, resulta un concreto pobre de reducida resistencia, por lo cual se deben tomar las siguientes precauciones:

- * Mezclar algún agregado que produzca fraguado con calor
- * Utilizar un concreto con poco contenido de agua
- * Vaciar grandes masas de concreto para mantener el calor durante más tiempo

El congelamiento del suelo se logra utilizando dos tipos diferentes de refrigerantes :

- Salmuera (Cl_2Ca)
- Algún gas líquido

El uso de la salmuera u otro refrigerante similar exige la instalación de una planta frigorífica como la de figura 4.19, que consta de un compresor, un condensador y una cámara frigorífica con amoníaco líquido, además del sistema de bombeo.

El circuito de circulación de la salmuera consiste en un grupo de tuberías exteriores y bajo tierra, donde el líquido debe tener una densidad adecuada para que no se congele. La temperatura de la salmuera es generalmente de -15°C a -20°C , pudiendo alcanzar los -30°C en suelos con agua de mar.

Los tubos congeladores se entierran en el suelo hasta la profundidad deseada y tienen doble pared. Por los tubos centrales se bombea la salmuera a bajas temperaturas, y ésta retorna por los tubos exteriores luego de congelar el suelo. La distancia a que se colocan estos tubos varía entre 1,5 y 2 m según el tipo de suelo.

Por contacto de las tuberías con la masa del suelo, el agua de los poros se transforma en hielo. El proceso, sin embargo es lento, antes que se forme un bloque helado alrededor de cada tubo. Para poder retirar los tubos una vez finalizada la operación, se hace circular la salmuera a temperaturas templadas, hasta derretir una fina capa de hielo alrededor de las paredes.

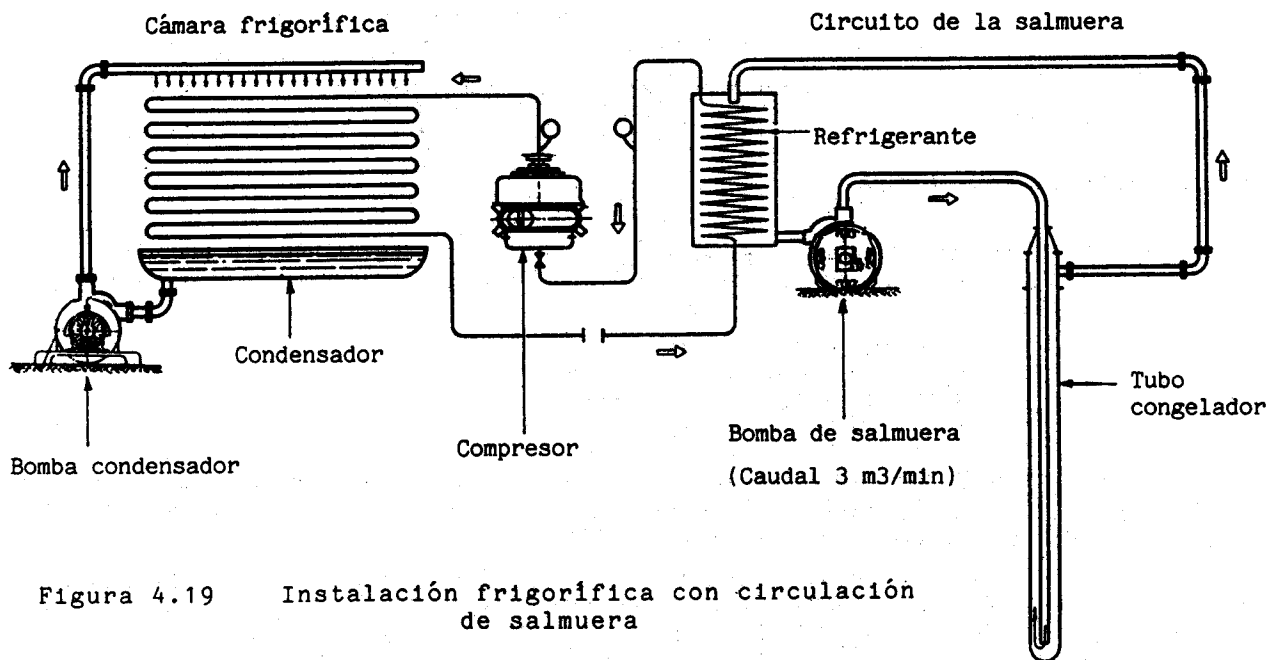


Figura 4.19 Instalación frigorífica con circulación de salmuera

La inversión necesaria para la instalación de la planta frigorífica y las tuberías, resulta onerosa, por lo cual no se justifica en proyectos de poca envergadura, y sólo se la emplea en construcciones importantes.

El uso de algún gas líquido, como el nitrógeno, el amoníaco o el gas carbónico, ha tenido difusión últimamente. Si bien estos gases líquidos son más caros que la salmuera, la instalación de la planta necesaria en este caso es más sencilla, como muestra la figura 4.20, donde la central frigorífica consta de un condensador, un compresor de gas, depósitos del líquido a alta presión, y las tuberías de circulación.

No es necesario aquí, como en el caso de la salmuera, volver a enfriar el refrigerante para recircularlo por las tuberías, sino que este proceso se sustituye por la evaporación del gas líquido en los tubos congeladores y evaporadores. Se produce, por lo tanto únicamente un cambio térmico mientras que en la salmuera hay dos : el enfriamiento de la salmuera, y el enfriamiento del suelo.

El gas licuado se evapora y regresa en estado de gas al compresor, allí se lo somete a presión y pasa al condensador que lo vuelve a licuar para recircular. El uso del gas líquido permite acelerar el proceso del congelamiento del suelo, alcanzando temperaturas de hasta -50°C , lo cual permite obtener gruesos bloques de hielo en tan sólo uno o dos días. Sin embargo, la aplicación del método puede verse dificultada por la presencia de agua libre subterránea en circulación, o un nivel freático oscilante.

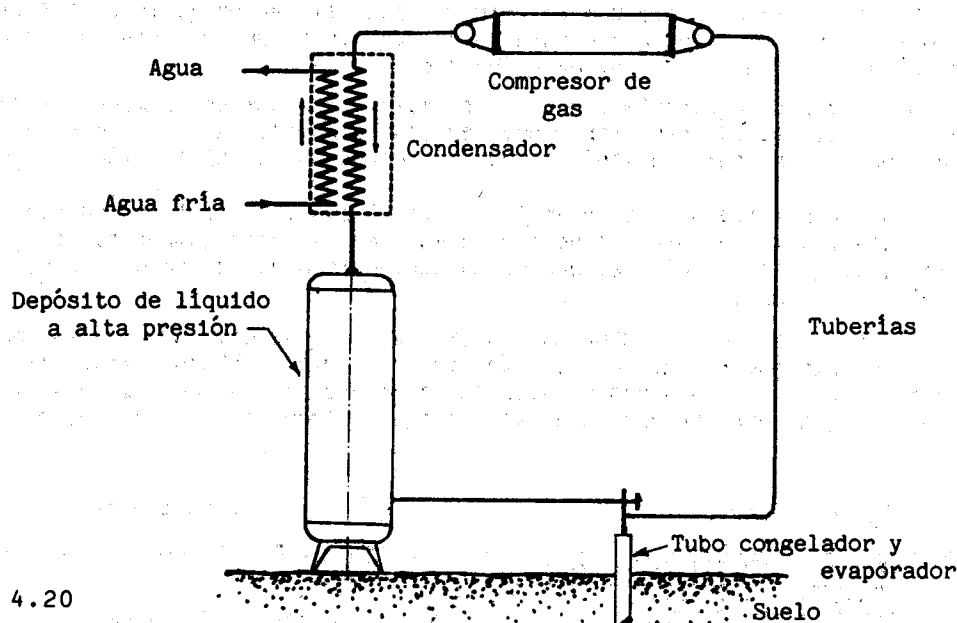


Figura 4.20

4.18.- EL DRENAJE DEL SUELO

Drenar significa eliminar el agua libre del suelo, reduciendo las presiones hidrostáticas en el subsuelo. La facilidad con que un suelo puede ser drenado depende de varios factores, entre los cuales se mencionan :

- * La permeabilidad del suelo
- * La capilaridad y la capacidad de absorber agua
- * La compresibilidad del suelo
- * La oscilación del nivel freático

La permeabilidad es la capacidad de un suelo para permitir el paso del agua que fluye a través de sus poros por fuerzas gravitacionales o presión hidrostática. En la compactación de un suelo, esta propiedad es muy importante.

Al compactar un suelo, la humedad debe poder escurrir dentro de la masa, para obtener el porcentaje óptimo de humedad hasta lograr la densidad satisfactoria. Para que un suelo pueda ser drenado, la fuerza del drenaje debe ser superior a la de retención de agua en la masa. Si el suelo es compresible, la pérdida de agua producirá su consolidación, y si es virtualmente incompresible, al drenarlo, el aire ocupará los poros que saturaba inicialmente el agua.

Algunos suelos, como las gravas o las arenas de buena granulometría, drenan con facilidad y se consolidan muy rápidamente. Otros, como las arcillas o los limos arcillosos, son casi impermeables y drenan con gran lentitud, si bien en forma continua.

Por lo tanto, en cada caso, se deben aplicar técnicas diferentes para estabilizar los suelos en forma temporal o permanente mediante drenajes. Según la posición en que se colocan, los drenes pueden ser :

- Drenes horizontales
- Drenes verticales

Drenes horizontales

Los drenes horizontales son conductos de poca pendiente por donde fluye el agua por gravedad, en forma económica y segura. Pueden ser :

- * Drenes abiertos
- * Drenes cerrados

Los drenes abiertos constituyen el sistema más simple de drenaje y consisten en zanjas o cunetas cavadas perimetralmente o en el área del terreno, las cuales se interconectan y descargan por gravedad en un foso colector o sumidero, de donde el agua es extraída por bombeo, como muestra la figura 4.21 a). La bomba puede estar ubicada dentro de la excavación o fuera de ella, aspirando el agua hasta una altura que no debe superar los 8 m.

Este tipo de drenaje es generalmente temporal, y se realiza durante las excavaciones. En algunos casos se colocan rejillas a la entrada de los sumideros para filtrar el agua e impedir el deslizamiento de las partículas sólidas de mayor tamaño.

Los drenes cerrados son tuberías perforadas enterradas en forma permanente, que se ubican en zanjas, y se recubren con capas de filtros gruesos y finos, y recolectan el agua por gravedad. Ver figura 4.21 b).

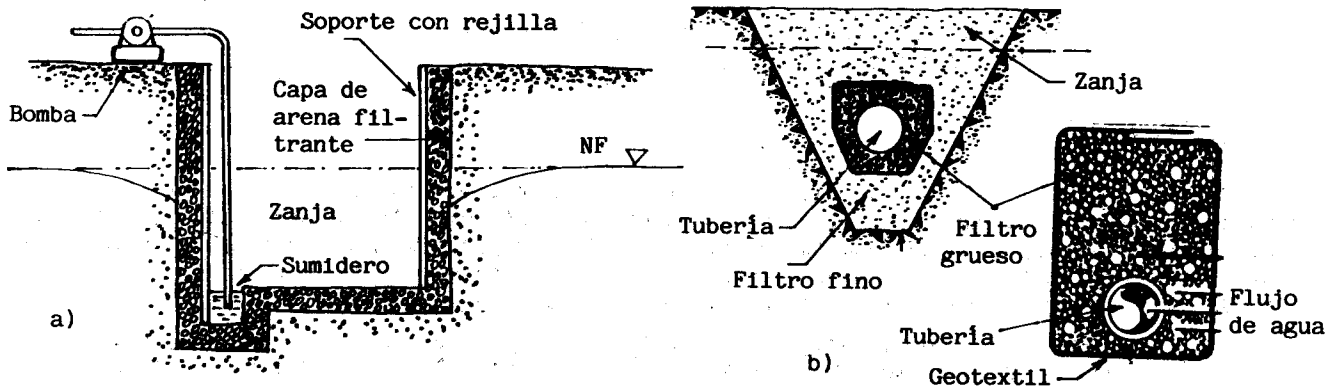


Figura 4.21

También se han obtenidos buenos resultados utilizando filtros de geotextiles. Estos tubos colectores desagotan en otros de mayor diámetro, desde donde se bombea el agua hacia otras partes. Se logra de esta manera abatir el nivel freático.

En el caso de presas, laderas de colinas o taludes naturales, los drenes cerrados se colocan en filas para impedir el ascenso del agua subterránea. Para ello se perfora el suelo con ligera pendiente, utilizando taladros en espiral, y se colocan en los huecos tubos de 5 a 8 cm de diámetro, perforados, para permitir el paso del agua, como muestra la figura 4.22.

Estos tubos descargan el agua en colectores múltiples, transversales, que se colocan paralelos, adosados a la cara del talud. El sistema de drenaje también puede estar formado por una secuencia de drenes verticales y horizontales interconectados.

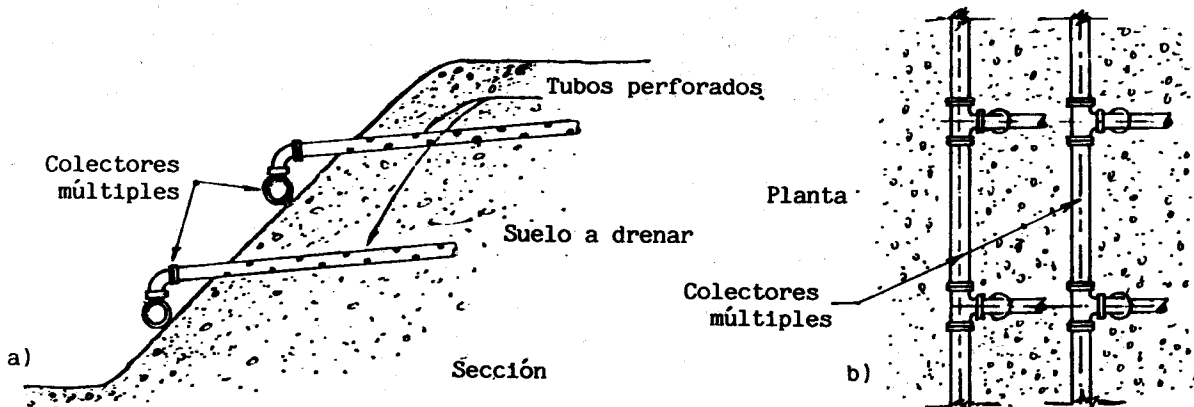


Figura 4.22

Drenes verticales

Los drenes verticales han sido empleados exitosamente por más de medio siglo, para lograr una rápida consolidación de depósitos blandos de suelos de grano fino. Se utilizaron por primera vez en California en 1934, cuando se drenó un estrato de 15 m de profundidad con pilotes de arena de 60 cm de diámetro, colocados cada 3 m. Desde entonces los drenes de arena se han usado como un método seguro y efectivo de estabilizar suelos cohesivos.

A partir de 1970 se comenzaron a probar otros tipos de drenes verticales, tales como los de mecha o de tubos flexibles, los drenes de bandas, etc.

El creciente costo de las construcciones exige concentrar la atención en investigar formas que permitan una rápida disipación de la presión hidrostática de los poros del suelo. Para ello se deben conocer las propiedades de compresibilidad y permeabilidad del terreno, así como la capacidad de consolidación tridimensional de la masa, que determina las condiciones de esfuerzos finales del suelo estabilizado.

En la actualidad, los drenes más usuales son los siguientes :

- | | |
|--------------------|------------------------|
| * Drenes de arena | } Drenes prefabricados |
| * Pozos filtrantes | |
| * Puntas drenantes | |
| * Drenes de mecha | |
| * Tubos flexibles | |
| * Bandas drenantes | |

DRENES DE ARENA

Son los drenes tradicionales, cuya técnica de construcción se basa en llenar de arena unos huecos cavados en el suelo débil, como se indica en la figura 4.23. La arena debe ser de buena granulometría, para que el pozo funcione en forma ideal, con permeabilidad infinita en relación con la del suelo donde está ubicado. Si bien esta teoría no es exacta, cuando la granulometría de la arena es adecuada, llena los requisitos de un buen material filtrante.

Adicionalmente, los drenes de arena actúan como pilotes que consolidan el suelo incrementando su resistencia y drenándolo simultáneamente. Si el diámetro de estos pilotes de arena es considerable, reducen sensiblemente el asentamiento de la estructura.

Sin embargo, el costo de la arena puede resultar un factor decisivo de elección de este tipo de drenaje, especialmente en aquellos lugares donde su abastecimiento es dificultoso. Además, si la arena se acopia a la intemperie y recibe abundantes lluvias, se satura, y al rellenar los huecos, no cumple su función drenante, y pueden quedar huecos o cavidades dentro de los drenes de arena, que entorpecen su buen funcionamiento.

Si la arena usada no es de buena granulometría, o tiene algún porcentaje de finos, se debe adicionar el costo del lavado de la misma, para mejorar su calidad. Una forma de incrementar el efecto drenante de los pilotes de arena, es el de, luego de colocados, precargar el área con tierra, piedra triturada o cualquier otro material pesado, como se indica en la Sección 4.4.

El diámetro de estos drenes es de aproximadamente 50 cm y su altura debe prolongarse hasta alcanzar el estrato permeable, por lo cual generalmente el volumen necesario de arena es elevado. Los métodos usados para perforar los huecos que luego se rellenan de arena son múltiples, pudiendo mencionarse los barrenados, los excavados, con camisa recuperable, y los métodos por lavado, aplicados mediante fuertes chorros de agua a presión, que van horadando el suelo. En este último caso, sin embargo, el diámetro final de los pilotes de arena es variable, formando así fustes irregulares, mezclándose con el suelo cohesivo perforado.

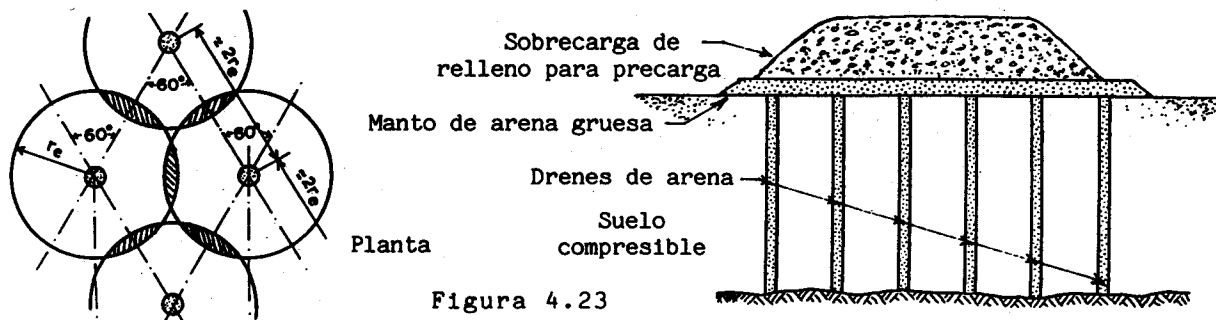


Figura 4.23

POZOS FILTRANTES

Los pozos filtrantes son huecos de unos 40 a 60 cm de diámetro, que se perforan en el terreno a drenar, atravesando los estratos con agua libre subterránea, hasta alcanzar un estrato impermeable (o muy poco permeable). La altura máxima de los pozos filtrantes es de unos 30 m.

Por su profundidad y capacidad son similares a los que se excavan para el abastecimiento de agua, y permiten extraer en forma rápida y económica un gran volumen de agua, por lo cual se los prefiere en general a otros tipos de drenajes.

Los pozos filtrantes se perforan rodeando el área a desecar, separados entre sí de 7 a 25 m, y colocados fuera de los límites de la excavación, para no interferir con el trabajo de la obra y el movimiento de la maquinaria. El pozo se perfora en la forma detallada en el Capítulo 3 y se va hincando simultáneamente un tubo o camisa provisional para evitar el desmoronamiento de las paredes.

Cuando se alcanza el estrato impermeable, se suspende la perforación, y se hace penetrar dentro de la camisa, un tubo filtrante de diámetro algo menor, usualmente de 30 cm, el cual va sellado en su extremo inferior con un tapón de madera dura sobre el cual apoya una bomba centrífuga sumergible. Ver la figura 4.24 a).

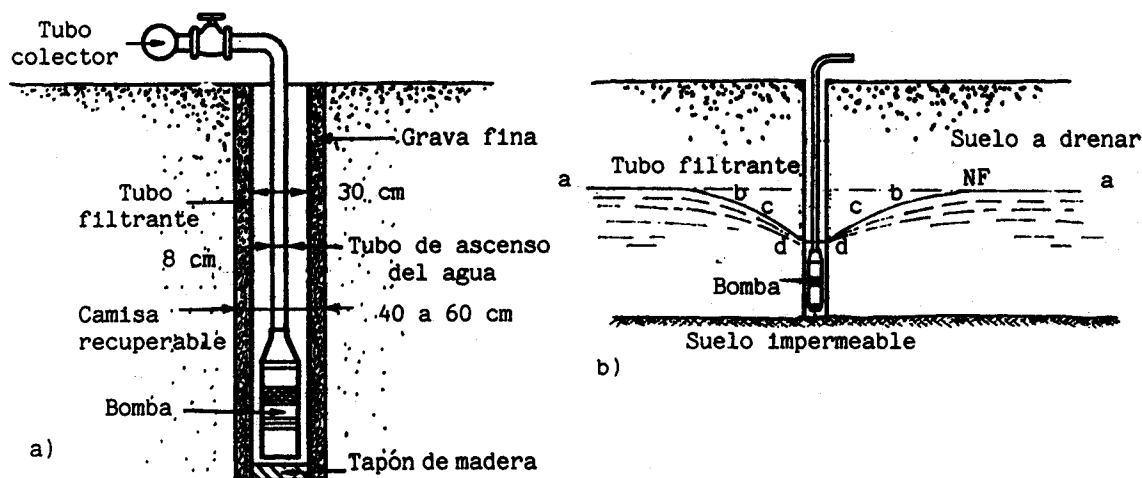


Figura 4.24

El tubo filtrante tiene perforaciones en toda su altura y va envuelto en una malla de cobre que actúa como tamiz. Para reforzar la acción filtrante, se rellena el hueco entre los dos tubos con grava fina, y se extrae el tubo exterior o camisa. El agua inunda el interior del tubo filtrante y la bomba la va extrayendo, elevándola y expulsándola hacia los tubos colectores a nivel de la superficie del terreno. De esta manera, se logra abatir el nivel freático. La figura 4.24 b) muestra el proceso. El nivel inicial del agua subterránea es el a-a, y a medida que se la bombea, desciende al indicado por la curva abcd, en toda el área alrededor del pozo.

Cuando las bombas de todos los pozos filtrantes trabajan simultáneamente, se observa un notable descenso del nivel freático, de modo que la excavación puede realizarse en seco. Ver figura 4.25. Además, el volumen del suelo a excavar disminuye cuando está drenado. En laderas de terraplenes a medida que se va haciendo descender el nivel de la capa acuífera, se van perforando nuevos pozos filtrantes escalonados, hasta alcanzar abatir el nivel freático a la altura necesaria.

Una vez finalizado el trabajo, se retiran los tubos filtrantes y las bombas. Los mejores resultados se obtienen al drenar suelos de arena o grava. En arcillas o limos arcillosos, se usan generalmente las puntas drenantes. En terrenos mixtos se suele usar una combinación de pozos filtrantes y puntas drenantes, para optimizar el proceso.

Cuando los pozos filtrantes operan por succión, la altura máxima desde la toma hasta el tubo colector es de 8 o 9 m. Si la excavación tiene una profundidad mayor, el bombeo debe realizarse en dos o más etapas, como muestra la figura 4.25. La extracción de tierra se suspende cuando se alcanza el nivel freático. Se coloca entonces otra fila de pozos filtrantes más profundos, hasta abatir nuevamente ese nivel, y continuar con la excavación, en un proceso sucesivo y continuo.

El éxito logrado en la estabilización de suelos por drenaje utilizando pozos filtrantes depende fundamentalmente de la experiencia y habilidad del personal especializado en este tipo de trabajos.

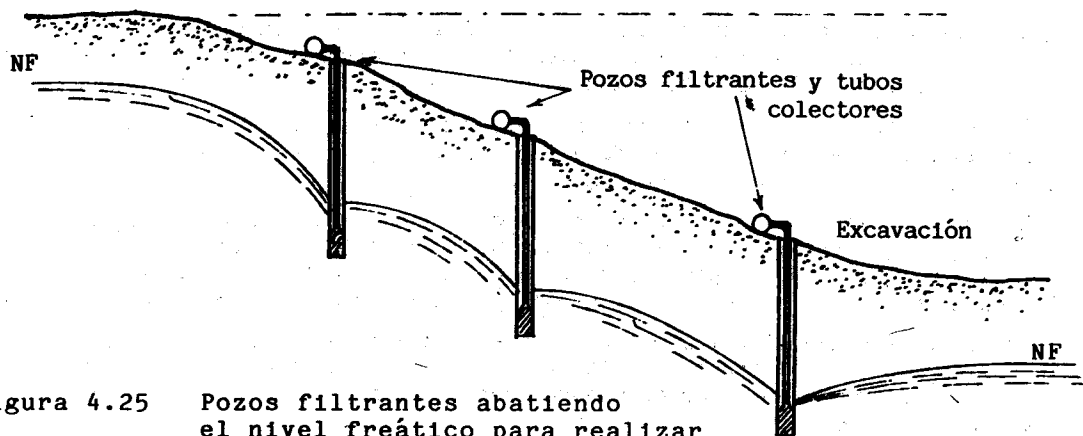


Figura 4.25 Pozos filtrantes abatiendo el nivel freático para realizar una excavación en seco.

PUNTAS DRENANTES (WELLPPOINTS)

Las puntas drenantes son tubos de pequeño diámetro (5 a 10 cm) y alturas de 1 a 1,5 m, que se hincan directamente en el suelo o por medio de chorros de agua. El extremo inferior de las puntas drenantes está conectado a un tubo de succión perforado, de 5 cm de diámetro, que se recubre con una malla simple o doble de aluminio o acero, la cual sirve de tamiz para evitar obstrucciones,

En el extremo superior, se enroscan tubos lisos que permiten ir aumentando la altura hasta 8 o 9 m. Para drenar acuíferos más profundos, se deben colocar las puntas drenantes en forma similar a la mostrada en la figura 4.25 para los pozos filtrantes, escalonadas a medida que progresa la excavación.

El agua es aspirada desde la superficie por medio de bombas de vacío que succionan el agua y la descargan en tubos colectores perimetrales múltiples que la alejan del lugar. En suelos cohesivos el método es más efectivo si el vacío se mantiene constante en los tubos.

En suelos duros, para facilitar la penetración de las puntas drenantes se las provee de un extremo cónico de acero, con una válvula que expelle agua a presión para ablandar el suelo y permitir la fácil colocación de los drenes. Cuando ha alcanzado la profundidad necesaria, la válvula inferior se cierra durante la succión. Si el suelo es excesivamente duro, se debe taladrar un hueco previamente a la colocación de la punta drenante, y luego rellenar el espacio libre entre las paredes del hueco y el tubo, con arena de buena granulometría. Ver la figura 4.26.

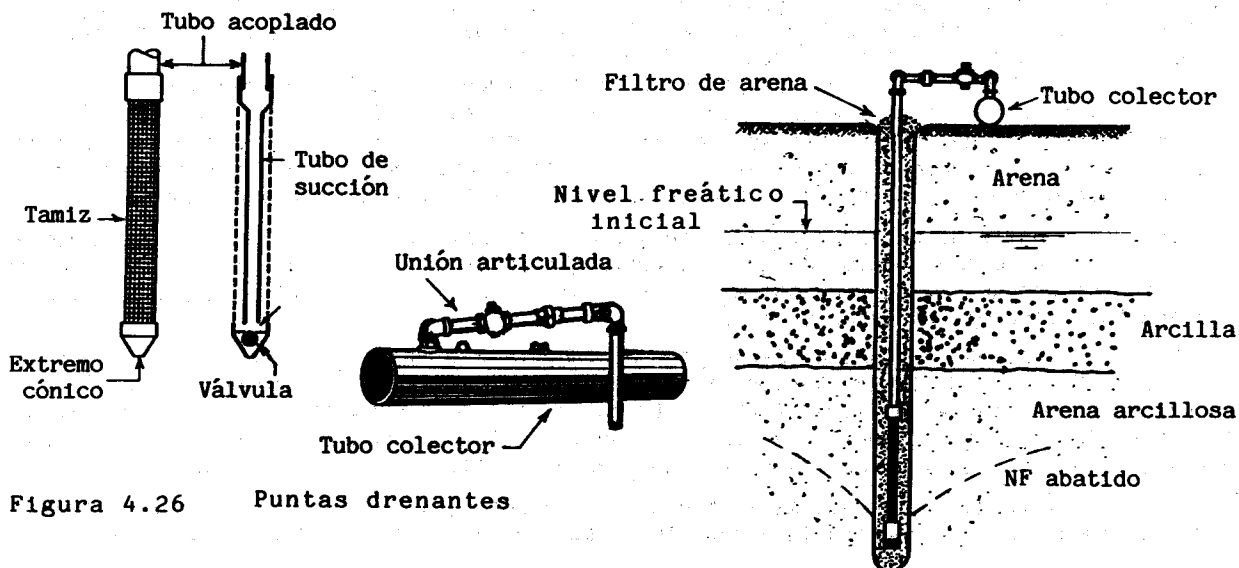


Figura 4.26 Puntas drenantes

El espaciamiento entre puntas drenantes varía entre 0,75 y 3 m aproximadamente. Las curvas de la figura 4.27 indican la separación aconsejable en función de la profundidad de la capa acuífera y del tipo de suelo. Esta forma de drenaje ha sido utilizada exitosamente en toda clase de suelos, incluso los de baja permeabilidad, como los limos arenosos o las arcillas limosas saturadas.

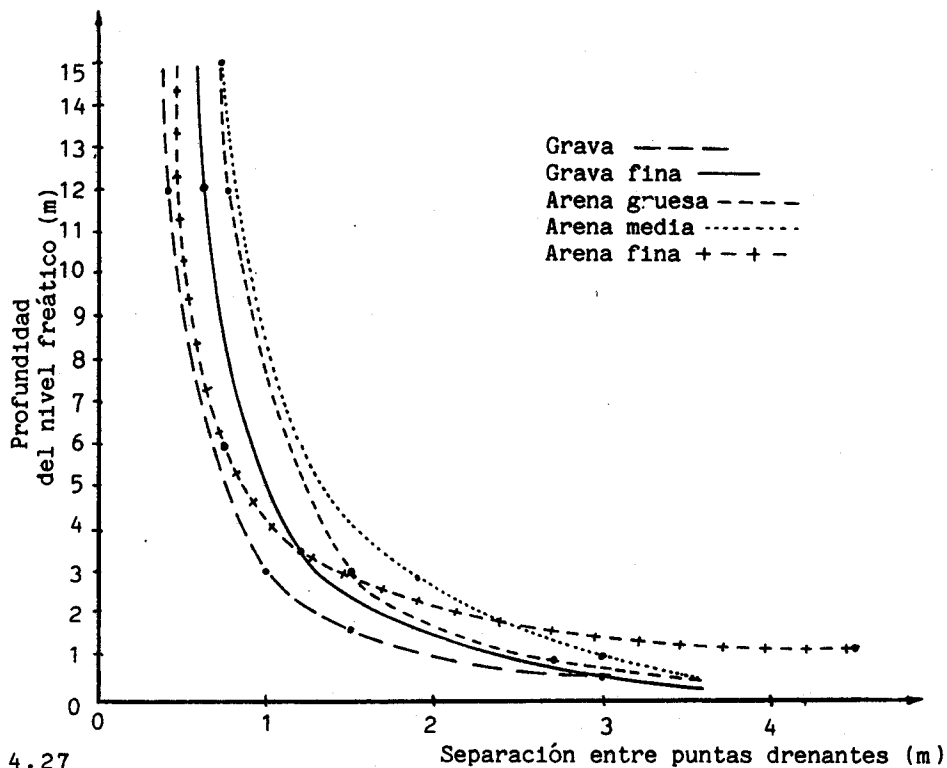


Figura 4.27

Drenes prefabricados

Existen en el mercado más de 50 tipos diferentes de drenes prefabricados, si bien todos ellos se basan en el mismo sistema operativo. Entre los drenes prefabricados que se tratarán aquí están :

- Los drenes de mecha
- Los tubos flexibles
- Las bandas drenantes

Entre las ventajas que ofrece este tipo de drenaje se pueden mencionar :

- * Bajo costo
- * Rapidez de instalación
- * Continuidad de drenaje
- * Equipos de instalación livianos
- * Alta permeabilidad
- * Escasa perturbación del suelo
- * Buen drenaje

Los drenes de mecha y los tubos flexibles se instalan con métodos y equipos similares a los usados para los drenes de arena, mientras que los drenes de bandas se introducen en el suelo mediante máquinas de lanzadera como la de figura 4.29. En todos los casos, estos drenes se destacan por el gran flujo de agua que producen, con un reducido volumen y un bajo costo de instalación.

Los resultados observados del efecto de estabilización de suelos mediante drenaje, comparando los diferentes tipos de drenes prefabricados, indican que no hay diferencias fundamentales entre ellos, si bien en general existe la tendencia de considerar que los drenes de arena son más eficientes que los prefabricados. Esta diferencia disminuye, sin embargo, cuando se aumenta el espaciamiento entre drenes.

DRENES DE MECHA (SANDWICKS)

Los drenes de mecha se fabrican entrelazando o trenzando fibras de yute o polipropileno, formando un conjunto compacto, o en forma de fundas que se llenan posteriormente de arena de buena granulometría. En este último caso se conocen como Sandwicks.

Los Sandwicks tienen la ventaja que necesitan muy poca cantidad de arena, y pueden ubicarse fácilmente en huecos barrenados a tal fin, con diámetro algo mayor que el de la funda. Este tipo de drenes resulta muy flexible y pueden estirarse o comprimirse según las exigencias del terreno, adaptándose a los asentamientos verticales y deformaciones laterales de los suelos que atraviesan.

El material para el tejido de fibra, así como la calidad de la arena deben elegirse de forma que estos drenes no se atasquen ni obstruyan, cualquiera sea la presión que sobre ellos ejerza el suelo, de modo de asegurar un correcto drenaje.

Este tipo de drenes fue usado por primera vez en la India en 1972. En la actualidad su uso es muy popular, empleándose tejidos porosos para la funda, y arena mediana para el relleno. El diámetro de los Sandwick es de 65 mm y se los introduce en el terreno dentro de un mandril de 95 mm de diámetro, ayudado por un martillo vibratorio que golpea sobre la cabeza del mandril. La altura promedio de estos drenes es de 12 m. Cuando ha alcanzado la profundidad necesaria, se retira el mandril, dejando el dren en su lugar.

En los suelos cohesivos firmes, pueden también colocarse directamente en los huecos barrenados previamente, si las paredes de estos huecos permanecen estables durante la operación. Después de ubicados los drenes de mecha, se vierte arena fina en el hueco, como filtro.

TUBOS FLEXIBLES

Los tubos flexibles son drenes similares a los de mecha, pero en este caso consisten en tubos corrugados de plástico, recubiertos por un tejido de fibra natural o sintética, que cumple la función de filtro. Estos drenes se colocan en la misma forma que los Sandwicks, si bien usualmente se prefiere ubicarlos dentro de mandriles circulares y perforar con ellos el suelo por percusión. En el extremo inferior llevan una punta cónica metálica no recuperable, como muestra la figura 4.28, que conecta el mandril con el tubo flexible, el cual presenta orificios para permitir el paso del agua.

El tejido de fibra que recubre el tubo corrugado puede también sustituirse por papel de filtro. En ambos casos, cuando se retira el mandril, este filtro queda en contacto con el suelo, y el agua que satura el terreno pasa a través de él y se recoge en los surcos del tubo corrugado, para luego penetrar en el interior del tubo por los orificios mencionados.

El diámetro de estos drenes es de 50 mm y su altura máxima de unos 25 m. El uso de drenes de tubo flexible ha dado buenos resultados especialmente en suelos no cohesivos o suelos mixtos.

Tubos flexibles

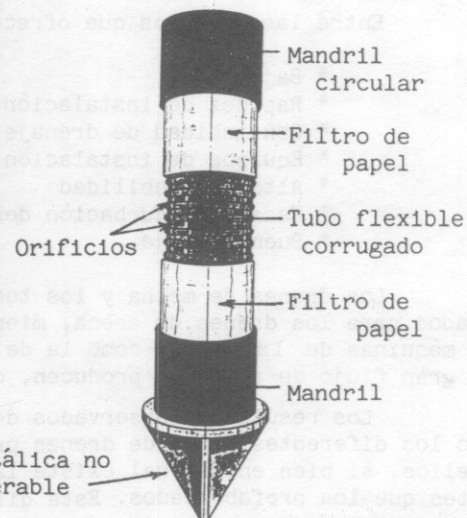
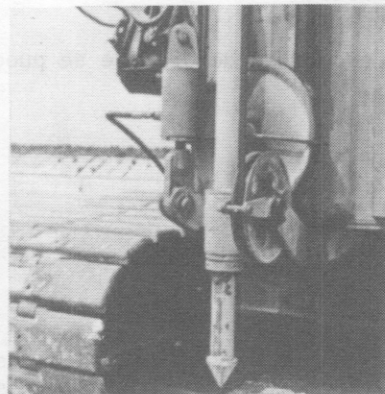
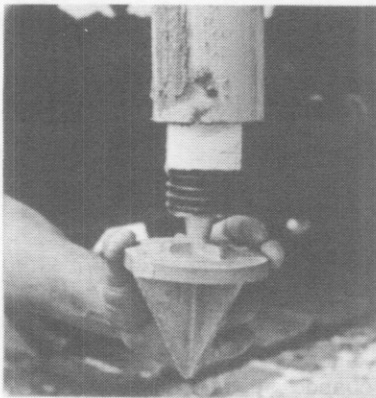


Figura 4.28

BANDAS DRENANTES

Las bandas son drenes verticales prefabricados que se usan para todo tipo de suelos, desde que en 1948, en Suecia, el Ing. Kjellman realizó con ellas las primeras experiencias, haciéndolas penetrar en un suelo de arena arcillosa húmeda, mediante una máquina especialmente diseñada a tal fin.

Este tipo de bandas flexibles son láminas de cartón corrugado de 10 cm de ancho y 0,7 cm de espesor, con un núcleo de plástico y recubiertas por tejidos filtrantes, como muestra el esquema a) de la figura 4.29.

También las bandas drenantes se suelen recubrir de papel filtrante, el cual permite el paso de un buen flujo de agua. Tanto el papel como los tejidos filtrantes que recubren el núcleo, cumplen la función de impedir que las partículas finas del suelo atraviesen y obstruyan el núcleo, disminuyendo su acción drenante.

El núcleo, a su vez, brinda la necesaria resistencia al conjunto, para soportar las presiones del suelo y los asentamientos producidos por el drenaje, así como los esfuerzos a los cuales se ven sometidos durante el proceso de colocación.

Las bandas drenantes se instalan verticales en los suelos, mediante diferentes procedimientos, algunos de los cuales son similares a los usados en los drenes de mecha o los tubos flexibles. Adicionalmente, las bandas drenantes se pueden colocar in situ con máquinas de lanzadera, como la mostrada en la figura 4.29 b).

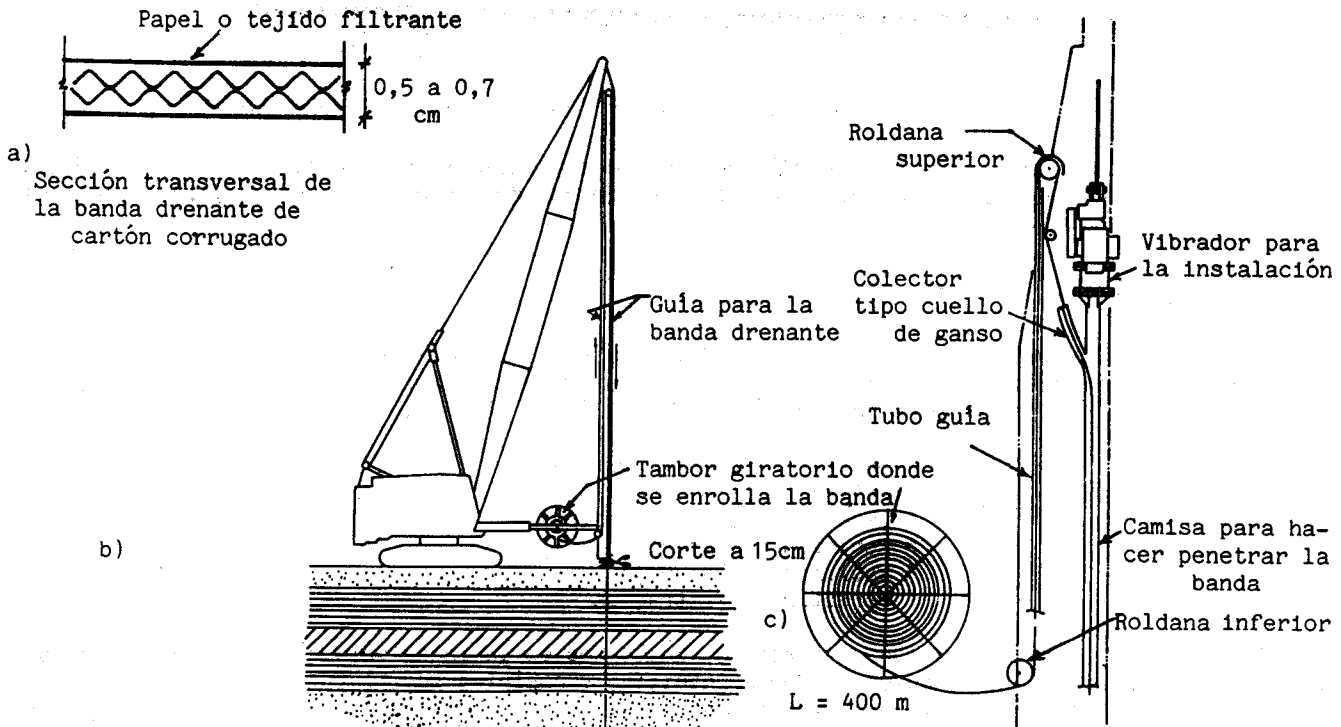


Figura 4.29

La forma de operar de estas máquinas se asemeja a las de coser, donde la aguja se sustituye por una lanza y el hilo por la banda drenante, que se monta en rollos en un tambor giratorio. La velocidad de operación de estas máquinas es muy grande, pues cada una puede instalar 3.000 m de bandas por día de trabajo, colocadas con una separación de unos 60 cm.

A estas bandas drenantes se las conoce también por drenes de mecha de cartón, y como son muy livianas en peso, deben protegerse del viento y la intemperie. Una importante característica de estos drenes es su permeabilidad, es decir su capacidad de drenar un abundante caudal de agua por área unitaria de su sección transversal.

Para introducir la banda en el suelo, se la debe elevar, desenrollándola del tambor, y utilizando un tubo-guía, de modo de hacerla penetrar en un canal conector, como muestra el esquema c) de la figura 4.29, hasta colocarla en el entubado de retención, dentro del cual se la entierra en el terreno.

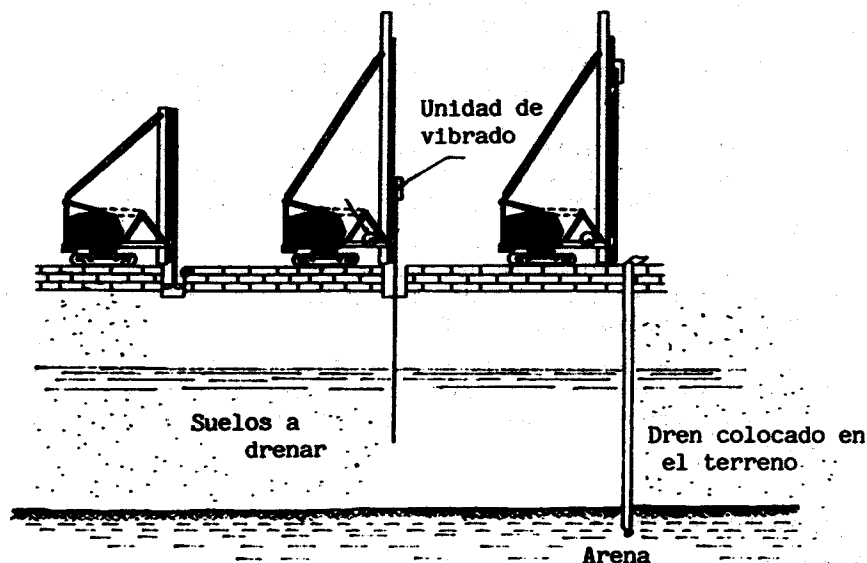


Figura 4.30 Secuencias en la colocación de las bandas drenantes

La secuencia en la colocación de las bandas drenantes se muestra en la figura 4.30. Diferentes tipos de geotextiles son también usados como bandas drenantes, según se analiza a continuación, con los geocompuestos.

4.19.- EL USO DE GEOTEXTILES

Los geotextiles son tejidos sintéticos que se extienden entre capas de suelo, bordeando los muros de contención, o bajo los pavimentos y bases de vías férreas, etc. y cumplen diversas funciones, entre las cuales se mencionan :

- * Separar diferentes suelos
- * Reforzar la masa del suelo
- * Impermeabilizar los estratos
- * Controlar la erosión
- * Facilitar el drenaje
- * Permitir la filtración

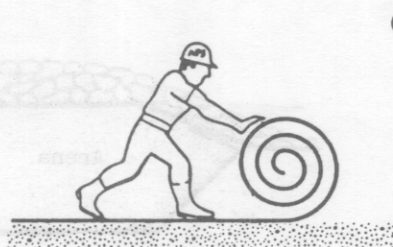
La primera aplicación de textiles sintéticos en la ingeniería civil fue realizada por el Ing. Roberto Barret en 1958, quien en forma intuitiva y empírica sustituyó un grueso filtro granular por otro de poliéster, bajo el revestimiento de un bloque de concreto en una construcción costera en Palm Beach, Florida.

A partir de 1970 el uso de geotextiles se popularizó en todo el mundo, y en 1977 se realizó en París la Primera Conferencia Internacional sobre el uso de los textiles en la ingeniería geotécnica. En la actualidad, los geosintéticos se fabrican con productos petroquímicos tales como las poliamidas, poliésteres, polipropileno, caucho sintético, nylon, vinil, neoprene, cloruro polivinílico y fibras de vidrio con latex, y otros.

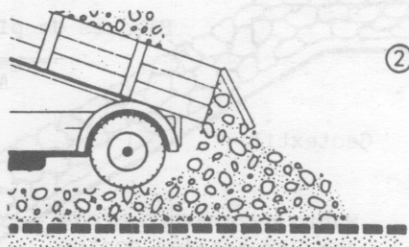
Existen diferentes tipos de geotextiles, algunos de los cuales se presentan en forma de telas (las geotelas) y otros con mallas (las geomallas o geo-redes). Cuando los geosintéticos se fabrican a partir de productos impermeables, se conocen como geomembranas, de reducido espesor. Existen también los geocompuestos, que son una combinación de los anteriores.

Los geotextiles también cumplen la función de impermeabilizar estratos, si se los impregna de bitumen asfáltico o de algún otro producto que impida el paso del agua. La figura 4.31 muestra la secuencia y forma de colocación de los geotextiles, que se obtienen en el mercado en forma de grandes láminas enrolladas, de ancho variable según las necesidades específicas locales.

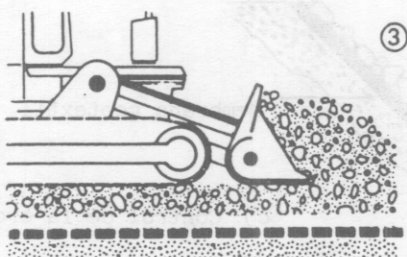
Los rollos tienen anchos de 2,1, 4,2 y 5,3 m, siendo este último el más usado en vialidad y largo entre 300 y 600 m. Su utilización en reparación de vías de comunicación, permite estabilizar, reforzar, contener y filtrar las capas del suelo, alargando la vida útil de las obras. Además, se logra una distribución más homogénea de los esfuerzos a nivel del terreno, bajo las cargas del tráfico automotriz.



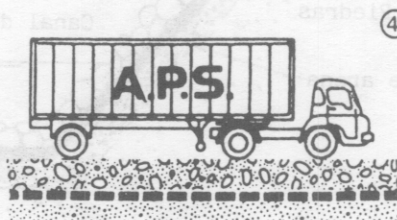
1) Se desenrolla el geotextil



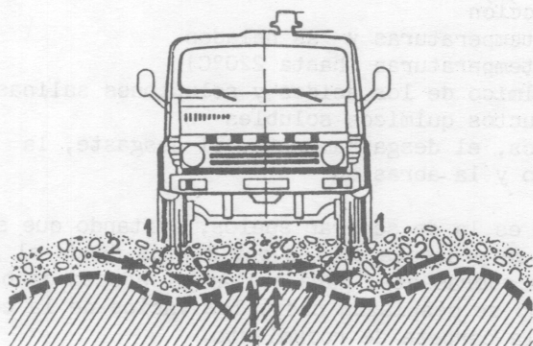
2) Se esparce una capa de grava



3) Se nivela con cuchilla niveladora



4) Se compacta con rodillos o llantas neumáticas



Distribución de esfuerzos en el suelo :

- 1.- Presión 2.- Fricción 3.- Tensión horizontal
4.- Filtración

Sistemas de ensambladura :
a)-Costura b)-Recubrimiento
c)- Engrapado

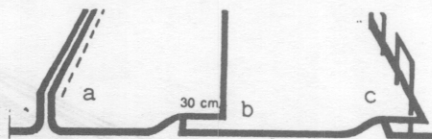


Figura 4.31 Uso de geotextiles en vialidad

(Cortesía del Ing. Jesún Andreu)

Los geotextiles también se utilizan con éxito en la estabilización de taludes, presas de tierra, escolleras, etc. como muestra la figura 4.42, o aislando muros de contención. En todos los casos los geotextiles mejoran la capacidad resistente del suelo, incrementando el ángulo de fricción interna y la cohesión.

Los geotextiles controlan asimismo la sedimentación de los suelos, actuando como barreras a la migración de limos y turbas causadas por los vientos o corrientes de agua. Resultan además una buena solución contra la erosión, protegiendo zonas costeras, espigones, diques, etc. Si se los

carga con grandes bloques de piedra o sacos de concreto, mantienen en su lugar el suelo firme, evitando que sea lavado por el mar. Ver la figura 4.32. Esta aplicación requiere de geotextiles de alta resistencia.

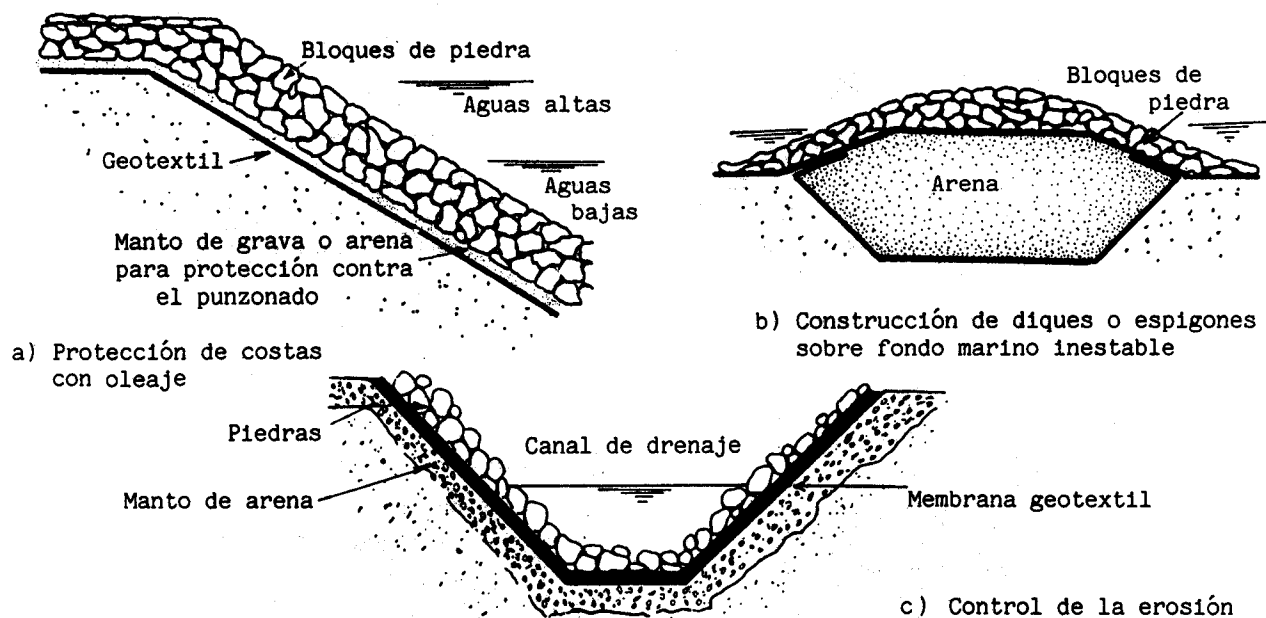


Figura 4.32

Entre las propiedades físicas que deben ofrecer los geotextiles figuran :

- * Resistencia a los micro-organismos, la bacterias, los hongos, etc
- * Resistencia a la putrefacción
- * Resistencia a las bajas temperaturas y las heladas
- * Resistencia a las altas temperaturas (hasta 220°C)
- * Resistencia al ataque químico de los ácidos y soluciones salinas, a los aceites o los productos químicos solubles
- * Resistencia a los impactos, el desgarramiento, el desgaste, la perforación, el punzonado y la abrasión

Otra función importante de los geotextiles es la de separar suelos, evitando que se mezclen sus partículas de diferente tamaño. Esta posibilidad se presenta en los pavimentos, donde el geotextil permite separar la base de agregados del suelo, de la subrasante, para evitar el efecto de bombeo. De esta manera, las partículas finas de la subrasante no se desplazan hacia los vacíos de la capa de agregados, produciendo asentamientos y fisuración de la carpeta de rodamiento.

También el uso de geotextiles permite la estabilización y drenaje de las vías férreas, evitando la contaminación del balastro. Ver la figura 4.33.

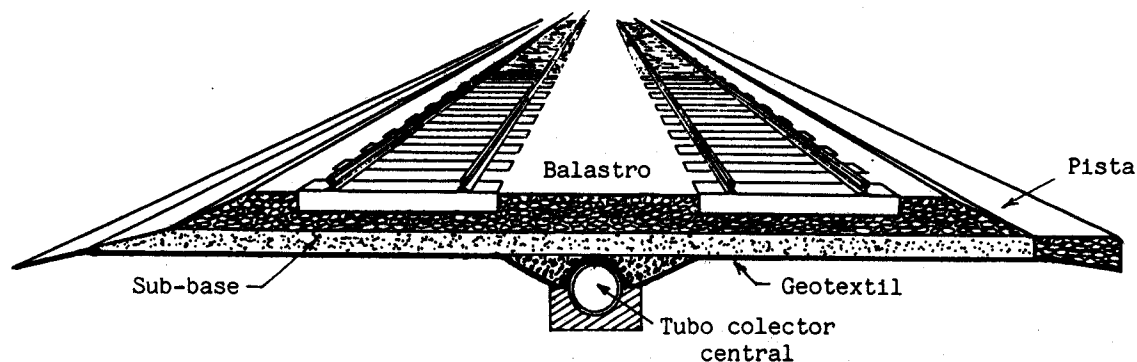


Figura 4.33

Uso de geotextiles para estabilización y drenaje de vías férreas

Entre otros usos de los geotextiles están la protección de drenajes en general (Ver figura 4.21), la impermeabilización de terrazas y jardineras (Ver figura 4.34 a), la construcción de muros y estructuras de contención de tierras (Ver figuras 15.26 y 15.27 en Sección 15.10.4), la restauración de pilas submarinas, etc.

Las geotelas

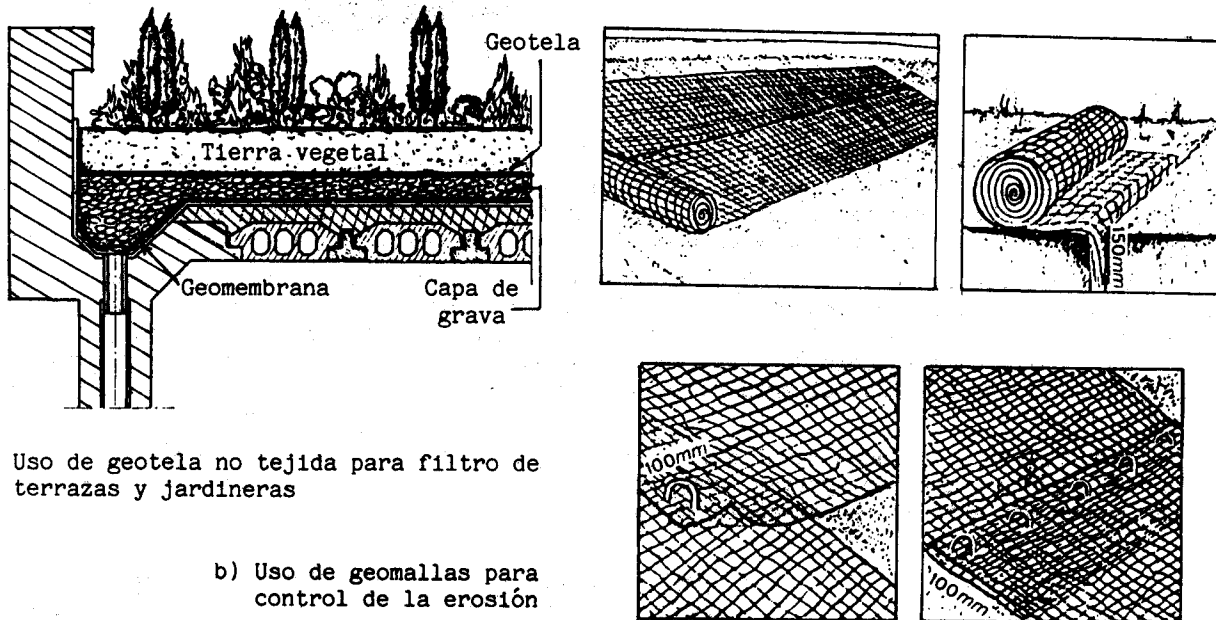
Las geotelas son los geotextiles que sirven para reforzar y filtrar suelos y se presentan en dos formas diferentes :

- * Tejidas
- * No tejidas

Las geotelas tejidas son las fabricadas entrelazando ortogonalmente hilos o filamentos sintéticos largos, con una uniforme distribución del tamaño de los poros. Su módulo de elasticidad es elevado, y son muy resistentes a la tracción. Si se tejen con los mismos hilos en dos direcciones, resultan isotropas. Su costo generalmente es considerable.

Las geotelas no tejidas son las que se fabrican con fibras sintéticas, adoptando cualquier orientación en las láminas. Su resistencia es moderada y permite grandes elongaciones. Además, resultan buenos filtros y su precio es reducido. Ver la figura 4.34 a)

Cuando se necesita reforzar un suelo, se emplean las geotelas tejidas o las mallas, y cuando se lo debe filtrar, se utilizan las no tejidas. Pero si el suelo requiere ser reforzado y filtrado simultáneamente, se usan las geotelas tejidas con pequeños orificios punzonados.



- a) Uso de geotela no tejida para filtro de terrazas y jardineras
- b) Uso de geomallas para control de la erosión

Figura 4.34

Las geomallas

Las geomallas o geo-redes son geotextiles de estructura abierta (Ver figura 4.34 b) y una gran resistencia a la tracción. Su uso es relativamente reciente, en especial para controlar la erosión, drenar zanjas, y aplicaciones en la agricultura y forestación, así como para refuerzo del suelo.

También se usan las geomallas para estabilizar dunas de arena, y su gran flexibilidad les permite seguir los contornos de las superficies que protege. Las fibras utilizadas para su fabricación son el yute, el nylon y todo tipo de fibras sintéticas.

Las geomallas de yute se emplean principalmente para retener en su lugar las semillas y el suelo, hasta que la vegetación crezca firme, mientras que las geomallas de fibras de polipropileno son más resistentes, ofreciendo buena protección a la erosión que provocan los vientos y el lavado del agua de lluvias. Además, son resistentes a la degradación biológica y ataques químicos.

Usualmente vienen en rollos de 150 m y ancho de 4,2 m. y su instalación es sencilla, según se indica en la figura 4.34 b).

Las geogrillas y los geoacolchados

Entre los usos innovativos de los geotextiles, están las geogrillas y los geoacolchados, ofreciendo una solución alternativa para el control de la erosión en taludes, zanjas, muros de gaviones o de sacos de suelo-cemento, etc.

Las geogrillas (Ver figura 4.35 a) están formadas por un conjunto de elementos curvos en relieve, en forma de grilla, interconectados entre sí dejando huecos intermedios por donde puede crecer la vegetación. Se sujetan al suelo por medio de ganchos, solapando los paneles, y anclándolos debidamente. Usualmente se fabrican de fibras plásticas, pero también se comercializan en concreto liviano, o concreto de fibras.

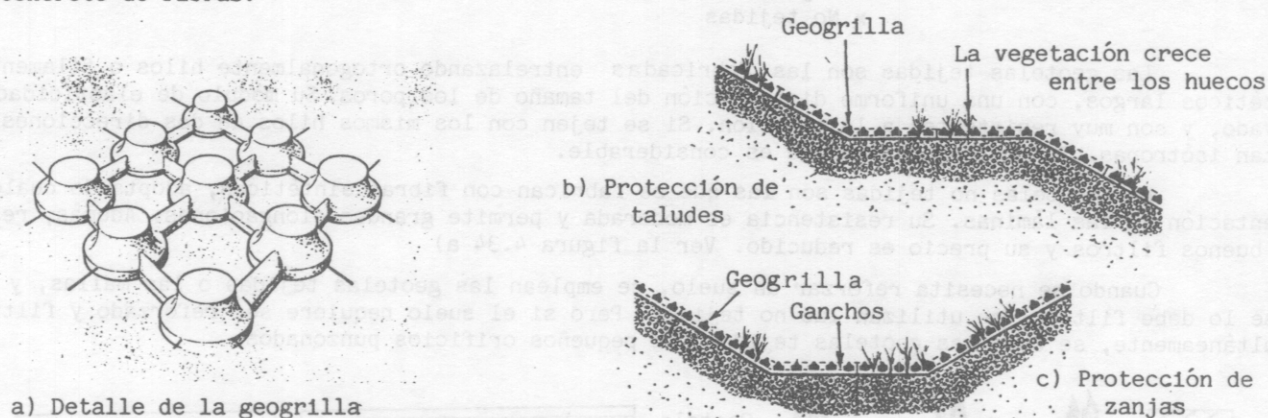
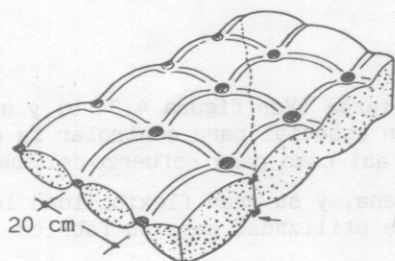


Figura 4.35

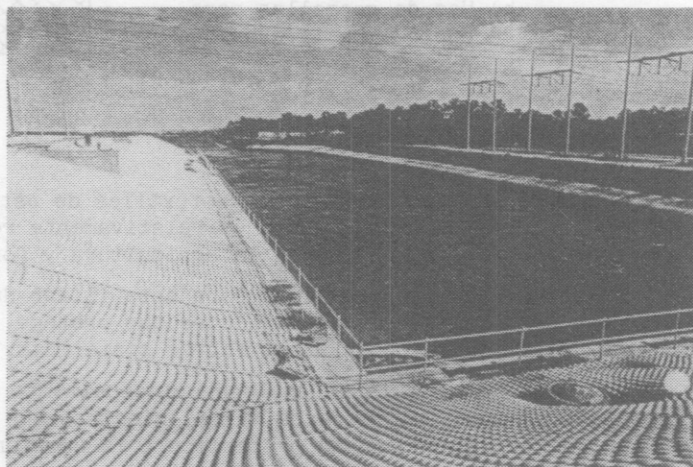
Los geoacolchados son fundas tejidas con fibras sintéticas de alta resistencia, dentro de las cuales se inyecta a presión un mortero de cemento y arena. Ver la figura 4.36. Los geoacolchados también se usan en obras marítimas, bajo el agua. La funda tejida actúa como un aislante entre el agua y el mortero, hasta que éste fragua y endurece, evitando la segregación y el lavado del concreto.

Los geoacolchados han sido usados exitosamente en la reparación de pilotes en estructuras de puertos, pero su empleo más importante consiste en la construcción de revestimientos para control de la erosión en riberas de canales, ríos, lagos o estanques. El drenaje se realiza por medio de pequeños filtros simétricamente ubicados (ver esquema a) que atraviesan el acolchado. Cuando la subpresión del agua subterránea actúa, el agua puede salir por estos filtros, de modo de evitar que el revestimiento se levante.

Este tipo de acolchados resulta estable por gravedad y no necesita ser anclado con ganchos. Como su peso es reducido, no agregan mucha carga al suelo sobre el cual se colocan, pero los taludes de apoyo deben ser estables en ausencia de fuerzas erosivas.



a) Detalle del geoacolchado



b) Protección del talud en canal de descarga con geoacolchados

Figura 4.36

El tejido del cual están fabricados cumple en los geoacolchados una importante función estructural y resistente. Mientras la cara superior del revestimiento sufre degradación por efecto de los rayos ultravioletas, y puede ser desgastada por abrasión, la cara inferior, en contacto con el suelo, cumple la función de filtro y provee un refuerzo flexible que resiste los esfuerzos de tracción. En zonas residenciales, donde el aspecto es un factor dominante, los geoacolchados pueden pintarse en su cara superior con una mulsión acrílica de color, que actúa también como protección contra las radiaciones ultravioletas.

Las geomembranas

Las geomembranas son geosintéticos que se fabrican como películas impermeables y su uso se ha difundido en construcciones hidráulicas y depósitos en general. También se utilizan en suelos tóxicos, para prevenir la contaminación del agua del subsuelo, por lo cual deben ser resistentes a la degradación química.

Las geomembranas han sustituido exitosamente a otros materiales de revestimiento, tales como la arcilla, la bentonita, el concreto y el asfalto, cuando son usados para impermeabilizar depósitos de agua, conductos de aguas negras, jardineras, etc. Ver la figura 4.34 a).

Conviene recordar que la instalación de las geomembranas debe realizarse cuidadosamente, evitando horadarlas o punzonarlas, para asegurar su estanqueidad, y los bordes deben sellarse en los empalmes con adhesivos resistentes. En zonas de muy bajas temperaturas, las geomembranas cumplen la función de impedir que el agua que asciende por capilaridad favorezca el congelamiento del suelo.

Recientemente se ha desarrollado la técnica de reforzar las geomembranas, cubriéndolas con geotextiles, de modo de lograr un buen drenaje de líquidos y gases, al mismo tiempo que se las protege de la abrasión y el desgarramiento.

Los geocompuestos

Los geocompuestos son una combinación de geotextiles y plásticos, que se usan en la fabricación de drenes. Pueden agruparse en dos categorías:

- a).- Los que tienen un núcleo de plástico flexible recubierto de una funda de geotextil. Se conocen por geocolmenas. Ver la figura 4.37
- b).- Las bandas drenantes fabricadas con láminas de plástico rígido, con geotextil adherido únicamente a una de las caras, o totalmente recubiertas con geotextil

En todos estos casos, el geocompuesto actúa como una barrera delgada que intercepta y drena el agua subterránea de los taludes, terraplenes, hombrillos de autopistas y todo tipo de suelos. Esto permite la evacuación rápida de grandes cantidades de agua en suelos finos, sensibles al agua, y poco permeables, y con ello se logra una buena consolidación del suelo.

Las bandas drenantes verticales se colocan en el terreno en la forma indicada en las figuras 4.29 y 4.30, con máquinas de lanzadera, o bien utilizando mandriles con martillos vibratorios como los descritos para los drenes de mecha (Sandwicks) o los tubos flexibles.

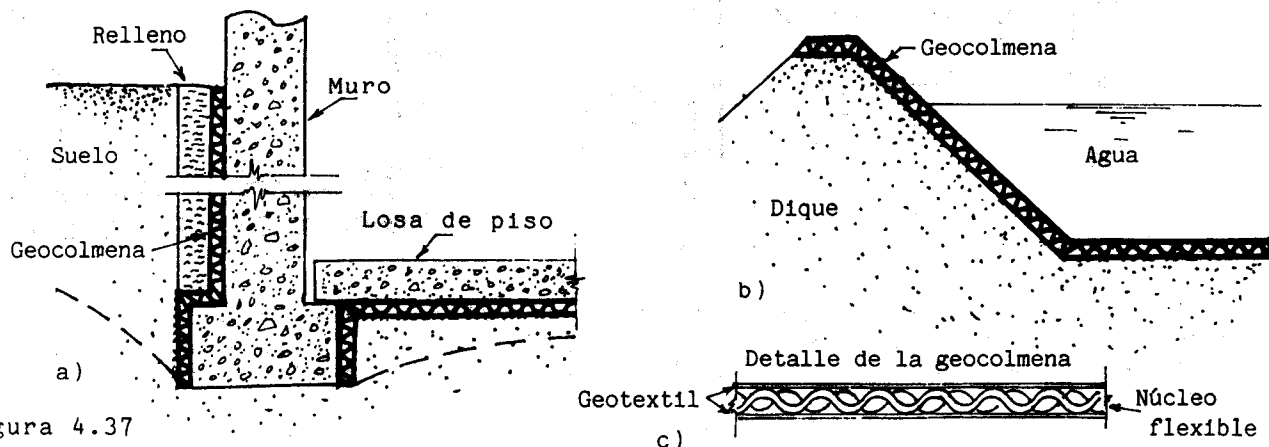


Figura 4.37

4.20.- LA ESTABILIZACION ELECTRICA DEL SUELO (ELECTRO-OSMOSIS)

Los suelos cohesivos poco permeables pueden mejorar su capacidad portante y su resistencia a corte, mediante métodos de compactación y drenaje que utilizan corriente eléctrica aplicada directamente al suelo.

Los resultados obtenidos pueden ser :

- * El drenaje y la compactación del suelo
- * El endurecimiento por cementación
- * La impermeabilización de los estratos
- * La saturación y ablandamiento del suelo

Drenaje y compactación del suelo

El drenaje mediante pozos filtrantes o puntas drenantes de algunos suelos de arcillas limosas con altos porcentajes de humedad, puede resultar muy lento, ya que la escasa permeabilidad del suelo impide un flujo apreciable del agua de los poros.

Una forma de agilizar el proceso de drenaje es aplicar el método de la estabilización eléctrica, que se basa en el fenómeno de la electro-ósmosis. Este proceso consiste en un cambio de base que se lleva a cabo en todo suelo húmedo cuando al aplicar una corriente eléctrica continua, ésta fluye del electrodo positivo o ánodo al electrodo negativo o cátodo.

Para ello se deben instalar en el terreno a drenar, suficiente número de ánodos y cátodos de modo de eliminar todo el volumen del agua en exceso del suelo, para compactarlo por desecación. Como cátodos se hincan en el suelo puntas drenantes en la forma indicada en la Sección 4.18, y como ánodos se utilizan barras o perfiles metálicos preferentemente de acero o aluminio, colocados equidistantes de las puntas drenantes mencionadas, y en todo el perímetro de la excavación.

Al pasar la corriente eléctrica, los cationes del ánodo se desprenden de él y se desplazan hacia el cátodo, arrastrando consigo el agua de los poros del suelo. Los cationes son los elementos electropositivos de las moléculas. A su vez, los aniones se dirigen hacia el ánodo, pero no transportan agua. Los aniones son los elementos electronegativos de las moléculas.

Como resultado de este proceso, el agua se acumula alrededor del cátodo y el suelo se va desecando en las proximidades del ánodo. Las bombas de vacío conectadas a las puntas drenantes van extrayendo el agua que fluye hacia el cátodo y la descargan en tubos colectores que se instalan en la superficie del terreno. Ver figura 4.38.

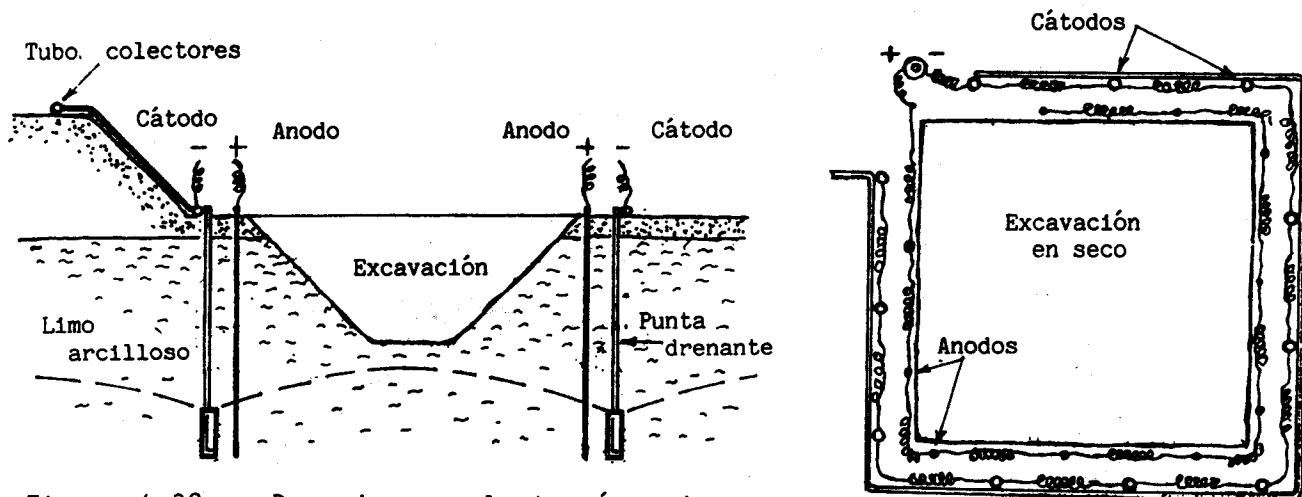


Figura 4.38 Drenaje por electro-ósmosis

La idea de estabilizar suelos mediante el intercambio de iones por el paso de una corriente eléctrica, fue aplicada por primera vez en Alemania por el Ing. Leo Casagrande, quien comprobó que por medio de la electro-ósmosis se drena el suelo, disminuyendo así la presión de los poros, y compactándolo progresivamente.

Sin embargo, a medida que el proceso continúa, se desgasta el material del ánodo y éstos deben ser reemplazados, mientras que los cátodos o puntas drenantes permanecen en buenas condiciones de servicio por un tiempo prolongado.

La corriente eléctrica usada varía entre 80 y 150 voltios, siendo necesarios de 25 a 30 amperes por punta drenante, lo cual representa un gasto considerable. Además, la instalación del equipo completo de generadores de corriente continua, puntas drenantes, electrodos, bombas de vacío, etc, también constituye una inversión de importancia, si bien en algunos suelos de poca permeabilidad, la electro-ósmosis resulta el único método efectivo de drenaje.

El inconveniente que presenta este procedimiento, es que si se suspende el paso de la corriente eléctrica, el suelo recupera prontamente su contenido de agua inicial, por lo cual su efecto no es muy duradero. Para un mejor drenaje, se aconseja aplicar simultáneamente a la electro-ósmosis, otro método adicional de estabilización, como por ejemplo la precarga. (Ver Sección 4.4).

Endurecimiento por cementación

El fenómeno de la electro-ósmosis puede ser ventajosamente aprovechado para el endurecimiento del suelo, si en las cercanías del ánodo, se inyecta alguna solución conteniendo sales de calcio, magnesio o silicio.

Al conectar la corriente eléctrica, los cationes que arrastran hacia el cátodo la solución dispersan estas sales por la masa del estrato, las cuales precipitan y cementan el suelo en forma irreversible, otorgándole características de elevada capacidad portante y disminuyendo su compresibilidad.

Además, si se utilizan ánodos de aluminio, el intercambio de los iones de alúmina en combinación con ciertas bases de las arcillas o feldspatos del suelo, forma aluminatos insolubles, que incrementan la resistencia a corte del suelo.

Impermeabilización de estratos

Criterios semejantes a los expuestos pueden ser aplicados para las arenas y gravas con excesiva permeabilidad, donde en la masa adyacente al ánodo se inyectan lechadas con arcillas en suspensión, especialmente las del tipo bentonítico, las cuales al dispersarse en su migración hacia el cátodo, por efecto de la corriente eléctrica, impermeabilizan el estrato.

Saturación y ablandamiento

En ciertos casos, se necesita ablandar un suelo, con diversos fines. Por ejemplo, cuando se hincan o atornillan pilotes de acero en suelos muy resistentes, que dificultan la penetración, Para solucionar el problema, se aplica la electro-ósmosis, conectando el polo negativo de una corriente eléctrica al pilote y el positivo a unas barras o perfiles de acero hincadas a unos 2 m de distancia: el agua libre del terreno fluye hacia el pilote facilitando su hincado. Luego de colocado, se invierte la corriente, aplicando al pilote el polo positivo, para desecar el suelo a su alrededor y aumentar la adherencia con el suelo circundante.

En otros casos, lo que se busca es extraer tablestacas o pilotes metálicos, y se aplica la electro-ósmosis en la forma indicada precedentemente, para ablandar el suelo y facilitar la extracción con mínimo esfuerzo. Si se los utiliza como cátodos, con los ánodos dispuestos a su alrededor, atraen hacia sí el agua libre del suelo, mientras que si se los usa como ánodos, repelen el agua y desecan el terreno, aumentando la fricción y disminuyendo los asentamientos del suelo en ese área.

CAPITULO 5

Capacidad Resistente del Suelo

5.1.- ESTADO TENSIONAL EN EL SUELO DE FUNDACION

Uno de los problemas fundamentales en el diseño de una construcción es el poder determinar la capacidad portante del suelo donde apoya, para asegurar su estabilidad frente a las cargas que le impondrá la superestructura. El suelo de fundación no es apto para resistir tracciones, pero es capaz de soportar limitadas compresiones y esfuerzos cortantes. Si la magnitud de las compresiones aumenta considerablemente, ocurre la falla por corte en alguna superficie interna del suelo. Por ello, la capacidad resistente de un suelo está íntimamente asociada a su capacidad para soportar corte, la cual se evidencia por su resistencia al deslizamiento en algún plano dentro de la masa del suelo.

Cuando se analiza un suelo, se lo supone un material isótropo y homogéneo de comportamiento lineal bajo las cargas. Sin embargo, estas condiciones son sólo ideales, ya que en la realidad el suelo es una masa heterogénea, formada por diversidad de partículas, y anisótropa pues generalmente presenta plano preferencial de deformación. Además su comportamiento es lineal sólo para sollicitaciones de pequeña magnitud.

Cuando el suelo soporta cargas, sufre deformaciones. Si se analiza un cubo elemental de suelo que soporta un estado tensional triaxial como el de figura 5.1 a) y se aplica un incremento $\Delta\sigma_y$ al esfuerzo normal inicial σ_y , manteniendo constantes los valores de σ_x y σ_z , se produce un acortamiento ΔL en la dirección vertical del elemento. Resulta:

$$\Delta\epsilon_y = \frac{\Delta L}{L} \quad (5.1)$$

y el módulo de elasticidad longitudinal o módulo de Young se expresa:

$$E = \frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\epsilon_y} \quad (5.2)$$

como se indica en el diagrama de esfuerzos-deformaciones del esquema b) de la figura. En los suelos, el valor de E no es una constante, pues depende del régimen de esfuerzos y del tipo de suelo, pudiendo variar entre 0 en turbas hasta valores cercanos a los del concreto en rocas sanas. Además, el acortamiento ΔL produce deformaciones laterales ϵ_x y ϵ_y definiendo así el coeficiente de Poisson μ del suelo.

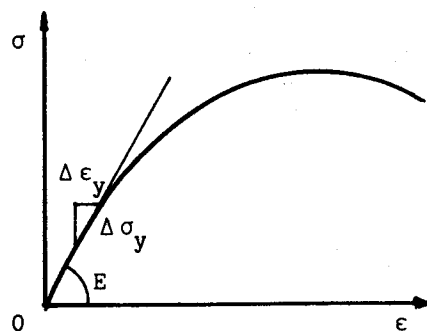
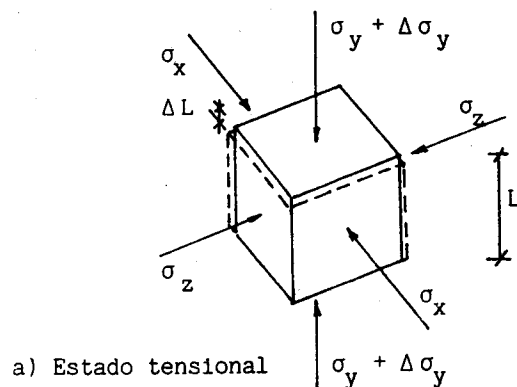


Figura 5.1

$$\mu = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_y} = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_y} = \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial directa}} \quad (5.3)$$

o bien el módulo de Poisson, que es su inversa :

$$m = \frac{1}{\mu} \quad (5.4)$$

Para los suelos, μ varía entre :

$$0,25 < \mu < 0,4 \quad (5.5)$$

5.2.- ESFUERZOS COMBINADOS

Al aplicar fuerzas sobre la superficie de un sólido, se crean esfuerzos normales y de corte en la masa del mismo, cuya magnitud varía en los diferentes puntos considerados. La figura 5.2 a) muestra los esfuerzos normales σ , perpendiculares a la traza del plano n-n, y los esfuerzos cortantes o tangenciales τ , contenidos en el plano. Cuando el estado tensional consiste únicamente en el esfuerzo σ , siendo $\tau = 0$, el esfuerzo se llama principal y el plano normal al cual se aplica resulta un plano principal, el horizontal en este caso.

Al analizar el sólido en forma tridimensional, el estado tensional en un punto cualquiera del sólido queda definido por el conjunto de esfuerzos que actúan en la totalidad de las caras de un elemento diferencial de volumen que rodea a ese punto. Si actúan únicamente esfuerzos σ simultáneamente en los tres pares de caras del cubo elemental de figura 5.2 b), esos esfuerzos resultan principales y definen tres planos principales, paralelos respectivamente a las caras del elemento diferencial. El mayor de estos esfuerzos se conoce por esfuerzo principal mayor σ_1 , el menor será el esfuerzo principal menor σ_3 y al restante se lo denomina esfuerzo principal intermedio σ_2 . Todos ellos tienen lugar en planos de tensión cortante nula.

En todo plano inclinado que corte al cubo elemental, es posible hallar el valor de los correspondientes esfuerzos σ y τ , a partir de los esfuerzos principales y las leyes de la estática. Considerando el problema bidimensional y para un plano normal al plano principal intermedio que forma un ángulo α con el plano principal mayor, las tensiones normales y tangenciales σ_α y τ_α resultan :

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (5.6)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad (5.7)$$

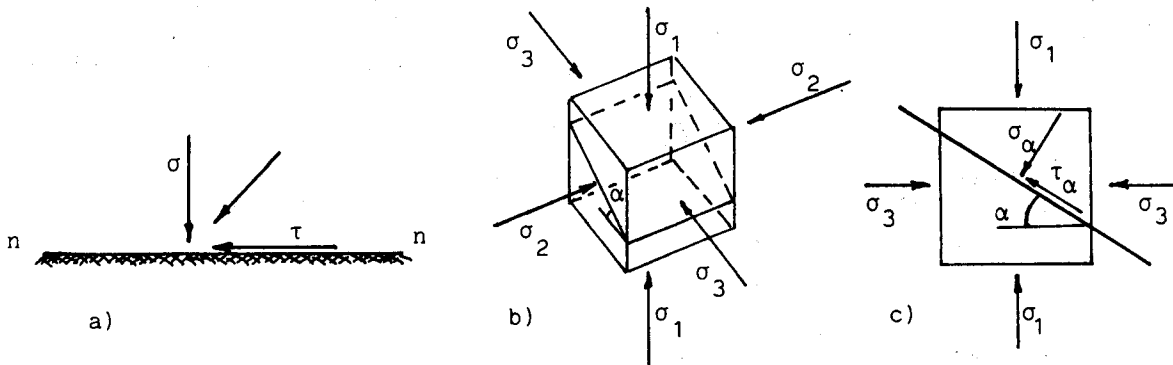


Figura 5.2

De la ec. 5.7 se deduce que el máximo esfuerzo cortante corresponde a $\sin 2\alpha = 1$, es decir para : $\alpha = 45^\circ$ o $\alpha = 135^\circ$, y resulta :

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (5.8)$$

Además, en dos planos cualesquiera perpendiculares entre sí, que contengan al punto analizado, los esfuerzos cortantes son siempre de igual magnitud y se cumple : $|\tau_{\min}| = \tau_{\max}$.

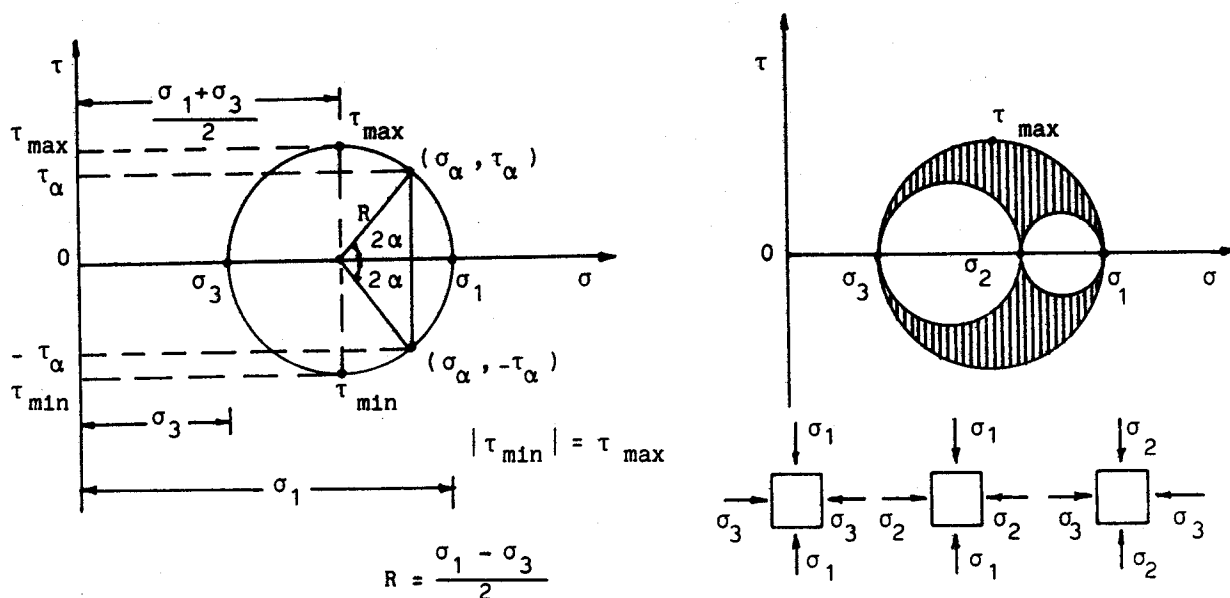
Por otra parte, los esfuerzos normales máximos se producen, según ec. 5.6 para $\cos 2\alpha = 1$, es decir para $\alpha = 0$ y los mínimos para $\cos 2\alpha = -1$, o sea $\alpha = 90^\circ$.

Para el estado bidimensional de tensiones, los valores de σ_α y de τ_α se pueden hallar gráficamente mediante la circunferencia de Mohr (1) aplicable a cualquier material, como por ejemplo el suelo en estudio. Ver figura 5.3 a).

La circunferencia de Mohr representa todas las combinaciones posibles de esfuerzos normales y cortantes en un determinado punto de un sólido. Por lo tanto, cualquier punto ubicado sobre la circunferencia de Mohr determina el estado tensional σ_α y τ_α en un plano inclinado que forma un cierto ángulo α con el plano del esfuerzo principal mayor σ_1 , y que en la circunferencia corresponde al ángulo 2α con respecto al eje de las abscisas, medido en sentido antihorario. Resulta así que las componentes de tensión normal y cortante para los diferentes planos que pasan por el punto en estudio están representadas por las coordenadas de los puntos que están contenidos en la circunferencia de Mohr. Considerando en forma tridimensional los esfuerzos principales, se obtienen las tres circunferencias de Mohr de la figura 5.3 b). Cada una de ellas representa los esfuerzos en un plano perpendicular a uno de los planos principales, de modo que en conjunto definen todas las posibles combinaciones en el espacio de los esfuerzos normales y cortantes para un punto del sólido.

El esfuerzo tangencial máximo $\tau_{\max}$ corresponde al valor del radio de la mayor de las circunferencias, la cual pasa por σ_1 y σ_3 . σ y τ se leen en la misma escala.

El área rayada entre circunferencias representa los esfuerzos combinados en planos oblicuos con respecto a los tres planos principales.



a) Circunferencia de Mohr para esfuerzos planos

b) Circunferencia de Mohr para esfuerzos tridimensionales

Figura 5.3

Ejemplo 5.1.-

Se conocen los esfuerzos principales $\sigma_1 = 4,6 \text{ Kg/cm}^2$ y $\sigma_3 = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$ en un punto de la masa de una muestra de suelo, y se pide hallar el estado tensional σ_α y τ_α en un plano que forma 36° con el plano principal mayor, y que sea normal al plano principal intermedio. Hallar también el $\tau_{\max}$.

Según ecs. 5.6 y 5.7, para $\alpha = 36^\circ$:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha = \frac{4,6 + 1,8}{2} + \frac{4,6 - 1,8}{2} \cos 72 = 3,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha = \frac{4,6 - 1,8}{2} \sin 72 = 1,33 \text{ Kg/cm}^2$$

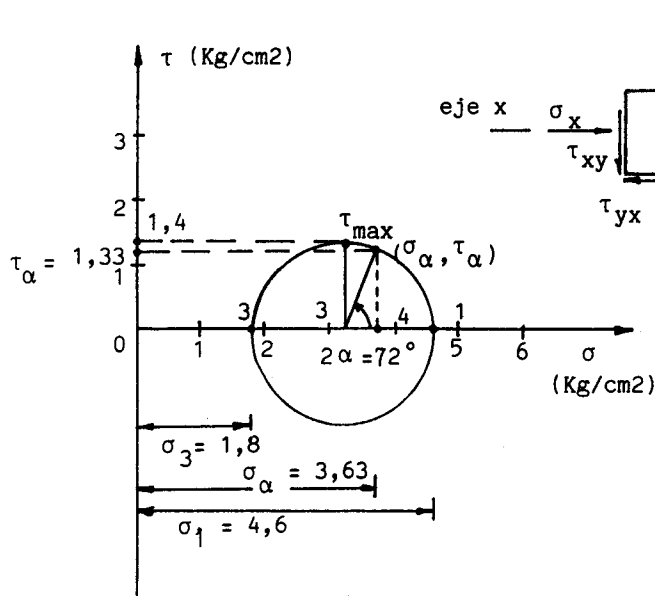
(1) Otto Mohr escribió su teoría de resistencia de materiales en 1882, basándose en las Leyes de Coulomb.

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = 1,4 \text{ Kg/cm}^2$$

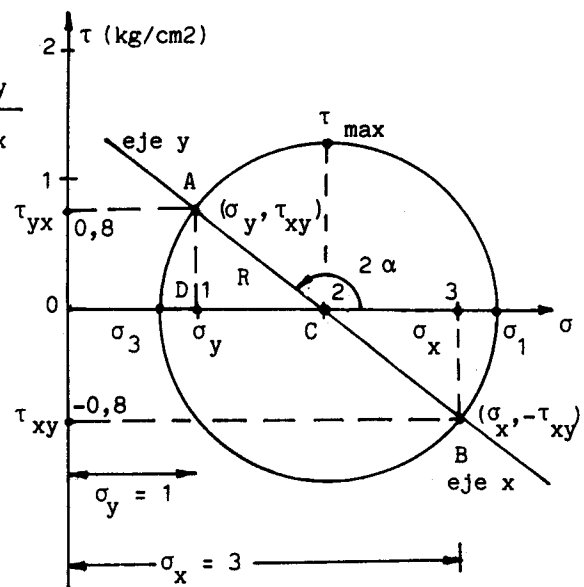
Para trazar la circunferencia de Mohr se miden en escala los valores de σ_1 y σ_3 en el eje de las abscisas y se hace pasar por esos puntos la circunferencia de radio R.

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = 1,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego se traza un radio que forme el ángulo $2\alpha = 72^\circ$ con el eje de las abscisas, en sentido anti-horario, el cual determina sobre la circunferencia el punto de coordenadas σ_α y τ_α , las cuales deben leerse en la misma escala que los esfuerzos iniciales.



Ejemplo 5.1



Ejemplo 5.2

Ejemplo 5.2.-

El estado tensional en un determinado plano que pasa por un punto de la masa del suelo está definido por los siguientes valores :

$$\sigma_x = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{yx} = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Se pide determinar : Los esfuerzos principales mayor y menor, el esfuerzo cortante máximo y el ángulo que forma el plano en estudio con el plano principal mayor.

Para resolverlo, se ubican en escala los puntos A y B que representan el estado de tensión indicado. La recta que une estos puntos determina el diámetro de la circunferencia de Mohr, e intersecta al eje de las abscisas en el punto C, centro de la circunferencia. Resulta :

$$OC = OD + DC = \sigma_y + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) = 1 + \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R = \sqrt{0,8^2 + 1} = 1,28 \text{ Kg/cm}^2 = \tau_{\max}$$

$$\sigma_1 = OC + R = 3,28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = OC - R = 0,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2\alpha = 180^\circ - \arctg(AD/DC) = 180^\circ - \arctg 0,8 = 180^\circ - 38,66^\circ = 141,34^\circ$$

Por lo tanto, el ángulo que forman entre si los dos planos es $\alpha = 70,67^\circ$.

Ejemplo 5.3.-

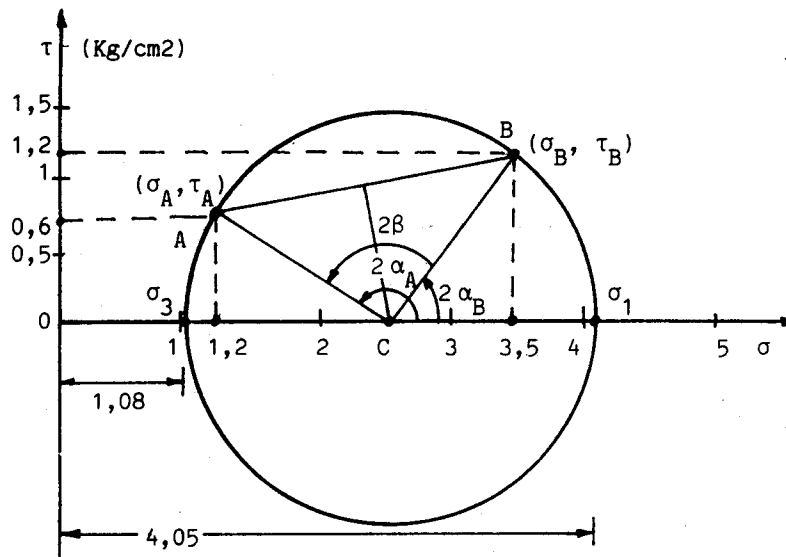
Dos planos que pasan por un punto de la masa del suelo soportan los siguientes esfuerzos

$$\begin{aligned} \text{PLANO I : } \sigma_A &= 1,2 \text{ Kg/cm}^2 \\ \tau_A &= 0,6 \text{ "} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PLANO II : } \sigma_B &= 3,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \tau_B &= 1,2 \text{ "} \end{aligned}$$

Se pide determinar los esfuerzos principales mayor y menor y el ángulo que forman entre sí los planos I y II.

Para resolverlo, se ubican en escala los puntos A y B representativos del estado tensional en los dos planos, y se traza una circunferencia que pase por esos puntos, con su centro sobre el eje de las abscisas. Para ello, por el punto medio del segmento AB se traza una perpendicular que corta al eje σ en el punto C, centro de la circunferencia.



Se lee en la figura : $\sigma_1 = 4,05 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_3 = 1,08 \text{ Kg/cm}^2$

De la ec. 5.6 :

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

caso a) Para $\sigma_A = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$:

$$1,2 = \frac{4,05 + 1,08}{2} + \frac{4,05 - 1,08}{2} \cos 2\alpha_A$$

$$\therefore \cos 2\alpha_A = -0,919 \quad 2\alpha_A = 156,8^\circ \quad \alpha_A = 78,4^\circ$$

caso b) Para $\sigma_B = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$:

$$3,5 = \frac{4,05 + 1,08}{2} + \frac{4,05 - 1,08}{2} \cos 2\alpha_B$$

Se deduce por lo tanto :

$$\cos 2\alpha_B = 0,63 \quad 2\alpha_B = 50,98^\circ$$

$$\alpha_B = 25,49^\circ$$

Con los datos obtenidos se puede hallar el ángulo que forman entre sí los dos planos :

$$\beta = 78,4^\circ - 25,49^\circ = 52,91^\circ$$

Este ángulo en la circunferencia de Mohr corresponde a $2\beta = 105,82^\circ$

5.3.- CRITERIO DE FALLA DE MOHR-COULOMB

Si se incrementa gradualmente uno de los esfuerzos de compresión en una muestra de suelo de un ensayo triaxial (Ver Sección 5.4) se alcanza un estado tensional crítico que ocasiona la falla del suelo. Mohr demostró que esta falla no se produce por la presencia de esfuerzos normales - máximos o de esfuerzos cortante máximos en forma aislada, sino por una crítica combinación de esfuerzos normales y cortantes actuando simultáneamente.

Si el ensayo se repite para diferentes muestras de un mismo suelo hasta alcanzar la falla en cada caso, se obtienen las correspondientes circunferencias de Mohr de figura 5.4. Como las mismas son simétricas con respecto al eje de las abscisas, se han dibujado solamente las semi-circunferencias de la parte superior del diagrama. El esquema a) corresponde a tres muestras de suelo arenoso y el b) a otras tres de suelo arcilloso. Es posible trazar curvas tangentes a las diferentes circunferencias de Mohr en cada caso, que se conocen por Envolventes de falla de Mohr.

La falla se produce cuando a un determinado esfuerzo normal σ en el suelo que se analiza, le corresponde un esfuerzo cortante τ que excede el límite dado por la envolvente.

Con respecto a la envolvente de falla de Mohr son válidas las siguientes hipótesis :

- Si para un determinado estado de esfuerzos en el suelo de fundación, la respectiva circunferencia de Mohr está ubicada dentro de la envolvente de falla, el suelo es estable.
- Si la circunferencia de Mohr resulta tangente a la envolvente de falla, se ha alcanzado la máxima capacidad resistente en algún plano dentro de la masa del suelo. Por ejemplo, se analiza el punto A de tangencia de la envolvente de falla de Mohr con la circunferencia intermedia de figura 5.4 a), que se muestra en el esquema c). El estado tensional para esta condición de falla está representado por los esfuerzos σ_u y τ_u que actúan en un plano que forma el ángulo α_{crit} con el plano del esfuerzo principal mayor.
- No es posible hallar una condición de equilibrio en el suelo que se analiza si al estado de esfuerzos a que se halla sometido le corresponde una circunferencia de Mohr que intersecta la envolvente de falla, pues en ese caso el suelo ya habría colapsado.

Las envolventes de falla de Mohr son curvas que para los efectos prácticos pueden rectificarse en forma aproximada, como muestran las líneas punteadas de los esquemas a) y b), formando un ángulo ϕ con respecto a la horizontal. En el esquema a) correspondiente a suelo granular, el criterio de falla de

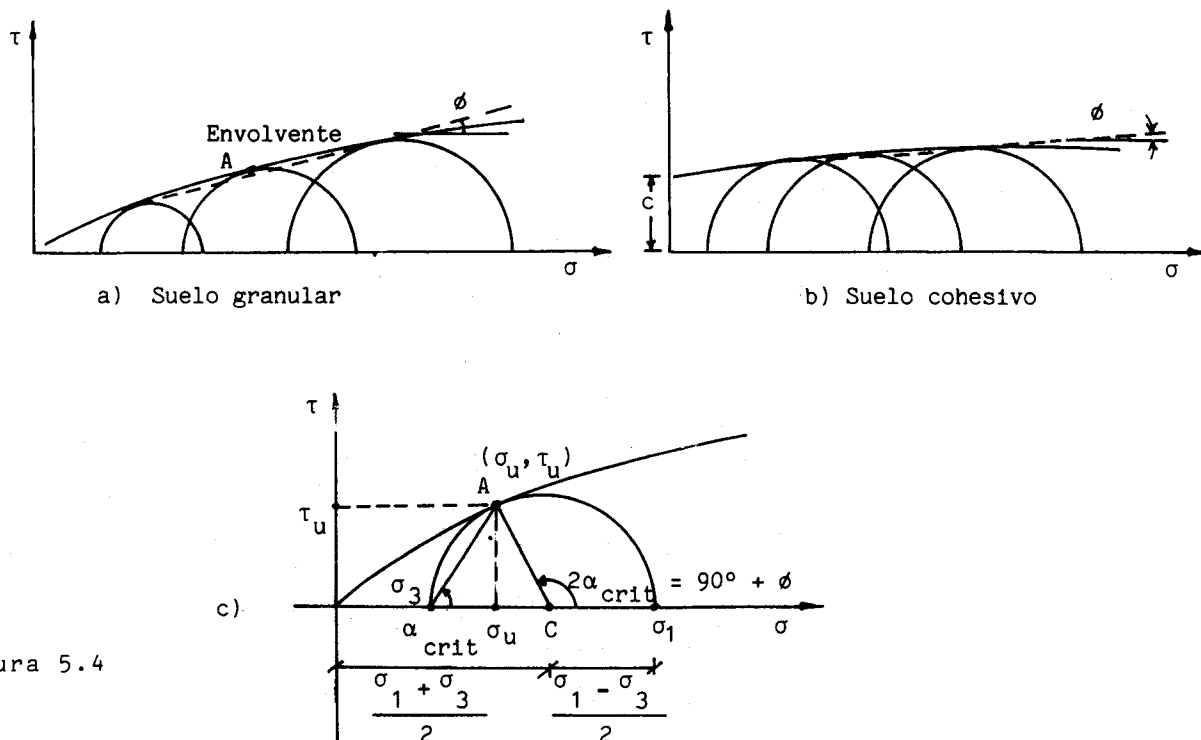


Figura 5.4

Mohr-Coulomb permite escribir la siguiente expresión, que relaciona los esfuerzos de falla :

$$\tau_u = \sigma_u \operatorname{tg} \phi \quad (5.9)$$

ϕ representa el ángulo de fricción interna del suelo, o ángulo de resistencia al corte y la $\operatorname{tg} \phi$ es el respectivo coeficiente de fricción.

En este caso, la envolvente de falla de Mohr pasa aproximadamente por el origen de coordenadas, pero en el esquema b), correspondiente a un suelo cohesivo, esta envolvente intersecta al eje de las ordenadas, definiendo el valor de c , que se mide en escala desde el origen. En este caso :

$$\tau_u = c + \sigma_u \operatorname{tg} \phi \quad (5.10)$$

donde c representa la cohesión del suelo arcilloso, medida en Kg/cm². Los valores de ϕ y de c se obtienen de las pruebas in situ o en el laboratorio, de las muestras de suelo extraídas en los diferentes sondeos. En los suelos sin cohesión, $c = 0$ y el valor de τ_u se obtiene de ec. 5.9, mientras que en los suelos sin fricción, $\phi = 0$ y resulta $\tau_u = c$, como muestra la figura 5.5 a).

De esto se deduce que en los suelos granulares y los no cohesivos en general, la resistencia al deslizamiento está regida fundamentalmente por las fuerzas de fricción entre sus partículas si bien existen además otras fuerzas internas que las atraen, manteniéndolas unidas y contribuyendo asimismo a la resistencia del suelo.

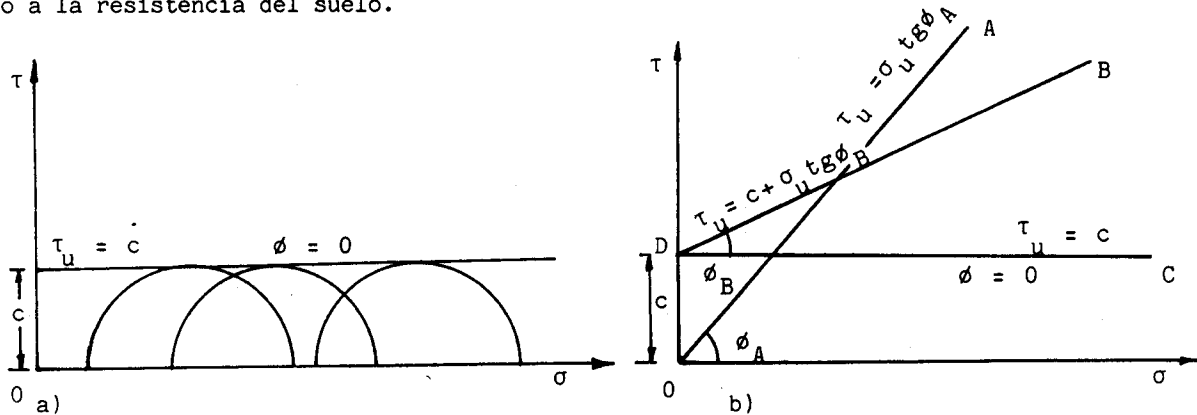


Figura 5.5

Cuando los suelos granulares son densos, la pendiente de la envolvente de falla es mayor, y decrece en suelos granulares sueltos. De figura 5.4 c) se puede deducir la relación existente entre ϕ y α_{crit} :

$$2 \alpha_{crit} = 90^\circ + \phi \quad \therefore \alpha_{crit} = 45^\circ + \phi/2 \quad (5.11)$$

Además :

$$\operatorname{sen} \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{\frac{\sigma_1}{\sigma_3} - 1}{\frac{\sigma_1}{\sigma_3} + 1} \quad (5.12)$$

$$\therefore \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = N_\phi \quad (5.13)$$

N_ϕ es el factor de deslizamiento del suelo.

La ec. 5.11 define un plano teórico de deslizamiento del suelo, que forma un ángulo $(45^\circ + \phi/2)$ con el plano del esfuerzo principal mayor. En la práctica se comprueba que el verdadero plano de deslizamiento se halla muy próximo a él.

La figura 5.5 b) resume las envolventes de falla de Mohr para diferentes tipos de suelos. La recta OA corresponde a un suelo no cohesivo como la arena o la grava, donde los esfuerzos de corte τ_u se obtienen de ec. 5.9 en función de la fricción del suelo.

En este caso, como $c = 0$, la recta OA debe pasar por el origen de coordenadas. En estos suelos los gránulos no presentan la tendencia a adherirse unos con otros, pero poseen una gran resistencia friccional. Por ello la pendiente de la recta OA es mayor que para los demás suelos.

La recta DB corresponde a un suelo mixto, con cohesión y moderada fricción, como las arenas limosas o con algún porcentaje de finos y los esfuerzos τ_u para este caso son los que se obtienen de la ec. 5.10.

Por último, la recta DC paralela al eje de las abscisas representa a un suelo cohesivo con fricción nula, como por ejemplo las arcillas saturadas. En este caso, la carga que se aplica al suelo es soportada principalmente por el agua de los poros, y las pequeñas partículas sólidas no tienen contacto entre sí, por lo cual no existe fricción entre ellas. Por lo tanto, con el paso del tiempo (años en algunos casos) se produce una lenta expulsión del agua de los poros y las partículas comienzan a acercarse y rozar entre sí, originándose una limitada fricción.

Para estos suelos la envolvente de falla deja entonces de ser horizontal y adopta una cierta pendiente, en función de la magnitud de la fricción originada. Se acerca así a la recta DB correspondiente al caso de un suelo mixto.

5.4.- PRUEBAS DE RESISTENCIA A CORTE

La resistencia de un suelo depende fundamentalmente de su resistencia a corte. Si los esfuerzos cortantes y axiales dentro de la masa del suelo alcanzan los valores de la combinación crítica, se originan deslizamientos a lo largo de alguna superficie de falla y el suelo colapsa bajo las cargas que transmiten los cimientos de una construcción o crean problemas de estabilidad en taludes, excavaciones y empujes de tierra en general.

Por ello se debe conocer la capacidad portante de un suelo, de modo de no sobrepasar la magnitud de los esfuerzos admisibles a corte, al aplicar las cargas y sobrecargas de uso. La resistencia a corte de un suelo depende fundamentalmente de dos parámetros :

- La cohesión
- La fricción

Los valores de la cohesión c y del ángulo de fricción interna ϕ correspondientes a diferentes tipos de suelos se indican en las Tablas A-2 y A-3 del Apéndice A. Para hallar estos valores se realizan las pruebas de resistencia a corte en los suelos, las cuales se pueden llevar a cabo :

- * In situ
- * En el laboratorio

Las pruebas in situ son :

La Prueba de la Veleta
La Prueba de Penetración Standard

La prueba de la veleta permite determinar el valor de la cohesión c en suelos blandos como las arcillas sensibles o los depósitos limosos de granos muy finos con alto porcentaje de humedad, los cuales deben ser analizados in situ, pues resulta muy difícil obtener de ellos muestras no disturbadas. Ver Sección 3.7.

En ciertos casos, las pruebas pueden llevarse a cabo en el laboratorio en una muestra no disturbada de suelo cohesivo, si el contenido de humedad es bajo.

La prueba de penetración standard (PPS) o prueba de penetración normal, permite determinar el ángulo de fricción ϕ en todo tipo de suelos, pero se usa más comúnmente en suelos granulares como arenas y gravas. (Ver Sección 3.6). La figura 5.6 muestra la correlación existente entre el número de golpes N corregido, para un suelo no cohesivo, y el ángulo de fricción interna del suelo ϕ , así como también da los coeficientes de la capacidad portante del suelo N_1 y N_2 , los cuales se usarán en las Secciones 5.6 y 12.17 para determinar la capacidad portante de un suelo en el diseño de fundaciones superficiales y pilotes.

N es el número de golpes necesario para hacer penetrar el tomamuestras del ensayo según se detalla en la Sección 3.6. Para usar este gráfico se entra por la parte superior derecha con el valor de N corregido, y luego horizontalmente hasta cortar la curva de N . En ese punto se desciende verticalmente hasta leer en las abscisas el valor correspondiente al ángulo de fricción ϕ . El factor de corrección de N se obtiene de ec. 3.2.

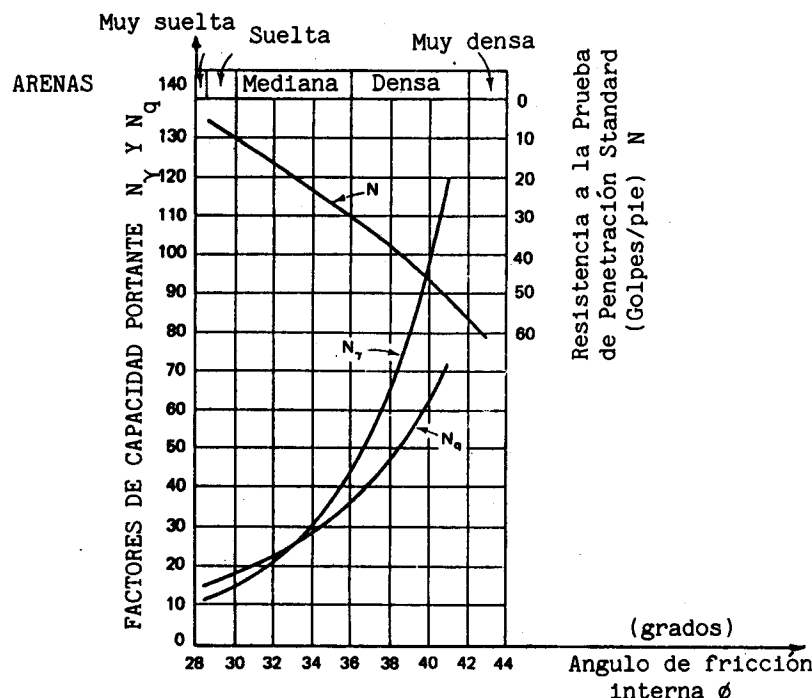


Figura 5.6

Las pruebas de laboratorio para determinar la resistencia a corte de un suelo son de diferentes tipos, entre las cuales se pueden mencionar las siguientes :

- Prueba de compresión sin confinar
- Prueba de corte directo
- Prueba de compresión triaxial
- Prueba de la impronta esférica

La prueba de compresión sin confinar puede usarse únicamente para analizar suelos cohesivos. Las pruebas de corte directo y de compresión triaxial sirven para todo tipo de suelos, y las de impronta esférica dan mejores resultados en suelos firmes y resistentes.

Prueba de compresión sin confinar

Es la prueba más sencilla y económica de realizar. Consiste en tomar una muestra cilíndrica de suelo cohesivo con altura igual a 2,5 veces su diámetro y comprimirla axialmente en una máquina de ensayo como la de figura 5.7, similar a las que se usan para las probetas de concreto.

Un manómetro conectado al instrumento permite ir midiendo las presiones ejercidas sobre la muestra. Una de las mayores ventajas que ofrece esta prueba es que el suelo es libre de fallar según el plano más débil. Además, puede ser drenado durante el ensayo o se le puede inyectar agua para representar las verdaderas condiciones que presenta en el subsuelo.

La muestra de suelo se coloca entre dos piedras porosas para permitir el drenaje, y se va incrementando la carga de compresión hasta producir la falla del suelo bajo un esfuerzo axial σ_u . La cohesión c resulta :

$$c = \sigma_u / 2 \quad (5.14)$$

Este ensayo no puede realizarse en suelos sueltos pues se desmoronan al comprimirlos, y sólo sirve para suelos cohesivos que puedan permanecer firmes sin confinamiento.

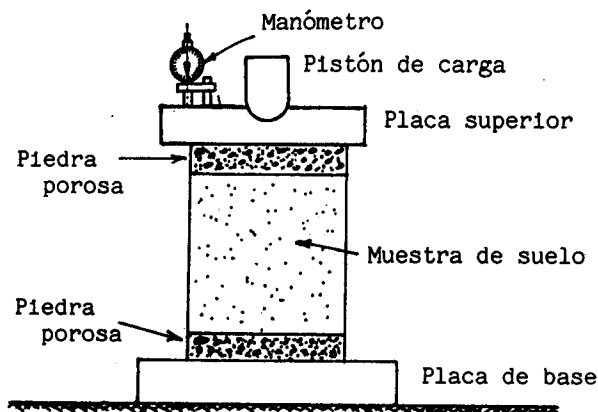


Figura 5.7 Prueba de compresión sin confinar

EJEMPLO 5.4.-

Un suelo arcilloso firme se ensaya en una prueba de compresión sin confinar y la falla se alcanza para un valor de $\sigma_u = 1,62 \text{ Kg/cm}^2$

Se pide determinar el valor de la cohesión correspondiente.

Aplicando ec. 5.14 : $c = \sigma_u / 2 = 0,81 \text{ Kg/cm}^2$

Se compara este valor con el de la Tabla A-3 del Apéndice A, donde se lee para este caso de suelo arcilloso firme :

$$c = 0,6 \text{ a } 0,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Se deduce que esta arcilla está en el límite entre firme y muy firme.

Prueba de corte directo

Es la prueba de corte más antigua, ya usada por Coulomb en 1776. Consiste en colocar la muestra del suelo en un recipiente cuadrado o circular que está cortado horizontalmente en dos mitades, donde la superior desliza sobre la inferior, como muestra la figura 5.8 a).

La muestra se coloca entre dos piedras porosas que permiten drenar el suelo cuando está húmedo o saturado, y se le aplican fuerzas de compresión y corte simultáneamente. Las fuerzas de compresión pueden ser originadas por presiones exteriores o carga muerta aplicada sobre la muestra, mientras que la fuerza de corte se debe al deslizamiento relativo de las dos mitades del recipiente, a las cuales se imprime una fuerza lateral creciente hasta que el suelo falla por corte, a lo largo del plano horizontal a-a.

La magnitud de los esfuerzos normales se obtiene como cociente entre la fuerza aplicada y el área de incidencia, mientras que los esfuerzos tangenciales corresponden a la fuerza de corte que produce la falla. Los resultados se pueden graficar como se indica en la figura 5.8 b) para dos o más ensayos directos de corte de un mismo suelo.

La recta que une los puntos representativos de los diferentes estados tensionales para los cuales se alcanza la falla del suelo por corte, tendrá una pendiente que corresponde al valor del ángulo de fricción interna ϕ .

Una variante de este ensayo se puede realizar como muestra la figura 5.8 c) para un suelo no drenado, colocando la muestra dentro de una membrana elástica impermeable y aplicando simultáneamente fuerzas axiales de compresión y de corte. Se evidencia en este caso un incremento de la presión interna en los poros del suelo a medida que crecen las fuerzas aplicadas. Los resultados obtenidos no varían sensiblemente en ambas pruebas cuando el contenido de humedad en el suelo es bajo, pero

se produce una disminución de la resistencia a la compresión axial en el ensayo no drenado cuando crece el porcentaje de agua en la muestra. Si el suelo está saturado, el ensayo no drenado sólo permite medir el valor de c . Un inconveniente que presenta la prueba de corte directo es que aquí el plano de falla es siempre horizontal, cuando en realidad pueden existir otros planos más débiles en el suelo que se analiza. Por ello los resultados obtenidos con respecto a la resistencia del suelo superan en muchos casos a los verdaderos.

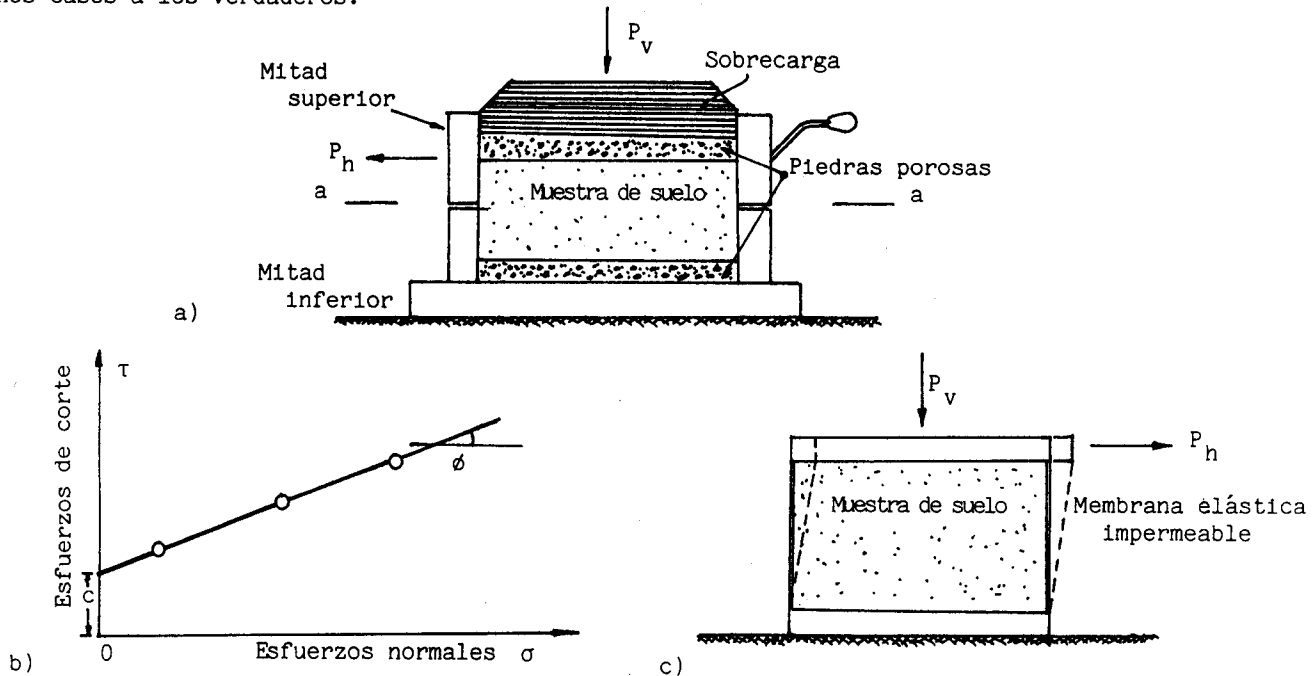


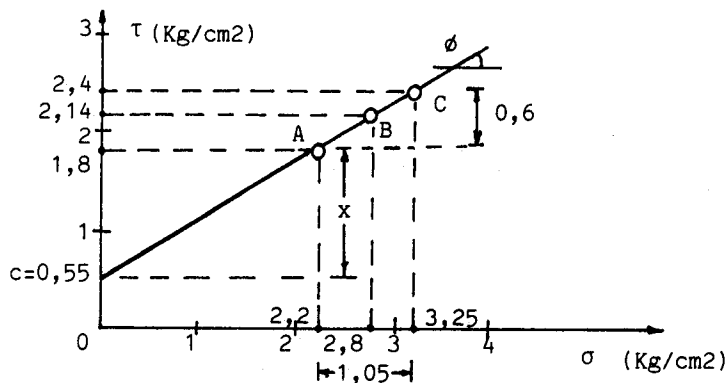
Figura 5.8 Ensayos de corte directo

EJEMPLO 5.5.-

Se realizan ensayos de corte directo de tres muestras de arena limosa con bajo contenido de humedad, hasta la falla del suelo y se obtienen los siguientes resultados:

Número de la prueba	Esfuerzo normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
1	2,2	1,8
2	3,25	2,4
3	2,8	2,14

Se pide determinar la cohesión del suelo y el ángulo de fricción interna ϕ .



$$\operatorname{tg} \phi = \frac{0,6}{1,05} = 0,571$$

$$\therefore \phi = 30^\circ$$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{x}{2,2} \quad \therefore x = 1,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = 1,8 - 1,25 = 0,55 \text{ Kg/cm}^2$$

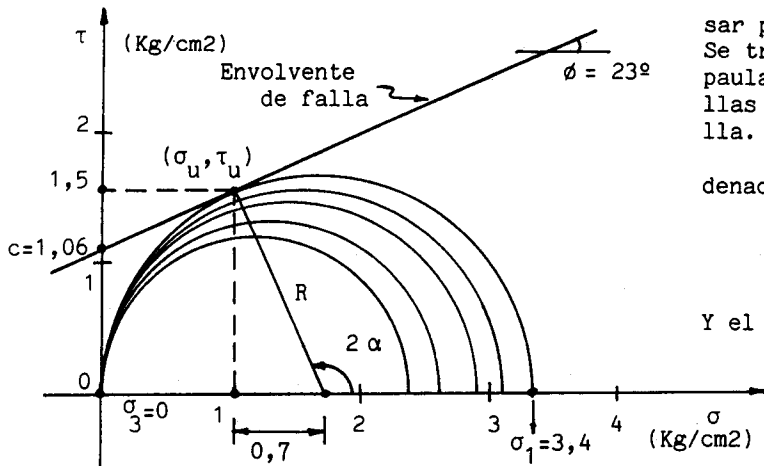
EJEMPLO 5.6.-

Una serie de pruebas de corte directo en una arena con cierto contenido de finos da los siguientes resultados para la envolvente de falla :

$$c = 1,06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 23^\circ$$

Determine la combinación crítica de esfuerzo normal y de corte en el plano de falla del suelo si $\sigma_3 = 0$ y σ_1 va aumentando, y halle el ángulo que forma este plano con el principal mayor.



Como $\sigma_3 = 0$, la circunferencia de Mohr debe pasar por el origen de las coordenadas. Se trazan circunferencias, haciendo crecer paulatinamente su radio, hasta que una de ellas resulte tangente a la envolvente de falla.

A ese punto le corresponden las coordenadas :

$$\tau_u = 1,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_u = 1 \text{ Kg/cm}^2$$

Y el esfuerzo principal mayor vale :

$$\sigma_1 = 3,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Resulta : } R = 1,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Se obtiene en consecuencia :

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{1,5}{0,7} = 2,14$$

$$\therefore 2\alpha = 115^\circ$$

$$\alpha = 57,5^\circ$$

Prueba de compresión triaxial

La prueba de compresión triaxial para determinar las propiedades resistentes de un suelo es el más versátil y seguro de todos los ensayos y resulta similar al que se realiza para otros materiales, como por ejemplo el concreto.

Se toma una muestra cilíndrica de suelo de altura igual a 2 o 2,5 veces su diámetro y se la coloca dentro de una membrana elástica de caucho con topes rígidos de metal, entre piedras porosas, como muestra la figura 5.9 a).

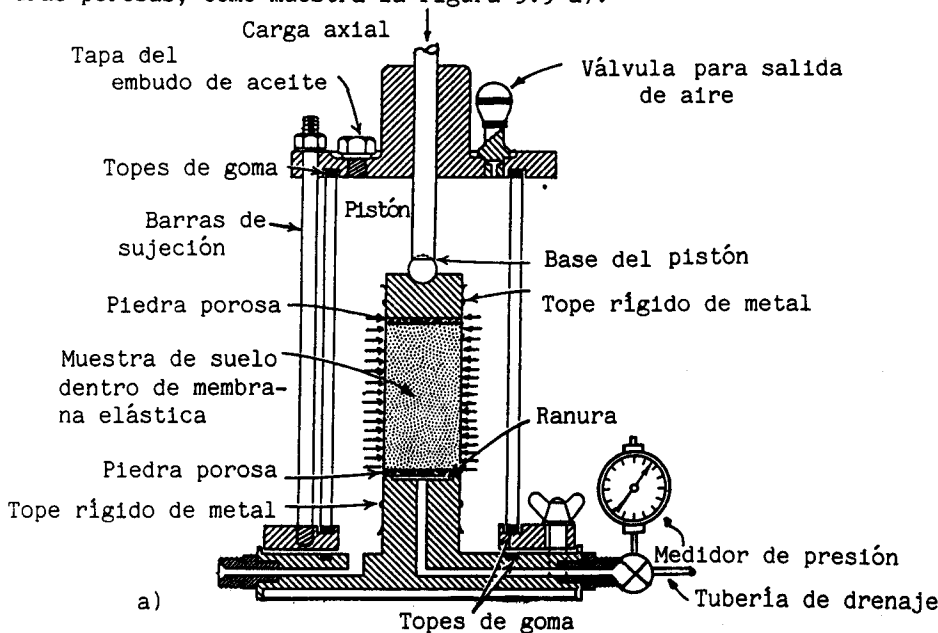
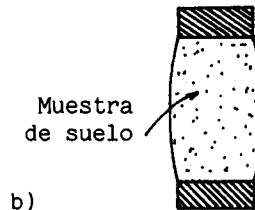


Figura 5.9



Muestras distorsionadas luego de la prueba triaxial

La membrana está ubicada dentro de una cámara con aire comprimido o algún líquido a presión, preferentemente aceite, para confinar la muestra. Cuando la presión lateral ejercida supera los 10 Kg/cm² conviene agregar bandas metálicas reforzando a la membrana.

La prueba se inicia aplicando un esfuerzo de confinamiento lateral y axial de igual magnitud al cual se designa por σ_c . Luego el confinamiento lateral se mantiene constante y se va incrementando paulatinamente el esfuerzo axial hasta que el suelo falle por corte como muestra el esquema c) de figura 5.9, bajo un incremento $\Delta\sigma_a$ del esfuerzo inicial σ_a que se conoce por esfuerzo de desviación.

Como en los planos principales no existen esfuerzos cortantes, el esfuerzo de confinamiento σ_c y el esfuerzo axial final ($\sigma_c + \Delta\sigma_a$) resultan respectivamente el esfuerzo principal menor σ_3 y el principal mayor σ_1 . Con estos valores se puede trazar la circunferencia de Mohr.

$$\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3 \qquad \sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_a \qquad (5.15)$$

Por lo tanto, el esfuerzo de desviación resulta : $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$ (5.16)

El ensayo se debe repetir para diferentes muestras del mismo suelo, variando la magnitud de las presiones laterales hasta obtener suficientes valores de σ_1 y σ_3 para trazar las respectivas circunferencias de Mohr y determinar la envolvente de falla que permite definir los valores de c y de ϕ .

En teoría sólo se necesitan dos circunferencias de Mohr para trazar la envolvente de falla, pero es recomendable trazar tres o más para una mayor exactitud en los resultados.

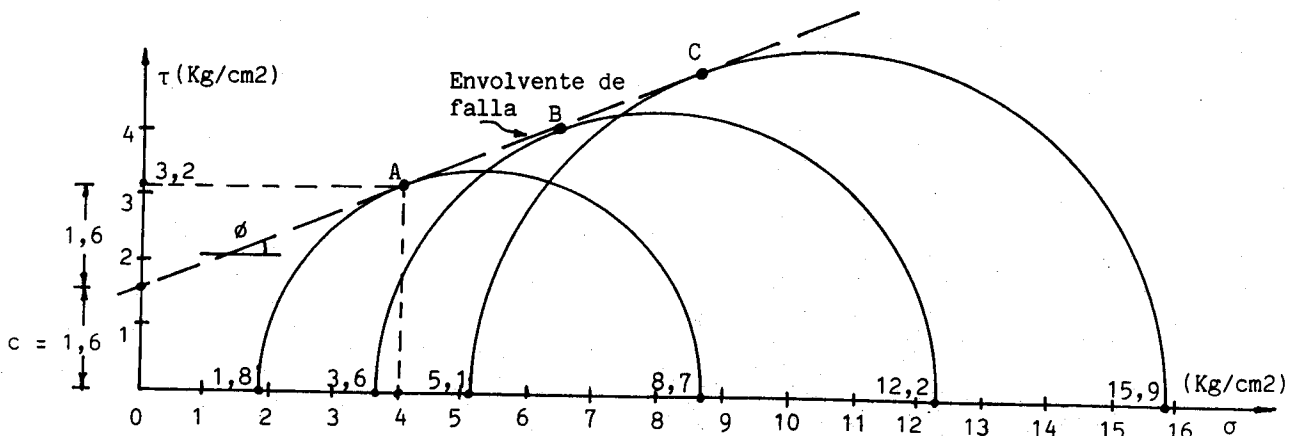
Otra alternativa para realizar este ensayo es mantener el esfuerzo axial invariable e ir incrementando los esfuerzos de confinamiento laterales hasta la falla, que se produce en este caso con un abultamiento longitudinal del suelo. Esta situación es similar a la que se evidencia cuando en el suelo actúan presiones laterales. Existen además otros tipos de aparatos de ensayo para realizar esta prueba triaxial, que permiten ejercer presiones diferentes según tres ejes ortogonales y también pruebas de torsión en suelos, para determinar el valor del módulo de elasticidad transversal o de corte G .

EJEMPLO 5.7.-

Se realizan tres pruebas de compresión triaxial en sendas muestras de suelo de arcilla arenosa, hasta la falla. Los datos obtenidos de los esfuerzos son los siguientes :

Prueba N°	Esfuerzo principal menor σ_3 (Kg/cm ²)	Esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_a$ (Kg/cm ²)
1	1,8	8,7
2	3,6	12,2
3	5,1	15,9

Se pide determinar la cohesión c y el ángulo de fricción interna del suelo ϕ .



Con los datos de la pruebas, se trazan tres circunferencias de Mohr y la envolvente de falla rectificadada según la línea punteada, la cual corta al eje de las ordenadas en el punto $c = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$.

El ángulo de fricción interna del suelo ϕ resulta :

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{3,2 - 1,6}{4} = 0,4 \quad \therefore \quad \phi = 21,8^\circ$$

EJEMPLO 5.8.-

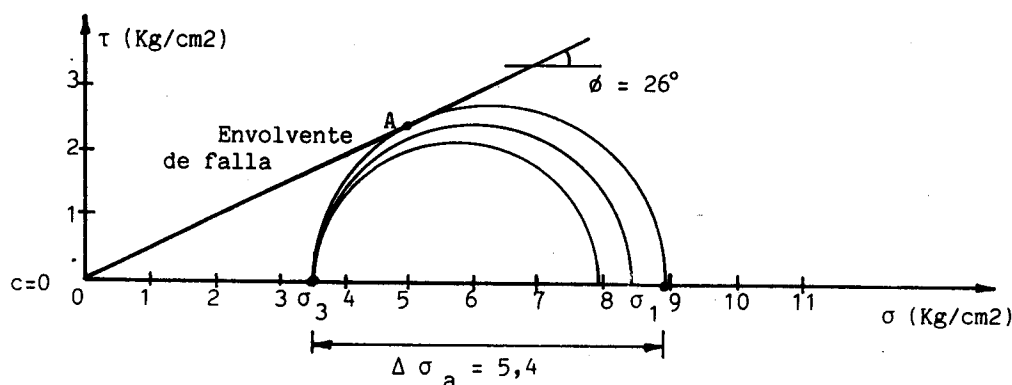
Un suelo sin cohesión se ensaya en la prueba de compresión triaxial y se obtiene un ángulo de fricción interna $\phi = 26^\circ$. El esfuerzo principal menor es $\sigma_3 = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$. Halle el esfuerzo principal mayor para la falla de la muestra y el esfuerzo de deviación $\Delta \sigma_a$.

Como el suelo no tiene cohesión, la envolvente de falla pasa por el origen de coordenadas, con una pendiente de 26° .

Se ubica en el eje de las abscisas el esfuerzo principal menor, en escala, y luego se traza una circunferencia que pase por σ_3 y sea tangente a la envolvente. Se lee en escala :

$$\sigma_1 = 8,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3 = 5,4 \text{ Kg/cm}^2$$



Prueba de la impronta esférica

Esta prueba realizada por primera vez en 1947 por N.A. Tsytoovich permite determinar las fuerzas de cohesión y su variación en el tiempo, en suelos cohesivos firmes y rocas viscosas. Para realizar esta prueba, se somete al suelo en estudio a la presión creciente de una estampa esférica de diámetro D , como la de figura 5.10, y se van midiendo los asentamientos producidos y las presiones ejercidas. La cohesión en el suelo se determina por los resultados del ensayo, utilizando la ecuación de los cuerpos visco-elásticos :

$$c = 0,18 P / \pi D \Delta$$

(5.17)

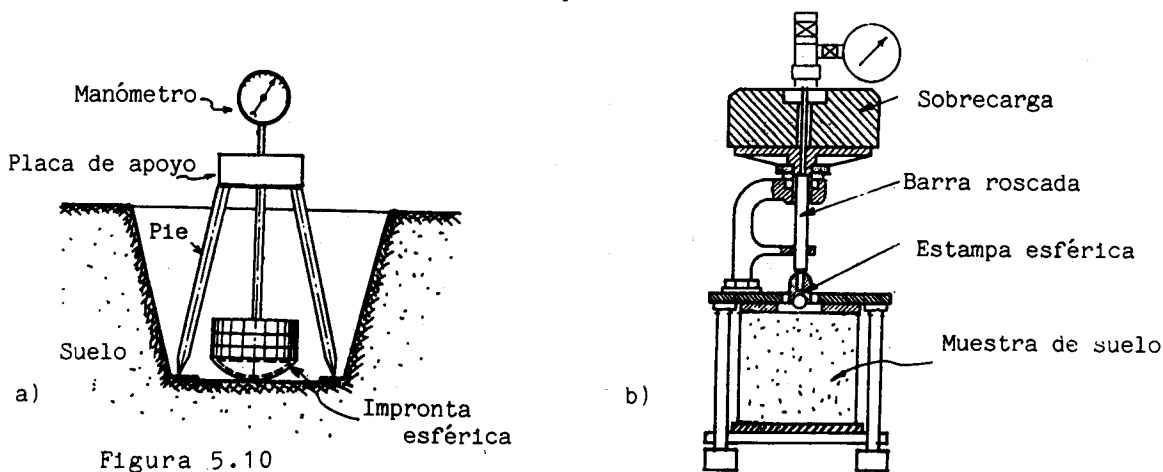


Figura 5.10

P es la fuerza impuesta en el ensayo y Δ la magnitud del asentamiento de la muestra de suelo. 0,18 es un factor de corrección que ajusta los resultados teóricos de la cohesión a sus valores prácticos. El ensayo no toma en cuenta las deformaciones elásticas, sino las producidas por las cargas que ocasionan asentamientos Δ que cumplan :

$$\Delta \geq D/200 \quad (5.18)$$

El esquema a) de figura 5.10 corresponde a un ensayo de campo, para arcillas blandas y limosas, en las que se cumple :

$$\Delta / D \leq 0,1 \quad (5.19)$$

Variando la magnitud del diámetro D de la estampa esférica los resultados no varían sensiblemente. El esquema b) grafica un ensayo de laboratorio, que se va cargando lentamente, mientras un manómetro mide las presiones ejercidas. Finalizado el ensayo, se miden los asentamientos producidos.

Esta prueba de la estampa esférica permite determinar la cohesión en suelos arcillosos a intervalos de 10 segundos, y con los resultados se puede trazar el diagrama de figura 5.11. En arcillas visco-plásticas, luego de algún tiempo, los valores de c se estabilizan, de modo que la determinación de la resistencia a corte a largo plazo puede hallarse a través de la cohesión c_{st} mediante el método de la impronta esférica, en el término de una o dos horas, mientras que otros métodos, como el de compresión triaxial exigen mucho más tiempo, y mayor número de ensayos.

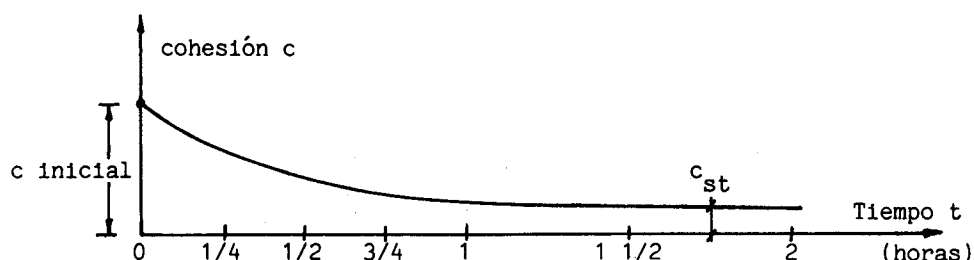


Figura 5.11.- Diagrama de variación de c en el tiempo

EJEMPLO 5.9.-

Determine el valor de la cohesión de un suelo arcilloso para el cual la prueba de la impronta esférica da los siguientes resultados :

$$P = 250 \text{ Kg}$$

$$\Delta = 5 \text{ mm}$$

para un diámetro de la esfera de $D = 20 \text{ cm}$

Según ec. 5.17 :
$$c = 0,18 \times 250 / \pi \times 20 \times 0,5 = 1,43 \text{ Kg/cm}^2$$

5.5.- SENSIBILIDAD Y TIXOTROPIA

La resistencia a corte de un suelo se pierde en un elevado porcentaje si éste es perturbado o remoldeado. La sensibilidad S de un suelo se define por el cociente :

$$S = \frac{\sigma_u}{\sigma_{u \text{ remold}}} = \frac{\text{Resistencia a la falla del suelo sin disturbar}}{\text{Resistencia a la falla del suelo remoldeado}} \quad (5.20)$$

σ_u es el valor obtenido de la prueba de compresión sin confinar tratada en la Sección 5.4. En ambos casos el porcentaje de humedad debe ser el mismo. Dependiendo del valor de S, un suelo se puede clasificar en :

- * Insensible o de baja sensibilidad ($2 \leq S \leq 4$)
- * Sensible o de sensibilidad media ($5 \leq S \leq 8$)
- * Muy sensible o de extrema sensibilidad ($S > 8$)

El grado de sensibilidad de un suelo está relacionado con el límite líquido, ya que la mayor pérdida de resistencia ocurre en suelos donde el contenido de humedad aumenta considerablemente. Los suelos en el lecho de los ríos o en zonas costeras presentan generalmente extrema sensibilidad. Cuando la sensibilidad de un suelo es muy elevada, se lo designa por movedizo. En este caso, se cumple : $S > 16$.

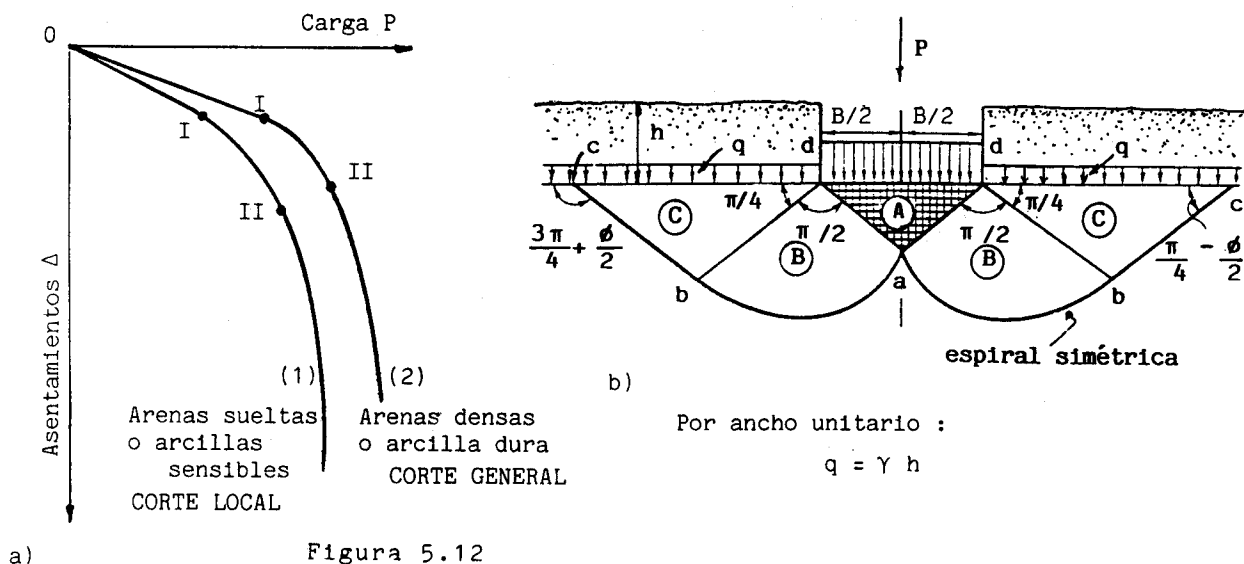
La tixotropía es la propiedad de un suelo disturbado de readquirir una gran parte de su resistencia a corte luego de un determinado lapso de tiempo. Las arcillas poseen en general esta característica, por lo cual al hincar pilotes en suelos tixotrópicos, su capacidad portante puede verse inicialmente reducida por la perturbación producida en el suelo, pero luego de algunos días o meses la resistencia se incrementa notablemente debido a la tixotropía de la masa del suelo.

Este fenómeno fue estudiado por Casagrande en 1932, el cual observó por primera vez la pérdida de resistencia en suelos arcillosos disturbados, debido al incremento de compresión ejercida en ellos por efecto de la hincada de pilotes. Alrededor de los pilotes la resistencia a corte disminuyó inicialmente, para luego ser recuperada al cabo de un mes, y aún incrementada después de un año. Ello se debe a que a través del tiempo, se produce una disipación de la excesiva presión de los poros y una lenta consolidación del suelo, con una disminución del índice de vacíos. Como los pilotes son generalmente cargados luego de finalizada la obra, es usual utilizar esta resistencia incrementada en el diseño de las fundaciones.

5.6.- DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO

Al aplicar una carga de compresión gradualmente creciente a un suelo, se producen asentamientos como muestra la figura 5.12 a), según diagramas similares a los de esfuerzo-deformación. Mientras la magnitud de la carga es reducida, el comportamiento del suelo es aproximadamente elástico (hasta el punto I) y los asentamientos resultan limitados, pero cuando se supera este valor, el diagrama deja de ser lineal y al alcanzar el punto II se producen grandes deformaciones y la falla ocurre por esfuerzos cortantes a lo largo de algún plano interno de la masa del suelo.

Obviamente el diagrama de figura 5.12 a) varía con el tipo de suelo, pero todos guardan entre sí una cierta similitud, como muestran las curvas de un suelo de arena suelta o arcillas sensibles (curva 1) y de arena densa o arcilla dura (curva 2).



Por capacidad portante de un suelo se interpreta el estado tensional límite que soporta, más allá del cual se produce la falla por corte del mismo. Existen numerosas teorías para determinar la capacidad portante de un suelo, y se desarrollará a continuación una sinopsis de las teorías de Terzaghi, para el análisis bidimensional del comportamiento del suelo bajo una base directa de longitud infinita, como muestra la figura 5.12 b).

En la figura se diferencian tres zonas en el suelo. La zona A está ubicada directamente debajo de la base y sufre asentamientos verticales por las cargas aplicadas. La zona B se cono-

ce por zona de corte radial y resulta la zona de falla cuando la carga P va creciendo hasta alcanzar el valor crítico. Los elevados esfuerzos que se producen en la zona B originan el deslizamiento de la zona C. Las superficies de falla tienen por traza las curvas abc, de forma de espiral, simétricas con respecto a la carga centrada P.

La resistencia del suelo a las cargas aplicadas depende en gran medida de la capacidad de la zona C a oponerse al empuje de la zona B y al asentamiento de la zona A. Esta resistencia depende del grado de cohesión y fricción del suelo, así como de su peso específico.

Por efecto del deslizamiento impuesto y del estado de deformación, la zona C se comba hacia arriba. Si esta dilatación está impedida por una sobrecarga aplicada que confina el suelo, se incrementa la capacidad portante del mismo.

Terzaghi distinguió dos tipos de falla por corte en suelos :

- Corte local
- Corte general

El corte local es el tipo de falla de los suelos sueltos o muy compresibles y de las arcillas sensibles. (Ver figura 5.12 a) curva 1) mientras que el corte general se produce en suelos densos y de reducida compresibilidad. (curva 2).

Al esfuerzo máximo que determina el límite más allá del cual se produce la falla por corte del suelo, se lo designa por $\sigma_{\max}$. Sin embargo, el análisis de las fundaciones se basa en el valor de los esfuerzos admisibles σ_{adm} , que son los que el suelo soporta sin excesivos asentamientos y sin fallar por corte, definiendo así la capacidad portante de diseño. Resulta así :

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_{\max}}{FS} \quad (5.21)$$

El σ_{adm} del suelo para fundaciones directas resulta igual al $\sigma_{\max}$ dividido por el factor de seguridad, el cual varía entre 2,5 para suelos granulares, a 3 para suelos cohesivos, pero cuando las condiciones locales son dudosas, se aconseja adoptar un factor de seguridad igual a 4, para mayor margen de garantía. En la mayoría de las normas vigentes, sin embargo, se considera que un factor de seguridad de 3 es el adecuado.

En forma aproximada, la Tabla A-1 del Apéndice A da los valores de las cargas admisibles para diversos tipos de suelos, los cuales deben ser verificados en cada caso, por los correspondientes ensayos de las muestras obtenidas en los sondeos, según se especifica en el Capítulo 3.

Según Terzaghi, el valor de $\sigma_{\max}$ en cualquier suelo de fundación, a profundidad h, para tres tipos de bases directas superficiales: continuas, circulares y cuadradas, para las cuales se cumple que $h \leq B$ o $h \leq 2R$ se obtiene :

Caso 1) CORTE GENERAL

Arcillas duras y arenas densas

Para fundaciones continuas de ancho B :

$$\sigma_{\max} = c N_c + \gamma h N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \quad (5.22)$$

En fundaciones circulares de radio R :

$$\sigma_{\max} = 1,2 c N_c + \gamma h N_q + 0,6 \gamma R N_\gamma \quad (5.23)$$

Y en fundaciones cuadradas de lado B :

$$\sigma_{\max} = 1,2 c N_c + \gamma h N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (5.24)$$

Caso 2) CORTE LOCAL

Arcillas sensibles o blandas y arenas sueltas

Para fundaciones continuas de ancho B :

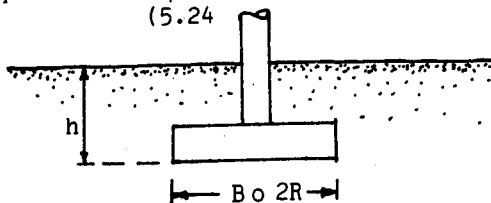
$$\sigma_{\max} = c' N'_c + \gamma h N'_q + 0,5 \gamma B N'_\gamma \quad (5.25)$$

En fundaciones circulares de radio R :

$$\sigma_{\max} = 1,2 c' N'_c + \gamma h N'_q + 0,6 \gamma R N'_\gamma \quad (5.26)$$

Y en fundaciones cuadradas de lado B :

$$\sigma_{\max} = 1,2 c' N'_c + \gamma h N'_q + 0,4 \gamma B N'_\gamma \quad (5.27)$$



c es la cohesión del suelo y γ su peso específico. N_c , N_q y N_γ son los coeficientes empíricos de soporte, obtenidos por Terzaghi para suelos cohesivos mixtos de arcillas duras y arenas densas, los cuales corresponden a las curvas llenas de figura 5.13, dados en función de ϕ .

Para el caso de suelos no cohesivos de arenas densas, cuando $c = 0$, los valores de N_q y N_γ también se pueden obtener del gráfico de figura 5.6, en el cual no aparece la curva correspondiente a N_c , pues el primer término de las ecs. 5.22 a 5.27 es nulo.

En corte local, $c' = 2c/3$. N'_c , N'_q y N'_γ son los coeficientes de Terzaghi para arcillas blandas o sensibles y arenas sueltas, que se indican en la figura 5.13 con líneas punteadas, y dependen de ϕ .

En ecs. 5.22 a 5.27 el primer término a la derecha de la igualdad corresponde a la influencia de la cohesión; el segundo la profundidad de la fundación y el tercero al tamaño de la base.

Los coeficientes empíricos de soporte también pueden calcularse con las siguientes ecuaciones :

$$N_q = 10^{3,04} \operatorname{tg} \phi \quad (5.28)$$

$$\text{o con :} \quad N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)} \quad (5.29)$$

$$\text{para :} \quad a = e^{(0,75 \pi - \phi/2) \operatorname{tg} \phi} \quad (5.30)$$

$$\text{En el caso en que } \phi \neq 0 \text{ se obtiene :} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \phi} \quad (5.31)$$

$$N_\gamma = \frac{\operatorname{tg} \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (5.32)$$

K_{py} es un factor que depende de ϕ y afecta la magnitud de la capacidad portante del suelo. Sus valores se indican en la Tabla 5.1 según Terzaghi.

T A B L A 5.1

ϕ (grados)	K_{py}
0	10,8
5	12,2
10	14,7
15	18,6
20	25,0
25	35,0
30	52,0
35	82,0
40	141,0
45	298,0
50	800,0

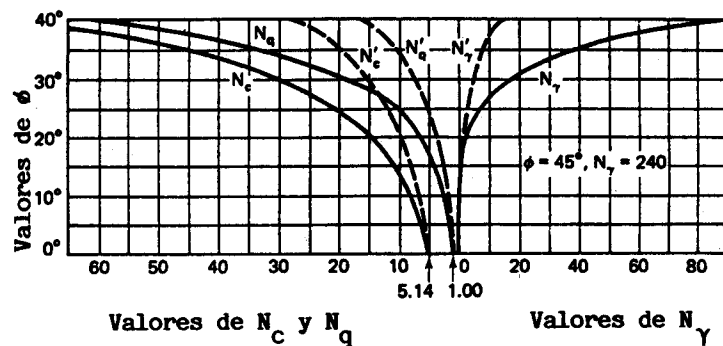


Figura 5.13 Coeficientes empíricos de soporte

En los suelos cohesivos, el valor del ángulo de fricción interna ϕ es siempre reducido, y generalmente se adopta $\phi = 0$, mientras que la cohesión es considerable. c se obtiene de las pruebas de compresión sin confinar, aplicando la ec. 5.14 o la prueba de la veleta mediante ecs. 3.4 y 3.5. Para $\phi = 0$, de figura 5.13 se obtiene :

$$N_c = N'_c = 5,14 \quad N_q = N'_q = 1 \quad N_\gamma = N'_\gamma = 0$$

Por el contrario, en los suelos granulares, el valor de la cohesión es $c = 0$ mientras que el ángulo de fricción es un valor generalmente elevado, que se obtiene de las pruebas de penetración standard como se indica en la figura 5.6. En suelos mixtos, los valores de c y de ϕ se obtienen con

mayor exactitud de las pruebas de compresión triaxial o la de corte directo. Se pueden hacer algunas - observaciones a las ecs. 5.22 a 5.27 según se detalla :

- 1.- En los suelos cohesivos, el primer término predomina sobre los demás.
- 2.- En los suelos no cohesivos predomina el segundo término, que depende de la profundidad h .
- 3.- Para bases con valores de B o $2R$ menores a 3 m, el tercer término de las ecuaciones es de limitada magnitud y puede despreciarse.
- 4.- Las bases directas no deben apoyar nunca sobre la superficie del suelo, es decir con $h = 0$. El valor mínimo de h es de 0,5 m y si el suelo es suelto, debe compactarse antes de fundar sobre él.
- 5.- Si el suelo es heterogéneo o en estratos, los valores obtenidos con las ecuaciones 5.22 a 5.27 deben ser corregidos.

EJEMPLO 5.10.-

La base de un muro de gran longitud y 1,2 m de ancho apoya a profundidad de 1,6 m sobre un estrato de arcilla dura, sin nivel freático en las proximidades. La prueba de compresión sin confiar del suelo dio como resultado un $\sigma_u = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$.

Determine la máxima capacidad portante del suelo y su esfuerzo admisible.

Los datos son : $B = 1,2 \text{ m}$ $h = 1,6 \text{ m}$ $\sigma_u = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$

De la Tabla A-1 se lee : $\gamma = 1.800 \text{ Kg/m}^3$

Según la ec. 5.14 : $c = \sigma_u / 2 = 0,9 \text{ Kg/cm}^2$

Aplicando la ec. 5.22 : $\sigma_{\max} = c N_c + \gamma h N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$

Para $\phi = 0$, de la figura 5.13 se obtiene : $N_c = 5,14$ $N_q = 1$ $N_\gamma = 0$

Resulta por lo tanto :

$$\sigma_{\max} = 0,9 \times 5,14 + 1.800 \times 1,6 \times 10^{-4} = 4,91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\max} / 3 = 4,91 / 3 = 1,64 \text{ Kg/cm}^2$$

La carga de servicio que puede transmitir la base del muro es :

$$q_{\text{adm}} = \sigma_{\text{adm}} B = 1,64 \times 1,2 \times 10^4 = 19.680 \text{ Kg/m}$$

EJEMPLO 5.11.-

La base de una columna circular tiene un radio $R = 42 \text{ cm}$ y apoya a una profundidad de 1,2 m sobre un estrato de arcilla dura con un cierto porcentaje de arena fina. La exploración del subsuelo no indica la presencia de agua subterránea. De la prueba de compresión triaxial se obtuvieron los siguientes datos :

$$c = 0,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 13^\circ$$

Además :

$$R = 0,42 \text{ m}$$

$$h = 1,2 \text{ m}$$

Se pide hallar el esfuerzo admisible del suelo.

Según Tabla A-1 se adopta : $\gamma = 1.700 \text{ Kg/m}^3$

De ec. 5.23 : $\sigma_{\max} = 1,2 c N_c + \gamma h N_q + 0,6 \gamma R N_\gamma$

Y del gráfico de fig 5.13 : $N_c = 10$ $N_q = 4$ $N_\gamma = 0$

Por lo cual resulta : $\sigma_{\max} = 1,2 \times 0,6 \times 10 + 1.700 \times 1,2 \times 4 \times 10^{-4} = 8 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\max} / 3 = 2,67 \text{ Kg/cm}^2$$

EJEMPLO 5.12.-

Halle el factor de seguridad con relación a la capacidad portante de un suelo no cohesivo seco (arena gruesa densa) que soporta una base cuadrada de 1,2 m de lado, a profundidad de 1,5 m y transmite una carga centrada de 72 t. El número N de golpes corregido de la prueba de penetración - standard es de 35.

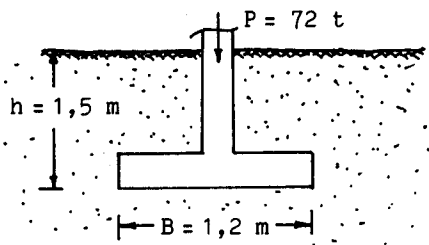
$$B = 1,2 \text{ m} \quad h = 1,5 \text{ m} \quad N = 35 \quad P = 72 \text{ t}$$

De Tabla A-1 : $\gamma = 1.800 \text{ Kg/cm}^2$

Por ser un suelo no cohesivo : $c = 0$

De ec. 5.24 :

$$\sigma_{\max} = 1,2 c N_c + \gamma h N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$



Los coeficientes de Terzaghi se obtienen de la figura 5.6 : Para $N = 35$, $\phi = 37,5^\circ$

$$N_q = 43 \quad N = 58$$

Por lo tanto,

$$\sigma_{\max} = (1.800 \times 1,5 \times 43 + 0,4 \times 1.800 \times 1,2 \times 58) \times 10^{-4} = 16,62 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo de contacto es : $\sigma_{\text{cont}} = \frac{72.000}{120^2} = 5 \text{ Kg/cm}^2$

$$FS = \frac{16,6}{5} = 3,3 > 3$$

Correcto

EJEMPLO 5.13.-

Determine el lado mínimo B que debe tener una base cuadrada apoyada en un suelo de arcilla blanda, a 2 m de profundidad, para que éste resista una carga centrada de 80 t, si los resultados de las pruebas de laboratorio son :

$$c = 0,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 10^\circ$$

$$h = 2 \text{ m}$$

Se obtiene : $\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\max} / 3 = P / B^2$

$$c' = 2 c / 3 = 0,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 80 \text{ t}$$

Del gráfico de la figura 5.13 se obtiene, referido a la línea punteada :

$$N'_c = 7$$

$$N'_q = 2$$

$$N'_\gamma = 0$$

$$\text{De Tabla A-1 : } \gamma = 1.700 \text{ Kg/m}^3$$

De ec. 5.27 :

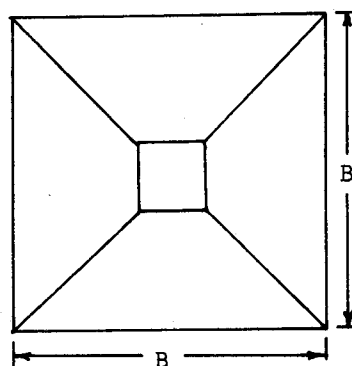
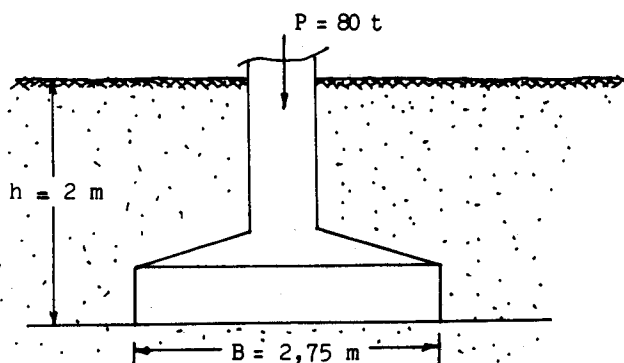
$$\sigma_{\max} = 1,2 c' N'_c + h N'_q + 0,4 B N'_\gamma = 1,2 \times 0,3 \times 7 + 1.700 \times 2 \times 2 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{\max} = 3,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 3,2 / 3 = 1,06 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto :

$$B \geq \sqrt{\frac{P}{\sigma_{\text{adm}}}} = \sqrt{\frac{80.000}{1,06}} = 2,75 \text{ m}$$



5.7.- FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO

La capacidad portante de un suelo puede verse afectada por numerosos factores, entre los cuales se pueden mencionar :

- 1.- La retracción y expansión del suelo
- 2.- La proximidad del nivel freático
- 3.- Los defectos o fallas del subsuelo
- 4.- La acción de las heladas y deshielos
- 5.- La erosión y corrosión en el suelo
- 6.- La aplicación de cargas inclinadas o excéntricas
- 7.- La proximidad de las bases a laderas
- 8.- La excesiva cercanía entre bases o en linderos
- 9.- La licuefacción por la acción de cargas dinámicas

La retracción y expansión del suelo fue tratada en la Sección 2.7. Los suelos expansivos, especialmente las arcillas muy plásticas, con alto contenido de montmorillonita, presentan la propiedad de retraerse o expandirse en forma notable cuando varía su contenido de agua. Ello provoca serios problemas constructivos en los edificios, como deslizamiento y fisuración en general. Por debajo del nivel freático, sin embargo, no se producen cambios de volumen del suelo por retracción o expansión, pues el suelo se halla allí inundado continuamente.

La influencia del nivel freático en la magnitud de la capacidad portante de un suelo se analiza en la Sección 5.8. Siempre resulta indeseable al presencia del agua subterránea en las proximidades de una fundación, y cuando su nivel alcanza la superficie del terreno, la capacidad resistente del suelo disminuye a menos de la mitad de su valor. Además, el ascenso del nivel freático causa generalmente subpresiones en los cimientos, que afectan la estabilidad de las construcciones. Además, la excesiva humedad favorece las variaciones de volumen en los suelos sujetos a heladas y deshielos sucesivos, lo cual incrementa los problemas de deslizamientos y fisuras.

Entre los defectos del subsuelo que pueden reducir la capacidad portante de un suelo, es tá la presencia de huecos o cavernas subterráneas, sistemas de cloacas o alcantarillas enterradas, etc que pueden colapsar en forma súbita por la acción de las sobrecargas impuestas. Otro defecto es la existencia de fallas tectónicas que pueden entrar en actividad sísmica, por lo cual se debe evitar en lo posible ubicar las construcciones sobre subsuelos potencialmente defectuosos o de dudoso comportamiento.

La acción de las heladas fue tratada en la Sección 2.9, donde se analiza el efecto que las heladas y deshielos sucesivos produce en el suelo, y los daños que estas continuas expansiones y contracciones ocasionan en las estructuras que allí apoyan.

En regiones frías pero que no sean de permahielo, la solución es ubicar las fundaciones de los edificios por debajo del estrato que sea penetrado por las heladas, generalmente a una profundidad de 1,2 m, la cual puede variar sin embargo en la zona. Las normas y reglamentos locales de cada región señalan a menudo la profundidad mínima que deben alcanzar las fundaciones para evitar el congelamiento del suelo en ese nivel.

La erosión del suelo se produce por el lavado debido a las corrientes de agua. Este problema es usual en pilas de puentes sobre ríos o en construcciones costeras. La ubicación de las construcciones debe alcanzar la profundidad necesaria para que la erosión producida no origine el colapso de la construcción, al socavar el suelo alrededor de las bases. Por otra parte este proceso se acelera si la pila obstruye la corriente, formando remolinos de agua. En estos casos es conveniente formar una escollera de piedras alrededor de la pila para impedir la socavación del lecho del río.

Otro problema importante lo constituye la posibilidad de corrosión de las fundaciones metálicas como los pilotes, o de las barras de refuerzo de las bases de concreto armado, en suelos con alto grado de polución o desechos químicos, aguas estancadas, residuos industriales o con elevado contenido de materias orgánicas en descomposición, etc. En el caso en que el suelo presente contaminación por sulfatos, deben emplearse concretos resistentes y bien dosificados. El uso de pilotes de madera especialmente tratados con bitúmenes o cresota para evitar al putrefacción o el ataque de microorganismos, es preferible en estos casos al empleo de pilotes de acero.

La aplicación de cargas inclinadas o excéntricas disminuye la capacidad portante de un suelo, en función de la magnitud del ángulo de inclinación de la carga centrada con relación a la vertical, o de la excentricidad con respecto al baricentro de la base. En estos casos los esfuerzos máxi

mos resultantes se obtienen de multiplicar los esfuerzos calculados por los factores de reducción R_1 y R_e como se indica en las Secciones 5.9 y 5.10.

Las fundaciones que apoyan en la proximidad de laderas pueden afrontar serios problemas de estabilidad, ya que la ausencia de suelo en la zona 3 de la figura 5,12 b) reduce la resistencia del suelo. Ver Sección 5.11.

Otra causa de reducción de la capacidad resistente de un suelo es la excesiva cercanía entre bases en un mismo nivel y a diferentes alturas, provocando la superposición de presiones en el subsuelo. Por otra parte, si una excavación se realiza próxima a un lindero donde arrima una construcción vecina, se corre el riesgo de alterar la estabilidad del edificio, al variar la magnitud de las sobrecargas y el estado tensional en la masa del suelo. Este tema se trata en la Sección 5.12.

Por último, la acción dinámica de las cargas de sismo puede modificar momentáneamente la resistencia de un suelo, licuándolo, como se analiza en la Sección 2.8.

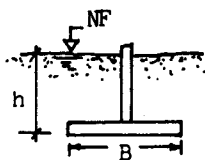
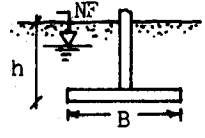
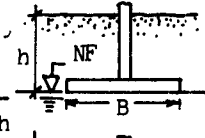
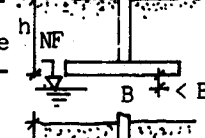
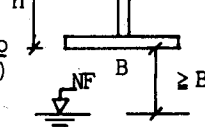
5.8.- EFECTO DE LA PRESENCIA DEL AGUA SUBTERRANEA

La capacidad resistente de un suelo a la cual se hace referencia en la Sección 5.6, corresponde a suelos sin nivel freático próximo. Cuando éste se halla a profundidad mayor al ancho B de la base de una fundación, se asume que no afecta la resistencia del suelo, por lo cual en el cálculo se adopta el valor del peso específico γ del suelo en su estado normal, obtenido de las pruebas en los diferentes sondeos.

Pero si el nivel freático se halla ubicado entre la superficie del terreno y la profundidad B medida desde la base de la fundación, el valor del peso específico γ de los términos segundo y tercero de las ecs. 5.22 a 5.27, debe ser modificado, según se indica en la Tabla 5.2.

T A B L A 5.2

**EFFECTO DEL NIVEL FREATICO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE
DE UN SUELO**

CASO	MODIFICACION DE γ EN $(\gamma h N_q)$	MODIFICACION DE γ EN $(\gamma B N) \text{ o } (\gamma R N)$
1) Nivel freático en la superficie del terreno 	Adoptar γ de suelo saturado	Adoptar γ de suelo saturado
2) Nivel freático entre la superficie del terreno y la base de la fundación 	Adoptar γ intermedio interpolando linealmente el valor de γ de suelo inundado en la superficie del terreno y el γ del suelo a profundidad h	
3) Nivel freático en la base de la fundación a profundidad h 		
4) Nivel freático entre la base de la fundación y la profundidad: $(h + B)$ 	El nivel freático no afecta. Adoptar el γ del suelo	Adoptar γ intermedio interpolando linealmente los valores de γ para suelo inundado a profundidad h y el γ del suelo a profundidad $(h + B)$
5) Nivel freático a profundidad $\geq (h + B)$ 		El nivel freático no afecta. Adoptar el γ del suelo.

$$\gamma_{\text{sat}} = (\gamma_{\text{suelo}} - 1.000) \text{ Kg/m}^3$$

EJEMPLO 5.14.-

Una base cuadrada de 1,4 m de lado apoyasobre un suelo mixto de arcilla arenosa suelta, con las siguientes características :

Angulo de fricción interna $\phi = 20^\circ$
 Peso específico del suelo $\gamma = 1.750 \text{ Kg/m}^3$
 Cohesión $c = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$
 Profundidad de la fundación $h = 2,4 \text{ m}$

Se pide hallar el esfuerzo admisible en el suelo si el nivel freático se halla a las siguientes profundidades :

- 1) En la superficie del terreno
- 2) a 1,5 m
- 3) a 2,4 m
- 4) a 3 m
- 5) a 4,2 m

La resolución de los problemas se basan en la ecuación 5.27 para corte local en arcillas y arenas - sueltas.

$$\sigma_{\max} = 1,2 c' N'_c + \gamma h N'_q + 0,4 \gamma B N'_\gamma$$

Caso 1 :

Nivel freático en la superficie del terreno. Según la Tabla 5.2, se debe usar en ambos términos el valor de γ correspondiente a suelo saturado.

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.750 - 1.000 = 750 \text{ Kg/m}^3$$

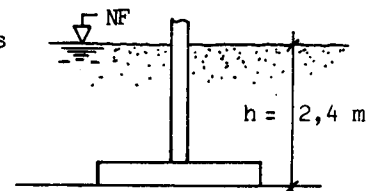
$$\text{Además : } c' = 2c/3 = 0,33 \text{ Kg/cm}^2$$

De la figura 5.13 se obtienen los valores de los coeficientes empíricos

$$N'_c = 10$$

$$N'_q = 3,5$$

$$N'_\gamma = 2$$



Por lo tanto resulta :

$$\sigma_{\max} = 1,2 \times 0,33 \times 10 + (750 \times 2,4 \times 3,5 + 0,4 \times 750 \times 1,4 \times 2) 10^{-4} = 4,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\max} / 3 = 1,56 \text{ Kg/cm}^2$$

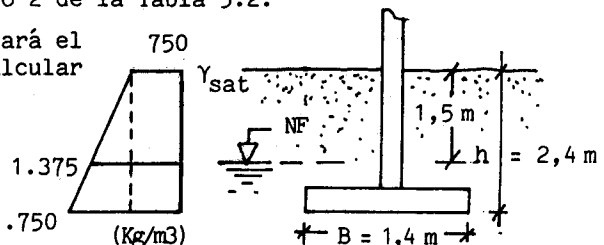
Caso 2 : El nivel freático a 1,5 m. Corresponde al caso 2 de la Tabla 5.2.

Por lo tanto, en el último término de la ecuación se usará el γ_{sat} , mientras que para el segundo término se debe calcular el γ intermedio.

$$\gamma_{\text{intermedio}} = \frac{1.000 \times 1,5}{2,4} + 750 = 1,375 \text{ Kg/m}^3$$

Resulta :

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.750$$



$$\sigma_{\max} = 1,2 \times 0,33 \times 10 + (1,375 \times 2,4 \times 3,5 + 0,4 \times 750 \times 1,4 \times 2) 10^{-4} = 5,2 \text{ Kg/cm}^2$$

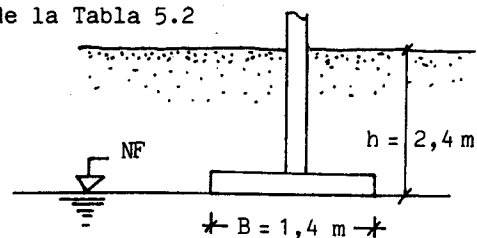
$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\max} / 3 = 1,73 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso 3 : El nivel freático a 2,4 m. Corresponde al caso 3 de la Tabla 5.2

Por lo tanto se usará el γ_{suelo} para el segundo término de la ec. 5.27 y el γ_{sat} para el último.

$$\sigma_{\max} = 1,2 \times 0,33 \times 10 + (1.750 \times 2,4 \times 3,5 + 0,4 \times 750 \times 1,4 \times 2) 10^{-4} = 5,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\max} / 3 = 1,83 \text{ Kg/cm}^2$$



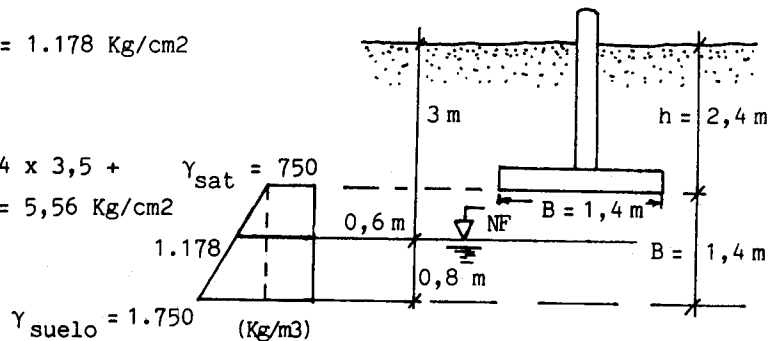
Caso 4 : El nivel freático a 3 m. La profundidad del NF es menor a $(h + B) = 2,4 + 1,4 = 3,8$ m por lo cual le corresponde el caso 4 de la Tabla 5.2. Se debe calcular γ intermedio.

$$\gamma_{\text{intermedio}} = \frac{1.000 \times 0,6}{1,4} + 750 = 1.178 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta :

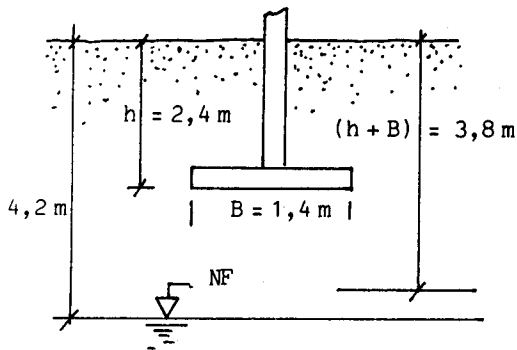
$$\sigma_{\text{max}} = 1,2 \times 0,33 \times 10 + (1.750 \times 2,4 \times 3,5 + 0,4 \times 1.178 \times 1,4 \times 2) 10^{-4} = 5,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\text{max}} / 3 = 1,85 \text{ Kg/cm}^2$$



Caso 5 : El nivel freático a 4,2 m.

Según el caso 5 de la Tabla 5.2 se debe adoptar γ_{suelo} .



Se obtiene :

$$\sigma_{\text{max}} = 1,2 \times 0,33 \times 10 + 1.750 (2,4 \times 3,5 + 0,4 \times 1,4 \times 2) 10^{-4} = 5,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\text{max}} / 3 = 1,87 \text{ Kg/cm}^2$$

La siguiente tabla permite apreciar el incremento de la resistencia del suelo a profundidad de 2,4 m a medida que el nivel freático desciende.

Profundidad del nivel freático (m)	σ_{adm} (Kg/cm ²)
0	1,56
1,5	1,73
2,4	1,83
3	1,85
4,2	1,87

5.9.- INFLUENCIA DE LAS CARGAS INCLINADAS

La superestructura transmite a una base cargas inclinadas cuando debe soportar el efecto del viento o del sismo en combinación con las cargas gravitacionales. También las fuerzas inclinadas pueden ser el resultado de fuerzas de frenado en puentes y rampas, o de equipos rodantes en general, tales como los puentes grúa en los edificios industriales. Toda carga P inclinada un cierto ángulo α con respecto a la vertical, se puede descomponer en una vertical y otra horizontal según se indica en la figura 5.14 a).

La capacidad resistente del suelo a cargas verticales ha sido analizada precedentemente, pero para considerar en conjunto la acción de cargas verticales y horizontales, se modifica su valor, afectándolo de un factor de reducción R_1 , el cual depende del tipo de suelo, de la profundidad a que se funda la base y del ángulo α de inclinación de las cargas. El gráfico b) de la figura 5.14 da los valores de R_1 para suelos cohesivos y granulares, y en función del ángulo α . Se obtiene así :

$$\sigma_{\text{max corregido}} = R_1 \sigma_{\text{max}} \quad (5.33)$$

Además, debe verificarse la seguridad a deslizamiento de la base, debida al efecto de la carga horizontal.

El factor de seguridad exigido para el deslizamiento de una base es generalmente $FS \geq 1,5$ y se debe cumplir :

$$f \frac{P_v}{P_h} \geq FS = 1,5 \quad (5.34)$$

siendo "f" el coeficiente de fricción entre la base y el suelo, el cual se adopta :

$$f = 0,4 \text{ a } 0,55 \quad (5.35)$$

EJEMPLO 5.15.-

Para el mismo caso del ejemplo 5.12, determine el factor de seguridad a capacidad portante del suelo y al deslizamiento, si la carga se inclina ahora un ángulo de 12° .

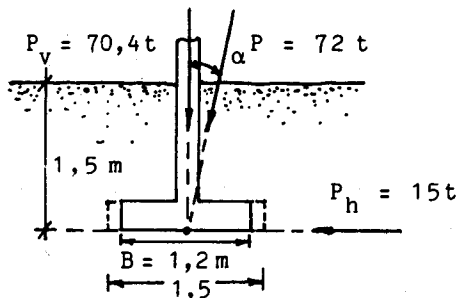
Por ser un suelo no cohesivo, se obtiene del gráfico b) de figura 5.14, para :

$$\frac{h}{B} > 1 \quad \therefore R_1 = 0,6$$

Por lo tanto :

$$\sigma_{\max} = 16,62 \times 0,6 = 9,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\max} / 3 = 3,32 \text{ Kg/cm}^2$$



$$P_v = P \cos \alpha = 72 \cos 12^\circ = 70,42 \text{ t}$$

$$P_h = P \sin \alpha = 72 \sin 12^\circ = 15 \text{ t}$$

El lado mínimo de la base es ahora : $B \geq \sqrt{P_v / \sigma_{\text{adm}}} = \sqrt{70.420 / 3,32} = 146 \text{ cm}$

Se adopta : $B = 1,5 \text{ m}$

El factor de seguridad a capacidad portante es :

$$FS = \frac{\sigma_{\max}}{P / B^2} = \frac{9,97 \times 150^2}{70.420} = 3,18 > 3$$

Correcto

y el factor de seguridad al deslizamiento resulta : (para $f = 0,4$)

$$FS_{\text{desl}} = 0,4 (70,42/15) = 1,88 > 1,5 \quad \text{Correcto}$$

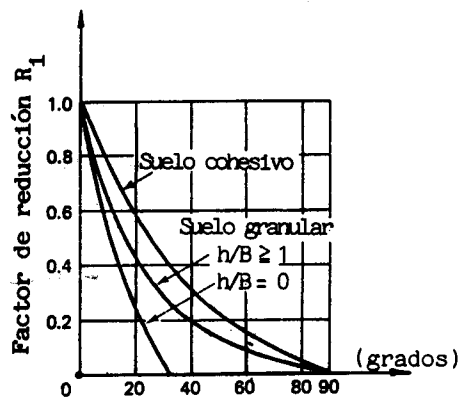
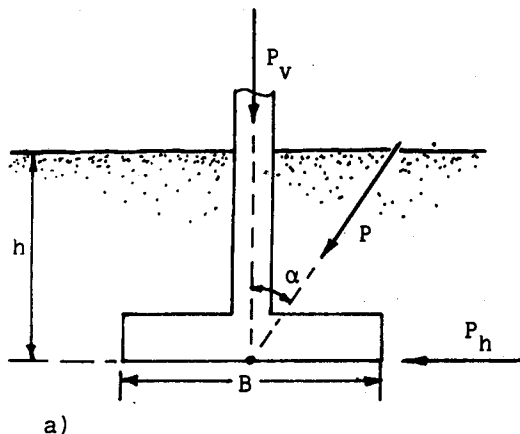


Figura 5.14 Influencia de las cargas inclinadas

5.10.- INFLUENCIA DE LAS CARGAS EXCÉNTRICAS

Las cargas excéntricamente ubicadas son las que no están aplicadas en el baricentro G de la base, como muestra la figura 5.15, sino en un centro de presiones CP con excentricidades e_x y e_y . Los suelos que soportan cargas excéntricas ven modificado su estado tensional en una magnitud que puede ser determinada en forma aproximada, aplicando alguno de los siguientes métodos :

- * Método del área útil
- * Método del factor de reducción R_e

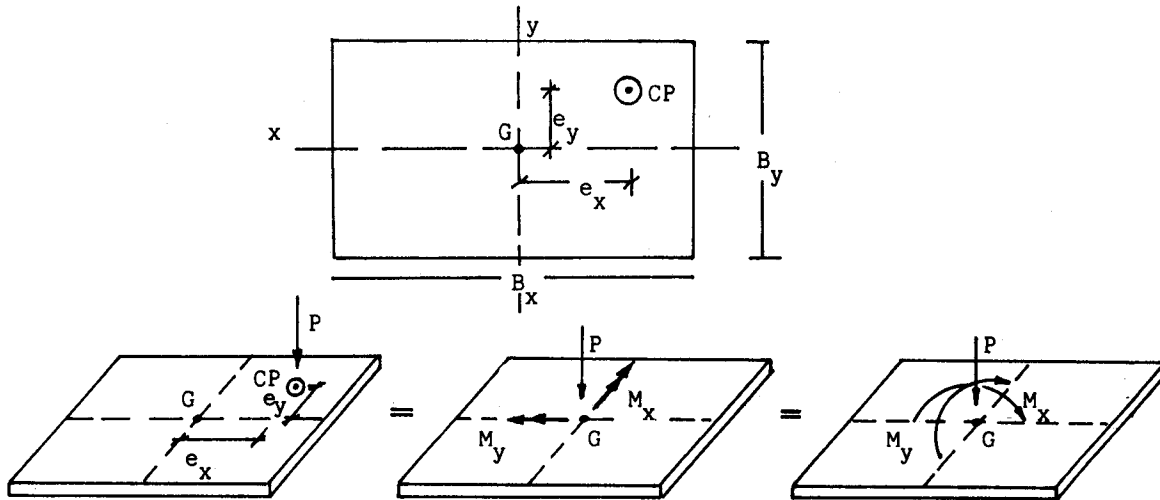


Figura 5.15 Carga excéntrica

Método del área útil

El método del área útil consiste en considerar únicamente como área cargada, la concéntrica con el centro de presiones CP, como indica la figura 5.16 a). El área útil A' resulta en consecuencia :

$$A' = B'_x \cdot B'_y \quad (5.36)$$

despreciando la colaboración del resto de la base.

$$B'_x = B_x - 2 e_x \quad (5.37)$$

$$B'_y = B_y - 2 e_y \quad (5.38)$$

El método del área útil permite así obtener el esfuerzo en el suelo de fundación según la relación :

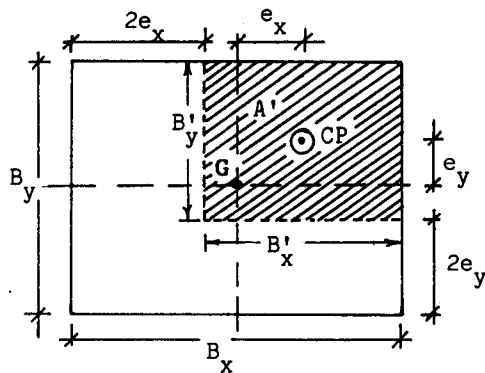
$$\sigma_{\text{cont}} = \frac{P}{B'_x \cdot B'_y} \quad (5.39)$$

Se debe cumplir :

$$\sigma_{\text{cont}} \leq \sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_{\text{max}}}{FS} = \frac{\sigma_{\text{max}}}{3} \quad (5.40)$$

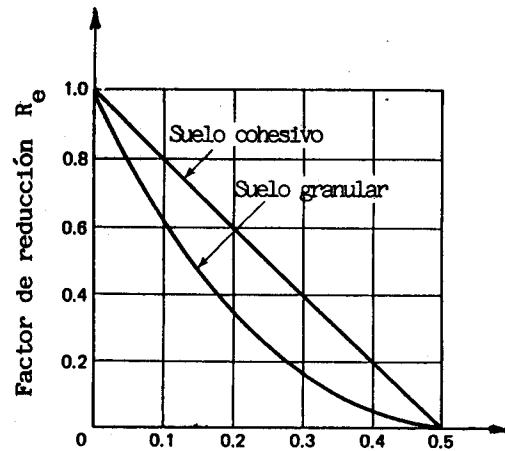
El área útil va decreciendo a medida que aumenta la excentricidad, es decir, cuando la fuerza se aplica cerca de los bordes de la base. Si el centro de presiones coincide con un borde, el σ de contacto se vuelve infinito.

El método del área útil se aplicará asimismo en la Sección 6.7 para hallar el estado tensional en el suelo de fundación, en el caso de bases parcialmente comprimidas, y comparar los resultados obtenidos mediante otros métodos aproximados.



a) Método del área útil

Figura 5.16



b)

Relación de excentricidad e/B

Método del factor de reducción

Método del factor de reducción de los esfuerzos

Este método permite calcular el $\sigma_{\max}$ corregido, afectando al $\sigma_{\max}$ obtenido en la forma usual, por un factor de reducción R_e .

El factor R_e toma en cuenta la magnitud de la excentricidad de la carga aplicada sobre una base, en función de e los lados de la misma, como se indica en el gráfico b) de la figura 5.16, para suelos cohesivos y granulares. Los valores de R_e también pueden obtenerse de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{l} \text{Para suelos cohesivos} \left\{ \begin{array}{l} R_e = 1 - 2 e_x / B_x \\ R_e = 1 - 2 e_y / B_y \end{array} \right. \quad \text{Elegir el menor} \end{array} \quad (5.41)$$

(5.42)

$$\begin{array}{l} \text{Para suelos granulares} \left\{ \begin{array}{l} R_e = 1 - \sqrt{e_x / B_x} \\ R_e = 1 - \sqrt{e_y / B_y} \end{array} \right. \quad \text{Elegir el menor} \end{array} \quad (5.43)$$

(5.44)

En ambos casos :

$$\sigma_{\max \text{ corregido}} = R_e \cdot \sigma_{\max} \quad (5.45)$$

Para que los factores de reducción resulten válidos, se debe cumplir : $0 < e/B < 0,3$.

Cuando $e = 0,5 B$, la carga está aplicada en un borde de la base y se cumple : $R_e = 0$, es decir la solución es inadmisibles.

En el gráfico b) de la figura 5.16 se observa que para los suelos cohesivos el factor de reducción decrece linealmente a medida que al excentricidad aumenta, mientras que para los granulares la relación es aproximadamente parabólica. Los resultados más cercanos a la realidad corresponden a los suelos cohesivos.

Las bases con cargas excéntricas deben asimismo verificarse a volcamiento, con un factor de seguridad de 2.

$$\frac{M_{\text{equilibrante}}}{M_{\text{volcador}}} \geq FS_{\text{volc}} = 2 \quad (5.46)$$

Según el eje x :

$$\frac{P \cdot B_x / 2}{M_x} \geq 2 \quad M_x = P \cdot e_x \quad \therefore B_x \geq 4 e_x \quad (5.47)$$

Según el eje y : $\frac{P \cdot B_y}{M_y} \geq 2$ $M_y = P \cdot e_y$ $\therefore B_y \geq 4 e_y$ (5.48)

EJEMPLO 5.16.-

Una base cuadrada de 1,2 m de lado a profundidad de 0,9 m soporta una carga excéntrica de 34 t, con :

$$e_x = 0,2 \text{ m} \quad e_y = 0$$

El suelo es arcilla mediana y $\phi = 0$. De la prueba de compresión sin confinar se obtuvo :

$$\sigma_u = 3,8 \text{ Kg/cm}^2$$

El nivel freático se halla muy profundo en el estrato. Se pide calcular el factor de seguridad para la capacidad portante del suelo, aplicando los métodos del área útil y del factor de reducción R_e .

a) Método del área útil

$$B'_x = B_x - 2 e_x = 1,2 - 2 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

$$B'_y = B_y = 1,2 \text{ m} \quad \therefore A' = 0,8 \times 1,2 = 0,96 \text{ m}^2$$

El valor de c se obtiene : $c = \frac{\sigma_u}{2} = \frac{3,8}{2} = 1,9 \text{ Kg/cm}^2$

De la Tabla A-1 se lee : $\gamma = 1.700 \text{ Kg/m}^3$

Para $\phi = 0$, los coeficientes de soporte, según el gráfico b) de la figura 5.13 son :

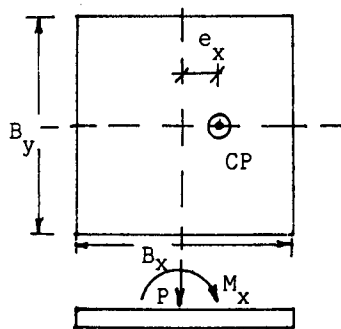
$$N_c = 5,14 \quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$$

Aplicando la ecuación 5.24 :

$$\sigma_{\max} = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot h \cdot N_q = 1,2 \times 1,9 \times 5,14 + 1.700 \times 0,9 \times 10^{-4} = 11,87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A'} = \frac{34.000}{0,96} = 3,54 \text{ Kg/cm}^2$$

El factor de seguridad resulta : $FS = \sigma_{\max} / \sigma = 11,87 / 3,54 = 3,35 > 3$ Correcto

b) Método del factor de reducción R_e 

$$e_x / B_x = 0,2 / 1,2 = 0,167$$

Del gráfico b) de figura 5.16 se obtiene : $R_e = 0,67$

$\sigma_{\max}$ se calcula en forma similar al caso anterior :

$$\sigma_{\max} = 11,87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max \text{ correg}} = R_e \cdot \sigma_{\max} = 0,67 \times 11,87 = 7,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{34.000}{120^2} = 2,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS = \sigma_{\max \text{ corr}} / \sigma = 7,95 / 2,36 = 3,36 > 3 \quad \text{Correcto}$$

Para verificar al volcamiento : Mom. equilibrante = $P \cdot B_x / 2 = 34 \times 0,6 = 20,4 \text{ tm}$

$$\text{Mom. volcador} = M_x = P \cdot e_x = 34 \times 0,2 = 6,8 \text{ tm}$$

Factor de seguridad al volcamiento :

$$FS_{\text{vol}} = \frac{\text{Mom. equilibrante}}{\text{Mom. volcador}} = \frac{20,4}{6,8} = 3 > 2 \quad \text{Cumple}$$

5.11.- FUNDACIONES EN LADERAS

Las bases que se deben ubicar junto a laderas, como las de figura 5.17, afrontan un problema de estabilidad de la fundación, pues se reduce el volumen de la masa que se opone al deslizamiento del suelo. Para determinar la capacidad resistente del suelo en este caso, J. Bowles propone un método que consiste en reducir los coeficientes empíricos de soporte N_c y N_q de las ecuaciones 5.22 a 5.27, dejando invariable el valor de N_γ .

Se toman en consideración dos casos diferentes, como muestra la figura 5.17 a) y b). En el caso a) la base se halla directamente ubicada en la ladera, y en el b), a distancia s del borde superior, para : $s/B < 1,5$

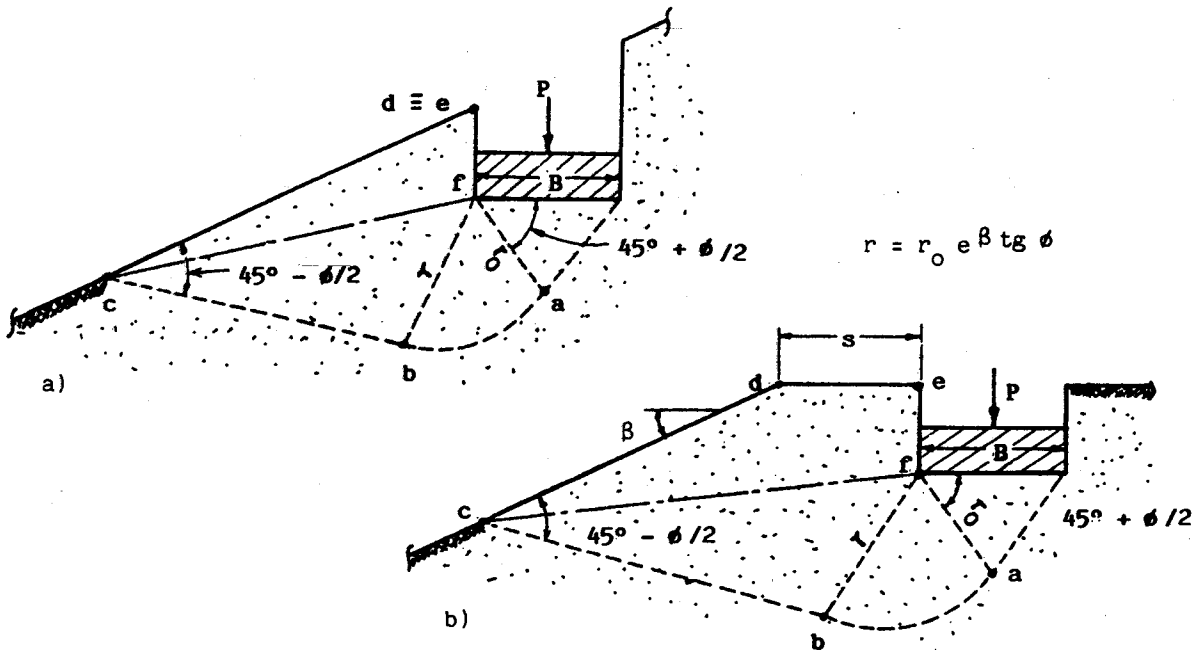


Figura 5.17 Fundaciones en laderas

Los coeficientes empíricos de soporte reducidos son $\overline{N}_c$ y $\overline{N}_q$:

$$\overline{N}_c = N_c \frac{L_1}{L_o} \leq N_c \quad (5.49)$$

$$\overline{N}_q = N_q \frac{A_1}{A_o} \leq N_q \quad (5.50)$$

L_1 es la longitud de la curva abc , correspondiente al plano de falla en la figura 5.17, y L_o el de la curva abc en la figura 5.12 b). Asimismo, A_1 es el área encerrada por los segmentos $cdef$ en la figura 5.17 y A_o el área $(h.cd)$ de figura 5.12 b). Se debe cumplir :

$$L_1 \leq L_o \quad A_1 \leq A_o \quad (5.51)$$

Además, las bases en laderas no deben transmitir empujes a las bases situadas en niveles inferiores. Por ello las cotas de las sucesivas cimentaciones deben ser tales que los extremos de las bases adyacentes estén separados por una recta de pendiente 2 (vertical) por 3 (horizontal) como muestra la figura 5.18.

De esta manera se evita la superposición de las presiones en la masa del suelo. El problema se agudiza en el caso de suelo sueltos o desmoronables, o si existen filtraciones que puedan socavar el suelo de las laderas, y producirse deslizamientos bajo el efecto de las presiones que ejercen las bases en el subsuelo.

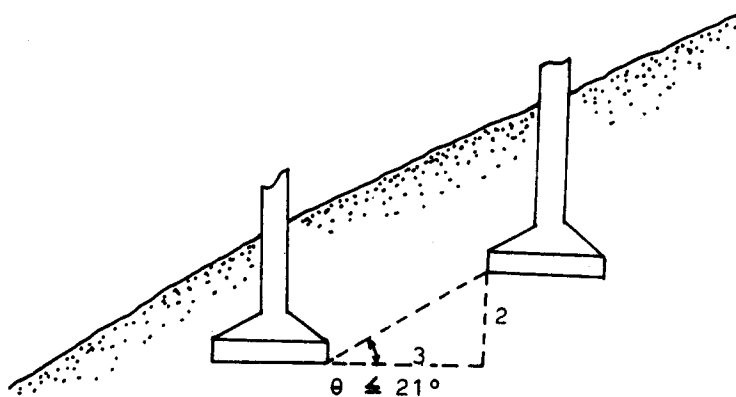


Figura 5.18

Si en las bases en laderas no se puede respetar la relación de 2/3 en la pendiente que une los vértices de las zapatas, se deben adoptar medidas especiales para evitar la expansión del suelo por sobrepresiones y asegurar el correcto drenaje de las aguas. Si el suelo es erosionable, se tomarán precauciones para consolidarlo adecuadamente o sustituirlo por suelo granular compactable.

5.12.- BASES ADYACENTES Y EN LINDEROS

Cuando se construyen bases cercanas a otras ya existentes, a diferentes profundidades, se pueden presentar los casos que muestra la figura 5.19. En el caso en que la nueva base apoye a una cota superior a la base previamente construida, la recta que une los vértices de las zapatas debe formar un ángulo igual o menor a 45° . Por lo tanto se debe cumplir: $n \geq z$. Con ello se evita la superposición de esfuerzos en el subsuelo.

Si por el contrario, la nueva base se ubica a una cota igual o inferior a la ya existente, la excavación puede afectar la estabilidad de esta última. En el caso de una cota inferior, como muestra el esquema b), la presión que provoca la base anteriormente construida puede hacer deslizar el suelo lateralmente, arrastrando la base y fisurando la estructura, o provocando su colapso por excesivas deformaciones. Para evitar este inconveniente, se deben entibar y apuntalar las paredes de la excavación como se indica en la Sección 14.10.

Cuando la nueva base se apoya a la misma cota que la anterior, (esquema c), al excavar se puede producir un abultamiento del fondo debido a la ausencia de las presiones que ejercía la sobrecarga inicial. Esto se traduce en una reducción de los esfuerzos obtenidos mediante las ecuaciones 5.22 a 5.27, pues se anula el término $\gamma h N_q$.

Si se realizan excavaciones abiertas con gran volumen de tierra removida, se deben construir muros colados o pantallas atirantadas en todo el perímetro de la excavación, para contener la masa de suelo cuyas paredes pueden dislocarse y fisurar. Ver Capítulo 14.

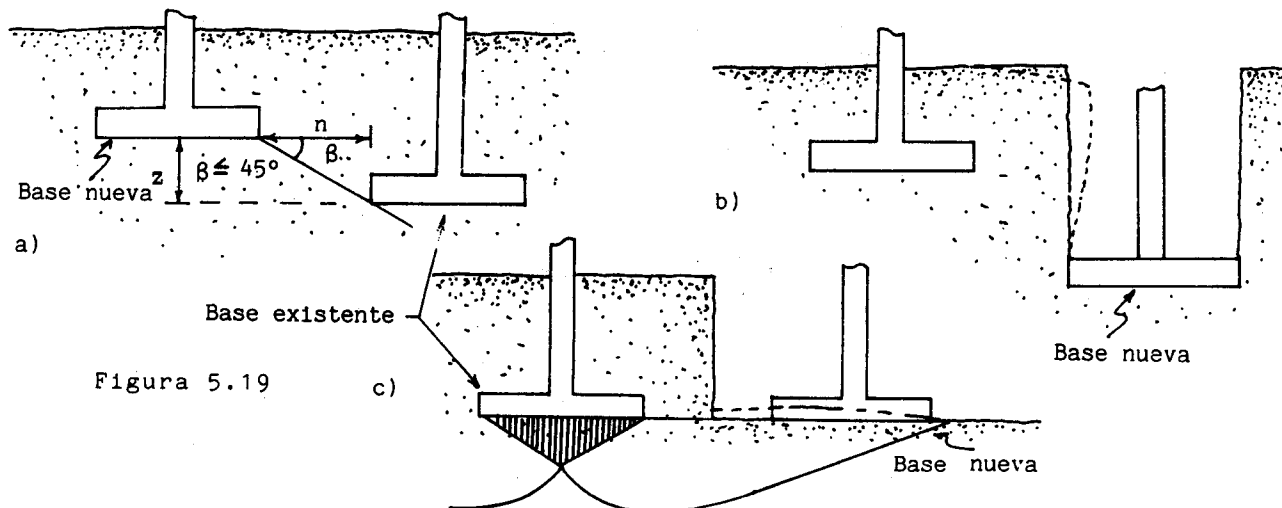


Figura 5.19

Asimismo, al excavar junto a un lindero o línea medianera en un predio urbano, se debe prestar especial atención de no causar daños a las construcciones adyacentes, tales como hundimientos o colapsos de las estructuras resistentes, ni sobrepasar los límites de demarcación de los terrenos, para no invadir áreas ajenas, con todos los problemas legales que ello además puede acarrear.

5.13.- PRUEBAS DE CARGA IN SITU

La capacidad portante de un suelo puede determinarse en forma aproximada mediante pruebas de carga in situ, que son ensayos estáticos o dinámicos bajo cargas directas aplicadas en un estrato superficial o poco profundo.

Una de las pruebas estáticas consiste en cavar un pozo como se muestra en la figura 5.20 a), en el fondo del cual se coloca una placa metálica cuadrada de unos 40 cm de lado o circular de 50 cm de diámetro (o un bloque de madera dura cepillada), sobre la cual se monta una plataforma con cargas simétricamente distribuidas. Las cargas pueden ser bolsas de arena, sacos de cemento, ladrillos, lingotes de fundición o hierro, así como depósitos que se van llenando de agua.

Cuando se ha duplicado el valor del esfuerzo que transmitirá la superestructura al suelo de fundación, se lo mantiene por algunas horas o días hasta finalizar el ensayo. En las arcillas conviene triplicar el valor de los esfuerzos previstos y mantenerlos durante varios días antes de retirar el equipo. Para cada incremento de carga se van midiendo los asentamientos producidos y se puede dibujar una curva como la de figura 5.12 a) cuando la prueba se continúa, incrementando las cargas hasta la falla del suelo.

Otro tipo de carga puede ser aplicada mediante un gato hidráulico como indica el esquema b), el cual presiona el montante de una armadura anclada lateralmente de modo de producir esfuerzos gradualmente crecientes sobre la placa de apoyo.

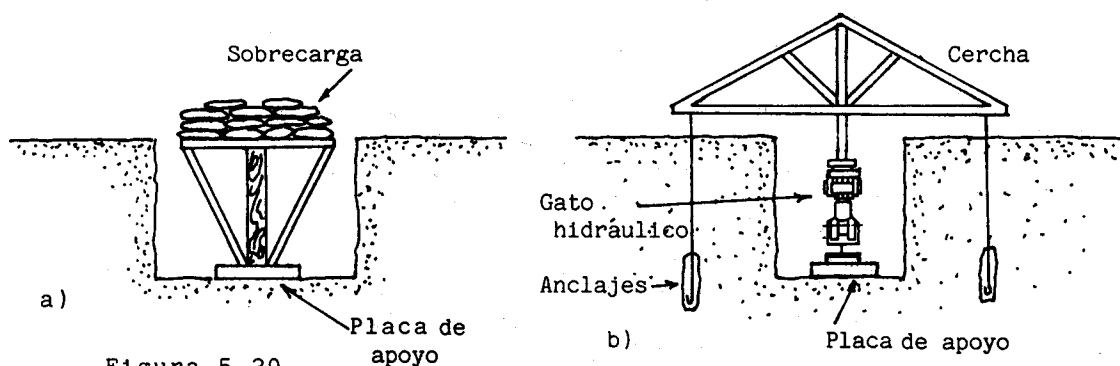


Figura 5.20

Mediante las pruebas de carga se pueden obtener resultados ajustados a la realidad si se realizan correctamente, permitiendo lograr valores aproximados de la capacidad portante de un suelo en forma sencilla y práctica, si bien los resultados deben ser interpretados por personal especializado.

En el caso de suelos arcillosos, los esfuerzos admisibles de diseño, para el suelo de fundación, pueden adoptarse iguales a los obtenidos en el ensayo de carga in situ, mientras que para el caso de las arenas, deben afectarse de un factor de mayoración como se indica a continuación.

$$\sigma_{adm} = \sigma_{adm \text{ de la prueba}} \left[\frac{\text{Lado de la zapata}}{\text{Lado de la placa de ensayo}} \right]^n \quad (5.52)$$

n es un factor que varía entre 0,5 y 0,7 dependiendo del tipo de arena, pero en todos los casos los suelos deben ser homogéneos en todo el estrato, y poco compresibles. En caso contrario, los valores que se obtienen de las pruebas pueden resultar distorsionados o erráticos.

El inconveniente que presentan las arcillas, para este tipo de pruebas de carga, es que los asentamientos se producen en un lapso prolongado de tiempo. Por ello, los resultados que dan los ensayos in situ se considerarán únicamente como un complemento de los obtenidos mediante la exploración del subsuelo como se indica en el Capítulo 3, y la aplicación de las ecuaciones 5.22 a 5.27.

CAPITULO 6

Distribución de Esfuerzos en el Suelo de Fundación

6.1.- INTRODUCCION

La función de una fundación es la de transmitir al suelo todas las cargas que impone la superestructura de una construcción. La forma como se realiza esta transferencia depende de una gran diversidad de parámetros, entre los cuales se pueden mencionar :

- La capacidad portante del suelo de fundación
- La profundidad en la cual se ubica la base
- El tipo y magnitud de las cargas impuestas
- Las propiedades elásticas del suelo
- La rigidez y tamaño de la fundación
- El comportamiento de la superestructura
- La presencia del nivel freático

El problema de determinar el estado tensional en el suelo de fundación adquiere fundamental importancia, para no superar el límite de su resistencia ni la magnitud de las deformaciones y asentamientos admisibles. El estado tensional en cada punto depende del peso de la masa del suelo por encima del punto y de la totalidad de las cargas exteriores aplicadas en él. Por lo tanto, un análisis de este tipo debe abarcar el conocimiento de :

- a) El estado tensional debido al peso propio, tomando en cuenta el agua subterránea
- b) La distribución de presiones de contacto entre el suelo y las fundaciones
- c) El estado tensional en el subsuelo debido a las cargas impuestas por la bases

Los esfuerzos verticales debidos al peso propio se transmiten en dos formas: por la presión intergranular, y por la presión ejercida en el agua de los poros. La presión intergranular es la que se ejerce entre las partículas sólidas del suelo que se hallan en contacto entre sí. De esta presión depende el grado de consolidación que alcanza el suelo bajo las cargas, y la resistencia a corte de la masa. Cuando el suelo se halla bajo el nivel freático, la presión total se reparte entre la intergranular y la del agua que satura el suelo. Si el suelo está seco, la resistencia depende sólo de la presión intergranular.

Las presiones de contacto entre el suelo y las fundaciones se deben a las cargas que transfieren las bases en el plano de apoyo, y su distribución se analiza en la Sección 6.4. Estas cargas originan esfuerzos normales y de corte en la masa del suelo que rodea la base, y varían con la distancia vertical y radial al punto de aplicación de la carga, provocando asentamientos y consolidación del suelo a diferentes profundidades.

6.2.- ESTADO TENSIONAL EN EL SUBSUELO

Cuando se aplica una carga a una determinada profundidad en un estrato del suelo, los esfuerzos producidos dentro de la masa del mismo, se distribuyen tanto en profundidad como lateralmente. Su magnitud en los diferentes puntos del subsuelo puede determinarse mediante :

- * Métodos aproximados de distribución de esfuerzos
- * Métodos basados en la teoría de la elasticidad

Ambos métodos serán analizados a continuación, comparando los resultados obtenidos mediante su aplicación, en algunos ejemplos ilustrativos.

Métodos aproximados de distribución de esfuerzos

Existen diferentes métodos aproximados para la determinación de los esfuerzos normales verticales en la masa del suelo, debidos a la acción de las cargas uniformemente distribuidas actuando en estratos superficiales del terreno. Todos ellos suponen que los esfuerzos dentro de la masa se transmiten como una pirámide trunca cuyas aristas tienen pendientes entre 1:1 y 2:1. La magnitud de los esfuerzos se va reduciendo con la profundidad, y además, fuera de los límites de la pirámide, estos métodos suponen que las presiones debidas a las sobrecargas pueden despreciarse.

La figura 6.1 muestra la distribución supuesta de los esfuerzos con pendiente 2:1, según la cual los esfuerzos promedio σ_z a profundidad z , dentro del volumen de la pirámide se obtienen:

$$\sigma_z = \frac{P}{(B_x + z) \cdot (B_y + z)} \quad (6.1)$$

z es la distancia vertical medida a partir de la base de la fundación de lados B_x y B_y . La distribución de σ_z se supone uniforme en el área total de cada plano horizontal contenido dentro de la pirámide de esfuerzos.

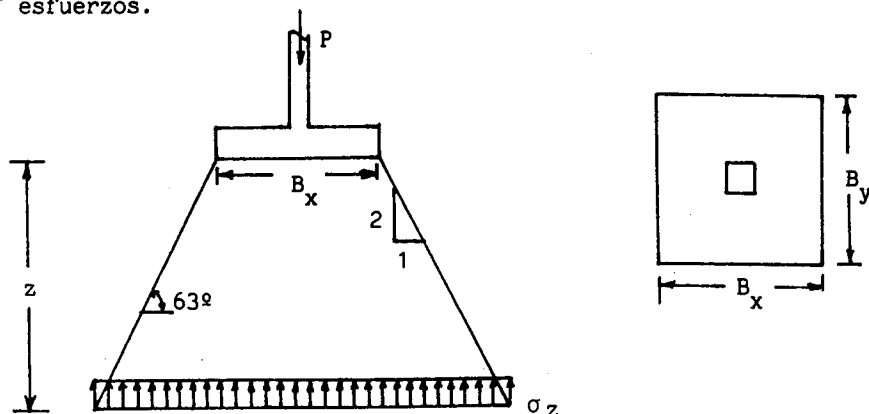


Figura 6.1

Otro método aproximado es el de Kögler y Scheidig, el cual supone una distribución piramidal de esfuerzos con pendiente 1:1, con magnitudes que se indican en la figura 6.2 suponiendo cargas uniformes en bases de gran longitud y circulares.

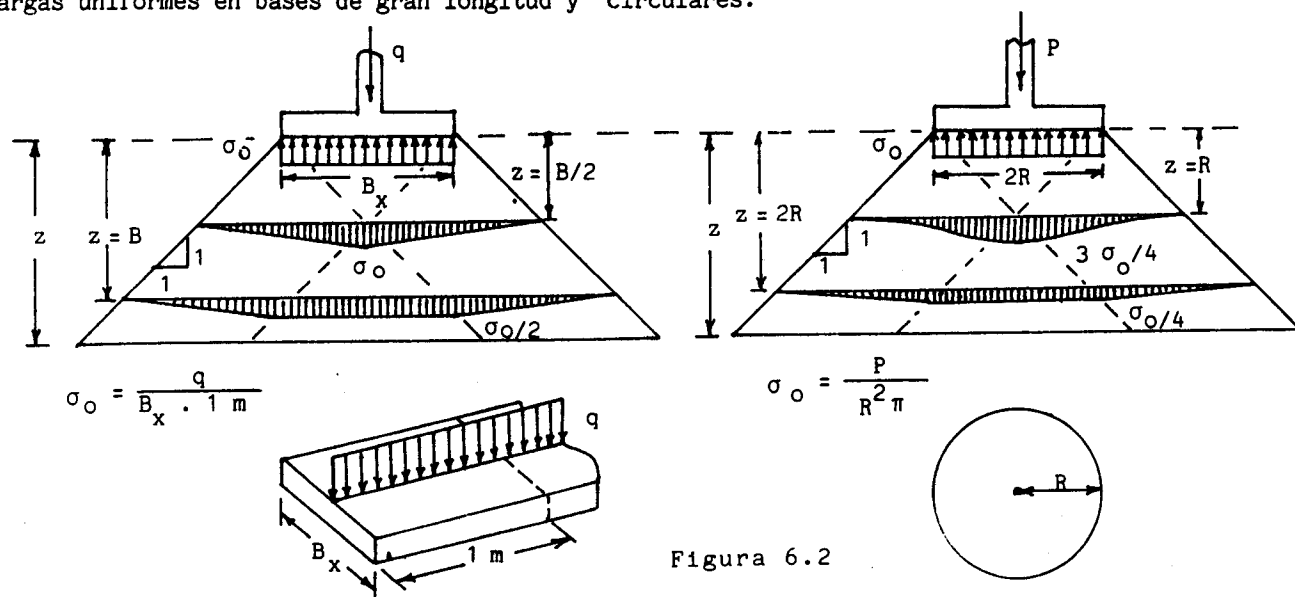


Figura 6.2

Los esfuerzos de contacto en el plano de apoyo de la base se designan por σ_0 . A profundidad z los esfuerzos se obtienen:

$$\sigma_z = v \sigma_0 \quad (6.2)$$

Los valores de v para bases de gran longitud y circulares se indican en la Tabla 6.1.

T A B L A 6.1

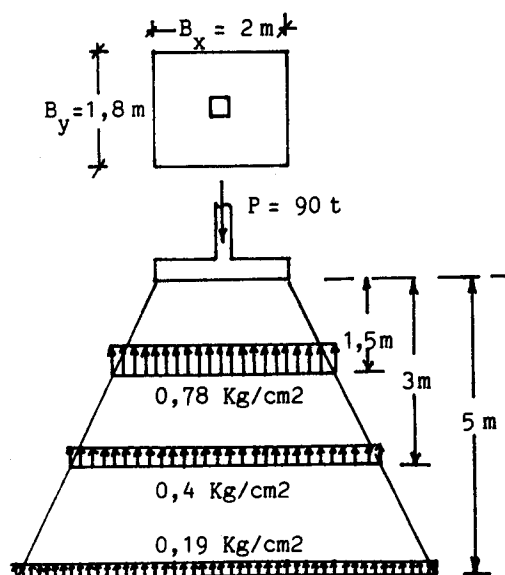
FACTORES DE REDUCCION v PARA ESFUERZOS σ_z

$$\sigma_z = v \sigma_0$$

	z/B	v
Bases de gran longitud	0,25	1
	0,5	1
	0,75	0,67
	1	0,5
	1,5	0,33
	2	0,25
	z/R	v
Bases circulares	0,5	1
	1	0,75
	1,5	0,5
	2	0,25
	3	0,11
	4	0,07

EJEMPLO 6.1.-

Halle los esfuerzos normales verticales a 1,5, 3 y 5 m de profundidad bajo la base rectangular indicada, la cual transmite una carga centrada de 90 t.



$$B_x = 2 \text{ m}$$

$$B_y = 1,8 \text{ m}$$

Aplicando la ec. 6.1 se obtiene:

Para $z = 1,5 \text{ m}$

$$\sigma_z = \frac{P}{(B_x + z)(B_y + z)} = \frac{90.000}{(200+150)(180+150)} = 0,78 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $z = 3 \text{ m}$

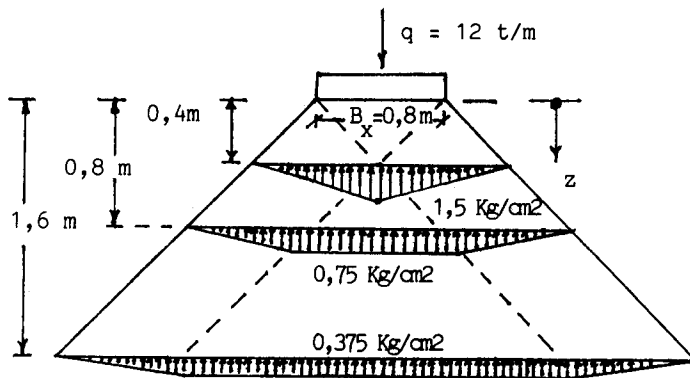
$$\sigma_z = \frac{90.000}{(200+300)(180+300)} = 0,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $z = 5 \text{ m}$

$$\sigma_z = \frac{90.000}{(200+500)(180+500)} = 0,19 \text{ Kg/cm}^2$$

EJEMPLO 6.2.-

Halle los esfuerzos normales verticales bajo la fundación continua de ancho $B_x = 0,8$ m de una pared de mampostería que transmite una carga lineal de 12 t/m. se pide calcular σ_z a profundidades de 0,4 m, 0,8 m y 1,6 m.



$$\sigma_o = \frac{q}{B_x \cdot 1m} = \frac{12.000}{80 \times 100} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } z = 0,4 \text{ m} = B_x/2$$

$$\sigma_z = \sigma_o = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } z = 0,8 \text{ m} = B_x$$

$$\sigma_z = \sigma_o/2 = 0,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } z = 1,6 \text{ m} = 2B_x$$

$$\sigma_z = \sigma_o/4 = 0,375 \text{ Kg/cm}^2$$

Métodos basados en la teoría de la elasticidad

Estos métodos permiten obtener valores más exactos de la distribución de los esfuerzos dentro de la masa del suelo. La distribución de los esfuerzos depende de dos factores: la rigidez de las fundaciones y las propiedades elásticas del suelo. Para simplificar el problema se supone el suelo como un sólido semi-infinito de masa homogénea, elástica e isótropa que se extiende en todas direcciones por debajo de la fundación.

El estudio analítico de esta distribución fue inicialmente planteado por el matemático francés Boussinesq en 1885 y las ecuaciones relativas al estado de tensión en un punto genérico de un sólido elástico, aplicadas a la ingeniería de suelos, han sido luego generalizadas por otros autores, como se indica a continuación. La distribución de los esfuerzos según las teorías elásticas adopta la forma indicada en la figura 6.3.

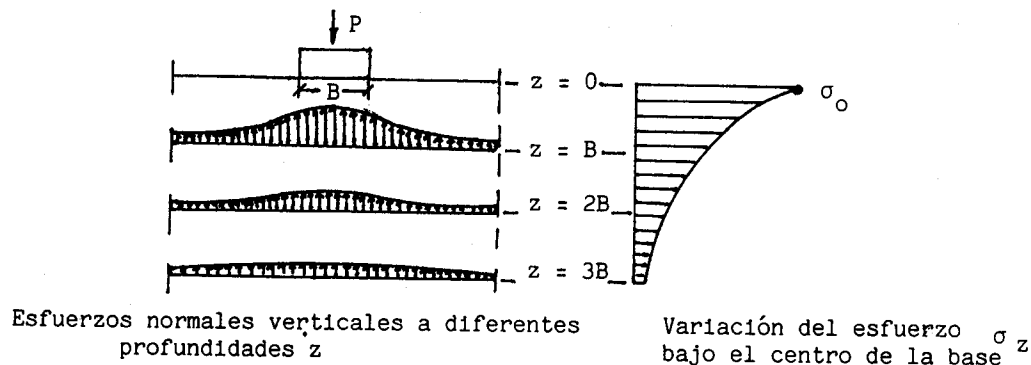


Figura 6.3

ECUACION DE BOUSSINESQ

Esta ecuación permite obtener las presiones normales verticales bajo una carga centrada P en función de la profundidad z bajo la carga y a distancia lateral r de su recta de acción, como muestra la figura 6.4 a. Estas presiones se suponen distribuidas en planos horizontales, y son simétricas con respecto a la fuerza P. Además, el coeficiente de Poisson del suelo se adopta $\mu = 0$. Los esfuerzos verticales en un punto A del subsuelo se obtienen:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2 [1 + (r/z)^2]^{5/2}} \quad (6.3)$$

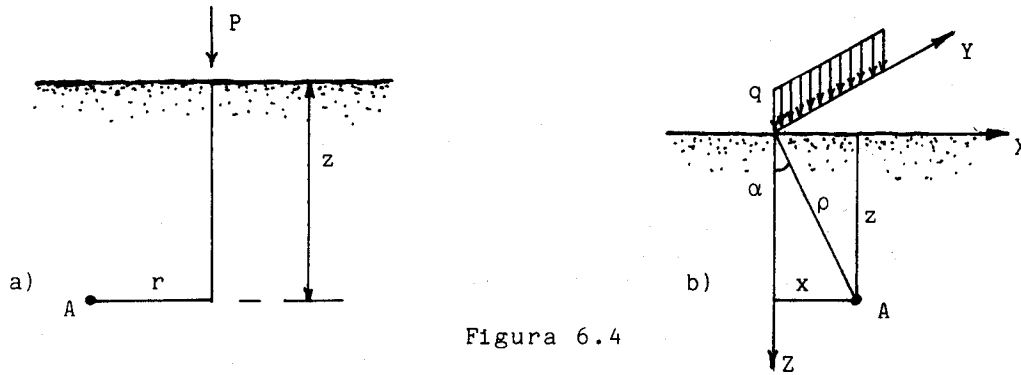


Figura 6.4

ECUACION DE WESTERGAARD

En 1938, Westergaard dedujo la siguiente ecuación, que se ajusta mejor al caso de una masa de suelo con estratos superpuestos, bajo el efecto de una fuerza concentrada vertical P :

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi z^2 [1 + 2(r/z)^2]^{3/2}} \quad (6.4)$$

Los diferentes términos tienen igual significado que en ec. 6.3.

ECUACION DE MELAN

En el caso en que la carga no sea concentrada, sino linealmente distribuida q , la presión σ_z en un punto A a la profundidad z y a distancia horizontal x del plano vertical que contiene a la carga q , resulta :

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi z (1 + x^2/z^2)^2} = \frac{2q}{\pi \rho} \cos^3 \alpha \quad (6.5)$$

Ver figura 6.4 b), donde se indican las magnitudes de los términos de la ecuación de Melan. Para la validez de esta ecuación se deben cumplir las mismas condiciones que para la de Boussinesq.

ECUACION DE FROEHLICH

La teoría desarrollada por Froehlich toma en cuenta las características elásticas del suelo y fue publicada en 1932, para obtener la siguiente ecuación de los esfuerzos σ_z .

$$\sigma_z = \frac{n P}{2 \pi \rho^2} \cos^{n-2} \alpha \quad (6.6)$$

n es un factor que toma en cuenta la anisotropía del suelo, y se conoce por factor de concentración. Los valores de n para diferentes tipos de suelos se dan en la Tabla 6.2, en función de ϕ .

T A B L A 6.2

Tipo de suelo	ϕ°	n
Arcilla compacta	0	3
	5	3,2
	10	3,4
Arcilla arenosa Arena arcillosa	15	3,7
	20	4
	25	4,5
Arena compacta	30	5
	35	5,7
	40	6,6

METODO DE NEWMARK

Las ecuaciones planteadas precedentemente se pueden aplicar únicamente al caso de fuerzas concentradas (como las de Boussinesq o Westergaard) o a fuerzas distribuidas linealmente (según los criterios de Melan o Froelich). Sin embargo, bajo las fundaciones, las cargas transmitidas al suelo son por lo general distribuidas en toda el área de contacto, y en la masa que rodea la fundación.

Newmark analizó este problema, permitiendo determinar la magnitud de los esfuerzos en un punto N genérico del subsuelo, a profundidad z bajo la base, con la condición que ese punto se halle sobre la vertical a-a que pase por un vértice de la fundación, como se indica en la figura 6.5.

Este método es aplicable para bases rectangulares, apoyadas en suelos isótropos y homogéneos o bien con moderada estratificación. La aplicación de este método puede extenderse para el caso en que el punto N se halle debajo del área de la base o en cualquier punto en la masa del suelo circundante. Se analizarán a continuación las diferentes posibilidades de ubicación para el punto N.

Caso a) El punto N se halla en la vertical debajo de un vértice de la base cargada. (esquema a)

Es el caso más sencillo. El valor de σ_z se obtiene :

$$\sigma_z = \xi \sigma_0 \quad (6.7)$$

para :

$$\sigma_0 = \frac{P}{B_x \cdot B_y} \quad (6.8)$$

ξ es un coeficiente que se da en la Tabla 6.3 en función de las relaciones :

$$m = \frac{B_x}{z} \quad n = \frac{B_y}{z} \quad (6.9)$$

$$(6.10)$$

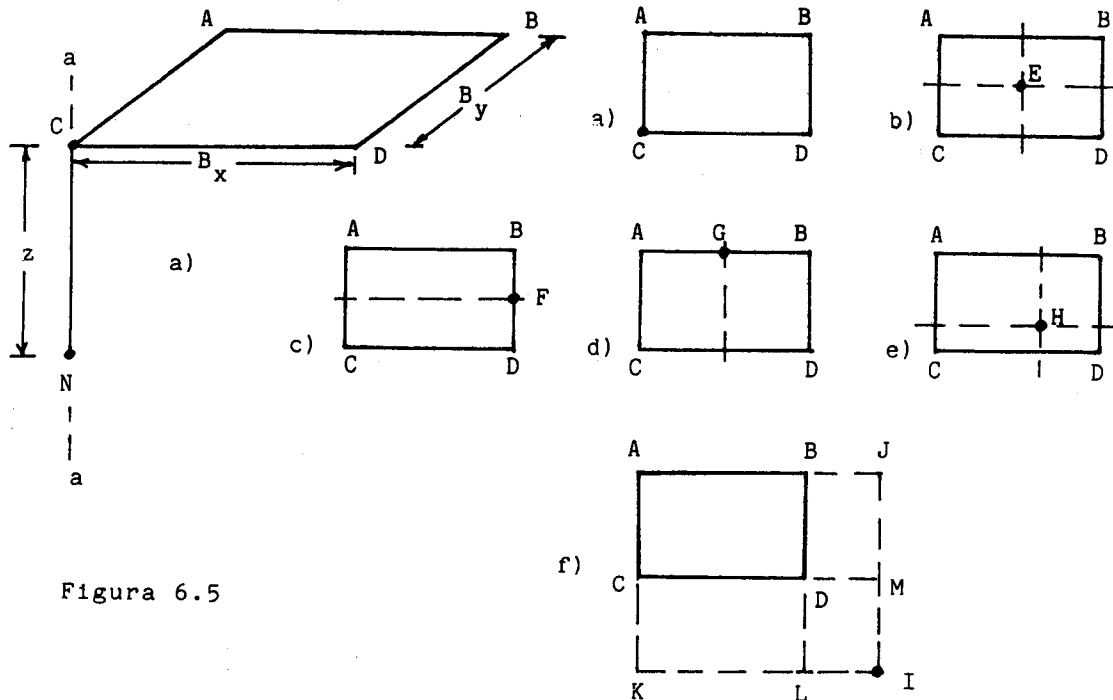


Figura 6.5

Para hallar ξ , se lee horizontalmente el valor de n y verticalmente el valor de m para cada uno de los rectángulos considerados en el análisis. Para relaciones n o $m > 10$, la Tabla 6.3 adopta este valor como infinito.

T A B L A 6.3

COEFICIENTES DE INFLUENCIA PARA AREAS RECTANGULARES

VALORES DE ξ

$m = \frac{B_x}{z}$	$n = \frac{B_y}{z}$																	
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,5	2	2,5	3	5	10	∞
0,1	0,005	0,009	0,013	0,017	0,020	0,022	0,024	0,026	0,027	0,028	0,029	0,030	0,031	0,031	0,032	0,032	0,032	0,032
0,2	0,009	0,018	0,026	0,033	0,039	0,043	0,047	0,050	0,053	0,055	0,057	0,059	0,061	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
0,3	0,013	0,026	0,037	0,047	0,056	0,063	0,069	0,073	0,077	0,079	0,083	0,086	0,089	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
0,4	0,017	0,033	0,047	0,060	0,071	0,080	0,087	0,093	0,098	0,101	0,106	0,110	0,113	0,115	0,115	0,115	0,115	0,115
0,5	0,020	0,039	0,056	0,071	0,084	0,095	0,103	0,110	0,116	0,120	0,126	0,131	0,135	0,137	0,137	0,137	0,137	0,137
0,6	0,022	0,043	0,063	0,080	0,095	0,107	0,117	0,125	0,131	0,136	0,143	0,149	0,153	0,155	0,156	0,156	0,156	0,156
0,7	0,024	0,047	0,069	0,087	0,103	0,117	0,128	0,137	0,144	0,149	0,157	0,164	0,169	0,170	0,171	0,172	0,172	0,172
0,8	0,026	0,050	0,073	0,093	0,110	0,125	0,137	0,146	0,154	0,160	0,168	0,176	0,181	0,183	0,184	0,185	0,185	0,185
0,9	0,027	0,053	0,077	0,098	0,116	0,131	0,144	0,154	0,162	0,168	0,178	0,186	0,192	0,194	0,195	0,196	0,196	0,196
1,0	0,028	0,055	0,079	0,101	0,120	0,136	0,149	0,160	0,168	0,175	0,185	0,193	0,200	0,202	0,203	0,204	0,205	0,205
1,2	0,029	0,057	0,083	0,106	0,126	0,143	0,157	0,168	0,178	0,185	0,196	0,205	0,212	0,215	0,216	0,217	0,218	0,218
1,5	0,030	0,059	0,086	0,110	0,131	0,149	0,164	0,176	0,186	0,193	0,205	0,215	0,223	0,226	0,228	0,229	0,230	0,230
2,0	0,031	0,061	0,089	0,113	0,135	0,153	0,169	0,181	0,192	0,200	0,212	0,223	0,232	0,236	0,238	0,239	0,240	0,240
2,5	0,031	0,062	0,090	0,115	0,137	0,155	0,170	0,183	0,194	0,202	0,215	0,226	0,236	0,240	0,242	0,244	0,244	0,244
3,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,171	0,184	0,195	0,203	0,216	0,228	0,238	0,242	0,244	0,246	0,247	0,247
5,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,204	0,217	0,229	0,239	0,244	0,246	0,249	0,249	0,249
10	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250
∞	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250

Caso b) El punto N se halla en la vertical debajo del baricentro de la base. (esquema b)

Se debe dividir el área de la base en 4 rectángulos iguales que tienen por vértice el baricentro de la base, punto E. Se halla el valor de m y de n para uno cualquiera de estos rectángulos y se lee el correspondiente valor de ξ en la Tabla 6.3 El esfuerzo normal en el punto N resulta :

$$\sigma_z = 4 \xi \sigma_0 \quad (6.11)$$

Caso c) El punto N se halla en la vertical debajo de un punto en el perímetro de la base.

(esquemas c y d)

Para hallar σ_z se divide el área de la base en dos rectángulos con vértice en el punto - considerado, y se calculan los respectivos coeficientes m_1 , n_1 , m_2 y n_2 , con los cuales se obtienen los valores de ξ_1 y ξ_2 correspondientes. El valor de σ_z resulta :

$$\sigma_z = (\xi_1 + \xi_2) \sigma_0 \quad (6.12)$$

Caso d) El punto N se halla en la vertical debajo de un punto cualquiera del área de la base.

(esquema e)

Por ejemplo el punto H del esquema. En cada uno de los cuatro rectángulos definidos, con vértice en H, se calculan los valores de m y n respectivos, y el correspondiente ξ . El esfuerzo σ_z resulta :

$$\sigma_z = (\xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4) \sigma_0 \quad (6.13)$$

Caso e) El punto N se halla en la vertical debajo de un punto exterior al área de la base.
(esquema f)

Por ejemplo, el punto I del esquema. El procedimiento para hallar σ_z es similar a los casos anteriores, si bien aquí se debe comenzar considerando el rectángulo completo AJIK con vértice en I, y calcular el ξ para este caso. A continuación se analizan los rectángulos BJIL y CMIK, con vértices también en I, y se definen los factores ξ para cada uno de ellos, restándolos del ξ inicial. Como el rectángulo DMIL ha sido incluido dos veces en el cálculo, se debe sumar su correspondiente ξ a los anteriores. Se obtiene :

$$\sigma_z = (\xi_1 - \xi_2 - \xi_3 + \xi_4) \cdot \sigma_0 \quad (6.14)$$

EJEMPLO 6.3.-

Halle los valores de los esfuerzos normales verticales bajo una carga concentrada de 90 t aplicando las ecuaciones de Boussinesq y Westergaard, para un punto con las siguientes coordenadas :

Caso 1 :	$z = 3 \text{ m}$	$r = 0$
Caso 2 :	$z = 3 \text{ m}$	$r = 2 \text{ m}$
Caso 3 :	$z = 5 \text{ m}$	$r = 0$
Caso 4 :	$z = 5 \text{ m}$	$r = 2 \text{ m}$

Según Boussinesq (ec.6.3) :

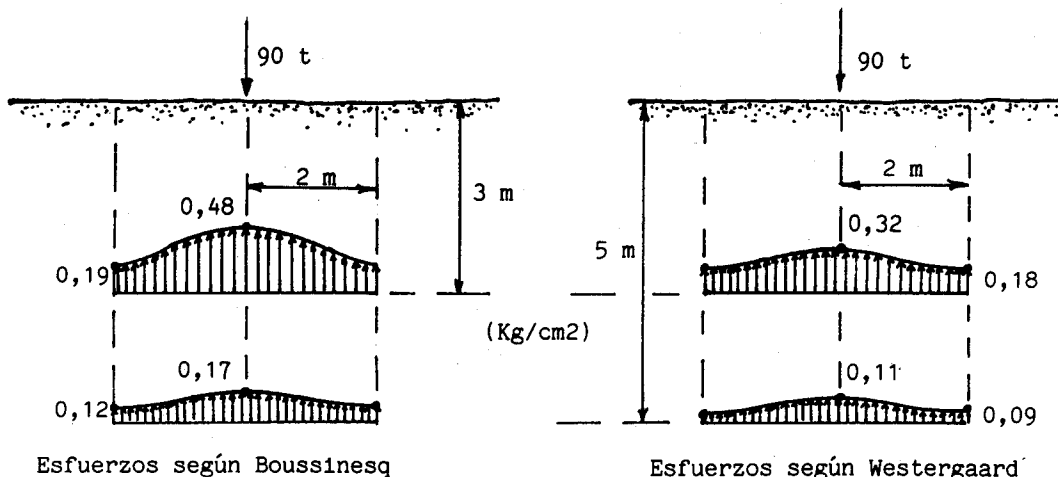
$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2 [1 + (r/z)^2]^{5/2}}$$

Caso 1 : $\sigma_{(3,0)} = \frac{3 \times 90.000}{2\pi \times 300^2} = 0,48 \text{ Kg/cm}^2$

Caso 2 : $\sigma_{(3,2)} = \frac{3 \times 90.000}{2\pi \times 300^2 [1 + (2/3)^2]^{5/2}} = 0,19 \text{ Kg/cm}^2$

Caso 3 : $\sigma_{(5,0)} = \frac{3 \times 90.000}{2\pi \times 500^2} = 0,17 \text{ Kg/cm}^2$

Caso 4 : $\sigma_{(5,2)} = \frac{3 \times 90.000}{2\pi \times 500^2 [1 + (2/5)^2]^{5/2}} = 0,12 \text{ Kg/cm}^2$



Según Westergaard (ec. 6.4) :

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi z^2 [1 + 2(r/z)^2]^{3/2}}$$

Caso 1 :

$$\sigma_{(3,0)} = \frac{90.000}{\pi \times 300^2} = 0,32 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso 2 :

$$\sigma_{(3,2)} = \frac{90.000}{\pi \times 300^2 [1 + (2/3)^2]^{3/2}} = 0,18 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso 3 :

$$\sigma_{(5,0)} = \frac{90.000}{\pi \times 500^2} = 0,11 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso 4 :

$$\sigma_{(5,2)} = \frac{90.000}{\pi \times 500^2 [1 + (2/5)^2]^{3/2}} = 0,09 \text{ Kg/cm}^2$$

EJEMPLO 6.4.-

Halle los esfuerzos normales verticales en un punto de la masa del suelo, con coordenadas :

$$x = 1,8$$

$$z = 1 \text{ m}$$

debidos a una carga lineal de 12 t/m según muestra la figura. El suelo es arcilla arenosa con $\phi = 15^\circ$

$$\text{Resulta : } \rho = 2,06 \text{ m}$$

$$\alpha = 61^\circ$$

Según la ec. 6.5 de Melan :

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi z (1 + x^2/z^2)^2} = \frac{2 \times 120}{\pi \times 100 (1 + 1,8^2)^2} = 0,042 \text{ Kg/cm}^2$$

o también :

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi \rho} \cos^3 \alpha = \frac{2 \times 120}{\pi \times 206} \cos^3 61^\circ = 0,042 \text{ Kg/cm}^2$$

Según la ec. 6.6 de Froehlich :

$$\sigma_z = \frac{n P}{2 \pi \rho^2} \cos^{n-2} \alpha$$

En este caso : $P = q \times 1 \text{ m} = 12 \text{ t}$

Resulta :

De Tabla 6.2 : $n = 3,7$

$$\sigma_z = \frac{3,7 \times 12000}{2 \pi \times 206^2} \cos^{(3,7-2)} 61^\circ = 0,048 \text{ Kg/cm}^2$$

EJEMPLO 6.5.-

Una base rectangular produce esfuerzos de contacto en el suelo de fundación de 2 Kg/cm². Halle los esfuerzos normales verticales a profundidad 1,1 m bajo la fundación, en los puntos A, B, C y D. Los lados de la base son :

$$B_x = 2,2 \text{ m}$$

$$B_y = 1,65 \text{ m}$$

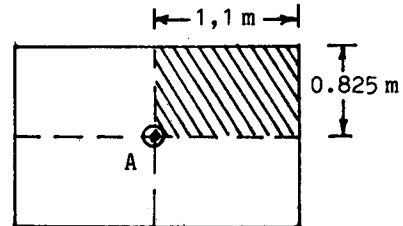
Se aplicará el método de Newmark. La presión de contacto es : $\sigma_0 = 2 \text{ Kg/cm}^2$

Punto A

Es el baricentro de la base (esquema b)

Según ecs. 6.9 y 6.10, en cada rectángulo :

$$m = \frac{1,1}{1,1} = 1 \quad n = \frac{0,825}{1,1} = 0,75$$



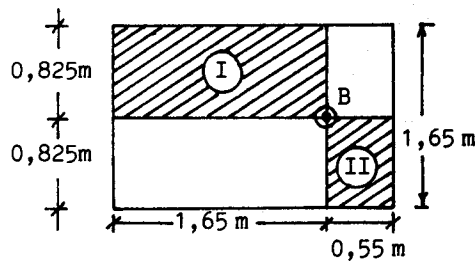
De la Tabla 6.3 el coeficiente ξ se obtiene interpolando linealmente :

$$\xi = 0,155$$

$$\therefore \sigma_z = 4\xi\sigma_0 = 4 \times 0,155 \times 2 = 1,24 \text{ Kg/cm}^2$$

Punto B

Corresponde al caso d) y el esquema e). Quedan definidos cuatro rectángulos en el área de la base, con vértice común en el punto B. Estos rectángulos son el tipo I y el II.



Para el rectángulo I : $m = \frac{1,65}{1,1} = 1,5 \quad n = \frac{0,825}{1,1} = 0,75$

De Tabla 6.3 : $\xi_1 = 0,17$

Para el rectángulo II : $m = \frac{0,55}{1,1} = 0,5 \quad n = \frac{0,825}{1,1} = 0,75$

De Tabla 6.3 : $\xi_2 = 0,106$

Según la ec. 6.13 :

$$\sigma_z = 2 (0,17 + 0,106) 2 = 1,1 \text{ Kg/cm}^2$$

Punto C

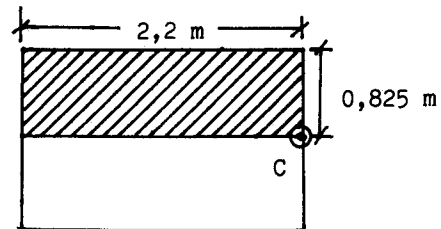
El punto C se halla sobre el perímetro de la base, por lo cual se referirá al caso c) del esquema c).

En cada rectángulo :

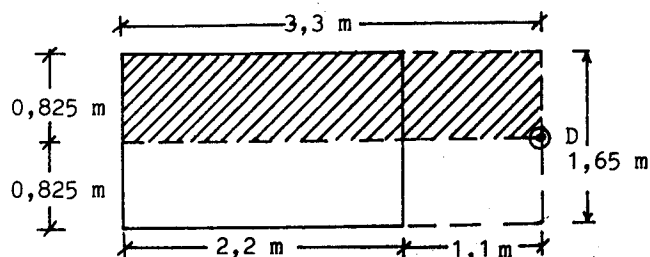
$$m = \frac{2,2}{1,1} = 2 \quad n = \frac{0,825}{1,1} = 0,75$$

Resulta : $\xi = 0,175$

$$\sigma_z = 2 \times 0,175 \times 2 = 0,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Punto D

El punto D es exterior al área de la base, y corresponde al caso e) del esquema f). Por simetría, quedan definidos dos



rectángulos con vértices en D, para los cuales :

$$m = \frac{3,3}{1,1} = 3 \quad n = \frac{0,825}{1,1} = 0,75$$

$$\xi_1 = 0,177$$

Para cada rectángulo pequeño exterior a la base : $m = \frac{1,1}{1,1} = 1$ $n = \frac{0,825}{1,1} = 0,75$

$$\xi_2 = 0,155$$

El esfuerzo normal vertical bajo el punto D resulta :

$$\sigma_z = 2 (0,177 - 0,155) 2 = 0,09 \text{ Kg/cm}^2$$

6.3.- BULBO DE PRESIONES

Las presiones de contacto, producidas bajo la base de una fundación se propagan y distribuyen en la masa del suelo como indica la figura 6.6 a). Las flechas indican las direcciones en las cuales las cargas solicitan al suelo. Los esfuerzos resultan normales verticales únicamente bajo la vertical bajo el baricentro de la base céntricamente cargada, pero en todo el resto de la masa, se pueden trazar curvas de igual esfuerzo bajo los cimientos, obtenidas aplicando los métodos y ecuaciones analizadas precedentemente. Estas diferentes curvas dan lugar al llamado bulbo de presiones, que se da en la figura 6.6 b).

Cada uno de estos bulbos representa curvas de igual presión o isobaras, y su efecto significativo puede considerarse hasta una profundidad aproximadamente igual al doble del ancho de la base

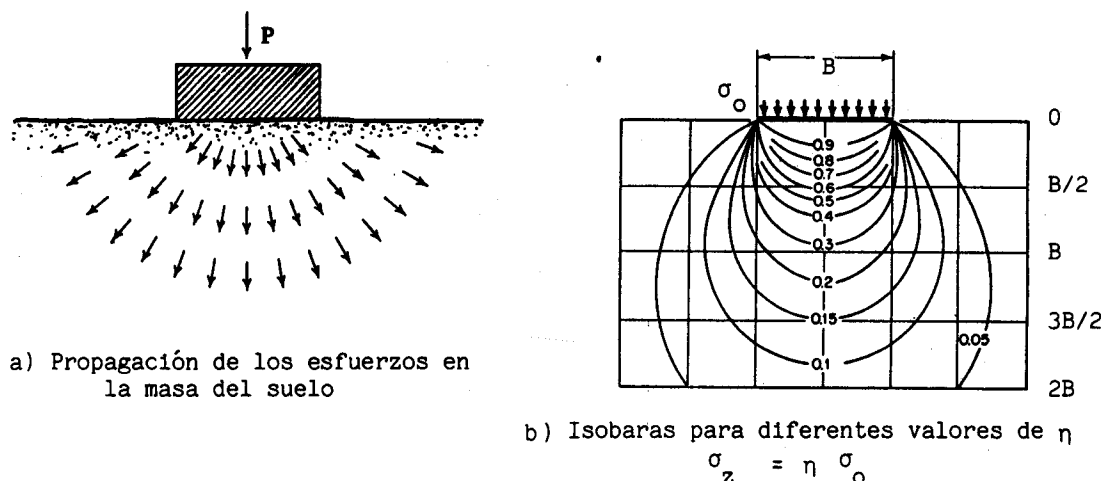


Figura 6.6 Bulbo de presiones

Para el diseño, los valores de la presiones en las isobaras varían entre σ y $0,05\sigma$. El estado tensional en la masa del suelo depende de varios factores, tales como la rigidez de la fundación, las características elásticas del suelo, la uniformidad e isotropía de los diferentes estratos, etc.

En cada uno de los estratos se debe verificar que la magnitud de los esfuerzos normales verticales para la más desfavorable combinación de las sobrecargas actuantes, no supere los esfuerzos admisibles del suelo, según lo indicado en el Capítulo 5.

La figura 6.7 muestra un perfil estratificado del subsuelo, con diferentes propiedades. Si dos fundaciones de anchos B_1 y B_2 respectivamente apoyan a igual profundidad, el bulbo de presiones de la base más ancha alcanza estratos más profundos, por lo cual si el estrato 4 es muy compresible, no afectará el comportamiento el suelo en el primer caso, pero puede ocasionar un considerable asentamiento en la estructura soportada por la base de ancho B_2 .

Este efecto puede resultar de significativa importancia en el caso de suelos blandos y compresibles en estratos profundos, por lo cual es conveniente siempre realizar una exhaustiva exploración del subsuelo, como se indica en los capítulos precedentes, antes de ubicar las diferentes bases de la construcción. En todos los casos, las presiones normales verticales se hallan :

$$\sigma_z = \eta \sigma_0 \quad (6.15)$$

Los valores de η se obtienen de las isobaras correspondientes al bulbo de presiones a la profundidad que se analiza. Para estos valores, el peso del suelo por encima del nivel considerado influye en los resultados.

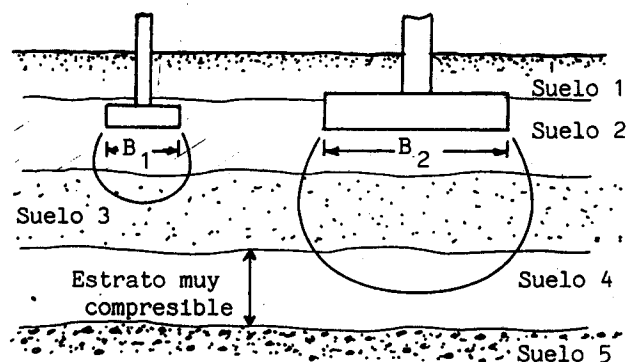


Figura 6.7 Efecto del bulbo de presiones en bases de diferente ancho

6.4.- PRESIONES DE CONTACTO

Son las presiones que produce la base en el plano de contacto con el suelo de fundación, y su distribución bajo las cargas centradas de la fundación depende de la rigidez de la base y las características del suelo. Si la base se supone infinitamente rígida, sin fricción en el plano de contacto, y el suelo es isótropo y homogéneo, la distribución de estas presiones se indica en la figura 6.8. El esquema a) corresponde a un suelo granular, como las arenas y gravas, y el esquema b) a un suelo cohesivo como las arcillas.

En la práctica, sin embargo, no se cumplen las condiciones ideales enumeradas, ya que las fundaciones no son infinitamente rígidas y la distribución de las presiones adopta la forma de la figura 6.9 para suelos granulares y cohesivos respectivamente.

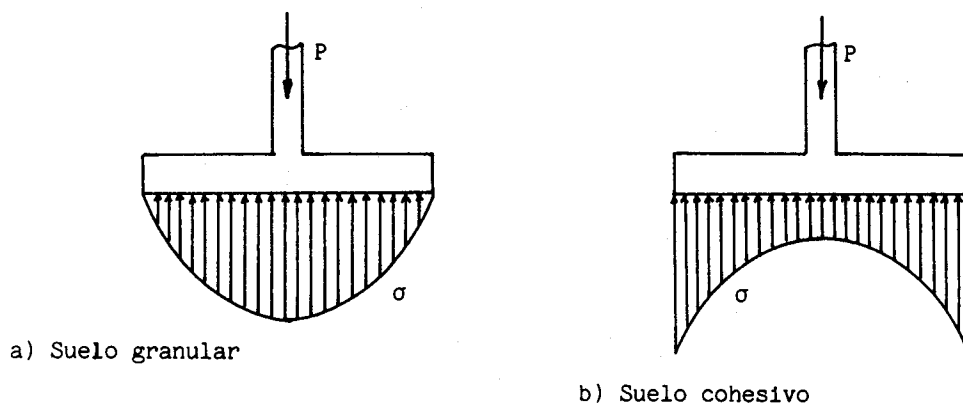


Figura 6.8 Distribución de presiones de contacto para bases infinitamente rígidas sin fricción apoyadas en suelos ideales.

De las figuras 6.8 y 6.9 se evidencia que en los suelos granulares la presión ejercida resulta mayor en el centro que en los bordes de la base, porque las partículas tienden a desplazarse hacia el exterior en el perímetro del área cargada, en dirección a la zona más descargada.

Por el contrario, en los suelos arcillosos, los esfuerzos son mayores junto a los bordes de la base y disminuyen en el centro, debido a que las cargas son resistidas en el suelo principalmente por corte a lo largo del perímetro.

En la realidad, la distribución de las presiones de contacto, para bases flexibles y suelos comunes, puede resultar similar a cualquiera de las mostradas en la figura 6.9. Para simplificar el problema, se adopta usualmente una distribución intermedia, como indica el esquema c), de esfuerzos uniformes en el área total, la cual resulta suficientemente aproximada para el diseño.

En muchos casos, además, esta simplificación está del lado de la seguridad, pues la mayoría de las veces las presiones de contacto adoptan la forma del esquema a) de figura 6.9.

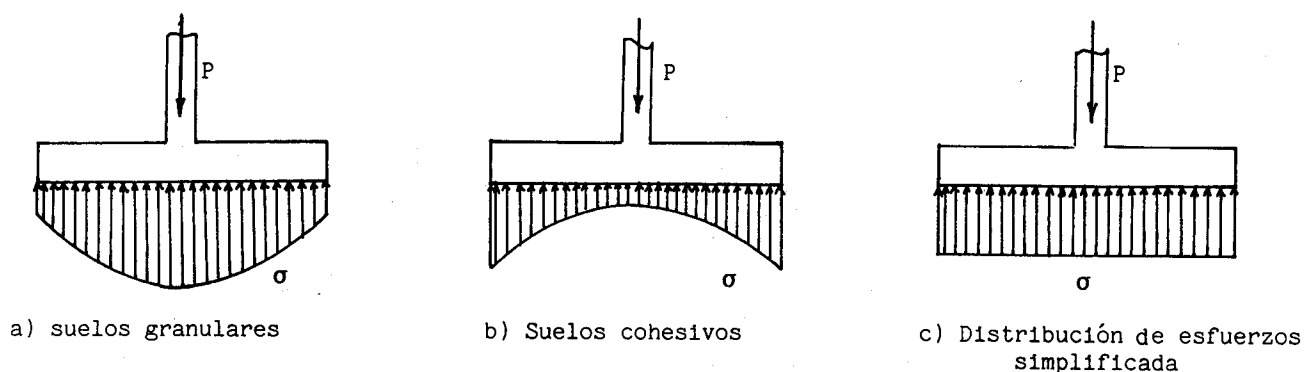


Figura 6.9 Distribución de esfuerzos de contacto para bases flexibles en suelos comunes

La simplificación mostrada en el esquema c) se basa en el hecho de que los asentamientos en el suelo suelen producirse en lapsos prolongados de tiempo, originando una variación paulatina de las presiones de contacto. Esta variación es difícil de predecir con exactitud, por lo cual resulta más práctico aproximarse a una solución sencilla que permita enfocar el problema en forma directa.

Para que en una base se cumpla el equilibrio estático cuando apoya sobre un estrato del suelo de fundación, se deben cumplir las siguientes condiciones :

- * La resultante de todas las presiones de contacto, actuando como reacciones del suelo en el plano inferior de las fundaciones, debe tener igual intensidad y dirección, con sentido opuesto, de la resultante de todas las cargas y momentos que transmite la fundación. Es decir que el vector resultante de las reacciones debe formar un sistema nulo elemental con el vector resultante de las acciones sobre la base.
- * La más severa combinación de las cargas impuestas por la fundación, debe producir esfuerzos en el suelo de fundación iguales o inferiores a los admisibles del terreno, determinados según se indica en el Capítulo 5.
- * El vector resultante de la más severa combinación de las cargas horizontales, verticales e inclinadas, así como de los momentos actuantes sobre la base, debe interceptar el plano de apoyo según una excentricidad que permita asegurar que no se producirá el volcamiento de la fundación.
- * La componente horizontal de la resultante de todas las cargas exteriores actuando sobre la base, no debe producir el deslizamiento de la misma.

6.5.- HIPOTESIS FUNDAMENTALES

Las hipótesis fundamentales en las que se basa la determinación de las presiones de contacto entre el suelo y la base de la fundación son las siguientes :

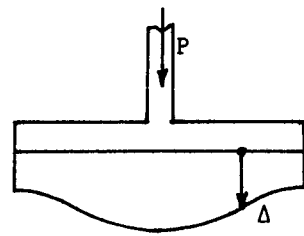
- a) Hipótesis de Emil Winkler
- b) Rigidez infinita de la base
- c) Incapacidad del suelo para resistir tracciones

Hipótesis de Emil Winkler (1867)

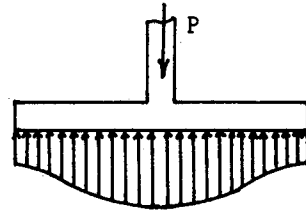
Según esta hipótesis, el esfuerzo σ en el suelo, en todos los puntos del plano de contacto de la base, resulta proporcional al asentamiento producido :

$$\sigma = E I \frac{d^4 y}{dx^4} = K \Delta \quad (6.16)$$

K es el coeficiente de rigidez del suelo, conocido como módulo de balastro, y resulta la constante de proporcionalidad entre las presiones σ y los asentamientos Δ . K define la fuerza por unidad de su -



a) Asentamientos



$$\sigma = K \Delta$$

b) Distribución de esfuerzos

Figura 6.10

perficie, necesaria para producir un asentamiento unitario, y se mide en Kg/cm³. Los valores de K se dan en la Tabla 6.4 para diferentes tipos de suelos. K se asume un valor constante en toda el área del suelo en contacto con las fundaciones de la estructura.

T A B L A 6.4.

TIPO DE SUELO		K (Kg/cm ³)
Densidades compactadas	Gravas	
	Buena granulometría	13 a 20
	Granulometría mediana	12 a 18
	Granulometría pobre	11 a 13
	Arenas	
	Buena granulometría	10 a 12
	Granulometría mediana	8 a 11
	Granulometría pobre	7 a 9
	Arenas arcillosas	5 a 8
	Arenas limosas	3 a 7
Densidades no compactadas	Arcillas y limos	
	Poco compresibles	2 a 6
	Limos y suelos orgánicos	
	Compresibles	1 a 3
	Arcillas y limos	
	Compresibles	0,7 a 2
	Muy compresibles	0,5 a 1,5
	Suelos orgánicos	
	Compresibles	0,3 a 1

Rigidez infinita de la base

Esta hipótesis es sólo válida para fundaciones aisladas de gran espesor y volumen para las cuales la rigidez es considerable. Las zapatas de fundación se suponen rígidas cuando el ángulo $\alpha \geq 45^\circ$, según se indica en la figura 6.11 a) a c) y se comportan como un sólido rígido produciendo asentamientos en el suelo de tipo lineal.

La hipótesis de Emil Winkler conjuntamente con la de rigidez infinita de la base provocan un estado tensional de distribución lineal en el suelo de fundación, pues el producto $K \Delta$ resulta también lineal en este caso. En otros tipos de fundaciones, sin embargo, esta hipótesis no es exacta, como ocurre por ejemplo en grandes placas de fundación de poco espesor o en bases corridas donde apoya una fila de columnas distantes entre sí.

En estos casos, las fundaciones resultan flexibles y se analizan como placas o vigas sobre fundación elástica, como muestra la figura 6.11 d), donde el suelo se asume como un medio elástico para el cual la intensidad de las reacciones σ resulta proporcional a los asentamientos Δ , respetando la validez de las hipótesis de Winkler.

En realidad, el suelo se comporta como una masa elástica sólo en forma limitada pues únicamente parte de los asentamientos producidos son reversibles luego que se retiran las cargas.

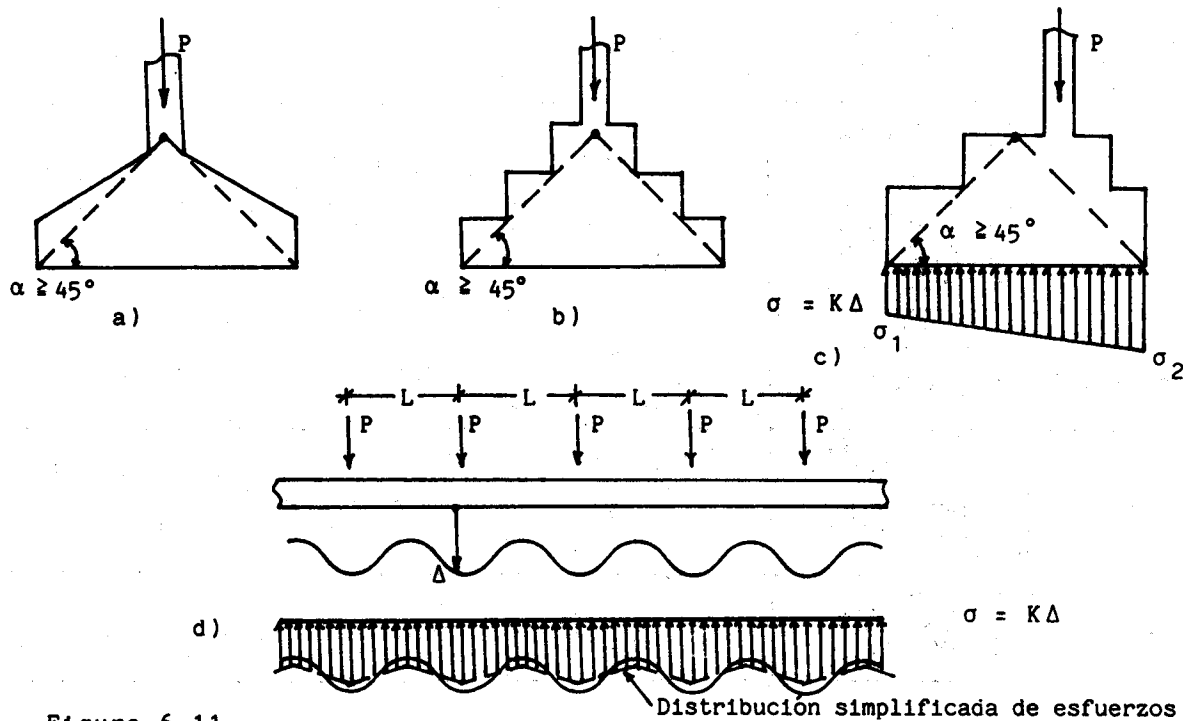


Figura 6.11

Incapacidad del suelo para resistir tracciones

Cuando el centro de presiones de la resultante de las cargas exteriores actuantes sobre la fundación está ubicado fuera del núcleo central de la base en planta, sólo una parte de ella se halla comprimida.

El núcleo central es el lugar geométrico de los puntos que tomados como centros de presión, dan lugar a ejes neutros exteriores o tangentes al perímetro de la figura (sin cortarla). La Tabla 6.5 da las propiedades mecánicas para diferentes tipos de secciones transversales, y la forma y dimensiones del correspondiente núcleo central en cada caso.

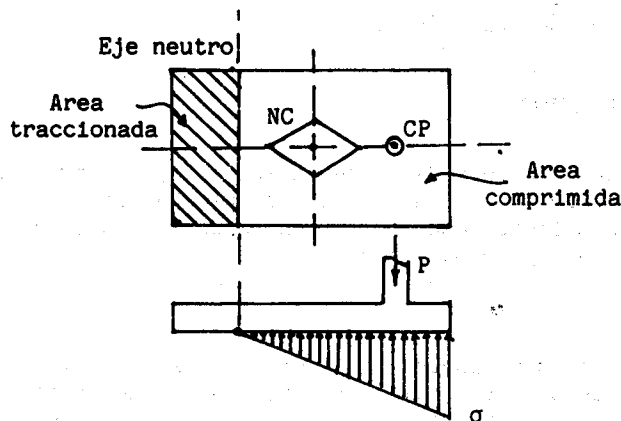
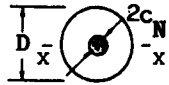
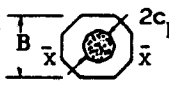
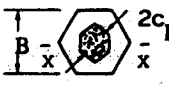
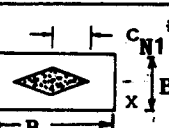
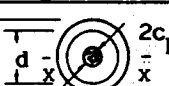


Figura 6.12

T A B L A 6.5.

FORMA DE LA SECCION Y NUCLEO CENTRAL	AREA A	MOMENTO DE INERCIAS I_x	DIMENSION DEL NUCLEO c_N
Círculo 	$0,785 D^2$	$0,049 D^4$	$0,125 D$
Octágono 	$0,828 D^2$	$0,055 D^4$	$0,122 D$
Hexágono 	$0,866 B^2$	$0,060 B^4$	$0,120 B$
Cuadrado 	B^2	$0,083 B^4$	$0,167 B$
Rectángulo 	$B_x B_y$	$0,083 B_x B_y^3$	$c_{N1} = 0,167 B_x$ $c_{N2} = 0,167 B_y$
Anillo 	$0,785(D^2 - d^2)$	$0,049(D^4 - d^4)$	$\frac{D}{8} \left(1 + \frac{d^2}{D^2}\right)$

c_N es el radio del círculo inscrito en el polígono correspondiente al área del núcleo.

c_N^{**} es la dimensión del núcleo medida sobre el eje principal. Los núcleos centrales están sombreados.

Si una parte de la base se halla traccionada, ese área tiende a separarse del suelo levantándose, ya que el suelo no resiste tracciones. Ver figura 6.12. En este caso el área útil de la base se reduce y con ello disminuye su efectividad para resistir las cargas; al mismo tiempo, la magnitud de los esfuerzos en la zona comprimida se incrementa, como se analiza en la Sección 6.7.

Las bases deben diseñarse para que soporten compresión en toda su área en planta, si bien para el caso de cargas sísmicas, las normas permiten que hasta un 25% del área esté traccionada. Esto responde al hecho de que los sismos tienen una duración breve y sólo ocurren un número limitado de veces durante la vida útil de las construcciones.

6.6.- BASES TOTALMENTE COMPRIMIDAS

Cuando el centro de presiones de la resultante de las cargas exteriores y los momentos resulta contenido dentro del núcleo central de la base en planta, ésta se halla totalmente comprimida. Cuando el centro de presiones coincide con el baricentro de la base, los esfuerzos σ en el suelo resultan uniformemente distribuidos y de magnitud :

$$\sigma = P/A$$

(6.17)

siendo A el área en planta de la base, como indica la figura 6.13 a). Si el centro de presiones no coincide con el baricentro de la base pero se halla contenido dentro del núcleo central, los esfuerzos σ en el suelo de fundación se pueden determinar aplicando las ecuaciones de la estática, para todo punto genérico del área de contacto del suelo y la base.

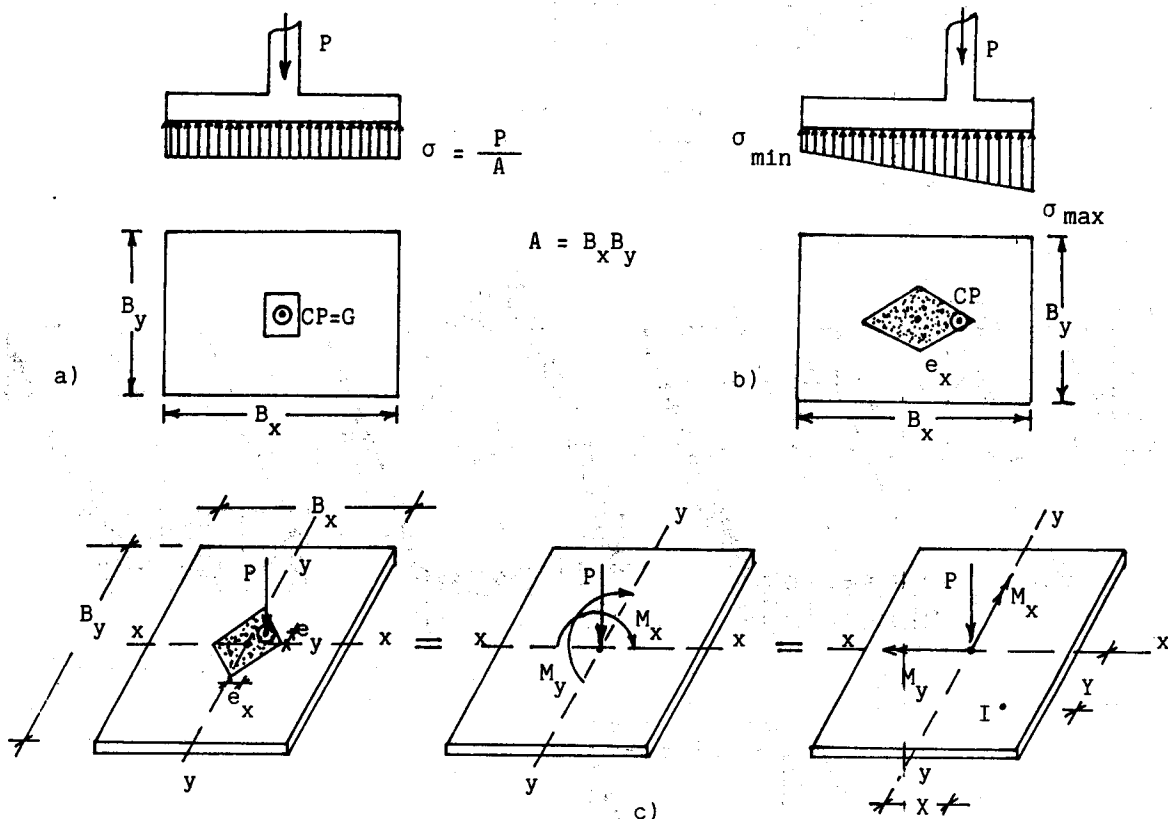


Figura 6.13

Según la ley de Navier :

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \pm \frac{M_x X}{I_{yy}} \pm \frac{M_y Y}{I_{xx}} \quad (6.18)$$

X e Y son las distancias del punto I considerado a los ejes principales de inercia. P es la resultante de las cargas exteriores, aplicada en el centro de presiones como indica la figura 6.13 c), con excentricidades e_x y e_y con respecto a los mencionados ejes. Aplicando los pares M_x y M_y se puede trasladar la fuerza P al baricentro de la base. Se cumple :

$$M_x = P e_x \leq \frac{P B_x}{6} \quad (6.19)$$

$$M_y = P e_y \leq \frac{P B_y}{6} \quad (6.20)$$

Además, los momentos de inercia I_{xx} e I_{yy} del área en planta de la base, con respecto a los ejes x e y respectivamente, son :

$$I_{xx} = \frac{B_x B_y^3}{12} \quad (6.21)$$

$$I_{yy} = \frac{B_y B_x^3}{12} \quad (6.22)$$

Sustituyendo los valores de ecs. 6.19 a 6.22 en ec. 6.18 se obtiene :

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \pm \frac{12 P e_x X}{B_x^3 B_y} \pm \frac{12 P e_y Y}{B_x B_y^3} \quad (6.23)$$

Los esfuerzos máximos y mínimos en la superficie de contacto de la base con el suelo se localizan en los vértices de la base y se obtienen de las cuatro combinaciones posibles según la ecuación 6.26, - para :

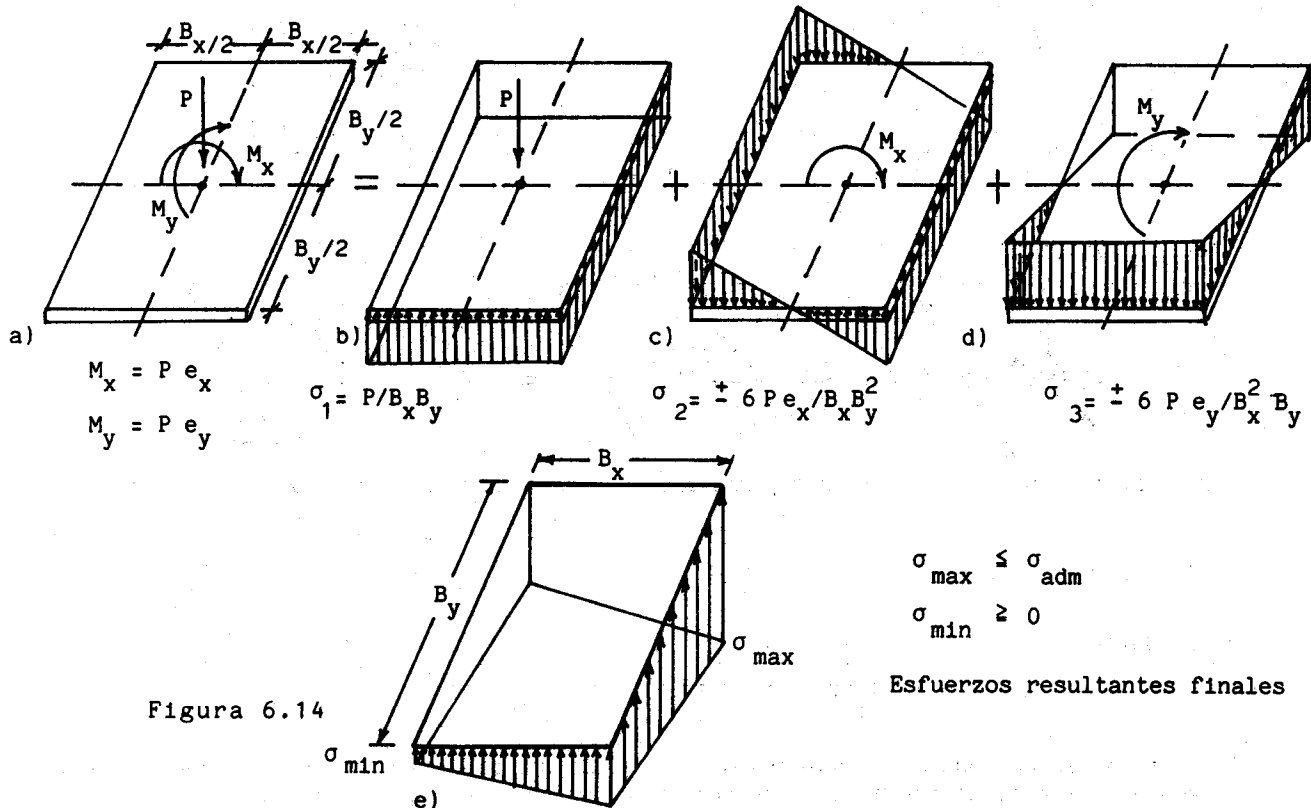
$$X = B_x / 2 \quad (6.24)$$

$$Y = B_y / 2 \quad (6.25)$$

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \pm \frac{6 P e_x}{B_x^2 B_y} \pm \frac{6 P e_y}{B_x B_y^2} \quad (6.26)$$

Y simplificando :

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \left[1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \pm \frac{6 e_y}{B_y} \right] \quad (6.27)$$

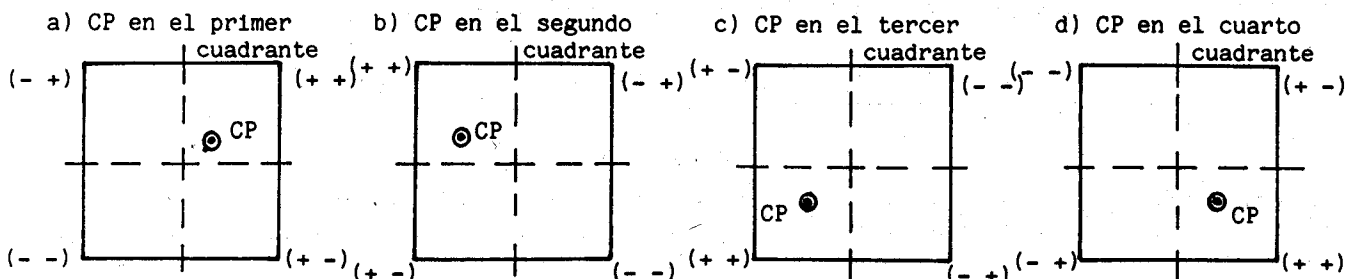


Para que resulta válida la ec. 6.27, considerando cualquier combinación de las cargas exteriores, se debe cumplir :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{adm} \quad \sigma_{\min} \geq 0 \quad (6.26)$$

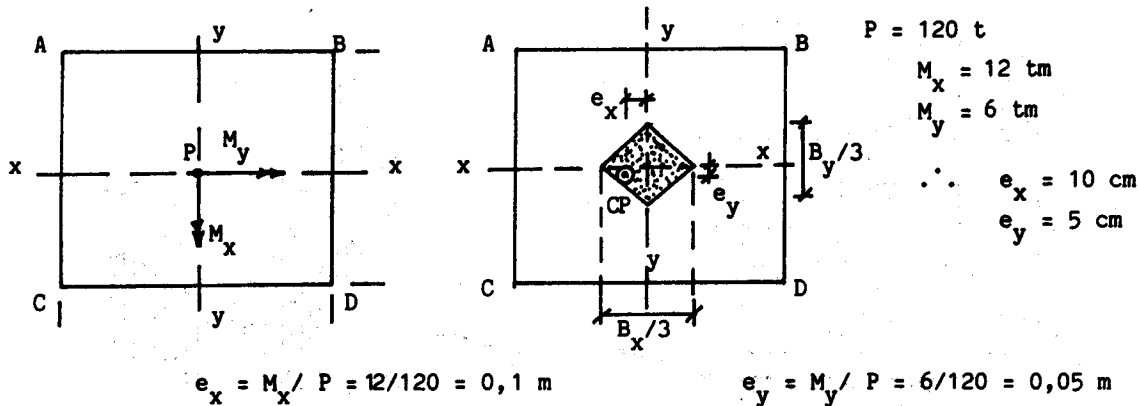
$\sigma_{\max}$ se halla siempre en el vértice más próximo al centro de presiones en la base, y el $\sigma_{\min}$ en el vértice más alejado.

Para facilitar el trazado del diagrama de distribución de esfuerzos σ en el suelo de fundación indicado en el esquema e) de figura 6.14, se deben adoptar los signos + o - que se indican en los vértices de las bases de figura 6.15, correspondientes al segundo y tercer término respectivamente de la ec.6.26 o 6.27. En cada caso, se ubica el centro de presiones en los diferentes cuadrantes.



EJEMPLO 6.6.-

Se pide determinar la magnitud de los esfuerzos σ en el plano de contacto de la base con el suelo de fundación, para una carga centrada de 120 t y los momentos M_x y M_y indicados en la figura. Especificar además que tipo de suelo es apto para resistir tales esfuerzos.



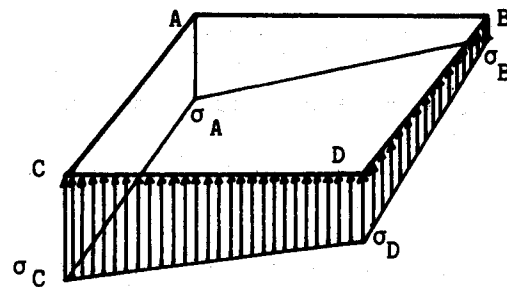
Se dibuja el núcleo central en la planta de la base según la tabla 6.5 y se verifica si el centro de presiones está contenido en él. Como se cumple esta condición, es aplicable la ec. 6.27, pues la base se halla comprimida en su totalidad. Los esfuerzos en los cuatro vértices de la base se obtienen para los signos indicados en la figura 6.15.

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \left[1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \pm \frac{6 e_y}{B_y} \right] = \frac{120.000}{210 \times 180} \left[1 \pm \frac{6 \times 10}{210} \pm \frac{6 \times 5}{180} \right] =$$

Resulta :

$$= \begin{cases} \sigma_A = 3,55 \text{ Kg/cm}^2 & (+ -) \\ \sigma_B = 1,74 & " & (- -) \\ \sigma_C = 4,6 & " & (+ +) \\ \sigma_D = 2,8 & " & (- +) \end{cases}$$

Según la Tabla A-1 del Apéndice A, los suelos que resisten estos esfuerzos son las arenas gruesas, las gravas y las rocas.



6.7.- BASES PARCIALMENTE COMPRIMIDAS

Cuando el centro de presiones de la resultante de las cargas exteriores y los momentos que actúan sobre la fundaciones está ubicado fuera del núcleo central de la planta de la base, ésta se halla parcialmente traccionada. En consecuencia, si se aplica la ec. 6.27 algunos de los esfuerzos σ resultan negativos, por lo cual la ecuación pierde validez.

Para analizar el estado tensional en el suelo de fundación en este caso, se consideran dos posibilidades :

- I) El centro de presiones es excéntrico con respecto a un solo eje principal
- II) El centro de presiones es excéntrico con respecto a ambos ejes principales.

C A S O I)

Cuando el centro de presiones no es baricéntrico, pero se halla sobre un eje principal de inercia la excentricidades cumplen una de las siguientes condiciones :

$$\begin{aligned} * e_x &\neq 0 & e_y &= 0 \\ * e_x &= 0 & e_y &\neq 0 \end{aligned} \quad (6.27)$$

En el primer caso, la figura 6.16 muestra la distribución de esfuerzos. Como ya no es más válida la

ec. 6.27, el eje neutro corta la figura y una parte de la base se halla traccionada. En consecuencia, deben replantearse las ecuaciones de la estática, debido a la incapacidad del suelo de resistir tracciones. El equilibrio de las fuerzas y momentos actuantes exige que el eje neutro se desplace hacia el centro de presiones por lo cual el valor de $\sigma_{\max}$ se incrementa, en relación con el obtenido con la ec. 6.27.

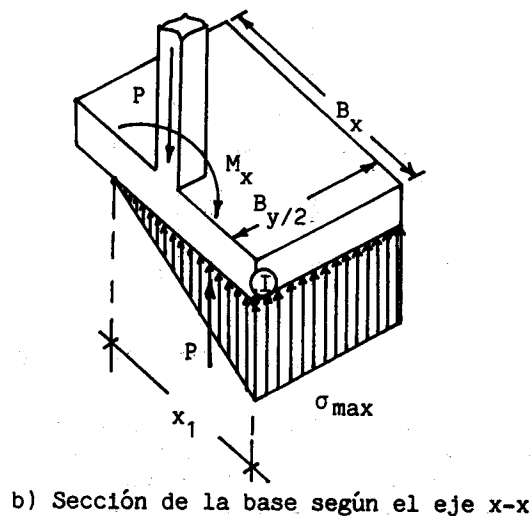
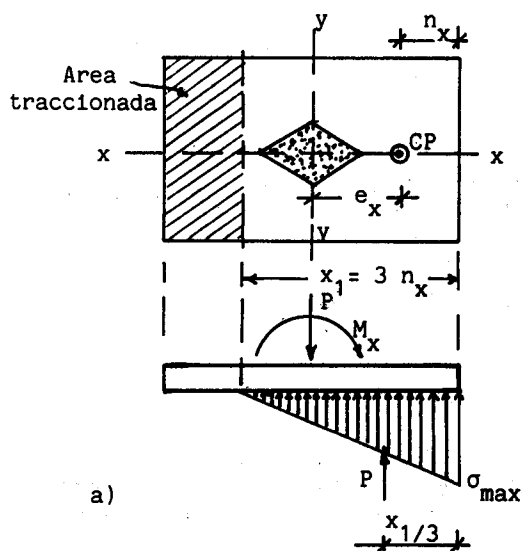


Figura 6.16

Para que se cumplan las condiciones del equilibrio estático :

$$\sum F_{\text{vert}} = 0 \quad \therefore \quad P = \frac{\sigma_{\max} x_1}{2} B_y \quad (6.28)$$

Y tomando momentos con respecto al punto I :

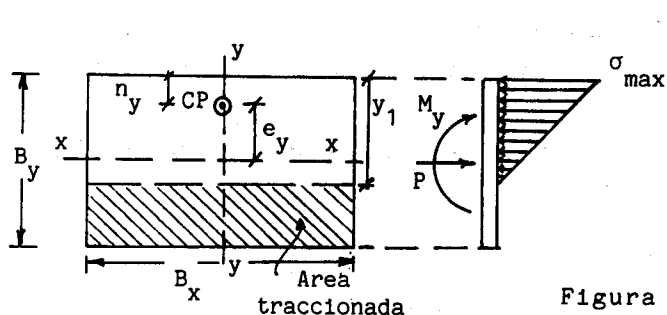
$$\sum M_I = 0 \quad \therefore \quad P \frac{B_x}{2} = M_x + \frac{P x_1}{3} = P \left(e_x + \frac{x_1}{3} \right) \quad (6.29)$$

El sistema planteado con las ecuaciones 6.28 y 6.29 tiene por incógnitas los valores de x_1 y de $\sigma_{\max}$. Despejando se obtiene :

$$x_1 = 3 \left(\frac{B_x}{2} - e_x \right) = 3 n_x \quad (6.30)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 P}{3 \left(\frac{B_x}{2} - e_x \right) B_y} = \frac{2 P}{3 B_y n_x} \quad (6.31)$$

Cuando se cumple que : $e_x = 0$, $e_y \neq 0$, se procede a resolver este caso en forma similar al anterior, como muestra la figura 6.17. Haciendo razonamientos análogos se obtiene :



$$y_1 = 3 \left(\frac{B_y}{2} - e_y \right) = 3 n_y \quad (6.32)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 P}{3 \left(\frac{B_y}{2} - e_y \right) B_x} = \frac{2 P}{3 B_x n_y} \quad (6.33)$$

Figura 6.17

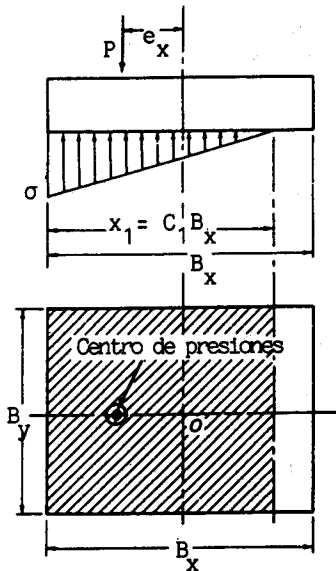
Los valores de x_1 y $\sigma_{\max}$ pueden tabularse para diferentes valores de la excentricidad en bases rectangulares, cuadradas o circulares, como se indica a continuación (Ref. 16), donde el centro de presiones puede ser interior o exterior al núcleo central de la base en planta.

T A B L A 6.6.

Esfuerzos máximos en el suelo y ubicación de ejes neutros en diferentes bases

BASES RECTANGULARES

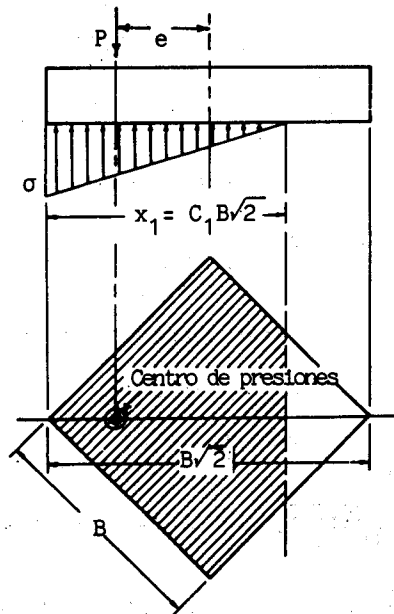
e_x/B_x	C_1	C_2
0.000	-	1.000
0.025	-	1.150
0.050	-	1.300
0.075	-	1.450
0.100	-	1.600
0.125	-	1.750
0.150	-	1.900
0.167	1.000	2.000
0.175	0.975	2.051
0.200	0.900	2.222
0.225	0.825	2.424
0.250	0.750	2.667
0.275	0.675	2.962
0.300	0.600	3.333
0.325	0.525	3.809
0.333	0.500	4.000
0.350	0.450	4.444
0.375	0.375	5.333
0.400	0.300	6.667
0.425	0.225	8.889
0.450	0.150	13.333
0.475	0.075	26.667
0.500	0.000	-



$$\sigma_{\max} = C_2 \cdot \frac{P}{B_x B_y}$$

BASES CUADRADAS

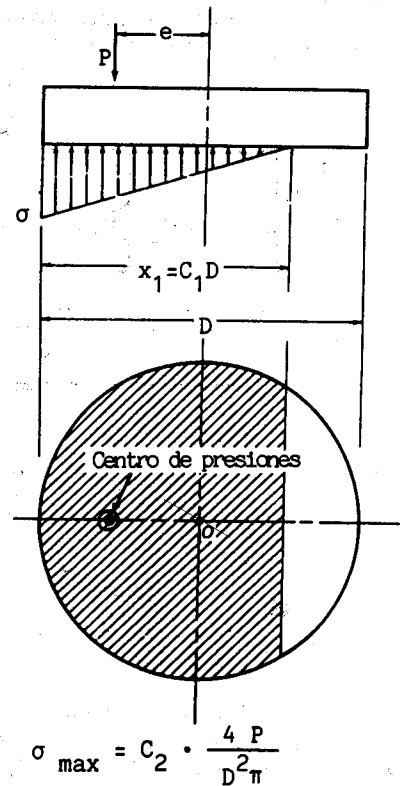
e/B	C_1	C_2
0.000	-	1.000
0.025	-	1.30
0.050	-	1.60
0.075	-	1.90
0.083	1.000	2.00
0.100	0.915	2.21
0.110	0.870	2.34
0.120	0.832	2.48
0.130	0.796	2.63
0.140	0.766	2.80
0.150	0.736	2.97
0.160	0.707	3.16
0.170	0.680	3.37
0.180	0.654	3.61
0.190	0.628	3.85
0.200	0.604	4.14
0.210	0.582	4.44
0.220	0.561	4.77
0.230	0.540	5.14
0.240	0.521	5.54
0.250	0.500	6.00
0.300	0.400	9.38
0.350	0.300	16.67
0.400	0.200	37.50
0.450	0.100	150.00
0.500	0.000	-



$$\sigma_{\max} = C_2 \cdot \frac{P}{B^2}$$

BASES CIRCULARES

e/D	C_1	C_2
0.000	-	1.00
0.025	-	1.20
0.050	-	1.40
0.075	-	1.60
0.100	-	1.80
0.125	1.000	2.00
0.150	0.910	2.23
0.175	0.830	2.48
0.200	0.755	2.76
0.225	0.685	3.11
0.250	0.615	3.55
0.275	0.550	4.15
0.294	0.500	4.69
0.300	0.485	4.96
0.325	0.420	6.00
0.350	0.360	7.48
0.375	0.295	9.93
0.400	0.235	13.87
0.425	0.175	21.08
0.450	0.120	38.25
0.475	0.060	96.10
0.500	0.000	-



$$\sigma_{\max} = C_2 \cdot \frac{4 P}{D^2 \pi}$$

EJEMPLO 6.7.-

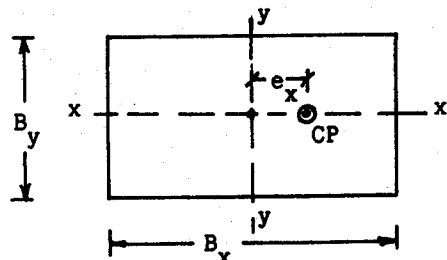
Halle el $\sigma_{\max}$ bajo la fundación que se indica, para una carga de 85 t aplicada en un centro de presiones con las excentricidades siguientes :

$$B_x = 3,2 \text{ m}$$

$$B_y = 2 \text{ m}$$

$$\text{caso a)} \quad e_x = 40 \text{ cm} \quad e_y = 0$$

$$\text{caso b)} \quad e_x = 1,4 \text{ m} \quad e_y = 0$$

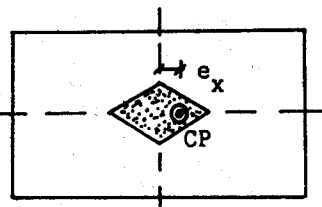


Caso a)

El centro de presiones cae dentro del núcleo central.

Por lo tanto se puede aplicar la ec. 6.27.

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \left[1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \right] = \frac{85.000}{320 \times 200} \left[1 \pm \frac{6 \times 40}{320} \right] = \frac{2,32 \text{ Kg/cm}^2}{0,332}$$

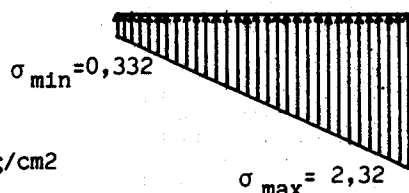


Verificando el valor de $\sigma_{\max}$ con la Tabla 6.6 para bases rectangulares se obtiene :

$$\frac{e_x}{B_x} = \frac{40}{320} = 0,125 \quad \therefore C_2 = 1,75$$

$$\sigma_{\max} = C_2 \frac{P}{B_x B_y} = \frac{1,75 \times 85.000}{320 \times 200} = 2,32 \text{ Kg/cm}^2$$

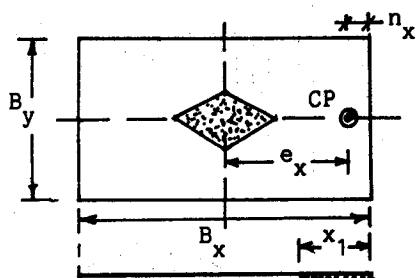
Igual valor



Caso b)

El centro de presiones cae fuera del núcleo central. La ec. 6.27 no es más válida, y en su lugar se aplica la ec. 6.31.

$$n_x = \frac{B_x}{2} - e_x = 1,6 - 1,4 = 0,2 \text{ m}$$



$$\sigma_{\max} = \frac{2 P}{3 B_y n_x} = \frac{2 \times 85.000}{3 \times 20 \times 200} = 14,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$x_1 = 3 n_x = 60 \text{ cm}$$

Se verifica con la Tabla 6.6 para bases rectangulares :

$$\frac{e_x}{B_x} = \frac{140}{320} = 0,4375$$

Interpolando se obtiene el valor de C_1 y de C_2 :

$$C_1 = 0,1875$$

$$C_2 = 11,11$$

Resulta así :

$$x_1 = C_1 B_x = 0,1875 \times 3,2 = 0,6 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = C_2 \frac{P}{B_x B_y} = 11,11 \frac{85.000}{320 \times 200} = 14,75 \text{ Kg/cm}^2$$

De los ejemplos se evidencia que el aumento de la excentricidad produce un notable incremento de los esfuerzos máximos en el suelo de fundación. Cuando el centro de presiones se halla en el perímetro de la fundación, es decir $n_x = 0$, estos esfuerzos resultan inadmisibles.

Por ello en la Tabla 6.6, C_2 se adopta infinito para $e_x/B_x = 0,5$, $e/B = 0,5$ o $e/D = 0,5$, que corresponde a ubicaciones de CP en el perímetro de la base.

C A S O II)

El centro de presiones es excéntrico con respecto a ambos ejes principales, y no está contenido en el núcleo central de la base. En este caso, $e_x \neq 0$, $e_y \neq 0$

La resolución de este tipo de problemas no se resuelve en forma directa, sino por tanteos o métodos aproximados, entre los cuales se mencionarán los siguientes :

- a) Método de Bowles
- b) Método de Kramrish-Fintel
- c) Método de Plock
- d) Método de Teng

a) Método de Bowles

Es un método de tanteos mediante el cual se va variando la posición del eje neutro, desplazándolo hacia el centro de presiones y aumentando paulatinamente el valor de $\sigma_{\max}$ hasta lograr que el volumen de esfuerzos en el suelo de fundación equilibre las fuerzas exteriores aplicadas excéntricamente en la base.

En cada tanteo la ubicación del eje neutro define un nuevo valor del momento de inercia del área comprimida de la base y un valor diferente de $\sigma_{\max}$ para tantear el volumen necesario de esfuerzos reacción del suelo. El método sin embargo resulta lento y sólo es aplicable mediante el empleo de un computador, Ver figura 6.18.

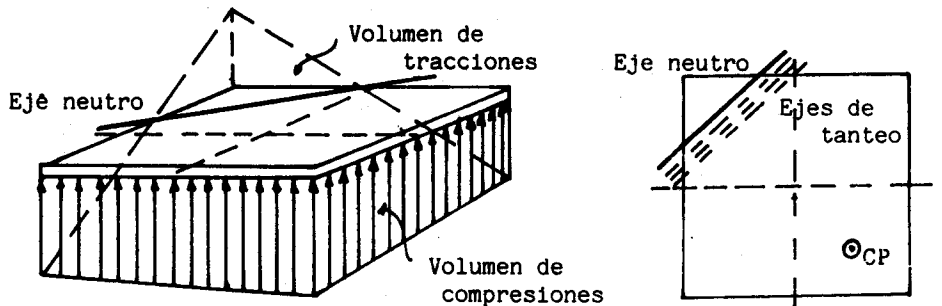


Figura 6.18 Método de Bowles

b) Método de Kramrish-Fintel

Este es un método aproximado que permite obtener el valor del $\sigma_{\max}$ en función de un coeficiente C_3 , tabulado en la Tabla 6.7.

$$\sigma_{\max} = C_3 \frac{P}{B_x B_y} \quad (6.34)$$

Para obtener C_3 se entra en la Tabla 6.7 con los valores de e_x/B_x y de e_y/B_y leídos en filas y columnas. En forma similar a la Tabla 6.6, cuando la relación da $0,5$, significa que el centro de presiones está ubicado en el perímetro de la planta de la base, por lo cual la magnitud de los esfuerzos en el suelo resulta infinita.

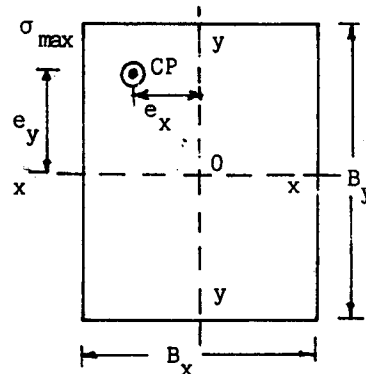
En el caso en que :

$$\frac{e_y}{B_y} = \frac{e_x}{B_x} = 0$$

el centro de presiones coincide con el baricentro de la base y se obtiene :

$$C_3 = 1$$

La Tabla 6.7 también permite hallar el esfuerzo máximo bajo una fundación cuando el centro de presiones está contenido en el núcleo central de la base, es decir cuando ésta se halla totalmente comprimida. El $\sigma_{\max}$ se ubica siempre junto al vértice más próximo al CP.



T A B L A 6.7

VALORES DE C_3 PARA DIFERENTES RELACIONES e_x/B_x y e_y/B_y

e_y/B_y	e_x/B_x													
	0,50	0,40	0,30	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	0,02	0,00
0,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,40	-	37,5	18.8	12.5	11.6	10.9	10.2	9.6	9.0	8.5	8.0	7.5	7.1	6.7
0,30	-	18.8	9.4	6.2	5.8	5.4	5.1	4.8	4.5	4.2	4.0	3.8	3.5	3.3
0,20	-	12,5	6.2	4.1	3.9	3.6	3.4	3.2	3.0	2.8	2.7	2.5	2.4	2.2
0,18	-	11.6	5.8	3.9	3.6	3.4	3.2	3.0	2.8	2.6	2.5	2.3	2.2	2.1
0,16	-	10.9	5.4	3.6	3.4	3.2	3.0	2.8	2.6	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0
0,14	-	10.2	5.1	3.4	3.2	3.0	2.8	2.6	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.8
0,12	-	9.6	4.8	3.2	3.0	2.8	2.6	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7
0,10	-	9.0	4.5	3.0	2.8	2.6	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7	1.6
0,08	-	8.5	4.2	2.8	2.6	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
0,06	-	8.0	4.0	2.7	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4
0,04	-	7.5	3.8	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.2
0,02	-	7.1	3.5	2.4	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.2	1.1
0,00	-	6.7	3.3	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.2	1.1	1.0

c) Método de Plock

Este método, debido a Henry Plock (1963) permite obtener la magnitud del esfuerzo máximo en el suelo de fundación y la ubicación del eje neutro en la base. Con ello se puede determinar la totalidad de los esfuerzos de contacto debidos a la carga excéntrica que actúa sobre la fundación.

El gráfico a) de figura 6.19 esquematiza estos criterios. Para obtener el $\sigma_{\max}$ se usa la ecuación :

$$\sigma_{\max} = K \frac{P}{B_x B_y} \quad (6.35)$$

Los valores de K se determinan del gráfico b) de la figura, en función de la relaciones c y d, debiéndose cumplir en todos los casos : $d \geq c$

Para ello se calculan las relaciones de excentricidad en ambos ejes : $\frac{e_x}{B_x}$ y $\frac{e_y}{B_y}$ y a la mayor de las dos se la designa por d y a la menor por c.

Con estos valores se entra en el gráfico b) y se obtiene el coeficiente K. Cuando $c=d=0$ el centro de presiones coincide con el baricentro de la base en planta y $K=1$. La distribución de los esfuerzos σ en el suelo de fundación es por lo tanto uniforme. Cuando no se cumple esta condición, y el valor de $K \neq 1$, la distribución de los esfuerzos resultará siempre tronco-prismática.

Para ubicar el eje neutro se utiliza el esquema c) de la figura 6.19, en función de las relaciones c y d indicadas precedentemente. Del gráfico se obtienen los valores de a y de s. a es el coeficiente que debe multiplicarse por el lado correspondiente de la base, para hallar el punto de intersección del eje neutro con el perímetro de ésta. (punto I en el esquema a). El eje neutro se ubicará siempre en el cuadrante opuesto al centro de presiones, es decir que el baricentro de la base quedará entre ambos. Salvo contadas excepciones, cuando las excentricidades son muy grandes, el eje neutro puede resultar paralelo al caso mencionado, pero invadiendo el mismo cuadrante del centro de presiones. Esta posición, sin embargo, se descarta en la práctica, por ser excesivo el volumen de esfuerzos de tracción en la base.

Cuando ya se ha fijado la posición del punto I, la pendiente de la recta representativa del eje neutro depende del valor de s, para bases cuadradas. En caso de bases rectangulares, se utilizará la magnitud s' :

$$s' = s \frac{\text{Lado de la base paralelo a s}}{\text{Lado de la base perpendicular a s}} \quad (6.36)$$

para determinar la pendiente del eje neutro, como indica el esquema a) de figura 6.19. Este caso corresponde al centro de presiones ubicado en el primer octante del área de la base. Para otras posiciones la figura 6.20 da la ubicación del punto I y la pendiente del eje neutro, para simplificar el análisis.

Los valores de a varían entre 0,1 y 1. Cuando $a=1$, el punto I coincide con un vértice de

la base, mientras que si $a = 0,1$, el punto I se aproxima al vértice en el extremo opuesto.

Los valores de s varían entre 1 y 50. Cuando $s = 1$, el eje neutro forma un ángulo de -45° y cuando $s = 50$, prácticamente el eje neutro resulta paralelo a uno de los lados.

Luego de determinar el valor de $\sigma_{\max}$ y conocida la ubicación del eje neutro, la determinación de la magnitud de la totalidad de los restantes esfuerzos en los vértices es inmediata. En todos los casos, los resultados obtenidos usando los gráficos de Plock pueden ser verificados analíticamente, calculando el volumen de esfuerzos producidos y su centro de gravedad. Este volumen debe resultar numéricamente igual al valor de la fuerza exterior solicitante, y el centro de gravedad debe hallarse sobre la vertical trazada por el centro de presiones correspondiente, de modo que el sistema nulo elemental obtenido cumpla con las exigencias del equilibrio estático del conjunto. Los ejemplos a continuación aclararán estos conceptos.

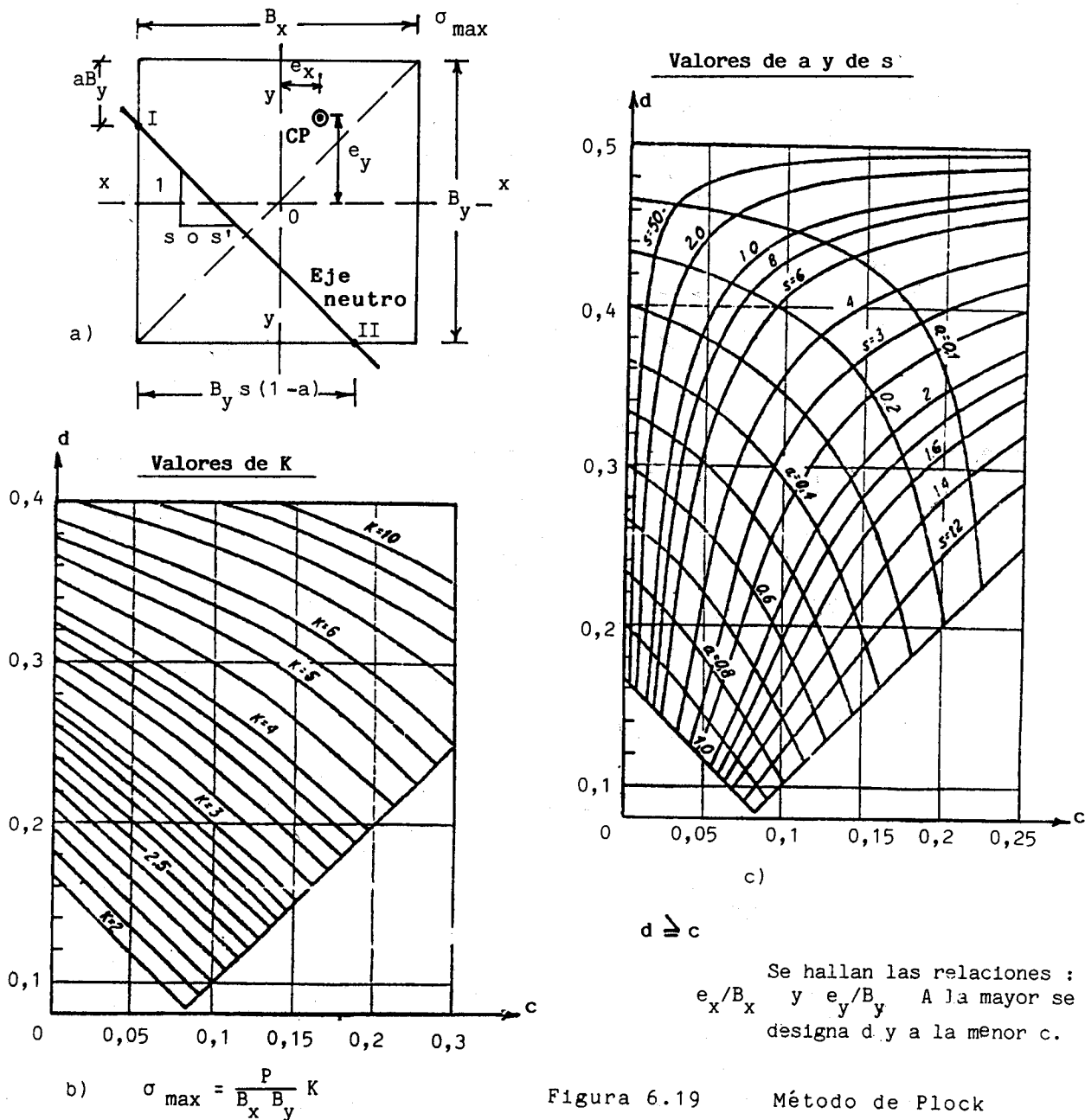


Figura 6.19

Método de Plock

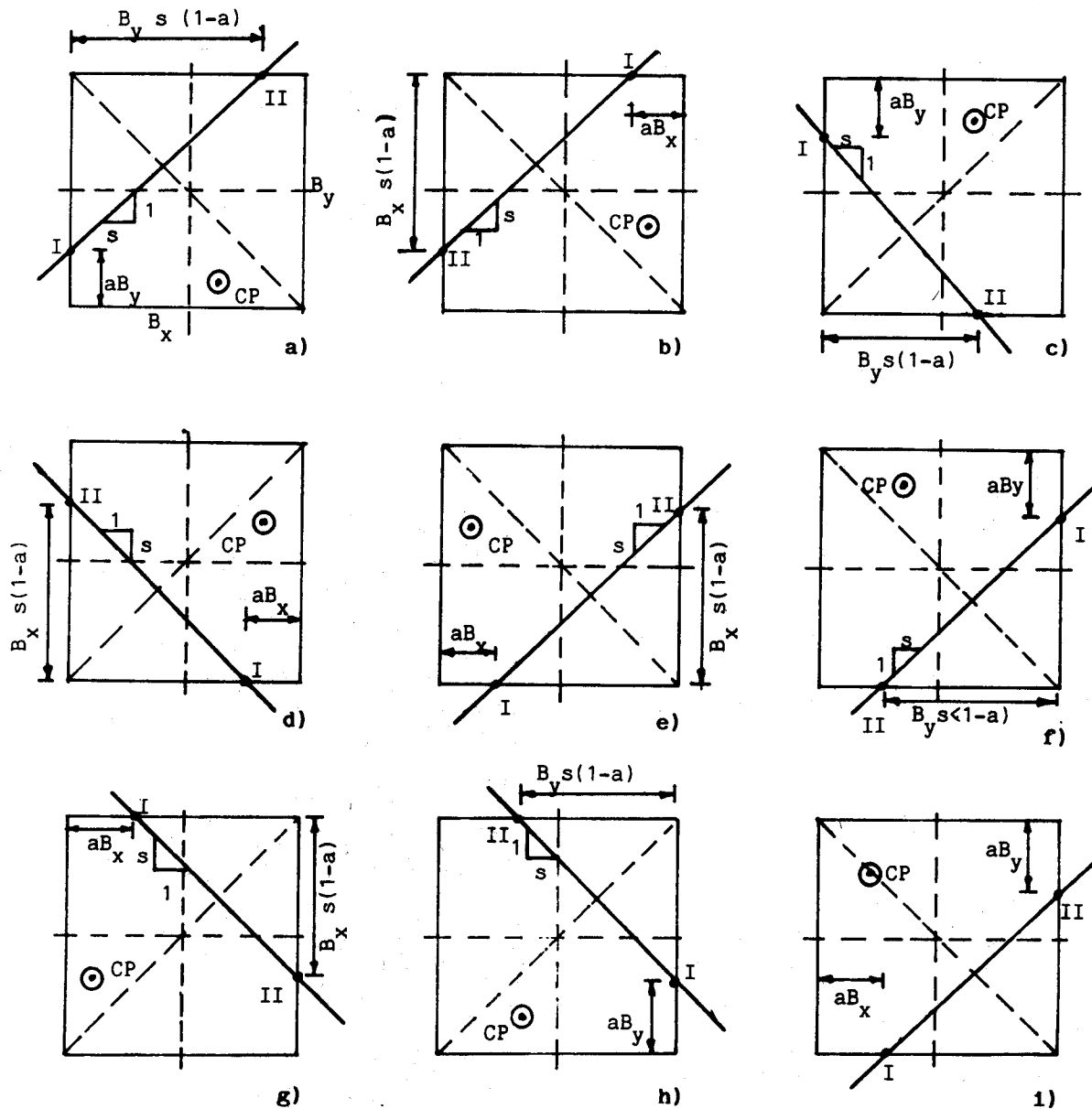


Figura 6.20 Ubicación del eje neutro según el octante donde se halla el centro de presiones

El método de Plock es de fácil aplicación, y muy práctico, permitiendo hallar los esfuerzos en el suelo de fundación en forma directa, y eliminando los tanteos exigidos por otros procedimientos, como el de Bowles, que propone un proceso de acotar el error en etapas sucesivas, convergentes a la solución correcta.

Cuando el centro de presiones se halla sobre una diagonal de la base, el método permite ubicar el eje neutro conociendo únicamente el valor de a , como muestra la figura 6.20 i). En los restantes casos, según el octante del plano de la base donde se encuentra el centro de presiones, la figura indica directamente la posición del punto I y la pendiente del eje neutro, con lo cual se ubica el punto II y los esfuerzos bajo la fundación, debidos a la carga excéntrica aplicada.

Debe recordarse, sin embargo, que en la práctica, cuando el área traccionada de la base supera el 25% del área total en planta, considerando las cargas sísmicas, se debe rediseñar la fundación de modo que se cumpla esta condición.

d) Método de Teng

Este método permite determinar el valor del $\sigma_{\max}$ en el suelo de fundación, y la ubicación del eje neutro en una base con cargas excéntricas, dentro o fuera del núcleo central respectivo. Para ello se utiliza el ábaco de figura 6.21, el cual se halla dividido en cuadrantes, para los cuatro casos posibles de excentricidades según los ejes principales de inercia de la base en planta.

Los valores del esfuerzo máximo se calculan :

$$\sigma_{\max} = K \frac{P}{B_x B_y} \quad (6.37)$$

donde los valores de K se dan en las curvas continuas de la figura. En el cuadrante inferior izquierdo se contemplan los casos I y II. El caso I corresponde al conjunto de centros de presiones contenidos dentro del núcleo central de la base, para los cuales el K respectivo varía entre los valores de 1 y 2. K será igual a 1 cuando la carga esté centrada en la base, y la distribución de las presiones en el suelo de fundación resulta uniforme.

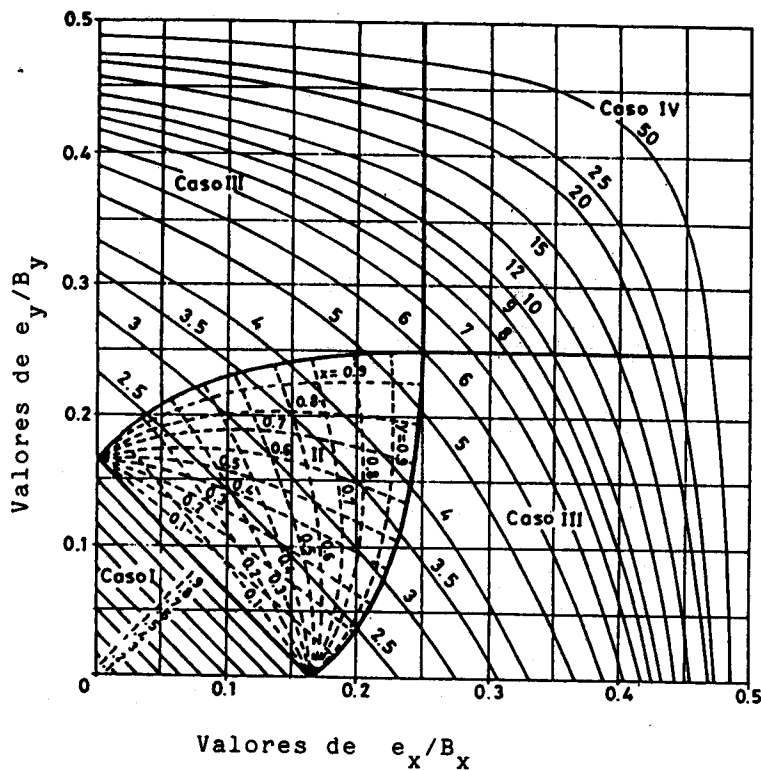


Figura 6.21

En consecuencia, es válida la ecuación 6.27 y el valor de K del ábaco de figura 6.21 - puede también hallarse mediante la ecuación correspondiente al caso I de la figura 6.22.

El caso II corresponde a una base parcialmente comprimida, con un área en tracción reducida. El eje neutro corta los lados opuestos al centro de presiones en los puntos indicados, obtenidos de los productos : yB_y y $x B_x$.

Los valores de x y de y se leen en el gráfico de la figura 6.21 para el caso II.

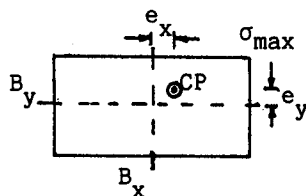
$K = 2$ representa la frontera entre los casos I y II, correspondiente al conjunto de centros de presiones ubicados en el perímetro del núcleo central. Dentro del área correspondiente al caso II, las líneas punteadas dan los valores de x y de y, y las llenas los K respectivos.

El caso III está representado en los cuadrantes segundo y cuarto de la figura 6.21, para diferentes excentricidades con respecto a los ejes principales de inercia. El eje neutro se ubica aquí según se indica en el Caso III de la figura 6.22, y corta los lados de la base en los puntos determinados por la distancias y_1 e y_2 . Los valores de y_1 e y_2 se obtienen aplicando las ecuaciones dadas por Teng en el caso III de la figura 6.22, y la Tabla 6.8 correspondiente.

CASO I

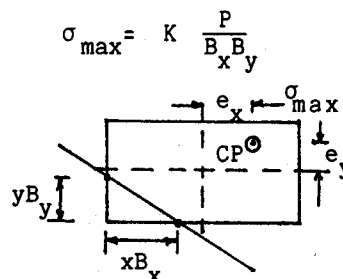
$$\sigma_{\max} = K \frac{P}{B_x B_y}$$

$$K = 1 + \frac{6 e_x}{B_x} + \frac{6 e_y}{B_y}$$

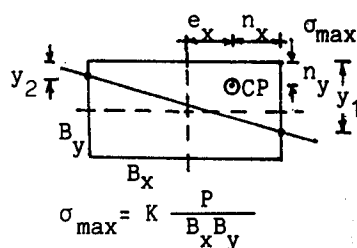


CASO II

Leer K en las curvas continuas en el cuadrante izquierdo inferior.
Leer x e y en las curvas punteadas



CASO III



$$\frac{n_x}{B_x} = \frac{1 + 2R + 3R^2}{4(1 + R + R^2)}$$

$$\frac{y_1}{n_y} = \frac{4(1 + R + R^2)}{(1 + R + R^2 + R^3)}$$

$$\frac{n_x}{B_x} = \frac{1}{2} - \frac{e_x}{B_x}$$

$$y_2 = R y_1 \quad \text{para } R > 0$$

T A B L A 6.8					
n_x/B_x	R	$4(1+R+R^2)$	$(1+2R+3R^2)$	$(1+R+R^2+R^3)$	y_1/n_y
0,33	0,30	5,56	1,87	1,417	3,924
0,3214	0,25	5,25	1,6875	1,328125	3,952
0,3065	0,20	4,96	1,52	1,248	3,974
0,2932	0,15	4,69	1,3675	1,175875	4
0,277	0,10	4,44	1,23	1,111	4
0,263	0,05	4,21	1,1075	1,052625	4
0,25	0	4	1	1	4

Si resulta $n_x/B_x < 0,25$, ubicar el eje neutro según el caso IV

CASO IV

$$\sigma_{\max} = K \frac{P}{B_x B_y}$$

$$x_1 = 4 n_x$$

$$y_1 = 4 n_y$$

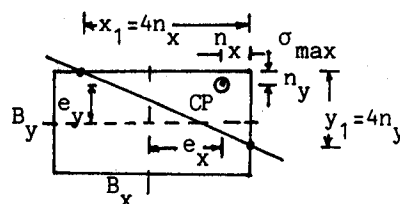


Figura 6. 22

Para ello se calcula primero la relación n_x/B_x y se despeja el valor de R que satisfaga la igualdad, y luego los valores de y_1 e y_2 que cumplan con las siguientes ecuaciones. Estas relaciones son válidas únicamente para valores de R > 0. Cuando se cumple: $n_x/B_x < 0,25$ el eje neutro debe ubicarse según el Caso IV. La Tabla 6.8 da los valores de R y de y_1/n_y para simplificar el análisis.

El caso IV corresponde a grandes excentricidades, es decir el centro de presiones próximo a los bordes de la base, con un área comprimida muy reducida. Teng propone para este caso una aproximación para ubicar el eje neutro, como se indica en la figura 6.22. Este caso es de poca aplicación en la práctica, ya que excentricidades de tal magnitud son indeseables pues la base resulta inutilizada por excesiva tracción, y queda expuesta además al peligro de volcamiento.

Es aconsejable por lo tanto, diseñar las bases para los casos I y II para cargas eventuales de corta duración. En general, el problema fundamental reside en el hecho de que la aleatoria combinación de las fuerzas exteriores actuantes y los momentos aplicados, producen variaciones en la

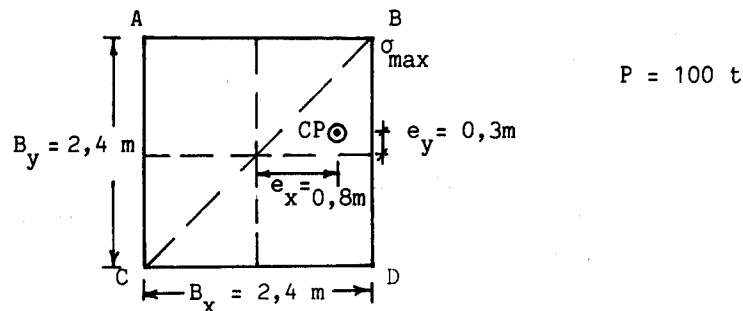
ubicación del centro de presiones, de modo que es conveniente tomar en consideración los casos más - desfavorables, y diseñar las bases para que el mayor número de centros de presiones quede contenido dentro del núcleo central. Para evitar las excentricidades indeseables, es conveniente asimismo vincular las bases mediante arriostramientos ortogonales que absorban los momentos actuantes, de modo - que las bases resulten con cargas centradas, como se analiza en el Capítulo 9.

EJEMPLO 6.8.-

Una base de fundación cuadrada de 2,4 m de lado, soporta una fuerza concentrada de 100t ubicada en el centro de presión que muestra la figura, con excentricidades :

$$e_x = 0,8 \text{ m} \quad e_y = 0,3 \text{ m}$$

Se pide determinar el $\sigma_{\max}$ según los criterios de Kramrish-Fintel, Plock y Teng y la ubicación del - eje neutro. Asimismo, se verificará el desplazamiento producido en el eje neutro en relación a la posición que determina la aplicación de la ec. 6.27 de la estática.



Método de Kramrish-Fintel

$$\frac{e_x}{B_x} = \frac{0,8}{2,4} = 0,333$$

$$\frac{e_y}{B_y} = \frac{0,3}{2,4} = 0,125$$

El valor de C_3 se obtiene de interpolar linealmente en la Tabla 6.7. Resulta : $C_3 = 6,5$

$$\sigma_{\max} = C_3 \frac{P}{B_x B_y} = 6,5 \frac{100.000}{240^2} = 11,2 \text{ Kg/cm}^2$$

Método de Plock

$$d = \frac{e_x}{B_x} = 0,333$$

$$c = \frac{e_y}{B_y} = 0,125$$

Se cumple : $d > c$

Del gráfico de figura 6.19 b) se obtiene : $K = 5,6$. Resulta :

$$\sigma_{\max} = 5,6 \frac{P}{B_x B_y} = 5,6 \frac{100.000}{240^2} = 9,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Del esquema c) se lee :

$$a = 0,27$$

$$s = 2,7$$

Para ubicar el eje neutro se usa el gráfico d) de la figura 6.20, correspondiente a la posición - indicada del centro de presiones en el octante respectivo.

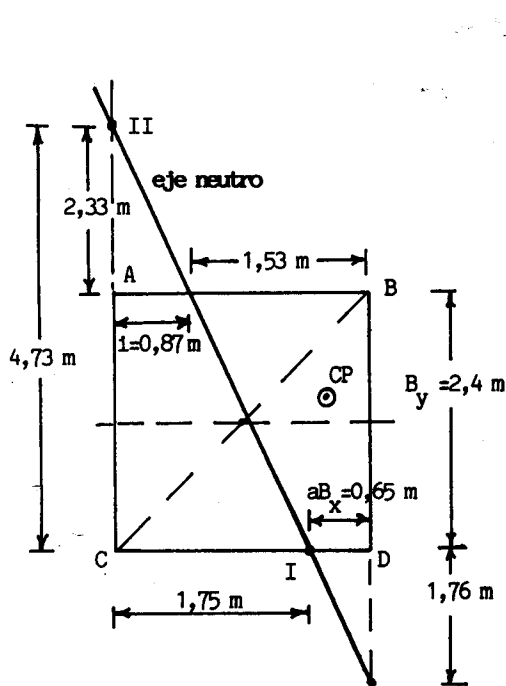
$$a B_x = 0,27 \times 2,4 = 0,65 \text{ m}$$

$$B_x s (1 - a) = 4,73 \text{ m}$$

Con el valor de $a B_x$ se define el punto I en el lado CD de la base. Con el valor de $B_x s (1 - a)$ se ubica el punto II en el lado AC de la base.

Por lo tanto, el eje neutro corta al lado AB a la distancia : $i = \frac{2,33}{s} = \frac{2,33}{2,7} = 0,87 \text{ m}$ Y resulta :

$$B_x - 0,87 = 1,53 \text{ m}$$



Area total = 5,76 m²

Area comprimida = 2,62 m² = 45% del área total

Método de Teng

$$\frac{e_x}{B_y} = 0,333$$

$$\frac{e_y}{B_x} = 0,125$$

Corresponde al caso III del cuadrante inferior derecho de la figura 6.21. Por lo tanto, el centro de presiones resulta exterior al núcleo central. Se lee : $K = 6$.

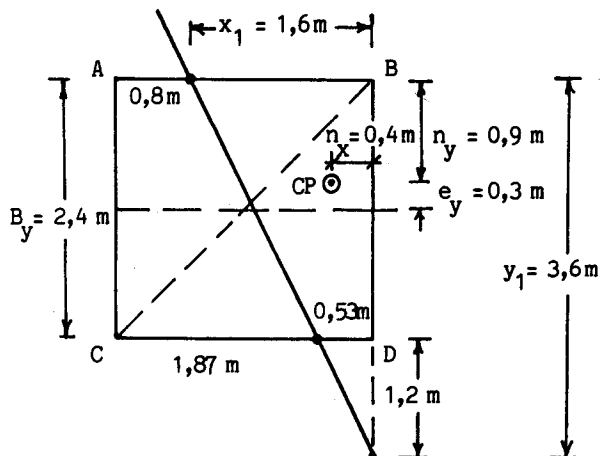
$$\sigma_{\max} = K \frac{P}{B_x B_y} = 6 \frac{100.000}{240^2} = 10,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} n_x &= 0,4 \text{ m} & \frac{n_x}{B_x} &= \frac{0,4}{2,4} = 0,167 < 0,25 \\ n_y &= 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo tanto, según el caso III de la figura 6.22, se ubica el eje neutro para el caso IV.

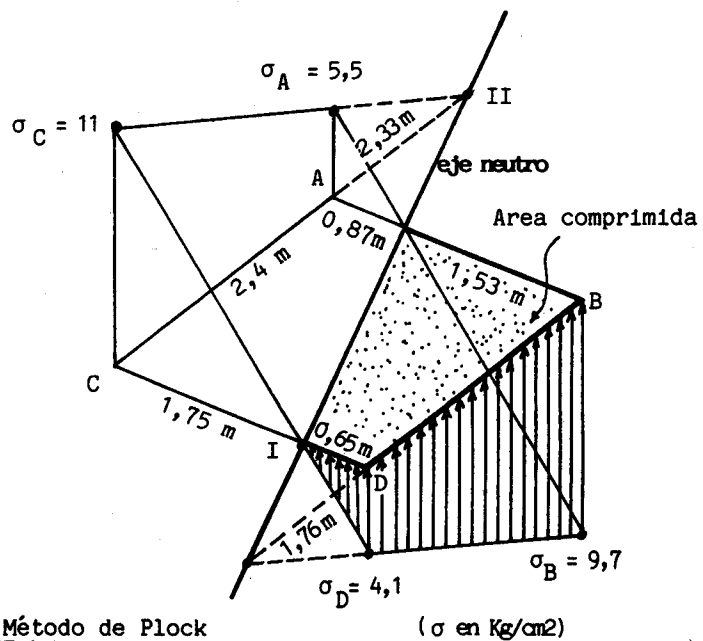
$$x_1 = 4 n_x = 1,6 \text{ m}$$

$$y_1 = 4 n_y = 3,6 \text{ m}$$



Método de Teng

(σ en Kg/cm²)



Area total = 5,76 m²

Area comprimida = 2,55 m² = 45% del área total

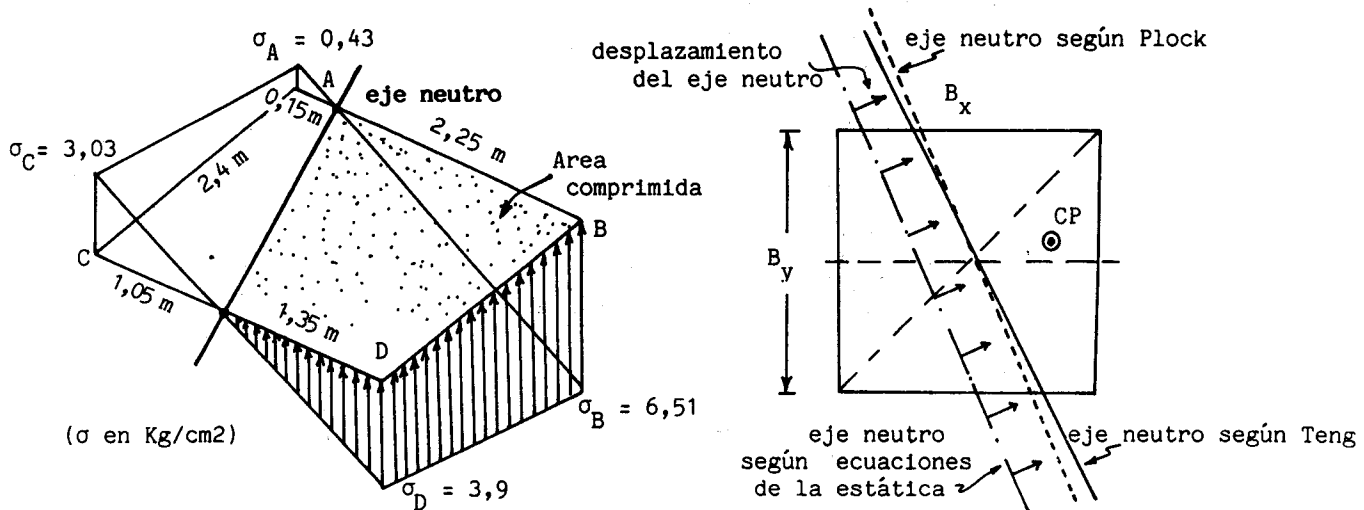
Ecuaciones de la estática

Si bien en este caso el centro de presiones no está contenido en el núcleo central de la base en planta, y no son aplicables las ecuaciones de la estática para hallar la magnitud de los esfuerzos en el suelo de fundación, se aplicará la ec. 6.27 sólo para comparar el desplazamiento que se produce del eje neutro cuando aumenta la excentricidad de las cargas aplicadas.

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \left[1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \pm \frac{6 e_y}{B_y} \right] = \frac{100.000}{240^2} \left[1 \pm \frac{6 \times 0,8}{2,4} \pm \frac{6 \times 0,3}{2,4} \right] =$$

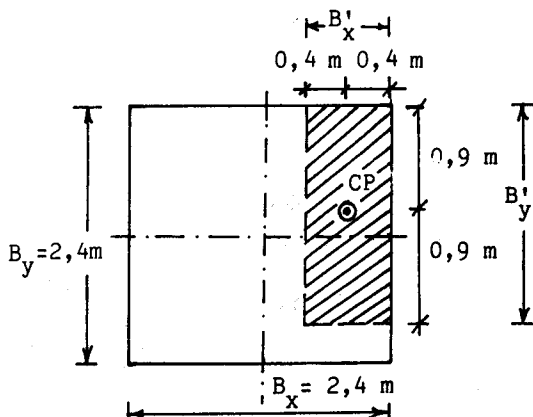
$$= \begin{cases} \sigma_A = -0,43 \text{ (- +)} & \sigma_B = 6,51 \text{ (+ +)} \\ \sigma_C = -3,03 \text{ (- -)} & \sigma_D = 3,9 \text{ (+ -)} \end{cases} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Los signos dentro de los paréntesis concuerdan con los indicados en la figura 6.15 para la ubicación del centro de presiones en el primer cuadrante.



La excentricidad en la ubicación del centro de presiones produce un desplazamiento del eje neutro hacia el vértice más comprimido, que prácticamente coincide aplicando los criterios de Plock y Teng, como muestra la figura. Como complemento del ejemplo que se analiza, se calculará el esfuerzo correspondiente al suelo de fundación, aplicando el método del área útil de la Sección 5.10, y los resultados obtenidos en todos los casos se tabulan a continuación.

Método del área útil



Cuadro comparativo de los esfuerzos obtenidos

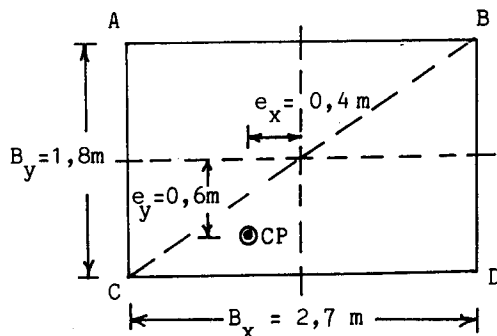
	$\sigma_{\max}$ (Kg/cm ²)
Método de Kramrish-Fintel	11,2
Método de Plock	9,7
Método de Teng	10,4
Ecuaciones de la estática	6,51
Método del área útil	6,95

Para el método del área útil :

$$\sigma = \frac{P}{B'_x B'_y} = \frac{100.000}{80 \times 180} = 6,95 \text{ Kg/cm}^2$$

EJEMPLO 6.9.-

Aplicando los métodos de Plock y Teng, halle el estado tensional bajo la base rectangular indicada, con una carga de 30 t con excentricidades que se indican en la figura.



$$\frac{e_x}{B_x} = \frac{40}{270} = 0,148$$

$$\frac{e_y}{B_y} = \frac{60}{180} = 0,333$$

Método de Plock

$$d = 0,333$$

$$c = 0,148$$

Del gráfico b) de figura 6.19 se obtiene :

$$K = 6,2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{B_x B_y} = 6,2 \frac{30.000}{180 \times 270} = 3,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Del gráfico c) se lee : $a = 0,23$ $s = 2,4$

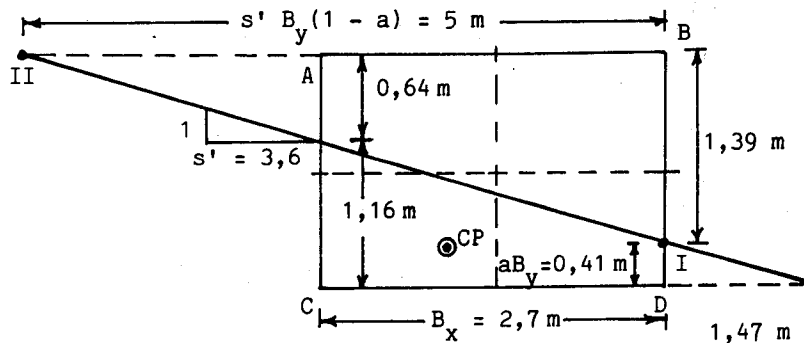
Como la base es rectangular se debe calcular :
(según ec. 6.36)

$$s' = s \frac{\text{Lado paralelo a } s}{\text{Lado normal a } s} = 2,4 \frac{2,7}{1,8} = 3,6$$

El caso analizado corresponde al h) de figura 6.20.

$$a B_y = 0,23 \times 1,8 = 0,41 \text{ m}$$

$$s' B_y (1 - a) = 3,6 \times 1,8 \times 0,77 = 5 \text{ m}$$



Método de Teng

$$\frac{e_x}{B_x} = 0,148$$

$$\frac{e_y}{B_y} = 0,333$$

Del gráfico de la figura 6.21 se obtiene el caso III del cuadrante superior izquierdo, con $K = 6,4$

$$\sigma_{\max} = K \frac{P}{B_x B_y} = 6,4 \frac{30.000}{180 \times 270} = 3,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{n_x}{B_x} = \frac{95}{270} = 0,35$$

∴ El valor de R, según la Tabla 6.8 es : $R = 0,3$

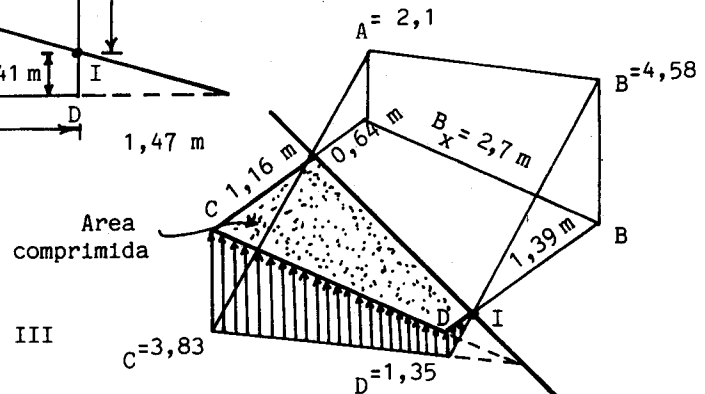
Resulta en consecuencia : $y_1 / n_y = 3,9$ ∴ $y_1 = 3,9 \times 0,3 = 1,17 \text{ m}$

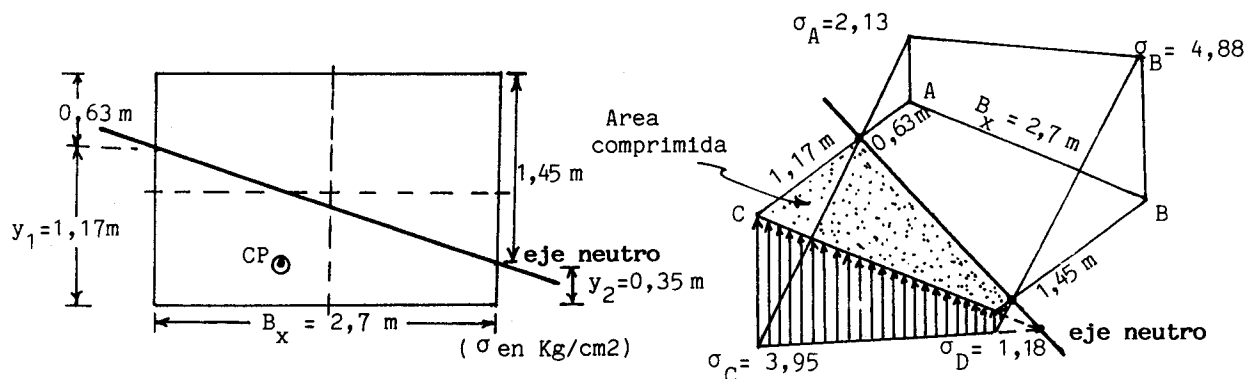
$$y_2 = R y_1 = 0,3 \times 1,17 = 0,35 \text{ m}$$

Area total = 4,86 m²

Area comprimida = 2,05 m² = 42% del área total

Método de Plock





EJEMPLO 6.10.-

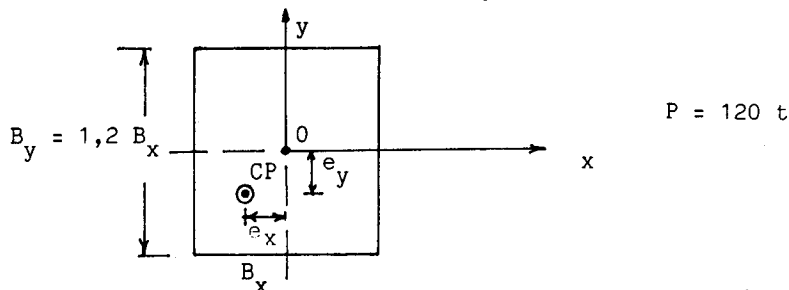
Halle las dimensiones mínimas de la base B_x y B_y para que el esfuerzo máximo en el suelo de fundación no supere los 5 Kg/cm², si la carga aplicada es P de 120 t. Las excentricidades son :

$$e_x = -0,8 \text{ m}$$

$$e_y = -1 \text{ m}$$

La relación entre los lados debe cumplir :

$$B_y = 1,2 B_x$$



El problema debe resolverse por tanteos. Para ello una primera aproximación resulta hallar las dimensiones necesarias para el caso en que la carga estuviera centrada.

$$\sigma = \frac{P}{1,2 B_x^2} = 5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Despejando : } B_x = \sqrt{\frac{120.000}{1,2 \times 5}} = 1,4 \text{ m}$$

$$B_y = 1,2 \times 1,4 = 1,7 \text{ m}$$

En virtud de la excentricidad existente, las dimensiones se incrementarán en un 150% para el primer tanteo.

$$B_x = 2,5 \times 1,4 = 3,5 \text{ m}$$

$$B_y = 2,5 \times 1,7 = 4,25 \text{ m}$$

Método de Kramrish-Fintel

$$\frac{e_x}{B_x} = \frac{0,8}{3,5} = 0,228$$

$$\frac{e_y}{B_y} = \frac{1}{4,25} = 0,235$$

Interpolando en la Tabla 6.7 se obtiene : $C_3 = 5,7$

$$\sigma_{\max} = C_3 \frac{P}{B_x B_y} = 5,7 \frac{120.000}{350 \times 425} = 4,6 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \text{ Kg/cm}^2$$

El primer tanteo evidencia que las dimensiones de la base son excesivas, por lo cual el segundo tanteo se realiza para los lados :

$$B_x = 3,4 \text{ m}$$

$$B_y = 4,1 \text{ m}$$

Resulta :

$$\frac{e_x}{B_x} = \frac{0,8}{3,4} = 0,235$$

$$\frac{e_y}{B_y} = \frac{1}{4,1} = 0,244$$

$$\therefore C_3 = 5,75$$

$$\sigma_{\max} = 5,75 \frac{120.000}{340 \times 410} = 4,95 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Correcto}$$

Método de Plock

Se mantienen las dimensiones adoptadas según los criterios de Kramrish-Fintel :

$$B_x = 3,4 \text{ m} , \quad B_y = 4,1 \text{ m} , \quad c = e_x/B_x = 0,235 , \quad d = e_y/B_y = 0,244$$

El valor de K se lee del gráfico b) de la figura 6.19. $K = 5,7$

$$\sigma_{\max} = 5,7 \frac{120.000}{340 \times 410} = 4,9 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Correcto}$$

Método de Teng

Con los valores de : $\frac{e_x}{B_x} = 0,235$ $\frac{e_y}{B_y} = 0,244$

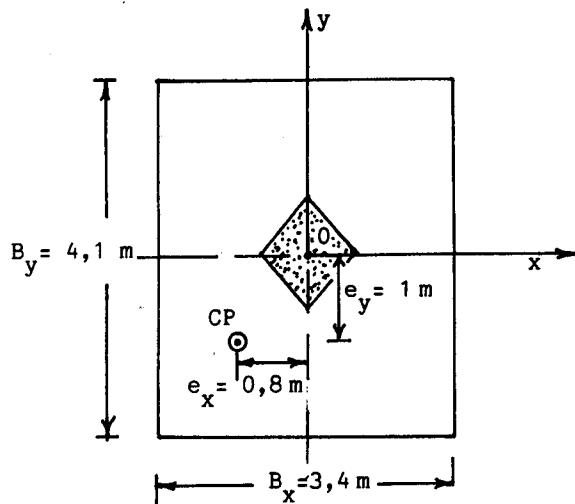
Corresponde al Caso II del gráfico de la figura 6.21, en el cuadrante inferior izquierdo. El centro de presiones no está contenido en el núcleo central de la base. En las líneas llenas se leen los valores de K y en las punteadas los de x e y. Resulta :

$$K = 5,7 \quad \text{Por lo tanto,} \quad \sigma_{\max} = 5,7 \frac{120.000}{340 \times 410} = 4,9 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Correcto}$$

Los resultados de los tres métodos aplicados prácticamente coinciden, de modo que se adoptan las dimensiones de :

$$B_x = 3,4 \text{ m} \quad B_y = 4,1 \text{ m}$$

como definitivas en la base que se analiza.



CAPITULO 7

Diseño Estructural en Concreto Armado

7.1.- CONCEPTOS BASICOS

El material usado para la construcción de las fundaciones en general, es el concreto armado si bien en ciertos casos de excepción se utiliza el concreto sin armar, o el ciclópeo. Por lo tanto en el presente capítulo se dará una sinopsis de los conceptos fundamentales del diseño de las secciones de concreto armado, bajo diferentes solicitaciones, según las especificaciones de la Norma Venezolana Covenin Mindur de Ref.1, en lo concerniente al diseño de fundaciones.

El concreto es un material pétreo artificial, que se obtiene de mezclar en determinadas proporciones cemento, agregados gruesos y finos, con agua. El concreto y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, dando por resultado un material de gran durabilidad que fragua y endurece, incrementando su resistencia con el paso del tiempo. El concreto simple es resistente a la compresión, pero débil en tracción, por lo cual se lo arma convenientemente con barras de acero que absorben los esfuerzos de tracción y evitan la formación de grietas en la masa del concreto.

Las curvas de esfuerzo-deformación del concreto simple que se obtienen de ensayos de probetas standard sujetas a carga axial de compresión uniformemente repartida, de corta duración, se indica en la figura 7.1 a). En este diagrama se observa que la curva presenta un máximo seguido de un trazo descendente, produciéndose la rotura del espécimen para una carga menor que la máxima. A la carga máxima le corresponde una deformación unitaria $\epsilon_c \approx 0,003$.

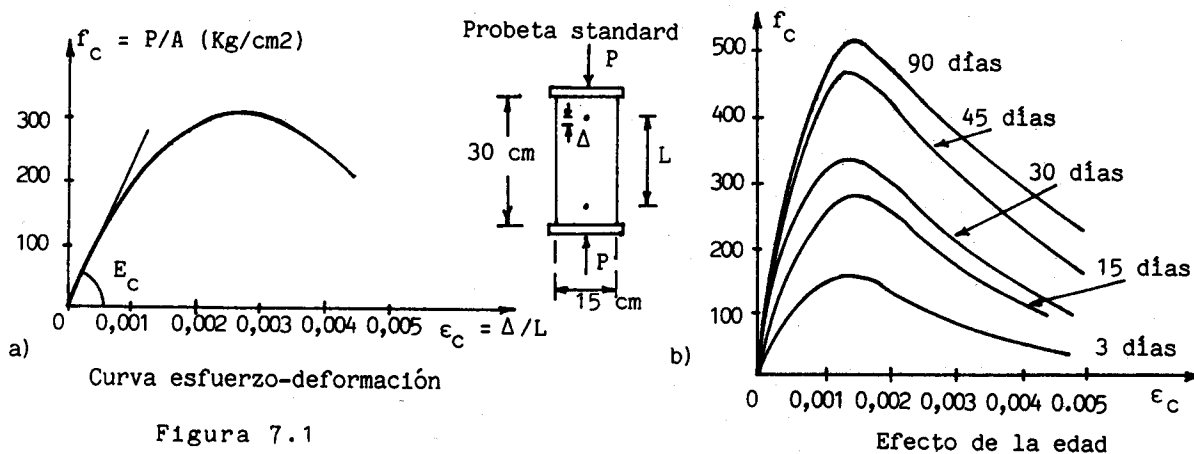


Figura 7.1

El módulo de elasticidad del concreto E_c se adopta :

$$E_c = 0,14 w_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{en Kg/cm}^2) \quad (7.1)$$

Para concreto de peso normal :

$$E_c = 15.100 \sqrt{f'_c} \quad (7.2)$$

donde w_c es el peso unitario del concreto, en Kg/m³, y f'_c la resistencia especificada del concreto en compresión, en Kg/cm². Los valores de f'_c referidos a la relación agua/cemento se indican en la Tabla 7.1 para el concreto normal, a los 28 días, y los diagramas esfuerzos-deformaciones para diferentes calidades de concreto se grafican en la figura 7.2.

T A B L A 7.1

RELACION AGUA/CEMENTO MAXIMA PERMISIBLE PARA CONCRETO SIN INCORPORADOR DE AIRE		
f'_c (Kg/cm ²)	Relación absoluta por peso	Litros por saco de cimento de 42,5 Kg.
150	0,73	31,1
200	0,60	25,5
250	0,50	21,3
300	0,40	17,0

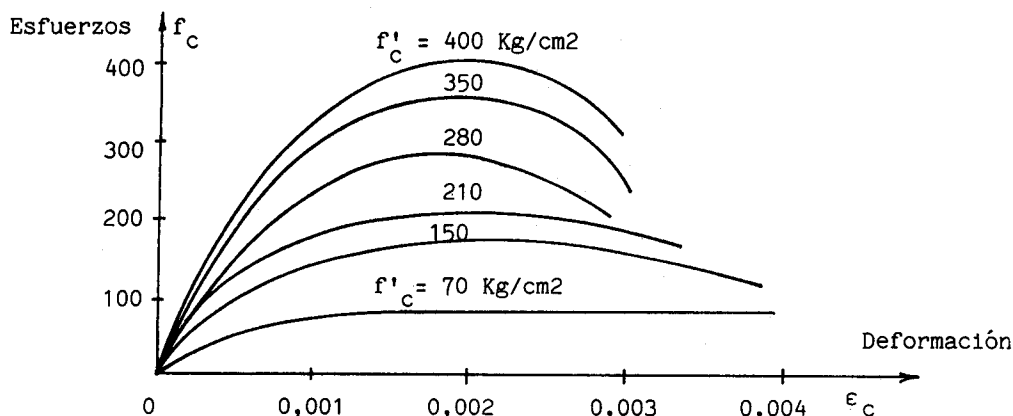


Figura 7.2

En el caso en que el concreto esté expuesto a condiciones especiales, se deben cumplir ciertas exigencias. Por ejemplo, cuando se requiera un concreto impermeable, la relación de agua en peso debe ser de 0,45 y 0,5 para el caso de agua de mar o dulce respectivamente. Si el concreto está expuesto a moderadas o severas concentraciones de sulfatos, deberá emplearse una calidad especialmente resistente a los sulfatos, con relación de agua en peso que no supere la relación agua/cemento de 0,5.

Además, el concreto luego de vaciado debe mantenerse a una temperatura de más de 10°C y en condición húmeda, al menos durante los primeros 7 días. Cuando se desee acelerar el aumento de la resistencia y reducir el tiempo de curado, se podrá efectuar un curado con vapor de alta presión, vapor a la presión atmosférica, calor y humedad u otro proceso aceptado. Sin embargo, cuando el curado sea acelerado, la resistencia a la compresión del concreto en la etapa de carga considerada, debe ser por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida.

7.2.- ESPECIFICACIONES SOBRE EL REFUERZO

El refuerzo estará constituido por armaduras de barras corrugadas, permitiéndose el uso de barras lisas en el refuerzo helicoidal de columnas o pilotes, y en ligaduras. También se permite el refuerzo en forma de perfiles de acero. El acero de refuerzo es usualmente laminado en caliente o trabajado en frío (Ver Ref. 4). Los diferentes tipos de acero se caracterizan por su límite de cedencia f_y como muestra la figura 7.3.

El acero dulce común evidencia un notable escalón de cedencia, y una considerable ductilidad. En los aceros de alta resistencia no existe un límite de cedencia bien definido y para determinarlo se traza una paralela a la parte recta del diagrama esfuerzo-deformación desde el valor 0,002 de la deformación unitaria, hasta cortar la curva.

A los efectos de diseño, en flexión no se utilizará una resistencia de la armadura mayor a $f_y = 5.600$ Kg/cm². En columnas, la resistencia cedente f_y de la armadura helicoidal no será mayor a $f_y = 4.200$ Kg/cm².

* Ref. 1 Tabla 4.5

El módulo de elasticidad E_s para todo tipo de acero es :

$$E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

(7.4)

En los ejemplos ilustrativos que se desarrollan en el presente capítulo se supondrá el acero como de comportamiento elastoplástico. Los diámetros de las barras del acero de refuerzo más usuales en la práctica, con los respectivos pesos, áreas de la sección transversal y perímetros, se dan en la Tabla 7.2 a continuación.

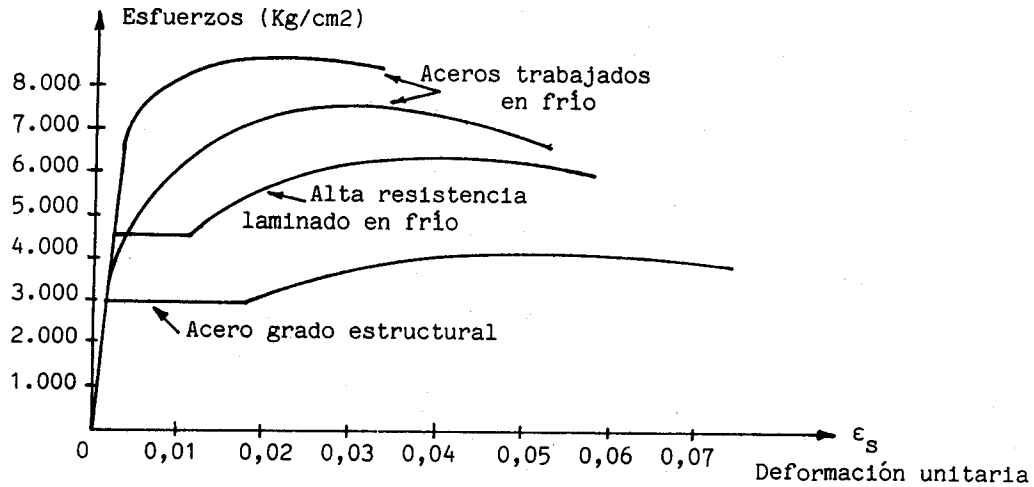


Figura 7.3 Curvas esfuerzo-deformación para el acero

T A B L A 7.2

Diámetro (pulgadas)	Diámetro (mm)	Area ² (cm ²)	Peso (Kg/m)	Perímetro (cm)	(cm ²)											
					S E C C I O N T O T A L D E A C E R O											
					Número de barras de refuerzo											
ø	d	A	Q	p	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1/4	6,4	0,32	0,25	2,01	0,32	0,64	0,96	1,28	1,60	1,92	2,24	2,56	2,88	3,20	3,52	3,86
3/8	9,5	0,71	0,55	2,98	0,71	1,42	2,13	2,84	3,55	4,26	4,97	5,68	6,39	7,10	7,81	8,52
1/2	12,7	1,27	0,99	3,99	1,27	2,54	3,81	5,08	6,35	7,62	8,89	10,16	11,43	12,70	13,93	15,97
5/8	15,9	1,98	1,55	4,99	1,98	3,96	5,94	7,92	9,90	11,88	13,86	15,84	17,82	19,80	21,78	23,76
3/4	19,0	2,84	2,23	5,97	2,84	5,68	8,52	11,36	14,20	17,04	19,88	22,72	25,56	28,40	31,24	34,08
7/8	22,2	3,87	3,04	6,97	3,87	7,74	11,61	15,48	19,35	23,22	27,09	30,95	34,83	38,70	42,57	46,44
1	25,4	5,07	3,97	7,98	5,07	10,14	15,21	20,28	25,35	30,42	35,49	40,56	45,63	50,70	55,77	60,84
1 1/8	28,6	6,41	5,00	8,98	6,42	12,85	19,27	25,70	32,12	39,54	44,97	51,39	57,82	64,24	70,66	77,09
1 1/4	31,75	7,92	6,21	9,96	7,92	15,83	23,75	31,66	39,58	47,50	55,42	63,33	71,24	79,16	87,08	93,00
1 3/8	34,9	9,58	7,47	10,97	9,57	19,13	28,70	38,26	47,83	57,40	66,96	76,53	86,09	95,66	105,23	114,79
1 1/2	38,1	11,40	8,94	12,29	11,40	22,80	34,20	45,60	57,00	68,40	79,80	91,20	102,60	114,00	125,40	136,80

La sección total de un grupo de barras con diferentes diámetros, en combinaciones de 4 a 8 barras, se indica en la Tabla 7.3, para facilitar el diseño de las secciones transversales de los miembros estructurales que se detallan en los siguientes ítems.

En las losas, placas, muros o zapatas, además, se utilizan mallas de refuerzo formadas por alambres lisos o corrugados unidos por puntos de soldadura en los cruces.

4 barras		cm ²												
4 Ø 3/8		2,84	1 Ø 5/8	4 Ø 7/8	14,44	6 Ø 3/8	1 Ø 5/8	6,24						
3 Ø 3/8	1 Ø 1/2	3,40	1 Ø 3/4	4 Ø 7/8	18,32	4 Ø 3/8	3 Ø 1/2	6,65						
2 Ø 3/8	2 Ø 1/2	3,96	3 Ø 3/4	2 Ø 1	18,66	3 Ø 3/8	3 Ø 1/2	7,21						
3 Ø 3/8	1 Ø 5/8	4,11	5 Ø 7/8		19,35	5 Ø 3/8	2 Ø 5/8	7,51						
1 Ø 3/8	3 Ø 1/2	4,52	4 Ø 7/8	1 Ø 1	20,55	2 Ø 3/8	5 Ø 1/2	7,77						
4 Ø 1/2		5,08	2 Ø 3/4	3 Ø 1	20,89	1 Ø 3/8	6 Ø 1/2	8,33						
2 Ø 3/8	2 Ø 5/8	5,38	3 Ø 7/8	2 Ø 1	21,75	4 Ø 3/8	3 Ø 5/8	8,78						
3 Ø 1/2	1 Ø 5/8	5,79	2 Ø 7/8	3 Ø 1	22,95	7 Ø 1/2		8,89						
2 Ø 1/2	2 Ø 5/8	6,50	1 Ø 3/4	4 Ø 1	23,12	6 Ø 1/2	1 Ø 5/8	9,60						
1 Ø 3/8	3 Ø 5/8	6,65	1 Ø 7/8	4 Ø 1	24,50	3 Ø 3/8	4 Ø 5/8	10,05						
3 Ø 1/2	1 Ø 3/4	6,65	5 Ø 1		25,35	5 Ø 1/2	2 Ø 5/8	10,31						
1 Ø 1/2	3 Ø 5/8	7,21	6 barras		cm ²	6 Ø 1/2	1 Ø 3/4	10,46						
4 Ø 5/8		7,92	6 Ø 3/8		4,26	4 Ø 1/2	3 Ø 5/8	11,02						
2 Ø 1/2	2 Ø 3/4	8,22	5 Ø 3/8	1 Ø 1/2	4,82	2 Ø 3/8	5 Ø 5/8	11,32						
3 Ø 5/8	1 Ø 3/4	8,78	4 Ø 3/8	2 Ø 1/2	5,38	3 Ø 1/2	4 Ø 5/8	11,73						
2 Ø 5/8	2 Ø 3/4	9,64	5 Ø 3/8	1 Ø 5/8	5,53	5 Ø 1/2	2 Ø 3/4	12,03						
1 Ø 1/2	3 Ø 3/4	9,79	3 Ø 3/8	3 Ø 1/2	5,94	2 Ø 1/2	5 Ø 5/8	12,44						
3 Ø 5/8	1 Ø 7/8	9,81	2 Ø 3/8	4 Ø 1/2	6,50	1 Ø 3/8	6 Ø 5/8	12,59						
1 Ø 5/8	3 Ø 3/4	10,50	4 Ø 3/8	2 Ø 5/8	6,80	1 Ø 1/2	6 Ø 5/8	13,15						
4 Ø 3/4		11,36	1 Ø 3/8	5 Ø 5/8	7,06	4 Ø 1/2	3 Ø 3/4	13,60						
2 Ø 5/8	2 Ø 7/8	11,70	6 Ø 1/2		7,62	7 Ø 5/8		13,86						
3 Ø 3/4	1 Ø 7/8	12,39	3 Ø 3/8	3 Ø 5/8	8,07	6 Ø 5/8	1 Ø 3/4	14,72						
2 Ø 3/4	2 Ø 7/8	13,42	5 Ø 1/2	1 Ø 5/8	8,33	3 Ø 1/2	4 Ø 3/4	15,17						
1 Ø 5/8	3 Ø 7/8	13,59	4 Ø 1/2	2 Ø 5/8	9,04	5 Ø 5/8	2 Ø 3/4	15,58						
3 Ø 3/4	1 Ø 1	13,59	5 Ø 1/2	1 Ø 3/4	9,19	6 Ø 5/8	1 Ø 7/8	15,75						
1 Ø 3/4	3 Ø 7/8	14,45	2 Ø 3/8	4 Ø 5/8	9,34	4 Ø 5/8	3 Ø 3/4	16,44						
4 Ø 7/8		15,48	3 Ø 1/2	3 Ø 5/8	9,75	2 Ø 1/2	5 Ø 3/4	16,74						
2 Ø 3/4	2 Ø 1	15,82	2 Ø 1/2	4 Ø 5/8	10,46	3 Ø 5/8	4 Ø 3/4	17,30						
3 Ø 7/8	1 Ø 1	16,68	1 Ø 3/8	5 Ø 5/8	10,61	5 Ø 5/8	2 Ø 7/8	17,64						
2 Ø 7/8	2 Ø 1	17,88	4 Ø 1/2	2 Ø 3/4	10,76	2 Ø 5/8	5 Ø 3/4	18,16						
1 Ø 3/4	3 Ø 1	18,05	1 Ø 1/2	5 Ø 5/8	11,17	1 Ø 1/2	6 Ø 3/4	18,31						
1 Ø 7/8	3 Ø 1	19,08	6 Ø 5/8		11,88	1 Ø 5/8	6 Ø 7/8	19,02						
4 Ø 1		20,28	3 Ø 1/2	3 Ø 3/4	12,33	4 Ø 5/8	3 Ø 7/8	19,53						
5 barras		cm ²	5 Ø 5/8	1 Ø 3/4	12,74	7 Ø 3/4		19,88						

La Tabla 7.4 da las áreas de barras de refuerzo por metro de ancho, para losas, placas, zapatas o muros de concreto armado, según diferentes espaciamientos uniformes.

T A B L A 7.4

DISTRIBUCION DE LAS BARRAS DE ACERO

Entrar en la Tabla con los valores de A_s (cm²/m)

Espac. (cm)	Diámetro de las barras (pulgadas)						
	ø1/4	ø3/8	ø1/2	ø5/8	ø3/4	ø7/8	ø 1
8	4,0	8,9	15,9	24,8	35,5	48,4	63,4
9	3,6	7,9	14,1	22,0	31,6	43,0	56,3
10	3,2	7,1	12,7	19,8	28,4	38,7	50,7
11	2,9	6,5	11,5	18,0	25,8	35,2	46,1
12	2,7	5,9	10,6	16,5	23,7	32,2	42,2
13	2,5	5,5	9,8	15,2	21,8	29,8	39,0
14	2,3	5,1	9,1	14,1	20,3	27,6	36,2
15	2,1	4,7	8,5	13,2	18,9	25,8	33,8
16	2,0	4,4	7,9	12,4	17,8	24,2	31,7
17	1,9	4,2	7,5	11,6	16,7	22,8	29,8
18	1,8	3,9	7,1	11,0	15,8	21,5	28,2
19	1,7	3,7	6,7	10,4	14,9	20,4	26,7
20	1,6	3,6	6,4	9,9	14,2	19,4	25,4
25	1,3	2,8	5,1	7,9	11,4	15,5	20,3
30	1,1	2,4	4,2	6,6	9,5	12,9	16,9
35	0,9	2,0	3,6	5,7	8,1	11,1	14,5
40	0,8	1,8	3,2	5,0	7,1	9,7	12,7
45	0,7	1,6	2,8	4,4	6,3	8,6	11,3
50	0,6	1,4	2,5	4,0	5,7	7,7	10,1

7.3.- RESISTENCIA REQUERIDA Y RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia exigida para el diseño de todo miembro de concreto reforzado, debe responder a las pautas correspondientes al método de rotura. Estas normas (Ref. 1) requieren que la resistencia sea adecuada para que los miembros soporten las cargas mayoradas en las combinaciones estipuladas, y se asegure un comportamiento adecuado en régimen de servicio.

La resistencia requerida debe ser en todos los casos igual o menor a la de diseño. La expresión U representa la resistencia requerida a momento flector (M_u), a carga axial (P_u) a fuerza cortante (V_u) o a cualquier otra carga.

En teoría de rotura, los factores de seguridad son de dos tipos :

- * Factores de mayoración de cargas
- * Factores de minoración de resistencia.

Factores de mayoración de cargas

La resistencia requerida se obtiene de multiplicar las cargas de servicio por los factores de mayoración, tomando en cuenta :

- a).- La incertidumbre acerca de la magnitud de las cargas supuestas en el diseño
- b).- La inseguridad de la exactitud de las hipótesis simplificativas y las ecuaciones del análisis estructural.
- c).- Los errores de cálculo.

Todas las cargas involucradas en el diseño deben afectarse por los factores de mayoración correspondientes, y de las posibles combinaciones de las mismas se elegirá la más desfavorable para regir el análisis.

T A B L A 7.5

$U = 1,4 CP + 1,7 CV$
$U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + 1,0 S$ *
$U = 0,9 CP + 1,0 S$ **
$U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV + 1,7 W)$
$U = 0,9 CP + 1,3 W$
$U = 1,4 CP + 1,7 CV + 1,7 H$
$U = 0,9 CP + 1,7 H$
$U = 1,4 CP + 1,7 CV + 1,4 F$
$U = 0,9 CP + 1,4 F$
$U = 1,4 CP + 1,7 CV$
$U = 0,75 (1,4 CP + 1,4 T + 1,7 CV)$
$U = 1,4 (CP + T)$

Los diferentes tipos de cargas son :

<u>GRAVITACIONALES</u>	{	PERMANENTES CP (peso propio, sobrecargas fijas)
		VARIABLES CV (sobrecargas de uso o móviles)
<u>ACCIDENTALES</u>	{	SISMO S
		VIENTO W
<u>EMPUJES</u> H		DE TIERRA, POLVO, GRANOS O MATERIALES SUELTOS EN GENERAL (incluyendo la presión del agua contenida en los mismos)
<u>FLUIDOS</u> F		PESO Y PRESION DE FLUIDOS (con densidades bien definidas)
<u>EFFECTOS SECUNDARIOS</u> T		ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES, FLUENCIA, RETRACCION O CAMBIOS DE TEMPERATURA

Las cargas de sismo consideradas en la Tabla 7.5 se suponen mayoradas de antemano en el análisis. En el caso en que esto no sea así, se debe adoptar :

$$* U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV + 1,9 S)$$

$$** U = 0,9 CP + 1,4 S$$

Se debe cumplir en todos los casos :

$$U \leq \phi [\text{Resistencia nominal}]$$

La resistencia nominal de la sección transversal de un miembro estructural en concreto armado es la que se obtiene suponiendo que las dimensiones y las propiedades de los materiales son exactamente las especificadas en el proyecto. Por ello, a la resistencia nominal se la debe afectar de los factores de minoración de resistencia ϕ que se detallan a continuación, como medida de seguridad adicional.

Al determinar U según la Tabla 7.5, es necesario prestar la atención necesaria a los signos, pues un tipo de cargas puede producir efectos de sentido contrario al de otras. Además, se deben considerar todas las combinaciones posibles de cargas para determinar la condición más crítica de diseño.

Cuando pueda haber impactos, como en rampas, ductos de ascensores, puentes grúas, etc. deben considerarse sus efectos también en el análisis.

Factores de minoración de resistencia

Los factores minorantes de resistencia toman en cuenta :

- La ductilidad de la estructura
- La importancia del miembro en la estructura (Por ejemplo, la falla de una columna es más grave que la falla de una viga)
- La variación en la calidad y resistencia de los materiales empleados, o la falta de exactitud en las dimensiones de los miembros, defectos de vaciado, etc.

La resistencia de diseño de un elemento estructural se calcula multiplicando la resistencia nominal por el correspondiente factor de minoración $\phi < 1$, según se menciona a continuación :

- En flexión sin carga axial $\phi = 0,9$
- Tracción axial y flexotracción $\phi = 0,9$
- Compresión axial y flexocompresión :
 - Miembros zunchados $\phi = 0,75$
 - Miembros con estribos o ligaduras $\phi = 0,70$
- Corte y torsión $\phi = 0,85$
- Aplastamiento del concreto $\phi = 0,70$

En cada caso, el factor de seguridad FS resulta :

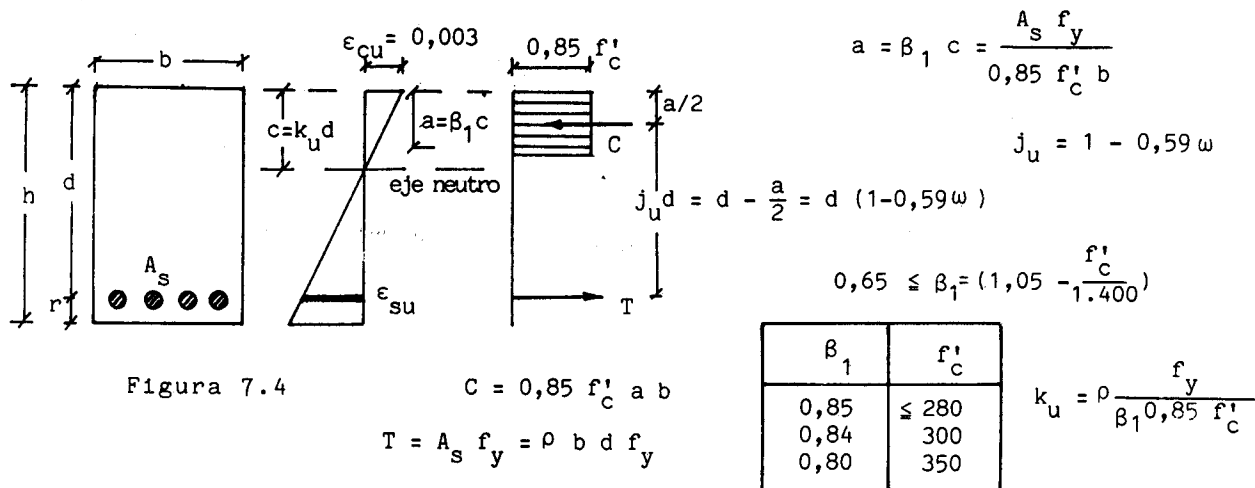
$$FS = \frac{FM}{\phi} \quad (7.5)$$

siendo FM el factor mayorante de cargas mencionado precedentemente.

7.4.- FLEXION SIMPLE

La resistencia de miembros de concreto armado sujetos a flexión simple se determina a partir de ciertas hipótesis simplificativas entre las cuales se pueden enumerar :

- * La distribución de las deformaciones en la sección transversal es lineal
- * El concreto no resiste esfuerzos de tracción
- * La deformación unitaria máxima del concreto es $\epsilon_c = 0,003$
- * No existe deslizamiento relativo entre las barras de acero y el concreto
- * La distribución de esfuerzos en la zona de compresión del concreto adopta la forma rectangular que muestra la figura 7.4.



Secciones simplemente armadas

La figura 7.4 corresponde a la distribución de esfuerzos y deformaciones de una sección rectangular simplemente armada. Para que la sección sea dúctil se debe cumplir : $\epsilon_{su} > \epsilon_y$.

c es la profundidad del eje neutro al agotamiento de la resistencia y ϵ_y es la deformación en el acero correspondiente al esfuerzo cedente en tracción.

$$\epsilon_y = f_y / E_s \quad (7.6)$$

La expresión del momento de agotamiento para las secciones simplemente armadas con acero de comportamiento elastoplástico es :

$$M_u = \phi A_s f_y d (1 - 0,59 \omega) = \phi A_s f_y j_u d \quad (7.7)$$

En el caso de aceros especiales, se usará el valor de $f_{su} > f_y$ en las precedentes ecuaciones, en lugar de f_y . La cuantía geométrica de la armadura en tracción resulta :

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (7.8)$$

Se debe cumplir :

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{\max} = 0,75 \rho_b \quad (7.9)$$

(7.10)

siendo ρ_b la cuantía correspondiente a la falla balanceada :

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \frac{6.300}{(6.300 + f_y)} \quad (7.11)$$

En zona sísmica conviene respetar :

$$\rho_{\max} = 0,5 \rho_b \quad (7.12)$$

β_1 es el coeficiente de forma, determinado experimentalmente :

$$0,65 \leq \beta_1 = (1,05 - \frac{f'_c}{1.400}) \quad (7.13)$$

β_1 es el coeficiente que transforma el área de esfuerzos con distribución parabólica en la zona del concreto comprimido, en su equivalente de forma rectangular. Resulta así :

$$a = \beta_1 c \quad (7.14)$$

Los valores de β_1 se indican en la figura 7.4. El límite inferior de β_1 igual a 0,65 se adoptó para resistencias del concreto mayores a 560 Kg/cm². Para concretos de $f'_c \leq 280$ Kg/cm²; $\beta_1 = 0,85$.

La distribución rectangular de esfuerzos se conoce como "bloque de esfuerzos" y no es la distribución real en la zona comprimida para el estado de agotamiento resistente, pero permite simplificar el análisis y da los mismos resultados que los obtenidos en los ensayos.

La componente a compresión del concreto C se ubica en la mitad de la altura a del bloque rectangular de esfuerzos :

$$C = 0,85 f'_c a b \quad (7.15)$$

La sección se define como balanceada cuando el concreto en su fibra más comprimida y el acero en su fibra más traccionada alcanzan simultáneamente las máximas deformaciones de trabajo, $\epsilon_{cu} = 0,003$ y $\epsilon_y = 0,002$ respectivamente.

La resultante T de los esfuerzos de tracción en el acero vale :

$$T = A_s f_y = \rho b d f_y \quad (7.16)$$

y la profundidad del eje neutro es :

$$c = k_u d \quad (7.17)$$

donde :

$$k_u = \rho \frac{f_y}{\beta_1 0,85 f'_c} \quad (7.18)$$

Se define asimismo la cuantía mecánica ω de la sección :

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad (7.19)$$

Para asegurar el comportamiento dúctil de la sección flexada, se limita el valor de ω . En secciones simplemente armadas :

$$0,75 \omega_b \geq \omega \geq \frac{14}{f'_c} \quad (7.20)$$

y en zona sísmica :

$$0,5 \omega_b \geq \omega \geq \frac{14}{f'_c} \quad (7.21)$$

ω_b es la cuantía mecánica de la sección balanceada, que se obtiene de sustituir ρ por ρ_b en la ec. 7.19. Cuando resulta : $\omega > 0,5 \omega_b$

la sección debe armarse doblemente.

El momento de agotamiento puede asimismo expresarse por :

$$M_u = \phi f'_c b d^2 \omega (1 - 0,59 \omega) \quad (7.22)$$

El coeficiente adimensional μ resulta :

$$\mu = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = 0,9 \omega (1 - 0,59 \omega) \quad (7.23)$$

La Tabla 7.7 relaciona los valores de μ con la cuantía mecánica ω y el factor j_u , que permite hallar el brazo del par interno o brazo mecánico de la sección $j_u d$.

$$j_u = 1 - 0,59 \omega \quad (7.24)$$

En diseño, para asegurar la ductilidad del elemento flexado, se adoptará el valor de $\omega = 0,18$, al que corresponde un $\mu = 0,1448$ y $j_u = 0,894$.

Por lo tanto, de ec. 7.23 se deduce la altura mínima de la sección dúctil simplemente armada :

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b}} \quad (7.25)$$

La altura total h resulta :

$$h = d + r \geq d + r' + d_b/2 \quad (7.26)$$

siendo r el recubrimiento del acero a tracción, el cual no podrá ser menor que el diámetro d_b de las barras protegidas ni inferior a la dimensión máxima del agregado grueso aumentada en 5 mm, ni a los valores especificados en la Tabla 7.8.

El recubrimiento para la protección de las armadura se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie más próxima del acero para la cual se aplican los requisitos del recubrimiento, que resulta el borde más saliente del estribo, ligadura o zuncho, si el refuerzo transversal encierra las barras principales, o el borde de la capa más externa de barras, si se emplea más de una capa de refuerzo sin estribos o ligaduras.

En ambiente corrosivos o en condiciones de exposición muy severas, el recubrimiento del concreto deberá aumentarse adecuadamente o disponer de otras protecciones.

Las barras de refuerzo y cualquier otro elemento metálico expuesto a la intemperie deberán estar protegidos contra la corrosión. Además, cuando las condiciones particulares de una obra requieran recubrimientos de protección contra el fuego mayores a los especificados en la Tabla 7.8, privarán los requisitos más exigentes.

La separación libre s entre barras paralelas de una capa no será menor que d_b ni menor que 2,5 cm. La Tabla 7.9 da el número de barras permitidas en cada capa, para diferentes anchos de vigas, y la figura 7.5 grafica la separación entre barras y el recubrimiento en elementos flexados que se menciona precedentemente.

T A B L A 7.7

DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES A ROTURA

$$\text{Momento específico } \mu = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = 0,9 \omega (1 - 0,59 \omega)$$

ω		0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009
0,05	μ	0.0437	0.0445	0.0454	0.0462	0.0471	0.0479	0.0487	0.0496	0.0504	0.0513
	j_u	0.971	0.970	0.969	0.969	0.968	0.968	0.967	0.966	0.966	0.965
0,06	μ	0.0521	0.0529	0.0538	0.0546	0.0554	0.0563	0.0571	0.0579	0.0587	0.0596
	j_u	0.965	0.964	0.963	0.963	0.962	0.962	0.961	0.960	0.960	0.959
0,07	μ	0.0604	0.0612	0.0620	0.0629	0.0637	0.0645	0.0653	0.0662	0.0670	0.0678
	j_u	0.959	0.958	0.958	0.957	0.956	0.956	0.955	0.955	0.954	0.953
0,08	μ	0.0686	0.0694	0.0702	0.0710	0.0719	0.0727	0.0735	0.0743	0.0751	0.0759
	j_u	0.953	0.952	0.952	0.951	0.950	0.950	0.949	0.948	0.948	0.947
0,09	μ	0.0767	0.0775	0.0783	0.0791	0.0799	0.0807	0.0815	0.0823	0.0831	0.0834
	j_u	0.947	0.946	0.946	0.945	0.945	0.944	0.944	0.943	0.942	0.942
0,10	μ	0.0847	0.0855	0.0863	0.0871	0.0879	0.0886	0.0894	0.0902	0.0910	0.0918
	j_u	0.941	0.940	0.940	0.939	0.939	0.938	0.937	0.937	0.936	0.936
0,11	μ	0.0926	0.0934	0.0941	0.0949	0.0957	0.0965	0.0973	0.0980	0.0988	0.0996
	j_u	0.935	0.935	0.934	0.933	0.933	0.932	0.932	0.931	0.930	0.930
0,12	μ	0.1004	0.1011	0.1019	0.1027	0.1034	0.1042	0.1050	0.1057	0.1065	0.1073
	j_u	0.929	0.929	0.928	0.927	0.927	0.926	0.926	0.925	0.924	0.924
0,13	μ	0.1080	0.1088	0.1095	0.1103	0.1111	0.1118	0.1126	0.1133	0.1141	0.1148
	j_u	0.923	0.923	0.922	0.922	0.921	0.920	0.920	0.919	0.919	0.918
0,14	μ	0.1156	0.1163	0.1171	0.1178	0.1186	0.1193	0.1201	0.1208	0.1216	0.1223
	j_u	0.917	0.917	0.916	0.916	0.915	0.914	0.914	0.913	0.913	0.912
0,15	μ	0.1231	0.1238	0.1245	0.1253	0.1260	0.1267	0.1275	0.1282	0.1289	0.1297
	j_u	0.912	0.911	0.910	0.910	0.909	0.909	0.908	0.907	0.907	0.906
0,16	μ	0.1304	0.1311	0.1319	0.1326	0.1333	0.1340	0.1348	0.1355	0.1362	0.1369
	j_u	0.906	0.905	0.904	0.904	0.903	0.903	0.903	0.902	0.901	0.900
0,17	μ	0.1377	0.1384	0.1391	0.1398	0.1405	0.1412	0.1420	0.1427	0.1434	0.1441
	j_u	0.900	0.899	0.899	0.898	0.897	0.897	0.896	0.896	0.895	0.894
0,18	μ	0.1448	0.1455	0.1462	0.1469	0.1476	0.1483	0.1490	0.1497	0.1504	0.1511
	j_u	0.894	0.893	0.893	0.892	0.891	0.891	0.890	0.890	0.889	0.888
0,19	μ	0.1518	0.1525	0.1532	0.1539	0.1546	0.1553	0.1560	0.1567	0.1574	0.1581
	j_u	0.888	0.887	0.887	0.886	0.886	0.886	0.885	0.884	0.883	0.883
0,20	μ	0.1588	0.1594	0.1601	0.1608	0.1615	0.1622	0.1629	0.1635	0.1642	0.1649
	j_u	0.882	0.881	0.881	0.880	0.880	0.879	0.878	0.878	0.877	0.877
0,21	μ	0.1656	0.1663	0.1669	0.1676	0.1683	0.1690	0.1696	0.1703	0.1710	0.1716
	j_u	0.876	0.876	0.875	0.874	0.874	0.873	0.873	0.871	0.871	0.871
0,22	μ	0.1723	0.1730	0.1736	0.1743	0.1750	0.1756	0.1763	0.1769	0.1776	0.1783
	j_u	0.870	0.870	0.869	0.868	0.868	0.867	0.867	0.866	0.865	0.865
0,23	μ	0.1789	0.1796	0.1802	0.1809	0.1815	0.1822	0.1828	0.1835	0.1841	0.1848
	j_u	0.864	0.864	0.863	0.863	0.862	0.861	0.860	0.860	0.860	0.859
0,24	μ	0.1854	0.1861	0.1867	0.1873	0.1880	0.1886	0.1893	0.1899	0.1905	0.1912
	j_u	0.858	0.858	0.857	0.857	0.856	0.855	0.855	0.854	0.854	0.853
0,25	μ	0.1918	0.1924	0.1931	0.1937	0.1943	0.1950	0.1956	0.1962	0.1960	0.1975
	j_u	0.852	0.852	0.851	0.851	0.850	0.850	0.849	0.848	0.848	0.847
0,26	μ	0.1981	0.1987	0.1994	0.2000	0.2006	0.2012	0.2018	0.2024	0.2031	0.2037
	j_u	0.847	0.846	0.845	0.845	0.844	0.844	0.843	0.842	0.842	0.841
0,27	μ	0.2043	0.2049	0.2055	0.2061	0.2067	0.2073	0.2080	0.2086	0.2092	0.2098
	j_u	0.841	0.840	0.840	0.839	0.838	0.838	0.837	0.837	0.836	0.835

T A B L A 7.8

*

Características del ambiente	Recubrimiento mínimo (en cm.)			
	Losas y placas	Muros	Cáscaras y placas plegadas	Vigas y columnas
Piezas al abrigo de la intemperie	1,5	2	1,5	2,5
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos	2	2,5	1,5	3
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes medianamente agresivos	3	3,5	2	4
Piezas en contacto con el terreno	4	4		4
Piezas vaciadas contra el terreno y permanentemente en contacto con el	7	7		7

T A B L A 7.9

NUMERO MAXIMO DE BARRAS QUE CABEN EN LOS ANCHOS DE VIGAS

b (cm)	Ø 1/2"	Ø 5/8"	Ø 3/4"	Ø 7/8"	Ø 1"
15	2	2	2	2	2
20	3	3	3	3	3
25	4	4	4	4	4
30	6	5	5	5	4
35	7	7	6	6	5
40	8	8	7	7	6
45	10	9	8	8	7
50	11	10	10	9	8
55	12	11	11	10	9
60	14	13	12	11	10

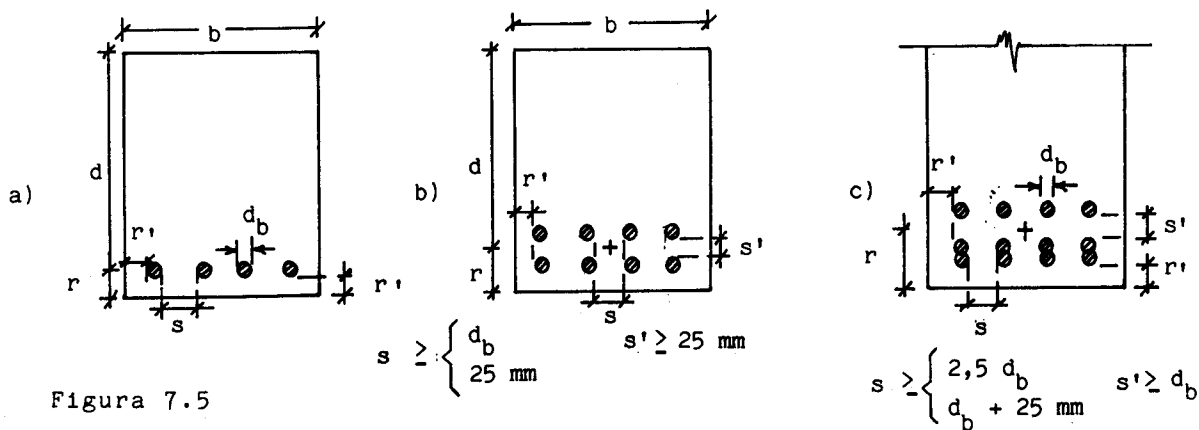


Figura 7.5

* Ref. 1 Tabla 7.7.1.

En vigas y columnas se admite la posibilidad de disponer barras en contacto, formando grupos o gavillas. En elementos que trabajan a flexión el grupo no podrá ser mayor a dos barras, situadas en un mismo plano vertical, una sobre otra y en contacto. Entre ejes de parejas deberá mantenerse una distancia horizontal no menor de $2,5 d_b$ ni inferior a $(d_b + 25 \text{ mm})$ como muestra la figura 7.5 c)

El espaciamiento libre vertical entre dos grupos o entre un grupo y una barra no será menor a d_b . En ningún caso se permitirá el contacto de dos barras situadas en un mismo plano horizontal. Además, en las vigas no se permite agavillar barras mayores del N° 11 ($1 \frac{3}{8}$ ").

Cuando se requiera utilizar el diámetro d_b de la barra, un grupo de barras se considerará como una única barra con un área equivalente al área total del grupo, con diámetro d_b correspondiente a ese área.

En el caso de barras agavilladas en miembros a flexión, no podrán cortarse en un mismo plano, sino que deben cortarse en diferentes puntos, en forma escalonada, a distancias iguales o mayores a $40 d_b$.

EJEMPLO 7.1.-

Determine el momento de agotamiento resistente de la sección indicada, para las siguientes calidades de materiales :

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{De Tabla 7.2 : } A_s = 7,74 + 10,14 = 17,88 \text{ cm}^2$$

Se verifica :

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4.200} \times 30 \times 60 = 6 \text{ cm}^2$$

Cumple

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = \frac{A_s}{b d} \frac{f_y}{f'_c} = \frac{17,88 \times 4.200}{280 \times 30 \times 60} = 0,149 < 0,18$$

La sección es dúctil

$$\text{De Tabla 7.7 : } \mu = 0,1223$$

$$j_u = 0,912$$

Para determinar M_u se puede usar la ec. 7.7 o la 7.22.

Para flexión, el factor de minoración de resistencia ϕ vale : $\phi = 0,9$. Por lo tanto :

$$M_u = \phi A_s f_y j_u d = 0,9 \times 17,88 \times 4.200 \times 0,912 \times 60 = 37 \text{ tm}$$

$$M_u = \mu f'_c b d^2 = 0,1223 \times 280 \times 30 \times 60^2 = 37 \text{ tm}$$

En zona sísmica, colocar adicionalmente :

$$A'_s = A_{s \text{ min}} = 6 \text{ cm}^2 \quad (2 \phi 7/8")$$

EJEMPLO 7.2.-

Diseñe la sección de concreto armado con ancho $b = 35 \text{ cm}$, simplemente armada, para :

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

Las solicitaciones en régimen de servicio son :

$$M_{CP} = 8 \text{ tm}$$

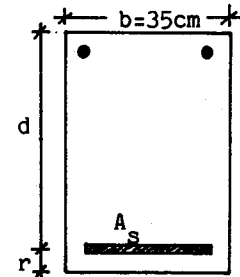
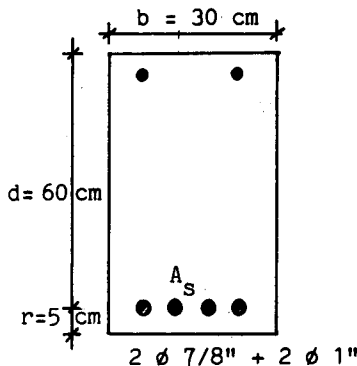
$$M_{CV} = 5 \text{ tm}$$

$$M_S = \pm 2 \text{ tm}$$

Según la Tabla 7.5, las combinaciones de solicitaciones mayoradas resultan :

$$M_{u1} = 1,4 M_{CP} + 1,7 M_{CV} = 1,4 \times 8 + 1,7 \times 5 = 19,7 \text{ tm}$$

$$M_{u2} = 0,75 (1,4 M_{CP} + 1,7 M_{CV} \pm 1,9 M_S) = 0,75 (19,7 \pm 1,9 \times 2) = \begin{cases} 17,62 \text{ tm} \\ 11,92 \text{ tm} \end{cases}$$



$$M_{u3} = 0,9 M_{CP} \pm 1,4 M_S = \begin{cases} 10 \text{ tm} \\ 4,4 \text{ tm} \end{cases} \quad \text{Por lo tanto, en el diseño controla el } M_{u1},$$

Adoptando $\omega = 0,18$, resulta $\mu = 0,1448$ y de ec. 7.25 se obtiene :

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b}} = \sqrt{\frac{1.970.000}{0,1448 \times 280 \times 35}} = 37,25 \text{ cm}$$

Por exceso, se adopta $d = 40 \text{ cm}$, y suponiendo que el acero cabe en una capa, $r = 5 \text{ cm}$. $\therefore$ $h = 45 \text{ cm}$

Por lo tanto,

$$\mu = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = \frac{1.970.000}{280 \times 35 \times 40^2} = 0,1256$$

De Tabla 7.7 : $\omega = 0,153$ $j_u = 0,91$ Resulta $\omega > \omega_{\min} = \frac{14}{f'_c} = 0,05$ Correcto

Diseño de acero :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} = \frac{1.970.000}{0,9 \times 4.200 \times 0,91 \times 40} = 14,31 \text{ cm}^2 > A_{s \min}$$

Cumple

De Tabla 7.3 : $A_s = 3 \phi 5/8" + 3 \phi 3/4" = 14,46 \text{ cm}^2$

En la Tabla 7.9 se verifica que las 6 barras de acero caben en una sola capa. Por lo tanto, r se mantiene en 5 cm .

$$A'_s = A_{s \min} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4.200} \times 35 \times 40 = 4,67 \text{ cm}^2 \quad (2 \phi 3/4")$$

Secciones doblemente armadas

Cuando la altura útil d de las secciones de concreto armado está limitada, y la cuantía mecánica ω resulta elevada, no cumpliendo la condición exigida en la ec. 7.20 o 7.21, la viga debe armarse doblemente.

El acero en compresión A'_s otorga mayor ductilidad a la viga e incrementa moderadamente su capacidad resistente, en relación a la sección armada únicamente con acero a tracción. En la práctica, las secciones doblemente armadas tienen sus dimensiones conocidas, de modo que el diseño se reduce únicamente a calcular el acero necesario A_s y A'_s .

Teniendo como datos el momento solicitante M_u , las dimensiones de la sección, y las características resistentes de los materiales a usar, se debe determinar el valor de la cuantía mecánica ω . Para ello, se calcula μ de ec. 7.23 y se lee ω y j_u de la Tabla 7.7.

Cuando $\omega \leq 0,18$, la sección resulta simplemente armada, pero si :

$$0,18 < \omega \leq 0,5 \omega_b$$

se puede optar por :

- armar simple verificando deflexiones
- armar doble, de modo de diseñar una sección dúctil

Si por el contrario resulta : $\omega > 0,5 \omega_b$ se debe armar doble, o aumentar las dimensiones de la sección.

En las secciones doblemente armadas resulta :

$$\omega = (\rho - \rho') \frac{f_y}{f'_c} \quad (7.27)$$

$$k_u = \frac{\omega}{0,85 \beta_1} \quad (7.28)$$

Para el diseño del acero en secciones doblemente armadas, se debe determinar la magnitud del esfuerzo f'_s a que está sometido el acero a compresión. Para ello, se calcula la relación d'/d en la viga y se la compara con el valor dado en la Tabla 7.10. Ver fig. 7.6.

Cuando : $(d'/d)_{\text{real}} \leq (d'/d)_{\text{tabla}}$ resulta : $f'_s = f_y$

Si la condición anterior no se cumple, es decir cuando $(d'/d)_{\text{real}} > (d'/d)_{\text{tabla}}$, la deformación del acero a compresión es en este caso :

$$\epsilon'_s < \epsilon_y$$

por lo cual, para hallar f'_s se utilizará la ecuación :

$$f'_s = \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'}{k_u d}\right) E_s < f_y \quad (7.29)$$

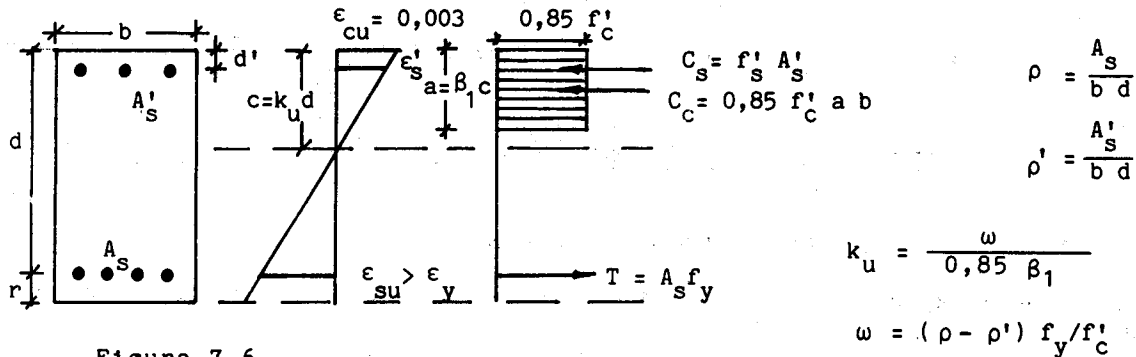


Figura 7.6

TABLA 7.10

VALORES DE d'/d

$k_u = \frac{(\rho - \rho') f_y}{0,85 \beta_1 f'_c}$	$f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$			
	2.400	2.800	4.000	4.200
0	0	0	0	0
0,05	0,0304	0,027	0,017	0,0156
0,10	0,0607	0,054	0,035	0,0313
0,15	0,0977	0,081	0,052	0,0469
0,20	0,1214	0,109	0,069	0,0627
0,25	0,1570	0,136	0,087	0,0782
0,30	0,1820	0,163	0,104	0,0940
0,35	0,2120	0,190	0,121	0,1095
0,40	0,2428	0,217	0,139	0,1254
0,45	0,2730	0,244	0,156	0,1408
0,50	0,3040	0,272	0,173	0,1567
0,55	0,3330	0,305	0,191	0,1727
0,60	0,3640	0,360	0,208	0,1887

La resultante total en compresión es :

$$C = C_s + C_c = f'_s A'_s + 0,85 f'_c a b \quad (7.30)$$

El comportamiento estructural de una sección doblemente armada es similar a la superposición del caso de la sección simplemente armada resistiendo un momento M_o y del par ΔM formado por la pareja de barras a compresión y tracción respectivamente, como muestra la figura 7.7.

$$M_u = \phi (M_o + \Delta M) \quad (7.31)$$

El momento M_o se halla como en las secciones simplemente armadas, y el ΔM es el par resultante de la pareja de aceros a tracción y compresión :

Ver fig. 7.7.

$$\Delta M = T_2 (d - d') \quad (7.31)$$

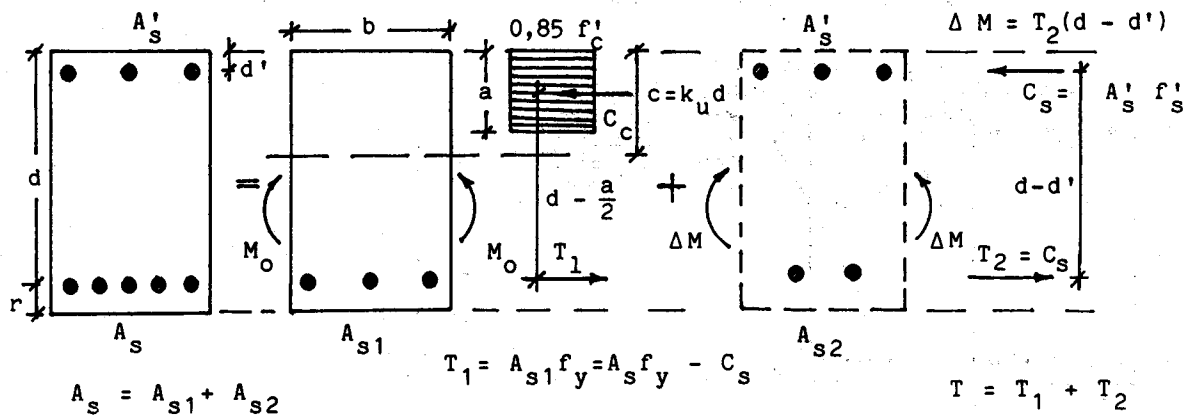


Figura 7.7

El comportamiento de elementos flexados con diferentes porcentajes de acero en tracción y compresión, para una sección transversal de concreto armado solicitada a flexión simple, se indica en la figura 7.8.

Las líneas llenas corresponden al comportamiento de secciones simplemente armadas y las punteadas a las mismas secciones doblemente armadas con cuantías de acero a compresión similares a las de tracción. La curva A corresponde a la sección del concreto en tracción, con rotura frágil. La curva B es la que resulta con una cuantía muy baja de acero en tracción, con ductilidad limitada, y la C representa el comportamiento dúctil de una sección con un índice bajo de refuerzo.

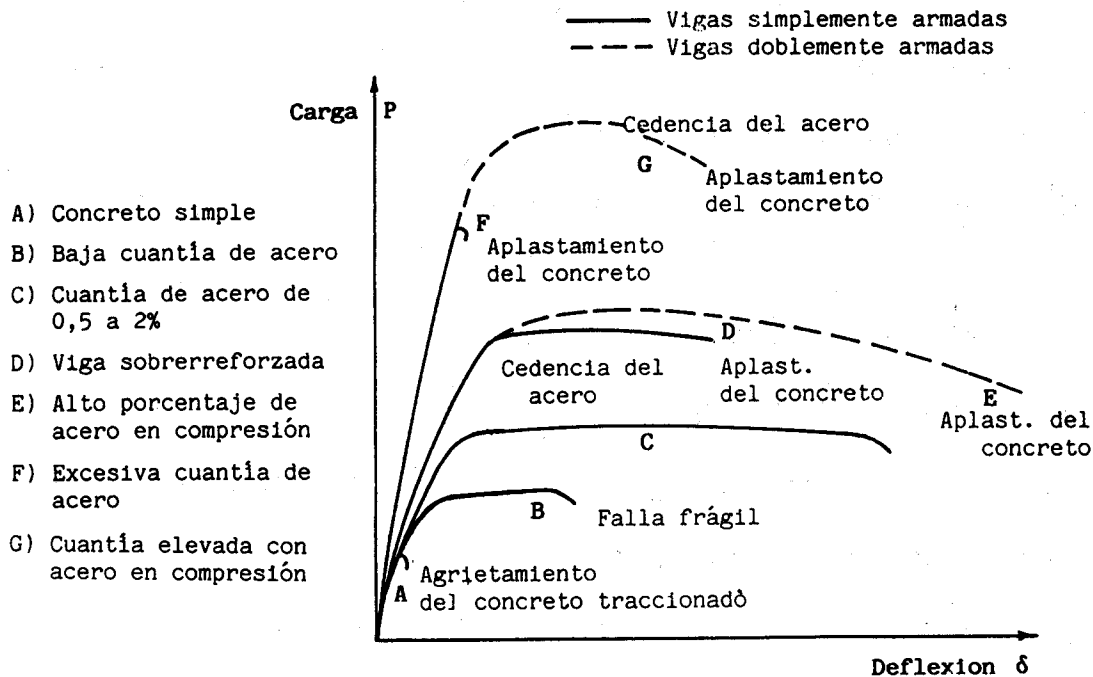


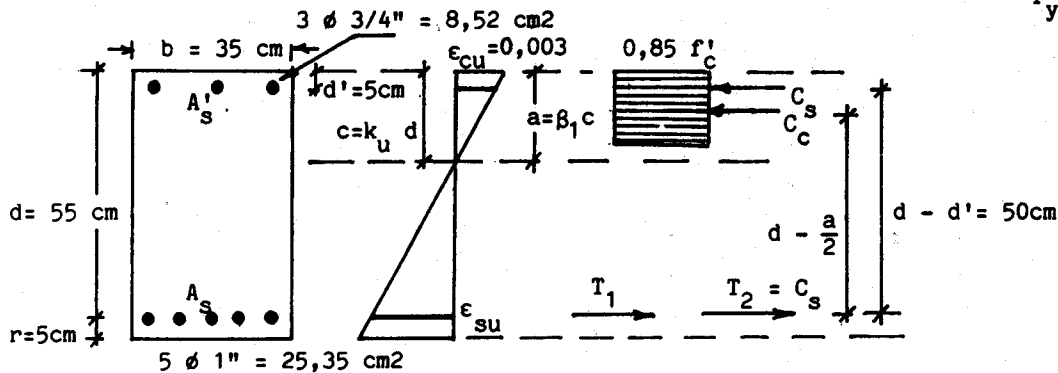
Figura 7.8 - Curvas carga-deflexión en vigas con diferente cuantía de acero, solicitadas a flexión simple.

El comportamiento más dúctil corresponde a una sección doblemente armada, en el caso subreforzado. Los casos F y G representan secciones sobrerreforzadas, de comportamiento frágil para el caso de sección simplemente armada y algo más dúctil para la doblemente armada.

Según se evidencia, la presencia de acero a compresión otorga a los miembros flexados un apreciable margen de ductilidad.

EJEMPLO 7.3.-

Analice la sección indicada y determine su resistencia en flexión. $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4.000 "$



La cuantía geométrica de la armadura a tracción y compresión se halla :

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{25,35}{35 \times 55} = 0,013168$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b d} = \frac{8,52}{35 \times 55} = 0,004426$$

Y la cuantía mecánica : $\omega = (\rho - \rho') \frac{f_y}{f'_c} = 0,125 > \omega_{\min} = \frac{14}{f'_c} = 0,05$ Cumple

Para determinar la profundidad del eje neutro :

De figura 7.4, $\beta_1 = 0,85$

$$k_u = \frac{\omega}{0,85 \beta_1} = \frac{0,125}{0,85^2} = 0,173$$

$$c = k_u d = 0,173 \times 55 = 9,5 \text{ cm}$$

$$\therefore a = \beta_1 c = 0,85 \times 9,5 = 8,08 \text{ cm}$$

Se calcula a continuación el valor del esfuerzo f'_s del acero a compresión.

$$\frac{d'}{d} = \frac{5}{55} = 0,09$$

De la Tabla 7.10 se lee, para $k_u = 0.173$:

$$\frac{d'}{d} = 0,06$$

Por lo tanto resulta :

$$\left(\frac{d'}{d}\right)_{\text{real}} > \left(\frac{d'}{d}\right)_{\text{tabla}}$$

y el valor de f'_s se halla mediante la ec. 7.29 :

$$f'_s = \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'}{k_u d}\right) E_s = 0,003 \times \left(1 - \frac{5}{9,5}\right) \times 2,1 \times 10^6 = 2.984 \text{ Kg/cm}^2 < f_y = 4.000 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza de compresión resistida por el acero A'_s vale :

$$C_s = A'_s f'_s = 8,52 \times 2.984 = 25.424 \text{ Kg}$$

$$T_2 = C_s$$

$$\Delta M = T_2 (d - d') = 25.424 \times 50 = 12.720 \text{ Kgm}$$

$$T_1 = A_s f_y - C_s = 25,35 \times 4.000 - 25.424 = 75.976 \text{ Kg}$$

$$M_o = T_1 (d - a/2) = 75.976 \times (55 - 8,08/2) = 38.717 \text{ Kgm}$$

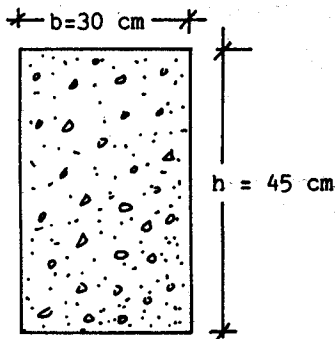
$$\therefore M_u = \phi (M_o + \Delta M) = 0,9 \times (38.717 + 12.720) = 46,29 \text{ tm}$$

EJEMPLO 7.4.-

Diseñe el acero para la viga cuyas dimensiones se indican, solicitada por un momento mayorado $M_u = 25 \text{ tm}$.

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$



Suponiendo las barras del acero ubicadas en una sola capa :

$$r = 5 \text{ cm} \quad \therefore \quad d = 40 \text{ cm}$$

De ec. 7.23 :

$$\mu = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = \frac{2.500.000}{250 \times 30 \times 40^2} = 0,208$$

De Tabla 7.7 se lee : $\omega = 0,27$

Según ecs. 7.11 y 7.19 :

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \frac{6.300}{(6.300 + f_y)} = \frac{0,85^2 \times 250 \times 6.300}{4.200 \times 10.500} = 0,0258$$

$$\omega_b = \rho_b \frac{f_y}{f'_c} = 0,0258 \frac{4.200}{250} = 0,433$$

De acuerdo con la ec. 7.21, se debe cumplir :

$$0,5 \omega_b = 0,217 \geq \omega = 0,27$$

No cumple. Por lo tanto, se armará doble la sección analizada.

Para que la sección resulte dúctil se adopta : $\omega = 0,18$ $\therefore \mu = 0,1448$ $j_u = 0,894$ según la Tabla 7.7.

$$\phi M_o = \mu f'_c b d^2 = 0,1448 \times 250 \times 30 \times 40^2 = 17.376 \text{ Kgm}$$

$$\therefore \phi \Delta M = 25.000 - 17.376 = 7.624 \text{ Kgm}$$

$$A_{s1} = \frac{\phi M_o}{\phi f_y j_u d} = \frac{1.737.600}{0,9 \times 4.200 \times 0,894 \times 40} = 12,85 \text{ cm}^2$$

Se adopta $d' = 5 \text{ cm}$

$$A_{s2} = \frac{\phi \Delta M}{\phi f_y (d - d')} = \frac{762.400}{0,9 \times 4.200 \times 35} = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 12,85 + 5,76 \text{ cm}^2 = 18,61 \text{ cm}^2$$

De la Tabla 7.3 se obtiene : $4 \phi 1'' : A_s = 20,28 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4.200} \times 30 \times 40 = 4 \text{ cm}^2$
Cumple

Según la ec. 7.28 :

$$k_u = \frac{\omega}{0,85 \beta_1} = \frac{0,18}{0,85^2} = 0,25$$

Resulta :

$$\left(\frac{d'}{d}\right)_{\text{real}} = \frac{5}{40} = 0,125 > \left(\frac{d'}{d}\right)_{\text{tabla}} = 0,0782 \quad (\text{de Tabla 7.10})$$

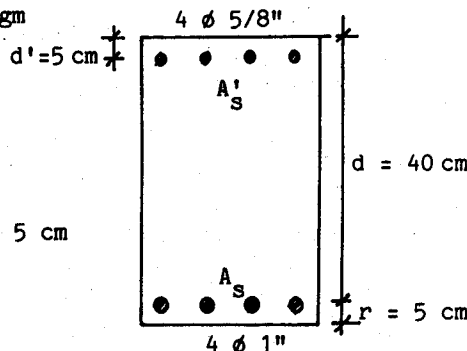
Por lo tanto,

$$f'_s = \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'}{k_u d}\right) E_s = 0,003 \times \left(1 - \frac{5}{0,25 \times 40}\right) \times 2,1 \times 10^6 = 3.150 \text{ Kg/cm}^2 < f_y$$

Correcto

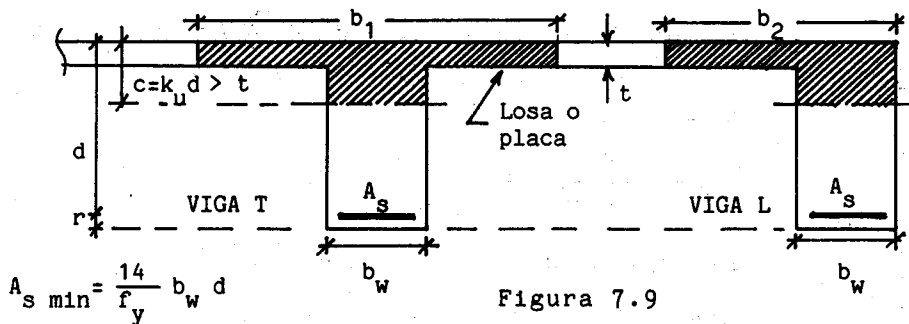
$$\therefore A'_s = \frac{\phi \Delta M}{\phi f'_s (d - d')} = \frac{762.400}{0,9 \times 3.150 \times 35} = 7,68 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}$$

Se elige : $4 \phi 5/8'' : A_s = 7,92 \text{ cm}^2$



Secciones T y L

Las secciones T o L son vigas con un ala en compresión de longitud b , que colabora para soportar los momentos flectores solicitantes. Ver figura 7.9.



En vigas T se elige como ancho de colaboración el menor de los b_1 :

$$b_1 \leq \begin{cases} \text{Luz de la viga} / 4 \\ 16 t + b_w \\ \text{Distancia entre centros de vigas adyacentes (la menor)} \end{cases}$$

En vigas T aisladas se debe cumplir :

$$\begin{cases} t \geq b_w / 2 \\ b \leq 4 b_w \end{cases}$$

En vigas L se elige como ancho de colaboración el menor de los b_2 :

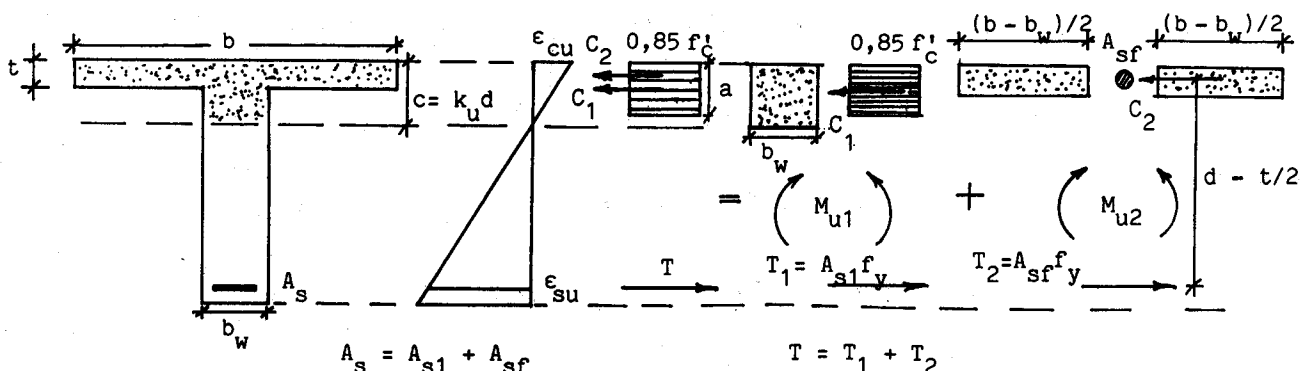
$$b_2 \leq \begin{cases} \text{Luz de la viga} / 12 + b_w \\ 6 t + b_w \\ \text{Mitad de la distancia entre centros de viga adyacente} \end{cases}$$

En las viga T se pueden presentar dos casos, en relación a la posición que ocupa el eje neutro :

- El eje neutro cae dentro del ala de la viga, es decir corta la losa o placa
- El eje neutro corta el nervio de la viga, en el ancho b_w

El caso a) corresponde a una viga rectangular de ancho b , donde se ha eliminado una parte del concreto de la zona traccionada. Como no se acepta la hipótesis del concreto trabajando a tracción, la viga - en este caso se analiza como de sección rectangular de ancho b , en la forma vista anteriormente.

El caso b) es el de una viga T, donde el ala se halla comprimida en su totalidad, y también una parte del nervio, por lo cual su resistencia es algo menor que si fuera rectangular de ancho b en toda la zona comprimida. A continuación se analizará este tipo de vigas.



La figura 7.10 muestra la forma de trabajo de una viga T. En este caso, el bloque rectangular de esfuerzos equivalentes presenta un ancho variable en su altura a , por lo cual la resultante de compresión C debe analizarse separadamente en sus dos componentes C_1 y C_2 .

$$C = C_1 + C_2 = 0,85 f'_c a b_w + 0,85 f'_c t (b - b_w) \quad (7.32)$$

C_1 es la resultante del bloque de esfuerzos correspondiente a la zona comprimida del alma de la viga de ancho b_w , y C_2 a las alas, a los lados del nervio.

C_1 está aplicada en la mitad de la altura $a = \beta_1 c$ y C_2 en la mitad del espesor t del ala. El área de acero en tracción necesaria para el equilibrio de la sección de concreto del nervio, de altura c , es A_{s1} y el acero para equilibrar la resultante de las alas, es A_{sf} .

$$A_{sf} = \frac{0,85 f'_c t (b - b_w)}{f_y} \quad (7.33)$$

A_{sf} se conoce como "Área de acero ficticia", estáticamente equivalente a la fuerza de compresión correspondiente a los salientes del ala. Esto se interpreta como si las alas a los lados del nervio equivalieran a una determinada área de acero a compresión, por lo cual las vigas T pueden analizarse como doblemente armadas. El área total de acero resulta:

$$A_s = A_{s1} + A_{sf} \quad (7.34)$$

Además, la fuerza de tracción en el acero vale:

$$T = T_1 + T_2 = (A_{s1} + A_{sf}) f_y \quad (7.35)$$

Las cuantías geométricas para el nervio y las alas se obtienen:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} \quad (7.36)$$

y la cuantía mecánica resulta:

$$\omega = (\rho_w - \rho_f) \frac{f}{f'_c} \quad (7.38)$$

Para hallar la profundidad del eje neutro se calculará:

$$k_u = \frac{\omega}{0,85 \beta_1}$$

El momento mayorado se obtiene:

$$M = \phi (M_{u1} + M_{u2}) \quad (7.39)$$

donde

$$M_{u1} = A_{s1} f_y j_u d \quad (7.40)$$

$$M_{u2} = A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) \quad (7.41)$$

EJEMPLO 7.5.-

Analice la sección T indicada, determinando el M_u correspondiente.

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

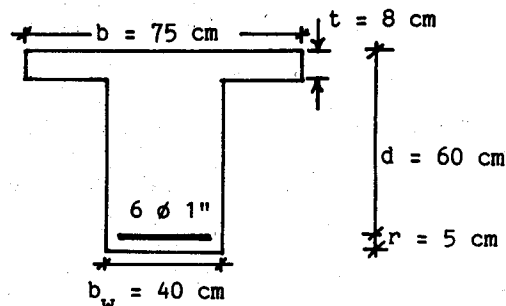
$$f_y = 4.000 "$$

$$\text{De Tabla 7.3 : } A_s = 30,42 \text{ cm}^2$$

Se determinará la profundidad del eje neutro.

$$\omega = \frac{A_s}{b d} \frac{f_y}{f'_c} = \frac{30,42 \times 4.000}{75 \times 60 \times 250} = 0,108$$

como una viga rectangular de ancho b .



De ec. 7.28 :

$$k_u = \frac{\omega}{0,85 \beta_1} = \frac{0,108}{0,85^2} = 0,15$$

$$\therefore c = k_u d = 0,15 \times 60 = 9 \text{ cm} > t = 8 \text{ cm} \quad \text{Es viga T}$$

$$A_{sf} = \frac{C_2}{f_y} = \frac{0,85 f'_c t (b - b_w)}{f_y} = \frac{0,85 \times 250 \times 8 \times 35}{4.000} = 14,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - A_{sf} = 30,42 - 14,87 = 15,55 \text{ cm}^2$$

Se verifica el valor de ω como viga rectangular de ancho b_w :

$$0,18 > \omega = \frac{A_{s1} f_y}{b_w d f'_c} = \frac{15,55 \times 4.000}{40 \times 60 \times 250} = 0,103 > \omega_{\min} = \frac{14}{f'_c} = \frac{14}{280} = 0,05$$

Cumple

De Tabla 7.7. para $\omega = 0,103$ se lee : $\mu = 0,0871$ $j_u = 0,939$

$$\therefore \phi M_{u1} = \mu f'_c b_w d^2 = 0,0871 \times 250 \times 40 \times 60^2 = 31,35 \text{ tm}$$

$$\phi M_{u2} = 0,9 A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) = 0,9 \times 14,87 \times 4.000 \times 56 = 30 \text{ tm}$$

$$M_u \phi (M_{u1} + M_{u2}) = 31,35 + 30 = 61,35 \text{ tm}$$

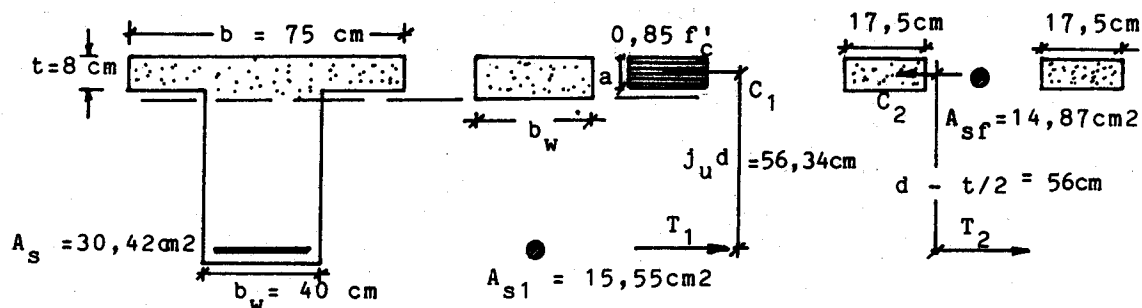
Debe observarse, sin embargo, que si esta viga se analiza como rectangular de ancho b se obtiene :

$$\text{Para } \omega = 0,108 \quad \mu = 0,091$$

Por lo tanto,

$$M_u = \mu f'_c b d^2 = 0,091 \times 250 \times 75 \times 60^2 = 61,42 \text{ tm}$$

El resultado es prácticamente coincidente con el anterior, si bien la ductilidad de la viga T es mayor.



EJEMPLO 7.6.-

Diseñe la viga indicada, para los siguientes datos :

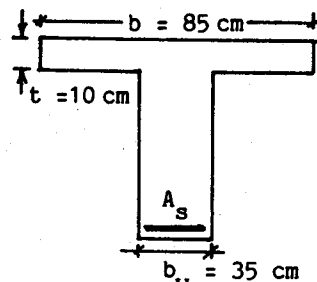
$$b = 85 \text{ cm} \quad b_w = 35 \text{ cm} \quad t = 10 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \quad M_u = 70 \text{ tm}$$

El problema se resuelve por tanteos, comenzando con :

$$\omega = 0,18$$

$$\text{De ecs. 7.11 y 7.19 : } 0,5 \omega_b = \rho_b \frac{f_y}{f'_c} = 0,5 \times 0,85^2 \times \frac{6.300}{6.300 + f_y} = 0,216$$

Por lo tanto, $\omega < 0,5 \omega_b$ Cumple

Además, $\omega > \omega_{\min} = \frac{14}{f'_c} = \frac{14}{280} = 0,05$ Cumple

De Tabla 7.7, para $\omega = 0,18$: $\mu = 0,1448$

Según la ec. 7.25 :

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b}} = \sqrt{\frac{7.000.000}{0,1448 \times 280 \times 85}} = 45 \text{ cm}$$

Se supone que las barras caben en una capa, por lo cual $h = d + r = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$

$$k_u = \frac{\omega}{0,85 \beta_1} = \frac{0,18}{0,85^2} = 0,25 \quad k_u d = 11,25 \text{ cm} > t$$

$\therefore$ es viga T

$$C_2 = 0,85 f'_c t (b - b_w) = 0,85 \times 280 \times 10 \times 50 = 119 \text{ t}$$

$$A_{sf} = \frac{C_2}{f_y} = \frac{119.000}{4.200} = 28,33 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_{u2} = 0,9 A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2}\right) = 0,9 \times 119.000 \times 40 = 42,84 \text{ tm}$$

$$\phi M_{u1} = M_u - \phi M_{u2} = 70 - 42,84 = 27,16 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{\phi M_{u1}}{f'_c b_w d^2} = \frac{2.716.000}{280 \times 35 \times 45^2} = 0,1368$$

$\therefore$ De Tabla 7.7 : $\omega = 0,169$ $j_u = 0,9$

$$A_{s1} = \frac{\phi M_{u1}}{\phi f_y j_u d} = \frac{2.716.000}{0,9 \times 4.200 \times 0,9 \times 45} = 17,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{sf} = 17,74 + 28,33 = 46,07 \text{ cm}^2$$

De la Tabla 7.2 se lee : 10 $\phi 1"$ pero en la Tabla 7.9 se verifica que el acero no cabe en una capa. Por lo tanto se adopta :

$$r = 7,5 \text{ cm} \quad d = 47,5 \text{ cm} \quad h = 55 \text{ cm}$$

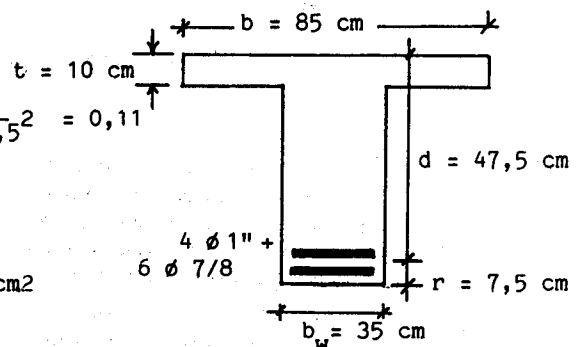
$$\phi M_{u2} = 0,9 \times 119.000 (47,5 - 5) = 45,52 \text{ tm}$$

$$\phi M_{u1} = 70 - 45,52 = 24,48 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{\phi M_{u1}}{f'_c b_w d^2} = \frac{2.448.000}{280 \times 35 \times 47,5^2} = 0,11$$

De Tabla 7.7 : $\omega = 0,133$ $j_u = 0,922$

$$A_{s1} = \frac{2.448.000}{0,9 \times 4.200 \times 0,922 \times 47,5} = 14,78 \text{ cm}^2$$



De Tabla 7.3 :
 $4 \phi 1" = 20,28$
 $6 \phi 7/8" = 23,22$
 $A_s = 43,5 \text{ cm}^2$

De ecs. 7.36 y 7.37 :

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{43,5}{35 \times 47,5} = 0,026$$

Para verificar la ductilidad de la viga T :

$$\omega = (\rho_w - \rho_f) \frac{f_y}{f'_c} = (0,026 - 0,017) \frac{4.200}{280} = 0,135$$

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} = \frac{28,33}{35 \times 47,5} = 0,017$$

Resulta : $\omega < 0,18$

Correcto

Armadura de paramento

Cuando la altura de una viga supera los 75 cm se debe colocar una armadura adicional de paramento A_{sp} igual por lo menos al 10% del área de la armadura de tracción A_s diseñada por flexión, la cual A_{sp} consistirá en barras de pequeño diámetro. Estas se distribuyen simétricamente junto a las caras laterales de la viga, en la zona traccionada por flexión, con una separación no mayor al ancho del alma ni superior a los 30 cm. Ver la figura 7.11.

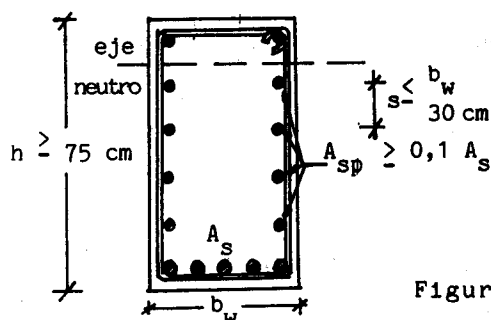


Figura 7.11

A la armadura de paramento se la conoce también por armadura longitudinal de piel, y cumple la función de evitar las fisuras que pueden aparecer por encima del recubrimiento del acero principal por tracción.

Este refuerzo adicional puede incluirse en los cálculos de la resistencia de la viga sólo cuando se realice un análisis de compatibilidad de deformaciones que permite determinar los esfuerzos en las barras o alambres individuales.

7.5.- RESISTENCIA A CORTE

Cuando un miembro estructural soporta momentos flectores variables a lo largo de su eje longitudinal, sus diferentes secciones sufren deslizamientos relativos. Para resistir estos deslizamientos se crean esfuerzos tangenciales de corte que transforman el estado monoaxial de esfuerzos en flexión por un estado biaxial o plano.

El efecto más importante en un miembro de concreto armado sometido a esfuerzos cortantes es la presencia de esfuerzos inclinados de tracción, con respecto al eje longitudinal del elemento, lo cuales pueden producir la falla prematura, con una carga inferior a la que origina la falla por flexión. Ver figura 7.12.

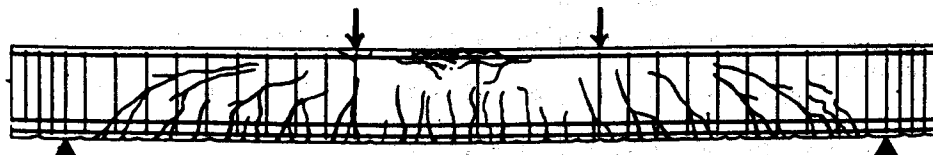


Figura 7.12 Fisuración por flexión y corte

Mientras que las grietas por tracción debidas a la flexión suelen ser verticales - los esfuerzos de tracción diagonal debidos al corte, producen grietas inclinadas perpendiculares a su dirección. Para controlar la formación de las grietas verticales, se coloca acero longitudinal y para evitar la formación de grietas diagonales por corte, se colocan barras de acero transversal, en forma de estribos, o barras inclinadas a 45°.

Los esfuerzos de corte son parcialmente resistidos por el concreto y por el acero transversal o diagonal. En miembros sometidos únicamente a flexión y corte, la resistencia nominal a corte del concreto es:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (7.42)$$

Sin embargo, en zona sísmica, se acepta: $V_c = 0$, transfiriendo todos los esfuerzos de corte al acero. La resistencia nominal del acero que resiste corte, a una distancia d de la cara del apoyo de la viga se obtiene:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (7.43)$$

A_v es el área de la sección transversal de la armadura de corte, en forma de estribos perpendiculares al eje del miembro, y s su separación.

La fuerza cortante total mayorada V_u debe cumplir :

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) = \phi V_n \quad \text{para } \phi = 0,85 \quad (7.44)$$

V_n es la resistencia nominal a corte de la sección de concreto con armadura transversal en forma de estribos. La resistencia cedente de diseño de la armadura de corte debe cumplir : $f_y \leq 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

Si resulta : $V_s > 2,1 \sqrt{f'_c} b_w d$ (7.45)

se excede el valor límite permitido para la resistencia a corte del acero, y la sección debe ser aumentada.

Entre las funciones básicas del acero transversal por corte de una viga flexada se - pueden enumerar :

- * Restringe el crecimiento de las grietas inclinadas, logrando mayor profundidad de la zona comprimida.
- * Mejora la capacidad de adherencia del acero longitudinal, evitando la falla por desgarramiento.
- * Aumenta la ductilidad del conjunto, y si los estribos son cerrados, confinan el - concreto evitando la rotura frágil.

Cuando se conoce la fuerza mayorada de corte V_u para una determinada sección de la viga que se analiza, se obtiene el valor del esfuerzo mayorado v_u :

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_w d} \quad (7.46)$$

En todos los casos debe cumplirse : $v_c \leq 0,53 \sqrt{f'_c}$ (7.47)

Además :

$$v_s = v_u - v_c \quad (7.48)$$

$$v_s \text{ min} = 3,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (7.49)$$

Las normas para separación de estribos en vigas exigen :

Si : $v_s < 1,06 \sqrt{f'_c}$ $s \leq \begin{cases} d/2 \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$ (7.50)

Si : $1,06 \sqrt{f'_c} \leq v_s \leq 2,1 \sqrt{f'_c}$ $s \leq \begin{cases} d/4 \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$ (7.51)

La condición dada en ec. 7.51 debe asimismo cumplirse en la longitud $4d$ medida desde la cara del apoyo. También, por construcción se exige :

$$s \geq 7 \text{ cm} \quad (7.52)$$

Por norma : $s \leq \frac{A_v f_y}{v_s b_w}$ (7.53)

$$A_v \geq \frac{3,5 b_w s}{f_y} \quad (7.54)$$

A_v se obtiene como suma de las áreas de todas las secciones transversales de las ramas que forman el estribo. En zona sísmica, se deben colocar estribos cerrados. Ver fig. 7.13.

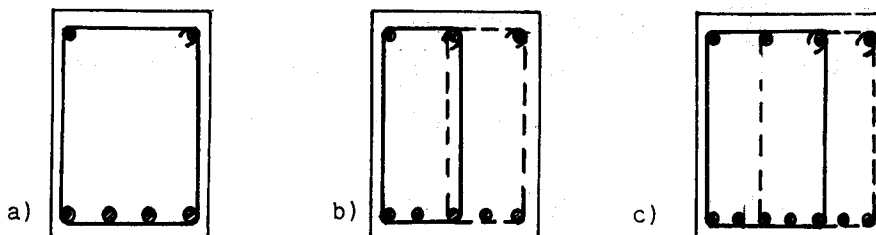
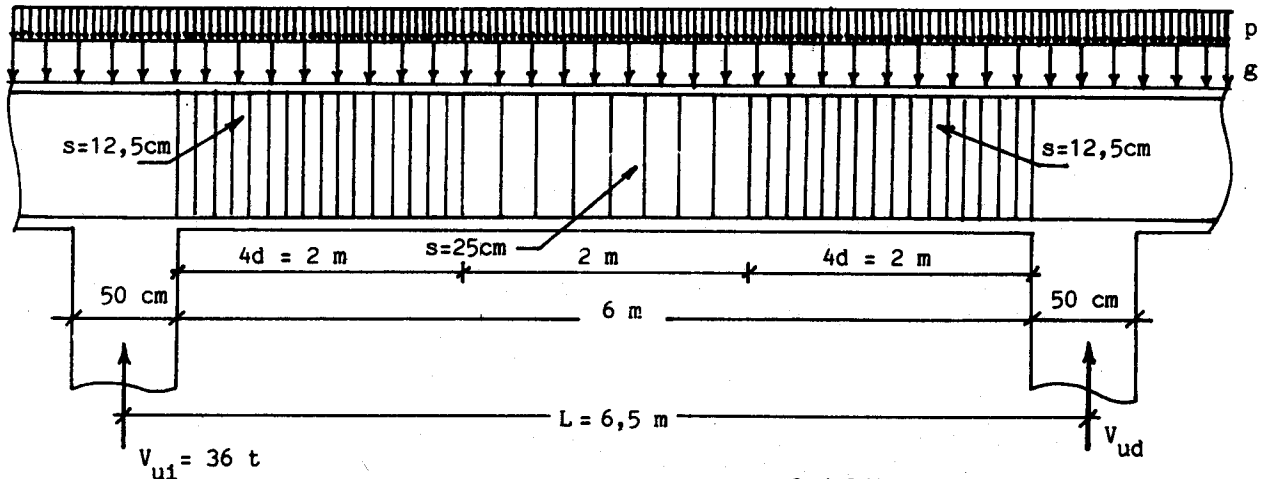


Figura 7.13

EJEMPLO 7.7.-

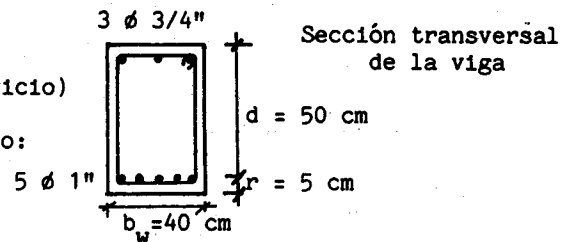
Diseñe la armadura transversal de la viga que se indica, con estribos cerrados de dos ramas en acero de $f_y = 2.800 \text{ Kg/cm}^2$ y $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$.



Datos : Carga muerta $g = 4 \text{ t/m}$
Carga viva $p = 3 \text{ "}$ (Cargas de servicio)

Reacción mayorada en el apoyo izquierdo:

$$V_{u1} = 36 \text{ t}$$



Cargas mayoradas :

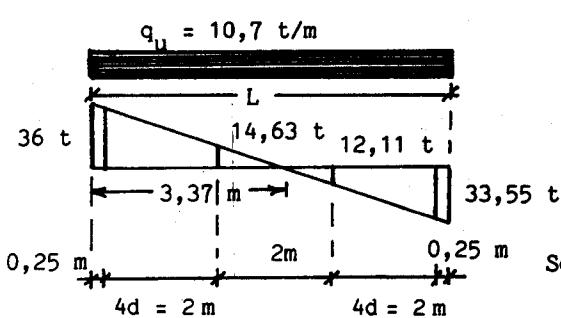
$$q_u = 1,4 g + 1,7 p = 5,6 + 5,1 = 10,7 \text{ t/m}$$

Reacción mayorada en el apoyo derecho : $V_{ud} = 10,7 \times 6,5 - 36 = 33,55 \text{ t}$

Los esfuerzos de corte resultan :

$$v_{u1} = \frac{V_{u1}}{\phi b_w d} = \frac{36.000}{0,85 \times 40 \times 50} = 21,18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{\phi b_w d} = \frac{33.550}{0,85 \times 40 \times 50} = 19,74 \text{ Kg/cm}^2$$



$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{s1} = 21,18 - 8,38 = 12,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{sd} = 19,74 - 8,38 = 11,36 \text{ " } > v_{s \text{ min}} = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_s < v_{s \text{ max}} = 2,1 \sqrt{f'_c} = 33,2 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple

Separación de estribos :

$$v_s < 1,06 \sqrt{f'_c} = 16,76 \quad \therefore \text{ se cumple la ec.7.50}$$

$$7 \text{ cm} \leq s \leq d/2 = 25 \text{ cm}$$

En longitud $4d$: $s = \frac{d}{4} = 12,5 \text{ cm}$

Se utilizarán estribos de $\phi 1/2 \text{ "}$: $A_v = 2 \times 1,27 = 2,54 \text{ cm}^2$

La separación de los estribos deberá además cumplir en la cara del apoyo :

$$s \leq \frac{A_v f_y}{v_s b_w} = \frac{2,54 \times 2.800}{12,8 \times 40} = 13,9 \text{ cm} > s = 12,5 \text{ cm} \leftarrow \text{Controla}$$

Verificación de la separación de los estribos en el centro de la viga, a distancia $4d$ de las caras - de los apoyos :

$$v_{u1} = \frac{14.630}{0,85 \times 40 \times 50} = 8,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$v_{s1} = 8,6 - 8,38 = 0,22 < v_{s \text{ min}} = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$ No cumple. Adoptar $v_{s \text{ min}}$, y colocar los estribos en el centro de la viga, en longitud 2m, con espaciamiento : $\frac{d}{2} = 25 \text{ cm}$.

7.6.- LONGITUD DE DESARROLLO Y EMPALMES DE ARMADURAS

La longitud de desarrollo l_d en cm, para las armaduras en tracción, resulta :
(barras o alambres estriados)

$$l_d = \eta l_{db} \geq 30 \text{ cm}$$

siendo l_{db} la longitud básica de desarrollo y η un factor de modificación. Los valores de l_{db} se obtienen :

$$\text{Para barras } \leq \phi 1 \frac{3}{8}'' : l_{db} = 0,06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \geq 0,006 d_b f_y$$

Los factores de modificación son :

Para las armaduras superiores (con 30 cm o más de concreto por debajo) $\eta = 1,4$

Para armaduras con $f_y > 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ $\eta = 2 - \frac{4.200}{f_y}$

La longitud básica de desarrollo l_{db} modificada por el factor η , puede multiplicarse por los siguientes factores de reducción ξ cuando :

a) la separación de las armaduras centro a centro sea $\geq 15 \text{ cm}$ y estén ubicadas a 8 cm o más desde la cara del miembro al borde de la barra, en la dirección de la separación :

$$\xi = 0,8$$

b) se colocan armaduras en exceso con relación a las necesarias según el análisis de los miembros a flexión.

$$\xi = \frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionando}}$$

c) las armaduras están encerradas por zunchos de diámetro $\geq 1/4''$ y con un paso $\leq 10 \text{ cm}$

$$\xi = 0,75$$

La longitud de desarrollo l_d en cm, para las armaduras a compresión, resulta :
(barras o alambres estriados)

$$l_d = \xi l_{db} \geq 20 \text{ cm}$$

En este caso,

$$l_{db} = 0,08 d_b f_y \sqrt{f'_c} \geq 0,004 d_b f_y$$

Los valores de ξ para las barras comprimidas corresponden a los mismos casos b) y c) para las barras traccionadas. A_b es el área de la sección transversal de una barra, y d_b su diámetro.

Las longitudes de desarrollo de las barras individuales de un grupo, sometidas a tracción o compresión, serán la de la barra individual, incrementada en un 20% para grupos de tres barras, y en un 33% para grupos de cuatro barras.

En miembros sometidos a flexión, las barras traccionadas deben doblarse a través del alma a fin de anclarlas o hacerlas continuas en la zona comprimida. En estos casos, las secciones críticas para el desarrollo de las armaduras corresponden a los puntos de esfuerzo máximo.

Las armaduras se prolongarán más allá de la sección en la cual ya no se requieren para resistir flexión, una distancia igual a la altura útil del miembro o $12 d_b$, la que sea mayor, excepto en los extremos simplemente apoyados y en el extremo libre de voladizos.

Las armaduras que se continúan tendrán una prolongación no menor a la longitud de desarrollo l_d más allá de la sección donde se doblan o interrumpen las armaduras en tracción que no se requieran más para resistir la flexión.

La longitud de desarrollo de las armaduras para momentos positivos exige que al menos una tercera parte de esta armadura se prolongará hasta los apoyos si estos son exteriores y una cuarta parte si son interiores, y deben penetrar en el apoyo al menos 15 cm.

Las armaduras destinadas a resistir momentos negativos se prolongarán dentro del tramo según lo dispuesto para los miembros sometidos a flexión. Al menos 1/3 del total de las armaduras en tracción colocadas para resistir momentos negativos en un apoyo, se prolongarán más allá del punto de inflexión una distancia no menor que la altura útil del miembro, $12 d_b$ o 1/16 de la luz libre, la que sea mayor.

En lo referente a empalmes por solape, éstos no se usarán en barras de diámetro $\geq 1 \frac{3}{8}$ ", las cuales se empalmarán mediante soldadura o conexiones mecánicas.

Los empalmes por solape de un grupo de barras se basarán en las longitudes de solape exigidas para las barras individuales, incrementándolas en un 20% para los grupos de 3 barras y en un 33% para los de 4 barras. En ninguna sección podrá haber más de un empalme por solape de barras individuales.

La longitud mínima de solape para barras y alambres estriados sometidos a tracción será la que se requiere para los empalmes Clase A, B o C definidos en la Tabla 7.11, pero no menor a 30 cm.

Empalme Clase A	l_d
Empalme Clase B	$1,3 l_d$
Empalme Clase C	$1,7 l_d$

siendo l_d la longitud de desarrollo en tracción

T A B L A 7.11

TIPOS DE EMPALMES POR SOLAPE SOMETIDOS A TRACCION

$\frac{A_s \text{ proporcionado}}{A_s \text{ requerido}}$	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de solape requerida		
	50%	75%	100%
≥ 2	Clase A	Clase A	Clase B
< 2	Clase B	Clase C	Clase C

Los empalmes se escalonarán al menos cada 60 cm. Los empalmes de las barras de un tensor se deben realizar mediante soldadura o conexiones mecánicas, escalonando los empalmes entre barras adyacentes - 75 cm como mínimo.

La longitud mínima para los empalmes por solape sometidos a compresión, será la longitud de desarrollo a compresión l_d especificada precedentemente, la cual deberá cumplir además :

$$l_d \geq 0,007 f_y d_b \quad \text{para } f_y < 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_d \geq (0,013 f_y - 24) d_b \quad \text{para } f_y > 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_d \geq 30 \text{ cm}$$

* Ref 1. Tabla 12.14.

Para $f' < 210 \text{ Kg/cm}^2$, la longitud de solape se debe incrementar en $1/3$. Existen además requisitos especiales para columnas, donde pueden utilizarse los siguientes tipos de emplames: solapes, soldaduras a tope, conexiones mecánicas o uniones por contacto en los extremos, para esfuerzos en las barras variables de f_y en compresión a $f_y/2$ en tracción o menos, para las diversas combinaciones de cargas mayoradas. Pero si los esfuerzos superan a $f_y/2$ en tracción, solamente se diseñarán empalmes por solape para resistir el f_y en tracción o empalmes totales, soldados o mediante conexiones mecánicas.

Para facilitar la aplicación de las normas relativas a la longitud de desarrollo de las barras de refuerzo de los miembros flexados, se dan las siguientes simplificaciones.

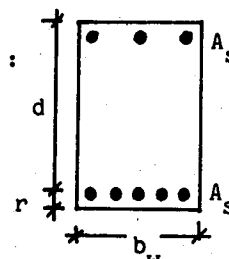
Reglas prácticas para las longitudes de desarrollo de las armaduras

- 1º) En todas las secciones de una viga, el acero debe cumplir la condición:

$$A_s \geq A_{s \text{ min}}$$

$$A'_s \geq A_{s \text{ min}}$$

siendo $A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b_w d$



Armadura para momento positivo

- 2º) El acero mínimo por momento negativo cumplirá:

$$\geq A_s^- / 3$$

siendo A_s^- el acero que resiste el momento negativo en el apoyo.

- 3º) Solapar el acero mínimo por momento negativo en la mitad de la luz (Punto B de figura 7.14). Se cumple así la condición de que una cantidad de acero:

$\geq A_s^- / 4$ sea continua en la parte superior de la viga

$\geq A_s^- / 3$ se prolongue más allá del punto de inflexión C en la parte superior de la viga, una longitud a :

$$a \geq \begin{cases} d \\ 12 d_b \\ \text{luz libre} / 16 \\ l_d \end{cases}$$

d_b es el diámetro de la barra y l_d la longitud de desarrollo definida en la Sección 7.6.

- 4º) No anclar ninguna barra en zona de tracción. No anclar el acero por momento negativo en el apoyo.
- 5º) No cortar en la misma sección más de $1/3$ de la totalidad de las barras. Distanciar los cortes 60 cm. entre sí.
- 6º) En los apoyos, el acero por momento positivo será $\geq$ al 50% del acero negativo en el apoyo y deberá prolongarse una distancia a' :

$$a' \geq l_d + d$$

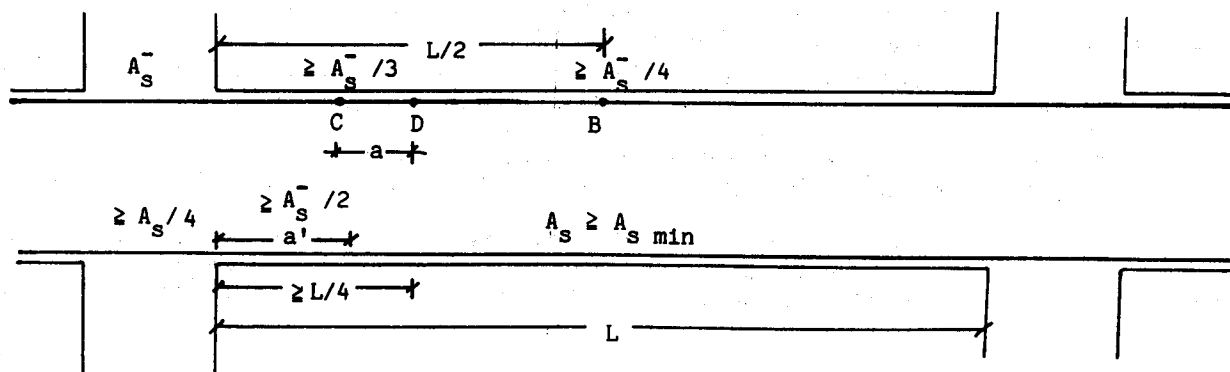


Figura 7.14

7.7.- DISTRIBUCION DEL REFUERZO EN LOSAS MACIZAS

En las losas macizas de espesor uniforme, el área mínima y la separación máxima de las armaduras principales serán las que se requieran por retracción y temperatura.

Para contrarrestar los esfuerzos de retracción y temperatura en losas estructurales armadas en una sola dirección, se proporcionará una armadura de repartición perpendicular a la principal, con una separación que no excederá de 35 cm ni cinco veces el espesor de la losa. La relación del área de la armadura de retracción y temperatura respecto del área de la sección total de concreto no será menor a los siguientes valores :

a) En losas donde se emplean barras estriadas de Grado 28 o 35	0,002
b) En losas donde se emplean barras estriadas o malla de alambre soldada (lisa o estriadas) Grado 42	0,0018
c) En losas con acero de $f_y > 4.200 \text{ Kg/cm}^2$	$\frac{0,0018 \times 4.200}{f_y}$

pero en ningún caso será menor a 0,0014.

El área de las armaduras en cada dirección de las placas o losas armadas en dos direcciones, se calculará considerando los momentos mayorados en las secciones críticas, pero no será menor que el acero exigido por retracción y temperatura.

La distancia centro a centro entre barras en las secciones críticas no será mayor que dos veces el espesor de la placa excepto en las nervadas o reticulares. Las armaduras para los momentos positivos perpendiculares a un borde discontinuo se prolongarán hasta el extremo de la placa y se anclarán mediante ganchos o prolongaciones rectas de 15 cm como mínimo dentro de una viga de borde, columna o muro.

Las armaduras para momentos negativos perpendiculares a un borde discontinuo deberán doblarse, terminarse en gancho o anclarse de alguna otra forma, en una viga de borde, muro o columna, de modo que las armaduras puedan alcanzar su resistencia cedente en la cara del apoyo.

Cuando el borde discontinuo de una placa no esté soportado por vigas de borde ni muros, o cuando la placa tenga un voladizo más allá del eje del apoyo, las armaduras pueden anclarse en la placa.

7.8.- DIAGRAMAS ENVOLVENTES DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS DE CORTE

En el diseño de viga o losas continuas sobre varios apoyos, en lugar de los métodos exactos de análisis de pórticos, se pueden aplicar los valores aproximados de momentos flectores y fuerzas cortantes que se detallan en la Tabla 7.12 y la figura 7.15 si se cumplen las siguientes condiciones :

- El número de tramos es dos o más
- Las luces son aproximadamente iguales, sin que la luz mayor de dos tramos adyacentes exceda en más de un 20% a la menor.
- Las cargas deben ser uniformemente distribuidas
- El valor de la carga viva no debe exceder de tres veces el de la carga muerta.
- Los miembros son prismáticos
- Las cargas en los diferentes tramos son iguales entre si o no difieren en más del 20% en tramos adyacentes.

En todos los casos, W_u corresponde al valor de la carga mayorada por unidad de longitud en vigas o por área unitaria en placas o losas.

Las envolventes dan los valores máximos obtenidos según una adecuada aplicación de las sobrecargas en los diferentes tramos. En todos los casos, l_n representa :

- * La luz libre para momentos positivos o fuerzas de corte
- * La luz promedio de las luces libres adyacentes para momentos negativos

El diagrama envolvente de las fuerzas de corte se puede hallar también superponiendo los cortes resultantes de las cargas aplicadas en cada tramo, y los obtenidos de los momentos de continuidad dados por los momentos negativos en los apoyos, como se aclara en el ejemplo que se da a continuación.

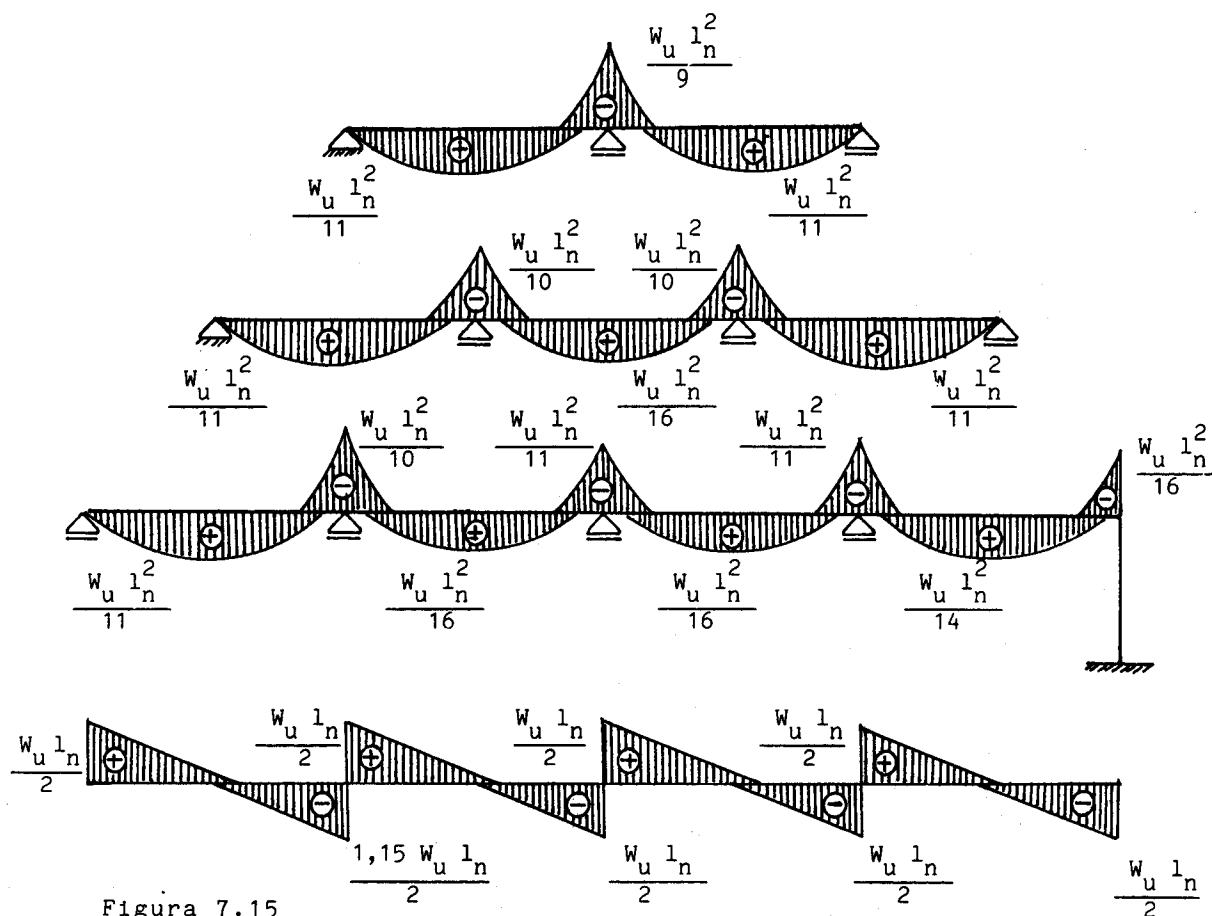


Figura 7.15

T A B L A 7.12

*

MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS DE CORTE APROXIMADOS PARA VIGAS Y LOSAS CONTINUAS

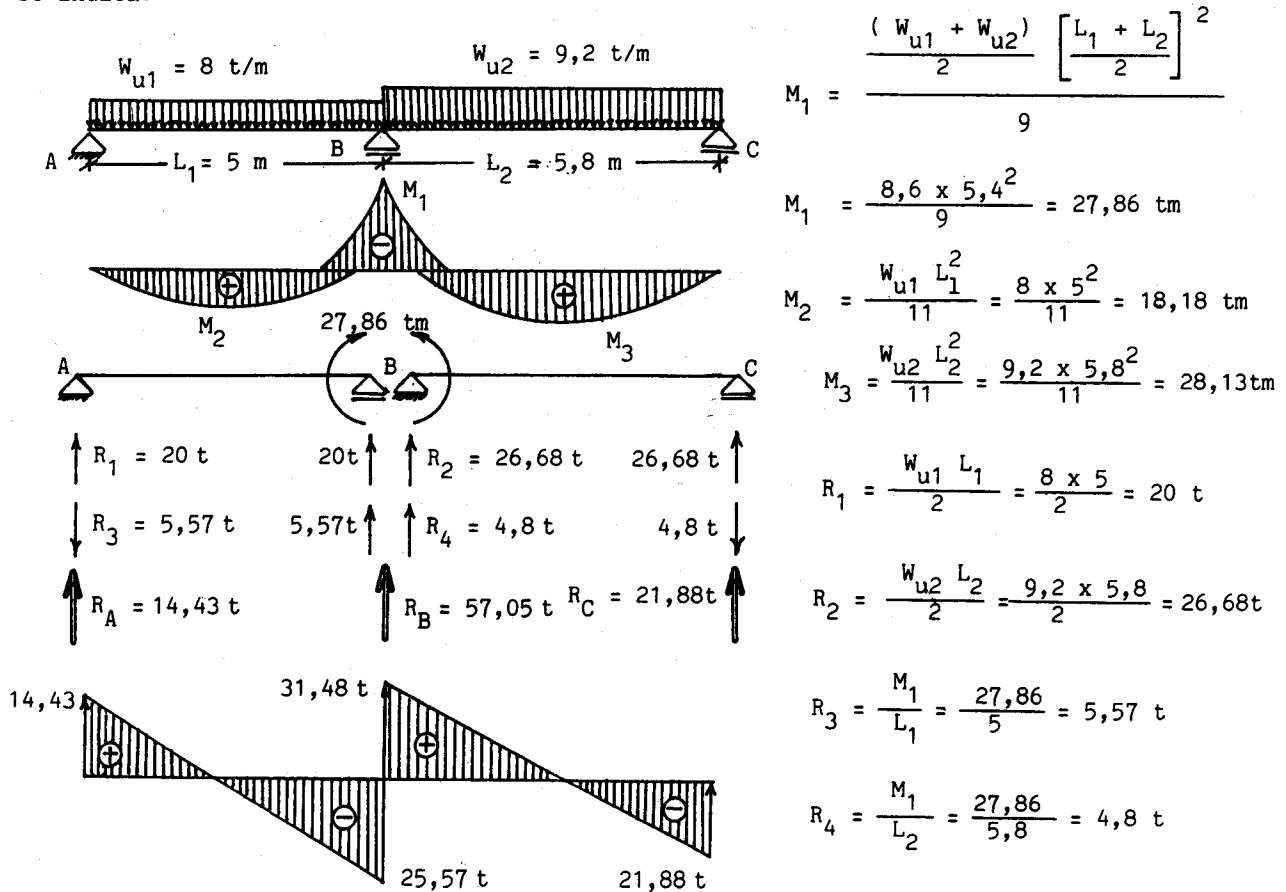
Momento positivo	
Apoyo exterior articulado o empotrado en vigas perimetrales	$\frac{W_u l_n^2}{11}$
Apoyo exterior mediante empotramiento en columna	$\frac{W_u l_n^2}{14}$
Tramos interiores	$\frac{W_u l_n^2}{16}$
Momento negativo	
En la cara exterior del primer apoyo interior	$\frac{W_u l_n^2}{9}$
Dos tramos	$\frac{W_u l_n^2}{10}$
Más de dos tramos	$\frac{W_u l_n^2}{11}$
En las demás caras de apoyos interiores	$\frac{W_u l_n^2}{12}$
En las caras de los apoyos para losas con luces $\leq 3m$ y vigas cuya rigidez sea $< 1/8$ de la suma de las rigideces de las columnas en cada extremo del tramo	$\frac{W_u l_n^2}{24}$
En las caras interiores de los apoyos extremos para miembros contruidos monolíticamente con los apoyos.	
Cuando el apoyo es viga perimetral	$\frac{W_u l_n^2}{24}$

* Ref. 1.- Parte 4. Fig. C-8.3.3

(cont.)	Quando el apoyo es una columna	$\frac{W_u l_n^2}{16}$
Fuerza cortante		
En miembros extremos en la cara del primer apoyo interior		$\frac{1,15 W_u l_n^2}{2}$
En las caras de todos los demás apoyos		$\frac{W_u l_n}{2}$

EJEMPLO 7.8

Hallar la envolvente de momentos y el diagrama de corte correspondiente, para la viga continua que se indica.



Para hallar el diagrama de corte en la viga hiperestáticamente sustentada, se dividen los tramos suponiéndolos simplemente apoyados en los extremos.

Las reacciones R_1 y R_2 corresponden a las reacciones isostáticas de las cargas W_{u1} y W_{u2} aplicadas en cada tramo.

Las reacciones R_3 y R_4 son debidas a la continuidad de la viga. Las reacciones finales se obtienen de sumar las reacciones isostáticas e hiperestáticas en cada apoyo.

$$R_A = R_1 - R_3 = 14,43 \text{ t}$$

$$R_B = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 = 57,05 \text{ t}$$

$$R_C = R_2 - R_4 = 21,88 \text{ t}$$

Con estos valores se traza el diagrama de corte correspondiente a los dos tramos de la viga.

7.9.- VIGAS-PARED

Se designan vigas-pared o vigas-diafragma a los miembros cargados en compresión en el borde opuesto a los apoyos, que cumplen la relación :

$$\frac{\text{Luz libre}}{\text{Altura}} = \frac{L_n}{d} < 5$$

La resistencia al corte de las vigas-pared (Ver Sección 7.5) debe cumplir :

$$\text{Si } \frac{L_n}{d} < 2 \quad v_n \leq 2,1 \sqrt{f'_c} b d \quad (7.55)$$

$$\text{Si } 2 \leq \frac{L_n}{d} < 5 \quad v_n = 0,18 \left(10 + \frac{L_n}{d}\right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (7.56)$$

La sección crítica para corte medida desde la cara del apoyo se tomará a una distancia de $0,15 L_n$ para vigas uniformemente cargadas y de $0,5 a$ para vigas con cargas concentradas, pero en ningún caso mayor que d .

a es la luz de corte, o distancia entre la carga concentrada y la cara del apoyo. La resistencia al corte simple asignada al concreto será la indicada en la ec. 7.42.

Como la inclinación de las fisuras diagonales debidas al corte, en las vigas-pared puede ser mayor a 45° , se deben colocar tanto armaduras de corte verticales como horizontales. o barras inclinadas, como muestra la figura 7.16.

El área de las armaduras verticales de corte $A_v \geq 0,0015 b s$ para $s \leq \begin{cases} d/5 \\ 35 \text{ cm} \end{cases}$

Las armaduras de corte horizontales, paralelas a las de flexión en tracción, se designan por A_{vh} y deben cumplir :

El área de las armaduras horizontales de corte $A_{vh} \geq 0,0025 b s_2$, para $s_2 \leq \begin{cases} d/3 \\ 35 \text{ cm} \end{cases}$

Las armaduras de corte verticales u horizontales que se requieran en la sección crítica, se utilizarán a lo largo de toda la luz de la viga.

Las armaduras longitudinales de tracción por flexión, en las vigas-pared, deben prolongarse hasta el apoyo y anclarse adecuadamente respetando las longitudes de desarrollo exigidas en la Sección 7.6.

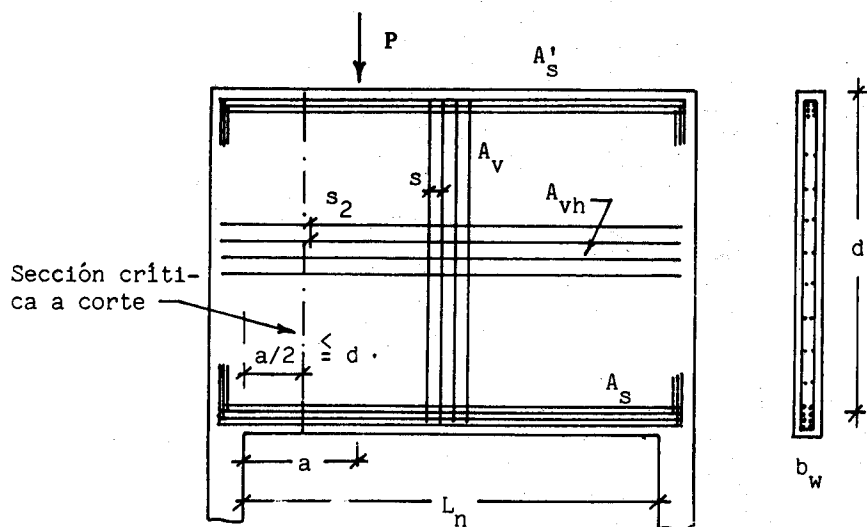


Figura 7.16 Vigas-pared

Numerosas experiencias realizadas con vigas-pared han demostrado que a medida que la relación luz/altura disminuye, su resistencia al corte aumenta por encima de las fuerzas cortantes que producen las fisuras diagonales en las vigas comunes de concreto armado. Por lo tanto, el valor de V_c dado en la ec. 7.16, puede ser incrementado según se especifica en la Sección 11.7 de Ref. 1.

7.10.- MIEMBROS EN COMPRESION

Los miembros estructurales sometidos a compresión simple son los que soportan cargas axiales de compresión aplicadas en el baricentro de su sección transversal. En la práctica, no es común que un miembro soporte compresión pura, y en el diseño se exige una excentricidad mínima del 10% del lado de la sección.

El agotamiento resistente de un elemento de concreto sometido a compresión simple, para el cual su esbeltez no afecta la capacidad portante, se alcanza con las siguientes cargas mayores:

$$\text{En miembros sin armar : } P_u = \phi A_g 0,85 f'_c \quad \text{para } \phi = 0,65 \quad (7.57)$$

$$\text{En columnas ligadas y zunchadas : } P_u = \phi (A_c 0,85 f'_c + A_s f_y) \quad (7.58)$$

$$\text{para } \begin{cases} \phi = 0,7 & \text{en columnas ligadas} \\ \phi = 0,75 & \text{en zunchadas} \end{cases}$$

A_g es el área total o área gruesa de la sección transversal.

A_c es el área del concreto, y A_s el área de las barras de acero longitudinal de las columnas :

$$A_g = A_c + A_s \quad (7.59)$$

$$\text{Se debe cumplir : } 0,01 A_g \leq A_s \leq 0,08 A_g \quad (7.60)$$

En zona sísmica, se recomienda un A_s máximo :

$$A_s \leq 0,06 A_g \quad (7.61)$$

para asegurar la ductilidad del miembro.

El número mínimo de barras longitudinales es de 4 en columnas rectangulares y de 6 en circulares. Ver la figura 7.17. El lado mínimo de las columnas rectangulares es de 20 cm con un área mínima de 600 cm². En circulares, el radio mínimo es de 25 cm, y en cuadradas, el lado mínimo es de 25 cm. Si por razones arquitectónicas se construye una columna con una sección transversal mayor a la necesaria, se acepta :

$$A_s = 0,01 A_g \text{ necesario}$$

siempre que resulte :

$$A_s \geq 0,005 A_g \text{ adoptado}$$

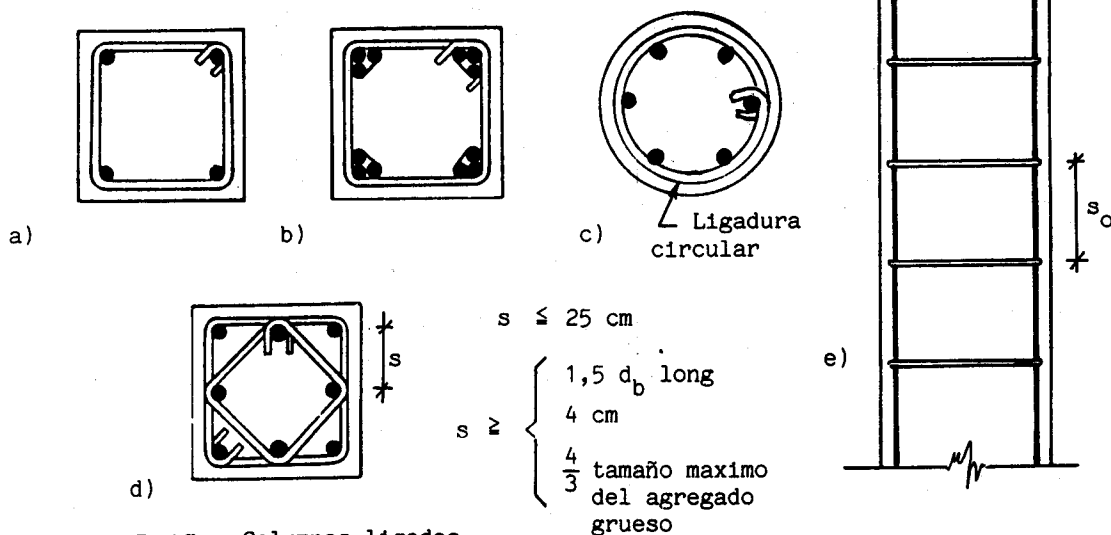


Figura 7.17 Columnas ligadas

Los diámetros de las barras longitudinales varían entre $\phi 1/2"$ y $2"$, pudiéndose agrupar o agavillar hasta 3 barras, fuertemente amarradas a la esquina de la ligadura que la circunda, como muestra la figura 7.17 b). La separación libre s entre barras longitudinales, deberá cumplir las condiciones enumeradas en la figura 7.17. Toda columna debe llevar acero transversal en forma de ligaduras o zunchos.

En el caso de las columnas ligadas, las ligaduras de $\phi 1/4"$ pueden ser lisas, pero las de diámetro mayor deben ser estriadas. El diámetro de las ligaduras depende del de las barras longitudinales de la columna, según se indica en la Tabla 7.13.

T A B L A 7.13

LIGADURAS EN COLUMNAS

barras longitudinales	ligaduras
$\phi \leq 1/2"$	$\phi 1/4"$
$1/2" < \phi \leq 1 3/8"$	$\phi 3/8"$
$\phi > 1 3/8"$	$\phi 1/2"$

La separación s_o entre ligaduras debe cumplir : (Ver fig. 7.17 e)

$$s_o \leq \begin{cases} 16 d_b \text{ del acero longitudinal} \\ 48 d_b \text{ del acero de las ligaduras} \\ \text{la menor dimensión de la sección de la columna} \end{cases}$$

Entre las funciones que cumplen las ligaduras se pueden citar :

- * Confinan el concreto, otorgándole mayor ductilidad
- * Mantienen el acero longitudinal en su posición, al vaciar el concreto
- * Evitan el pandeo de las barras de acero longitudinal
- * Hacen trabajar el concreto comprimido en forma de cubos, en lugar de prismas esbeltos

Las ligaduras se deben disponer de tal forma que cada barra longitudinal alternada y cada barra esquinera tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de una ligadura que tenga un ángulo interno no mayor de 135° . Ninguna barra sin soporte lateral estará separada de la barra soportada lateralmente más de 15 cm medidos sobre la ligadura. Ver figura 7.18 a) y b).

En columnas donde la geometría de la sección dificulte el arriostramiento de las barras con ligaduras cerradas, se permite el uso de ligaduras de una rama para el soporte lateral de barras opuestas, como se muestra en la figura 7.18 d).

Para incrementar la ductilidad de las columnas ligadas, la separación s_o de las ligaduras se reduce a la mitad del valor de diseño, en una altura H_o en ambos extremos de la columna. Ver figura 7.18 e).

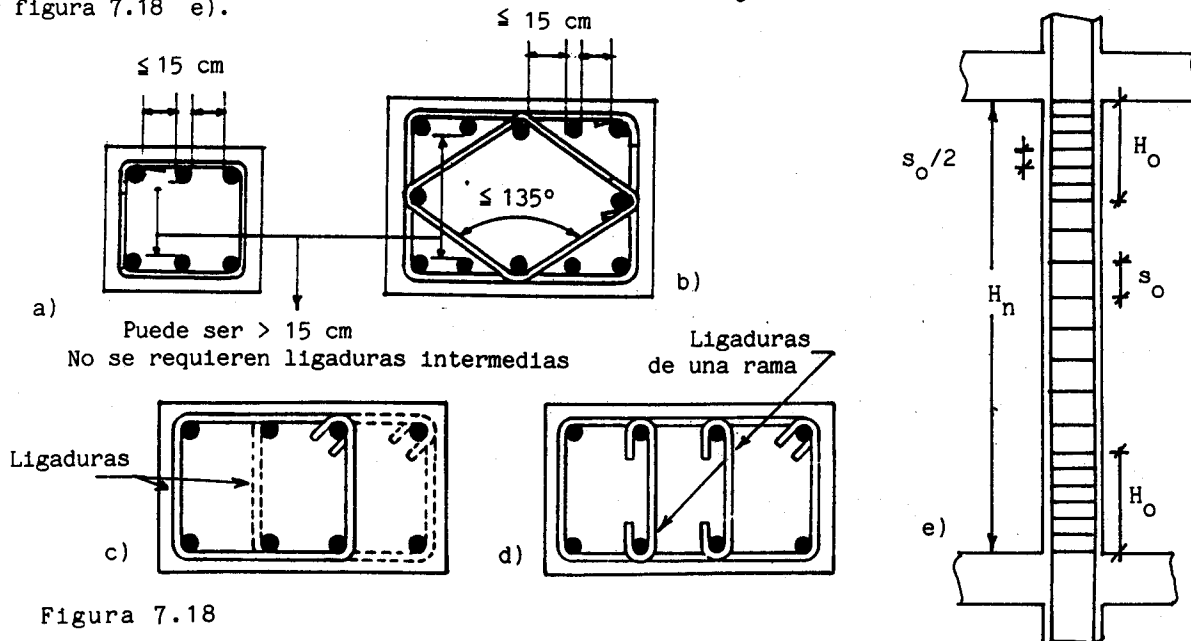


Figura 7.18

La longitud de confinamiento H_0 se tomará como la mayor dimensión entre los siguientes valores :

$$H_0 \geq \begin{cases} H_n/6 \\ 45 \text{ cm} \\ \text{la mayor dimensión de la sección de la columna} \end{cases}$$

siendo H_n la luz libre de la columna.

Las columnas zunchadas son las que tienen una armadura transversal de acero en forma de hélice, rodeando las barras longitudinales. Esta hélice o zuncho aumenta la resistencia a la compresión de la pieza y evita las dilataciones transversales debidas al efecto de Poisson, pues confina el concreto del núcleo. La figura 7.19 muestra una columna zunchada. El porcentaje del refuerzo del zuncho debe cumplir :

$$\rho' = \frac{4}{D_n} \frac{A_z}{s} \geq 0,45 \left(\frac{A_g}{A_n} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (7.62)$$

A_g es el área total de la sección, o área gruesa y A_n el área del núcleo, de diámetro D_n .
 A_z es el área de la sección transversal del acero del zuncho.

La separación de la hélice o paso del zuncho debe ser uniforme en toda la altura del miembro y debe cumplir :

$$s \leq D_n/6 \quad 3 \text{ cm} \leq s \leq 8 \text{ cm}$$

El diámetro mínimo de las barras del zuncho es $\phi 3/8"$.

El anclaje del refuerzo helicoidal consistirá en una vuelta y media adicional de la hélice en cada extremo.

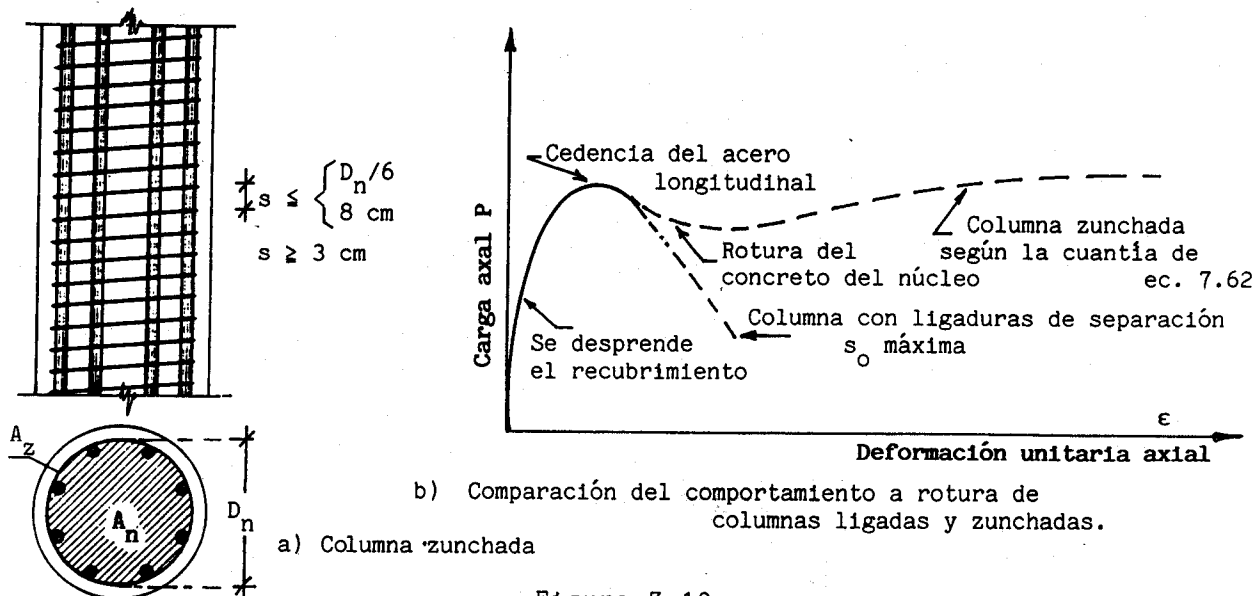


Figura 7.19

En toda la longitud de anclaje, además, es conveniente atar las barras con alambres o ahogar los extremos en el concreto del núcleo. La resistencia cedente del acero del zuncho no excederá :

$$f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

Las uniones en las barras o alambres de las hélices serán empalmes por solape de $48 d_b$ pero no menos de 30 cm o mediante uniones soldadas (Ver Ref. 4). En columnas con capiteles, la hélice debe extenderse hasta un nivel para el cual el diámetro del capitel sea el doble del ancho de la columna.

El refuerzo helicoidal deberá prolongarse desde el tope de la zapata o losa hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo del miembro que se apoya sobre la columna.

Según muestra la figura 7.19 b), las columnas zunchadas son más dúctiles que las ligadas. La resistencia última de una columna zunchada se alcanza cuando cede el zuncho en tracción, luego que el concreto rompe por compresión, con grandes deformaciones radiales dentro del núcleo, que hacen saltar el recubrimiento.

Sin embargo, en forma conservadora, se asume que la resistencia última de una columna zunchada es la indicada en la ec. 7.58, con un $\phi = 0,75$, prescindiendo de la resistencia adicional del zuncho.

De esta manera, la energía potencial de deformación del zuncho resulta una reserva de resistencia del miembro comprimido, que le otorga ductilidad frente a cargas exteriores no previstas.

EJEMPLO 7.9

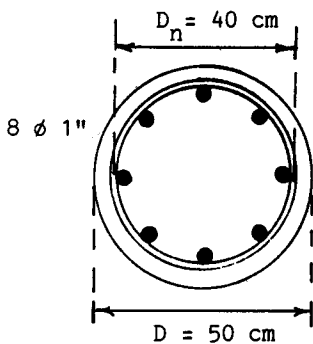
Determinar la resistencia última de la columna indicada, sin tomar en cuenta el efecto de esbeltez. considerándola :

- Columna ligada
- Columna zunchada

para : $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4.200 "$

Las ligaduras y los zunchos son de $\phi 3/8"$, y $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$
 El acero longitudinal es : $8 \phi 1"$.

De Tabla 7.3 :



$$A_g = r^2 \pi = 25^2 \pi = 1.963,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 40,56 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = 0,02$$

$$A_n = r_n^2 \pi = 20^2 \pi = 1.256 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_g - A_s = 1.923 \text{ cm}^2$$

De ec. 7.58 :

$$P_u = \phi (0,85 f'_c A_c + A_s f_y) = \phi (0,85 \times 280 \times 1.923 + 40,56 \times 4.200)$$

$$\therefore P_u = \phi 628 \text{ t}$$

En columnas ligadas : $\phi = 0,7$

$$P_u = 0,7 \times 628 = 439,6 \text{ t}$$

En columnas zunchadas : $\phi = 0,75$

$$P_u = 0,75 \times 628 = 471 \text{ t}$$

Diseño de ligaduras

para $\phi 3/8"$: $d_b = 0,95 \text{ cm}$

$$A_s = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$Q = 0,55 \text{ Kg/m}$$

Separación vertical de las ligaduras : (Ver figura 7.17 e)

$$s \leq \begin{cases} 16 d_b \text{ del acero longitudinal} = 16 \times 2,54 = 40,64 \text{ cm} \\ 48 d_b \text{ del acero de las ligaduras} = 48 \times 0,95 = 45,6 \text{ cm} \\ \text{la menor dimensión de la columna} = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Las ligaduras se colocarán cada 40 cm. En los extremos la separación será de 20 cm en altura H_o .

Diseño del zuncho

De ec. 7.62 :

$$\rho' = \frac{4}{D_n} \frac{A_z}{s} = \frac{4 \times 0,71}{40 \times 4} = 1,77\% > 0,45 \left(\frac{A_g}{A_n} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0,45 \times 0,563 \frac{280}{4.200} = 1,69\%$$

Cumple

La columna ligada necesita 0,68 Kg de acero en las ligaduras, por metro de columna, mientras que la zunchada lleva 5,5 Kg por metro de columna, en el zuncho.

EJEMPLO 7.10.-

Diseñe la columna ligada cuadrada, cuya esbeltez no afecta la resistencia, que soporta las siguientes cargas de servicio :

$$CP = 130 \text{ t}$$

$$CV = 120 \text{ t}$$

$$\text{para } \rho = 1,5 \%$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 3.500 \text{ "}$$

$$P_u = 1,4 CP + 1,7 CV = 1,4 \times 130 + 1,7 \times 120 = 386 \text{ t}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = 0,015 \quad \text{De ec. 7.58 :}$$

$$P_u = \phi (A_c 0,85 f'_c + A_s f_y) \quad \text{para } \phi = 0,7$$

$$P_u = \phi A_g [0,85 \times 280 (1 - 0,015) + 0,015 \times 3.500] = 200 A_g$$

$$\therefore A_g = \frac{386.000}{200} = 1.930 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{1.930} = 43,9 \text{ cm} \quad \text{Se adopta } b = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Resulta : } A_g = 45^2 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,015 \times 2025 = 30,37 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ } \phi 7/8"$$

$$A_s = 30,95 \text{ cm}^2$$

Según Tabla 7. 13, para las barras longitudinales $\phi 7/8"$ se usan ligaduras $\phi 3/8"$.

$$\text{Para } \phi 7/8" : d_b = 2,22 \text{ cm}$$

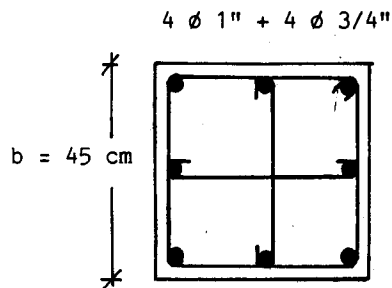
$$\text{Para } \phi 3/8" : d_b = 0,95 \text{ cm}$$

La separación entre ligaduras cumplirá :

$$s_o \leq \begin{cases} 16 d_b \text{ acero long} = 16 \times 2,22 = 35,5 \text{ cm} & (\text{Controla}) \\ 48 d_b \text{ acero lig} = 48 \times 0,95 = 45,6 \text{ cm} \\ \text{lado de la sección de la columna} = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

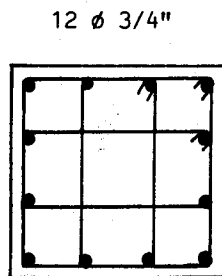
Se colocarán ligaduras de $\phi 3/8"$ cada 35 cm. Las barras longitudinales distan 17,5, por lo cual se deben disponer además ligaduras diagonales, como las que muestra la figura.

Otras posibilidades de armar la columna, para el A_s necesario de 30,37 cm², se indican a continuación.



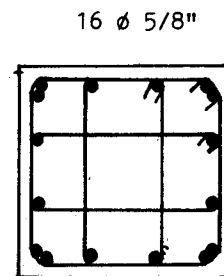
$$A_s = 31,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ligaduras : } s_o = 30 \text{ cm}$$



$$A_s = 34,08 \text{ cm}^2$$

$$s_o = 30 \text{ cm}$$



$$A_s = 31,68 \text{ cm}^2$$

$$s_o = 25 \text{ cm}$$

7.11.- RESISTENCIA DEL CONCRETO AL APLASTAMIENTO *

La resistencia del concreto al aplastamiento no excederá de $\phi(0,85 f'_c A_1)$ para $\phi = 0,7$ según la Sección 7.3, siendo A_1 el área cargada.

Se exceptúan los siguientes casos :

- a) Cuando la superficie de apoyo sea más ancha que el área cargada en todos los lados.
En este caso, la resistencia de diseño del apoyo sobre el área cargada puede multiplicarse por: $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$
 A_2 es el área máxima de un tronco de pirámide o cono, cuya base esté contenida completamente dentro del apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.
Ver figura 7.20 a).

El incremento de la resistencia del concreto en este caso se debe a que el área de apoyo resulta confinada por el concreto circundante. Si bien la Norma no especifica el espesor mínimo que debe tener el área de apoyo, usualmente éste resulta controlado por los requisitos de corte de la sección.

En el caso en que el aplastamiento se produzca entre dos miembros con diferente f'_c , la resistencia se evaluará para el menor de los f'_c dados.

- b) Cuando la superficie de apoyo sea inclinada o escalonada.
En este caso, A_2 puede tomarse como el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o de cono recto contenido completamente dentro del apoyo, y que tenga como base superior el área cargada y pendientes laterales con la relación de 1 vertical a 2 horizontal.
Ver figura 7.20 b).

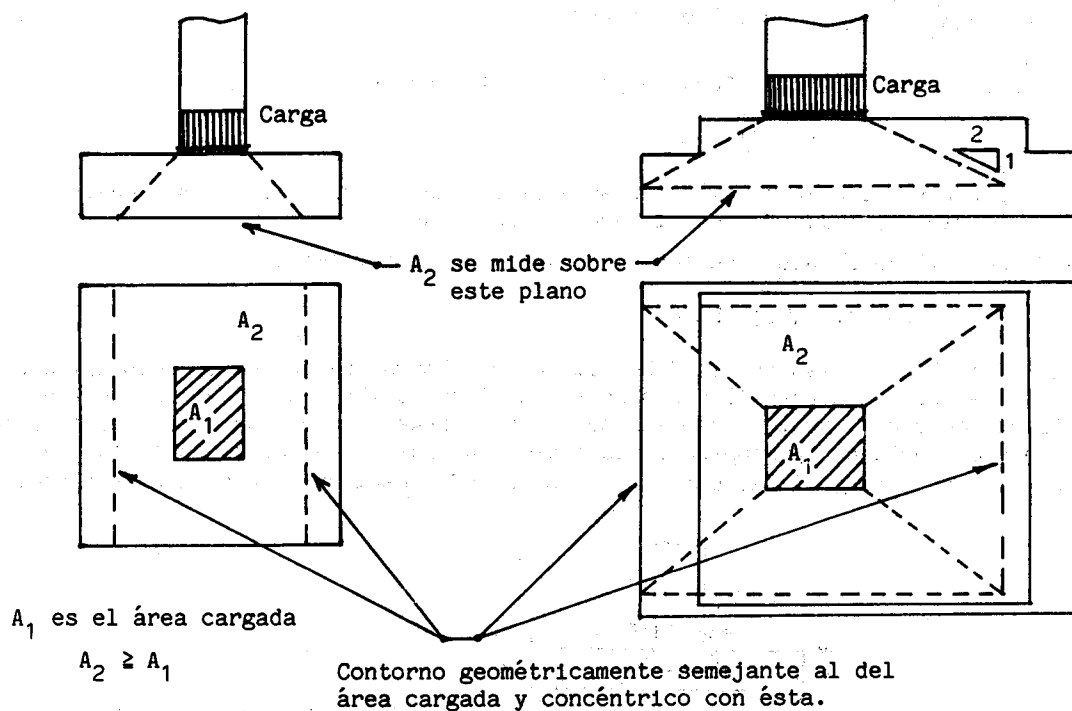


Figura 7.20 Areas para determinar la resistencia del concreto al aplastamiento

Se debe aclarar que estos conos o pirámides truncados no deben confundirse con las trayectorias según las cuales se distribuyen las cargas a medida que se transmiten hacia abajo a través del apoyo, pues la envolvente de estas trayectorias tendría una mayor pendiente. En el caso de la figura, 7.20, las caras de los conos o pirámides truncados tienen pendientes más suaves para asegurar que existe concreto confinado en la zona de esfuerzos elevados.

* Ref. 1,10.15.

7.12.- RESISTENCIA A PUNZONADO

El punzonado es el efecto resultante de los esfuerzos tangenciales localizados debidos a la aplicación de una carga concentrada en un área reducida, sobre una placa, zapata o cabezal de poco espesor, trabajando en flexión bidireccional.

El efecto de punzonado puede ser causa de falla en ciertos tipos de estructuras, tales como entrepisos sin vigas, placas de fundación bajo columnas aisladas, placas sobre pilotes, etc. cuando el elemento cargado perfora y traspasa la placa, en un perímetro que resulta algo mayor al de aplicación de la carga.

El punzonado se puede asimilar a un esfuerzo cortante en dos direcciones simultáneas, combinado con tensiones de compresión. Las secciones críticas por punzonado se ubican perpendicularmente al plano de la placa o zapata, a una distancia $d/2$ de las caras de la columna, pedestal o borde de área cargada, como muestra la figura 7.21.

La fractura por punzonado se materializa en forma de cono o pirámide trunca, en planos inclinados a 45° , y se define así el perímetro b_o de la sección crítica alrededor del miembro cargado. El perímetro b_o será el mínimo de todos los b_o que se puedan considerar en planta.

Cuando en el diseño de placas o zapatas no se preve la colocación de armaduras de corte bajo las cargas concentradas, la resistencia al corte por punzonado no será mayor a la indicada en la ec. 7.44, en la cual V_n no se tomará mayor al valor de V_c dado por la siguiente ecuación :

$$V_c = \left(0,53 + \frac{1,06}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (7.63)$$

donde :

$$\beta_c = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} \quad \text{del área cargada}$$

β_c se conoce como relación de aspecto. Resulta por lo tanto, en este caso :

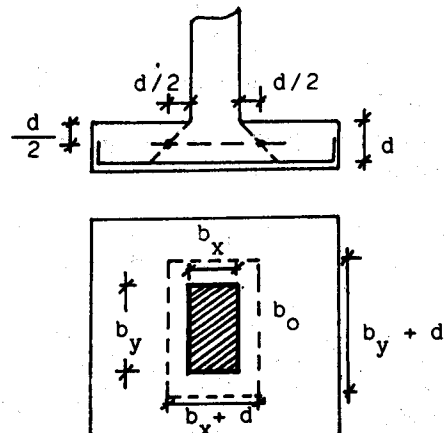
$$V_c \leq 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (7.64)$$

ya que en la falla por punzonado la tensión cortante resistida por el concreto se acepta mayor a la resistida en corte unidireccional, como en el caso de las vigas.

Cuando se utiliza armadura de corte, el valor de V_n se limita a :

$$V_n \leq 1,6 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (7.65)$$

Si por algún motivo en placas o zapatas se debe limitar su altura, se pueden colocar armaduras de corte por punzonado, en forma de parrillas con barras dobladas a 45° o bien perfiles estructurales I o canales, soldados en ángulo recto, bajo las columnas o cargas concentradas aplicadas sobre las placas. Para el caso de corte por punzonado en zapatas o cabezales con cargas aplicadas cerca de los bordes, en áreas rectangulares, el perímetro b_o de punzonado resultante será el correspondiente a



Perímetro de punzonado :

$$b_o = 2(b_x + b_y + 2d)$$

Figura 7.21

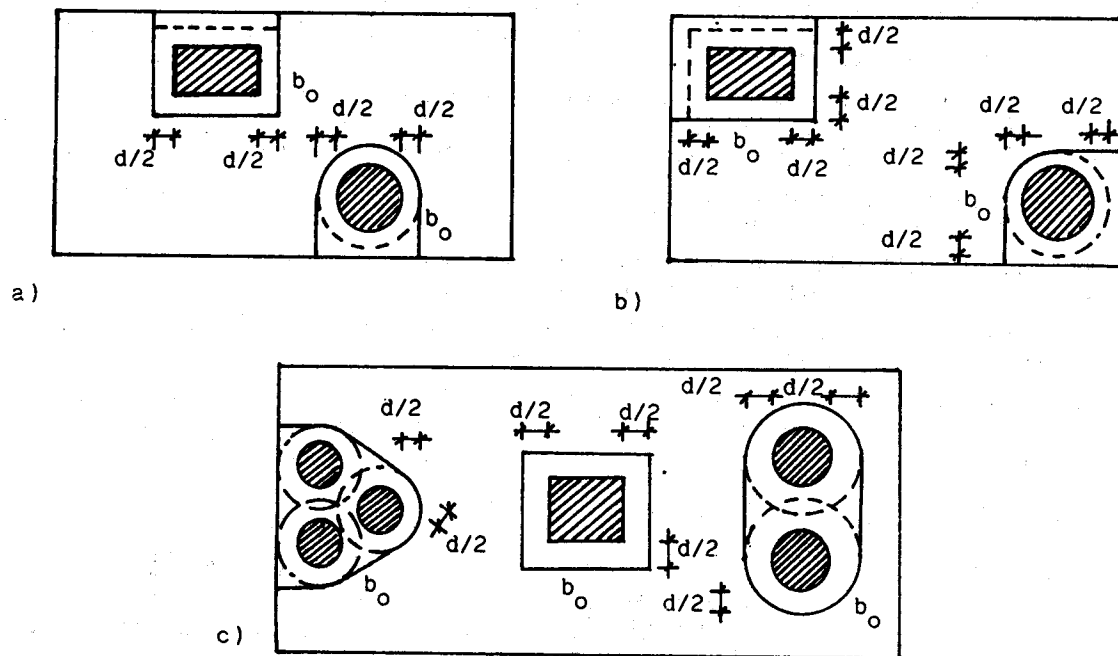


Figura 7.22 Perímetros críticos de punzonado

la línea llena, con tres lados únicamente, cuando la longitud b_o resulte menor a la del perímetro que rodea completamente al rectángulo, a distancia $d/2$, indicado con línea punteada. Ver figura 7.22 a).

Si el área cargada es circular, y está ubicada cerca de un borde de la zapata o cabezal, el perímetro de punzonado b_o estará formado por una semicircunferencia, a distancia $d/2$, con tramos rectos tangentes, siempre que el b_o así obtenido sea menor a la longitud completa de la circunferencia dibujada en trazos punteados.

Sin embargo, en el caso de columnas o pedestales de concreto con sección en forma de círculo o de polígono regular, la Norma permite, para zapatas o cabezales, asimilarlas a secciones cuadradas de área equivalente, a fin de ubicar los planos críticos para momentos, fuerza cortante y desarrollo del refuerzo.

Cuando el área cargada esté próxima a una esquina de la zapata o cabezal, el perímetro mínimo b_o resultante, puede presentar sólo dos lados, como muestra la figura 7.22 b). En el caso de áreas circulares, el b_o mínimo se obtiene como indica el esquema.

Existe además la posibilidad, para columnas o pedestales muy próximos, que sus secciones críticas se intersecten. Ver figura 7.22 c). En este caso, el perímetro crítico b_o debe tomarse como la envolvente de menor longitud de las secciones críticas individuales. la cual resistirá realmente el corte crítico para el grupo que se considera.

En las zapatas, los esfuerzos de corte por punzonado deben verificarse únicamente para las columnas que apoyan sobre ellas, pero en los cabezales esta verificación debe realizarse tanto para las columnas o pedestales que transmiten la carga de la superestructura, como para los pilotes más cargados del grupo, de acuerdo a las diferentes combinaciones de cargas que se detallan en el Capítulo 13.

Igual tratamiento rige para las secciones críticas en corte simple. Cuando en los cabezales se ubica un grupo de pilotes próximos entre sí, o cercanos a los bordes, se deben tantean todas las posibilidades de ubicación de las secciones críticas por corte y punzonado. En este último caso, los diferentes b_o para el grupo de dos, tres o más pilotes, permitirán obtener los correspondientes esfuerzos en función de las cargas que transmiten los pilotes. Los máximos esfuerzos de corte por punzonado así obtenidos, regirán el diseño, si resultan mayores a los correspondientes a las columnas o pilotes en forma aislada.

7.13.- CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE FUNDACIONES

Las fundaciones, en forma análoga a los restantes elementos estructurales de concreto armado, se dimensionarán para las cargas actuantes mayoradas y para las resistencias minoradas, según se especifica en la Sección 7.3.

Por el contrario, el área en planta de las bases se obtiene para las cargas de servicio y las reacciones admisibles del suelo. Una estimación aproximada de los valores de los esfuerzos admisibles en diferentes tipos de terrenos se da en la Tabla A-1 del Apéndice A.

El momento mayorado máximo para una zapata o cabezal aislado se calculará en las secciones críticas ubicadas como se indica:

- Para las zapatas o cabezales que soportan columnas, pedestales o muros de concreto, estará en la cara de la columna, pedestal o muro (Figura 7.23 a)
- Para las zapatas o cabezales que soportan un muro de mampostería, estará en la mitad de la distancia entre el eje y el borde del muro. (esquema b)
- Para las zapatas o cabezales que soportan columnas con planchas de acero en su base, estará en la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la plancha. (Figura 7.22 c).

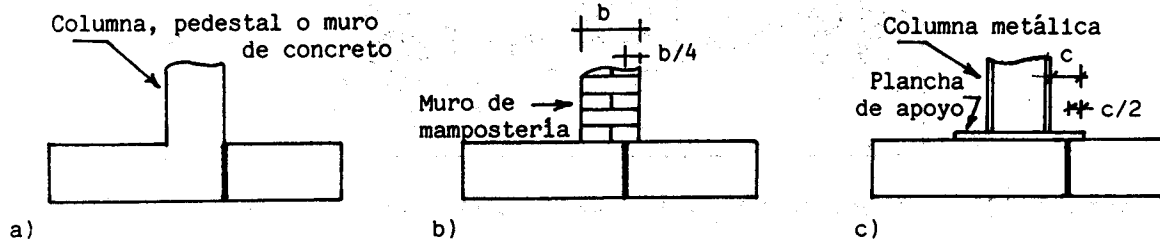


Figura 7.23 Secciones críticas para momento en zapatas

En las zapatas armadas en una dirección o en las zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, las armaduras en cada dirección se distribuirán uniformemente en todo el ancho de la zapata. En las zapatas rectangulares armadas en dos direcciones, las armaduras se distribuirán como sigue:

- Las armaduras en la dirección larga se distribuirán uniformemente en todo el ancho de la zapata. En la figura 7.24, este acero es el $A_{sx} = A_{s1}$.
- Las armaduras en la dirección corta se distribuirán por bandas. La parte del refuerzo total dada en la ec. 7.66, se distribuirá uniformemente sobre la banda central, de ancho igual a la longitud del lado corto de la base, y centrada con respecto al eje de la columna o pedestal.

$$\frac{\text{Armadura en la banda central}}{\text{Armadura total en la dirección corta}} = \frac{A_{s2}}{A_{sy}} = \frac{2}{\beta + 1} \quad (7.66)$$

siendo: $\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}}$ de la zapata o cabezal (7.67)

El resto de las armaduras en la dirección corta se distribuye uniformemente fuera de la banda central. Las armaduras mínimas de las zapatas y cabezales son las que se detallan en las Secciones 7.4 y 7.7.

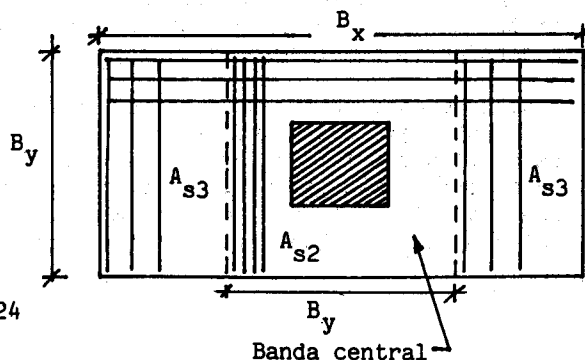


Figura 7.24

* Ref 1. Cap.5

$$A_{s1} = A_{sx}$$

$$A_{s3} = (A_{sy} - A_{s2})$$

A_{s1} es la armadura en la dirección larga

A_{s2} es la armadura en la banda central de la dirección corta

Las secciones críticas para corte en zapatas y cabezales se ubicará una distancia d de la cara de la columna, pedestal o muro. En el caso que soporten columnas metálicas con planchas de acero, d se medirá desde el plano que define la sección crítica por momento flector descrita precedentemente. Ver figura 7.25 c).

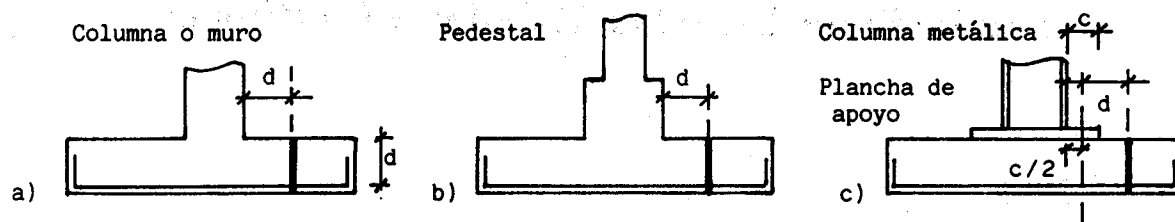


Figura 7.25 Secciones críticas para corte en zapatas

La longitud de desarrollo en zapatas y cabezales debe cumplir con las especificaciones de la Sección 7.6. Las tracciones y compresiones calculadas en las armaduras para cada sección se desarrollarán a cada lado de ésta mediante prolongación recta, ganchos en tracción, anclaje mecánico o sus combinaciones. Los extremos de la barras se doblarán en gancho standard a 90° .

El espesor del concreto por encima de las armaduras inferiores no será menor a 15 cm en zapatas y a 30 cm en cabezales.

Todas las fuerzas y momentos que actúan en las bases de las columnas, muros estructurales o pedestales de concreto armado, se transmitirán a la parte superior del pedestal, zapata o cabezal, por contacto directo con el concreto y mediante armaduras.

Los esfuerzos del concreto en las superficies de contacto entre los miembros soportados y soportantes, no excederán la resistencia del concreto al aplastamiento según lo indicado en la Sección 7.11. Las armaduras que atraviesan la superficie de contacto deberán resistir la parte de la fuerza que no es transmitida por aplastamiento y soportar la fuerza total de tracción cuando las condiciones de carga originen esfuerzos de tracción. En las superficies de contacto de columnas o pedestales se proporcionarán armaduras prolongando las barras longitudinales o por medio de espigas.

El área de estas armaduras será la mayor entre el 1% de la sección de la columna o 0,005 veces la sección del pedestal, y tener un mínimo de 4 barras.

Las zapatas o cabezales con superficies inclinadas o escalonadas que se diseñan como una unidad se construirán de modo que se garantice su monolitismo.

Los cálculos de los momentos y fuerzas cortantes para los cabezales de pilotes, pueden basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote se aplica en su centro. En el caso particular que la altura o espesor de los cabezales sea tal que la recta que une el centro de la base de arranque de la columna o pedestal con el centro de la sección superior del pilote forme con la vertical un ángulo inferior a 40° , se puede utilizar el método de las bielas que se describe en el Capítulo 13, y consiste en descomponer la máxima reacción vertical del pilote según la dirección antes indicada y las barras horizontales de la armadura inferior del cabezal, solicitadas a tracción. En este caso no es necesario verificar la resistencia a corte del cabezal. Cuando la altura de éste sea superior a 60 cm, se deberá disponer la correspondiente armadura de paramento descrita en la Sección 7.4. Las restantes exigencias referentes a cabezales se detallan en el Capítulo 13. Ver figura 7.26.

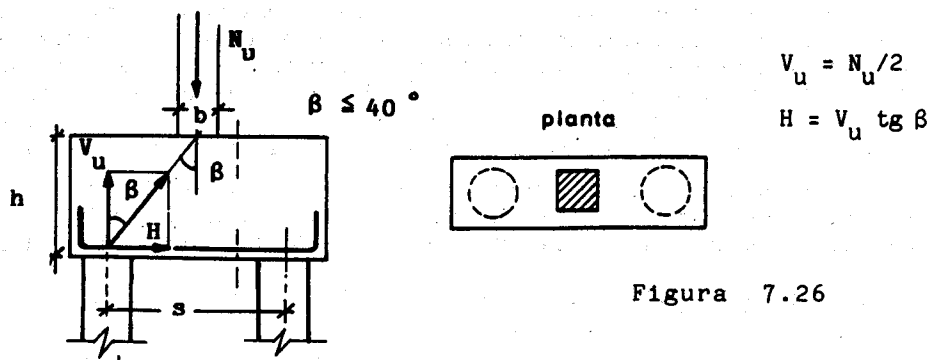


Figura 7.26

CAPITULO 8

Fundaciones Directas Aisladas y Continuas

8.1.- GENERALIDADES

Se designan fundaciones directas las que se apoyan en toda el área de la base sobre el terreno, en un estrato no mayor a 5 m de profundidad, medido desde la cota superior del predio a construir, y donde el suelo ofrezca la suficiente capacidad portante para soportar las cargas impuestas por la superestructura, con moderados asentamientos.

Existe una amplia variedad de fundaciones directas, entre las cuales se pueden mencionar :

Fundaciones aisladas
Fundaciones continuas
Fundaciones combinadas
Fundaciones conectadas
Placas de fundación

En la gran mayoría de los casos, las fundaciones directas se materializan en concreto armado, y por excepción, en concreto sin armar o ciclópeo. Las fundaciones aisladas resultan del ensanchamiento del extremo inferior de las columnas o pedestales en el plano de apoyo sobre el suelo, de modo de disminuir la magnitud de las presiones de contacto con éste y asegurar la estabilidad de la superestructura. Ver fig. 8.1 a).

Las fundaciones continuas (esquemas b y c) se conocen también como corridas y son las que transmiten al suelo de fundación las cargas de los muros de concreto, las paredes de mampostería, o una fila de columnas alineadas próximas entre sí. Las fundaciones combinadas son las que sirven de apoyo a dos columnas muy cercanas, evitando así la superposición de sus bases aisladas. La forma y dimensiones en planta debe adaptarse para que la resultante de las cargas y momentos de las columnas coincida con el baricentro de la base, de modo de poder obtener una distribución uniforme de presiones en toda el área de contacto con el suelo (ver esquema d).

Las fundaciones conectadas (fig. 8.1 e y f) soportan cargas excéntricamente aplicadas en las columnas, y al unir las mediante tensores o vigas rígidas, se anula el efecto de volcamiento y se otorga estabilidad al conjunto. Por último, las placas de fundación son las que reciben las cargas de un grupo de columnas y muros (esquemas g y h). Se las utiliza cuando el área en planta de las bases aisladas resulta prácticamente la misma que la superficie del terreno bajo la construcción. Las placas de fundación presentan por lo general un espesor considerable y en algunos casos tienen nervios o vigas de entramado conectando las columnas y los muros, que cumplen la función de disminuir el espesor de las placas y aumentar la rigidez de la fundación.

No es conveniente que las bases se hallen directamente en contacto con el suelo de fundación, por lo cual es práctica usual extender una capa de 10 a 15 cm de concreto pobre, o de piedra y arena apisonadas, antes de vaciar el concreto de la base, y respetar además los espesores del recubrimiento previstos en el diseño, colocando separadores y soportes en las barras de la armadura resistente, de modo de mantenerlas en su lugar durante el hormigonado. El concreto pobre que se utiliza es de piedra o ladrillos partidos, con una dosificación de 150 a 200 Kg de cemento por m³, y la excavación de los últimos 20 cm de espesor en el terreno se debe realizar inmediatamente antes de vaciar el concreto pobre o colocar la capa de piedra y arena apisonada, donde apoyará la base.

En las bases directas, en forma similar a los restantes elementos estructurales de un edificio, se deben satisfacer las exigencias de resistencia y estabilidad para cualquier combinación de las cargas exteriores actuantes previstas en el cálculo. Se deben distinguir dos etapas :

- 1).- El análisis de la base , que corresponde a la determinación de su forma y dimensiones en planta.
- 2).- El diseño de la base , mediante el cual se define su altura útil, y la cantidad y forma de distribución del acero de la armadura resistente.

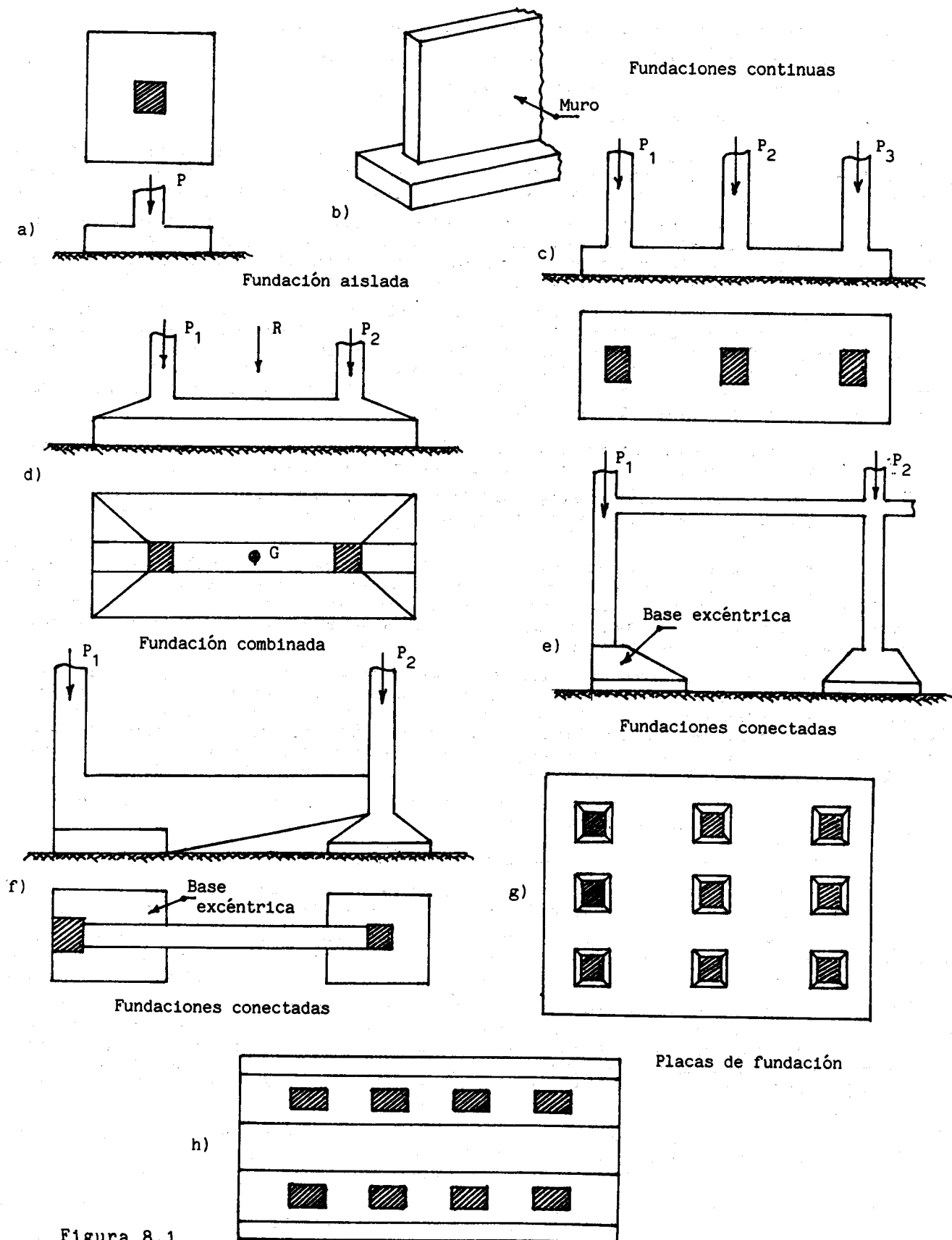


Figura 8.1

La determinación de la forma y dimensiones en planta depende de varios factores :

- a) La magnitud de las cargas de servicio que debe resistir la base
- b) La calidad del suelo de fundación y sus esfuerzos admisibles
- c) La profundidad del estrato en el cual apoya la base
- d) El espacio disponible en planta para ubicarla

La determinación de las dimensiones en planta de las bases se realiza con cargas de servicio y esfuerzos admisibles del suelo, mientras que el diseño exige cargas mayoradas y resistencias minoradas, según se especifica en la Sección 7.3 para todo tipo de secciones en concreto armado.

Las cargas de servicio que deben soportar las bases son las impuestas por la superestructura y comprenden las gravitacionales que actúan en la columna, (cargas muertas y sobrecargas móviles), el peso propio de la columna y la base, las cargas transmitidas por las vigas de riostra y las losas de sótano, así como el peso de la tierra que cubre la base.

Si además el análisis comprende la consideración de cargas de viento o sismo, se debe sumar su efecto a las anteriores, (pero no en forma simultánea el viento y el sismo). En zona sísmica se permite adoptar esfuerzos admisibles incrementados en un 33% para el suelo de fundación, al tomar en cuenta estas cargas. En todos los casos, se deben realizar todas la combinaciones posibles de las cargas que actúan directa o indirectamente sobre cada base, y seleccionar el caso más desfavorable. El criterio a aplicar en el análisis es el siguiente :

- 1) Tomar la combinación de cargas más desfavorable, excluyendo el sismo, y verificar que no se supere en el suelo de fundación el valor del esfuerzo admisible.
- 2) Tomar la combinación de cargas más desfavorable, incluyendo las de sismo, y verificar que no se supere en el suelo de fundación el valor del esfuerzo admisible incrementado en un 33%.

Adicionalmente, las bases pueden soportar cargas de impacto o cíclicas, como ocurre - por ejemplo en bases de rampas, puentes grúa, o estribos de puentes, y en cimientos de máquinas. En muros de contención, actúan asimismo cargas laterales debidas a empujes de masas de suelo, materia les granulares o líquidos contenidos, por lo cual sus bases deben verificarse a deslizamiento y volcamiento, como se analiza en el Capítulo 15.

Debe tratarse de que la resultante de las cargas exteriores se halle aplicada en el baricentro de la base en planta. Cuando esto no sea posible, la base es excéntrica y la distribución de los esfuerzos en el plano de contacto con el suelo de fundación se determina según lo indicado en el Capítulo 6. Para cualquier combinación de las cargas gravitacionales, toda la base debe resultar comprimida , y si la combinación incluye cargas de sismo, el área traccionada de la base no puede superar el 25% de la superficie total de contacto en planta, con el suelo de fundación.

Los momentos flectores en el pie de las columnas o pedestales pueden ser resistidos en las fundaciones según los siguientes criterios :

- * Colocando vigas de riostra conectando las diferentes fundaciones del edificio
- * Considerando la carga axial de la columna, trasladada paralelamente por efecto del momento existente, y centrando la base con el punto de aplicación de esa resultante.

En cada caso, el proyectista decide la solución a adoptar. Sin embargo, las vigas de riostra dan una solución más coherente al problema, enlazando los pies de las diferentes columnas de la estructura, y permitiendo que a nivel de fundaciones el sistema trabaje como conjunto arriostrado, más estable y seguro.

Cuando ya se han determinado la forma y dimensiones de una base, se procede a su diseño para cargas mayoradas, según las combinaciones indicadas en la Sección 7.3. A estas carga mayoradas corresponde una reacción ficticia del suelo σ_u , cuyo valor es sólo una herramienta del diseño pues permite calcular la magnitud de los momentos flectores y fuerzas de corte y punzonado mayoradas en las bases, para poder definir en cada caso la altura útil, y el área necesaria de las barras de acero de la armadura resistente.

Por lo tanto, este valor de σ_u empleado, no tiene ningún significado desde el punto de vista de la mecánica de suelos y no debe confundirse con el σ_u a que se hace referencia en los capítulos anteriores, y que representa el esfuerzo de agotamiento del suelo en compresión axial.

Cuando para el diseño se conocen solamente las cargas de servicio de la columna, sin especificación detallada de la magnitud parcial de las cargas permanentes, accidentales, viento, sismo, etc. se aconseja utilizar un factor de mayoración global de 1,6, para obtener las cargas mayoradas.

8.2.- BASES AISLADAS

Las fundaciones de concreto armado para columnas aisladas son generalmente de forma cuadrada o rectangular, y consisten en una placa o losa armada según dos direcciones ortogonales, que se apoya directamente sobre el suelo de fundación. Se conocen también por zapatas. Para diseñar las bases aisladas se seguirá el siguiente procedimiento:

- Se deben conocer las cargas de servicio totales que actúan sobre cada base, y la combinación más desfavorable de las cargas mayoradas.
- Obtener un perfil del suelo, con los esfuerzos admisibles en los diferentes estratos y profundidades, así como la magnitud de los probables asentamientos que se pueden producir bajo las cargas de la superestructura.
- Elegir la profundidad de apoyo de las bases de modo de permitir una armoniosa distribución en planta de las fundaciones.
- Determinar la forma y tamaño de cada una de las bases, en función de los datos enumerados previamente.
- Diseñar las bases, para las cargas mayoradas y según la calidad de los materiales a usar, respetando los espesores mínimos, las cuantías de acero recomendables y las longitudes de desarrollo exigidas.

Pedestales

Los pedestales son ensanchamientos de la parte inferior de las columnas, que permiten incrementar el área de contacto de éstas con la base, transmitiendo las cargas axiales y los momentos flectores a la fundación o a las vigas de riostra. Ver figura 8.2.

La sección transversal de los pedestales puede ser diferente a la de las columnas, pero se exige que ambas sean concéntricas. Entre las funciones que cumplen los pedestales se enumeran:

- * Transmitir más uniformemente las cargas de las columnas a las zapatas
- * Disminuir las magnitudes de los momentos flectores y fuerzas cortantes en las bases, producidas por la reacción del suelo
- * Dar mayor estabilidad al conjunto de las fundaciones

Los pedestales se vacían simultáneamente con las bases, y se arman en forma similar a las columnas de concreto armado. En el caso especial de columnas metálicas, los pedestales ahogan el perfil de la columna y la plancha de base, debiéndose además armar con cuantía mínima de acero.

La altura de los pedestales es variable, según las necesidades de cada proyecto, pero generalmente se halla entre 1 m y 1,5 m.

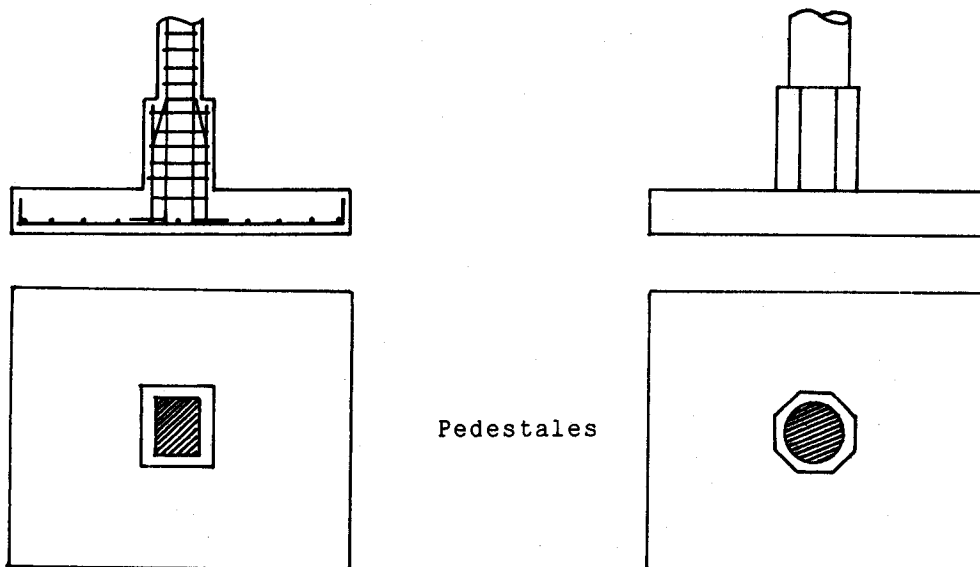


Figura 8.2

Vigas de riostra

Las bases aisladas deben conectarse entre sí y con el resto de las fundaciones de la estructura, mediante vigas de riostra que cumplen la función de encadenado. En zona sísmica - las vigas de riostra se conectan en direcciones ortogonales con los extremos inferiores de las columnas o con la parte superior de las zapatas, como muestra la figura 8.3. Además, ubicadas perimetralmente, vinculan las bases excéntricas de lindero. Se forma así un retículo en planta que impide todo desplazamiento lateral de las bases y mantiene el conjunto en posición estable, rigidizándolo.

Las vigas de riostra pueden encofrarse o vaciarse directamente en una excavación en el terreno, tipo zanja. Cuando se encofran, su sección transversal mínima será cuadrada, de 25 cm de lado, con recubrimiento libre igual o mayor a 4 cm. Cuando se vacían en el terreno y permanecen siempre en contacto con el mismo, la sección mínima será cuadrada de 40 cm de lado y el recubrimiento libre igual o mayor a 7 cm. En este último caso, sin embargo, se aconseja colocar antes del vaciado de la viga, una capa de concreto pobre de 10 cm de espesor, o de arena y piedra apisonadas, para evitar que la viga asiente y se fisure como muestra el esquema b).

Se estima suficiente que las vigas de riostra sean capaces de resistir cargas axiales de tracción o compresión de magnitud igual al 10 o 15% de la carga axial de la columna más cargada de las dos que conecta. Adicionalmente, las vigas de riostra resistirán los momentos flectores transmitidos por las columnas o pedestales.

En el caso en que resistan sólo cargas axiales de tracción, la riostra se diseñará como un tensor, donde el acero del refuerzo absorbe todos los esfuerzos impuestos, mientras el concreto sólo cumple una función de recubrimiento para proteger las barras de la oxidación y el deterioro. Por lo tanto, se debe cumplir :

$$\phi A_s f_y \geq 0,1 \text{ a } 0,15 P_u \quad (8.1)$$

P_u es la carga mayorada de la columna más cargada, y ϕ es el factor de minoración de resistencia, que en este caso vale : $\phi = 0,7$.

Cuando se desee tomar en consideración la colaboración del concreto para resistir los esfuerzos de tracción, se adoptará : $f'_{ct} = 0,1 f'_c$ (Ref 17)

Resulta así una sección de concreto :

$$A_c = b h \geq 1,5 P_u \left(\frac{1}{f'_c} + \frac{1}{\phi f_y} \right) \quad (\text{para } \phi = 0,7) \quad (8.2)$$

f'_{ct} es el esfuerzo límite de tracción en el concreto. La ec. 8.2 es válida para $f'_c \leq 280$ y $f_y \leq 4.200$ Kg/cm².

Sin embargo, cuando la viga de riostra se encofra fuera de la excavación realizada en el terreno, está libre de pandear. Para evitar la posibilidad de pandeo, se debe respetar la siguiente relación para el lado mínimo de la sección transversal : $b \geq L/20$ (8.3)

siendo L la luz libre entre columnas, pedestales o lados de la base, según se ubique la riostra. En ausencia de pandeo, la riostra, considerada como columna debe cumplir :

$$\phi (0,85 A_c f'_c + A_s f_y) \geq 0,1 \text{ a } 0,15 P_u \quad (\text{para } \phi = 0,7) \quad (8.4)$$

Sin embargo, la condición dada en ec. 8.1 engloba a la de ec. 8.4 y resulta determinante para la armadura. Se exige además :

$$A_s \geq 0,01 A_c \quad (8.5)$$

$$A_s \geq 0,15 A_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (8.6)$$

Esta última condición permite controlar la fisuración por retracción que se suele presentar al conectar la riostra a dos macizos de considerable rigidez. (Ver figura 8.3 e).

Si la viga de riostra no está aislada, sino que sirve de apoyo a una losa o placa de sótano o de la planta baja de una construcción, está impedida de pandear, por lo cual no se exige en ese caso el cumplimiento de la condición 8.3.

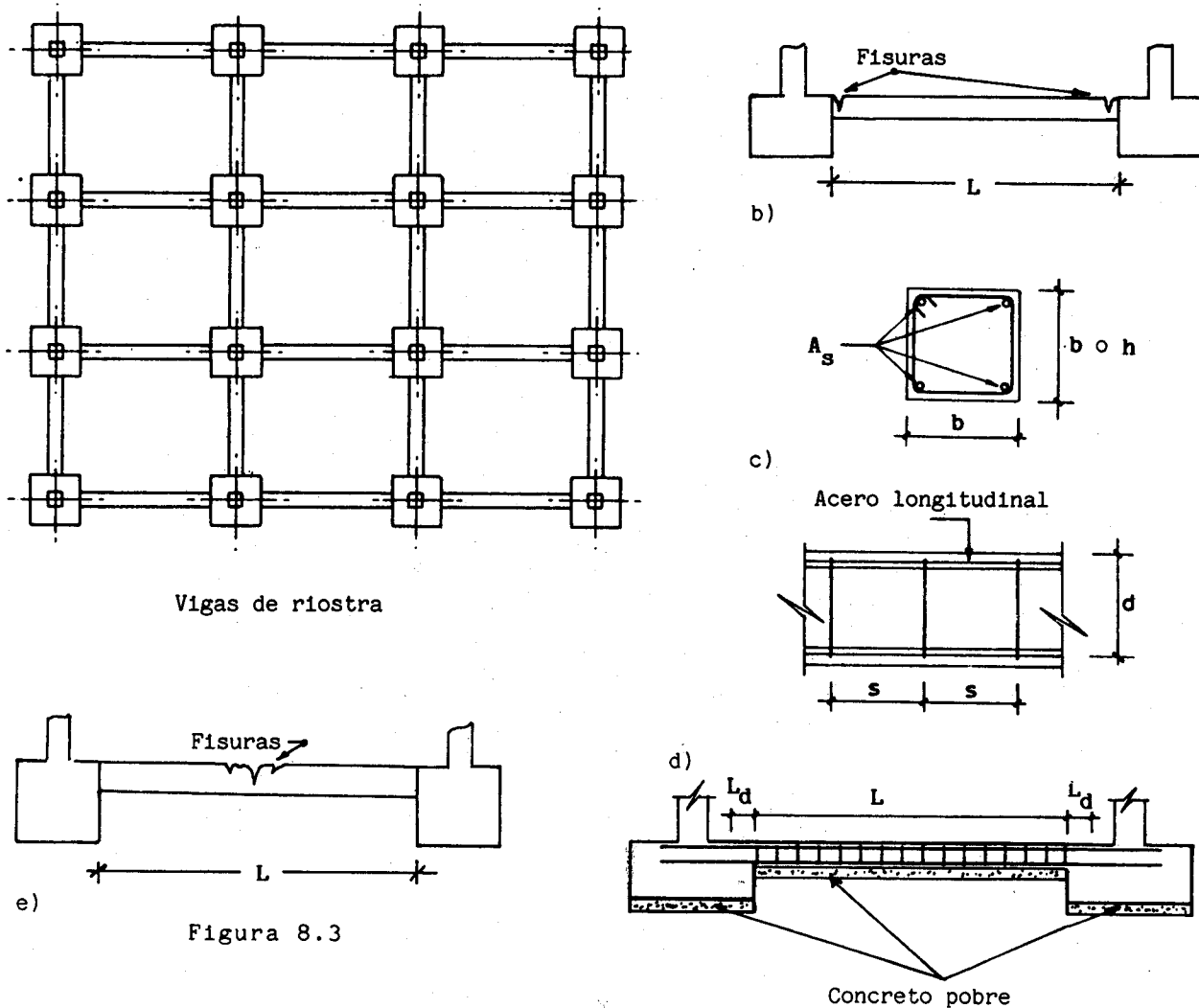
Por otra parte, si además de las cargas mencionadas, la viga de riostra soporta el peso de muros de mampostería, losas, placas, etc. y la flexión transmitida por las columnas, debe diseñarse a flexotracción o flexocompresión.



Las vigas de riostra se armarán con un mínimo de 4 barras longitudinales colocadas en los vértices de su sección transversal. El A_s requerido deberá cumplir con la mayor de las áreas dadas en las ecs. 8.1 a 8.6, con diámetro mínimo de $\phi 1/2"$ y estribos según lo especificado en la Sección 7.5. Se aconseja en este caso que la separación de los estribos cumpla:

$$s \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 12 d_b \text{ longitudinal} \end{cases}$$

El diámetro mínimo de los estribos será de $\phi 3/8"$. La armadura longitudinal debe anclarse en las bases o pedestales, cumpliendo la longitud de desarrollo exigido en la Sección 7.6. En las vigas de riostra con altura igual o mayor a 75 cm deberá disponerse armadura de paramento según lo indicado en la Sección 7.4.



Bases de concreto sin armar

Las bases de concreto sin armar son fundaciones de considerable volumen que transmiten al suelo las cargas de las columnas o pedestales por compresión pura, o con muy limitada flexión. Ver figura 8.4 a).

Estas bases son dados de concreto simple, de gran altura para los cuales el ángulo β debe cumplir con lo indicado en los esquemas b) y c). Este último caso contempla las bases escalonadas. Debido a la reducida flexión que soportan, los esfuerzos de tracción cumplen con la condición:

$$f_t \leq f'_{ct} = 0,1 f'_c$$

y no es necesario colocar armadura de tracción.

Si bien son bases sencillas, resultan poco comunes por su excesivo volumen de concreto, ya que en general se las diseña con espesores más reducidos y en concreto armado.

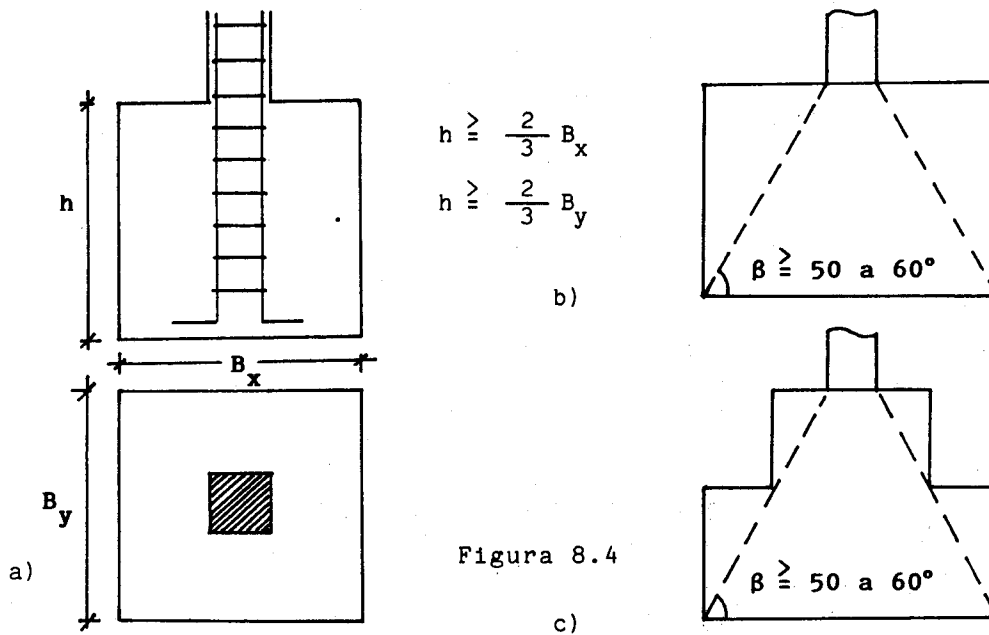


Figura 8.4

También se las puede materializar en concreto ciclópeo, con un peso específico $\gamma_c = 2.800 \text{ Kg/m}^3$

8.3.- BASES AISLADAS CUADRADAS

Cuando una columna transmite a la base sólo cargas centradas, coincidentes con el baricentro de la base, y cuando el área en planta lo permite, se deben diseñar bases cuadradas, que son las que ofrecen el mejor comportamiento estructural y la mayor economía.

Las presiones de contacto en el plano de apoyo de la base se distribuyen en la forma indicada en la Sección 6.4 para suelos cohesivos y granulares, (ver figuras 6.8 y 6.9) si bien se asumen como uniformemente distribuidas para simplificar el análisis (Figura 6.9 c).

Los diferentes perfiles de las bases cuadradas se muestran en la figura 8.5 : planas, troncopiramidales, troncocónicas y escalonadas. En general, las bases se construyen sin encofrado, - siendo las de perfil plano o las troncopiramidales las más comunes. El área en planta de la base se obtiene considerando todas las cargas de servicio actuantes : permanentes, móviles, vibratorias, etc.

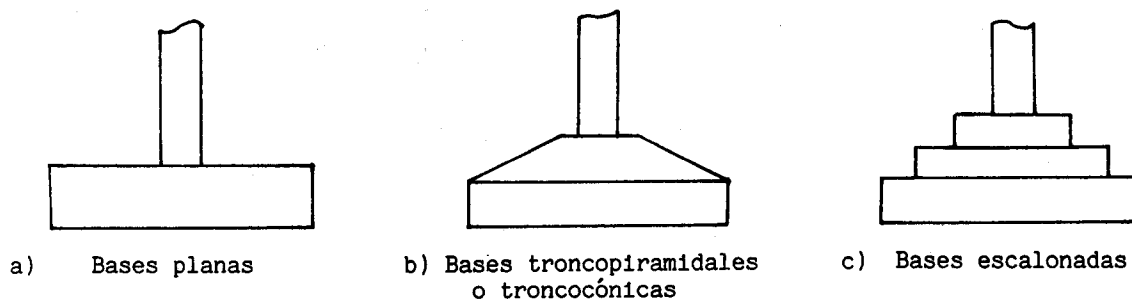


Figura 8.5

La totalidad de las cargas que transmite la columna correspondientes a : cargas gravitacionales de la superestructura, en régimen de servicio, peso propio de la columna, vigas de ríostra, etc, se designan por P . Esta carga será siempre un dato del problema, así como la magnitud del esfuerzo admisible del suelo de fundación y la calidad de los materiales a emplear.

Por el contrario, el peso propio de la base y el peso de la tierra de relleno se desconocen a priori, por lo cual se los debe asumir afectando la carga P del factor γ de mayoración, en forma aproximada, para luego verificar los resultados obtenidos.

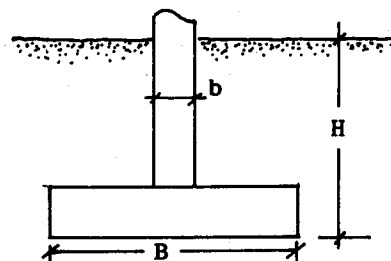
En consecuencia, el proceso de diseño resulta de tanteos, si bien la convergencia al resultado correcto es rápida. El área necesaria en planta se obtiene :

$$A_{\text{req}} = \frac{v P}{\sigma_{\text{adm}}} \quad \text{y el lado de la base, } B = \sqrt{A} \quad (8.7)$$

B es un valor que debe redondearse por exceso, en cm, y ser múltiplo de 5. La Tabla 8.1 da los valores aproximados de v para comenzar el análisis, en función de la profundidad H del plano de apoyo de la base, en relación a la cota superior del terreno.

T A B L A 8.1

Profundidad H de apoyo de la fundación	v
$H \leq 1,5 \text{ m}$	1,15
$1,5 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$	1,2
$3 \text{ m} < H \leq 5 \text{ m}$	1,3



Algunos autores consideran que para tomar en cuenta el peso propio de la base y el relleno de tierra basta con suponer todo el volumen ocupado por la base y el hueco de la excavación, como de una masa uniforme con peso intermedio de 2.100 Kg/m^3 . Este valor se obtiene como promedio entre el peso del concreto de la base ($\gamma_c = 2.400$ a 2.500 Kg/m^3) y el del suelo (variable entre $\gamma_s = 1.700$ y 2.000 Kg/m^3), como indica la Tabla A-1 del apéndice A.

Luego de definir el área en planta de la base, se la diseña, para lo cual se mejoran las cargas y se selecciona la combinación más desfavorable según el tipo de cargas actuantes, como se indica en la Sección 7.3 y Tabla 7.5. En virtud de que el diseño no toma en cuenta las cargas debidas al peso propio de la base ni al relleno de tierra, pues no producen corte ni flexión en la base, tampoco se aplica el factor de mayoración v para determinar la altura o el acero de la armadura.

De las cargas mayoradas P_u se obtiene el valor de la reacción ficticia del suelo σ_u . En bases cuadradas,

$$\sigma_u = \frac{P_u}{B^2} \quad (8.8)$$

σ_u es una presión que actúa de abajo hacia arriba en la base, en el plano de contacto de ésta con el suelo de fundación, dando lugar a la flexión y corte mayorados, los cuales definen el diseño de la zapata. Ver figura 8.6.

De esta manera, σ_u es una magnitud no real de reacciones del suelo, que permiten crear las mismas condiciones de sollicitación en las bases, que las que originan las cargas mayoradas en un miembro estructural de concreto, que se diseña en resistencia límite. En bases que soportan columnas o pedestales de concreto, los planos críticos para flexión son los tangentes a los lados del área cargada, como muestra la figura. Por simetría sólo basta con tomar uno de ellos, por ejemplo el a-a indicado, para el caso de columna cuadrada. El momento M_u se obtiene :

$$M_u = \sigma_u \frac{n^2}{2} B \quad (8.9)$$

En las bases escalonadas, se debe calcular el M_u en cada una de las discontinuidades del perfil de la base, para determinar la altura útil d en los diferentes planos de diseño.

El esfuerzo de corte máximo se halla en la sección 1-1, a distancia d de la cara de la columna o pedestal. Se obtiene :

$$V_u = \int_A \sigma_u dA \quad (8.10)$$

La integral representa al volumen de esfuerzos debidos a la reacción del suelo, que produce corte en la sección 1-1. Por lo tanto :

$$V_u = \sigma_u B d \quad (8.11)$$

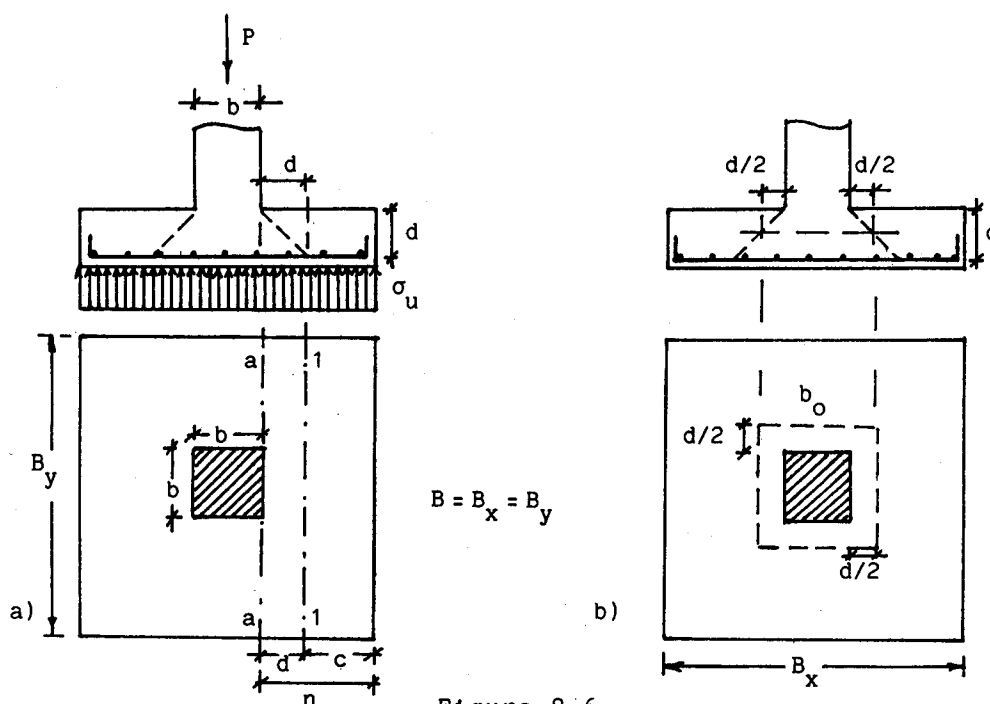


Figura 8.6

Las bases no se arman a corte (salvo casos de excepción cuando se debe limitar su altura). Por lo tanto, el corte mayorado V_u será resistido sólo por el concreto :

$$v_u = \frac{V_u}{\phi B d} \leq v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \quad \text{para } \phi = 0,85 \quad (8.12)$$

De esta forma, la altura útil debe cumplir la condición :

$$d \geq \frac{V_u}{0,85 v_c B} \quad (8.13)$$

para que la base sea resistente a corte simple. Además, debe verificar a punzonado, que resulta del efecto punzante de la columna o pedestal sobre la zapata, en el área del perímetro crítico b_o , a distancia $d/2$ alrededor del área cargada.

La fuerza mayorada de corte por punzonado V_u vale :

$$V_u = P_u - \int_A \sigma_u dA \quad (8.14)$$

donde la integral representa el volumen de esfuerzos bajo el área de punzonado, encerrada dentro del perímetro b_o , que para el caso de columnas cuadradas es :

$$b_o = 4(b + d) \quad (8.15)$$

Por lo tanto, la ec. 8.14 se puede escribir :

$$V_u = P_u - \sigma_u (b + d)^2 \quad (8.16)$$

Para que los esfuerzos de punzonado sean resistidos únicamente por el concreto, se debe cumplir :

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} \leq v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} \quad \text{para } \phi = 0,85 \quad (8.17)$$

por lo cual la altura mínima de la base será :

$$d \geq \frac{V_u}{0,85 v_c b_o} \quad (8.18)$$

Sin embargo, en ec. 8.18, tanto el valor b_o como la fuerza de corte por punzonado V_u dependen de la

altura útil d , por lo cual el resultado se obtiene por tanteos. Una forma de comenzar el diseño es - definir la altura útil por flexión, con la ecuación :

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c B}} \quad (8.19)$$

respetando la condición de ductilidad de la sección, y luego aumentar el valor de d para que cumpla los requisitos de resistencia a corte simple y por punzoando en la base, según ecs. 8.13 y 8.18. En las bases aisladas, es generalmente el punzonado el que controla el diseño.

Asimismo se deben verificar los esfuerzos de aplastamiento en el plano de contacto entre la columna y la zapata, según lo indicado en la Sección 7.11, para lo cual se deben cumplir las ecs. 8.20 y 8.21. La carga máxima que soporta la columna o pedestal, con sección transversal de área A_1 , se obtiene :

$$P_{\max \text{ col}} = \phi (0,85 f'_c A_1) \geq P_u \quad \text{para } \phi = 0,7 \quad (8.20)$$

y la carga máxima en la base se calcula :

$$P_{\max \text{ base}} = \phi (0,85 f'_c A_1) \sqrt{A_2/A_1} \leq 2 \phi (0,85 f'_c A_1) \quad (8.21)$$

A_2 se definió en la Sección 7.11. En bases y columnas cuadradas : $A_1 = b^2$, $A_2 = B^2$

El acero por flexión se calcula :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} \geq A_{s \text{ min}} \quad (8.22)$$

El acero mínimo es el indicado en la Sección 7.7. Las normas de espaciamiento de las barras exigen que en las bases, la separación del acero principal no sea mayor a 35 cm ni a dos veces el espesor de la placa de base. Sin embargo, en la práctica, no se aconseja separar las barras de la armadura más de 25 cm ni menos de 10 cm, para facilidad de ejecución. Usualmente se usa :

4 barras por metro	:	separación 25 cm
5 " " "	:	" 20 cm
8 " " "	:	" 12,5 cm
10 " " "	:	" 10 cm

para una inspección más fácil en obra. Las bases cuadradas se arman en dos direcciones ortogonales, paralelas a los lados y las barras se distribuyen uniformemente en todo el ancho de la base.

La longitud de desarrollo y los empalmes en las zapatas deben regirse por las exigencias de la Sección 7.6. En los extremos, las puntas dobladas de las barras deben respetar un recubrimiento lateral libre de 7 cm para protegerlas de la corrosión y para asegurarse que puedan ubicarse sin inconvenientes dentro de la excavación. A continuación se resuelve un ejemplo de base cuadrada centrada. Para los casos usuales en la práctica, las Tablas 8.2 a 8.6 dan directamente las dimensiones de las bases cuadradas, en prediseño, su altura útil y acero necesario, en función de la calidad de los materiales a emplear y de los esfuerzos admisibles del suelo de fundación. En todos los casos, V se obtiene de la Tabla 8.1. P es la máxima carga de servicio que transmite la columna o pedestal.

EJEMPLO 8.1.-

Diseñe la base cuadrada, para soportar una carga de servicio : $CP = 156 \text{ t}$

La columna es cuadrada, de 60 cm de lado.

$CV = 84 \text{ t}$

La calidad de los materiales a usar son :

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 3.500 "$$

y la capacidad portante del suelo de fundación es :

$$\sigma_{\text{adm}} = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

La base apoya a una profundidad : $H = 2,1 \text{ m}$. El peso específico del suelo es : $\gamma_s = 1.800 \text{ Kg/m}^3$

Dimensiones en planta de la base

y del concreto : $\gamma_c = 2.500 "$

Según la Tabla 8.1 se adopta : $v = 1,2$

$$P = 156 + 84 = 240 \text{ t}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{vP}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{1,2 \times 240.000}{2,5} = 115.200 \text{ cm}^2$$

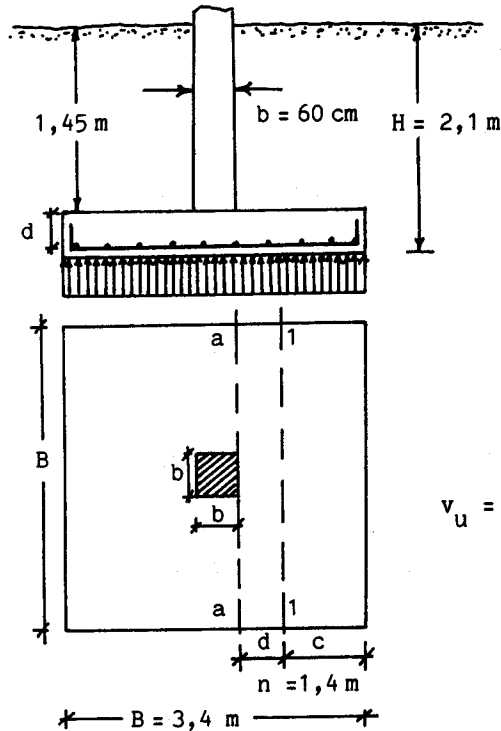
$$B = \sqrt{A} \approx 340 \text{ cm}$$

$$A = 115.600 \text{ cm}^2$$

Diseño de la base

Cargas mayoradas : $P_u = 1,4 \text{ CP} + 1,7 \text{ CV} = 1,4 \times 156 + 1,7 \times 84 = 361,2 \text{ t}$

$$\sigma_u = P_u / A = 361.200 / 115.600 = 3,12 \text{ Kg/cm}^2$$



$$M_u = \sigma_u B n^2 / 2 = 3,12 \times 340 \times \frac{140^2}{2} = 104 \text{ tm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c B}} = \sqrt{\frac{104 \times 10^5}{0,1448 \times 250 \times 340}} \approx 30 \text{ cm}$$

Se adoptó $\mu = 0,1448$ para asegurar la ductilidad de la sección. Ver Tabla 7.7.

Para $d = 30 \text{ cm}$, resulta $c = 110 \text{ cm}$. Se verifica a corte, a continuación.

$$V_u - \sigma_u B c = 3,12 \times 340 \times 110 = 116.688 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi B d} = \frac{116.688}{0,85 \times 340 \times 30} = 13,46 \leq v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2$$

No cumple

Se aumenta la altura útil d :

$$d = 55 \text{ cm} \quad h = 65 \text{ cm}$$

$$\therefore c = 85 \text{ cm}$$

$$V_u - \sigma_u B c = 3,12 \times 340 \times 85 = 90.168 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{90.168}{0,85 \times 340 \times 55} = 5,67 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 8,38 \text{ Kg/cm}^2$$

Correcto

A continuación se verifica a punzonado :

$$V_u = P_u - \sigma_u (b + d)^2 = 361.200 - 3,12 (115)^2 = 319.938 \text{ Kg}$$

Y el perímetro de punzonado resulta : $b_o = 4 (b + d) = 4 \times 115 = 460 \text{ cm}$. Los esfuerzos de corte por punzonado son :

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} = \frac{319.938}{0,85 \times 460 \times 55} = 14,88 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 16,76$$

Correcto

Verificación al aplastamiento : (en la columna, según la ec. 8.20)

$$P_{u \text{ max col}} = \phi (0,85 f'_c A_1) = 0,7 \times 0,85 \times 250 \times 60^2 = 535,5 \text{ t} > P_u = 361,2 \text{ t}$$

Cumple

Según ec. 8.21 :

$$P_{u \text{ max base}} = 535,5 \sqrt{A_2 / A_1} \leq 2 \times 535,5 = 1.071 \text{ t} > P_u \quad \text{Cumple}$$

ya que $\sqrt{A_2 / A_1} = 340 / 60 = 5,67 > 2$ y se adopta 2.

A continuación se verificará el valor de v adoptado en el diseño, según la Tabla 8.1. El peso de la base de concreto resulta :

$$Q_1 = 3,4^2 \times 0,65 \times 2.500 = 18.785 \text{ Kg}$$

Peso del relleno de tierra : $Q_2 = (3,4^2 - 0,6^2) \times 1,45 \times 1.800 = 29.232 \text{ Kg}$

$$Q = Q_1 + Q_2 \approx 48.000 \text{ Kg} \quad \text{Por lo tanto, } v = \frac{240 + 48}{240} = 1,2 \quad \text{Correcto}$$

Diseño de acero :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} = \frac{104 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.500 \times 55} = 66,7 \text{ cm}^2$$

adoptando $j_u = 0,9$ para simplificar el diseño. El acero por metro resulta :

$$A_s = \frac{66,7}{3,4} = 19,6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{De Tabla 7.4 se obtiene : } \phi 5/8" \text{ c/ } 10 \text{ cm}$$

con $A_s = 19,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\therefore A_s = 19,8 > A_{s \text{ min}} = 0,002 b h = 0,002 \times 100 \times 65 = 13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cumple

Verificación de adherencia y longitud de desarrollo :

$$\text{De Tabla 7.2 : } A_b = 1,98 \text{ cm}^2 \quad d_b = 1,59 \text{ cm} \quad \frac{B - b}{2} - r = \frac{340 - 60}{2} - 7 = 133 \text{ cm}$$

$$L_d = \frac{1,4 \times 0,06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{1,4 \times 0,06 \times 1,98 \times 3.500}{\sqrt{250}} = 36,8 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} < 133 \text{ cm}$$

$$L_d = 1,4 \times 0,006 d_b f_y = 0,0084 \times 1,59 \times 3.500 = 46,75 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Diseño de las vigas de riostra :

La distancia libre entre las bases es de 4 m. La calidad de los materiales a usar en las riostras es la misma que para la base. Las riostras se vacían directamente sobre el suelo, por lo cual se dimensionan en sección cuadrada de 40 cm de lado.

$$\text{De ec. 8.3 : } b \geq L/20 = 400/20 = 20 \text{ cm} \quad \text{Se adopta } b = 40 \text{ cm}$$

$$\text{De ec. 8.1 : } \phi A_s f_y \geq 0,15 P_u = 0,15 \times 361,2 \text{ t} = 54,18 \text{ t} \quad \text{para } \phi = 0,7$$

$$\therefore A_s = 54.180 / 0,7 \times 3.500 = 22,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{De Tabla 7.3 : } 8 \phi 3/4" \quad A_s = 22,72 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 40^2 = 1.600 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0,01 A_c = 16 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Se usarán estribos de $\phi 3/8"$ con separación :

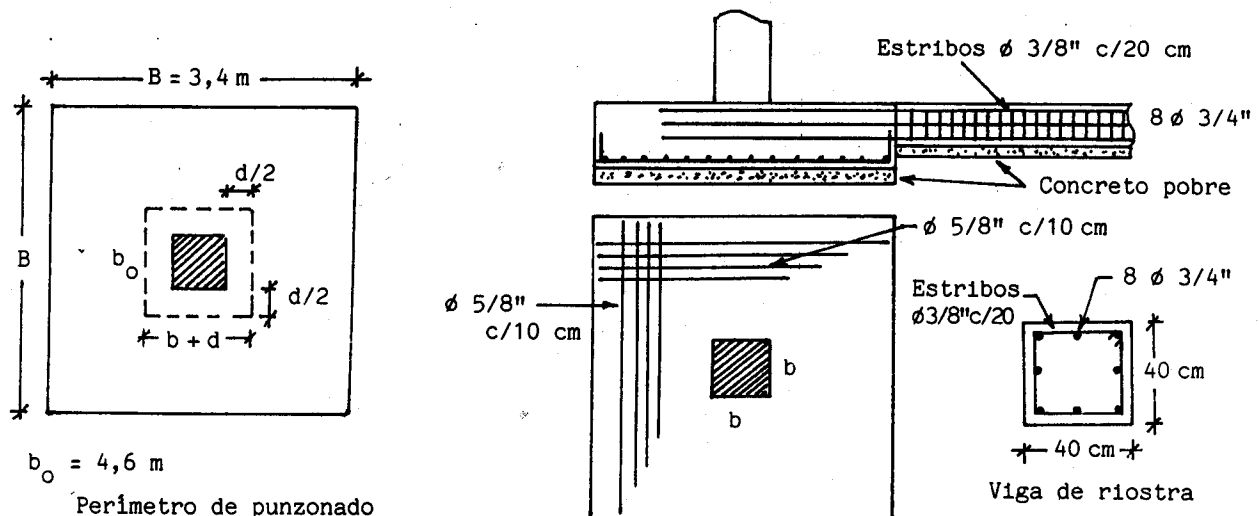
$$A_s \geq 0,15 A_c f'_c / f_y = 0,15 \times 1.600 \frac{250}{3.500} =$$

$$s \leq 12 d_b = 12 \times 1,9 = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Cumple} \quad = 17,14 \text{ cm}^2$$

La separación de los estribos se adopta $s = 20 \text{ cm}$

Se colocan estribos cerrados como muestra la figura, con la distribución de las barras longitudinales de la riostra. Las vigas de riostra se distribuyen en dos sentidos ortogonales, conectando la base a las otras fundaciones del edificio.



Distribución del acero de refuerzo

T A B L A 8.2

$$f_c' \geq 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 1 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSIONES DE LAS BASES Y DISTRIBUCION DE ACERO

vP (t)	b (cm)	B (cm)	d (cm)	b _o (cm)	P _u (t)	σ_u (Kg/cm ²)	M _u (tm)	A _s (cm ²)			
								f _y (Kg/cm ²)			
								2.800	3.000	3.500	4.200
20	30	140	20	200	26	1,32	2,8	6.17 ø1/2" c/25	5.76 ø1/2" c/25	4.94 ø1/2" c/25	4.11 ø1/2" c/25
25	30	160	20	200	32,5	1,27	4,29	9,46 ø1/2" c/20	8,82 ø1/2" c/25	7,57 ø1/2" c/25	6,30 ø1/2" c/25
30	30	175	20	200	39	1,27	5,84	12,87 ø1/2" c/17	12 ø1/2" c/18	10,30 ø1/2" c/20	8,58 ø1/2" c/25
35	30	190	20	200	45,5	1,26	7,66	16,88 ø5/8" c/20	15,76 ø5/8" c/20	13,51 ø1/2" c/18	11,26 ø1/2" c/20
40	35	200	20	220	52	1,30	8,85	19,5 ø5/8" c/20	18,20 ø5/8" c/20	15,60 ø5/8" c/25	13 ø1/2" c/19
45	35	215	20	220	58,5	1,26	10,97	24,18 ø5/8" c/17	22,57 ø5/8" c/18	19,35 ø5/8" c/20	16,12 ø5/8" c/25
50	35	225	25	240	65	1,28	13,20	23,27 ø5/8" c/19	21,72 ø5/8" c/20	18,63 ø1/2" c/15	15,52 ø1/2" c/18
60	35	245	25	240	78	1,30	17,55	30,96 ø1/2" c/10	28,88 ø1/2" c/10	24,77 ø1/2" c/12	20,64 ø1/2" c/15
70	40	265	30	280	91	1,30	21,80	32,04 ø5/8" c/16	29,90 ø5/8" c/17	25,63 ø5/8" c/20	21,36 ø1/2" c/15
80	40	285	30	280	104	1,28	27,37	40,22 ø5/8" c/14	37,54 ø5/8" c/15	32,13 ø5/8" c/17	26,81 ø1/2" c/13
90	40	300	30	280	117	1,30	32,96	48,43 ø5/8" c/12	45,21 ø5/8" c/13	38,74 ø5/8" c/15	32,28 ø5/8" c/17
100	40	315	35	300	130	1,30	38,71	48,76 ø3/4" c/18	45,51 ø3/4" c/19	39,01 ø5/8" c/16	32,51 ø5/8" c/19
110	45	330	35	320	143	1,30	43,55	54,87 ø3/4" c/17	51,20 ø3/4" c/18	43,90 ø3/4" c/20	36,58 ø3/4" c/25
120	45	350	40	340	156	1,27	51,68	56,97 ø3/4" c/17	53,17 ø3/4" c/18	45,58 ø3/4" c/20	38 ø3/4" c/25
130	45	360	40	340	169	1,30	58,04	63,98 ø3/4" c/16	59,71 ø3/4" c/17	51,18 ø3/4" c/19	42,66 ø5/8" c/16
140	45	375	40	340	182	1,30	66,36	73,15 ø3/4" c/14	68,27 ø3/4" c/15	58,52 ø3/4" c/18	48,77 ø3/4" c/20
150	50	390	40	360	195	1,28	72,13	79,51 ø3/4" c/14	74,20 ø3/4" c/14	63,61 ø3/4" c/17	53 ø3/4" c/20
175	50	420	45	380	227	1,28	92,10	90,13 ø3/4" c/13	84,13 ø3/4" c/14	72,11 ø3/4" c/16	60 ø3/4" c/19
200	50	450	50	400	260	1,28	115,20	101,50 ø3/4" c/12	94,80 ø3/4" c/13	81,26 ø3/4" c/15	67,72 ø3/4" c/18
225	55	475	55	440	292	1,30	136,15	109,15 ø3/4" c/12	101,87 ø3/4" c/13	87,32 ø3/4" c/15	72,77 ø3/4" c/18
250	55	500	55	440	325	1,30	160,90	129 ø7/8" c/15	120,38 ø7/8" c/16	103,18 ø7/8" c/18	86 ø3/4" c/16
275	60	525	60	480	357	1,30	184,50	147,88 ø7/8" c/13	126,54 ø7/8" c/14	118,30 ø7/8" c/17	98,58 ø7/8" c/20
300	60	550	60	480	390	1,28	211,28	155,26 ø1" c/18	144,91 ø1" c/19	124,21 ø7/8" c/17	103,5 ø7/8" c/20

T A B L A 8.3

 $f'_c \geq 210 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{adm} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$

DIMENSIONES DE LAS BASES Y DISTRIBUCION DE ACERO

vP	b	B	d	b _o	P _u	σ_u	M _u	A _s (cm ²)			
								f _y (Kg/cm ²)			
(t)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(t)	(Kg/cm ²)	(tm)	2.800	3.000	3.500	4.200
20	30	115	20	200	26	1,96	2,03	4,48 ø 1/2" c/25	4,19 ø 1/2" c/25	3,60 ø 1/2" c/25	3 ø 1/2" c/25
25	30	130	20	200	32,5	1,92	3,12	6,87 ø 1/2" c/20	6,42 ø 1/2" c/25	5,50 ø 1/2" c/25	4,58 ø 1/2" c/25
30	30	145	20	200	39	1,85	4,43	9,77 ø 1/2" c/18	9,12 ø 1/2" c/19	7,82 ø 1/2" c/20	6,51 ø 1/2" c/25
35	30	155	20	200	45,5	1,90	5,75	12,68 ø 1/2" c/15	11,83 ø 1/2" c/16	10,14 ø 1/2" c/19	8,45 ø 1/2" c/20
40	35	165	20	220	52	1,90	6,62	14,60 ø 1/2" c/14	13,62 ø 1/2" c/15	11,68 ø 1/2" c/18	9,73 ø 1/2" c/20
45	35	175	20	220	58,5	1,90	8,14	17,96 ø 1/2" c/12	16,76 ø 1/2" c/13	14,36 ø 1/2" c/15	11,97 ø 1/2" c/18
50	35	185	25	240	65	1,90	9,88	17,43 ø 1/2" c/13	16,27 ø 1/2" c/14	13,94 ø 1/2" c/17	11,62 ø 1/2" c/19
60	35	200	25	240	78	1,95	13,27	23,40 ø 5/8" c/16	21,85 ø 5/8" c/18	18,72 ø 5/8" c/20	15,60 ø 5/8" c/25
70	40	220	30	280	91	1,88	16,75	24,62 ø 5/8" c/17	23 ø 5/8" c/19	19,70 ø 1/2" c & 14	16,41 ø 1/2" c 17
80	40	235	30	280	104	1,88	81	30,86 ø 5/8" c/14	28,80 ø 5/8" c/16	24,70 ø 5/8" c/18	20,57 ø 1/2" c/14
90	40	245	30	280	117	1,95	25,10	36,88 ø 5/8" c/13	34,42 ø 5/8" c/14	29,50 ø 5/8" c/16	24,60 ø 5/8" c/19
100	40	260	35	300	130	1,92	30,20	38 ø 5/8" c/13	35,50 ø 5/8" c/14	30,43 ø 5/8" c 17	25,36 ø 5/8" c/20
110	45	270	35	320	143	1,96	33,48	42,18 ø 3/4" c/18	39,37 ø 3/4" c/19	33,75 ø 5/8" c/15	28,12 ø 5/8" c/19
120	45	285	40	340	156	1,92	39,40	43,42 ø 3/4" c/18	40,53 ø 3/4" c/19	34,74 ø 3/4" c/20	28,95 ø 3/4" c/25
130	45	295	40	340	169	1,94	44,70	49,28 ø 3/4" c/17	46 ø 3/4" c/18	39,42 ø 3/4" c/20	32,85 ø 3/4" c/25
140	45	305	45	360	182	1,96	50,51	49,50 ø 3/4" c/17	46,19 ø 3/4" c/18	39,60 ø 3/4" c/20	33 ø 3/4" c/25
150	50	320	45	380	195	1,90	55,40	54,28 ø 3/4" c/16	50,66 ø 3/4" c/18	43,42 ø 3/4" c/20	36,20 ø 3/4" c/25
175	50	345	45	380	227	1,90	71,3	69,86 ø 7/8" c/14	65,20 ø 7/8" c/15	55,90 ø 7/8" c/17	46,57 ø 7/8" c/20
200	50	365	50	400	260	1,95	88,28	77,84 ø 7/8" c/18	72,65 ø 7/8" c/19	62,27 ø 3/4" c/16	51,90 ø 3/4" c/20
250	55	410	55	440	325	1,93	124,65	100 ø 7/8" c/15	93,27 ø 7/8" c/17	80 ø 7/8" c/20	66,60 ø 3/4" c/17
300	60	450	60	480	390	1,92	164,36	120,70 ø 7/8" c/14	112,66 ø 7/8" c/15	96,57 ø 7/8" c/18	80,47 ø 3/4" c/16
350	60	485	70	520	455	1,93	211,34	133,12 ø 1" c/18	124,24 ø 7/8" c/15	106,50 ø 7/8" c/17	88,74 ø 7/8" c/20
400	65	520	75	560	520	1,92	258,36	151,90 ø 1" c/17	141,76 ø 1" c/18	121,50 ø 1" c/20	101,60 ø 1" c/25

T A B L A 8.4

$$f'_c \geq 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSIONES DE LAS BASES Y DISTRIBUCION DE ACERO

vP (t)	b (cm)	B (cm)	d (cm)	b _o (cm)	P _u (t)	σ_u (Kg/cm ²)	M _u (tm)	A _s (cm ²) (Kg/cm ²)			
								2.800	f _y 3.000	3.500	4.200
25	30	120	20	200	32,5	2,25	2,73	6,02 Ø1/2"c/25	5,62 Ø1/2"c/25	4,82 Ø1/2"c/25	4 Ø1/2"c/25
30	30	125	20	200	39	2,50	3,52	7,70 Ø1/2"c/20	7,25 Ø1/2"c/20	6,21 Ø1/2"c/25	5,18 Ø1/2"c/25
35	30	135	20	200	45,5	2,50	3,80	8,40 Ø1/2"c/20	7,84 Ø1/2"c/20	6,72 Ø1/2"c/25	5,60 Ø1/2"c/25
40	35	145	20	220	52	2,47	5,40	11,94 Ø1/2"c/15	11,14 Ø1/2"c/16	9,55 Ø1/2"c/19	7,96 Ø1/2"c/20
50	35	160	25	240	65	2,54	7,94	14 Ø1/2"c/14	13,06 Ø1/2"c/15	11,20 Ø1/2"c/18	9,33 Ø1/2"c/20
60	35	175	25	240	78	2,54	10,90	19,20 Ø5/8"c/18	17,92 Ø5/8"c/19	15,36 Ø1/2"c/14	12,80 Ø1/2"c/17
70	40	190	30	280	91	2,50	13,36	19,63 Ø5/8"c/19	18,32 Ø5/8"c/20	15,70 Ø5/8"c/20	13,09 Ø1/2"c/18
80	40	200	30	280	104	2,60	16,64	24,45 Ø5/8"c/16	22,82 Ø5/8"c/17	19,56 Ø5/8"c/20	16,30 Ø1/2"c/15
90	40	215	30	280	117	2,53	20,82	30,60 Ø5/8"c/13	28,56 Ø5/8"c/15	24,48 Ø5/8"c/17	20,40 Ø5/8"c/20
100	40	225	35	300	130	2,56	24,64	31,04 Ø5/8"c/14	28,97 Ø5/8"c/15	24,83 Ø5/8"c/17	20,70 Ø5/8"c/20
110	45	235	35	320	143	2,59	28,93	36,44 Ø5/8"c/12	34 Ø5/8"c/13	29,15 Ø5/8"c/16	24,30 Ø5/8"c/19
120	45	250	40	340	156	2,50	34,45	37,98 Ø5/8"c/13	35,44 Ø5/8"c/14	30,38 Ø5/8"c/15	25,32 Ø5/8"c/19
130	45	255	40	340	169	2,60	36,54	40,28 Ø3/4"c/18	37,60 Ø3/4"c/19	32,23 Ø3/4"c/20	26,85 Ø3/4"c/25
140	45	265	40	340	182	2,60	41,68	45,94 Ø3/4"c/16	42,88 Ø3/4"c/17	36,75 Ø3/4"c/29	30,63 Ø3/4"c/20
150	50	275	45	340	195	2,57	44,72	43,82 Ø3/4"c/17	40,90 Ø3/4"c/19	35,05 Ø3/4"c/20	29,20 Ø3/4"c/25
175	50	300	45	380	227	2,52	59,06	57,87 Ø7/8"c/20	54 Ø3/4"c/15	46,30 Ø3/4"c/18	38,58 Ø3/4"c/20
200	50	320	50	380	260	2,54	74,02	65,31 Ø7/8"c/19	60,96 Ø7/8"c/20	52,25 Ø3/4"c/17	43,54 Ø3/4"c/20
225	55	335	50	420	292	2,60	88,43	77,98 Ø7/8"c/16	72,78 Ø7/8"c/17	62,30 Ø7/8"c/20	52 Ø7/8"c/20
250	55	355	55	440	325	2,57	102,64	82,28 Ø7/8"c/16	76,79 Ø7/8"c/17	65,82 Ø7/8"c/20	54,85 Ø7/8"c/25
300	60	390	60	480	390	2,56	135,90	99,87 Ø7/8"c/15	93,21 Ø7/8"c/16	79,90 Ø7/8"c/19	66,58 Ø7/8"c/20
350	60	420	65	500	455	2,58	175,80	119,07 Ø1"c/17	111 Ø1"c/19	95,26 Ø7/8"c/17	79,38 Ø7/8"c/20
400	65	450	75	560	520	2,57	214,20	126 Ø1"c/18	117,50 Ø1"c/19	100,77 Ø7/8"c/17	83,98 Ø7/8"c/20
500	70	500	80	600	650	2,60	300,40	165,60 Ø1"c/15	154,55 Ø1"c/16	132,47 Ø1"c/19	110,40 Ø7/8"c/17

T A B L A 8.5

 $f'_c \geq 210 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{adm} = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$

DIMENSIONES DE LAS BASES Y DISTRIBUCION DE ACERO

VP (t)	b (cm)	B (cm)	d (cm)	b _o (cm)	P _u (t)	σ_u (Kg/cm ²)	M _u (tm)	A _s (cm ²)			
								f _y (Kg/cm ²)			
								2.800	3.000	3.500	4.200
25	30	100	20	200	32,5	3,25	2	4,38 ø1/2"c/25	4,10 ø1/2"c/25	3,51 ø1/2"c/25	2,92 ø1/2"c/25
30	30	110	20	200	39	3,22	2,83	6,24 ø1/2"c/20	5,83 ø1/2"c/20	5 ø1/2"c/25	4,16 ø1/2"c/25
40	35	130	20	200	52	3,08	4,51	9,96 ø1/2"c/16	9,29 ø1/2"c/18	7,96 ø1/2"c/20	6,63 ø1/2"c/25
50	35	145	20	220	65	3,10	6,80	15 ø5/8"c/19	14 ø5/8"c/20	12 ø1/2"c/15	10 ø1/2"c/18
60	35	155	25	240	78	3,25	9,06	16 ø5/8"c/19	14,92 ø5/8"c/20	12,80 ø1/2"c/15	10,66 ø1/8"c/18
70	40	170	25	260	91	3,15	11,31	19,95 ø5/8"c/16	18,62 ø5/8"c/18	15,96 ø5/8"c/20	13,30 ø5/8"c/25
80	40	180	30	280	104	3,20	14,11	20,74 ø5/8"c/17	19,35 ø5/8"c/18	16,60 ø5/8"c/20	13,82 ø5/8"c/25
90	40	190	30	280	117	3,24	17,31	25,44 ø5/8"c/14	23,75 ø5/8"c/16	20,35 ø5/8"c/18	16,96 ø5/8"c/20
100	40	200	35	300	130	3,25	20,80	26,60 ø5/8"c/15	24,54 ø5/8"c/16	20,96 ø5/8"c/18	17,46 ø5/8"c/20
110	45	210	35	320	143	3,24	23,15	29,16 ø5/8"c/14	27,22 ø5/8"c/15	23,33 ø5/8"c/17	19,44 ø5/8"c/20
120	45	220	35	320	156	3,22	27,11	34,16 ø3/4"c/18	31,88 ø3/4c/18	27,33 ø5/8"c/16	22,77 ø5/8"c/19
130	45	230	40	340	169	3,20	31,48	34,70 ø3/4"c/18	32,39 ø3/4"c/19	27,76 ø3/4c/20	23,13 ø3/4"c/25
140	45	240	40	340	182	3,16	36,05	39,73 ø3/4"c/17	37,09 ø3/4"c/18	31,79 ø3/4"c/20	26,49 ø3/4"c/20
150	50	245	45	380	195	3,25	37,85	37,08 ø3/4"c/18	34,61 ø3/4c/20	29,66 ø3/4"c/20	24,72 ø3/4"c/25
175	50	265	45	380	227	3,23	49,45	48,45 ø3/4"c/15	45,22 ø3/4"c/16	38,76 ø3/4"c/19	32,30 ø3/4"c/20
200	50	285	50	400	260	3,20	64,92	57,25 ø7/8"c/19	53,43 ø7/8"c/20	45,80 ø3/4"c/17	38,16 ø3/4"c/20
225	55	300	50	420	292	3,25	73,15	64,50 ø7/8"c/18	60,21 ø7/8"c/19	51,60 ø3/4"c/16	43 ø3/4"c/19
250	55	320	55	440	325	3,17	89,00	71,38 ø7/8"c/17	66,62 ø7/8"c/18	57,10 ø3/4"c/15	47,60 ø3/ø"c/19
300	60	350	60	480	390	3,18	117,10	86 ø7/8"c/15	80,25 ø7/8"c/16	68,78 ø3/4"c/14	57,30 ø3/4"c/17
350	60	375	65	500	455	3,23	150,20	102 ø1"c/18	95,11 ø1"c/20	81,52 ø7/8"c/17	67,94 ø7/8"c/20
400	65	400	70	540	520	3,25	182,36	114,86 ø1"c/17	107,20 ø1"c/18	91,90 ø7/8"c/16	76,58 ø7/8"c/20
500	70	450	80	600	650	3,20	260,00	143,20 ø1"c/15	133,70 ø1"c/17	114,60 ø1"c/20	95,50 ø7/8"c/18
600	75	490	90	660	780	3,25	342,80	168 ø1"c/14	156,76 ø1"c/15	134,36 ø1"c/18	112 ø7/8"c/17

T A B L A 8.6

$$f'_c \geq 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSIONES DE LAS BASES Y DISTRIBUCION DE ACERO

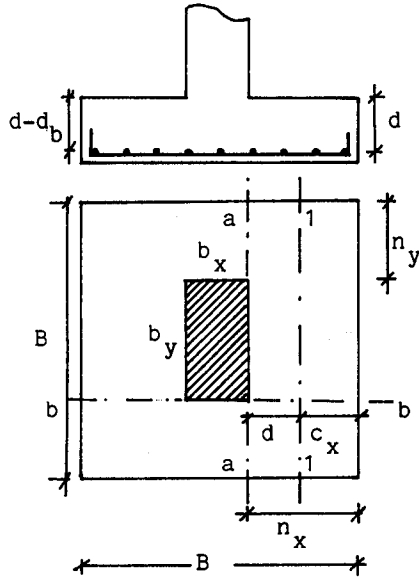
vP	b	B	d	b _o	P _u	σ_u	M _u	A _s (cm ²)			
								f _y (kg/cm ²)			
(t)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(t)	(Kg/cm ²)	(tm)	2.800	3.000	3.500	4.200
25	30	95	20	200	32,5	3,60	1,80	3,96 Ø1/2"C/25	3,70 Ø1/2"C/25	3,17 Ø1/2"C/25	2,64 Ø1/2"C/25
30	30	100	20	200	39	3,90	2,39	5,26 Ø1/2"C/20	4,91 Ø1/2"C/25	4,21 Ø1/2"C/25	3,57 Ø1/2"C/25
40	35	115	20	220	52	3,93	3,61	7,97 Ø1/2"c/18	7,44 Ø1/2"c/20	6,37 Ø1/2"c/20	5,31 Ø1/2"c/25
50	35	130	20	220	65	3,85	5,64	12,44 Ø5/8"c/20	11,61 Ø5/8"c/20	9,96 Ø1/2"c/16	8,30 Ø1/2"c/20
60	35	145	25	240	78	3,70	8,11	14,31 Ø5/8"c/20	13,35 Ø5/8"c/20	11,45 Ø5/8"c/25	9,54 Ø1/2"c/19
70	40	155	25	260	91	3,78	9,65	16,27 Ø5/8"c/18	15,20 Ø5/8"c/20	13 Ø5/8"c/19	10,85 Ø1/2"C/18
80	40	165	30	280	104	3,82	12,31	18,09 Ø5/8"c/18	16,88 Ø5/8"c/19	14,47 Ø5/8"c/20	12,06 Ø5/8"c/25
90	40	175	30	280	117	3,82	15,23	22,38 Ø5/8"c/15	20,90 Ø5/8"c/16	17,90 Ø57#c/19	14,92 Ø5/8"c/20
100	40	185	35	300	130	3,80	18,47	23,27 Ø5/8#c/15	21,72 Ø5/8#c/16	18,62 Ø5/8#c/19	15,51 Ø5/8#c/20
110	45	195	35	320	143	3,76	20,62	25,98 Ø3/4#c/20	24,24 Ø5/8#c/16	20,78 Ø5/8#c/18	17,31 Ø5/8#c/20
120	45	200	35	320	156	3,90	23,42	29,50 Ø3/4#c/19	27,54 Ø3/4#c/20	23,60 Ø5/8#c/16	19,67 Ø5/8#c/20
130	45	210	40	340	169	3,83	27,37	30,57 Ø3/4#c/19	28,50 Ø3/4#c/20	24,13 Ø5/8#c/16	20,11 Ø5/8#c/20
140	45	220	40	340	182	3,76	31,66	34,90 Ø3/4#c/16	32,57 Ø3/4#c/19	27,92 Ø3/4#c/20	23,27 Ø3/4#c/25
150	50	225	45	380	195	3,85	41,17	40,34 Ø3/4#c/15	37,65 Ø3/4#c/17	32,27 Ø3/4#c/19	26,90 Ø3/4#c/20
175	50	245	45	380	227	3,78	44,00	43,13 Ø3/4#c/16	40,25 Ø3/4#c/17	34,50 Ø3/4#c/20	28,75 Ø3/4#c/20
200	50	260	50	400	260	3,85	55,18	48,65 Ø7/8#c/20	45,41 Ø3/4#c/16	38,92 Ø3/4#c/19	32,43 Ø3/4#c/20
225	55	275	50	420	292,5	3,87	64,38	56,77 Ø7/8#c/18	53 Ø7/8#c/19	45,42 Ø3/4#c/17	37,85 Ø3/4#c/20
250	55	290	55	440	325	3,86	77,27	61,94 Ø7/8#c/18	57,81 Ø7/8#c/19	49,55 Ø7/8#c/16	41,30 Ø7/8#c/20
300	60	320	60	480	390	3,80	102,75	75,50 Ø7/8#c/16	70,47 Ø7/8#c/17	60,40 Ø7/8#c/20	50,33 Ø7/8#c/20
350	60	345	65	500	455	3,82	133,80	90,76 Ø1#c/19	84,71 Ø1#c/20	72,61 Ø7/8#c/18	60,51 Ø7/8#c/20
400	65	365	70	540	520	3,90	160,14	100,87 Ø1#c/18	94,14 Ø1#c/19	80,70 Ø7/8#c/17	62,24 Ø7/8#c/20
500	70	410	80	600	650	3,87	229,28	126,36 Ø1#c/16	117,94 Ø1#c/17	101,10 Ø1#c/20	84,24 Ø1#c/25
600	75	450	85	640	780	3,85	304,54	158 Ø1#c/14	147,44 Ø1#c/15	126,37 Ø1#c/18	105,31 Ø1#c/20

En el caso que la base cuadrada centrada soporte una columna rectangular, el momento máximo corresponde al plano que contiene al lado mayor de la columna, como se indica en la figura 8.7 y la fuerza de corte máxima se halla en el plano 1-1, paralelo al anterior, ubicado a distancia d de aquel.

$$M_{u \max} = M_{u \text{ a-a}} = \sigma_u B n_x^2 / 2 \quad (8.23)$$

$$M_{u \text{ b-b}} = \sigma_u B n_y^2 / 2 \quad (8.24)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{u \max}}{\mu f'_c B}} \quad (8.25)$$



Para asegurar la ductilidad de la sección es conveniente adoptar $\mu = 0,1448$, correspondiente a $\omega = 0,18$, según se lee en la Tabla 7.7.

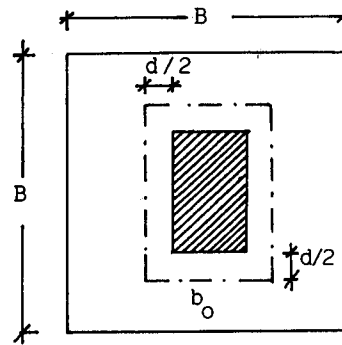


Figura 8.7

Para el plano 1-1 se debe cumplir :

$$V_{u \max} = \sigma_u B c_x \leq 0,53 \sqrt{f'_c} B d \quad (8.25)$$

El perímetro de punzonado se obtiene : $b_o = 2 (b_x + b_y + 2d)$ (8.26)

La fuerza de punzonado V_u resulta : $V_u = P_u - \sigma_u (b_x + d)(b_y + d)$ (8.27)

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} \leq v_c = \left(0,53 + \frac{1,06}{\beta_c} \sqrt{f'_c}\right) \quad \text{para } \phi = 0,85 \quad (8.28)$$

Se debe cumplir además : $v_u \leq v_c = 1,06 \sqrt{f'_c}$ (8.29)

β_c es la relación de aspecto entre los lados de la columna o pedestal :

$$\beta_c = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} \text{ de la columna o pedestal} \geq 1 \quad (8.30)$$

Para el diseño del acero de refuerzo, resulta :

$$A_{sx} = \frac{M_{u \max}}{\phi f_y j_u d} \quad (8.31)$$

A_{sx} es el acero principal, que se coloca en la parte inferior de la base, paralelo al lado menor de la columna, es decir perpendicular al eje de mayor momento flector a-a. Sobre él se apoyan las barras del acero A_{sy} ortogonales.

$$A_{sy} = \frac{M_{u \text{ b-b}}}{\phi f_y j_u (d - d_b)} \quad (8.32)$$

Las barras de la armadura correspondientes a A_{sx} y A_{sy} se distribuyen uniformemente en ambas direcciones, en todo el ancho de la base.

$(d - d_b)$ es la altura correspondiente al acero A_{sy} que se ubica por encima del A_{sx} y en contacto con él.

8.4.- BASES AISLADAS RECTANGULARES

Las bases aisladas rectangulares con cargas centradas, se diseñan en forma similar a las bases cuadradas analizadas precedentemente, siempre que se cumpla la relación entre sus lados :

$$0,5 \leq \frac{B_x}{B_y} \leq 2 \quad (8.33)$$

La elección de bases rectangulares obedece a la imposibilidad de diseñarlas - cuadradas, por razones de espacio. Cuando se excede la relación 8.33, las bases deben combinarse con otras fundaciones vecinas de modo de eliminar la excesiva flexión que se produce en la dirección larga, trabajando como volado.

En forma similar a las bases cuadradas, el área requerida en planta resulta :

$$A_{req} = \frac{v P}{\sigma_{adm}} \leq A = B_x B_y \quad (v \text{ se obtiene de la Tabla 8.1}) \quad (8.34)$$

Los momentos flectores en los ejes a-a y b-b respectivamente son :

$$M_{u \text{ a-a}} = \sigma_u B_y n_x^2 / 2 \quad M_{u \text{ b-b}} = \sigma_u B_x n_y^2 / 2 \quad (8.35)$$

(8.36)

Por lo tanto, se obtiene una altura útil para cada eje crítico de momentos :

$$d_1 = \sqrt{\frac{M_{u \text{ a-a}}}{\mu f'_c B_y}} \quad d_2 = \sqrt{\frac{M_{u \text{ b-b}}}{\mu f'_c B_x}} \quad (8.37)$$

(8.38)

A la mayor de estas alturas útiles requeridas se la designa por d , y corresponde al valor de la mínima altura de diseño de la base. Por lo general, esta altura así obtenida por flexión, debe ser aumentada para verificar los esfuerzos admisibles por corte y punzonado en la zapata.

En los planos 1-1 y 2-2, las fuerzas mayoradas de corte se obtienen :

$$V_{u \text{ 1-1}} = \sigma_u B_y c_x \quad V_{u \text{ 2-2}} = \sigma_u B_x c_y \quad (8.39)$$

(8.40)

En cada caso se debe cumplir :

$$\left. \begin{aligned} v_{u \text{ 1-1}} &= \frac{V_{u \text{ 1-1}}}{\phi B_y d} \leq v_c \\ v_{u \text{ 2-2}} &= \frac{V_{u \text{ 2-2}}}{\phi B_x d} \leq v_c \end{aligned} \right\} v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \quad (8.41)$$

(8.42)

El perímetro de punzonado vale .

$$b_o = 2 (b_x + b_y + 2 d) \quad (8.43)$$

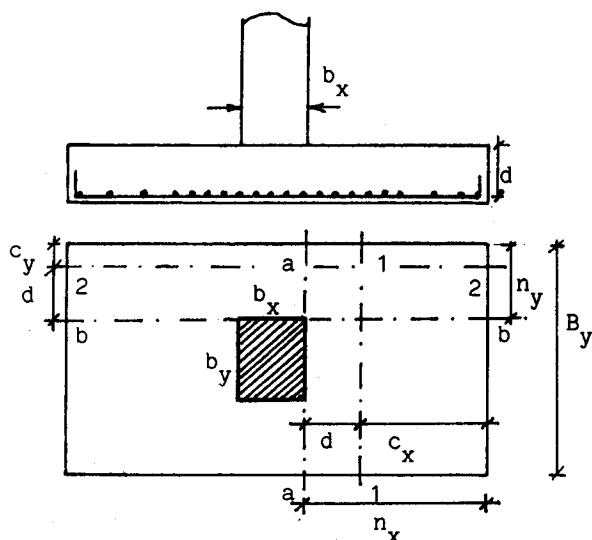
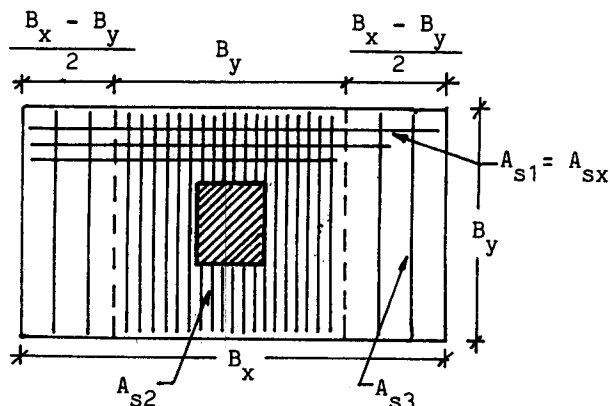


Figura 8.8



La verificación a punzonado se realiza en la forma analizada en el caso de bases cuadradas con columnas rectangulares, debiéndose cumplir las ecs. 8.27 a 8.30.

Con relación a la distribución del acero, se deben respetar las disposiciones de la Sección 7.13. El acero que resiste el mayor momento, para la base rectangular de la figura 8.8, es el que se coloca horizontalmente, paralelo al lado mayor de la base. Se lo conoce por $A_{s1} = A_{sx}$, y se lo distribuye uniformemente en todo el ancho B_y de la base, extendiéndolo en la longitud total B_x .

Pero el acero paralelo a la dirección corta debe cumplir las condiciones dadas en las ecuaciones 7.66 y 7.67, concentrando en la franja centrada con respecto a la columna, de ancho igual al lado menor de la base, un área de acero A_2 :

$$A_{s2} = \frac{2}{\beta + 1} A_{sy} \quad \text{para} \quad \beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} \text{ de la zapata}$$

donde A_{sy} es el área total de acero en la dirección corta de la base, que resiste el momento flector con respecto al eje b-b a ambos lados de la columna. El área de acero de la diferencia:

$$A_{s3} = (A_{sy} - A_{s2})$$

se distribuye simétricamente a ambos lados de la franja centrada, también de manera uniforme. Cuando por razones constructivas se deba limitar la altura de la zapata, sin colocar armadura adicional a corte, se pueden buscar soluciones alternas, como por ejemplo colocar nervios longitudinales o diagonales conectando el pie de las columnas, o ensanchar el perímetro de las mismas con pedestales.

Algunas de estas soluciones se muestran en la figura 8.9. Por ejemplo, el esquema a) corresponde a una base con nervio longitudinal, que resulta una viga T solicitada por las reacciones del suelo de fundación. En este caso se deben cumplir las especificaciones indicadas en la Sección 7.4 para vigas T aisladas.

El esquema b) muestra un pedestal troncopiramidal que ensancha las dimensiones de la columna, para disminuir los momentos flectores y las fuerzas de corte en la base. Otras posibilidades se dan en los esquemas c) a e), las cuales permiten reducir el volumen de la base y su peso, cuando los esfuerzos admisibles del suelo de fundación son limitados.

Estas soluciones, sin embargo, exigen un incremento en el acero de refuerzo, y en la calidad del concreto a usar. Además, las bases con nervios necesitan encofrado, lo cual obviamente encarece su costo. Se las utiliza solamente cuando se desea disminuir el volumen total del concreto de la base, en el caso en que un alto porcentaje de la capacidad portante del suelo debe emplearse para resistir el peso de la fundación. Cuando esto no es posible, se debe recurrir a fundaciones indirectas o pilotes.

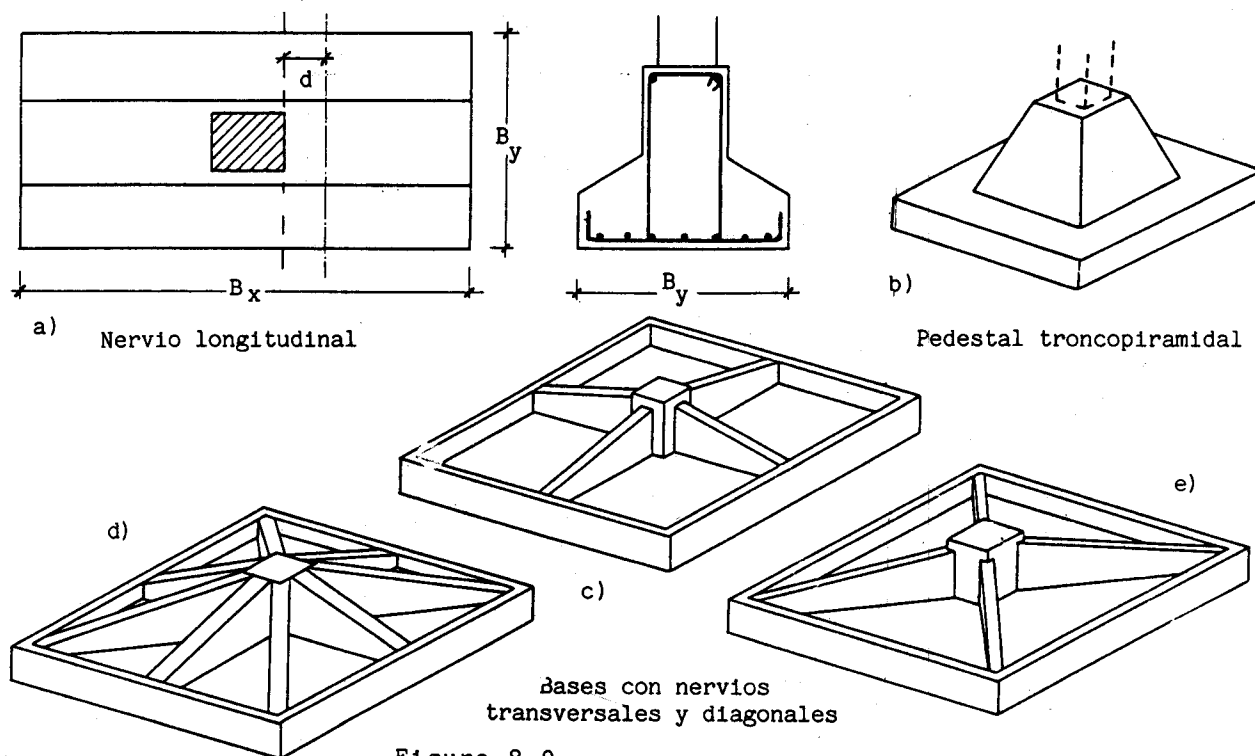


Figura 8.9

EJEMPLO 8.2.-

Diseñe la base aislada centrada que debe soportar las cargas de servicio :

CP = 125 t CV = 85 t La columna tiene las dimensiones : $b_x = 65$ cm

Por razones constructivas se fija : $B_y = 2,8$ m $b_y = 50$ cm

La profundidad de la fundación es : $H = 3,2$ m

El esfuerzo admisible del suelo : $\sigma_{adm} = 2$ Kg/cm²

$f'_c = 280$ Kg/cm²

$f'_y = 4.200$ "

Análisis de la base :

De tabla 8.1 se obtiene $v = 1,3$

$$A_{req} = \frac{1,3 (125 + 85) 10^3}{2} = 13,65 \text{ m}^2$$

$$B_x = \frac{13,65}{2,8} \approx 4,9 \text{ m} \quad A = 13,72 \text{ m}^2$$

$$\beta = \frac{B_x}{B_y} = \frac{4,9}{2,8} = 1,75 < 2 \quad \text{Correcto}$$

Cargas mayoradas :

$$P_u = 1,4 \text{ CP} + 1,7 \text{ CV} = 319,5 \text{ t}$$

$$\sigma_u = \frac{319,5 \text{ t}}{13,72 \text{ m}^2} = 2,33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{u \text{ a-a}} = \sigma_u B_y n_x^2 / 2 = 2,33 \times 280 \times 212,5^2 / 2 = 147,3 \text{ tm}$$

$$M_{u \text{ b-b}} = \sigma_u B_x n_y^2 / 2 = 2,33 \times 490 \times 115^2 / 2 = 75,5 \text{ tm}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{M_{u \text{ a-a}}}{\mu f'_c B_y}} = \sqrt{\frac{147,3 \times 10^5}{0,1448 \times 280 \times 280}} = 36 \text{ cm}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{M_{u \text{ b-b}}}{\mu f'_c B_x}} = \sqrt{\frac{75,5 \times 10^5}{0,1448 \times 280 \times 490}} = 20 \text{ cm}$$

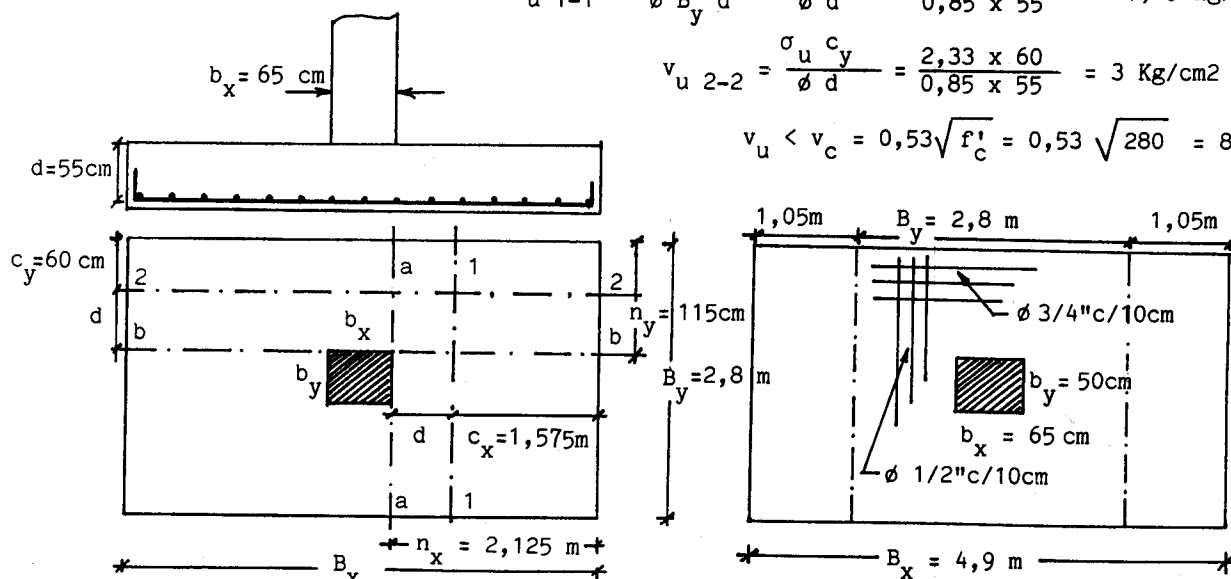
Se adopta $d = 55$ cm

$$v_{u \text{ 1-1}} = \frac{V_{u \text{ 1-1}}}{\phi B_y d} = \frac{\sigma_u c_x}{\phi d} = \frac{2,33 \times 157,5}{0,85 \times 55} = 7,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{u \text{ 2-2}} = \frac{\sigma_u c_y}{\phi d} = \frac{2,33 \times 60}{0,85 \times 55} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 0,53 \sqrt{280} = 8,67 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple



El perímetro de punzonado es : $b_o = 2(65 + 50 + 2 \times 55) = 4,5$ m

$$\beta_c = \frac{65}{50} = 1,3$$

$$V_u = P_u - \sigma_u (b_x + d)(b_y + d) = 319,500 - 2,33 \times 120 \times 105 = 290,142 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{290,142}{0,85 \times 4,5 \times 55} = 13,79 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = (0,53 + \frac{1,06}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} = (0,53 + \frac{1,06}{1,3}) \sqrt{280} = 22,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Además : } v_u < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 17,73 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple

Verificación al aplastamiento :

$$P_{\max \text{ col}} = \phi (0,85 f'_c A_1) = 0,7 \times 0,85 \times 280 \times 65 \times 50 = 541,45 \text{ t} > P_u = 319,5 \text{ t}$$

$$P_{\max \text{ col}} > P_{\max \text{ base}} > P_u \quad \text{Correcto}$$

Diseño de acero :

(se acepta $j_u = 0,9$)

$$A_{sx} = \frac{M_u \text{ a-a}}{\phi f_y j_u d} = \frac{147,3 \times 10^5}{0,9^2 \times 4.200 \times 55} = 78,72 \text{ cm}^2$$

Por metro, en la dirección x :

$$A_{sx} = \frac{78,72}{2,8} = 28,11 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{De Tabla 7.4 : } \phi 3/4" \text{ c/ } 10 \text{ cm}$$

$$(A_b = 2,84 \text{ cm}^2 \quad d_b = 1,9 \text{ cm})$$

$$A_{s1} = A_{sx} = 28,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sy} = \frac{M_u \text{ b-b}}{\phi f_y j_u (d - 1,9)} = \frac{75,5 \times 10^5}{0,9^2 \times 4.200 \times 53,1} = 41,8 \text{ cm}^2$$

El área de acero A_{s2} en la banda centrada con la columna, de ancho $B_y = 2,8 \text{ m}$ resulta :
(de ec. 7.66)

$$A_{s2} = \frac{2 A_{sy}}{\beta + 1} = \frac{2 \times 41,8}{2,75} = 30,4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{30,4}{2,8} = 10,86 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 1/2" \text{ c/ } 10 \text{ cm} \quad A_{s2} = 12,7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore A_{s2} = 35,56 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{s3} = A_{sy} - A_{s2} = 41,8 - 35,56 = 6,24 \text{ cm}^2$$

$$\frac{6,24}{2 \times 1,05} = 2,97 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}} = 0,0018 b h = 0,0018 \times 100 \times 65 = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(A_b = 1,27 \text{ cm}^2 \quad d_b = 1,27 \text{ cm})$$

$$\phi 1/2" \text{ c/ } 10 \text{ cm}$$

Verificación de la adherencia y longitud de desarrollo :

En la dirección x :

$$\frac{B_x - b_x}{2} - r = \frac{490 - 65}{2} - 7 = 205 \text{ cm} > L_{dx \text{ max}}$$

En la dirección y :

$$\frac{B_y - b_y}{2} - r = \frac{280 - 50}{2} = 108 \text{ cm} > L_{dy \text{ max}} \quad \text{Correcto}$$

$$L_{dx} \geq 1,4 (0,06 A_{bx} f_y) / \sqrt{f'_c} = 1,4 \times 0,06 \times 2,84 \times 4.200 / \sqrt{280} = 60 \text{ cm}$$

$$L_{dx} \geq 1,4 \times 0,006 d_b f_y = 1,4 \times 0,06 \times 1,9 \times 4.200 = 67 \text{ cm}$$

$$L_{dy} \geq 1,4 \times 0,06 \times 1,27 \times 4.200 / \sqrt{280} = 27 \text{ cm}$$

$$L_{dy} \geq 1,4 \times 0,006 \times 1,27 \times 4.200 = 45 \text{ cm}$$

8.5.- BASES CONTINUAS PARA MUROS

Las bases continuas de muros pueden ser de concreto sin armar o armado. (Ver Sección 8.2). En el primer caso, sólo soportan cargas reducidas, como por ejemplo de paredes de mampostería sin sobrecargas importantes. Las dimensiones en este caso se indican en la figura 8.10 a). y los esfuerzos de tracción en el concreto son limitados.

Más usuales son las bases de concreto armado, (Fig. 8.10 b) para las cuales es conveniente respetar una altura útil :

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad (8.44)$$

Las secciones críticas para el momento flector en bases con muros de concreto, de mampostería y columnas metálicas con planchas de base, se indican en la Sección 7.13, figura 7.23, y el plano crítico de corte, en la figura 7.25.

La distribución de los esfuerzos en el suelo de fundación bajo las bases continuas o corridas que soportan muros, se considera uniforme. Las barras de la armadura principal se colocan normales a la dirección del muro, mientras que en la dirección paralela al muro, se distribuye únicamente el acero de retracción y temperatura.

Se designa por p la carga de servicio del muro por unidad de longitud, y por p_u la carga mayorada. El ancho requerido B_x y la reacción del suelo se obtienen :

$$B_{\text{req}} = \frac{v p}{\sigma_{\text{adm}}} \quad (8.45)$$

$$\sigma_u = \frac{p_u}{B} \quad (8.46)$$

En las bases continuas para muros de concreto y de mampostería, los momentos de diseño se calculan : (en ancho de 1 m)

Para muros de concreto : $M_u = \sigma_u n^2 / 2$ Para muros de mampostería: $M_u = \sigma_u (n + \frac{b}{4})^2 / 2$ (8.47)

y la altura útil se obtiene : $d \geq \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c 100}}$ (8.48)

En este tipo de bases, sólo se verifica a corte simple, a distancia d del plano crítico de momentos.

$$v_u = \sigma_u c 100 \quad v_u = \frac{\sigma_u c}{\phi d} \leq v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \quad (8.49)$$

$$(8.50)$$

$$\text{para } \phi = 0,85$$

Para confinar el concreto de la base de los muros, es conveniente armar una viga de encadenado como muestra la figura 8.10 c) con un mínimo de 4 barras longitudinales de $\phi 5/8"$ o mayor, y estribos cerrados de $\phi 3/8"$ con espaciado $s \leq 25$ cm. Esta viga de encadenado debe conectar todas las bases de los muros y las columnas de la estructura en direcciones ortogonales, para dar mayor rigidez al conjunto.

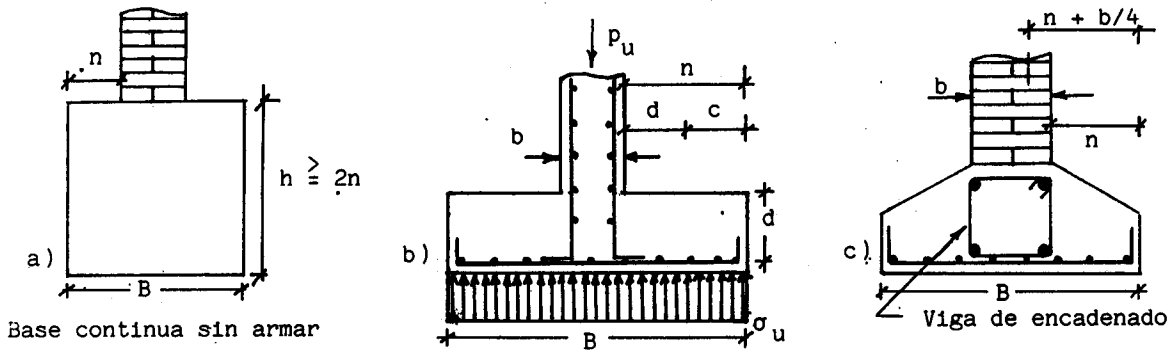


Figura 8.10

EJEMPLO 8.3.-

Diseño al base continua en concreto armado, del muro de mampostería indicado, con 30 cm de espesor y las siguientes cargas de servicio : CP = 6 t/m CV = 4.4 t/m

El suelo es arcilla firme, con capacidad portante : $\sigma_{\text{adm}} = 1 \text{ Kg/cm}^2$ y $\gamma_s = 1.700 \text{ Kg/m}^3$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 2.800 \text{ Kg/cm}^2$$

La profundidad de apoyo de la base es 0,75 m

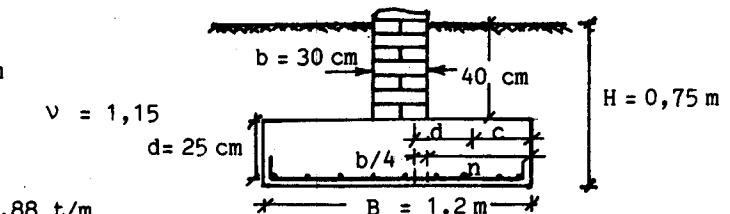
$$p = CP + CV = 10,4 \text{ t/m} = 104 \text{ Kg/cm}$$

$$B_{\text{req}} = \frac{v p}{\sigma_{\text{adm}}} = 1,15 \times 104 = 120 \text{ cm}$$

$$p_u = 1,4 \text{ CP} + 1,7 \text{ CV} = 15,88 \text{ t/m}$$

$$\sigma_u = \frac{p_u}{B} = \frac{15,88 \times 10}{120} = 1,32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{\sigma_u}{\phi d} = \frac{1,32 \times 32,5}{0,85 \times 25} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$



$$d \geq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ B - b \\ \frac{B - b}{4} = 22,5 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Se adopta } d = 25 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$v_u < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 7,68 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Acero principal : $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} = \frac{1,32 \times (45 + 30/4)^2 / 2 \times 100}{0,9^2 \times 2.800 \times 25} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}}$

$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 100 \times 35 = 7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5/8" \text{ c}/25 \text{ cm (en ambas direcciones)}$
 $(A_b = 1,98 \text{ cm}^2 \quad d_b = 1,59 \text{ cm})$

Se verifica la longitud de desarrollo :

$\frac{B - b}{2} = 45 \text{ cm} > L_d \quad \text{Cumple}$

$L_d \geq 0,06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 0,06 \times 1,98 \times 2.800 / \sqrt{210} = 20 \text{ cm}$

$L_d \geq 0,006 d_b f_y = 0,006 \times 1,59 \times 2.800 = 26,7 \text{ cm}$

Se verifica aplastamiento en la base :

$A_2/A_1 = 120/30 = 4 > 2$

$\therefore P_{\text{max base}} = 2 \phi (0,85 f'_c A_1) = 2 \times 0,7 \times 0,85 \times 210 \times 30 \times 100 = 750 \text{ t/m} \gg p_u$

No resulta significativo

8.6.- BASES CONTINUAS PARA UNA FILA DE COLUMNAS

Las fundaciones corridas que soportan filas de columnas, se comportan generalmente como vigas de fundación apoyadas sobre un medio elástico : el suelo. El análisis exacto de este tipo de bases alargadas sometidas a cargas concentradas discretas resulta laborioso. Numerosas teorías se han desarrollado para analizar el comportamiento del suelo, considerándolo un medio elástico semi-infinito, con cargas puntuales discretas, uniformemente espaciadas, y también se han realizado experimentos con métodos de fotoelasticidad para determinar el grado de deformación del conjunto suelo-estructura, si bien no se ha alcanzado un único criterio definido sobre el particular.

Asimismo se han aplicado métodos matriciales para la resolución de este tipo de bases suponiéndolas como vigas apoyadas sobre resortes de rigidez variable, los cuales pueden asimilarse al comportamiento de los diferentes tipos de suelos. En la práctica, es común recurrir a soluciones aproximadas, similares a las que se aplican para la resolución de las bases aisladas que soportan columnas, y que han sido tratadas previamente.

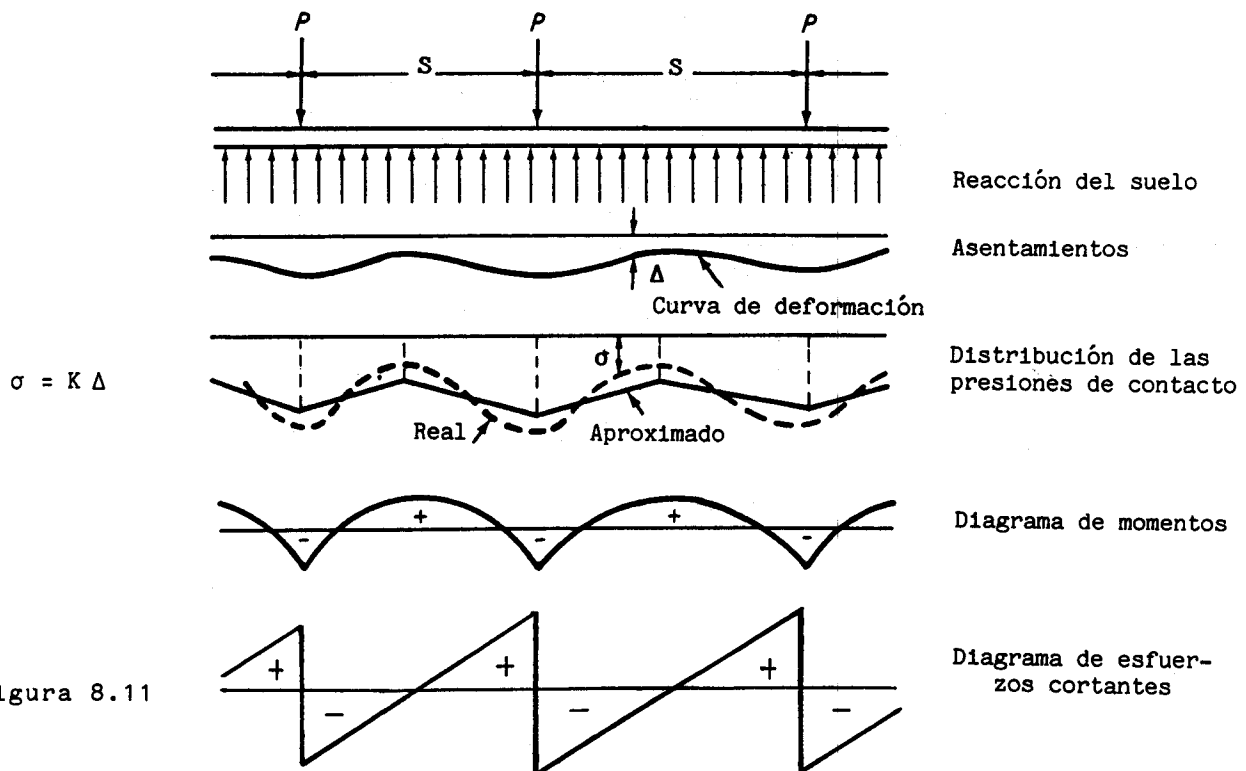


Figura 8.11

Stuttgart y Netzel demostraron que la concentración de presiones bajo la base es - tanto mayor cuanto más deformable sea la zapata continua y más rígido el suelo de fundación. Además, las solicitaciones por flexión en la base disminuyen a medida que la rigidez del suelo aumenta.

En el caso de suelos blandos y deformables, especialmente cuando las columnas se hallan alejadas entre sí, es conveniente colocar una viga longitudinal, enlazando los pies de todas las columnas. Con ello se rigidiza la base, transformándola en una viga T de forma invertida. En general estas vigas se diseñan con $L/h \leq 6$, es decir con la relación correspondiente a vigas cortas, para incrementar su rigidez y evitar grandes asentamientos bajo el área donde apoyan las columnas. Otra forma de aumentar la rigidez de las bases continuas es darles una sección transversal ensanchada, como muestra la figura 8.12.

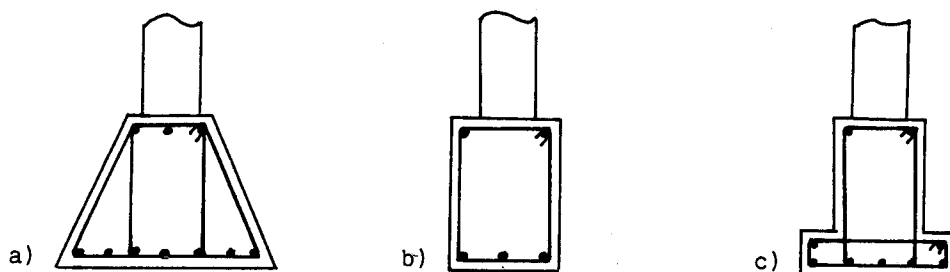


Figura 8.12

Para determinar la rigidez de una base corrida bajo una fila de columnas, se utilizará la teoría de la viga sobre fundación elástica, considerando una longitud elástica ficticia L_e .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_c I}{K B}} \quad (8.51)$$

E_c es el módulo de elasticidad del concreto, definido en la Sección 7.1. I es el momento de inercia de la sección transversal de la base, de ancho B , y K es el coeficiente de rigidez del suelo, o - módulo de balastro, definido en la Sección 6.5 y cuyos valores se dan en la Tabla 6.4.

Caso I

$$\text{Para :} \quad S \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad (S \text{ es la separación entre ejes de columnas}) \quad (8.52)$$

Corresponde al caso de columnas próximas y cimentación rígida. Cuando las cargas de las columnas adyacentes no difieren en más de un 20% y las luces entre ejes de columnas no varían tampoco en más del 20% del valor mayor, es aceptable admitir que la distribución de las presiones en el suelo sea uniforme o lineal.

La reacción del suelo resulta uniforme cuando el centro de gravedad de la base corrida coincide con la resultante de las cargas. Pero si esto no sucede, en los cimientos rígidos la distribución de las reacciones del suelo es lineal. Por lo tanto, los momentos y esfuerzos cortantes en las bases continuas rígidas, se puede determinar mediante las condiciones de la estática.

Cuando el ancho b de la columna es considerable, la ec. 8.52 se modifica y expresa ahora el valor de S en función de :

$$S \leq \frac{\pi}{2} L_e + b \quad (8.53)$$

En otros casos, es lícito adoptar el siguiente valor admisible de separación entre columnas :

$$S \leq 1,75 L_e \quad (8.54)$$

La ec. 8.54 define el límite del espaciamiento S para que la base continua pueda considerarse rígida.

Caso II

$$\text{Para :} \quad S > \frac{\pi}{2} L_e \quad (8.55)$$

y cuando el ancho b de la columna es considerable :

$$S > \frac{\pi}{2} L_e + b \quad (8.56)$$

En este caso, la base continua no es más rígida, y se la debe diseñar como flexible, según dos criterios diferentes :

- Como viga sobre fundación elástica
- Mediante métodos aproximados

Para diseñar la base flexible como una viga sobre fundación elástica, el lector interesado en el tema puede consultar la amplia bibliografía que se indica al final del libro.

La aplicación de los métodos aproximados simplifica el problema, permitiendo obtener resultados satisfactorios en función de un diagrama de presiones trapecial, el cual sustituye el diagrama uniforme o lineal mencionado. La figura 8.13 grafica estos conceptos. En cada punto, el valor de σ resulta el producto del módulo de balastro K por el asentamiento Δ según la ec. 6.16 : $\sigma = K\Delta$.

Como la viga no es más rígida, los asentamientos Δ no serán uniformes o lineales, sino - que bajo las columnas más cargadas, los asentamientos serán mayores que en las restantes. Para simplificar estos criterios, se acepta una distribución de presiones trapecial bajo cada columna, como la indicada en la figura, en una longitud :

$$\frac{\pi}{2} L_e + b \rightarrow \text{distribución uniforme} \quad \frac{L_e}{2} \rightarrow \text{distribución lineal}$$

En las columnas de borde, se debe prolongar la base una distancia : $L_o \geq \frac{\pi}{4} L_e$ (8.57)

con una reacción uniforme bajo la base en la longitud : $\frac{\pi}{2} L_e + b$

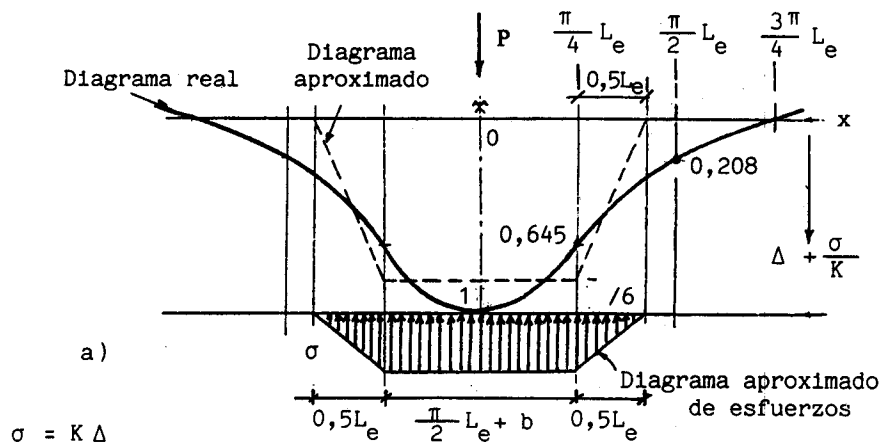
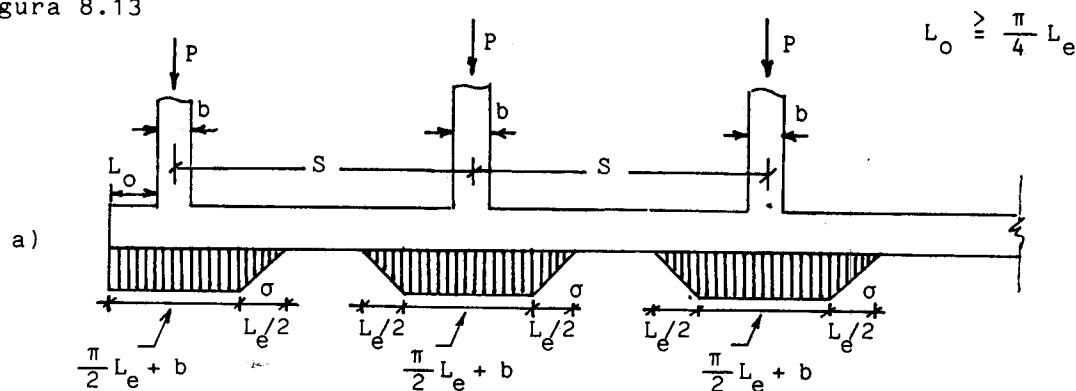


Figura 8.13



Para las reacciones del suelo de fundación se debe cumplir :

$$\sigma = \frac{V P}{B \left(\frac{\pi}{2} L_e + b \right)} \leq \sigma_{adm}$$

En forma similar al caso aquí analizado, las placas de fundación con filas cruzadas de columnas, se diseñarán como rígidas o flexibles, para franjas ortogonales, aplicando criterios análogos a los expuestos. Ver Sección 10.6.

En todos los casos, para rigidizar las bases corridas bajo una fila de columnas, o las placas que soportan columnas ubicadas en los vértices de cuadrículas, se colocarán vigas de enlace o encadenado, sobresaliendo del plano superior de la fundación. Con ello se logra incrementar la rigidez del conjunto y resistir mejor los momentos flectores que transmiten los pies de las diferentes columnas.

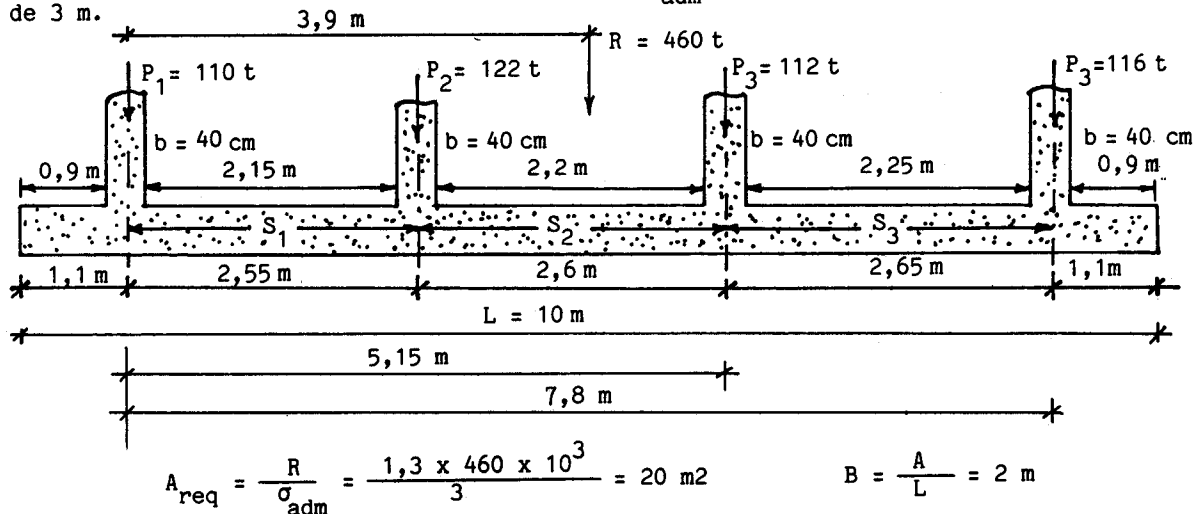
Las bases continuas bajo una fila de columnas tienen generalmente un ancho B limitado, por lo cual no ofrecen suficiente área para que se produzca el punzonado. Por ello se deben verificar a flexión y corte simple.

EJEMPLO 8.4

Diseñe la base continua para una fila de 4 columnas cuadradas de 40 cm de lado, que transmiten las siguientes cargas de servicio :

$$\begin{array}{llll} f'_c = 220 \text{ Kg/cm}^2 & P_1 < \begin{array}{l} \text{CP} = 62 \text{ t} \\ \text{CV} = 48 \text{ t} \end{array} & P_2 < \begin{array}{l} \text{CP} = 70 \text{ t} \\ \text{CV} = 52 \text{ t} \end{array} & \text{De Tabla 8.1 :} \\ f_y = 3.000 \text{ " } & P_3 < \begin{array}{l} \text{CP} = 66 \text{ t} \\ \text{CV} = 46 \text{ t} \end{array} & P_4 < \begin{array}{l} \text{CP} = 74 \text{ t} \\ \text{CV} = 42 \text{ t} \end{array} & v = 1,3 \end{array}$$

El suelo es arena firme de granulometría mediana, con $\sigma_{adm} = 3 \text{ Kg/cm}^2$. La profundidad de la fundación es de 3 m.



$$P_u = 1,4 \sum \text{CP} + 1,7 \sum \text{CV} = 1,4 \times 272 + 1,7 \times 188 = 700,4 \text{ t}$$

La resultante R de las cargas de servicio se ubica centrada en la base, por lo cual se pueden considerar las reacciones del suelo uniformemente distribuidas en toda el área de contacto de la fundación con el suelo de apoyo. Además, la base se diseñará como rígida. Por lo tanto,

$$\sigma_u = \frac{P_u}{L B} = \frac{700,4 \times 10^{-1}}{10 \times 2} = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Diseño de la losa de base para $d = 30 \text{ cm}$ $v_u = \frac{\sigma_u c}{\phi d} = \frac{3,5 \times 50}{0,85 \times 30} = 6,86 \text{ Kg/cm}^2$

$$v_u < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 7,86 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$E_c = 15.100 \sqrt{f'_c} = 223.969 \text{ Kg/cm}^2$$

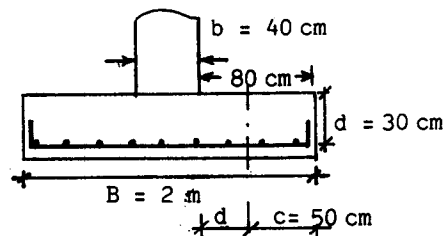
$$I = \frac{B d^3}{12} = \frac{200 \times 30^3}{12} = 450.000 \text{ cm}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_c I}{K B}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 223.969 \times 450.000}{10 \times 200}} = 120 \text{ cm}$$

$$\therefore S > \frac{\pi}{2} L_e + b = 187 + 40 = 227 \text{ cm} \quad \text{La base resulta flexible}$$

K se obtuvo de la Tabla 6.4

S es separación entre ejes de columnas.



Para resolver el problema hay varias posibilidades :

- 1) Diseñar la base como flexible, con los criterios indicados en el caso II y la figura 8.13
- 2) Rigidizar la base, de modo que se cumplan las ecs. 8.52 y 8.53. En este caso, se le puede incrementar la rigidez de dos maneras diferentes :
 - a) aumentando su altura útil d y el ancho B
 - b) colocando una viga longitudinal que conecte las columnas

Se adoptará aquí la solución de incrementar la rigidez de la base mediante una viga de encadenado, que sobresale del plano superior de la base. Las dimensiones de esta viga se indican en la figura. El momento de inercia de la nueva sección, con baricentro en G es :

$$I = 1.791.903 \text{ cm}^4 \quad L_e = 168 \text{ cm}$$

$$S < \frac{\pi}{2} L_e + b = 304 \text{ cm} \quad \text{Cumple. La base se puede diseñar como rígida.}$$

En el presente ejemplo se cumplen las condiciones :

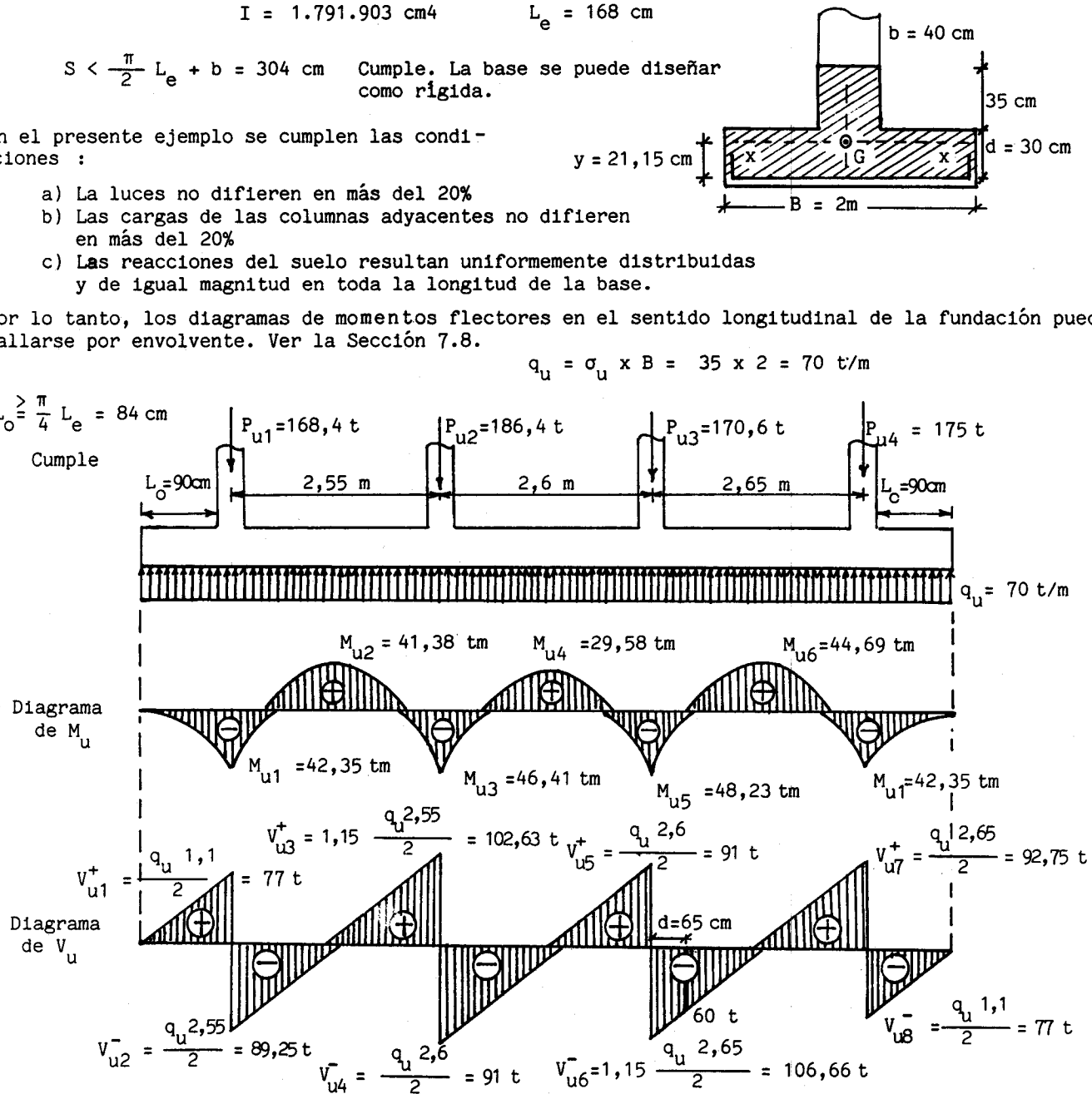
- a) Las luces no difieren en más del 20%
- b) Las cargas de las columnas adyacentes no difieren en más del 20%
- c) Las reacciones del suelo resultan uniformemente distribuidas y de igual magnitud en toda la longitud de la base.

Por lo tanto, los diagramas de momentos flectores en el sentido longitudinal de la fundación pueden hallarse por envolvente. Ver la Sección 7.8.

$$q_u = \sigma_u \times B = 35 \times 2 = 70 \text{ t/m}$$

$$L_o \geq \frac{\pi}{4} L_e = 84 \text{ cm}$$

Cumple



$$M_{u1}^- = \frac{q_u 1,1^2}{2} = 42,35 \text{ tm}$$

$$M_{u2}^+ = \frac{q_u 2,55^2}{11} = 41,38 \text{ tm}$$

$$M_{u3}^- = \frac{q_u 2,575^2}{10} = 46,41 \text{ tm}$$

$$M_{u4}^+ = \frac{q_u 2,6^2}{16} = 29,58 \text{ tm}$$

$$M_{u5}^- = \frac{q_u 2,625^2}{10} = 48,23 \text{ tm}$$

$$M_{u6}^+ = \frac{q_u 2,65^2}{11} = 44,69 \text{ tm}$$

Los esfuerzos de corte mayorados se obtienen como se muestra en la figura, y según la Tabla 7.12.

Diseño de la viga que rigidiza la base

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{u \text{ max}}}{\mu f'_c b}} = \sqrt{\frac{48,23 \times 10^5}{0,1448 \times 220 \times 40}} = 61,5 \text{ cm} < 65 \text{ cm}$$

Cumple

Diseño del acero longitudinal :

$$\text{Acero superior : } A_s^+ = \frac{M_{u \text{ max}}^+}{\phi f_y j_u d} = \frac{44,69 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.000 \times 65} = 28,3 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}$$

Se adopta $j_u = 0,9$

Según Tabla 7.3 : $6 \phi 1'' \quad A_s = 30,42 \text{ cm}^2$

La Tabla 7.9 indica que se pueden colocar $6 \phi 1''$ en el ancho de 40 cm.

$$\text{Acero inferior : } A_s^- = \frac{M_{u \text{ max}}^-}{\phi f_y j_u d} = \frac{48,23 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.000 \times 65} = 30,5 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}$$

Se colocan asimismo $6 \phi 1''$ en el borde inferior de la viga, debido a que no se ha hecho la reducción de los momentos negativos que permite la norma (Ref. 1.- 8.4).

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14 \times 40 \times 65}{3.000} = 12 \text{ cm}^2$$

Verificación a corte en la viga :

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 7,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{60.000}{0,85 \times 40 \times 65} = 27,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_s = 27,15 - 7,86 = 19,29 \text{ Kg/cm}^2 < 2,1 \sqrt{f'_c} = 31,15 \text{ Kg/cm}^2$$

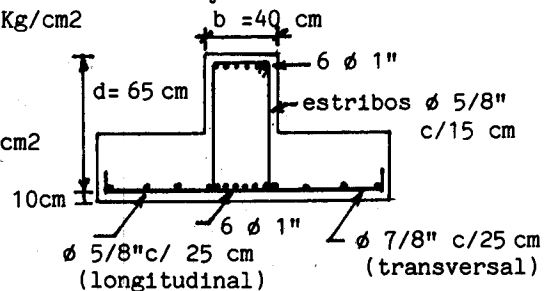
$$v_s > 1,06 \sqrt{f'_c} = 15,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore s \leq d/4 = 16,2 \text{ cm.}$$

Cumple

Se adopta $s = 15 \text{ cm}$ en toda la longitud de la viga.

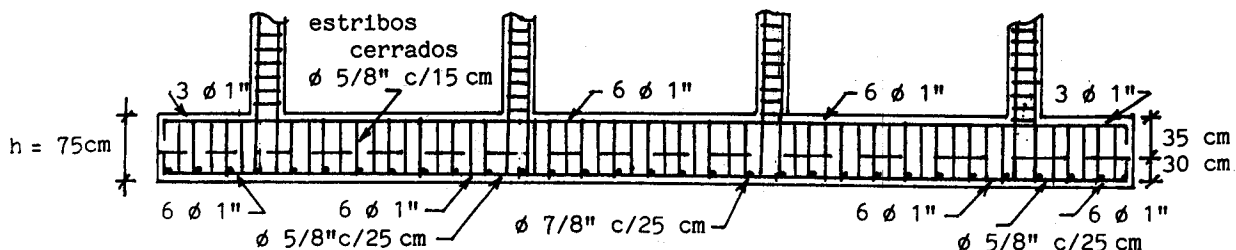
$$A_v = \frac{s v_s b}{f_y} = \frac{15 \times 19,29 \times 40}{3.000} = 3,86 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{Se colocan estribos cerrados de 2 ramas de } \phi 5/8''$$



Las longitudes de desarrollo de las barras longitudinales de la viga respetan las disposiciones de la Sección 7.6. El acero transversal de la losa se calcula :

$$A_s = \frac{M_{u \text{ losa}}}{\phi f_y j_u d} = \frac{3,5 \times 100 \times 80^2/2}{0,9^2 \times 3.000 \times 30} = 15,36 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$$

De la Tabla 7.4 : $\phi 7/8'' \text{ c/25 cm}$



CAPITULO 9

Fundaciones combinadas y conectadas

9.1.- GENERALIDADES SOBRE BASES COMBINADAS

Las bases combinadas son las que soportan dos columnas próximas, evitando que sus bases aisladas se superpongan. Se las utiliza en los siguientes casos :

- * Cuando hay limitaciones de espacio para construir bases individuales
- * Para bases excéntricamente cargadas, de modo que al combinarlas en una sola, se compensen - las excentricidades y la resultante de las cargas de las columnas coincida con el baricentro de la base en planta.
- * Cuando el suelo de fundación, o algún estrato del subsuelo, exigen que el área de apoyo de - las bases individuales sea considerable.
- * En el caso de superestructuras sensibles a los asentamientos diferenciales.
- * Cuando la excavación resulta más sencilla o más económica para una base de gran magnitud que para bases individuales.

Si el centro de presiones de la resultante de las cargas y momentos de las dos columnas coincide con el baricentro de la base, se cumple la hipótesis de uniformidad de las presiones sobre el terreno en toda el área de apoyo. Cuando no coincide, pero el centro de presiones se halla contenido en el núcleo central de la base, la totalidad de las presiones de contacto producen compresión en la planta de la base, con una distribución lineal de esfuerzos, de acuerdo con las hipótesis analizadas en el Capítulo 6.

Por el contrario, si el centro de presiones está ubicado fuera del núcleo central, una parte de la base está traccionada y ese área no contribuye a resistir las cargas impuestas por las columnas. Para analizar y diseñar las bases combinadas se emplean las mismas hipótesis simplificativas que para las bases aisladas tratadas en el Capítulo 8. Las cargas de servicio de las columnas y las sobrecargas directamente aplicadas sobre la base, permiten determinar el área necesaria en planta, en función de los esfuerzos admisibles del suelo. Conocida el área necesaria, se debe dar la forma en planta de la base combinada, la cual debe satisfacer las exigencias de resistencia y estabilidad. Las formas más usuales son : (ver fig. 9.1)

- a).- Bases rectangulares, para el caso de pequeñas excentricidades
- b).- Bases trapeziales, para el caso de excentricidades medianas
- c).- Base compuestas de dos rectángulos, para el caso de grandes excentricidades

Las bases combinadas se diseñan para las cargas mayoradas de las columnas P_u y para la reacción ficticia del suelo q_u como se indicó en el Capítulo 8. La flexión principal se produce generalmente en la dirección longitudinal de la base, por lo cual las fundaciones combinadas se suelen diseñar como vigas isostáticamente sustentadas, donde los apoyos son las dos columnas y - las cargas aplicadas, las reacciones q_u del suelo, uniformes o linealmente distribuidas.

Las bases combinadas pueden tener volados en las columnas internas, pero no en las de lindero. Por ser sistemas isostáticamente sustentados, estas vigas permiten trazar directamente los diagramas de corte y momentos flectores, para calcular su altura útil y el acero del refuerzo.

En todos los casos, al igual que en las bases aisladas, se deben verificar los esfuerzos de corte, de punzonado, el aplastamiento del concreto y la longitud requerida de adherencia y anclaje de las armaduras resistentes. En cada caso, se debe verificar el corte y punzonado para cada columna independiente, y cuando sea posible, en conjunto.

La flexión en las bases combinadas se tomará en cuenta en el sentido longitudinal de la base, y en el transversal, de modo de asegurarse un óptimo comportamiento de conjunto. Los resultados obtenidos se ajustan más a la realidad en columnas próximas con cargas semejantes, pues si una de las columnas está soportando cargas muy superiores a la otra, las presiones en el suelo resultan mayores en el área que rodea a la columna más cargada, especialmente si la base es flexible.

Si bien se han realizado numerosos experimentos para determinar el incremento de esfuerzos debidos a esta concentración de cargas en el área concéntrica con la columna, no se ha definido con exactitud la zona de influencia donde este efecto se hace más evidente.

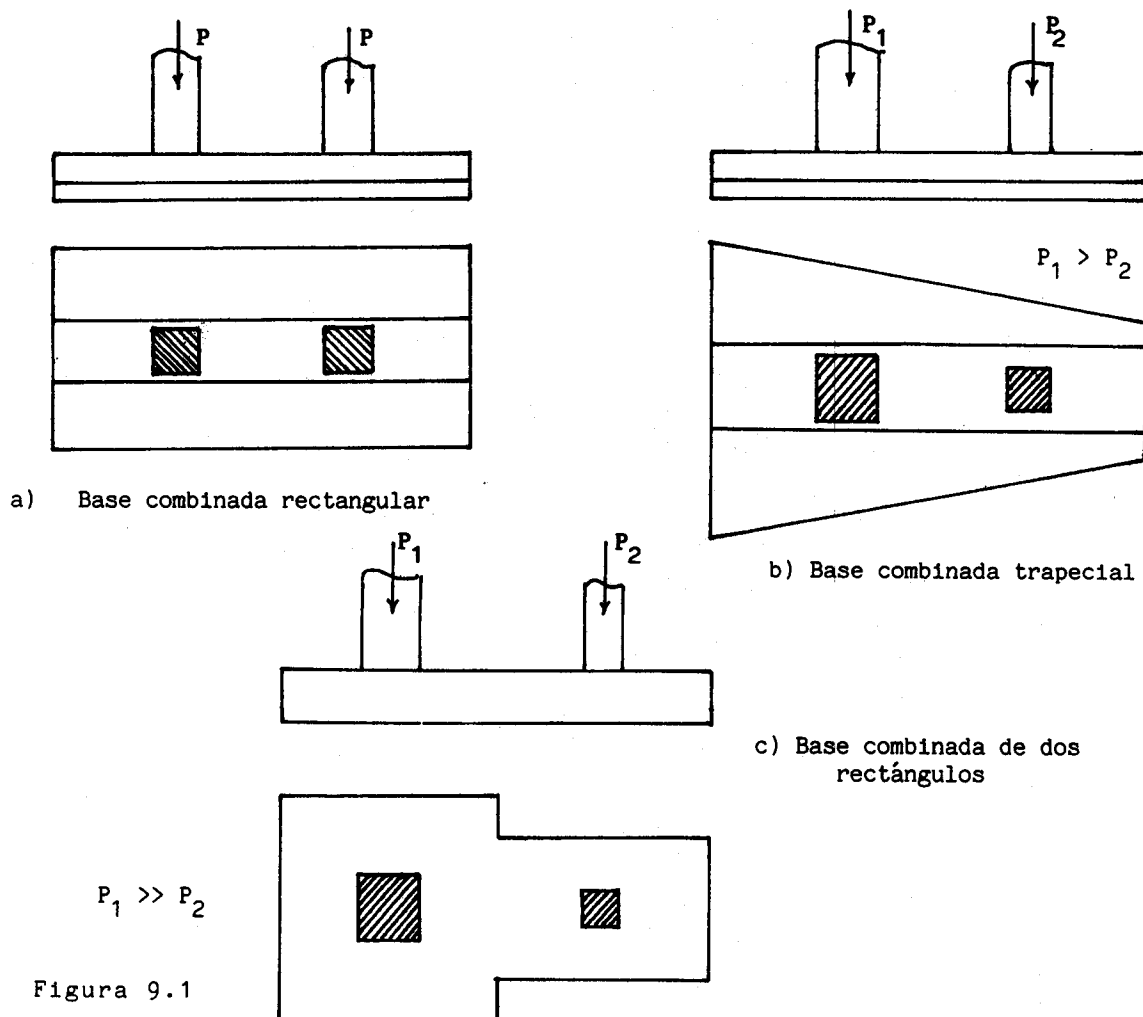


Figura 9.1

Para rigidizar las bases combinadas, se pueden diseñar nervios longitudinales que conecten las dos columnas, de modo que el conjunto trabaje como una viga T de forma invertida, soportando las reacciones del suelo. Esta solución está especialmente indicada en terrenos blandos e irregulares.

El procedimiento para el diseño de las bases combinadas es el siguiente :

- 1) Hallar la resultante de las cargas y momentos que transmiten los pies de las columnas, en - rango de servicio
- 2) Determinar el σ_{adm} del suelo, en función de la capacidad portante del estrato superficial o profundo donde σ_{adm} apoyará la base combinada.
- 3) Calcular el área requerida en planta :
$$A_{req} = \frac{\nu \sum P}{\sigma_{adm}} \quad (9.1)$$

En bases combinadas, usualmente se adopta : $\nu = 1,4$
- 4) Definir las dimensiones en planta de la base, haciendo coincidir el baricentro de su planta con el centro de presiones de la resultante de las cargas. Si esto no es posible, debe tratarse que ambos puntos queden lo más cercanos posible, y el centro de presiones siempre dentro del núcleo central de la base.

Se adoptará la forma rectangular, trapecial, o combinando dos rectángulos, de acuerdo con la magnitud de la excentricidad y las posibilidades de ubicación en planta.

- 5) Mayorar las cargas, según la Tabla 7.5, eligiendo la combinación más desfavorable. Con ese valor determinar el σ_u del suelo.

$$\sigma_u = \frac{\sum P_u}{A} \quad (9.2)$$

siendo A el área total de la base en planta.

- 6) Considerar la base como una viga apoyada en las columnas y solicitada por una carga q_u :

$$q_u = \sigma_u B_y \quad (9.3)$$

donde B_y es el lado corto de la base. Cuando el centro de presiones y el baricentro de la base coinciden, q_u resulta uniformemente distribuida. En caso contrario, q_u es lineal.

- 7) Trazar los diagramas de corte y momentos mayorados para la viga.

- 8) Con el máximo momento M_u determinar la altura útil d requerida:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c B_y}} \quad (9.4)$$

Para asegurar la ductilidad de la viga, adoptar $\mu = 0,1448$, según se analiza en el Capítulo 7.

- 9) En el diagrama de corte, determinar los valores de V_u a distancia d de los lados de las columnas, Con el mayor V_u verificar:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi B_y d} \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \quad \text{para } \phi = 0,85 \quad (9.5)$$

Si no se cumple la ec. 9.5, se pueden buscar dos soluciones alternas:

- a) Aumentar el espesor de la base
- b) Colocar una viga, cuyo nervio conecte las dos columnas.

En el caso de optar por la solución del nervio de enlace, no se verificará a punzonado.

- 10) Verificar a punzonado, en el área de perímetro b_o a distancia d/2 de las caras de las columnas, con las correspondientes cargas mayoradas.

$$V_u = P_u - \sigma_u A_p \quad (9.6)$$

A_p es el área de punzonado. Se verifica, para el corte por punzonado:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} \leq v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} \quad (9.7)$$

- 11) En cada pie de columna, en el plano de contacto con la base, calcular los esfuerzos de aplastamiento, en forma similar a las bases centradas. (Según Sección 7.11)
- 12) Diseñar el acero longitudinal, paralelo al lado mayor de la base, según los valores de M_u obtenidos del diagrama de momentos mayorados. En cada caso,

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} \geq A_{s \min} \quad \begin{matrix} \text{para } \phi = 0,9 \\ j_u = 0,9 \end{matrix} \quad (9.8)$$

- 13) Verificar que se cumplan las exigencias de adherencia y longitud de desarrollo en las armaduras resistentes. (Según Sección 7.6)
- 14) En el caso de colocar un nervio de enlace conectando las columnas, verificar el mismo a flexión y corte y disponer las armaduras resistentes longitudinales y los estribos correspondientes. Este nervio transforma la base en una viga T, la cual trabaja como tal, solamente en la luz entre columnas (zona de momentos positivos) y como rectangular en las longitudes bajo los apoyos y en los volados. Debido a esta dualidad, es mejor diseñarla como rectangular con el ancho del nervio en toda su longitud.
- 15) La base combinada debe verificarse asimismo a flexión y corte transversal. La flexión en el plano tangente a las caras de columnas, y el corte a distancia d del anterior.
- 16) Como complemento a los criterios expuestos, algunas normas aconsejan verificar la base a flexión y corte, suponiendo que la carga de cada columna está soportada únicamente por el área definida en franjas transversales de ancho ($b_x + 0,75 d$) para columnas de lindero y ($b_x + 1,5 d$) para columnas internas. Ver fig. 9.2.

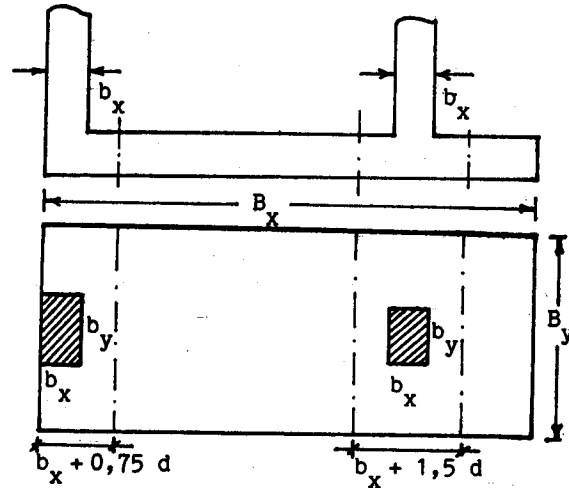


Figura 9.2

9.2.- BASES COMBINADAS RECTANGULARES

La forma rectangular en planta de la base combinada se utiliza cuando las cargas de las columnas son iguales o difieren poco entre sí. La figura 9.3 muestra una base de este tipo, con la resultante R centrada en la planta de la fundación, de modo que la reacción q_u del suelo resulta uniforme en toda el área de contacto con el terreno.

Se debe tratar que la luz de los volados a ambos lados de las columnas sean iguales. Si las dos columnas soportan la misma carga P , el área en planta resulta :

$$A_{\text{req}} = \frac{\sum 2P}{\sigma_{\text{adm}}} \leq B_x B_y \quad (9.9)$$

Cuando $P_1 \neq P_2$, para que la distribución de las reacciones q_u sea uniforme, se debe cumplir :

$$x_G = \frac{B_x}{2} = L_1 + \frac{b_{x1}}{2} + \frac{P_2 S}{P_1 + P_2} \quad (9.10)$$

De la ec. 9.10 se despeja L_1 . En este caso, el área requerida vale :

$$A_{\text{req}} = \frac{\sum P}{\sigma_{\text{adm}}} \leq B_x B_y \quad (9.11)$$

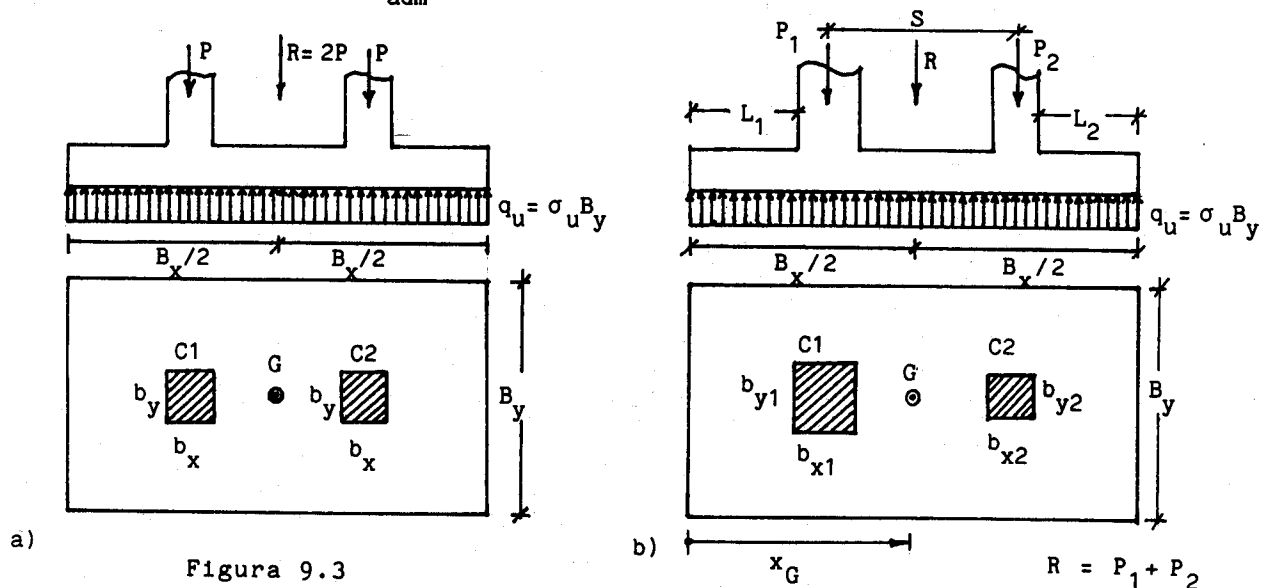


Figura 9.3

Si además de las cargas axiales que actúan en las columnas, existen momentos flectores en el pie de éstas, para lograr una distribución uniforme de las reacciones q_u del suelo se exige : (ver fig. 9.4 a)

$$x_G = \frac{B_x}{2} = L_1 + \frac{b_{x1}}{2} + \frac{P_2 S + M_1 - M_2}{P_1 + P_2} \quad (9.12)$$

En ciertos casos, sin embargo, no es posible hacer coincidir el centro de presiones con el baricentro de la base, por problemas de ubicación de la fundación. Se debe prestar especial atención, sin embargo, de que el centro de presiones esté contenido en el núcleo central en planta, y las reacciones del suelo se obtienen, para una distribución lineal de esfuerzos :

$$q_{u1} = \frac{\sum P_u}{B_x} \left[1 + \frac{6 e_x}{B_x} \right] \quad (9.13)$$

$$q_{u2} = \frac{\sum P_u}{B_x} \left[1 - \frac{6 e_x}{B_x} \right] \quad (9.14)$$

$$\text{para : } e_x \leq B_x/6$$

(según figura 9.4 b)

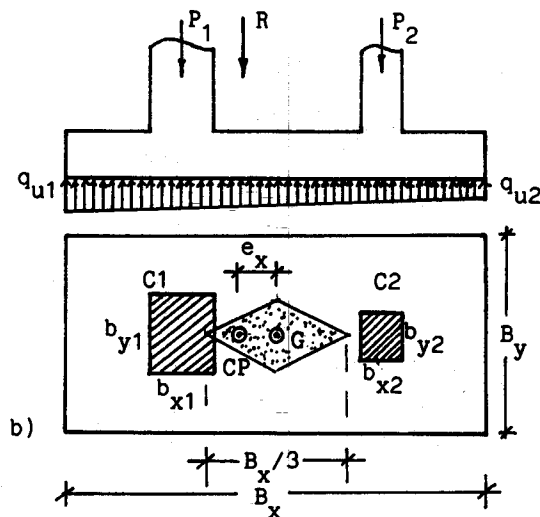
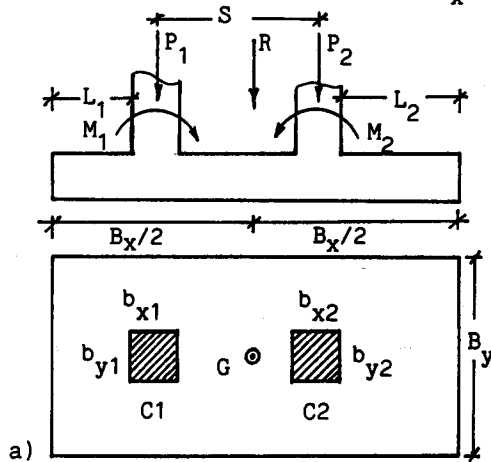


Figura 9.4

EJEMPLO 9.1.-

Diseñar la base combinada rectangular para los datos indicados en la figura. Las columnas tienen iguales dimensiones y transmiten las mismas cargas de servicio :

$$b_x = 40 \text{ cm} \quad b_y = 30 \text{ cm} \quad S = 3 \text{ m} \quad CP = 50 \text{ t} \quad CV = 20 \text{ t}$$

$$\sigma_{adm} \text{ del suelo} = 2,1 \text{ Kg/cm}^2 \quad \gamma_s = 1.850 \text{ Kg/m}^3 \quad \text{Profundidad de la fundación : } 3 \text{ m} \quad v = 1,4$$

$$\text{Calidad de los materiales : } f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 3.500 \text{ Kg/cm}^2 \quad R = 2P = 140 \text{ t}$$

$$A_{req} = \frac{2P}{\sigma_{adm}} = \frac{1,4 \times 140.000}{2,1} = 93.300 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se adopta } L_1 = 55 \text{ cm} \quad \therefore B_x = 4,5 \text{ m}$$

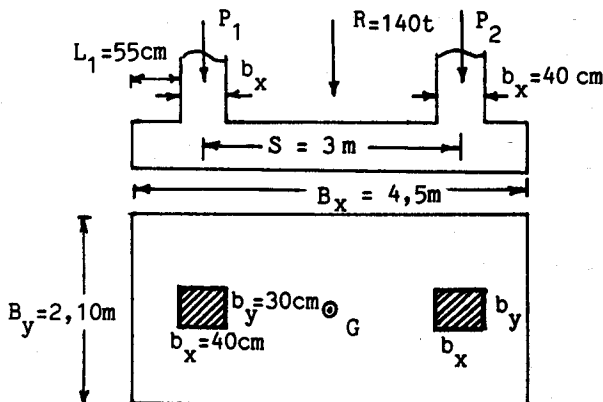
$$B_y \geq A_{req}/B_x = 93.300/450 \approx 210 \text{ cm}$$

$$\therefore A = 9.45 \text{ m}^2$$

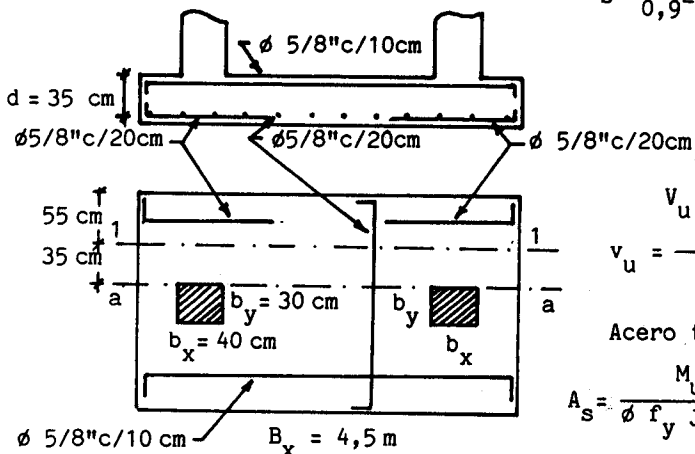
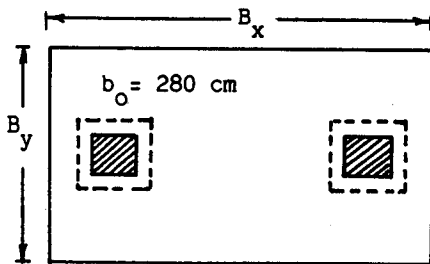
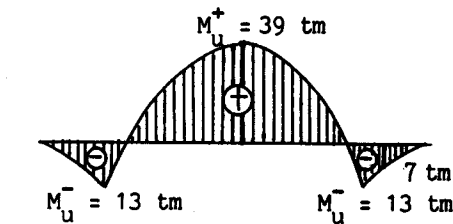
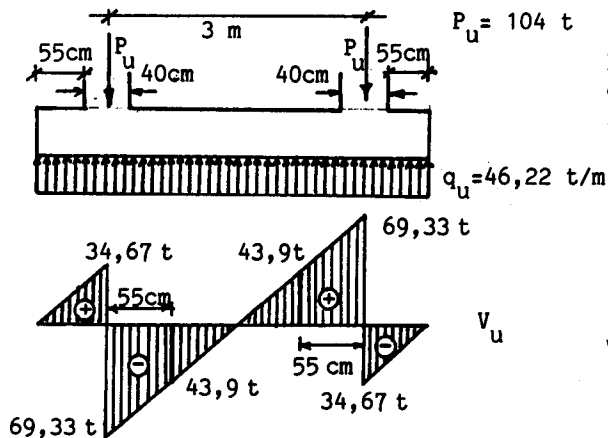
$$P_u = 1,4 \times 50 + 1,7 \times 20 = 104 \text{ t}$$

$$\sigma_u = 2 \times 104.000/9,45 \times 10^4 = 2,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_u = 22 \times 2,1 = 46,2 \text{ t/m}$$



Se trazan a continuación los diagramas de corte y momento mayorados.



Adoptando : $d = 35 \text{ cm}$

El valor del corte mayorado máximo de diseño es el que se obtiene a distancia d de las caras de las columnas :

$$V_u = 43,9 \text{ t}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi B_y d} = \frac{43.900}{0,85 \times 210 \times 35} = 7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

Verificación a punzonado :

$$b_o = 2(b_x + b_y + 2d) = 280 \text{ cm}$$

$$V_u = P_u - \sigma_u(b_x + d)(b_y + d) =$$

$$= 104.000 - 2,2 \times 75 \times 65 = 93.275 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} = \frac{93.275}{0,85 \times 280 \times 35} = 11,19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 16,76 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

Acero longitudinal :

$$A_s^+ = \frac{M_u^+}{\phi f_y j_u d} = \frac{39 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.500 \times 35} = 39,3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{39,3}{2,1} = 18,7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5/8" \text{ c}/10 \text{ cm} > A_{s \text{ min}}$$

En la cara exterior de la columna el momento $M_u^- = 7 \text{ tm}$

$$A_s^- = \frac{7 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.500 \times 35} = 7 \text{ cm}^2 \quad \frac{7}{2,1} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 100 \times 45 = 9 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ Controla} \\ \phi 5/8" \text{ c}/20 \text{ cm}$$

Corte y flexión transversal :

$$V_u = 2,2 \times 55 \times 450 = 54.450 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{54.450}{0,85 \times 450 \times 35} = 4 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 8,38 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

Acero transversal :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} = \frac{2,2 \times 90^2 \times 450/2}{0,9^2 \times 3.500 \times 33,4} = 42,34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{42,34}{4,5} = 9,4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5/8" \text{ c}/20 \text{ cm}$$

La figura muestra la distribución en planta del acero longitudinal y transversal. Se verificará a continuación el factor $v=1,4$ adoptado inicialmente en el cálculo.

$$\text{Peso del concreto} : 4,5 \times 2,1 \times 0,45 \times 2.500 = 10.630 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de la tierra de relleno} = 1.850 \times 2,55 \times (4,5 \times 2,1 - 2 \times 0,4 \times 0,3) = 43.450 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{140 + (10,63 + 43,45)}{140} \approx 1,4 \text{ Correcto}$$

9.3.- BASES COMBINADAS TRAPECIALES

Las bases se diseñan como trapeciales cuando las cargas de las columnas son dispares o existen momentos de limitada magnitud y diferentes en los pies de las columnas o pedestales. La forma trapecial permite dar mayor área de apoyo alrededor de la columna más cargada, favoreciendo un mejor comportamiento estructural del conjunto suelo-base. Ver fig. 9.5.

También se utilizan las bases trapeciales cuando la distancia entre las columnas que transmiten cargas diferentes es considerable, y una base combinada rectangular resulta antieconómica por exigir un área muy grande en planta, excesiva bajo la columna menos cargada.

$$A = \frac{B_{y1} + B_{y2}}{2} B_x \quad (9.15)$$

A es el área de la base trapecial combinada. Las distancias x_1 y x_2 del baricentro del trapecio a los bordes laterales son :

$$x_1 = \frac{B_x}{3} \left[\frac{B_{y1} + 2 B_{y2}}{B_{y1} + B_{y2}} \right] \quad (9.16)$$

Para $P_1 > P_2$

$$x_2 = \frac{B_x}{3} \left[\frac{2 B_{y1} + B_{y2}}{B_{y1} + B_{y2}} \right] \quad (9.17)$$

$B_{y1} > B_{y2}$

Si $P_1 < P_2$, y $B_{y1} < B_{y2}$, se deben intercambiar x_1 con x_2 y B_{y1} con B_{y2} en ecs. 9.16 y 9.17.

Para $B_{y1} = B_{y2}$ la forma de la base resulta rectangular, y si $B_{y2} = 0$, triangular. Por lo tanto, en la base trapecial se debe cumplir :

$$B_x/3 < x_1 < B_x/2 \quad (9.18)$$

$$B_x/2 < x_2 < 3B_x/2 \quad (9.19)$$

En forma similar al caso de la base combinada rectangular :

$$\text{Para } P_1 > P_2, \text{ las longitudes de los lados cortos son : } A_{\text{req}} = \frac{v \sum P}{\sigma_{\text{adm}}} \quad \text{para } v = 1,4$$

$$B_{y1} = \frac{A}{B_x} \left(\frac{6 x_2}{B_x} - 2 \right) \quad (9.20)$$

$$B_{y2} = \frac{A}{B_x} \left(4 - \frac{6 x_2}{B_x} \right) \quad (9.21)$$

Cuando se han definido los lados B_{y1} y B_{y2} , el lado B_x se deduce de ec. 9.15. En todos los casos, se debe verificar que el lado B_x tenga la magnitud suficiente para que la columna menos cargada quede rodeada de concreto en todo su perímetro al menos con 10 cm de recubrimiento alrededor.

Para una distribución uniforme de las presiones bajo toda el área de la base, el centro de presiones debe coincidir con el baricentro de la base. Cuando se han determinado las dimensiones en planta, se diseña la base trapecial como una viga, según el eje longitudinal que une los baricentros de las columnas. Las cargas en los extremos valen :

$$q_{u1} = \sigma_u B_{y1} \quad (9.22)$$

$$q_{u2} = \sigma_u B_{y2} \quad (9.23)$$

y las reacciones mayoradas del suelo, en el eje de la mencionada viga, presentan una distribución lineal. En consecuencia, el diagrama de esfuerzos de corte está representado por una función parabólica de segundo grado, y el de momentos, por otra parabólica de tercer grado.

Para trazar los diagramas de características en forma más sencilla, se suponen las cargas de las columnas como puntuales. Un diseño más ajustado permite considerar sólo los momentos en las caras de las columnas. Si se desea dar mayor rigidez a la base, se colocará un nervio longitudinal uniendo ambas columnas, en forma similar a las consideraciones vistas en la base combinada rectangular.

En las bases trapeciales, es necesario asimismo verificar los esfuerzos cortantes y de flexión transversales, y diseñar el acero longitudinal y transversal correspondiente. Como en este caso el ancho de los volados longitudinales es variable, se puede tomar un promedio de las luces.

El diseño se completa con la verificación del aplastamiento en cada columna independiente, en su plano de contacto con la base, y las longitudes de desarrollo de la armadura resistente según lo dispuesto en la Sección 7.6.

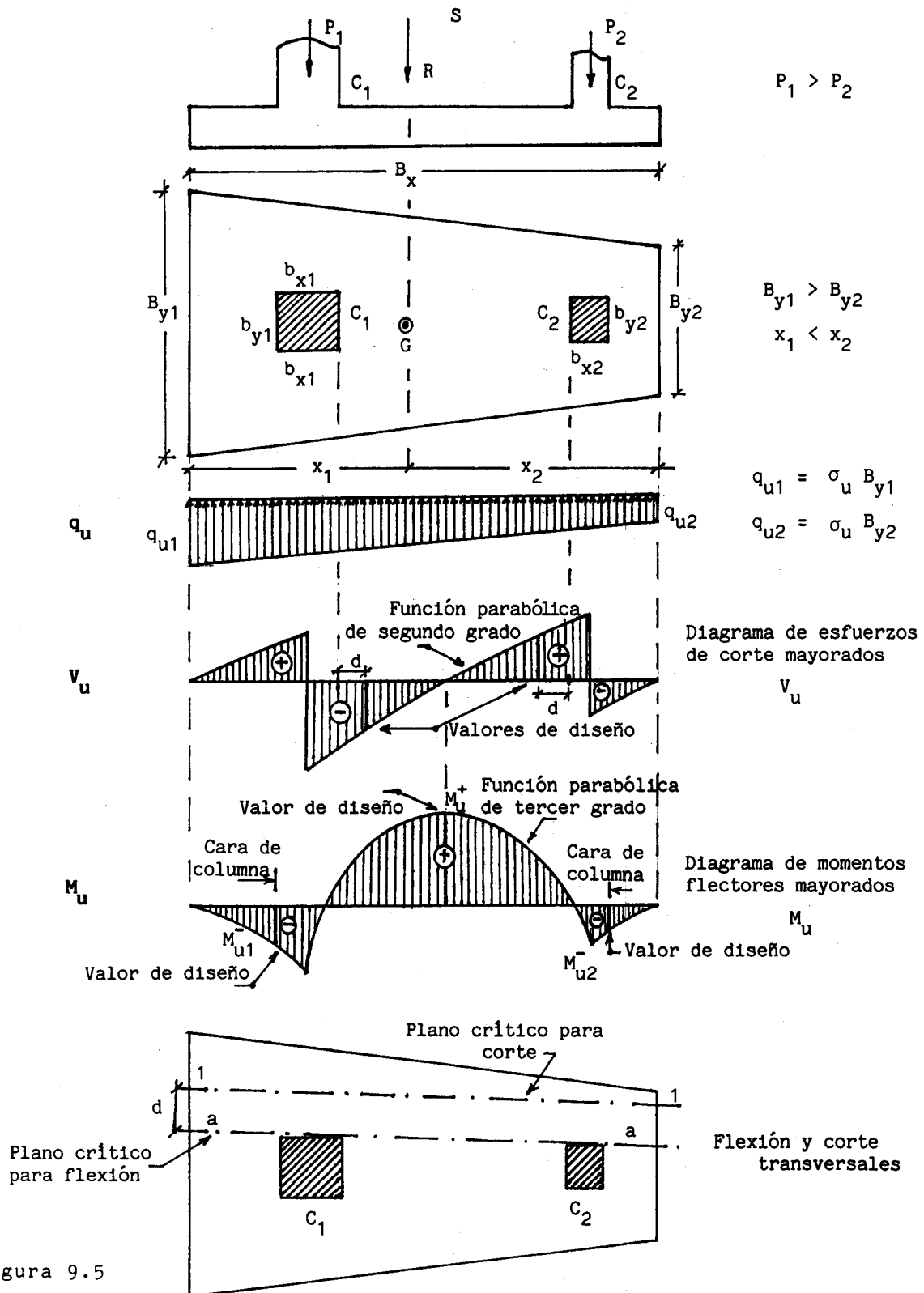


Figura 9.5

EJEMPLO 9.2.-

Diseñe la base combinada trapecial para apoyo de las columnas indicadas, cuya cargas de servicio son :

$$P_1 \begin{cases} CP = 50 \text{ t} \\ CV = 40 \text{ t} \end{cases} \quad S = 3,8 \text{ m} \quad P_2 \begin{cases} CP = 140 \text{ t} \\ CV = 120 \text{ t} \end{cases}$$

Para el suelo : $\sigma_{adm} = 2,2 \text{ Kg/cm}^2$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensiones de las columnas :

$$C_1 \begin{cases} b_{x1} = 60 \text{ cm} \\ b_{y1} = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C_2 \begin{cases} b_{x2} = 50 \text{ cm} \\ b_{y2} = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

En régimen de servicio : $R = \Sigma P = 350 \text{ t}$

$$a = P_2 S / R = 260 \times 3,8 / 350 = 2,82 \text{ m}$$

Se adopta : $L_1 = 53 \text{ cm} \quad L_2 = 1,62 \text{ m}$

Resulta : $x_1 = 3,65 \text{ m} \quad x_2 = 2,85 \text{ m}$
 $\therefore B_x = 6,5 \text{ m}$

$$\Sigma P_u = 1,4 \times 190 + 1,7 \times 160 = 538 \text{ t}$$

$$A_{req} = \frac{538.000}{2,2} = 244.545 \text{ cm}^2$$

De ecs. 9.20 y 9.21 se despeja :

$$B_{y1} = \frac{244.545}{650} \left(4 - \frac{6 \times 365}{650} \right) = 2,4 \text{ m}$$

$$B_{y2} = 5,2 \text{ m} \quad \therefore A = 24,7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_u = \frac{538.000}{24,7} = 2,18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{u1} = 52,2 \text{ t/m}$$

$$q_{u2} = 113,3 \text{ t/m}$$

Se adopta $d = 50 \text{ cm}$

Los diagramas de corte y momento mayorados se indican en la figura. El corte máximo de diseño es :

$$V_u = 88,7 \text{ t} \quad M_u^+ = 45,9 \text{ tm}$$

y los momentos máximos : $M_u^- = 142 \text{ tm}$

En el plano de corte máximo, el ancho de la base es :

$$B_y = 4,07 \text{ m}$$

$$v_u = \frac{88.700}{0,85 \times 407 \times 50} = 5,13 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} =$$

$$\text{Cumple} \quad = 8,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación a punzonado :

$$C1 : V_u = 100,1 \text{ t} \quad v_u = 6,10 \text{ Kg/cm}^2$$

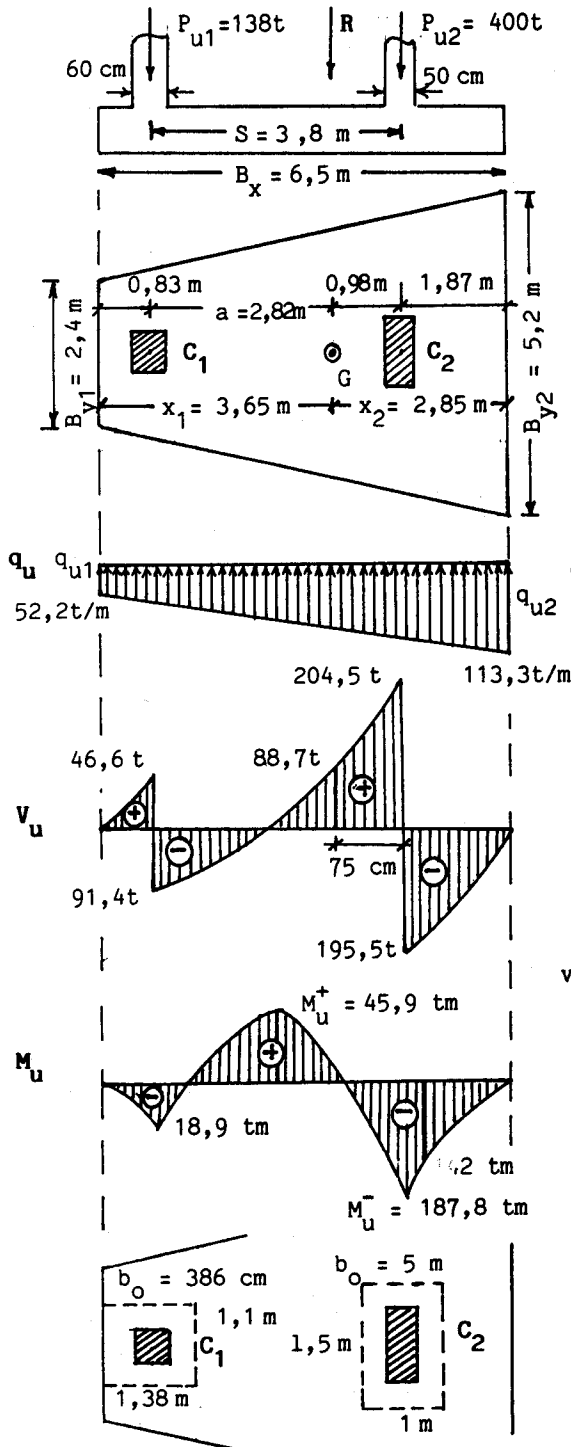
$$C2 : V_u = 367,3 \text{ t} \quad v_u = 17,28 \text{ Kg/cm}^2$$

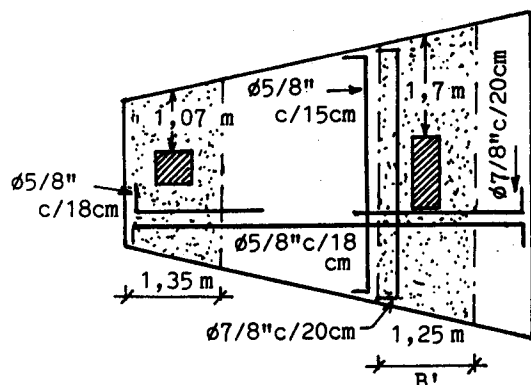
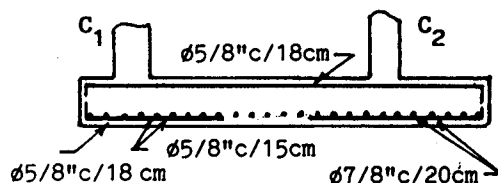
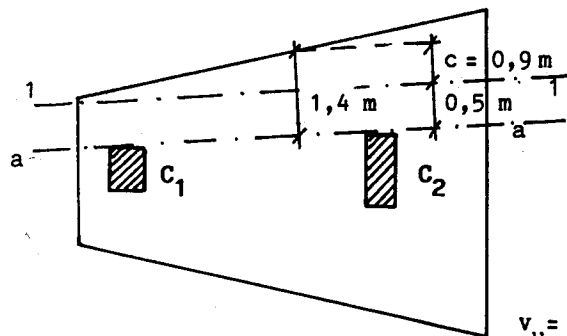
$$\text{Se cumple : } v_u < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 17,74 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero longitudinal :

$$A_s^+ = \frac{45.900 \times 10^2}{0,9^2 \times 4.200 \times 50} = 27 \text{ cm}^2 \quad \frac{27}{3,8} = 7,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se toma un ancho promedio de 3,8 m para el acero positivo.





$$A_{s \min} = 0,0018 \times 100 \times 60 = 10,8 \quad \text{Controla}$$

$$\phi 5/8" \text{ c}/18 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{142 \times 10^5}{0,9^2 \times 4.200 \times 50} = 83,48 \quad \frac{83,48}{4,4} = 19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 7/8" \text{ c}/20 \text{ cm}$$

Verificación de corte y flexión transversal :

Se adopta ancho promedio : 1,4 m $c = 0,9 \text{ m}$

$$v_u = \frac{2,18 \times 90}{0,85 \times 50} = 4,6 \text{ Kg/cm}^2 < v_c \quad \text{Cumple}$$

Acero transversal :

$$A_{st} = \frac{2,18 \times 140^2 \times 650/2}{0,9^2 \times 4.200 \times 48} = 85 \text{ cm}^2$$

$$\frac{85}{6,5} = 13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 5/8" \text{ c}/15 \text{ cm}$$

Se verificará a continuación la resistencia de la base en las franjas bajo las columnas, en especial sobre la más cargada, en ancho :

$$B' = b_{x2} + 1,5 d = 1,25 \text{ m}$$

Longitud promedio de la franja : $L = 4,4 \text{ m}$

$$M_u = 2,18 \times 125 \times 170^2/2 = 39,37 \text{ tm}$$

$$A_{st} = \frac{39,37 \times 10^5}{0,9^2 \times 4.200 \times 48} = 24,1 \text{ cm}^2 \quad \frac{24,1}{1,25} = 19,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En la franja de 1,25 m bajo la columna más cargada distribuir el acero transversal :

$$\phi 7/8" \text{ c}/20 \text{ cm}$$

Igual verificación se realiza para la franja de 1,35 m bajo la columna 1.

9.4.- BASES COMBINADAS DE DOS RECTANGULOS

Cuando las columnas de la base combinada transmiten cargas muy dispares, resulta en general más económico diseñar la base en forma de dos rectángulos unidos, como muestra la figura 9.6. El área resulta en consecuencia :

$$A = B_{x1} B_{y1} + B_{x2} B_{y2} \geq A_{\text{req}} = \frac{1,4 \Sigma P}{\sigma_{\text{adm}}} \quad (9.24)$$

Para definir las dimensiones en planta, es usual fijar el ancho B_x total de la base, de modo que quedan volados laterales, b_{x1} rodeando las columnas. También se fija el ancho B_{y2} del rectángulo menor, de modo que no sea inferior a :

$$B_{y2} \geq b_{y2} + 20 \text{ cm} \quad (9.25)$$

Haciendo coincidir el centro de presiones de la resultante de las cargas con el baricentro de los rectángulos se obtiene :

$$B_{x1} = \frac{2 A x_1 - B_{y2} B_x^2}{A - B_{y2} B_x} \quad (9.26)$$

$$B_{x2} = B_x - B_{x1} \quad (9.27)$$

$$B_{y1} = \frac{A - B_{y2} B_{x2}}{B_{x1}} \quad (9.28)$$

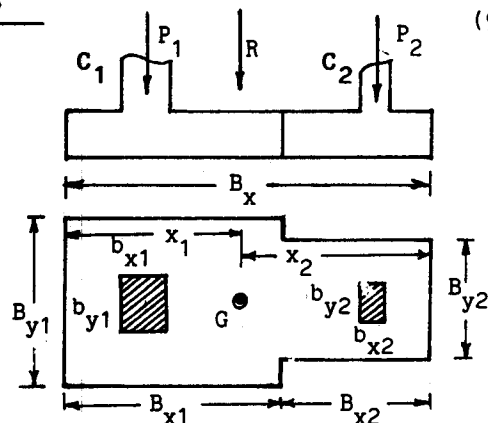


Figura 9.6

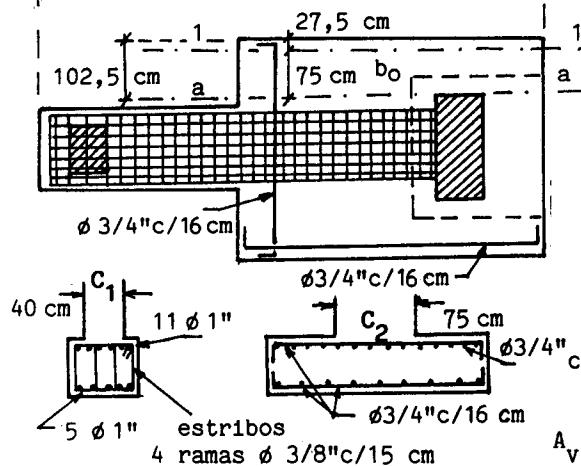
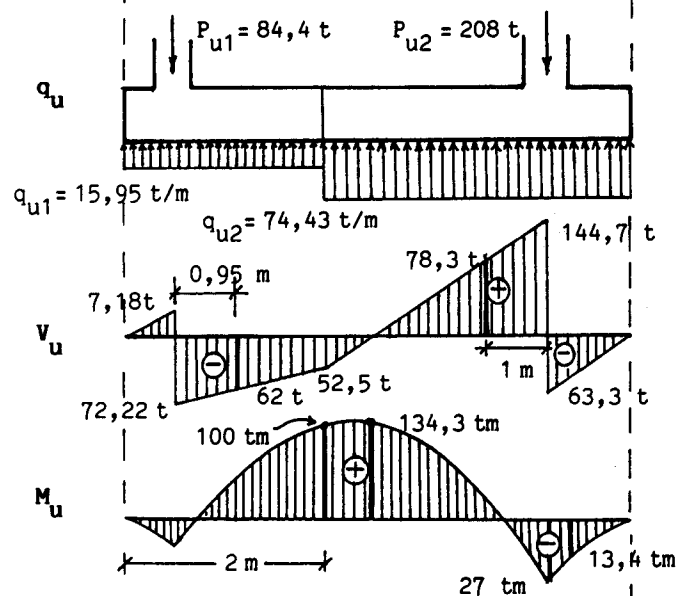
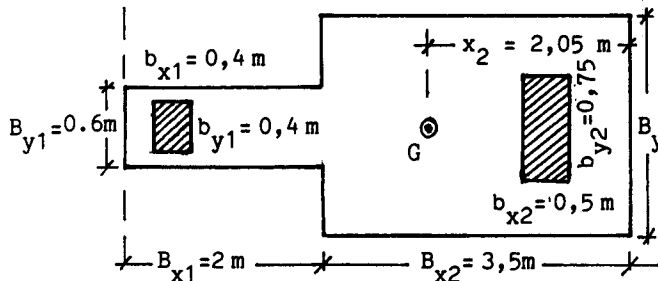
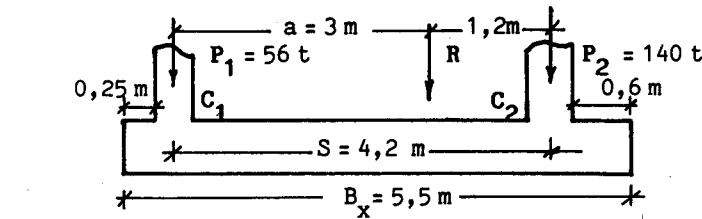
EJEMPLO 9.3.-

Diseñe la base combinada formada por dos rectángulos, para las cargas y luces que se indican.

$$f'_c = 220 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 3.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$



$$P_1 \begin{cases} \text{CP} = 36 \text{ t} \\ \text{CV} = 20 \text{ t} \end{cases}$$

$$P_2 \begin{cases} \text{CP} = 100 \text{ t} \\ \text{CV} = 40 \text{ t} \end{cases}$$

$$a = \frac{140 \times 4,2}{196} = 3 \text{ m} \quad R = 196 \text{ t}$$

$$C_1 : 40 \times 40 \text{ cm}$$

$$C_2 : 50 \times 75 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta : } B_x = 5,5 \text{ m} \quad B_{y1} = 0,6 \text{ m}$$

$$A = \frac{v R}{\sigma_{adm}} = 1,4 \times 196.000 / 2,5 = 109.760 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resulta : } x_2 = 2,05 \text{ m}$$

Según ecs. 9.26 a 9.28 :

$$B_{x2} = \frac{2 A x_2 - B_{y1} B_x^2}{A - B_{y1} B_x} = 3,5 \text{ m} \quad B_{x1} = 2 \text{ m}$$

$$B_{y2} = \frac{A - B_{y1} B_{x1}}{B_{x2}} = 2,8 \text{ m} \quad \therefore A = 11 \text{ m}^2$$

Cargas mayoradas :

$$\Sigma P_u = 1,4 \times 136 + 1,7 \times 60 = 292,4 \text{ t}$$

$$\sigma_u = \frac{\Sigma P_u}{A} = 2,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{u1} = 2,66 \times 60 = 15,96 \text{ t/m}$$

$$q_{u2} = 2,66 \times 280 = 74,43 \text{ t/m}$$

Se trazan a continuación los diagramas de corte y momento mayorados.

$$d \geq \sqrt{\frac{100 \times 10^5}{0,1448 \times 220 \times 60}} = 72 \text{ cm}$$

Se adopta $d = 75 \text{ cm}$

Para diseño, $V_{u \text{ max}} = 62 \text{ t}$

$$v_u = \frac{62.000}{0,85 \times 60 \times 75} = 16,2 \leq v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 7,86 \text{ Kg/cm}^2$$

No cumple

$$v_s = v_u - v_c = 16,2 - 7,86 = 8,34 \text{ Kg/cm}^2$$

Se colocan estribos cerrados, con separación :

$$s \leq d/2 = 37,5 \text{ cm} \quad \text{para } v_s < 1,06 \sqrt{f'_c} = 15,72 \text{ Kg/cm}^2$$

Se adopta $s = 15 \text{ cm}$ (4 ramas)

$$A_v = \frac{s v_s b}{4 f_y} = \frac{15 \times 8,34 \times 60}{4 \times 3.000} = 0,62 \text{ cm}^2 \left(\phi \frac{3}{8} \right)$$

Verificación a punzonado : $b_o = 445 \text{ cm}$ (en la columna 2)

$$V_u = 208.000 - 2,66 \times 147,5 \times 150 = 149.1347 \text{ Kg} \quad v_u = \frac{V_u}{0,85 b_o d} = 5,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u < 1,06\sqrt{f'_c} = 15,72 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Correcto}$$

$$\text{Acero longitudinal por flexión : } A_s^+ = \frac{134,3 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.000 \times 75} = 73,7 \text{ cm}^2 \quad \frac{73,7}{2,8} = 26,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s^+ > A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 85 \times 100 = 17 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Cumple} \quad \therefore \phi 3/4" \text{ c}/10 \text{ cm}$$

$$A_s^- = \frac{13,4 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.000 \times 75} = 7,37 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} \quad \therefore \phi 3/4" \text{ c}/16 \text{ cm}$$

$$\text{En la viga : } A_s^+ = \frac{100 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.000 \times 75} = 54,86 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{3.000} 60 \times 75 = 21 \text{ cm}^2$$

Correcto

$\therefore 11 \phi 1"$

Verificación a corte y flexión transversal :

$$M_u = 2,66 \times 350 \times 102,5^2/2 = 48,9 \text{ tm} \quad A_s = \frac{26,8}{3,5} = 7,57 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}}$$

$\phi 3/4" \text{ c}/16 \text{ cm}$

9.5.- GENERALIDADES SOBRE BASES CONECTADAS

En las bases excéntricamente cargadas, como por ejemplo las de lindero o medianera, o las que tienen limitada su ubicación en planta, el centro de presiones de la resultante de las cargas y momentos no coincide con el baricentro de la base. En consecuencia, la base presenta generalmente una parte del área en tracción, y el efecto de volcamiento que soporta puede producir su inestabilidad.

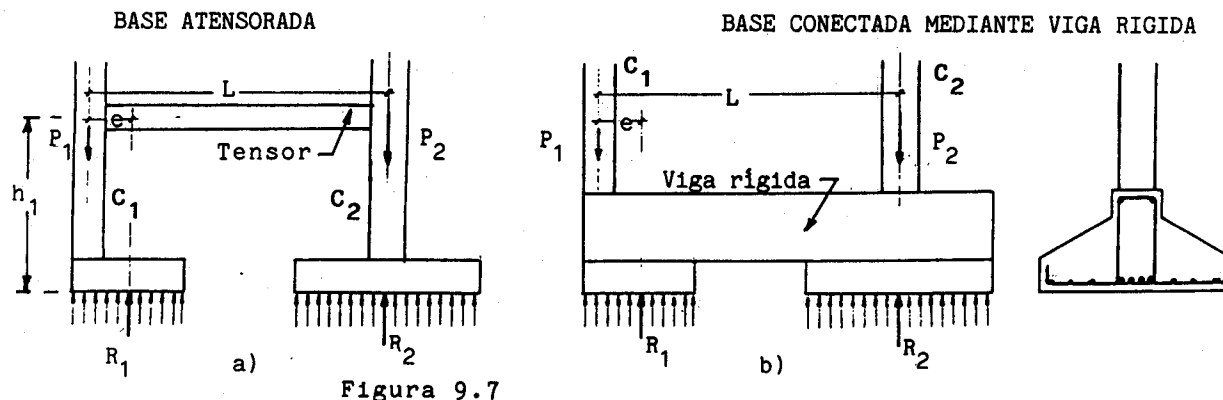
Para contrarrestar esta excentricidad existen diferentes soluciones :

- a) Bases combinadas
- b) Bases atensoradas
- c) Bases conectadas con viga rígida

Las bases combinadas fueron previamente tratadas en las Secciones 9.2 a 9.4. Sin embargo, cuando la distancia entre ejes de columnas es considerable, y supera los 5 m, resulta antieconómico construir una base combinada, especialmente cuando el suelo de fundación ofrece una buena resistencia portante pues el área necesaria para cada base aislada es pequeña. En este caso, una base combinada agrandaría innecesariamente el volumen de concreto y la cantidad de acero de la armadura, incrementando así el costo de la obra. La solución en este caso consiste en conectar la base excéntrica con otra base interior cercana. Las bases pueden conectarse :

- * Mediante tensores
- * Utilizando una viga rígida

La figura 9.7 muestra esquemáticamente estos dos casos.



9.6.- BASES ATENSORADAS

La figura 9.8 muestra una base no concéntrica con la columna que apoya sobre ella, por lo cual se produce un momento volcador que afecta la estabilidad del conjunto.

$$M_{\text{volc}} = P e \quad (9.29)$$

P es la carga que transmite la columna de lindero y R la reacción del suelo de fundación. El equilibrio estático exige que la resultante de las reacciones del terreno bajo la base excéntrica, sea igual en magnitud, y opuesta en sentido, que la carga P de la columna. R se halla aplicada en el bari-centro de la base en planta, por lo cual se crea una excentricidad e que origina el momento volcador.

El momento equilibrante es el que contrarresta la acción volcadora del par Pe, y vale :

$$M_{\text{eq}} = H h_1 = F h_1 = - M_{\text{volc}} \quad (9.30)$$

H es la fuerza de tracción en el tensor que enlaza la columna analizada, con otra columna cercana, y F es la fuerza de fricción que se crea en el plano de contacto de la base con el terreno.

Por lo tanto, el conjunto de las dos bases y el tensor crea un sistema estable que da lugar a presiones de contacto uniformes bajo la base excéntrica, por lo cual se la puede diseñar como una base aislada centrada, similar a las estudiadas en el Capítulo 8.

Generalmente los tensores se ubican en los entrepisos, en el extremo superior de las columnas. Cuando un tensor es incapaz de resistir además flexión, la unión con la columna se la supone articulada y la distribución de los momentos flectores en la columna se indica en el esquema b). Si, por el contrario, el tensor también es apto para soportar flexión, se lo supone empotrado en la columna, con distribución de momentos flectores indicada en el esquema c).

El par que origina el momento equilibrante sólo puede hacerse efectivo si el suelo de fundación genera una fricción suficiente para evitar el deslizamiento de la base. Para ello se debe cumplir :

$$F < P \operatorname{tg} \delta \quad (9.31)$$

siendo δ el ángulo de fricción entre el suelo y el plano inferior de la zapata. Si el suelo no es capaz de generar esta fricción, o en el caso de suelos dudosos, es aconsejable además colocar una viga de riostra a la altura del tope de la base, que asegure la estabilidad del conjunto. Ver fig. 9.7 d) y Sección 8.2.

Como es evidente, la columna en la altura comprendida entre el tensor y la base, se halla trabajando a flexo-compresión. Para eliminar la flexión, se puede inclinar la columna, desviando su eje longitudinal desde el punto en que se conecta el tensor, como muestra la figura 9.9.

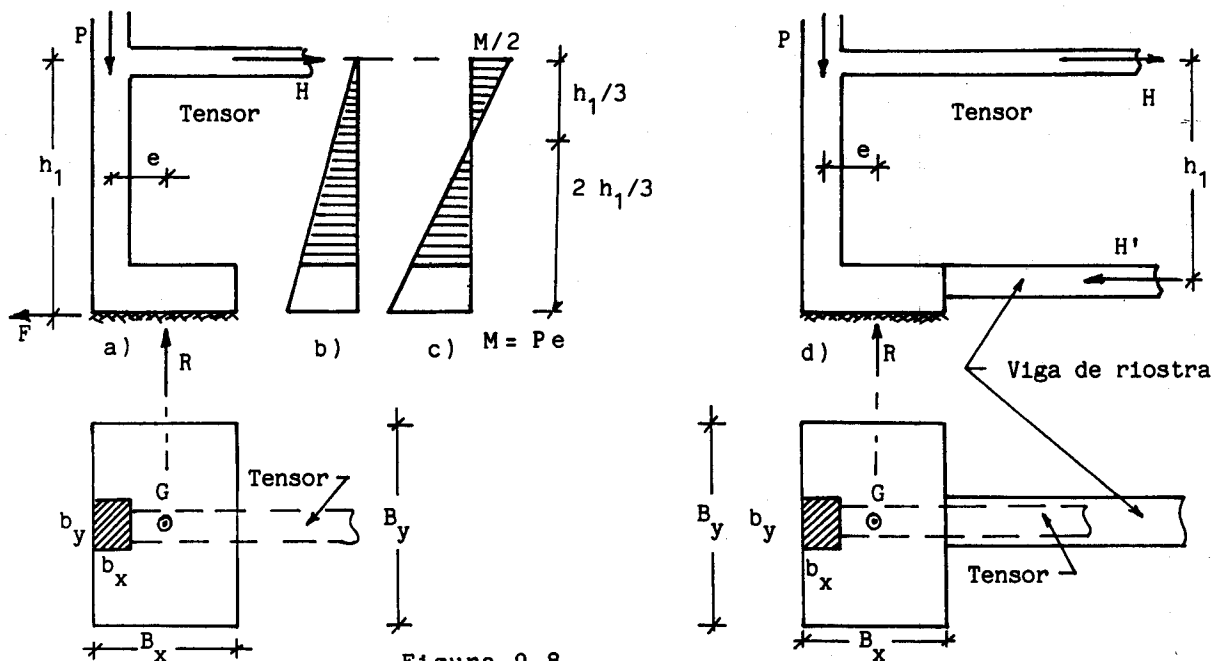


Figura 9.8

Para evitar fuertes cargas en el tensor y esfuerzos secundarios de flexión debidos al monolitismo - en la unión del tensor a la columna, es aconsejable que el ángulo de desviación de la columna sea inferior a los 15° . A su vez, el plano de apoyo de la base formará con la horizontal un ángulo igual al de desviación de la columna.

La elección de las bases atensoradas se reduce a los casos donde las cargas son de limitada magnitud. Para columnas fuertemente cargadas, es aconsejable recurrir a las fundaciones conectadas mediante viga rígida.

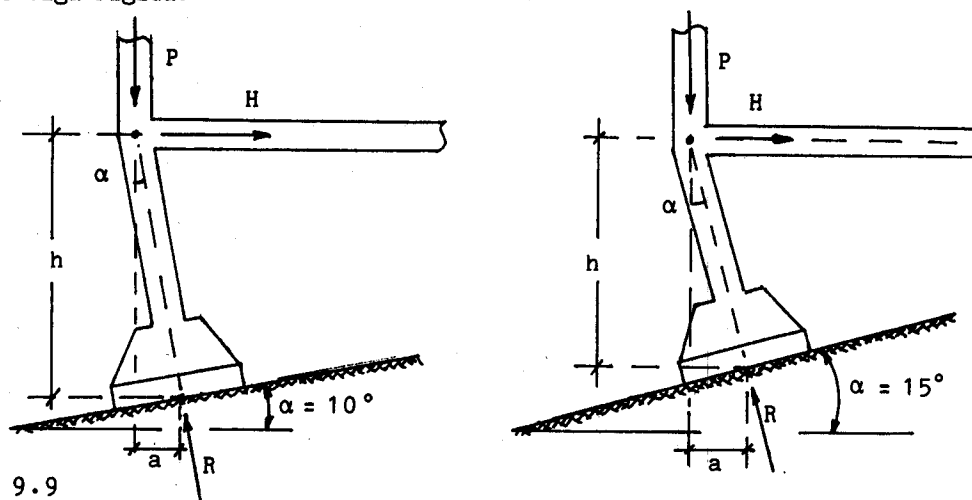


Figura 9.9

T A B L A 9.1

$\frac{a}{h} = \operatorname{tg} \alpha$	α	$\sec \alpha$
0,10	$5^\circ 43'$	1
0,15	$8^\circ 32'$	1,011
0,176	10°	1,015
0,20	$11^\circ 20'$	1,020
0,27	15°	1,035

$$H = P \operatorname{tg} \alpha \quad (9.32)$$

$$R = P \sec \alpha \quad (9.33)$$

En el caso de columnas de esquina, en la intersección de dos linderos, las bases resultan doblemente excéntricas. Cuando no hay una columna cercana ubicada sobre la recta que une el baricentro de la columna y la base excéntrica, se deben colocar dos tensores, en lo posible de direcciones ortogonales, como muestra la figura 9.10 a).

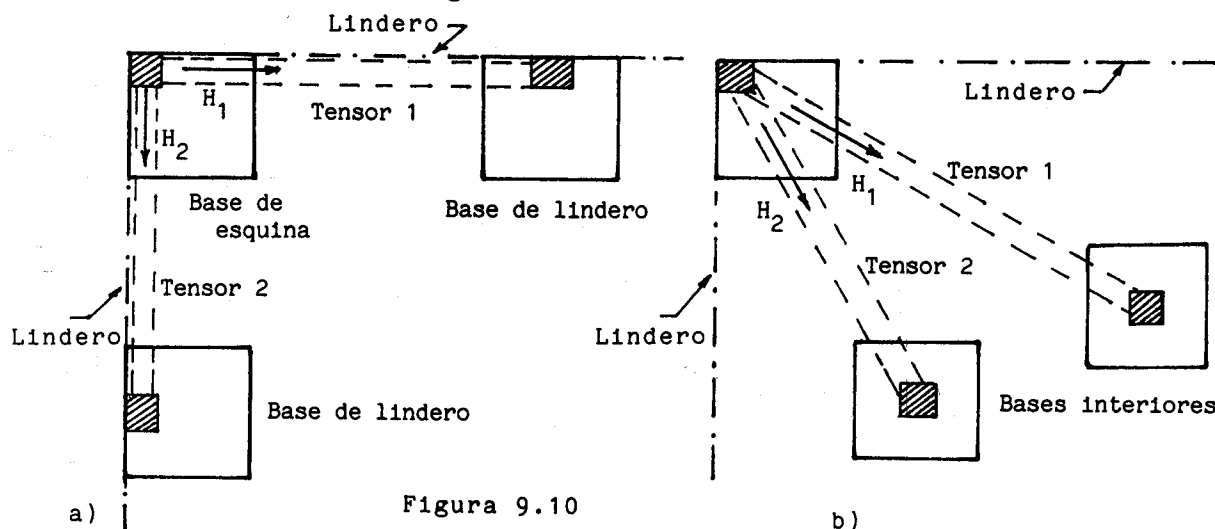


Figura 9.10

En las columnas de esquina, es conveniente que ambos tensores estén a la misma altura para un mejor comportamiento estructural del conjunto. Ver figura 9.11 a). Es necesario asimismo comprobar que las columnas a las cuales conecta el tensor de la base excéntrica, puedan soportar las solicitaciones adicionales de flexión que les impone el tensor. En general se acostumbra continuar el tensor, enlazando asimismo otras columnas de la estructura, para rigidizar el conjunto de las bases.

En las bases de lindero y esquina debe prestarse especial atención a los esfuerzos de corte por punzonado, ya que el perímetro de punzonado se ve drásticamente reducido, como muestra la figura 9.11 b) y c).

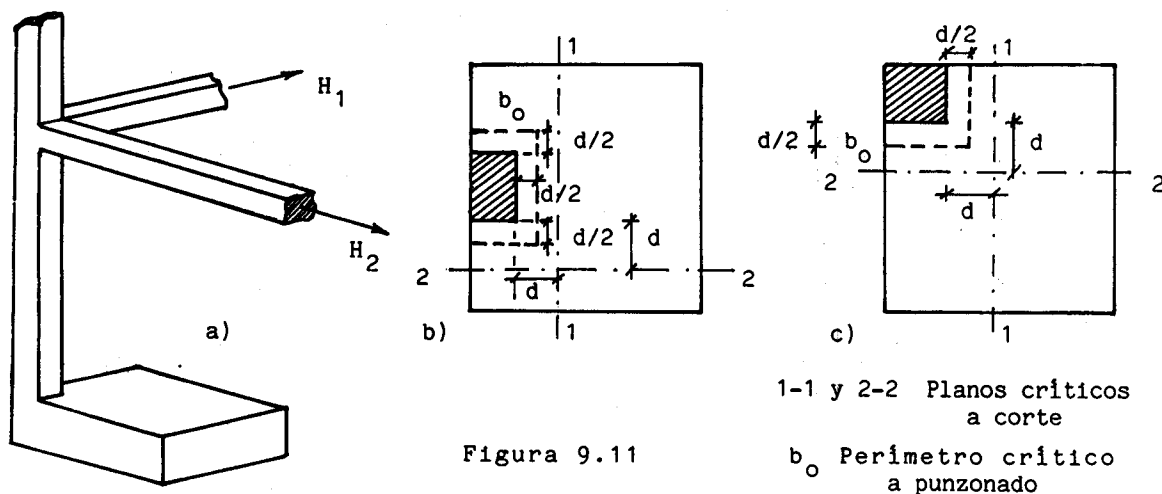


Figura 9.11

Tensores

Los tensores son bielas estructurales, que resisten tracción pura. Eventualmente pueden tener además la capacidad de resistir algo de flexión y corte. En el caso de las bases atensoradas, el tensor cumple la importante función de resistir la tracción producida por la acción del momento volcador debido a la excentricidad existente entre las cargas de la columna y la reacción del suelo de fundación, dando estabilidad al sistema estructural de las fundaciones.

Para el análisis estructural, se deben distinguir dos casos :

- a) El concreto de la sección del tensor no debe agrietarse
- b) Se permite un agrietamiento limitado del concreto del tensor

En los tensores que quedan ubicados en contacto con la tierra, es preferible que no se produzca el agrietamiento del concreto, para evitar la acción agresiva del suelo en las barras de acero. Pero si los tensores no se hallan en contacto con la tierra, se acepta un cierto agrietamiento, cuando la atmósfera que rodea a la estructura no es agresiva. En general, se acepta que el concreto cumpla sólo la función de capa protectora de las barras de acero, las cuales resisten así la totalidad de los esfuerzos de tracción aplicados.

Los tensores pueden diseñarse en resistencia límite, bajo la acción de cargas mayoradas, o en régimen elástico, soportando las cargas de servicio. Los criterios a aplicar en el caso de la resistencia límite, se detallan en la Sección 8.2 (Vigas de riostra). En régimen elástico se debe cumplir :

$$H \leq A_s f_s \quad (9.34)$$

H es la fuerza de tracción que se obtiene de la ec. 9.30 y f_s es el esfuerzo admisible del acero usado. El valor de f_s puede determinarse en función de la calidad del concreto y de la cuantía de acero.

$$f_s = \frac{f_{ct} (1 + n \rho)}{\rho} \leq f_y / 2 \quad (9.35)$$

El esfuerzo admisible del concreto a tracción se acepta : $f_{ct} = 0,65 \sqrt{f'_c}$ (9.36)

es la cuantía geométrica de la armadura, definida en ec. 7.8 : $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ (9.37)

La cuantía usada en los tensores respeta generalmente la estipulada en ecs. 8.5 y 8.6 :

$$\rho \geq 0,01$$

$$\rho \geq 0,015 f'_c / f_y$$

n es la relación modular :
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,1 \times 10^6}{15.100 \sqrt{f'_c}} \quad (9.38)$$

La ec. 9.38 corresponde al concreto de peso normal. n se adopta siempre como el número entero más próximo obtenido mediante la ec. 9.38. El área de la sección transversal del concreto no fisurado en tensores resulta :

$$A_c \geq H \left[\frac{1}{f_{ct}} - \frac{n}{f_s} \right] \quad (9.39)$$

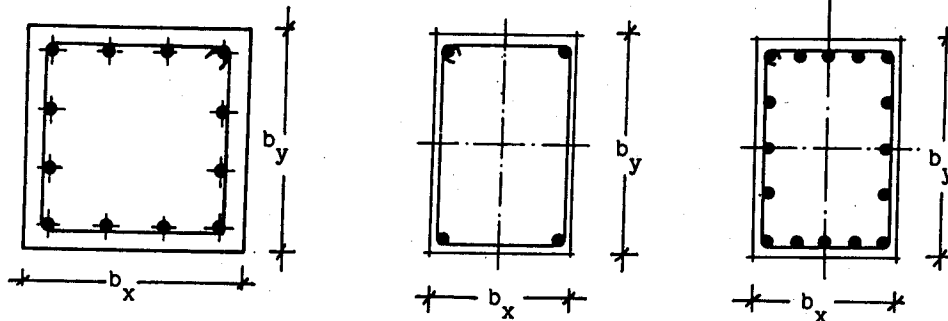


Figura 9.12 Tensores

El lado mínimo del tensor que no está en contacto con el suelo es de 25 cm y si está en contacto, de 40 cm. Por lo menos se deben colocar 4 barras en las esquinas, iguales o mayores a $\phi 1/2"$ y los estribos deben cumplir con lo estipulado en la Sección 8.2, con separación no menor a 30 cm y:

$$\phi \geq 3/8"$$

En los tensores es conveniente distribuir las barras longitudinales simétricamente, en todo el perímetro de la sección, dejando un recubrimiento mínimo según se indica en la Tabla 7.8. En todos los casos, las barras deben anclarse convenientemente en las columnas que conectan. Designando por L la distancia entre columnas, el alargamiento Δ_L vale :

$$\Delta_L = \epsilon_s L = \frac{f_s}{E_s} L \quad (9.40)$$

EJEMPLO 9.4.-

Diseñe la base atensorada, con los datos de la figura. El tensor tiene una longitud de 4,0 m y se ubica a una altura de 2,8 m. Las cargas de la columna son :

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

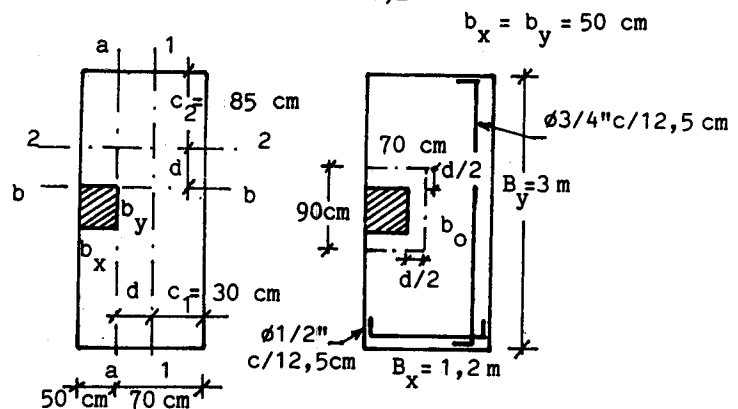
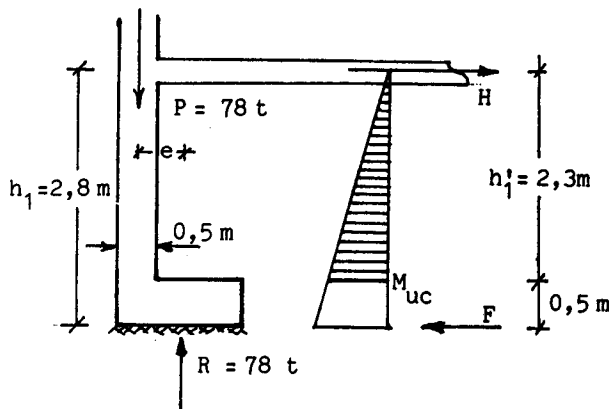
$$f_y = 3.500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta = 20^\circ$$

$$P \begin{cases} \text{CP} = 50 \text{ t} \\ \text{CV} = 28 \text{ t} \end{cases}$$

$$\sigma_{adm} = 2,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{De Tabla 8.1 : } v = 1,2$$



Se elige : $B_x = 1,2 \text{ m}$ para que la excentricidad sea limitada y el momento volcador no sea excesivo.
Por lo tanto^x :

$$e = 0,35 \text{ m}$$

$$B_y = \frac{A_{\text{req}}}{B_x} = \frac{1,2 \times 78.000}{2,6 \times 120} = 3 \text{ m}$$

$$P_u = 1,4 \times 50 + 1,7 \times 28 = 117,6 \text{ t}$$

$$\sigma_u = 117.600 / 300 \times 120 = 3,27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{u \text{ a-a}} = 3,27 \times 70^2 \times 300/2 = 24 \text{ tm}$$

$$M_{u \text{ b-b}} = 3,27 \times 125^2 \times 120/2 = 30,65 \text{ tm}$$

$$\text{Se adopta : } d = 40 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm}$$

Verificación a corte :

$$v_{u \text{ 1-1}} = \frac{3,27 \times 30}{0,85 \times 40} = 2,88$$

$$v_{u \text{ 2-2}} = \frac{3,27 \times 85}{0,85 \times 40} = 8,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Se cumple : } v_u \leq v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Correcto}$$

Verificación a punzonado :

$$V_u = 117.600 - 3,27 \times 70 \times 90 = 97 \text{ t}$$

$$b_o = 230 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{97.000}{0,85 \times 230 \times 40} = 12,4 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 16,34 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Acero perpendicular al eje a-a :

$$A_{s \text{ a-a}} = \frac{M_{u \text{ a-a}}}{0,9^2 f_y (d-2\text{cm})} = 22,28 \text{ cm}^2 \quad \frac{22,28}{3} = 7,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ b-b}} = \frac{M_{u \text{ b-b}}}{0,9^2 f_y d} = 27 \text{ cm}^2 \quad \frac{27}{1,2} = 22,5 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ min}} = 0,2 \times 50 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 3/4" \text{ c}/12,5 \text{ cm}$$

$$\phi 1/2" \text{ c}/12,5 \text{ cm}$$

Tensor :

$$M_{\text{volc}} = p e = 78 \times 0,35 = 27,3 \text{ tm}$$

$$H = 27,3/2,8 = 9,75 \text{ t} = F$$

$$\text{Se cumple : } F < P \text{ tg } \delta = 78 \text{ tg } 20^\circ = 28,39 \text{ t} \quad \text{Correcto}$$

$$f_{ct} = 0,65 \sqrt{f'_c} = 10,28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Se adopta : } \rho = 0,015$$

$$\text{De ec. 9.38 resulta :}$$

$$n = 9$$

$$\text{De ec. 9.35 : } f_s = \frac{10,28 \times (1 + 9 \times 0,015)}{0,015} = 777 \text{ Kg/cm}^2 < f_y / 2 \quad \text{Correcto}$$

Según ec. 9.34 :

$$A_s = \frac{H}{f_s} = 9.750/777 = 12,54 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 7/8" (15,48 \text{ cm}^2) \quad \text{Estribos :}$$

$$\phi 3/8" \text{ c}/30 \text{ cm}$$

Area de concreto del tensor : (ec. 9.39)

$$A_c = 9.750 \left[\frac{1}{10,28} - \frac{9}{777} \right] = 836 \text{ cm}^2$$

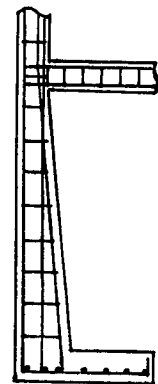
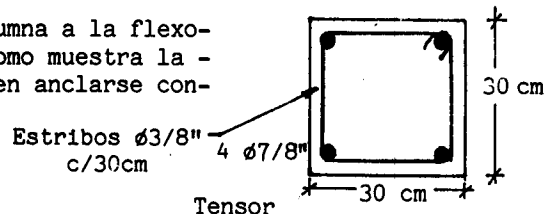
$$b = \sqrt{A_c} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{El alargamiento del tensor : } \Delta_L = \epsilon_s L = 777 \times 400/2,1 \times 10^6 = 0,15 \text{ cm}$$

La columna debe ser verificada a flexo-compresión, para un momento mayorado :

$$M_{uc} = H_u h'_1 = P_u e h'_1 / h_1 = 117.600 \times 0,35 \times 2,3 / 2,8 = 33,8 \text{ tm}$$

Para incrementar la resistencia de la columna a la flexo-compresión se puede aumentar su sección como muestra la figura. Las barras de acero del tensor deben anclarse en la columna.



EJEMPLO 9.5.-

Diseñe la base de la columna C3 próxima al lindero, y los tensores que la conectan a las bases vecinas, indicadas en la figura. Use B_y máximo.

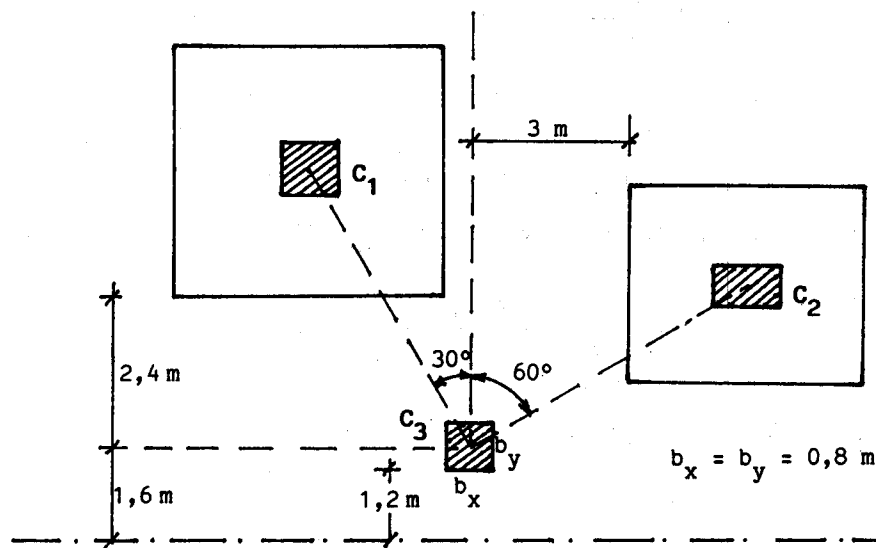
La columna es cuadrada, de 80 cm de lado, y las cargas de servicio que transmite son :

$$P \begin{cases} CP = 200 \text{ t} \\ CV = 160 \text{ t} \end{cases} \quad \sigma_{adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \quad h_1 = 3 \text{ m}$$

Profundidad de la fundación : 2,8 m $\therefore v = 1,2$

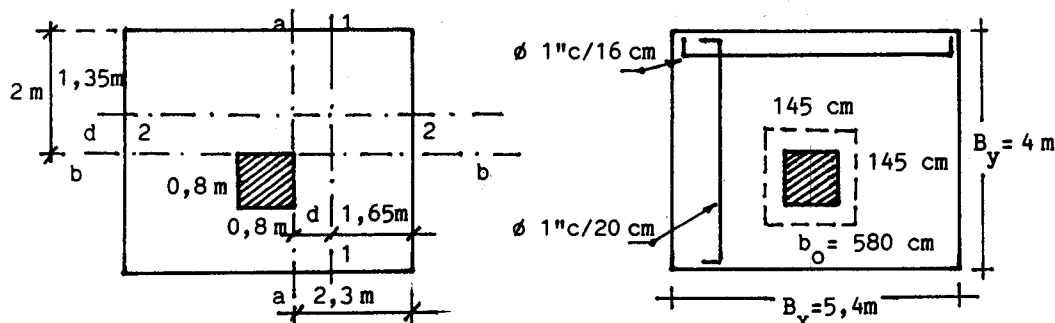
Angulo de fricción entre suelo
y base : $\delta = 22^\circ$



Por ubicación en planta resulta : $B_y \text{ max} = 4 \text{ m}$ $\therefore B_x = \frac{A_{req}}{B_y} = \frac{1,2 \times 360 \times 10^3}{2 \times 400} = 540 \text{ cm}$

El diseño de la base se realiza en forma similar al ejemplo anterior.

$$\sigma_u = P_u / A = 552.000 / 400 \times 540 = 2,55 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Se adopta } d = 65 \text{ cm}$$



Corte :

$$v_{u \text{ 1-1}} = \frac{2,55 \times 165}{0,85 \times 65} = 7,61 \text{ Kg/cm}^2 < v_c \quad v_{u \text{ 2-2}} = \frac{2,55 \times 135}{0,85 \times 65} = 6,23 \text{ Kg/cm}^2 < v_c$$

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Correcto}$$

Punzonado :

$$V_u = 552.000 - 2,55 \times 145^2 = 498.386 \text{ t}$$

$$v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 17,73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{498.386}{0,85 \times 580 \times 65} = 15,55 < v_c$$

$$A_{s \text{ a-a}} = \frac{M_{u \text{ a-a}}}{0,9 f_y (d - 2 \text{ cm})} = \frac{2,55 \times 230^2 \times 400 / 2}{0,81 \times 4.200 \times 63} = 125,8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{125,8}{4} = 31,45 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ min}}$$

$\phi 1" \text{ c/16 cm}$

$$A_{s \text{ min}} = 0,18 \times 75 = 13,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ b-b}} = \frac{M_{u \text{ b-b}}}{0,9^2 f_y d} = \frac{2,55 \times 200^2 \times 540/2}{0,81 \times 4.200 \times 65} = 124,5 \text{ cm}^2 \quad \frac{124,5}{5,4} = 23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\phi 1'' \text{ c}/20 \text{ cm}$

Diseño de los tensores :

$$e = 0,4 \text{ m} \quad M_{\text{volc}} = 360 \times 0,4 = 144 \text{ tm}$$

$$H = \frac{M_{\text{volc}}}{h_1} = \frac{144}{3} = 48 \text{ t}$$

De ec. 9.38 : $n = \frac{E_s}{E_c} = 8$ Se adopta $\rho = 0,015$

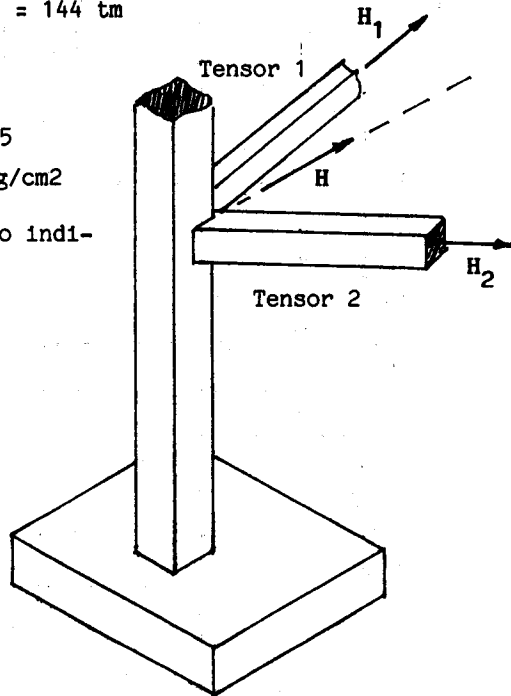
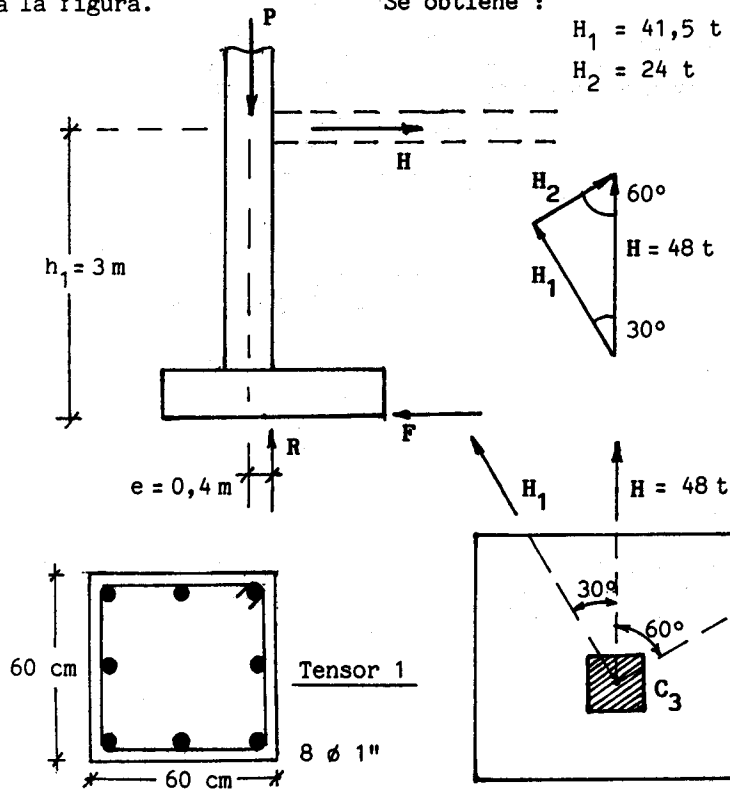
$$f_{ct} = 0,65 \sqrt{f'_c} = 10,87 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza resultante H se descompone vectorialmente como indica la figura.

Se obtiene :

$$H_1 = 41,5 \text{ t}$$

$$H_2 = 24 \text{ t}$$



$$F = 48 \text{ t} < P \text{ tg } \delta = 360 \text{ tg } 22^\circ = 145 \text{ t}$$

Cumple

De ec. 9.35 :

$$f_s = 10,87 \quad \frac{1 + 8 \times 0,015}{0,01} = 1.174 \text{ Kg/cm}^2$$

Area de concreto de los tensores : $A_c \geq H_1 \left(\frac{1}{f_{ct}} - \frac{n}{f_s} \right) = 0,085 H_1$

Tensor 1 : $A_c = 0,085 \times 41.500 = 3.535 \text{ cm}^2$ (60 x 60 cm)

$$A_{s1} = \frac{41.500}{1.174} = 35,35 \text{ cm}^2 \quad \therefore 8 \phi 1'' (40,56 \text{ cm}^2)$$

Tensor 2 :

$$A_c = 0,085 \times 24.000 = 2.040 \text{ cm}^2 \quad (45 \times 45 \text{ cm})$$

$$A_{s2} = \frac{24.000}{1.174} = 20,44 \text{ cm}^2 \quad \therefore 8 \phi 3/4'' (22,72 \text{ cm}^2)$$

9.7.- BASES CONECTADAS CON VIGA RIGIDA (CANTILEVER)

Cuando las bases excéntricas soportan columnas muy cargadas, los tensores resultan poco eficaces pues las fuerzas de tracción que los solicitan se incrementan notablemente. Además, los momentos flectores en las columnas aumentan su sección, para que puedan soportar la flexo-compresión impuesta. En estos casos, es aconsejable conectar la base excéntrica a otra base cercana mediante una viga rígida, o Viga Cantilever, capaz de absorber las grandes flexiones producidas por la excentricidad. La figura 9.13 muestra una base de lindero conectada mediante la viga rígida mencionada, con otra base cercana. La columna exterior transmite la carga de servicio P_1 y la interior la carga P_2 , - siendo L la distancia entre ejes de columnas.

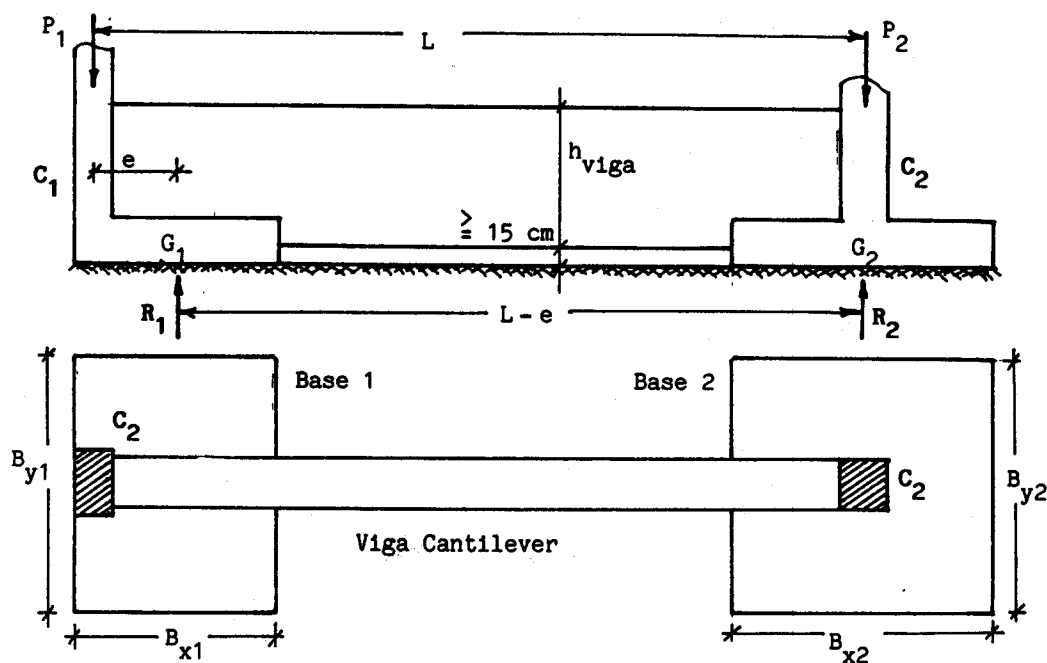


Figura 9.13

La reacción en la base 1 es R_1 , aplicada en el baricentro de la base excéntrica, a distancia e de la recta de acción de la carga P_1 . En la base 2, la carga P_2 y la reacción R_2 son colineales, ya que la columna está centrada en la base. Las reacciones R_1 y R_2 se obtienen aplicando las ecuaciones de la estática.

Al igual que en el caso de las bases aisladas, la magnitud de las cargas P_1 y P_2 de servicio, debe incrementarse en función del factor de mayoración ν que toma en cuenta el peso propio de las bases, de la viga Cantilever y de la tierra de relleno. Usualmente se adopta para ν un valor inicial estimativo de 1,4 para comenzar el análisis. Por lo tanto, según la figura 9.13 al tomar momentos con respecto al baricentro G_2 se obtiene:

$$R_1 = \nu P_1 \frac{L}{L - e} = \Delta_1 \nu P_1 > \nu P_1 \quad \text{pues} \quad \Delta_1 = \frac{L}{L - e} > 1 \quad (9.41)$$

La reacción R_2 en la base interior resulta:

$$R_2 = \nu (P_1 + P_2) - R_1 = \nu \left(P_2 - \frac{P_1 e}{L - e} \right) < \nu P_2 \quad (9.42)$$

Se deduce en consecuencia, que por efecto de la conexión ejercida por la viga rígida, la base 2 se halla aliviada en la magnitud:

$$\left(\frac{P_1 e}{L - e} \right)$$

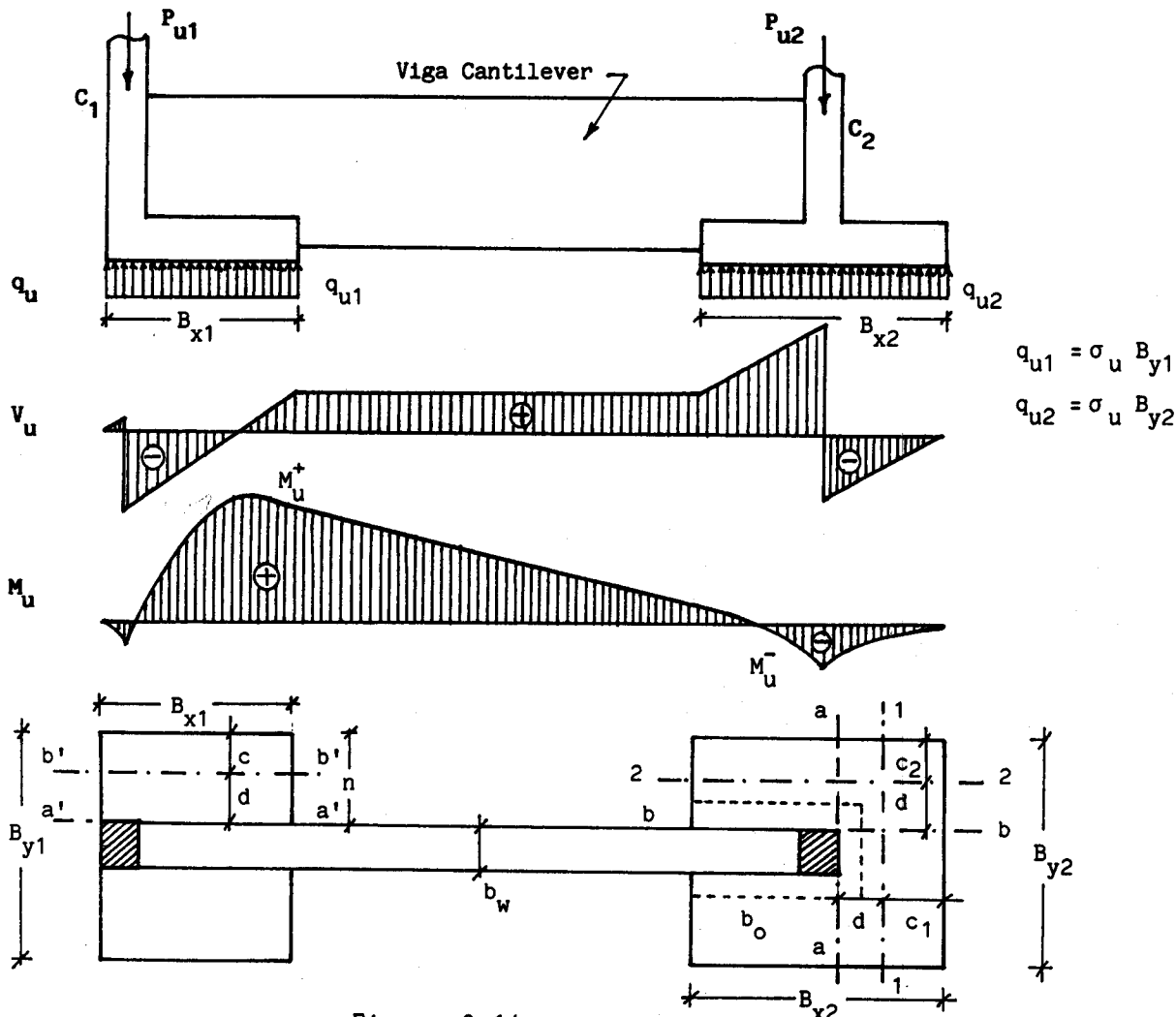
Por ello se debe cumplir:

$$P_2 > \frac{P_1 e}{L - e} \quad (9.43)$$

pues si no, el efecto volcador de la base 1 levantaría la base y la columna 2. Esto puede ocurrir en la etapa constructiva, cuando la columna 1 se halla totalmente cargada y la columna 2 sólo soporta el peso propio de su área tributaria.

Cada una de las bases analizadas, se calcula independientemente como si fueran bases aisladas centradas, soportando la misma reacción uniforme del suelo. Es conveniente que el lado B_{x1} de la base excéntrica no sea muy grande, para disminuir la magnitud del momento volcador, al crecer la distancia e entre la carga P_1 y la reacción R_1 . Siempre que sea posible, se debe diseñar la base interior como centrada cuadrada.

La viga Cantilever es siempre solidaria con la columna y la base excéntrica y en el ancho B_{x1} trabaja como viga T donde las alas corresponden a la placa de base, solicitada por la reacción del suelo. En el extremo opuesto, en la conexión con la columna centrada, la viga Cantilever puede ser o no solidaria con la base centrada. El primer caso se grafica en la figura 9.14, con los diagramas de corte y momentos mayorados.



El plano crítico para corte es el b'-b' y en el caso de la base excéntrica, no existe plano crítico de corte por punzonado.

En la base centrada, se deben calcular los momentos mayorados con respecto a los plano a-a y b-b para determinar la altura útil y el acero del refuerzo de la base. Los planos críticos de corte son el 1-1 y el 2-2. Con respecto al punzonado, en virtud del monolitismo existente entre la viga rígida y la base centrada, el perímetro crítico de punzonado b_o presenta tres lados, como muestra la figura, bordeando la columna y la viga, a distancia $d/2$.

En las bases conectadas mediante viga rígida se deben verificar asimismo las exigencias de seguridad al aplastamiento en el plano de contacto de la columna con la base, y la longitud de desarrollo y adherencia de las armaduras resistentes.

El caso de la viga Cantilever no solidaria con la base interna, se grafica en la figura 9.14, donde su altura va disminuyendo hasta articularse en la columna 2, centrada en la base 2. Los diagramas de corte y momentos mayorados para la viga rígida se indican en la figura. El diseño de las dos bases en este caso se realiza en forma similar al indicado precedentemente, con la diferencia que en la base centrada, el perímetro de punzonado b_o rodea la columna en los cuatro lados, a distancia $d/2$.

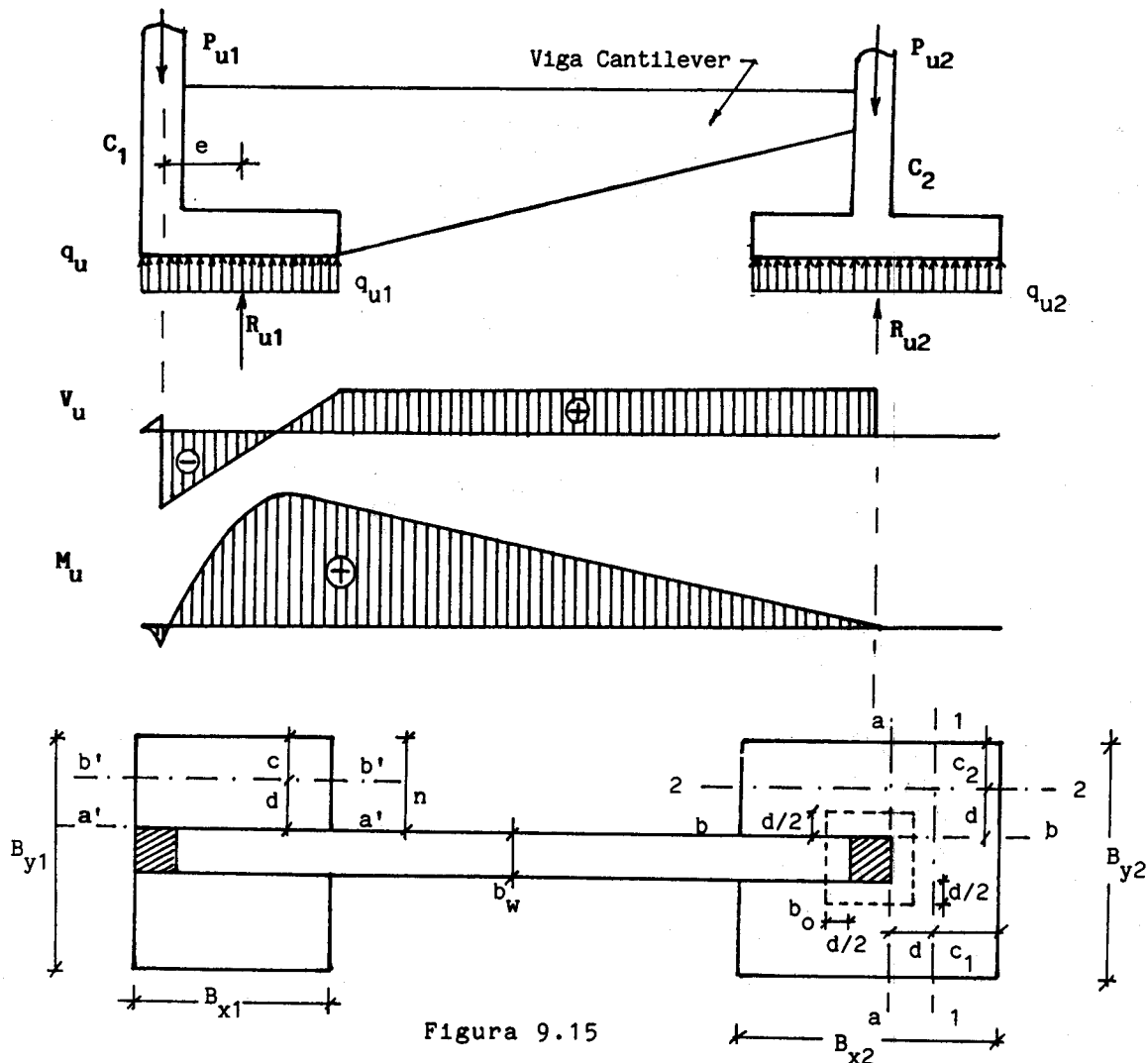


Figura 9.15

Luego de diseñar las bases, se procede al diseño de la viga rígida que las conecta, la cual debe presentar una rigidez mínima :

$$I_{\text{viga}} \geq 2 I_{\text{base excen}} \quad (9.44)$$

Para que se cumpla la ec. 9.44, la viga tendrá una considerable altura, y un ancho b_w al menos igual al lado menor de las columnas que conecta. El diseño límite de la viga responde al b_w correspondiente a los diagramas de corte y momento mayorados de figs. 9.15 o 9.16, según el caso. Además, como su al-

tura es siempre superior a los 75 cm, debe llevar armadura de paramento, como se indica en la Sección 7.4. El acero longitudinal por flexión va disminuyendo a medida que se aproxima a la columna centrada, siguiendo el diagrama de momentos respectivo.

La viga Cantilever se supone apoyada en ambas columnas, y por economía, se la construye generalmente no solidaria con la base 2. Para no desvirtuar su comportamiento de viga de conexión, se debe evitar todo contacto de su canto inferior con el terreno. Para ello es conveniente - que al encofrarla, se dejen por lo menos 15 cm libres debajo, como muestra la figura 9.13.

En general, el momento máximo M_1^+ de la viga está muy próximo al borde interno de la base excéntrica, y el diagrama de momentos decrece hacia la columna centrada.

EJEMPLO 9.6.-

Diseñe las bases indicadas, conectadas mediante una viga rígida, para los siguientes

datos :

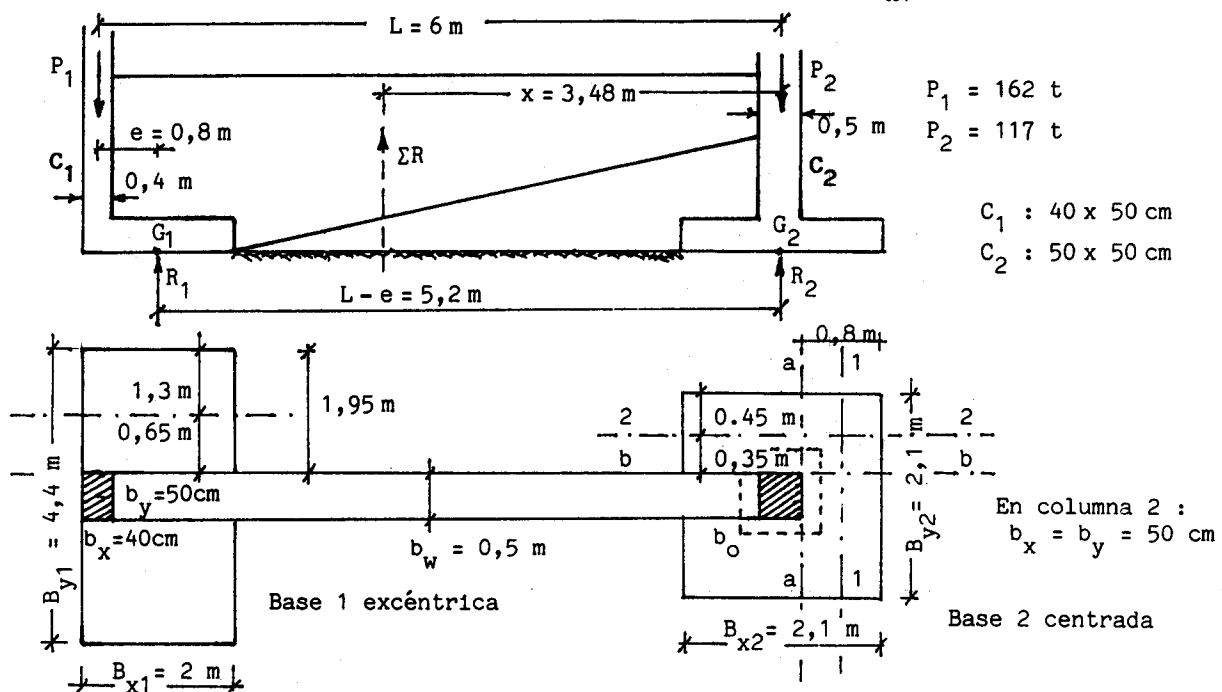
$$P_1 \begin{cases} CP = 125 \text{ t} \\ CV = 37 \text{ t} \end{cases} \quad P_2 \begin{cases} CP = 75 \text{ t} \\ CV = 42 \text{ t} \end{cases} \quad f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

Profundidad de la fundación : 3,5 m $\gamma_{suelo} = 1,9 \text{ t/m}^3$

La viga es no solidaria con la base 2.

Se exige : $B_{x1} = 2 \text{ m}$ $\therefore e = 0,8 \text{ m}$



De ecs. 9.41 a 9.43 :

$$R_1 = \nu P_1 \frac{L}{L - e} = 1,4 \times 162 \times 6 / 5,2 = 261,7 \text{ t}$$

$$\Sigma R = 390,6 \text{ t}$$

$$R_2 = \nu (P_2 - P_1 \frac{e}{L - e}) = 1,4 (117 - 162 \times 0,8 / 5,2) = 128,9 \text{ t}$$

Centro de presiones de la ΣR : (tomando momentos con respecto a G_2)

$$\textcircled{*} x = 261,7 \times 5,2 / 390,6 = 3,48 \text{ m}$$

Area requerida total (de ambas bases) :

$$A_{req \text{ total}} = \frac{\Sigma R}{\sigma_{adm}} = \frac{390,6}{3} = 13,02 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{261,7}{3} = 8,72 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{128,9}{3} = 4,3 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 8,8 \text{ m}^2$$

$$B_{y1} = 8,72 / 2 = 4,4 \text{ m}$$

$$B_{x1} = B_{y1} = A_2 = 2,1 \text{ m}$$

$$A_2 = 4,4 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A = 13,2 \text{ m}^2 > A_{req}$$

Centro de gravedad de las áreas : $\textcircled{*} x = \frac{A_1 \cdot 5,2}{A} = 3,47 \text{ m}$ Aceptable

El centro de presiones de la ER coincide con el centro de gravedad de la áreas, por lo cual se acepta una distribución uniforme de reacciones en el suelo de fundación.

Cargas mayoradas : Se supone el peso de la viga Cantilever en 1t/m

$$Q = 1 \text{ t/m} \times 6 \text{ m} = 6 \text{ t} \quad (3\text{t en cada columna})$$

$$\sigma_u = \frac{1,4 (125 + 75 + 6) + 1,7 (37 + 42)}{13,2} = 3,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{u1} = 1,4 (125 + 3) + 1,7 \times 37 = 242,1 \text{ t}$$

Base 1

Se adopta $d = 65 \text{ cm}$ $h = 75 \text{ cm}$ En el plano $b'-b'$:

$$\text{Corte : } v_u = \frac{3,2 \times 130}{0,85 \times 65} = 7,53 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$\text{Acero longitudinal : } A_s = \frac{3,2 \times 200 \times 195^2/2}{0,9^2 \times 4.200 \times 65} = 55 \text{ cm}^2 \quad \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ min}} \quad \phi 3/4" \text{c}/12,5\text{cm}$$

$$\text{Acero transversal : } A_{s \text{ min}} = 0,18 \times 75 = 13,5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 3/4" \text{c}/20 \text{ cm}$$

Base 2

Se adopta $d = 35 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$

$$\text{Para esta base se debe verificar que se cumpla : } CP = 75 \text{ t} > \frac{P_1 e}{L - e} = \frac{162 \times 0,8}{5,2} = 25 \text{ t} \quad \text{Correcto}$$

$$\text{Corte : } v_u = \frac{3,2 \times 45}{0,85 \times 35} = 4,84 \text{ Kg/cm}^2 < v_c \quad \text{Cumple}$$

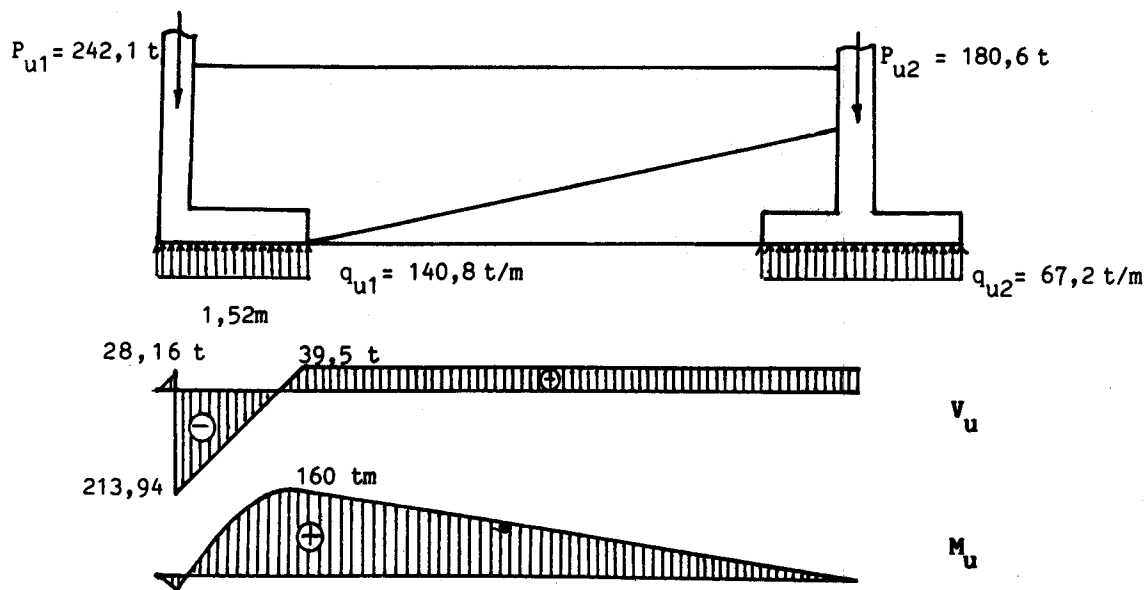
$$\text{Corte por punzonado : } b_o = 0,85 \times 4 = 340 \text{ cm} \quad P_{u2} = 1,4 (75 + 3) + 1,7 \times 42 = 180,6 \text{ t}$$

$$V_u = 180.600 - 3,2 \times 85^2 = 157.480 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{157.480}{0,85 \times 340 \times 35} = 15,57 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 16,76 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero :

$$A_s = \frac{3,2 \times 210 \times 80^2/2}{0,9^2 \times 4.200 \times 35} = 18,05 \text{ cm}^2 \quad \frac{18,05}{2,1} = 8,6 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ min}} \quad \phi 5/8" \text{c}/20 \text{ cm}$$



Viga Cantilever

$$q_{u1} = u B_{y1} = 3,2 \times 440 = 140,8 \text{ t/m}$$

$$q_{u2} = u B_{y2} = 3,2 \times 210 = 67,2 \text{ t/m}$$

$$b_w = 50 \text{ cm}$$

$$d_{\text{viga}} = \sqrt{\frac{160 \times 10^5}{0,1448 \times 250 \times 50}} = 94 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } d = 130 \text{ cm} \\ h = 140 \text{ cm}$$

A distancia d de la cara de la columna, el corte crítico : $V_u \approx 0$

$$\therefore v_s = 3,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (valor mínimo)}$$

$$A_v = \frac{3,5 b_w}{2 f_y} = \frac{3,5 \times 50}{2 \times 2500} = 0,025 \text{ cm}^2$$

La separación de los estribos se estima en 25 cm. :
(estribos de dos ramas)

Se colocan estribos cerrados de $\phi 3/8"$

$$A_s = \frac{160 \times 10^5}{0,9^2 \times 4.200 \times 130} = 36,17 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b d = 21,16 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

$$6 \phi 1" + 2 \phi 7/8" \quad (38,16 \text{ cm}^2) \quad 6 \phi 7/8" \quad (23,22 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Acero de paramento : } A_{sp} = 0,1 A_s = 3,81 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 3/8" \quad (4,26 \text{ cm}^2)$$

Verificación de la rigidez de la viga Cantilever :

$$I_{\text{viga}} = b_w d^3 / 12 = 91,54 \times 10^5 \text{ cm}^4 \geq 2 I_{\text{base}} = \frac{2 B_{x1} d^3}{12} = \frac{400 \times 65^3}{12} = 91,54 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Correcto.

Verificación del factor $v = 1,4$ de mayoración de cargas de servicio, al tomar en cuenta el peso propio de las bases, de la viga Cantilever y de la tierra de relleno.

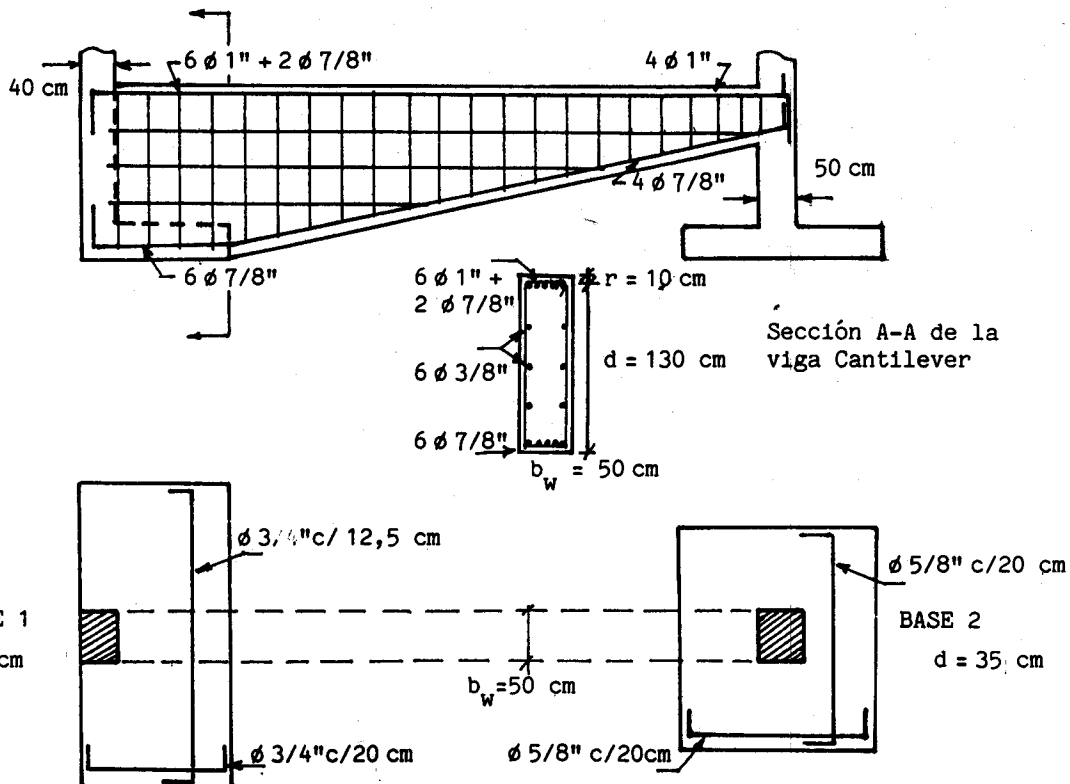
Peso de las dos bases : 20,5 t

Peso de la viga rígida : 5,6 t

Peso de la tierra : 76,2 t

$$\Sigma Q = 102,3 \text{ t}$$

$$v = \frac{279 + 102,3}{279} = 1,37 \text{ Aceptable}$$



9.8.- BASES EXCÉNTRICAS BALANCEADAS CON CONTRAPESOS

Si en las proximidades de una base excéntrica no hay columnas y bases a las cuales se pueda conectar mediante tensores o viga rígida, el problema se soluciona balanceando el sistema con contrapesos de concreto armado, como muestra la figura 9.16, en los cuales se debe cumplir :

$$W \geq \frac{P_1 e}{L} \quad (9.45)$$

W es el peso del volumen de concreto simple o ciclópeo, más el peso de la tierra que gravita sobre él, en la altura h' . Se debe determinar la excentricidad e de la base de la columna excéntrica, de modo que ésta quede centrada, y luego se define la distancia L a que se coloca el contrapeso. El conjunto trabaja por efecto de palanca.

La columna excéntrica, de esta forma, resulta conectada mediante una viga rígida al contrapeso, la cual apoya sobre la base centrada. El extremo opuesto de la viga puede estar unido directamente al contrapeso de concreto, si éste se halla a la misma altura, o bien a un tensor que transmita el esfuerzo a la masa de concreto, cuando ésta apoya a un nivel más profundo en el terreno.

Esta última solución es generalmente más económica, pues la mayor parte de la carga del contrapeso la produce la tierra de relleno.

$$R_1 = P_1 \left(\frac{L+e}{L} \right) \quad (9.46)$$

Se debe cumplir para la base centrada :

$$\sigma_{adm} \geq \frac{R_1}{B_{x1} B_{y1}} \quad (9.47)$$

En el caso de utilizar el tensor para conectar la viga rígida con el volumen de concreto del contrapeso, la fuerza de tracción resultante debe ser resistida totalmente por las barras de acero del mismo, convenientemente ancladas tanto en la viga como en la base 2. La fuerza de tracción será W_1 para las cargas en régimen de servicio.

La viga rígida se diseña para cargas mayoradas, como se indica en la figura, apoyada en la base centrada y con la fuerza P_{u1} actuando en el volado a distancia e . Los diagramas de corte y momentos mayorados permiten determinar sus dimensiones y el acero de refuerzo. La base 1 centrada se diseña como una base aislada, según se detalla en el Capítulo 8.

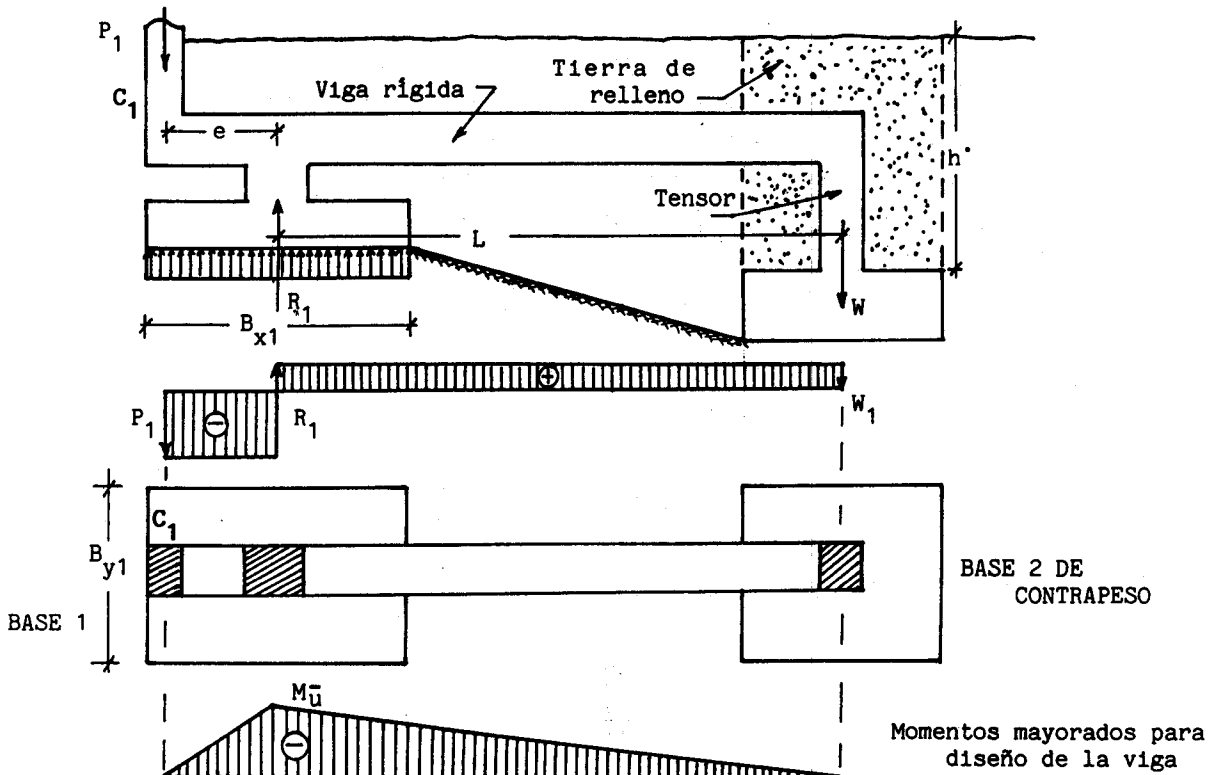


Figura 9.16

CAPITULO 10

Placas de Fundación

10.1.- GENERALIDADES

Una placa de fundación es una losa armada en dos direcciones ortogonales, de grandes dimensiones, que sirve de cimiento a un grupo de columnas o muros, o soporta estructuras tales como silos, estanques de agua, depósitos, chimeneas, torres de alta tensión, etc.

En general, en las estructuras usuales de edificios, resulta más económico fundar las diferentes columnas y muros en bases aisladas o corridas, con armadura únicamente en la cara inferior de las zapatas, como se detalla en los capítulos precedentes. En las placas, por el contrario, el volumen de concreto es considerable y por lo general se las arma junto a los bordes superior e inferior, lo cual encarece su costo.

Sin embargo, en ciertos casos, se prefiere recurrir al uso de placas de fundación, - por las ventajas que ofrecen de una mayor rigidez de conjunto y un mejor comportamiento estructural, especialmente en los siguientes casos :

- * Cuando el suelo de fundación ofrece una limitada capacidad portante
- * Para evitar asentamientos considerables si el subsuelo presenta zonas débiles o defectos
- * Si existe la posibilidad de ascenso del nivel freático, con una subpresión que puede levantar las bases aisladas poco cargadas
- * Como apoyo de muros y columnas muy cargados, cuya bases independientes exigen un área en - planta que supera el 50% del área del predio.

Desde el punto de vista estructural, las placas de fundación son similares a entrepisos invertidos, donde las cargas distribuidas resultan las reacciones del suelo, actuando de abajo hacia arriba, y las columnas y muros actúan como apoyos puntuales o lineales.

Cuando las condiciones del subsuelo lo exigen, las placas de fundación deben apoyar - sobre pilotes, con espesor suficiente para actuar simultáneamente como cabezales, enlazando los extremos superiores de los mismos. En forma similar al caso de las bases aisladas, la distribución de las presiones de contacto de las placas de fundación con el suelo, se detalla en la figura 10.1 para el caso de placas rígidas o flexibles, apoyadas en terrenos de diferentes características. Para el diseño de las placas de fundación, son asimismo aceptables las hipótesis simplificativas enumeradas para las bases aisladas.

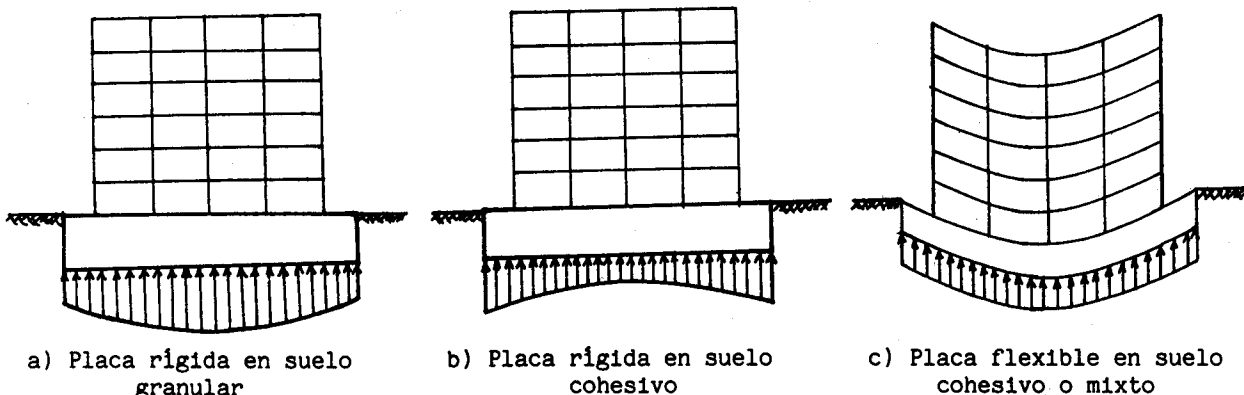


Figura 10.1-

Distribución de presiones bajo placas de fundación

En general, el espesor de las placas de fundación queda determinado por su resistencia a corte y punzonado, especialmente cuando las columnas están ubicadas cerca de los bordes, pues en este caso el perímetro de punzonado se reduce considerablemente. La tracción diagonal debida al corte y punzonado será resistida únicamente por el concreto, por lo cual la altura de las placas es usualmente elevada, y la rigidez se incrementa consecuentemente.

Cuando el espesor de las placas se ve limitado por alguna razón constructiva o económica, se deberá colocar armadura especial para absorber los esfuerzos del corte y punzonado, o colocar nervios longitudinales o cruzados conectando las columnas.

En las placas delgadas sin nervios, se puede evidenciar una excesiva deformación por ser más flexibles, especialmente en las proximidades de las columnas, debida a la concentración de esfuerzos por flexión y corte, la cual se hace más notable en los suelos blandos.

10.2.- PLACAS FLOTANTES

Las placas de fundación se pueden clasificar en :

- a) Placas directas
- b) Placas flotantes
- c) Placas sobre pilotes

Las placas directas son las que apoyan sobre el terreno, toda su área en planta, a cualquier profundidad, sin tomar en cuenta el volumen de tierra excavada para la cimentación. Por lo tanto, pueden ser superficiales o profundas, sin que la cota de apoyo sea considerada como un parámetro que afecta el comportamiento del suelo.

Por el contrario, las fundaciones flotantes son las que se basan en la técnica de la flotación, que consiste en ubicar la placa a una profundidad tal que el peso del suelo excavado iguale el transmitido por el cimiento. En consecuencia, los únicos asentamientos que se tomarán en cuenta son los debidos a la recompresión del suelo luego de expandirse durante la excavación.

A las placas flotantes se las conoce también por cimientos de sustitución. La flotación de las placas puede ser total, cuando se sustituye globalmente el peso del suelo excavado por el de la placa cargada, o parcial. La flotación parcial es el resultado de una compensación en un cierto porcentaje del total del peso de la tierra sustituida por la carga de la losa o placa.

La flotación total se basa en el mismo principio de flotación de un barco, el cual desplaza igual peso de agua que el propio, de modo que las presiones a cualquier profundidad en el agua bajo el barco son las mismas, independientemente de la presencia de éste. Ver fig. 10.2.

En las placas flotantes, sin embargo, se debe tomar la precaución de que el peso de la superestructura y propio de la placa sea uniforme en toda el área de apoyo, para que produzca el mismo efecto de la tierra removida. El problema se complica, no obstante, en aquellos suelos con nivel freático alto, donde es necesario ir desagotando el terreno con equipos de bombeo a medida que se va excavando, y luego impermeabilizar perfectamente la placa y los sótanos del edificio.

La extracción ininterrumpida del agua subterránea, sin embargo, puede causar serios asentamientos y daño a las construcciones vecinas, lo cual afecta la estabilidad del conjunto. Por lo tanto, las fundaciones de placas flotantes sólo se aconsejan en suelos secos o con nivel freático muy profundo. Otro problema que se presenta es la determinación de la magnitud de los esfuerzos de reacción del suelo para el diseño de la placa, y la cuantificación de los asentamientos debidos a la compactación que origina el bombeo del agua subterránea.

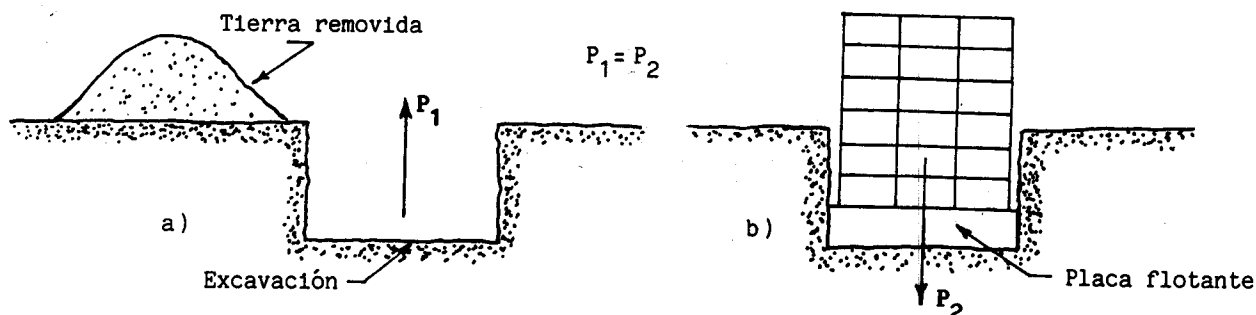


Figura 10.2

10.3.- CLASIFICACION DE LAS PLACAS DE FUNDACION

Las placas de fundación se pueden clasificar según :

- * Su sección transversal
- * Su forma en planta
- * El tipo de sollicitación
- * Las cargas que soportan
- * La rigidez estructural

Según la sección transversal de las placas, se distinguen :

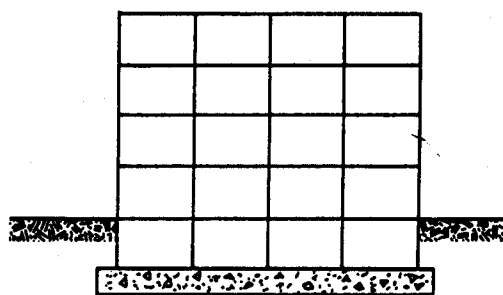
- I) Las placas macizas
- II) Las nervadas
- III) Las de tipo cajón

Las placas macizas son las más simples, con espesor uniforme entre 0,75 y 2 m de altura, y armadas en dos direcciones ortogonales en forma ininterrumpida, en sus bordes superior e inferior, como se detalla en las Secciones a continuación.

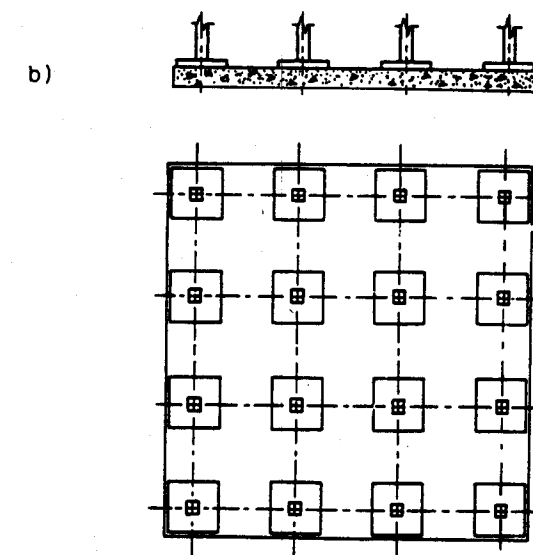
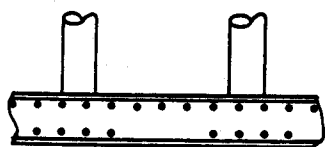
Generalmente las columnas y muros que apoyan en las placas se alinean perpendicularmente entre si, si bien es posible que también se distribuyan aleatoriamente. En todos los casos se debe verificar que las cargas transmitidas no superen los esfuerzos admisibles del suelo, ni los esfuerzos límites en las secciones de concreto armado, por flexión, corte y punzonado.

Cuando estos esfuerzos en el concreto son excesivos, en las placas macizas se pueden buscar soluciones alternas, entre las cuales se mencionan :

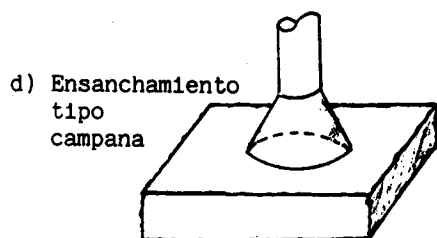
- a) Aumentar la altura útil de la placa (Ver figura 10.3 a)
- b) Colocar pedestales en la base de las columnas (esquemas b) y c)
- c) Ensachar la base de las columnas en forma de campana (esquema d)
- d) Acartelar la placa en el plano inferior de la fundación, bajo las columnas (esquema e)
- e) Armar la placa con acero a corte y punzonado en la placa
- f) Construir una placa nervada, con vigas conectando las columnas en el borde superior de la placa.



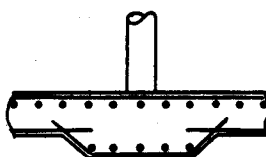
a) Placa maciza



c) Placa con pedestales



d) Ensanchamiento tipo campana



e) Acartelamiento bajo las columnas

Figura 10.3

Las placas nervadas son las que presentan nervios o vigas conectando las columnas, con lo cual se logra incrementar la rigidez de la fundación. Los nervios pueden ubicarse junto al borde inferior o superior de la placa, pero generalmente este último caso es más usual. Los nervios pueden ser unidireccionales o colocados en forma de cuadrícula, ortogonalmente. Ver la figura 10.4 a) y b).

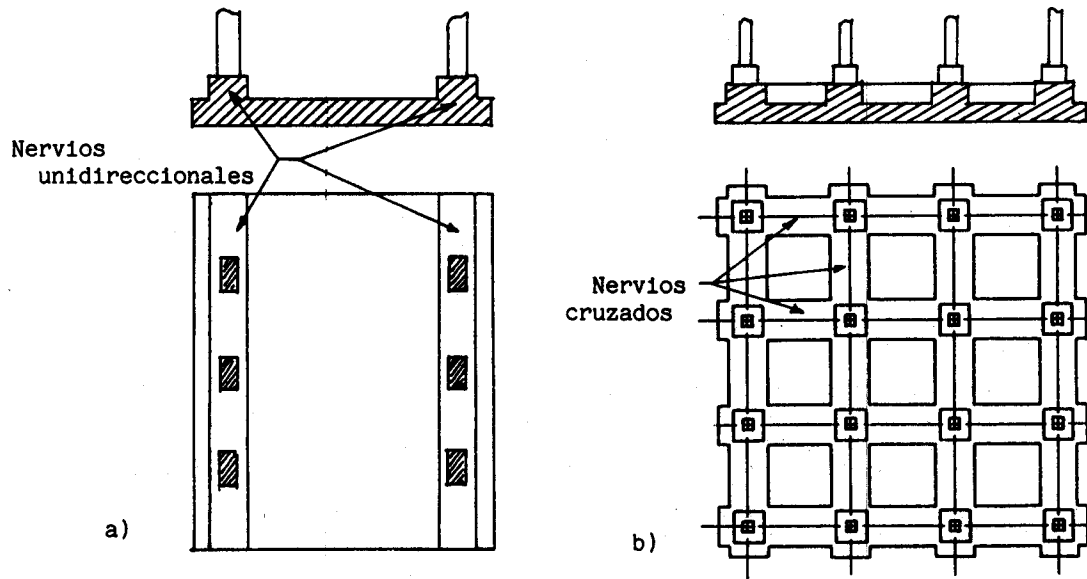


Figura 10.4

En el primer caso, la fundación trabaja como una losa transversalmente apoyada en las dos vigas paralelas, es decir, según su luz más corta. A su vez, las vigas longitudinales resultan de forma en T invertida, apoyadas en las columnas y solicitadas por la reacción del suelo.

En el segundo caso, los nervios ortogonales trabajan bidireccionalmente como un entramado y dividen la superficie total de la placa en áreas parciales de dimensiones más reducidas. En ambos casos, la presencia de nervios conectando el pie de las columnas elimina el peligro de punzonado en la placa. En el caso a), sin embargo, los esfuerzos de corte suelen controlar el diseño.

Cuando se desea construir una placa muy rígida, que minimice o anule los asentamientos diferenciales, especialmente en suelos débiles y compresibles, o con defectos en el subsuelo, se utilizan placas de fundación en forma de cajón, las cuales permiten aumentar considerablemente la inercia del conjunto con peso reducido, ya que están formadas por placas delgadas rigidamente vinculadas en los nodos, formando vanos interiores que se pueden utilizar como sótanos. Ver figura 10.5.

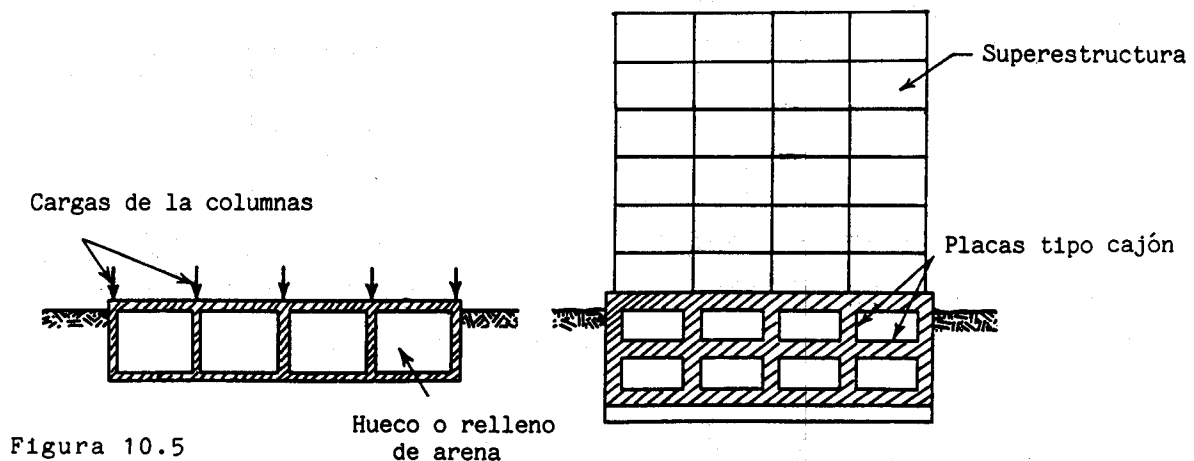


Figura 10.5

Con respecto a la forma en planta, ésta responde a las necesidades estructurales del edificio y al espacio disponible, si bien por lo general se las diseña cuadradas o rectangulares. En ciertos casos, sin embargo, como en silos, chimeneas o torres de planta circular, se adopta la forma circular o poligonal concéntrica, para adaptarse mejor al comportamiento del conjunto.

En lo referente al tipo de solicitación, las placas resisten las cargas en sentido bidireccional, por lo cual se las arma en forma cruzada (Ver figura 10.3 a). Si trabajan como losas, en forma unidireccional, (figura 10.4 a) la armadura principal en siempre la ubicada en dirección ortogonal a las vigas longitudinales que conectan las columnas. A continuación se resuelven algunos ejemplos ilustrativos de estos conceptos.

Las cargas que actúan sobre las placas de fundación pueden ser estáticas o dinámicas. Las primeras son debidas al peso propio y sobrecargas fijas de la superestructura y las dinámicas al viento, sismo, impactos, paso de vehículos, vibraciones de maquinarias, etc. Los cimientos sujetos a la acción de vibraciones se analizan en el Capítulo 11.

Las cargas estáticas pueden ser puntuales, como en el caso de las columnas, o lineales, como en los muros, según su eje longitudinal. Ver figura 10.6. Las reacciones del suelo serán siempre distribuidas uniformemente o en forma lineal, en toda el área de la fundación.

Según la rigidez relativa de una placa de fundación con respecto al suelo donde apoya, las placas de fundación se clasifican en :

- * Placas rígidas
- * Placas flexibles

Se analizan a continuación estos dos tipos de placas y sus métodos de resolución.

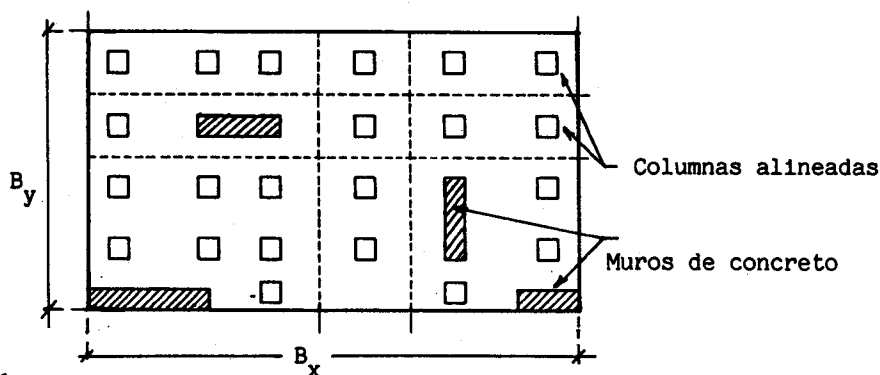


Figura 10.6

10.4.- PLACAS RIGIDAS

El concepto de bases rígidas puede asimilarse al analizado en el caso de bases corridas para fila de columnas, de la Sección 8.6. Para las placas rígidas, la distribución en el suelo de fundación de las reacciones resulta uniforme o lineal, con un área comprimida que depende de la ubicación del centro de presiones con respecto al baricentro de la base. En las placas rígidas, la deformación propia no afecta la distribución de estas presiones, y la única deformación que se toma en cuenta es la del suelo al ser comprimido por las cargas debidas a la superestructura.

Las placas macizas como la de figura 10.3 a), pueden resultar rígidas o flexibles, dependiendo de su espesor, de la distancia entre columnas, y de la magnitud de las cargas que éstas transmiten a la placa. Para que sean rígidas se deben cumplir ciertas condiciones, entre las cuales se enumeran :

- El estado de solicitación debe estar controlado por el corte o el punzonado
- El espesor de la placa debe ser tal que el concreto solo, resista los esfuerzos tangenciales, sin la colaboración de acero de refuerzo por corte.
- Las cargas entre columnas adyacentes no varíen en más del 20% entre si
- El espaciamiento entre columnas adyacentes no varíe en más del 20% y sea inferior a :

$$S \leq \frac{\pi}{2} L_e + b \quad (\text{según ec. 8.52})$$

donde b es el ancho de la columna y L_e se obtiene de la ec. 8.51 :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_c I}{K B}}$$

El método usual de diseño de las placas rígidas con columnas doblemente alineadas que cumplen con las condiciones precedentes es el Método de las Franjas, donde B resulta el ancho de banda obtenido del área tributaria entre filas de columnas adyacentes y K el Módulo de balastro definido en la Sección 6.5 y Tabla 6.4. E_c es el módulo de elasticidad del concreto (según ecs. 7.1 y 7.2) e I el momento de inercia de la sección transversal de la franja. La aplicación del método de las franjas se detalla en la Sección 10.5.

La resultante de las cargas de las diferentes columnas que apoyan en la placa se designa por ΣP y su centro de presiones debe estar contenido dentro del núcleo central de la base para que la placa de fundación se halle totalmente comprimida. Si el centro de presiones coincide con el baricentro mencionado, la distribución de las presiones de contacto resulta uniforme en toda el área de apoyo y se cumple :

$$\sigma = \frac{\nu \Sigma P}{A} \leq \sigma_{adm} \quad (10.1)$$

Si el centro de presiones no coincide con el baricentro de la placa, pero está contenido en el núcleo central, los esfuerzos en el suelo de fundación, bajo la placa se obtienen :

$$\sigma_{\max} = \frac{\nu \Sigma P}{A} \left[1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \pm \frac{6 e_y}{B_y} \right] \leq \sigma_{adm} \quad (10.2)$$

$$\sigma_{\min} \geq 0$$

B_x y B_y son los lados en planta de la placa de fundación y las excentricidades de la resultante de las cargas son e_x y e_y respectivamente, con relación al baricentro de la base. Ver figura 10.7.

Para el factor de mayoración ν que toma en cuenta el peso propio de la placa y la tierra de relleno de la excavación, se asume $\nu = 1.4$.

En general se exige que toda el área de la placa se halle comprimida bajo la acción de las cargas estáticamente aplicadas. Se exceptúa el caso de las cargas de sismo, para las cuales se permite que hasta el 25% del área en planta de la base se halle traccionada, y el esfuerzo admisible se adopta en este caso igual al $1.33 \sigma_{adm}$.

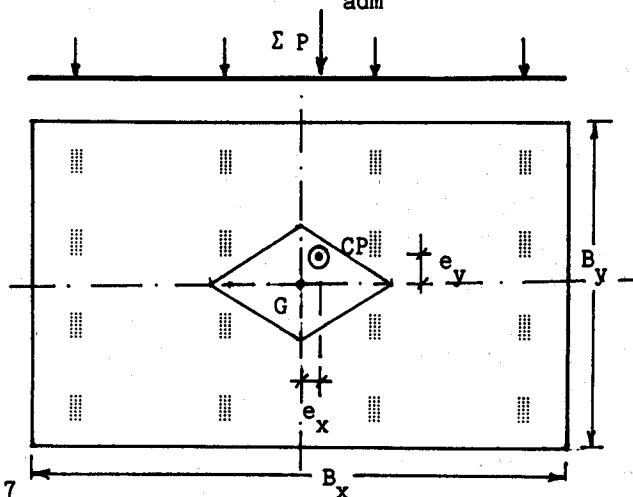


Figura 10.7

En las placas de fundación nervadas, la rigidez se incrementa por la presencia de las vigas que conectan las columnas, como muestra la figura 10.4. En el caso de la figura 10.4 a) se diseña primero la losa transversal, apoyada en las vigas longitudinales, y luego esta viga, como una T invertida, apoyada en la fila de columnas.

Cuando los nervios de la placa son cruzados, forman un entramado que divide el área en placas parciales más pequeñas, las cuales pueden ser resueltas aplicando cualquier método con-

vencional de resolución, tales como el del ACI, el del CEB o el Método de Marcus Löser, el cual se detalla en la Sección 10.7.

Cuando existen fallas potenciales en el subsuelo, o se prevén asentamientos diferenciales de importancia bajo columnas muy cargadas, es aconsejable el uso de placas de fundación en forma de cajón, las cuales se resuelven como pórticos hiperestáticamente vinculados o vigas Vierendell.

10.5.- PLACAS MACIZAS. METODO DE LAS FRANJAS

El método de las franjas se aplica para resolver placas macizas rígidas, con columnas alineadas ortogonalmente que cumplen con las exigencias descritas en la Sección 10.4. Para ello, se divide la placa en bandas o franjas definidas por las líneas medias que separan las diferentes filas de columnas y se las analiza como bases continuas independientes. Ver figura 10.8.

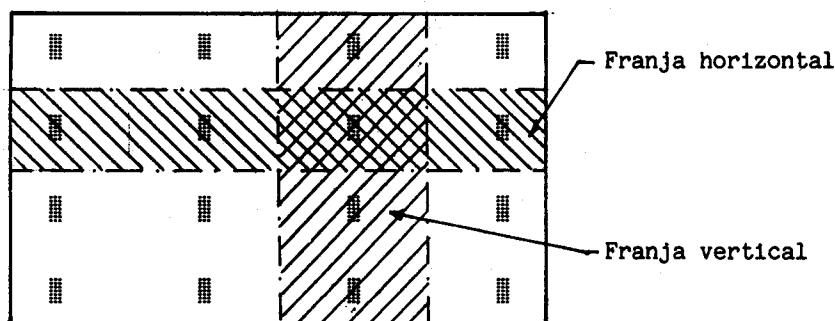


Figura 10.8

El proceso de aplicación del método de las franjas para el diseño de las placas de fundación macizas es el siguiente :

- 1) Verifique que las columnas estén alineadas en ambas direcciones
- 2) El espaciamiento entre columnas adyacentes no debe diferir en más del 20%
- 3) Las cargas de las columnas adyacentes no debe superar el 20% de diferencia, con respecto a la más cargada.
- 4) Ubique el centro de presiones de la resultante de las cargas y momentos de las columnas, en régimen de servicio.
- 5) Defina el área requerida en planta de la base :

para $v = 1,4$

$$A_{req} = \frac{v \sum P}{\sigma_{adm}} \quad (10.3)$$

- 6) Determine las dimensiones necesarias haciendo coincidir el centro de presiones hallado con el baricentro de la base. Si por razones de espacio en planta esto no fuera posible, el centro de presiones debe quedar ubicado dentro del núcleo central de la base. En el primer caso se tendrá una distribución uniforme de esfuerzos en el suelo, y en el segundo, una distribución lineal, con los esfuerzos en los vértices dados por la ec. 10.2.
- 7) Mayore las cargas de las columnas. Cuando en el análisis se desconoce la magnitud de las cargas parciales permanentes y accidentales, en régimen de servicio, para mayorarlas se utiliza un factor de mayoración global igual a 1,6.
- 8) Halle la reacción ficticia mayorada del suelo :

$$\sigma_u = \frac{\sum P_u}{A} \quad (10.4)$$

A es el área total en planta de la placa.

La ec. 10.4 es aplicable cuando el centro de presiones de la resultante de las cargas mayoradas coincide con el baricentro de la base.

En caso contrario, halle la distribución de los σ_u con la ecuación :

$$\sigma_u \max_{min} = \frac{\sum P_u}{A} \left[1 \pm \frac{e_{ux}}{B_x} \pm \frac{e_{uy}}{B_y} \right] \quad (10.5)$$

- 9) Divida la placa en franjas, con rectas equidistantes de las columnas en ambos sentidos ortogonales. Cada una de las franjas se analizará independientemente.
- 10) En cada franja, ajuste el valor de las cargas y reacciones de modo que se cumpla :

$$\int_{A_1} \sigma_u dA_1 = \sum P_{u1} \quad (10.6)$$

A_1 es el área de la franja 1 analizada. La ec. 10.6 asegura que se cumplan las condiciones de la estática.

- 11) Cuando el σ_u no es uniforme, se adopta un q_u promedio en cada franja :

$$q_u = \sigma_u B_1 \quad (10.7)$$

B_1 es el ancho de la franja 1 analizada.

- 12) Adopte una altura útil d de modo que resulte una sección dúctil en flexión y el concreto solo, pueda resistir los esfuerzos de corte y punzonado, para cualquier franja.
13) Verifique la rigidez de la placa. Para ello calcule la longitud elástica ficticia L_e en cada franja de ancho B :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_c I_c}{K B}} \quad (\text{ec.8.51})$$

para que el espaciamiento S entre ejes de columnas cumpla :

$$S \leq \frac{\pi}{2} L_e + b \quad (\text{Leer } K \text{ de la Tabla 6.4})$$

- 14) Halle el área de acero de la armadura resistente en las dos direcciones ortogonales. y verifique acero mínimo y longitud de adherencia y anclaje de las barras. Verifique asimismo los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto de las columnas y la placa.
15) Calcule el peso propio de la base y la tierra de relleno, de modo que resulte correcto el valor de V adoptado al inicio del análisis.

EJEMPLO 10.1.-

Diseñe la placa de fundación maciza, aplicando el método de las franjas.

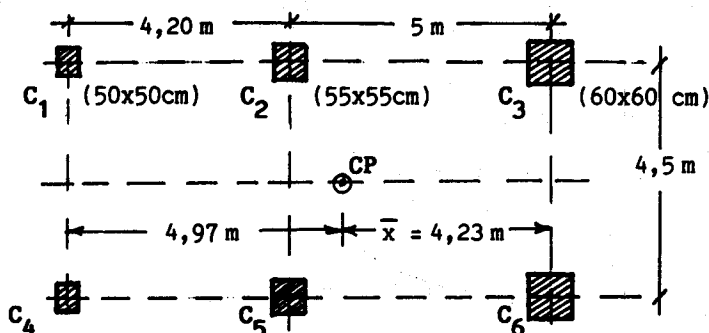
$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 3.500 \text{ Kg/cm}^2$ Profundidad de la fundación : 2,8 m

El suelo es arcilla limosa compacta, con $\sigma_{adm} = 2,1 \text{ Kg/cm}^2$ y $\gamma_s = 1.800 \text{ Kg/m}^3$

De la Tabla 6.4 se adopta $K = 4$.

Las cargas de las columnas son :

Columnas 1 y 4 (50 x 50 cm)	$\left\{ \begin{array}{l} CP = 60 \text{ t} \\ CV = 70 \text{ t} \end{array} \right. \therefore P_1 = 130 \text{ t}$	Columnas 3 y 6 (60 x 60 cm)	$\left\{ \begin{array}{l} CP = 90 \text{ t} \\ CV = 90 \text{ t} \end{array} \right. \therefore P_3 = 180 \text{ t}$
Columnas 2 y 5 (55 x 55 cm)		$\left\{ \begin{array}{l} CP = 80 \text{ t} \\ CV = 70 \text{ t} \end{array} \right. \therefore P_2 = 150 \text{ t}$	



Según la Sección 10.5 , se cumple :

- 1) Las columnas están alineadas en ambas direcciones
- 2) El espaciamiento entre columnas no difiere en más del 20%
- 3) Las cargas de las columnas adyacentes no difiere en más del 20%
- 4) Se ubica el centro de presiones. La resultante de las cargas de servicio es :

$$\Sigma P = 2(130 + 150 + 180) = 920 \text{ t} \quad \therefore \bar{x} = 4,23 \text{ m}$$

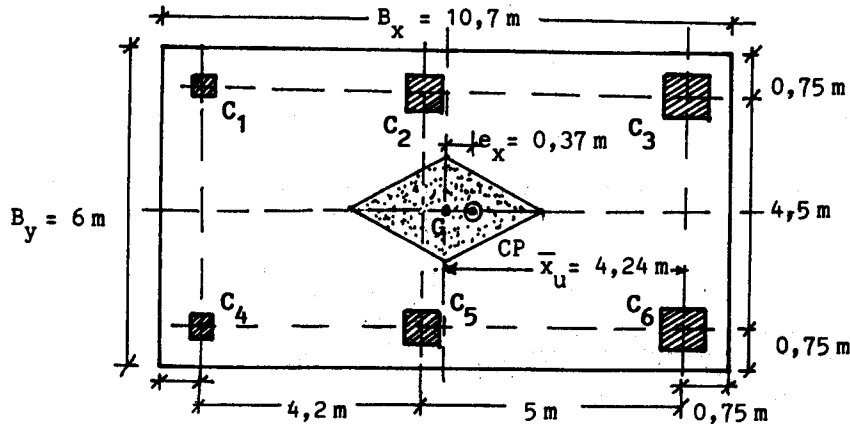
5) El área requerida en planta es : $A_{req} = \frac{\sum P}{\sigma_{adm}} = 1,4 \times 920.000/2,1 = 61,3 \text{ m}^2$

6) Se determinan las dimensiones en planta, dejando a los lados de las columnas extremas, volados de 75 cm. Por geometría resulta :

$$B_x = 10,7 \text{ m} \quad B_y = 6 \text{ m} \quad \therefore A = 64,2 \text{ m}^2$$

El centro de presiones está dentro del núcleo central de la base, con excentricidad :

$$e_x = 37 \text{ cm} \quad e_y = 0$$



Por lo tanto, las distribuciones de las presiones de contacto con el suelo de fundación resultan lineales.

7) Las cargas mayoradas de las columnas se obtienen :

$$\sum P_u = 1,4 \sum CP + 1,7 \sum CV = 1426 \text{ t}$$

El centro de presiones en este caso de cargas mayoradas resulta :

$$\bar{x}_u = 4,24 \text{ m} \quad \therefore e_{xu} = 36 \text{ cm}$$

$$P_{u1} = 203 \text{ t}$$

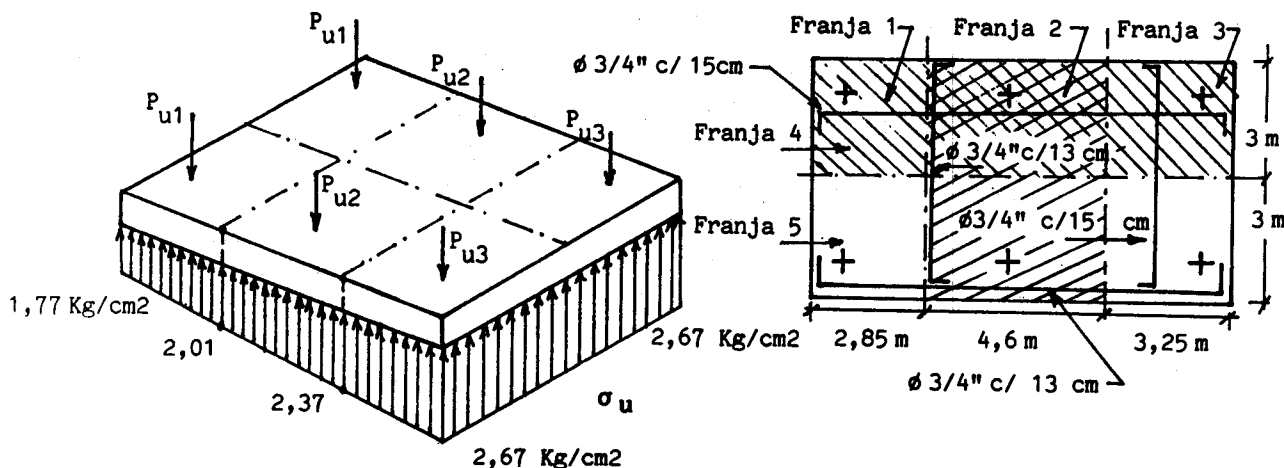
$$P_{u2} = 231 \text{ t}$$

$$P_{u3} = 279 \text{ t}$$

8) Los esfuerzos mayorados en el suelo de fundación se calculan :

$$\sigma_{u \max \min} = \frac{\sum P_u}{B_x B_y} \left[1 \pm \frac{e_{xu}}{B_x} \right] = \frac{1.426 \times 10^3}{1.070 \times 600} \left[1 \pm \frac{6 \times 36}{1.070} \right] = \begin{cases} 2,67 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1,77 \text{ "} \end{cases}$$

9) Se divide la placa en franjas, según rectas equidistantes de los ejes de las columnas. Se obtienen dos franjas horizontales simétricas y tres verticales. Cada una de ellas se analizará en forma independiente.



10) Se analiza una de las franjas, por ejemplo la franja 4 horizontal. En este caso se cumple la ec. 10.6. y no es necesario ajustar el valor de las reacciones.

$$11) \quad q_{u1} = 1,77 \times 300 = 531 \text{ Kg/cm} \quad q_{u2} = 2,67 \times 300 = 801 \text{ Kg/cm}$$

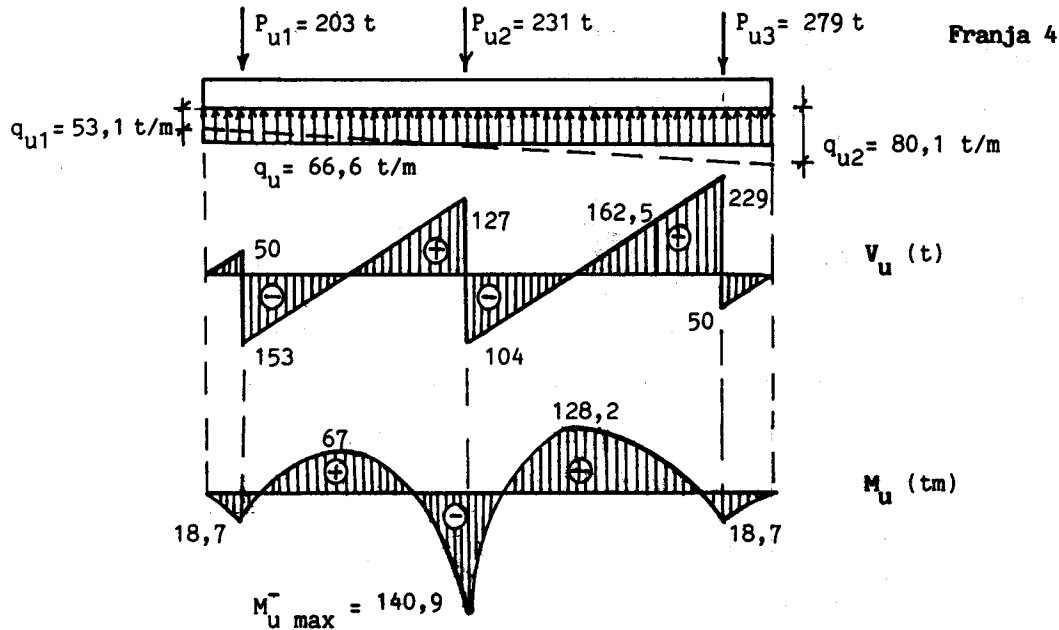
$$R_u = \frac{531 + 601}{2} \times 1.070 = \Sigma P_u / 2 = 713 \text{ t} \quad \text{Correcto}$$

Para facilitar el diseño, se adopta un valor promedio de q_u :

$$q_u = (531 + 801) / 2 = 66,6 \text{ t/m}$$

Se trazan los diagramas de momento y corte mayorados. Para mayor seguridad, se adopta el máximo M_u^- .

12) Se elige una altura útil : $d = 80 \text{ cm}$



Se verifica a corte y flexión en la franja analizada. El corte máximo a distancia d de la cara de columna es $V_u = 162,5 \text{ t}$.

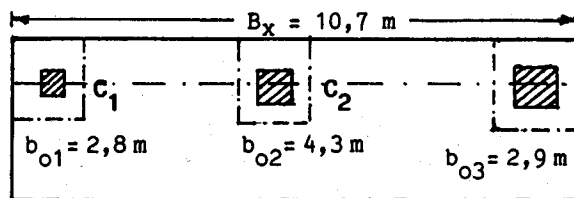
$$v_u = \frac{162.500}{0,85 \times 300 \times 80} = 7,96 < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Por flexión, el d necesario es :

$$d \geq \sqrt{\frac{140,9 \times 10^5}{0,1448 \times 250 \times 300}} = 36 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad \text{Correcto}$$

Verificación a punzonado :

(Ver Sección 7.12)



Se adopta un σ_u promedio :

$$\sigma_u = \frac{\Sigma P_u}{A} = 2,22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u}{0,85 b_o d} \leq v_c$$

De ec. 8.16 se obtiene en cada caso :

$V_{u1} = 203 - 43,5 = 159,5 \text{ t}$	$v_{u1} = 8,37 \text{ Kg/cm}^2$
$V_{u2} = 231 - 44,2 = 186,8 \text{ t}$	$v_{u2} = 6,38 \text{ "}$
$V_{u3} = 279 - 46,7 = 232,3 \text{ t}$	$v_{u3} = 11,78 \text{ "}$

En todos los casos resulta :

$$v_u < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 16,76 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Correcto}$$

13) Se verifica la rigidez de la franja.

$$E_c = 15.100 \sqrt{f'_c} = 238.752 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = \frac{B d^3}{12} = \frac{300 \times 80^3}{12} = 128 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Según la ec. 8.51 :

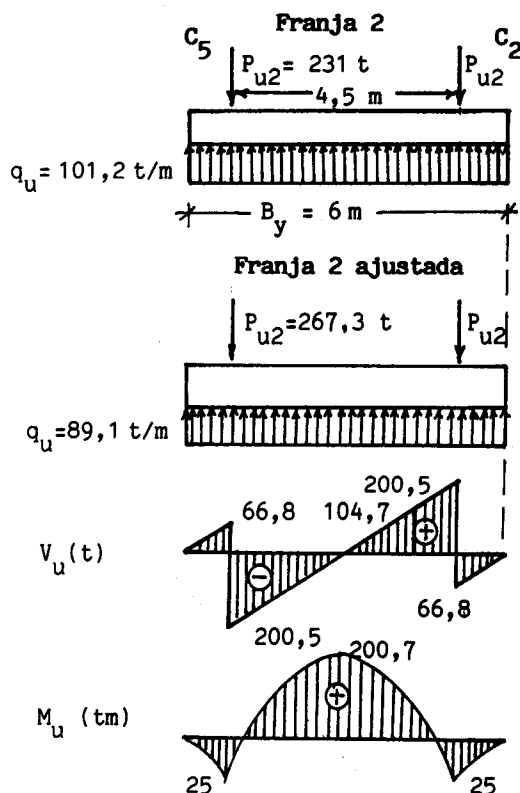
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 238.752 \times 128 \times 10^5}{4 \times 300}} = 317 \text{ cm}$$

La separación S entre ejes de columnas cumple : (para b promedio igual a 50 cm)

$$S = 5 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e + b = 500 + 50 = 550 \text{ cm}$$

∴ La placa es rígida.

El proceso debe repetirse en forma similar para cada franja de la placa. Por ejemplo, para la franja central vertical, de ancho 4,6 m, se obtiene :



$$\text{El } \sigma_u \text{ promedio será : } \sigma_u = \frac{2,01 + 2,37}{2} = 2,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_u = 2,2 \times 460 = 101,2 \text{ t/m}$$

En este caso sin embargo no se cumple la ec. 10.6 por lo cual se debe ajustar el valor de las cargas y reacciones para que exista equilibrio estático.

$$q_u B_y = 101,2 \times 6 = 607,2 \text{ t} \neq 2 P_{u2} = 462 \text{ t}$$

$$\text{Carga promedio} = \frac{607,2 + 462}{2} = 534,6 \text{ t}$$

$$q_u \text{ promedio} = 101,2 \times 534,6 / 607,2 = 89,1 \text{ t/m}$$

Factor de ajuste de las columnas :

$$R_c = \frac{534,6}{462} = 1,157$$

Se adopta :

$$P_{u2} = 231 \times 1,157 = 267,3 \text{ t}$$

Se cumple por lo tanto :

$$q_u B_y = 89,1 \times 6 = 534,6 \text{ t} = 2 P_{u2} = 534,6 \text{ t}$$

En esta franja, al igual que en todas las restantes, se verificará a flexión y corte en forma similar a la anterior.

En la placa que se analiza, se cumplen las exigencias en la totalidad de las franjas. Por lo tanto, se procede a diseñar el acero.

- 14) Diseño de la armadura resistente en las diferentes franjas. Una simplificación consiste en calcular el acero en la franja más cargada, y armar toda la placa uniformemente. si bien resulta algo más costoso. Por ejemplo, para la franja horizontal 4 :

$$A_s^+ = \frac{128,2 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.500 \times 80} = 56,52 \text{ cm}^2 \quad \frac{56,52}{3 \text{ m}} = 18,84 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 3/4" \text{ c/15 cm}$$

$$A_s^- = \frac{140,9 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.500 \times 80} = 62,12 \text{ cm}^2 \quad \frac{62,12}{3 \text{ m}} = 20,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 3/4" \text{ c/13 cm}$$

$$\text{Resulta : } A_s > A_{s \text{ min}} = 0,2 \times 90 = 18 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Correcto}$$

- 15) Por último se verificará el valor de $v = 1,4$ asumido al comienzo del diseño .

$$\text{Peso de la placa de base : } 6 \times 10,7 \times 0,9 \times 2.500 = 144 \text{ t}$$

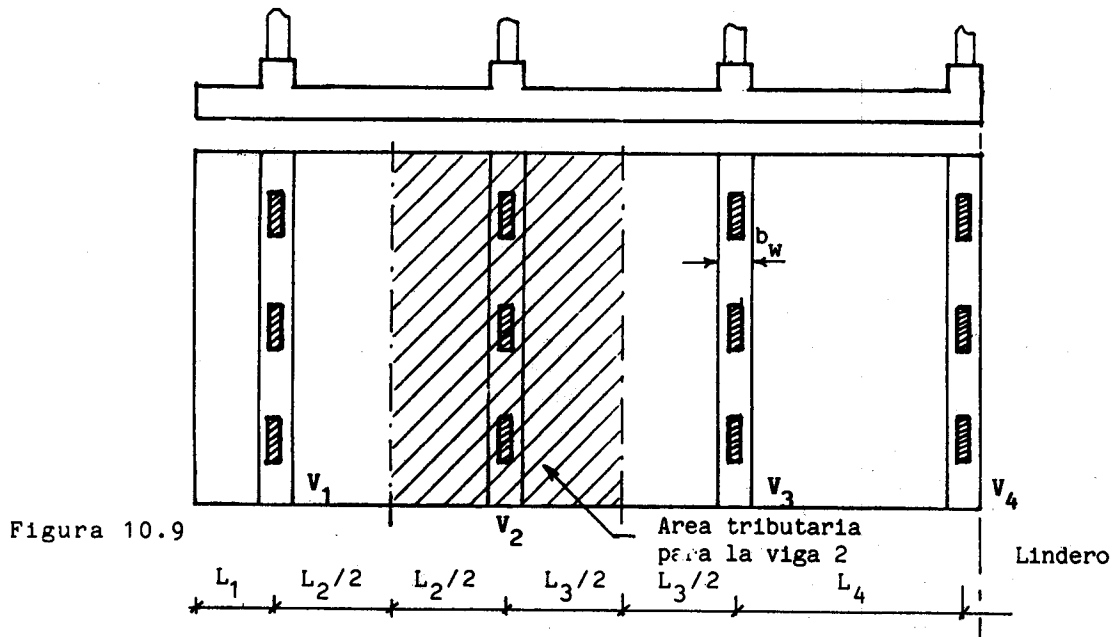
$$\text{Peso de la tierra de relleno : } [6 \times 10,7 - 2(0,5^2 + 0,55^2 + 0,6^2)] \times 1,9 \times 1,8 \approx 213 \text{ t}$$

$$v = \frac{920 + 144 + 213}{920} \approx 1,4 \quad \text{Correcto}$$

10.6.- PLACAS CON NERVIOS UNIDIRECCIONALES

Cuando los nervios o vigas que conectan las columnas se colocan sólo en una dirección, la placa de fundación se transforma en una losa trabajando en el sentido corto de la luz. En forma similar al caso de las placas macizas analizadas precedentemente, para que las losas resulten rígidas la sollicitación que controla el diseño debe ser el corte, resistido únicamente por el concreto. Los nervios continuos forman vigas T invertidas con la losa de apoyo como ala, y se diseñarán como bases corridas independientes, en su ancho tributario, debiendo cumplir con las condiciones y especificaciones de la Sección 8.6.

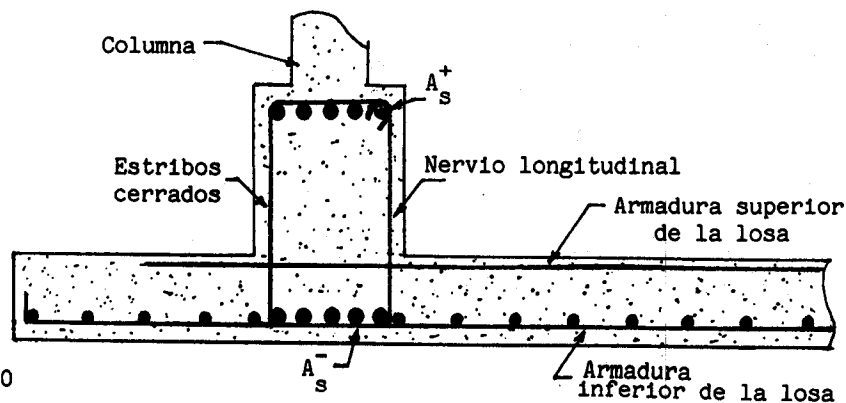
Este ancho tributario corresponde a la mitad de las luces que separan los nervios adyacentes de la placa. Ver figura 10.9. El nervio que conecta las columnas debe tener un ancho b_w no menor al lado mayor de las columnas de esa fila, para asegurar la rigidez del conjunto.



El dimensionado de este tipo de losas y vigas T es similar al analizado en la Sección 8.6 y ejemplo 8.4. Como la viga está sollicitada a momentos positivos y negativos en sus diferentes tramos, es conveniente diseñarla como rectangular de ancho b_w .

La losa de la fundación se diseña en la forma usual, como continua, apoyada en los nervios longitudinales, y de ancho unitario. Se debe verificar, al igual que en las placas macizas analizadas, que el centro de presiones de la resultante de las cargas se ubique lo más cercano posible al baricentro de la base. El corte crítico en la losa se halla a distancia d de la cara del nervio de la viga.

Para facilitar el diseño, es aceptable obtener los momentos flectores en las losas mediante las envolventes de la Sección 7.8 y Tabla 7.12. La figura 10.10 da un detalle del armado de la losa y el nervio mencionado.



10.7.- PLACAS NERVADAS CRUZADAS. METODO DE MARCUS LÖSER

Las placas de fundación con nervios dispuestos ortogonalmente, reducen el área total de grandes dimensiones, a placas o losas continuas de menor tamaño, que pueden ser resueltas mediante algunos de los métodos convencionales de cálculo. Ver figura 10.11. En el presente capítulo se aplicará el Método de Marcus Löser.

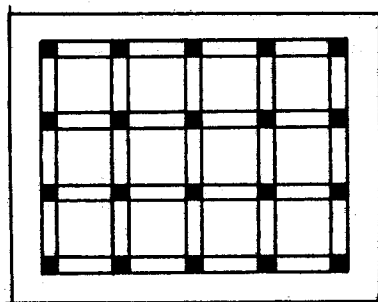


Figura 10.11

Para aplicar este método, las placas deben apoyar en todo su perímetro en vigas de borde, y pueden tener volados laterales, como muestra la figura. Al igual que en los casos anteriores de placas macizas, la resultante de las cargas y momentos de las columnas debe tener su centro de presiones coincidente con el baricentro de la placa, para obtener una distribución uniforme de las reacciones del suelo, en toda el área bajo la placa.

Cada una de las placas que se analizan mediante este método, deben cumplir la relación :

$$0,5 \leq \frac{L_y}{L_x} \leq 2 \quad (10.8)$$

siendo L_x y L_y los lados de la placa. Cuando no se cumple la ec. 10.8, la placa trabaja como una losa, y la casi totalidad de las cargas se transmiten a las vigas perimetrales por flexión, en sentido de la luz más corta. La figura 10.12 a) esquematiza este caso, para el cual la deformación bajo las carga uniformes será con una única curvatura tipo cilindro trunco. Estas losas se diseñan simplemente apoyadas o continuas, según el caso, como vigas de ancho unitario, apoyadas en las vigas laterales paralelas.

Cuando se cumple la ec. 10.8, las placas o losas cruzadas definidas entre las vigas del retículo, trabajan en forma bidireccional y deben armarse en dos sentidos ortogonales. El análisis matemático exacto de una placa soportada en todo su perímetro, es sumamente complejo. Desde 1820 se han realizado numerosas investigaciones para resolver este problema, y se obtuvieron soluciones clásicas, tales como las de Lagrange, Timoshenko y Danusso.

En la práctica, sin embargo, es más usual aplicar criterios simplificativos que permiten abordar el problema en forma más sencilla, si bien los resultados son sólo aproximados, ya que se parte de hipótesis tales como la de suponer el concreto un material perfectamente elástico, isótropo y homogéneo.

Cada placa se analiza como formada por una sucesión de franjas o bandas unitarias cruzadas, paralelas a los lados, soportando cargas uniformemente distribuidas y apoyadas en las vigas perimetrales. La figura 10.12 b) muestra el caso más elemental de una placa rectangular cuyos lados cumplen la ec. 10.8, y está simplemente apoyada en todos sus lados, donde se analiza el comportamiento de dos franjas unitarias centrales ortogonales.

Si bien el Método de Marcus Löser se utiliza usualmente para resolver placas de entrepisos, su aplicación se extenderá aquí para placas de fundación. Por lo tanto, en este caso, la carga total q que actúa sobre la placa es la reacción del suelo de fundación bajo cargas de servicio, y se debe cumplir :

$$q \leq \sigma_{adm} \quad (10.9)$$

La carga q_x es la fracción de la carga total q , resistida por la franja central de dirección x y longitud L_x , mientras que q_y es la homóloga pero en la dirección y . Por lo tanto,

$$q = q_x + q_y \quad (10.10)$$

Es evidente que la deflexión máxima Δ de las dos franjas centrales en su punto de cruce debe ser la misma, pues corresponde a una única sección de la placa. Por compatibilidad se cumple :

$$\frac{5}{384} \frac{q_x L_x^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{q_y L_y^4}{EI} \quad (10.11)$$

Sin embargo, el producto EI no es el mismo en ambas direcciones consideradas, pues la altura d varía, ya que las barras en una dirección van superpuestas a la de la dirección ortogonal, lo cual hace variar el momento de inercia respectivo. Pero como ambos valores son muy cercanos, se acepta en la práctica un único momento de inercia para ambas direcciones. Por lo tanto, de ec. 10.11 se deduce :

$$q_x L_x^4 = q_y L_y^4 \quad (10.12)$$

Y de ecs. 10.10 y 10.12 :

$$q = q_x + q_y \frac{L_x^4}{L_y^4} = q_x \left(1 + \frac{L_x^4}{L_y^4} \right) \quad (10.13)$$

Se despeja en consecuencia :

$$q_x = \frac{q}{1 + L_x^4 / L_y^4} = \frac{q L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \quad (10.14)$$

$$q_y = \frac{q L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \quad (10.15)$$

Designando por :

$$\kappa = \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \quad (10.16)$$

la parte de la carga que corresponde a cada dirección, se obtiene, para las franjas cruzadas en estudio :

$$q_x = \kappa q \quad (10.17)$$

$$q_y = (1 - \kappa) q \quad (10.18)$$

Los valores de κ dependen de la relación de las luces λ y de la forma de sustentación de la placa. Las diferentes formas de apoyo de una placa se indican en la Tabla 10.1, con los respectivos valores de κ .

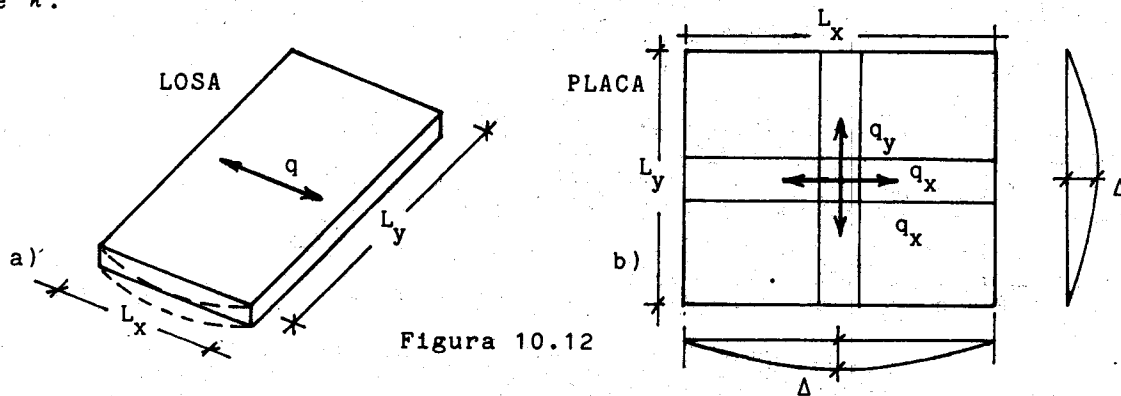


Figura 10.12

T A B L A 10.1

Forma de sustentación	① L_x L_y	②	③	④	⑤	⑥
κ	$\frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{5 L_y^4}{5 L_x^4 + 5 L_y^4}$	$\frac{5 L_y^4}{L_x^4 + 5 L_y^4}$	$\frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{2 L_y^4}{L_x^4 + 2 L_y^4}$	$\frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$

En la Tabla 10.1, la forma de sustentación se indica :

Con línea llena : ——— correspondiente a un apoyo simple

Con línea rayada :  para empotramientos perfectos, o por continuidad de la placa

La Tabla 10.2, a continuación, da los valores de κ para diferentes relaciones de λ . Se evidencia así que a medida que aumenta la relación λ entre los lados, se incrementa también el valor de κ .

Se asume :

$$\kappa = 0 \quad \text{para} \quad \lambda < 0,5$$

$$\kappa = 1 \quad \text{para} \quad \lambda > 2$$

lo cual indica que la totalidad de la carga se transmite según la dirección corta de la placa, cuando no se cumple la ec. 10.8. y ésta comienza a trabajar como una losa, es decir unidireccionalmente.

En el caso en que las dos franjas centrales ortogonales de la figura 10.12 b) estuvieran aisladas e independientes del resto de la placa, los momentos flectores en ambas direcciones se pueden obtener en la forma usual :

$$M_x = \frac{q_x L_x^2}{8}$$

$$M_y = \frac{q_y L_y^2}{8}$$

Pero en la realidad, las franjas analizadas no están aisladas, sino que se hallan conectadas con todas las restantes franjas que forman la placa, actuando paralelamente en ambas direcciones. Cada una de estas franjas, de ancho unitario, se sustenta no sólo en sus extremos apoyados en las vigas perimetrales, sino también en las franjas ortogonales, las cuales provocan un cierto impedimento a su libre deflexión.

En efecto, si se analiza el comportamiento de dos franjas ortogonales cualesquiera, como se muestra en la figura 10.13, se ve que en la sección de contacto I, común a ambas, la deformación por flexión de una de ellas provoca torsión en la otra, y viceversa. Si lográramos separar estas franjas y analizarlas independientemente, su deformación por flexión se indica en el esquema b)

Al flexar libremente la franja CD, la sección I rota en el sentido horario un ángulo θ con respecto a su posición no deformada, y esta deformación por flexión torsiona la franja AB. Si los extremos de AB estuvieran posibilitados de rotar en torsión este mismo ángulo θ , toda la franja AB giraría en torsión, libremente. Pero si los extremos de AB están fijos, esta franja ofrece una cierta resistencia a ser torsionada, y con esto se disminuye la magnitud de la deformación por flexión, es decir se reduce el ángulo θ . Es evidente, en consecuencia, que la franja CD, por efecto de la torsión producida, se alivia, y su momento flector se reduce.

Análogos razonamientos se pueden hacer con relación a la torsión de la franja CD aliviando la flexión de la franja AB, es decir disminuyendo el ángulo γ debido únicamente a la deformación por flexión. En síntesis, se deduce que los momentos flectores en una franja originan torsión en las franjas ortogonales y viceversa. Por lo tanto, la carga es llevada a los apoyos perimetrales, no sólo por flexión sino también por torsión.

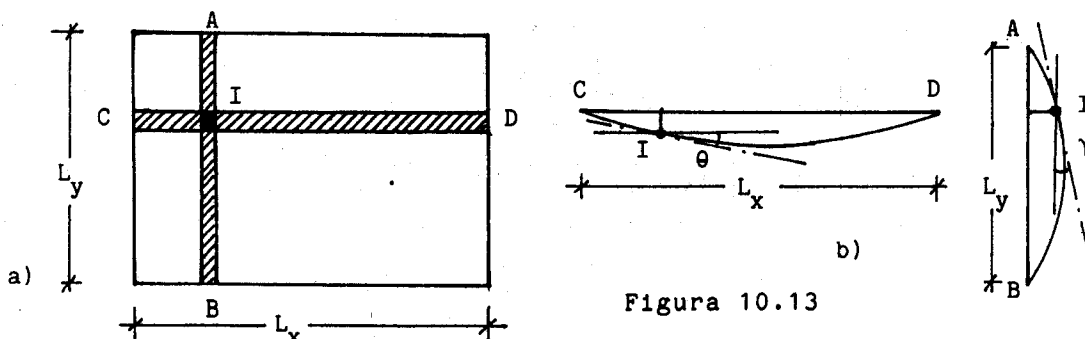


Figura 10.13

La reducción de los momentos flectores por efecto de la torsión, se conoce como efecto de placa o acción de alivianamiento y ha sido analizada por investigadores tales como Henry Marcus en Alemania (1929) o Westergaard en los Estados Unidos (1935). Según los resultados obtenidos, esta reducción puede llegar al 28% para las placas simplemente apoyadas y al 35% para las empotradas en todo su contorno. Los momentos flectores máximos en ambas direcciones, se obtienen según las siguientes ecuaciones.:

$$M_x = \alpha q L_x^2$$

(10.19)

$$M_y = \beta q L_y^2$$

(10.20)

T A B L A 10.2 COEFICIENTES PARA EL METODO DE MARCUS LOSER

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

FORMA DE APOYO	CASO 1 				CASO 2 				CASO 3 				CASO 4 				CASO 5 				CASO 6 			
λ	α	β	γ	δ	α	β	γ	δ	α	β	γ	δ	α	β	γ	δ	α	β	γ	δ	α	β	γ	δ
0.50	0.0050	0.0046	0.059	0.0888	0.0071	0.0071	0.135	0.0888	0.0074	0.0801	0.238	0.0037	0.0039	0.059	0.0041	0.0560	0.111	0.0023	0.0366	0.0023	0.0023	0.0366	0.0023	0.0023
0.55	0.0080	0.0083	0.064	0.0808	0.0093	0.0093	0.186	0.0808	0.0093	0.0709	0.314	0.0051	0.0361	0.094	0.0053	0.0623	0.155	0.0032	0.0352	0.0032	0.0032	0.0352	0.0032	0.0032
0.60	0.0105	0.0113	0.115	0.0730	0.0117	0.0114	0.245	0.0730	0.0117	0.0620	0.393	0.0069	0.0360	0.115	0.0072	0.0484	0.206	0.0044	0.0336	0.0044	0.0044	0.0336	0.0044	0.0044
0.65	0.0133	0.0144	0.152	0.0654	0.0143	0.0136	0.309	0.0654	0.0136	0.0538	0.472	0.0089	0.0496	0.152	0.0091	0.0443	0.263	0.0057	0.0318	0.0057	0.0057	0.0318	0.0057	0.0057
0.70	0.0162	0.0176	0.194	0.0582	0.0169	0.0157	0.375	0.0582	0.0157	0.0463	0.546	0.0111	0.0462	0.192	0.0110	0.0401	0.324	0.0072	0.0299	0.0072	0.0072	0.0299	0.0072	0.0072
0.75	0.0194	0.0211	0.240	0.0515	0.0196	0.0178	0.442	0.0515	0.0178	0.0395	0.613	0.0135	0.0427	0.240	0.0131	0.0361	0.388	0.0096	0.0279	0.0096	0.0096	0.0279	0.0096	0.0096
0.80	0.0226	0.0251	0.291	0.0455	0.0224	0.0206	0.506	0.0455	0.0206	0.0338	0.672	0.0161	0.0383	0.291	0.0151	0.0323	0.450	0.0108	0.0258	0.0108	0.0108	0.0258	0.0108	0.0108
0.82	0.0239	0.0269	0.311	0.0432	0.0235	0.0214	0.531	0.0432	0.0214	0.0328	0.693	0.0171	0.0379	0.311	0.0159	0.0308	0.475	0.0113	0.0250	0.0113	0.0113	0.0250	0.0113	0.0113
0.84	0.0252	0.0282	0.332	0.0411	0.0246	0.0221	0.555	0.0411	0.0221	0.0318	0.713	0.0182	0.0366	0.332	0.0167	0.0294	0.499	0.0126	0.0233	0.0126	0.0126	0.0233	0.0126	0.0126
0.86	0.0266	0.0296	0.354	0.0391	0.0257	0.0231	0.578	0.0391	0.0231	0.0299	0.732	0.0193	0.0353	0.354	0.0175	0.0280	0.523	0.0135	0.0215	0.0135	0.0135	0.0215	0.0135	0.0135
0.88	0.0280	0.0310	0.375	0.0371	0.0269	0.0241	0.600	0.0371	0.0241	0.0283	0.750	0.0204	0.0340	0.375	0.0183	0.0267	0.545	0.0145	0.0205	0.0145	0.0145	0.0205	0.0145	0.0145
0.90	0.0293	0.0323	0.396	0.0351	0.0280	0.0253	0.612	0.0351	0.0253	0.0273	0.766	0.0215	0.0327	0.396	0.0191	0.0254	0.568	0.0155	0.0191	0.0155	0.0155	0.0191	0.0155	0.0155
0.92	0.0307	0.0337	0.416	0.0331	0.0291	0.0265	0.642	0.0331	0.0265	0.0263	0.782	0.0226	0.0315	0.416	0.0205	0.0243	0.589	0.0165	0.0181	0.0165	0.0165	0.0181	0.0165	0.0165
0.94	0.0321	0.0351	0.438	0.0311	0.0302	0.0277	0.661	0.0311	0.0277	0.0251	0.797	0.0237	0.0303	0.438	0.0219	0.0230	0.610	0.0179	0.0170	0.0179	0.0179	0.0170	0.0179	0.0179
0.96	0.0336	0.0366	0.459	0.0291	0.0313	0.0287	0.680	0.0291	0.0287	0.0241	0.809	0.0248	0.0291	0.459	0.0230	0.0219	0.630	0.0189	0.0165	0.0189	0.0189	0.0165	0.0189	0.0189
0.98	0.0350	0.0380	0.480	0.0271	0.0324	0.0297	0.698	0.0271	0.0297	0.0231	0.823	0.0258	0.0280	0.480	0.0243	0.0208	0.649	0.0199	0.0155	0.0199	0.0199	0.0155	0.0199	0.0199
1.00	0.0365	0.0395	0.500	0.0251	0.0334	0.0287	0.714	0.0251	0.0287	0.0221	0.833	0.0269	0.0269	0.500	0.0253	0.0198	0.667	0.0209	0.0145	0.0209	0.0209	0.0145	0.0209	0.0209
1.02	0.0379	0.0409	0.520	0.0231	0.0345	0.0258	0.730	0.0231	0.0278	0.0211	0.844	0.0280	0.0259	0.520	0.0259	0.0188	0.684	0.0219	0.0135	0.0219	0.0219	0.0135	0.0219	0.0219
1.04	0.0394	0.0424	0.539	0.0211	0.0355	0.0245	0.745	0.0211	0.0278	0.0201	0.854	0.0291	0.0248	0.539	0.0259	0.0179	0.701	0.0229	0.0125	0.0229	0.0229	0.0125	0.0229	0.0229
1.06	0.0409	0.0439	0.558	0.0191	0.0365	0.0233	0.759	0.0191	0.0283	0.0191	0.863	0.0301	0.0248	0.558	0.0269	0.0170	0.716	0.0239	0.0115	0.0239	0.0239	0.0115	0.0239	0.0239
1.08	0.0424	0.0454	0.576	0.0171	0.0375	0.0221	0.773	0.0171	0.0283	0.0181	0.872	0.0311	0.0239	0.576	0.0279	0.0161	0.731	0.0249	0.0105	0.0249	0.0249	0.0105	0.0249	0.0249
1.10	0.0439	0.0469	0.594	0.0151	0.0384	0.0210	0.785	0.0151	0.0293	0.0171	0.880	0.0322	0.0230	0.594	0.0283	0.0153	0.748	0.0259	0.0095	0.0259	0.0259	0.0095	0.0259	0.0259
1.12	0.0454	0.0484	0.611	0.0131	0.0394	0.0200	0.797	0.0131	0.0297	0.0161	0.887	0.0332	0.0221	0.611	0.0293	0.0145	0.758	0.0269	0.0085	0.0269	0.0269	0.0085	0.0269	0.0269
1.14	0.0469	0.0499	0.628	0.0111	0.0403	0.0190	0.808	0.0111	0.0301	0.0151	0.894	0.0342	0.0211	0.628	0.0301	0.0135	0.773	0.0279	0.0075	0.0279	0.0279	0.0075	0.0279	0.0279
1.16	0.0484	0.0509	0.644	0.0091	0.0412	0.0180	0.819	0.0091	0.0304	0.0141	0.901	0.0351	0.0201	0.644	0.0311	0.0125	0.784	0.0289	0.0065	0.0289	0.0289	0.0065	0.0289	0.0289
1.18	0.0499	0.0519	0.660	0.0071	0.0420	0.0171	0.829	0.0071	0.0309	0.0131	0.907	0.0361	0.0191	0.660	0.0322	0.0118	0.795	0.0299	0.0055	0.0299	0.0299	0.0055	0.0299	0.0299
1.20	0.0514	0.0524	0.675	0.0051	0.0429	0.0163	0.838	0.0051	0.0313	0.0121	0.912	0.0370	0.0181	0.675	0.0324	0.0110	0.806	0.0309	0.0045	0.0309	0.0309	0.0045	0.0309	0.0309
1.25	0.0551	0.0558	0.709	0.0044	0.0448	0.0144	0.859	0.0044	0.0322	0.0105	0.924	0.0383	0.0161	0.709	0.0329	0.0105	0.830	0.0319	0.0035	0.0319	0.0319	0.0035	0.0319	0.0319
1.30	0.0588	0.0588	0.741	0.0037	0.0467	0.0127	0.877	0.0037	0.0330	0.0095	0.935	0.0414	0.0145	0.741	0.0335	0.0105	0.851	0.0329	0.0025	0.0329	0.0329	0.0025	0.0329	0.0329
1.35	0.0623	0.0623	0.769	0.0031	0.0484	0.0113	0.893	0.0031	0.0337	0.0085	0.943	0.0414	0.0131	0.769	0.0341	0.0105	0.869	0.0339	0.0015	0.0339	0.0339	0.0015	0.0339	0.0339
1.40	0.0657	0.0657	0.794	0.0026	0.0499	0.0100	0.906	0.0026	0.0343	0.0075	0.951	0.0452	0.0118	0.794	0.0350	0.0105	0.885	0.0349	0.0005	0.0349	0.0349	0.0005	0.0349	0.0349
1.45	0.0690	0.0690	0.816	0.0021	0.0513	0.0089	0.917	0.0021	0.0348	0.0065	0.957	0.0452	0.0108	0.816	0.0350	0.0105	0.898	0.0359	0.0005	0.0359	0.0359	0.0005	0.0359	0.0359
1.50	0.0721	0.0721	0.835	0.0018	0.0526	0.0078	0.927	0.0018	0.0353	0.0055	0.962	0.0485	0.0106	0.835	0.0353	0.0105	0.910	0.0369	0.0005	0.0369	0.0369	0.0005	0.0369	0.0369
1.60	0.0776	0.0776	0.868	0.0015	0.0547	0.0068	0.943	0.0015	0.0362	0.0045	0.970	0.0513	0.0096	0.868	0.0362	0.0105	0.930	0.0379	0.0005	0.0379	0.0379	0.0005	0.0379	0.0379
1.70	0.0829	0.0829	0.893	0.0011	0.0567	0.0051	0.954	0.0011	0.0368	0.0035	0.977	0.0537	0.0084	0.893	0.0368	0.0105	0.944	0.0389	0.0005	0.0389	0.0389	0.0005	0.0389	0.0389
1.80	0.0873	0.0873	0.913	0.0008	0.0587	0.0042	0.963	0.0008	0.0374	0.0022	0.981	0.0557	0.0075	0.913	0.0374	0.0105	0.955	0.0399	0.0005	0.0399	0.0399	0.0005	0.0399	0.0399
1.90	0.0912	0.0912	0.929	0.0006	0.0600	0.0034	0.970	0.0006	0.0379	0.0018	0.975	0.0574	0.0064	0.929	0.0379	0.0105	0.963	0.0409	0.0005	0.0409	0.0409	0.0005	0.0409	0.0409
2.00	0.0946	0.0946	0.942	0.0004	0.0606	0.0028	0.976	0.0004	0.0383	0.0015	0.988	0.0589	0.0057	0.942	0.0383	0.0105	0.970	0.0419	0.0005	0.0419	0.0419	0.0005	0.0419	0.0419

α y β son los coeficientes indicados en la Tabla 10.2, que dependen de las condiciones de apoyo de las placas. Al igual que en la Tabla 10.1, los bordes simplemente apoyados se distinguen con línea llena y los continuos o empotrados perfectamente, con línea rayada.

Cuando los bordes son simplemente apoyados, la distorsión provocada por la torsión en las placas produce el típico efecto del levantamiento de las esquinas. Para resistirlo, las esquinas deben armarse convenientemente como muestra la figura 10.14, con acero adicional de refuerzo en ambas caras de la placa, a distancia $L/5$, siendo L la mayor de las luces de la placa en estudio. Esta armadura debe ser similar a la que se coloca en el centro de la placa, y puede orientarse paralelamente a los bordes, o a 45° , para absorber los esfuerzos de tracción y compresión resultantes.

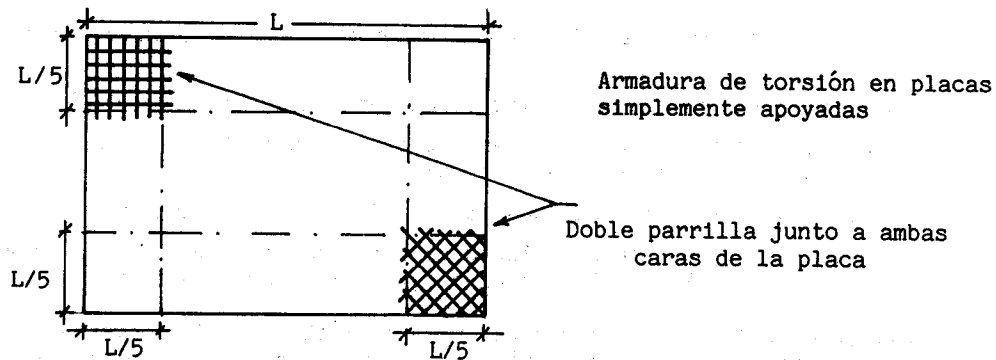


Figura 10.14

Las reacciones en las vigas perimetrales pueden hallarse según dos criterios diferentes. El primero se grafica en la figura 10.15 a), según una distribución triangular de la carga en los lados cortos y trapecial en los largos, y el segundo es considerar las franjas como independientes, con cargas uniformemente distribuidas, simplemente apoyadas en sus extremos, o empotradas. Ver fig. 10.15 b). En este último caso, q_x y q_y se obtienen de ecs. 11.17 y 1.18 para cada dirección.

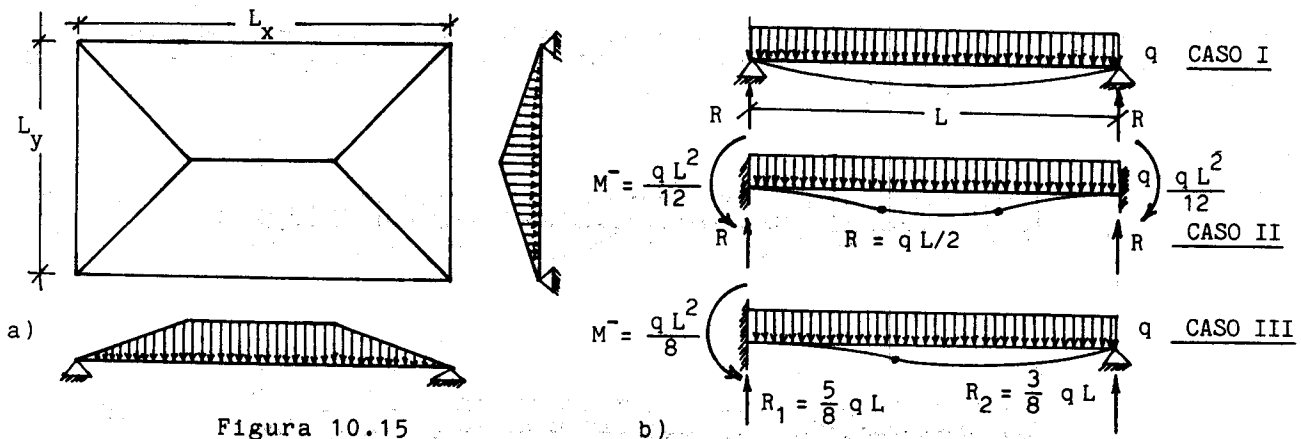


Figura 10.15

En el caso de entrepisos, el método de Marcus Löser aplica el criterio de cargar las placas continuas con las sobrecargas vivas, alternadamente, en forma de damero, para obtener los momentos máximos positivos en las diferentes placas. Si bien este criterio no se puede aplicar en las placas de fundación, se lo explicará brevemente como complemento de la información, para la resolución de los entrepisos. Ver la figura 10.16.

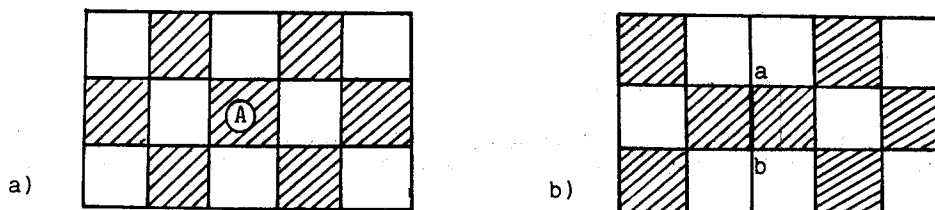


Figura 10.16

Para hallar los momentos máximos en las placas continuas, se deben aplicar las sobrecargas vivas en la forma más favorable para ello. Por ejemplo, para hallar el máximo M^+ en la placa A de la figura 10.16, se cargará la misma con el total de las cargas permanentes y accidentales y se descargarán las cuatro placas adyacentes a ella, de las sobrecargas vivas. El resto de las placas se carga en igual forma, como damero, indicando con rayado las áreas donde se aplica la carga total y en blanco, las que soportan sólo cargas permanentes.

Cuando se debe determinar el máximo momento M^- en un apoyo intermedio, se deben cargar al máximo las dos placas concurrentes a él, y descargar las placas circundantes, como se indica en el esquema b), para la viga ab. Este valor de M^- se halla fácilmente, según corresponda a los casos II o III de la figura 10.15 b).

Para hallar los M^+ en las diferentes placas, Marcus Löser usa el siguiente artificio :

- Aplica en las totalidad de las placas una carga $q' = CP + \frac{CV}{2}$, de modo que en los apoyos intermedios no se produzcan rotaciones de la tangente a la elástica de deformación, como en el caso II de figura 10.15 b)
- Aplica en forma alternada una carga $q'' = \pm \frac{CV}{2}$ con sentidos contrarios en los tramos adyacentes, permitiendo la libre rotación de la tangente a la elástica en los apoyos, en forma similar al caso I de figura 10.15 b). Ver figura 10.17.

Sumando estos dos efectos, para las diferentes posibilidades de apoyo de las placas indicadas en la Tabla 10.2, se obtienen los momentos máximos M^+ en las dos direcciones ortogonales.

$$M_{x, \max}^+ = (\alpha_n q' \pm \alpha_1 q'') L_x^2 \quad (10.21)$$

$$M_{y, \max}^+ = (\beta_n q' \pm \beta_1 q'') L_y^2 \quad (10.22)$$

Los factores α y β se indican en la Tabla 10.2, y el subíndice 1 indica el caso 1 de la tabla, para la placa simplemente apoyada, mientras que el subíndice n se refiere a la forma de sustentación correspondiente a los casos 2 a 6.

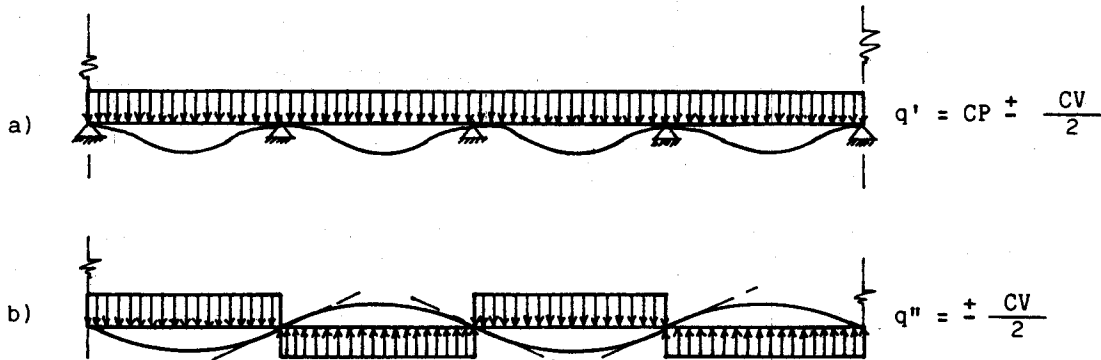


Figura 10.17

En el caso de las placas de fundación, para hallar los momentos máximos mayorados en el centro de los tramos se usarán únicamente las siguientes ecuaciones :

$$M_{ux} = \alpha q_u L_x^2 \quad (10.23)$$

$$M_{uy} = \beta q_u L_y^2 \quad (10.24)$$

ya que en las fundaciones no hay posibilidad de aplicar en forma alternada, y con sentidos opuestos, las cargas accidentales que actúan sobre la superestructura. Se desarrolla a continuación un ejemplo, para ilustrar el método.

Por lo tanto, las ecs. 10.21 y 10.22 son sólo válidas para placas de entrepiso, y no serán aplicadas aquí. El lector interesado en el tema puede consultar la bibliografía indicada, sobre el particular (Ref.22).

EJEMPLO 10.2.-

Diseñe la placa de fundación, para las columnas y muros de la figura, aplicando el método de Marcus Löser.

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4.200 "$$

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Use } v = 1,3$$

$$K = 3$$

Columnas	Dimensiones (cm)	Cargas	
		CP(t)	CV(t)
C ₁	65 x 65	110	65
C ₂	60 x 60	102	80
C ₃	50 x 50	78	47
C ₄	45 x 45	60	42
C ₅	50 x 50	80	50
Muro	40 x 400	80 t/m	70 t/m

$$\Sigma \text{ Cargas} = 1.314 \text{ t}$$

Se halla el centro de presiones de la resultante de las cargas :

$$x = 3,12 \text{ m} \quad y = 5,43 \text{ m}$$

$$A_{req} = \frac{1,3 \times 1.314 \times 10^3}{2} = 85,41 \text{ m}^2$$

Se hace coincidir el centro de presiones con el baricentro de la base. Aproximando resulta :

$$\text{Lindero} \quad B_x = 7,85 \text{ m} \quad B_y = 10,9 \text{ m}$$

$$A = 85,565 \text{ m}^2$$

Se mayoran las cargas totales y se obtiene :

$$P_u = 1,4 \Sigma CP + 1,7 \Sigma CV = 2.008,8 \text{ t}$$

$$\sigma_u = \frac{2.008,8 \times 10^3}{855.650} = 2,35 \text{ Kg/cm}^2$$

Para aplicar el método de Marcus Löser se colocan nervios conectando las columnas y el muro, con lo cual quedan definidas 2 placas, con volados en tres de sus bordes, con las luces indicadas en la figura. Los momentos flectores de los volados, con respecto al eje de los nervios son:

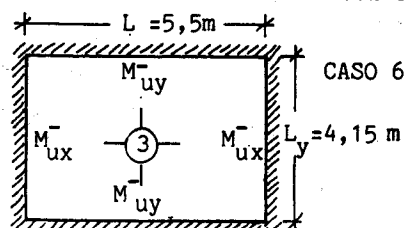
$$M_{vol 1} = \frac{\sigma_u \times 1,55^2}{2} = 28,2 \text{ tm/m} \quad M_{vol 2} = \frac{\sigma_u \times 1,3^2}{2} = 19,8 \text{ tm/m}$$

$$M_{vol 4} = \frac{\sigma_u \times 1,05^2}{2} = 12,95 \text{ tm/m}$$

Se aplicará a continuación el criterio de asumir como empotrado el borde de la placa que presente volado, cuando el momento del volado sea al menos el 75% del momento obtenido al aplicar el método de Marcus Löser considerando empotrado ese borde común. Si esto no se cumple, para hallar los momentos en el centro de los tramos, el borde en cuestión se asume como simplemente apoyado.

Placa 3

Se supone primero como empotrada en el perímetro que tiene volados. Corresponde al caso 6 de la Tabla 10.2. El borde común con otra placa, donde existe continuidad, será siempre empotrado.



$$\lambda = \frac{4,15}{5,5} = 0,75$$

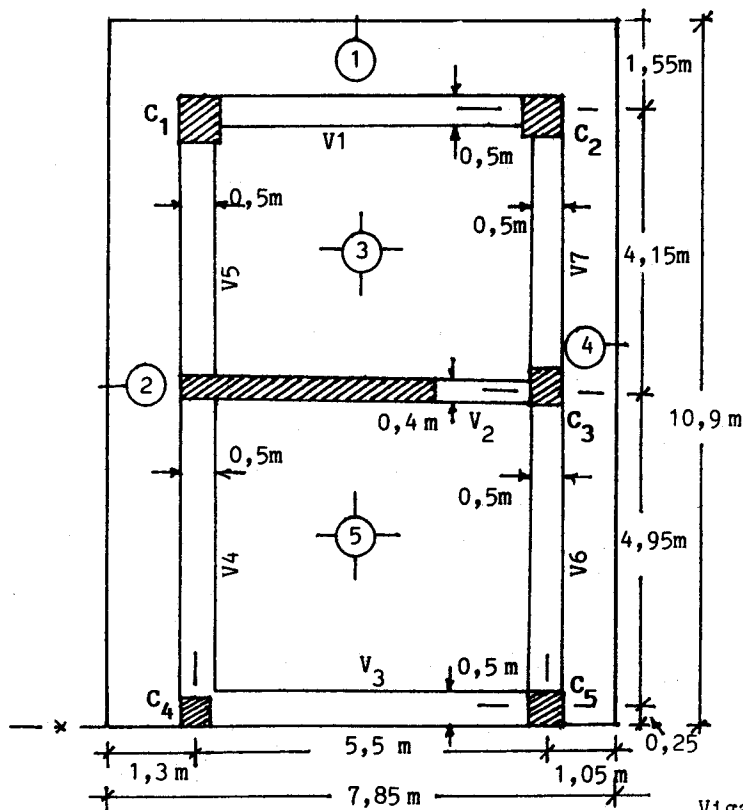
$$\kappa = 0,24$$

$$\alpha = 0,0088$$

$$q_{ux} = 23,5 \times 0,24 = 5,64 \text{ t/m}$$

$$\beta = 0,0279$$

$$q_{uy} = 23,5 \times (1 - 0,24) = 17,86 \text{ t/m}$$



$$0,75 \times 14,2 = 10,65 < 12,95 \text{ tm/m}$$

∴ La placa 3 resulta empotrada en los bordes que apoyan sobre las vigas 5 y 7.

$$M_{uy}^- = 17,86 \times 4,15^2 / 12 = 25,63 < 28,2 \text{ tm/m}$$

∴ La placa 3 resulta empotrada en el borde que apoya sobre la viga 1.

Por lo tanto, la placa 3 está empotrada en todo su contorno, y la configuración elegida, correspondiente al caso 6 es la correcta. Los momentos en el centro de la placa se obtienen, para ambas direcciones:

$$M_{ux}^+ = \alpha q_u L_x^2 = 0,0088 \times 23,5 \times 5,5^2 = 6,26 \text{ tm/m}$$

$$M_{uy}^t = \beta q_u L_y^2 = 0,0279 \times 23,5 \times 4,15^2 = 11,3 \text{ tm/m}$$

Las reacciones sobre las vigas perimetrales de la placa 3 son :

Viga 1 :

Viga 5 : $R_1 = 17,86 \times 4.15/2 + 23,5 \times 1,55 = 73,48 \text{ t/m}$

$$R_5 = 5,64 \times 5,5 / 2 + 23,5 \times 1,3 = 46 \text{ t/m}$$

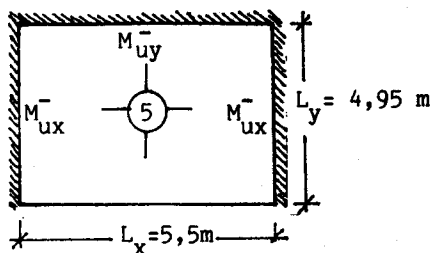
Viga 7 :
 $R_7 = 5,64 \times 5,5 / 2 + 23,5 \times 1,05 = 40,18 \text{ t/m}$

Placa 5

En un primer tanteo se supone empotrada en los bordes con volados, y resulta así la configuración del caso 5 de la Tabla 10.2.

$$\lambda = \frac{4,95}{5,5} = 0,9$$

$$n = 0,568$$



$$q_{uy} = 0,568 \times 23,5 = 13,35 \text{ t/m}$$

$$M_{ux}^- = 13,35 \times 5,5^2 / 12 = 33,65 \text{ tm/m} > 19,8 \text{ tm/m} > 12,95 \text{ "}$$

$$0,75 \times 33,65 = 25,23 \quad \begin{matrix} > 19,8 \text{ tm/m} \\ > 12,95 \text{ "} \end{matrix}$$

.. La placa 5 no se considera empotrada en los bordes apoyados en las viga 4 y 6, en lo referente a la determinación de los momentos en el centro del tramo.

Por lo tanto, la forma de apoyo será la correspondiente al caso 2 de la Tabla 10.2, que se indica a continuación.

$$\lambda = \frac{5,5}{4,95} = 1,11$$

$$\kappa = 1 - 0,791 = 0,209$$

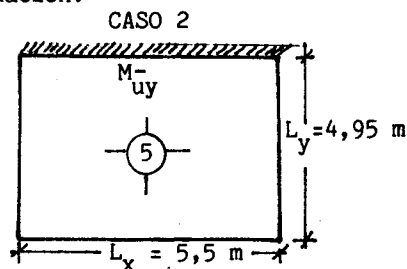
$$\alpha = 0,0205$$

$$\beta = 0,0389 \quad (\text{Interpolando linealmente})$$

Nótese que los valores de κ , α y β se han intercambiado pues en este caso, el borde empotrado es el horizontal.

$$q_{ux} = 0,209 \times 23,5 = 4,91 \text{ t/m}$$

$$q_{uv} = 0,791 \times 23,5 = 18,59 \text{ t/m}$$



$$M_{uy}^- = 18,59 \times 4,95^2 / 8 = 56,94 \text{ tm/m}$$

$$M_{ux}^+ = \alpha q_u L_x^2 = 0,0205 \times 23,5 \times 5,5^2 = 14,57 \text{ tm/m}$$

$$M_{uy}^+ = \beta q_u L_y^2 = 0,0389 \times 23,5 \times 4,95^2 = 22,4 \text{ tm/m}$$

El momento de empotramiento sobre el borde común de las placas 3 y 5 se obtiene como promedio :

$$M_{uy}^- = \frac{25,63 + 56,94}{2} = 41,28 \text{ tm/m}$$

Las reacciones sobre las vigas perimetrales de la placa 5 son :

Viga 4 : $R_4 = 4,91 \times 5,5/2 + 23,5 \times 1,3 = 44 \text{ t/m}$

Viga 6 :

$$R_6 = 4,91 \times 5,5/2 + 23,5 \times 1,05 = 38,18 \text{ t/m}$$

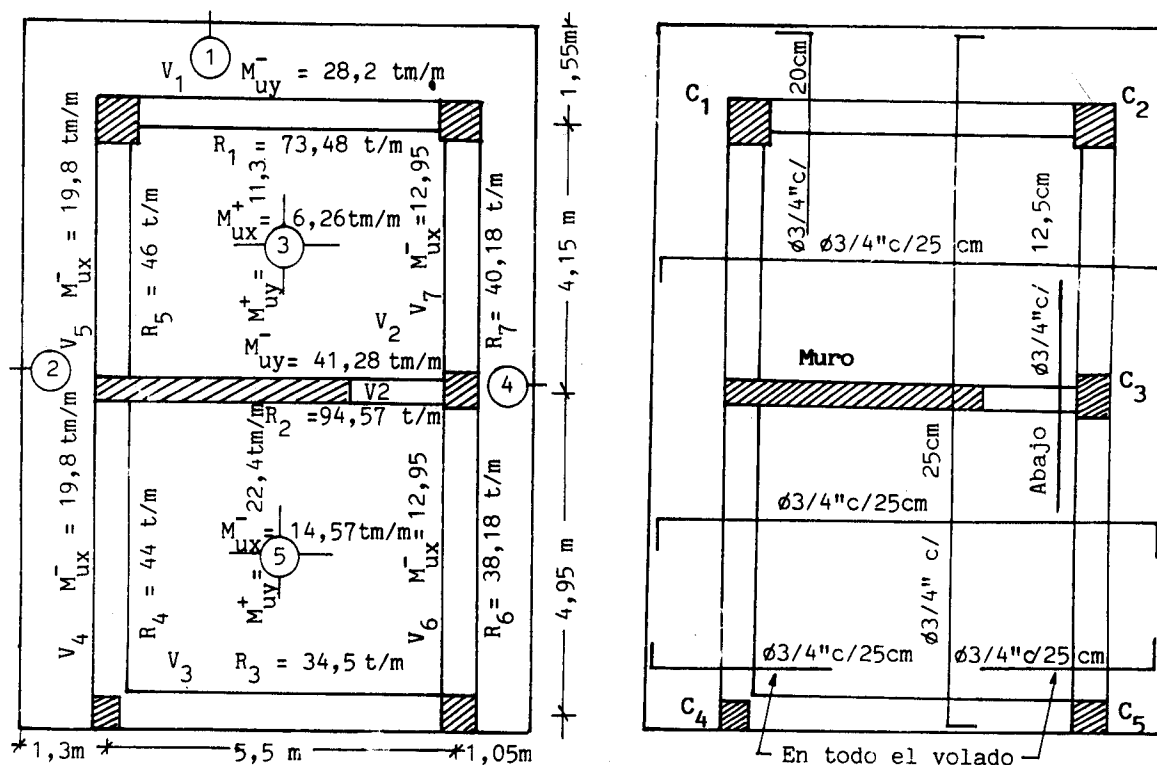
Viga 3 : $R_3 = \frac{3}{8} \times 18,59 \times 4,95 = 34,5 \text{ t/m}$

Viga 2 : $R_2 = \frac{5}{8} \times 18,59 \times 4,95 + 17,86 \times 4,15/2 = 94,57 \text{ t/m}$

Los momentos flectores de las placas, en los bordes superior e inferior, se indican en la figura a continuación, así como las reacciones sobre las vigas perimetrales, y el acero de la armadura resistente, obtenido en cada caso con la ecuación :

$$A_s = \frac{M_u}{0,9^2 f_y d} \geq A_{s \text{ min}} = 0,18 d = 10,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta en este caso una altura útil $d = 60 \text{ cm}$. para la placa.

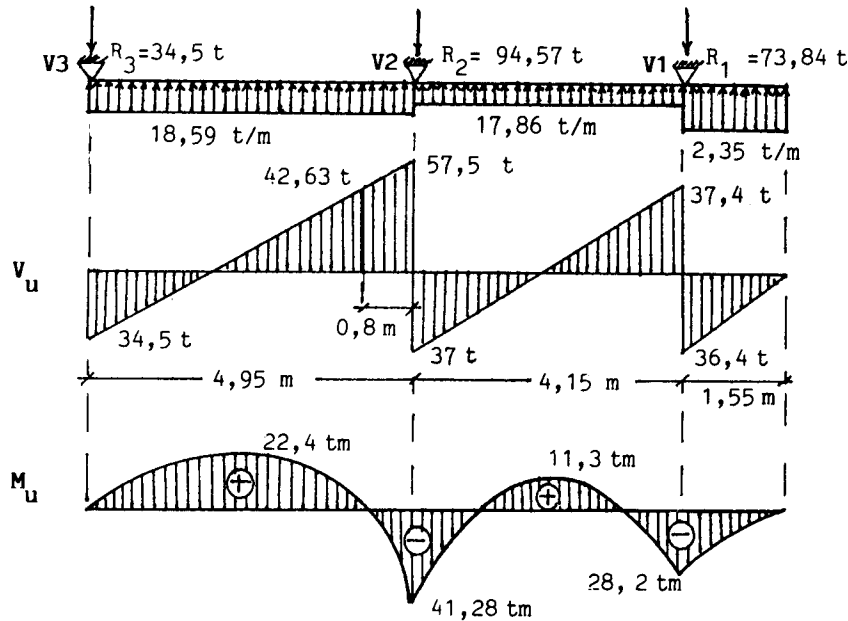


Esta altura útil asumida debe verificarse a flexión y corte. A flexión, la altura requerida es:

$$d \geq \sqrt{\frac{41,28 \times 10^5}{0,1448 \times 280 \times 100}} = 32 \text{ cm} < 60 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

El corte se verifica a distancia d de la cara del nervio de las vigas. Por ejemplo, para una franja vertical central el diagrama de corte y las diferentes cargas se indican a continuación :

$$V_{u \text{ max}} = 42,63 \text{ t}$$



$$v_u = \frac{42.630}{0,85 \times 100 \times 60} = 8,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Correcto

v_u se debe verificar igualmente en la franja unitaria horizontal central de cada placa.

El diagrama de momentos corresponde al de los valores hallados por el método de Marcus Löser.

A continuación se deben diseñar los nervios de las vigas perimetrales de las placas. Por ejemplo, las vigas 4 y 5, que conectan la columna 4, el muro y la columna 1, para las cuales los momentos flectores se hallan por envolvente. Ver Sección 7.8 y ejemplo 7.8.

$$M_u^- = \frac{45 \times [(4,95 + 4,15)/2]^2}{9} = 103,5 \text{ tm}$$

$$M_{u1}^+ = \frac{44 \times 4,95^2}{11} = 98 \text{ tm}$$

$$M_{u2}^+ = \frac{46 \times 4,15^2}{11} = 72 \text{ tm}$$

En el nervio : $b_w = 50 \text{ cm}$. Se asume :
 $d = 100 \text{ cm}$

$$v_{u, \text{max}} = 77 \text{ t}$$

$$v_u = \frac{77.000}{0,85 \times 50 \times 100} = 18,11 \text{ Kg/cm}^2 > v_c$$

$$v_s = v_u - v_c = 18,11 - 8,87 = 9,24 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero del nervio :

$$A_s^- = \frac{103,5 \times 10^5}{0,9^2 \times 4.200 \times 100} = 30,42 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}$$

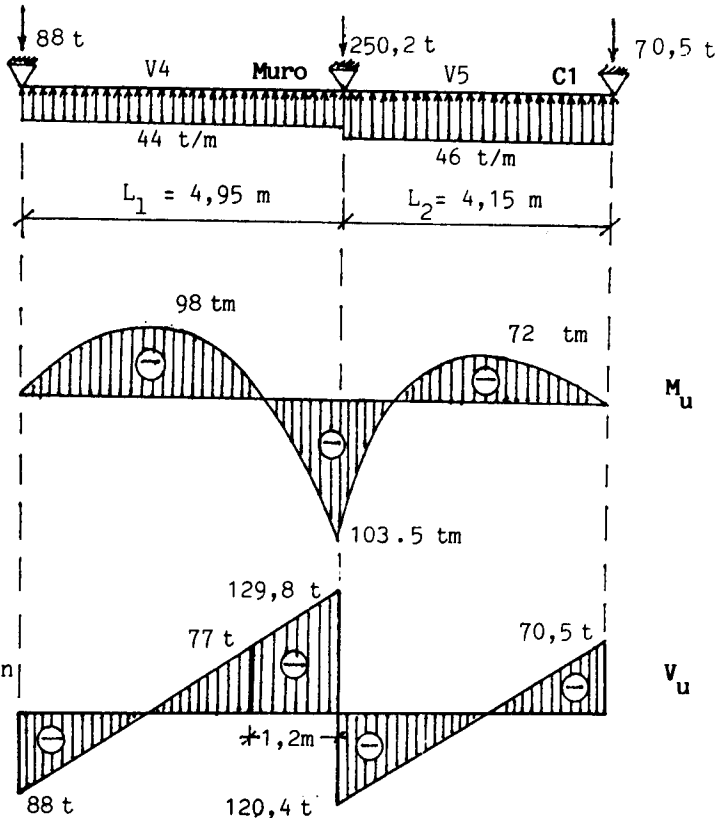
$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{4.200} \times 50 \times 100 = 16,6 \text{ cm}^2$$

Cumple

Estribos 4 ramas $\phi 1/2''$

$$\text{Separación : } s \leq \frac{A_v f_y}{v_s b_w} = \frac{4 \times 1,27 \times 4.200}{9,24 \times 50} = 46 \text{ cm}$$

Se adopta $s = 30 \text{ cm}$



El detalle del nervio es similar al de figura 10.10.

10.8.- PLACAS FLEXIBLES

Cuando las placas de fundación no cumplen con las condiciones de rigidez estipuladas en la Sección 10.4, se comportan como flexibles. Para su resolución, se deben aplicar métodos especiales, entre los cuales se pueden mencionar. :

- El método aproximado de diseño
- El método de las diferencias finitas
- El método de los elementos finitos

Método aproximado

El método aproximado de diseño supone que el suelo está formado por un conjunto infinito de resortes individuales e independientes entre sí, cuyas constantes elásticas corresponden al coeficiente de reacción del suelo, o módulo de balastro K , el cual representa la relación existente entre la presión ejercida contra la placa y el asentamiento producido en un determinado punto del suelo. La figura 10.18 grafica este concepto.

Por lo tanto, la placa se comporta como apoyada en un medio elástico, cuya resolución matemática exacta es muy compleja, por lo cual se deben aplicar hipótesis simplificativas a los fines de diseño. La Norma ACI 436 propone un método aproximado de diseño para placas de fundación flexibles, cuya aplicación requiere seguir los siguientes pasos :

- 1º) Determinar la altura útil de la placa, como si fuera rígida
- 2º) Determinar la rigidez D de la placa :

$$D = \frac{E_c d^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (\text{Kg/cm}) \quad (10.25)$$

siendo ν el coeficiente de Poisson del concreto $\nu \approx 0,15$

- 3º) Hallar el factor de rigidez efectiva L :

$$L = \sqrt{\frac{D}{K}} \quad (\text{cm}) \quad (10.26)$$

el cual es válido en un radio de influencia de $4L$ alrededor de cada columna

- 4º) Leer la magnitud de los factores Z y Z' debidos a Hetenyi (1946) del gráfico de la figura 10.19.
- 5º) Calcular los momentos radiales y tangenciales usando las siguientes ecuaciones :

$$M_r = \frac{P}{4} \left\{ Z_2 - \left[\frac{1 - \nu}{x} \right] Z'_1 \right\} \quad (10.27)$$

$$M_t = \frac{P}{4} \left(\nu Z_2 + \left[\frac{1 - \nu}{x} \right] Z'_1 \right) \quad (10.28)$$

- 6º) Hallar el valor del corte por unidad de ancho :

$$V = \frac{P}{4L} Z'_2 \quad (\text{Kg/cm}) \quad (10.28)$$

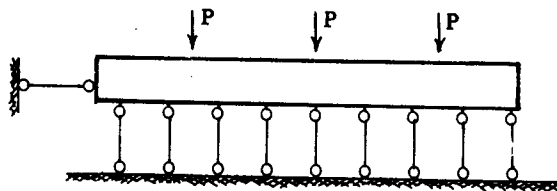


Figura 10.18

7º) En las placas flexibles, el asentamiento bajo las columnas se obtiene

$$\Delta = \frac{P L^2}{8 D} \quad (\text{cm}) \quad (10.29)$$

y a distancia r de la columna :

$$\Delta = \frac{P L^2}{4 D} Z_1 \quad (10.30)$$

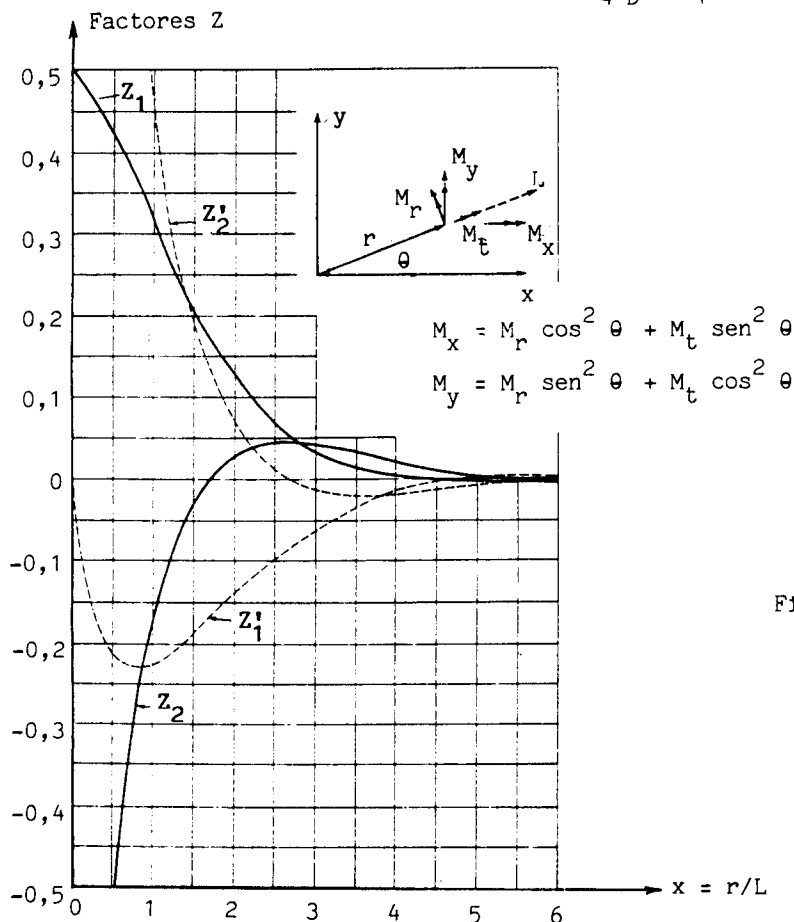


Figura 10.19

Método de las diferencias finitas

En el diseño de las placas de fundación, el método de las diferencias finitas se basa en la ecuación diferencial de cuarto orden de Lagrange- Germain :

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + \frac{2 \partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \nabla^2 \nabla^2 = \frac{p_z}{D} \quad (10.33)$$

que permite la resolución de placas y cáscaras isótropas en flexión transversal, expresada en el - segundo miembro por una relación biarmónica.

p_z es la carga unitaria uniformemente distribuida aplicada en el plano medio de la placa o su proyección normal según el eje z . D es la rigidez de la placa y ω la deflexión o corrimiento normal al plano medio inicial de la placa, en un punto de coordenadas x e y . Cuando la placa es ortótropa, la ec. 10.33 adopta la forma :

$$D_x \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 D_{xy} \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = p_z \quad (10.34)$$

Integrando estas ecuaciones diferenciales de acuerdo con las diversas condiciones posibles de sustentación de los bordes de la placa, se obtienen los valores de ω :

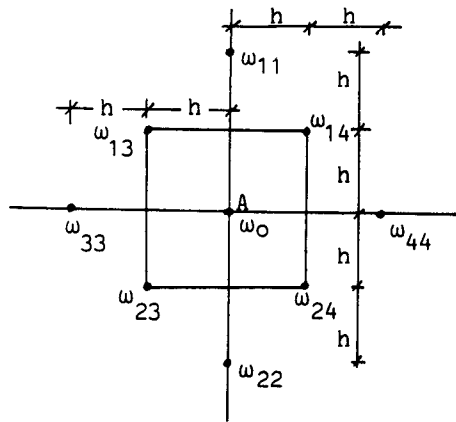
$$\omega = f(x, y)$$

de la superficie media deformada, lo cual permite conocer la magnitud de los momentos flectores, los momentos torsores y los esfuerzos tangenciales en la placa que se analiza. Algunas de estas soluciones se han logrado expresando la carga en términos de doble serie sinusoidal, pero en general la integración de estas ecuaciones es laboriosa aún para los casos más sencillos. Por ello, para determinar la capacidad resistente de una placa en forma más directa, se ha propuesto el método de las diferencias finitas que permite transformar las ecuaciones precedentes en otra ecuación del tipo :

$$20 \omega_0 - 8(\omega_1 + \omega_2 + \omega_3 + \omega_4) + 2(\omega_{13} + \omega_{14} + \omega_{23} + \omega_{24}) + (\omega_{11} + \omega_{22} + \omega_{33} + \omega_{44}) = \frac{q h^4}{D} + \frac{P h^2}{D} \quad (10.33)$$

que se aplica en los vértices de cuadrados que forman una grilla rodeando al punto central A que se analiza. La reacción del suelo elástico se considera así como la de un resorte aplicado en cada uno de los nodos. Ver figura 10.20.

Como resultado, se plantea un sistema de ecuaciones simultáneas que cubren toda el área en estudio. Obviamente, el método exige el uso del computador. Entre los inconvenientes que presenta este método, sin embargo, está el hecho de que se deben tomar en consideración todas las condiciones de borde o frontera, lo cual exige el uso de un elevado número de rutinas, especialmente cuando la placa presenta huecos o discontinuidades.



También la resolución de las placas mediante el método de las diferencias finitas se complica si existen pares en los nodos, pues en este caso las ecuaciones 10.33 resultan muy complejas.

La grilla que se muestra en la figura 10.20 puede en algunos casos especiales tener lados desiguales, pero ello asimismo incrementa las dificultades de resolución.

Figura 10.20

Método de los elementos finitos

Este es el método más usado para la resolución de los problemas del medio continuo. El concepto básico de este método, cuando se lo aplica a problemas de análisis estructural, es que el medio continuo puede ser subdividido en regiones o elementos ponderables, en cada uno de los cuales el comportamiento puede describirse por un conjunto de funciones que representan el estado tensional o de desplazamiento de esa región.

En estas subregiones, las propiedades del elemento se plantean como funciones de interpolación, las cuales deben satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de sus propiedades elásticas. Estas funciones escogidas son aproximadas, por lo cual el método de los elementos finitos resulta una aproximación numérica a la solución del medio continuo.

Como el número de variables en el medio continuo es infinito, una forma de simplificar el problema es usar funciones de desplazamiento en puntos discretos del sólido, de modo de mantener la continuidad del medio deformable. El sólido en estudio puede ser una barra estructural, un entramado, un pórtico, una membrana, un muro, una placa de fundación, una presa, un cabezal de pilotes, etc.

En los problemas prácticos de ingeniería estructural, el método de los elementos finitos requiere el planteo y solución de un sistema de ecuaciones algebraicas que involucre la totalidad del medio continuo, y las matrices resultantes de esta operación se resuelven mediante la ayuda del computador digital. Cuando el número de incógnitas es muy grande, se pueden aplicar métodos de condensación matricial para reducir el ancho de banda.

La especial ventaja de este método es la facilidad de programación, debido a su posibi-

lidad de automatización en el proceso de plantear las ecuaciones para resolver el sistema cuando es altamente hiperestático, o bien en el caso de estructuras irregulares o complejas, bajo cualquier condición de carga.

También es muy útil cuando las estructuras presentan huecos o discontinuidades, bajo heterogéneas condiciones de borde o apoyo. Pueden usarse diferentes tipos de elementos finitos, como muestra la figura 10.21. Una barra aislada como la del esquema a), se utiliza, al conectarla con otras similares, para la resolución de cerchas planas o espaciales.

Los elementos básicos en el análisis aplicando los criterios de los elementos finitos en placas planas son esencialmente los de forma triangular o rectangular, los cuales se pueden agrupar o ensamblar de diferentes maneras para componer elementos hexagonales, octogonales, etc, en cada uno de los cuales se analizan los tres desplazamientos generales de cada esquina o nodo, para determinar el estado de sollicitación resultante.

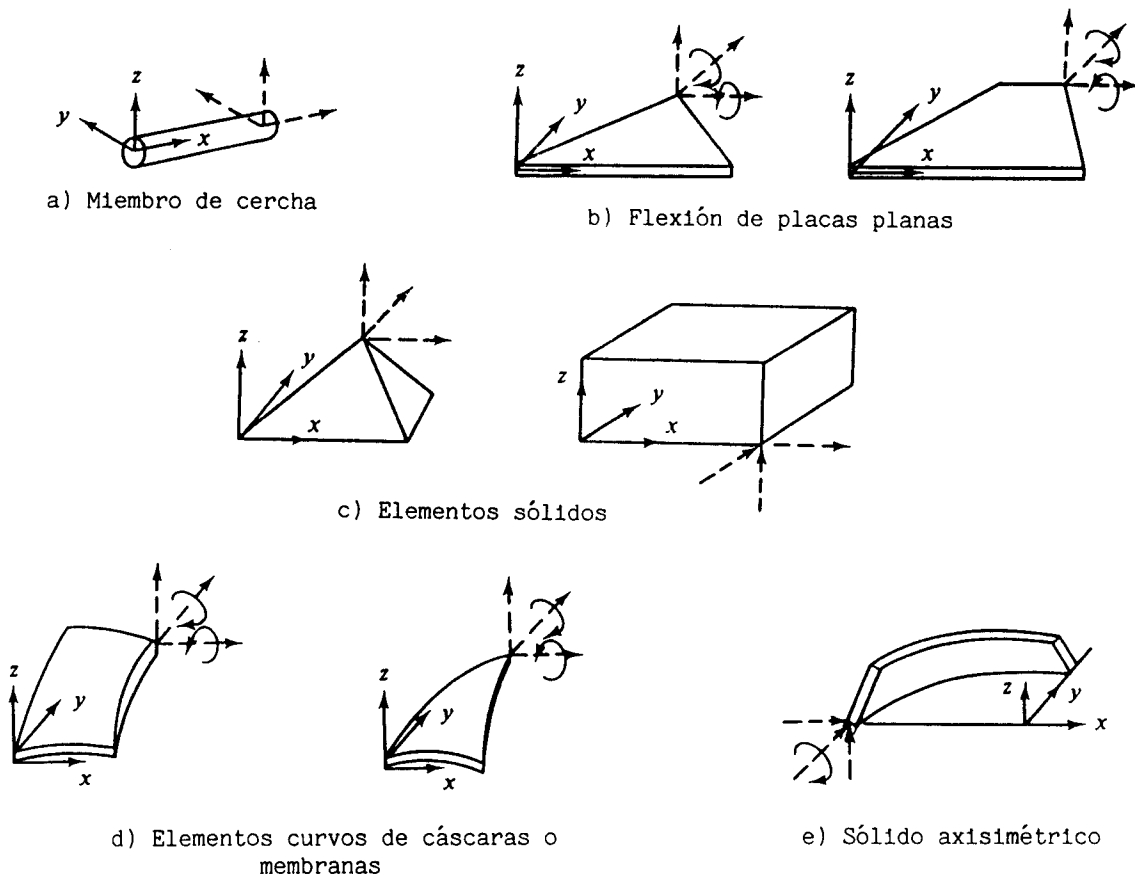


Figura 10.21

La unión de los diferentes elementos finitos cubre todo el medio continuo configurando una malla, la cual debe ser tanto más pequeña cuanto más refinada sea la solución buscada, de modo que un elemento de forma triangular con determinadas dimensiones iniciales, puede subdividirse como muestra la figura 10.22, hasta obtener la aproximación deseada.

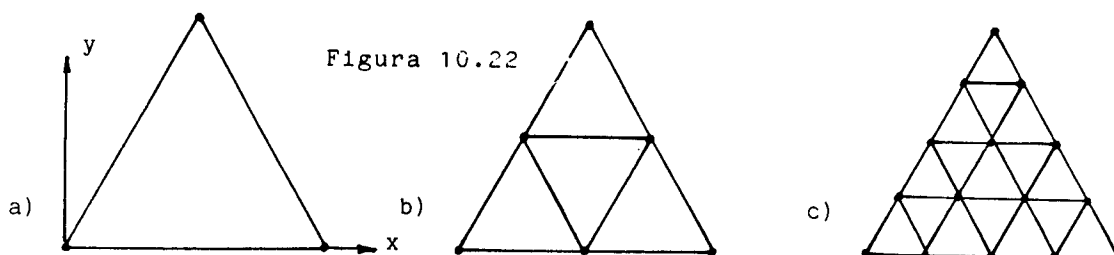


Figura 10.22

El elemento plano más sencillo y compatible, adaptable a casi todos los contornos es el triángulo, pero no es omnidireccional. Al subdividirlo, (esquemas b y c) se aumenta el número de grados de libertad, lo cual permite obtener un elemento más flexible, con resultados de mayor precisión.

En el análisis tridimensional, se emplean elementos finitos sólidos. En este caso, el tetraedro o el hexaedro son las formas más usuales, las cuales se emplean frecuentemente en la determinación del estado tensional en presas, estructuras volumétricas tales como las bases sin armar, cabezales de pilotes, etc. También se utilizan en modelos para estudiar problemas de rocas o de mecánica de suelos. Para las membranas o cáscaras delgadas, se prefieren los elementos curvos indicados en la figura 10.21 d). En el caso de sólidos axisimétricos, el elemento curvo usado es el del esquema e). Para mayor información sobre la teoría y aplicabilidad de este método, se puede consultar la amplia bibliografía recomendada.

CAPITULO 11

Cimientos de Máquinas

11.1.- GENERALIDADES

Cuando las cargas transmitidas a la masa del suelo son de carácter dinámico, las fuerzas de inercia adquieren importancia en relación a las estáticas y se deben aplicar criterios especiales en el diseño de las fundaciones y para analizar el comportamiento y la deformación del suelo.

Problemas típicos en estos casos se presentan para la cimentación de máquinas, puentes grúa, estructuras bajo cargas sísmicas en general, hincado de pilotes, compactación de suelos por vibración, rampas para paso de vehículos pesados, puentes ferrocarrileros, y toda construcción expuesta a impactos, explosiones, etc. En el presente capítulo se tratará la fundación de máquinas, que constituyen una fuente de vibraciones e impulsos, con fuerzas estáticas y dinámicas, oscilantes o de impacto, debidas a la acción de masas giratorias o a golpes súbitos periódicos.

El problema se agudiza cuando la máquina presenta partes móviles no balanceadas, tales como émbolos o grandes ruedas volantes cuya masa giratoria no coincide con el eje de rotación, dando lugar a una excesiva excitación que ocasiona trepidaciones en el cimiento. Estas trepidaciones pueden llegar a producir fatiga en los materiales estructurales que soportan o rodean la máquina, o deterioro en la misma máquina, mermando su funcionamiento con un notable incremento del estado tensional, que puede dejar fuera de servicio el equipo, al desestabilizarlo.

En otros casos, los equipos pesados de maquinarias tipo prensas de forjado, pueden ocasionar fuertes impactos que se transmiten al suelo de fundación y superan su capacidad resistente o producen grandes asentamientos y en algunos casos, hasta la licuefacción del suelo. Ver Sección 2.8. En el diseño de los cimientos de máquinas se deben satisfacer múltiples requisitos para lograr un armonioso funcionamiento del conjunto máquina-cimiento-suelo asegurando la estabilidad de las construcciones adyacentes y la durabilidad de los equipos e instalaciones inherentes.

Es práctica común aislar los cimientos de las máquinas del resto de las fundaciones y de la estructura resistente de los edificios. Raramente se procede en forma inversa, es decir que las bases de las estructuras se aíslan de la fuente de las vibraciones e impulsos. Sin embargo, esto sucede ocasionalmente en las construcciones ubicadas en las proximidades de vías férreas, puentes, rampas o zona de tránsito pesado.

Los estudios realizados acerca de los efectos que pueden producir estas vibraciones demostraron que ellas afectan hasta los 30 m de profundidad en los estratos del subsuelo, para el caso de circulación pesada de camiones o hasta 50 m en el caso de paso de locomotoras, pudiendo alcanzar los 500 m bajo la acción de martinetes pesados. El efecto es aún más notable medido en la dirección horizontal.

Otro problema a tener en cuenta en la instalación y ubicación de máquinas es el ruido - que ellas producen en su funcionamiento normal, debido a las trepidaciones y vibraciones, dando lugar a la llamada contaminación acústica cuando se superan los 85 decibeles. Debe recordarse que 65 decibeles es el nivel máximo aconsejable por la Organización Mundial de la Salud como tolerable por el ser humano sin riesgo de enfermedad o sensación de cansancio físico.

Cuando la frecuencia del sonido supera los 100 Hertz, predomina la sensación sonora, la cual puede propagarse a gran distancia. El tímpano del oído humano puede captar y enviar al cerebro vibraciones con frecuencias comprendidas entre los 15 y los 20.000 Hertz (10 octavas). A medida que se envejece o se abusa de los oídos, estos pierden paulatinamente su agudeza natural y un adulto promedio capta entre los 50 y los 16.000 Hertz. En el caso de las maquinarias, el análisis se reduce al espectro comprendido entre los 100 y los 3.200 Hertz (5 octavas), límite para el cual el ruido se vuelve nocivo y afecta seriamente a quien permanezca un lapso prolongado en las proximidades de la fuente sonora.

Las normas de seguridad industrial prevén esta posibilidad, exigiendo adecuada protección para los técnicos y operarios que deben permanecer un tiempo considerable en áreas cercanas al origen de todas las vibraciones o ruidos excesivos, peligrosos para la salud que pueden producir incapacidad laboral transitoria o definitiva.

11.2.- CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO

Como criterios básicos en el diseño de cimientos de máquinas se pueden mencionar los siguientes :

- * Los cimientos deben ser lo suficientemente sólidos, macizos y resistentes para no deteriorarse por efecto del régimen de servicio de las máquinas, así como durante su puesta en marcha o apagado. Asimismo, deben ofrecer una base estable y firme a las máquinas, sin deformaciones excesivas ni grietas notables, aún bajo la acción de fuerzas no balanceadas.
- * Los cimientos deben estar perfectamente nivelados antes de ubicar las máquinas sobre ellos, de modo de evitar futuras desestabilizaciones. Aún pequeños desniveles dan lugar a desgastes anormales de las piezas del equipo que sobre ellos apoyan, dañando los ensambles y conexiones hasta llegar, en los casos más graves, a la inutilización de la máquina.
- * La base del cimiento debe apoyar en un suelo seco y bien compactado, evitando la proximidad del nivel freático. Cuando el suelo es débil o compresible, es aconsejable mejorar su resistencia antes de construir la fundación, compactándolo según las técnicas de mejoramiento de suelos analizadas en el Capítulo 4, o bien apoyar sobre pilotes. Ver Capítulo 12. Si el nivel freático aflora en estratos superficiales, se lo debe rebajar artificialmente por bombeo mecánico, de modo de mantenerlo como mínimo a 50 cm bajo la base del cimiento.
- * El cimiento debe estar rígidamente vinculado a la máquina que sobre él apoya, para asegurar una correcta transmisión de las fuerzas estáticas y dinámicas, usando pernos de anclaje con vástagos ahogados en la masa del concreto. Además, las bases deben construirse con los encajes y ranuras necesarios, según el modelo y dimensiones de la máquina, para impedir todo deslizamiento del equipo o de alguna de sus partes.
- * El diseño del cimiento debe prever la posibilidad de acceso a los diferentes mecanismos y conexiones entre máquina y cimiento, así como a sus sistemas de amortiguamiento, de modo de facilitar la inspección, limpieza y mantenimiento de sus ensambles, según las especificaciones de cada máquina.
- * Toda máquina debe ubicarse de modo que su centro de gravedad esté contenido en el eje vertical que pasa por el baricentro del cimiento. La máxima excentricidad permitida es del 3 al 5% con respecto a los lados de la base en planta, pero en las máquinas de impacto o choque no se acepta ninguna excentricidad con respecto al eje del mecanismo de percusión.
- * El cimiento o el foso que lo contiene deben aislarse convenientemente, de modo que las vibraciones de las máquinas no perturben el buen funcionamiento de las instalaciones de las construcciones circundantes ni la estabilidad de sus estructuras resistentes. Para ello se usarán antivibradores de diferentes tipos, filtros, amortiguadores, etc. como se detalla en la Sección 11.16.
- * Todos los cimientos de máquinas se materializan en concreto armado, el cual debe ser de óptima calidad, con resistencia de $f'_c \geq 200$ a 240 Kg/cm^2 , pudiendo utilizarse concreto ciclópeo. Debe enfatizarse el hecho de que el concreto de los cimientos de máquinas debe ser capaz de resistir los ataques químicos, de microorganismos o cualquier otra acción agresiva que resulte de los diferentes procesos operativos de las máquinas o provenientes del suelo de fundación.
- * Los cimientos de máquinas deben diseñarse con una frecuencia natural propia lo más alejada posible de la frecuencia de excitación de máquina en régimen de servicio, para evitar el peligro de la resonancia, o coincidencia de la velocidad operativa de la máquina con la frecuencia propia del conjunto suelo-cimiento. Como no es posible cambiar la velocidad del régimen propio de la máquina, cuando esto sucede debe variarse la frecuencia del cimiento. Por ejemplo, para una determinada área en planta del cimiento, la frecuencia propia del mismo se reduce a medida que aumenta su masa. Si por el contrario, se desea incrementar la frecuencia propia del cimiento, se debe disminuir su altura y aumentar el área de contacto de la base con el suelo de fundación.
- * En todos los casos es aconsejable que las presiones de contacto que ejerce el cimiento sobre el suelo, debidas a las cargas estáticas únicamente, no superen el valor del $\sigma_{adm}/3$. Se logra así un margen de seguridad adicional, previendo el efecto que pueden ejercer las cargas de impacto o vibratorias en los estratos del subsuelo.
- * En el caso de cimientos aporricados, se deben tomar precauciones especiales, como se detalla en la Sección 11.14, reforzando convenientemente los puntos débiles de la estructura, y no ubicando la máquina ni sus accesorios en volados o elementos que presenten fisuras o sin confinar.

Estos criterios básicos de diseño serán convenientemente analizados en las Secciones a continuación, en base a los fundamentos teóricos que los sustentan.

11.3.- PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO DE FUNDACION

Los impulsos producidos por la vibración de las máquinas se transmiten en el suelo de fundación hacia todas direcciones, según una serie de ondas hemisféricas y elipsoidales que parten del cimiento como foco emisor. A medida que avanzan las ondas se atenúan, perdiendo energía y decreciendo en amplitud. Además, al hallar en su camino estratos de diferente densidad, o bloques macizos de concreto, muros subterráneos o grandes piedras, las ondas se reflejan y refractan sucesivamente y pierden la mayor parte de la energía.

A un determinado punto del suelo, por lo tanto, llegan ondas directas e indirectas, a diferentes intervalos de tiempo. Ver figura 11.1 a). Las ondas elásticas que se transmiten en el suelo de fundación pueden ser de varios tipos, pero fundamentalmente interesan las longitudinales y las transversales. Las primeras producen en el suelo deformaciones por tracción y compresión, y las segundas, deformaciones por rotación y corte. Ver Ref. 4.

Las ondas longitudinales o de dilatación son primarias y viajan en la dirección de propagación con una velocidad promedio de 5 a 13 Km/seg.. Esta velocidad se relaciona con las constantes elásticas del suelo según la ecuación :

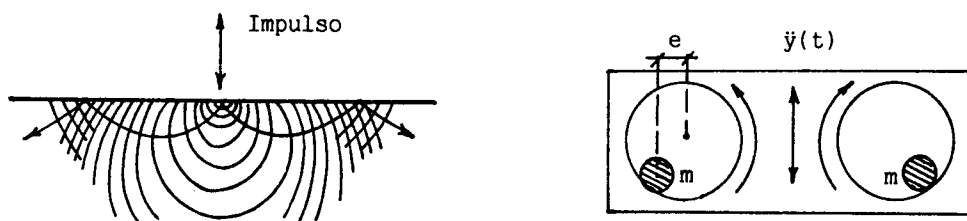
$$v_p = \sqrt{\frac{E_s (1 - \mu)}{\rho (1 - \mu) (1 - 2\mu)}} \quad (11.1)$$

Las ondas transversales son secundarias o de corte y se desplazan perpendicularmente a la trayectoria de las primarias, con velocidades de 3 a 8 Km/seg, haciendo oscilar las partículas del suelo en el plano normal a su dirección de propagación, con velocidades :

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (11.2)$$

μ es el coeficiente de Poisson del suelo y ρ su densidad. E_s y G_s resultan respectivamente el módulo de elasticidad longitudinal y transversal del suelo bajo cargas dinámicas, como se indica en la Sección 11.10.

Existen además otros tipos de ondas, como las superficiales, entre las cuales se distinguen las de Rayleigh, con velocidad 10% menor que las ondas secundarias, y las ondas - Love, que no presentan componentes vertical ni longitudinal. Las de Rayleigh tienen un movimiento particular elíptico cuya amplitud llega a superar la de las ondas primarias y secundarias, a distancias del epicentro mayores a 5 veces la profundidad del foco. (Ver Ref. 4).



a) Propagación de ondas en el suelo debidas a un impulso vibratorio

b) Excitador armónico

Figura 11.1

Generalmente las máquinas potentes, con impactos aislados, transmiten ondas superficiales de considerable energía y velocidad, cuyo período es el mismo al de las vibraciones que las originan. No siempre se puede predecir el daño que estas vibraciones ocasionan a las construcciones adyacentes, por lo cual es aconsejable proceder a aislar convenientemente las máquinas de los cimientos y éstos del suelo de fundación, de modo de amortiguar al máximo sus efectos en las construcciones cercanas, así como evitar asentamientos excesivos en el suelo.

Se han realizado numerosas investigaciones para poder determinar con precisión las propiedades dinámicas de los diferentes tipos de suelos de fundación, y su resistencia frente a las cargas estáticas que imponen las bases. La medición de las vibraciones en el suelo se lleva a cabo mediante ensayos de vibraciones forzadas impuestas por vibradores de doble masa, que consisten en dos ejes acoplados entre sí que giran en sentidos opuestos con pesos excéntricos, como muestra la figura 11.1 b). Estos excitadores armónicos pueden producir tanto oscilaciones verticales como horizon-

tales. La interpretación de los resultados se realiza en base a la hipótesis de que el suelo se comporta como una masa semi-infinita, elástica e isótropa. Conocido el peso, el área de apoyo del vibrador y la estampa del ensayo, la frecuencia natural del mismo está directamente relacionada con las propiedades del suelo y con su capacidad resistente. Pero si la frecuencia del vibrador aumenta por encima de las 2/3 partes de la frecuencia natural del suelo, los asentamientos se vuelven notables. Conocer la relación entre frecuencias y asentamientos resulta una información de gran ayuda para el diseño de los cimientos.

Sin embargo, la frecuencia propia de un suelo, considerada en forma aislada, no ofrece tanta importancia como la frecuencia propia del conjunto suelo-cimiento-máquina. En este último caso, los resultados obtenidos dependen de diferentes factores tales como las propiedades mecánicas del suelo, el área de apoyo del cimiento, su masa, el tipo de las vibraciones impuestas, la forma de distribución de las presiones estáticas de contacto, etc.

En general, a los suelos blandos, como a los resortes flojos, corresponden frecuencias propias bajas. Por el contrario, éstas aumentan a medida que el suelo se vuelve más compacto y resistente o cuando disminuye su contenido de agua.

11.4.- DIFERENTES TIPOS DE MAQUINAS

La enorme variedad existente entre los diferentes tipos de máquinas vuelve impracticable toda clasificación rigurosa, por lo cual a continuación se las agrupará globalmente según su régimen de trabajo. Básicamente las máquinas se pueden clasificar :

- a) Según las fuerzas dinámicas o impulsos que originan
- b) De acuerdo a su frecuencia de excitación.

Clasificación según las fuerzas dinámicas

Las fuerzas dinámicas que producen las máquinas son de dos tipos :

- I) Cargas periódicas
- II) Cargas aperiódicas

Las cargas periódicas se clasifican en : Armónicas (Figura 11.2 a) y de Frecuencia Múltiple (esquema b).

Las armónicas son por lo general fuerzas oscilantes que varían según funciones sinusoidales en el tiempo. Las cargas periódicas pueden estar originadas por movimientos de vaivén o por fuerzas centrífugas. Los movimientos de vaivén resultan una consecuencia de las fuerzas de inercia de bidas a masas no equilibradas, conocidas también por fuerzas másicas. Entre las máquinas que producen fuerzas de este tipo están las de mecanismo biela-manivela, los compresores, las máquinas de émbolo, los motores de combustión interna, las bombas de pistón, las trituradoras, las sierras con movimientos alternativos, etc.

Si el régimen de trabajo de una máquina genera fuerzas centrífugas, la energía cinética es el resultado de acciones rotativas. Entre este tipo de máquinas se pueden citar las bombas, los motogeneradores, las turbo máquinas, las turbinas hidráulicas, las turbinas a vapor, de gas y de presión de aire, los compresores con fuerzas centrífugas, etc.

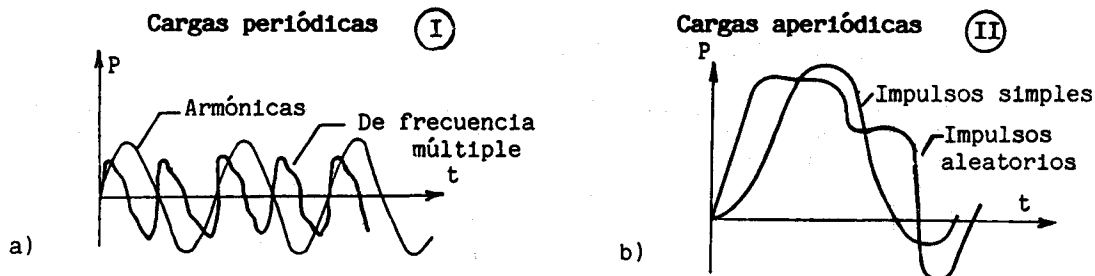


Figura 11.2

Variación en el tiempo de las fuerzas de inercia debidas al funcionamiento de máquinas

Las cargas aperiódicas son las producidas en las máquinas por choques o percusiones debidas a movimientos pulsatorios aislados, tal como ocurre con la caída brusca de una masa de considerable peso. Dentro de este grupo se pueden mencionar los martinetes, los martillos pilón, las machacadoras, las punzadoras, algunas prensas, las trituradoras, los montacargas, las tijetas, las guillotinas, etc.

Además de las fuerzas dinámicas mencionadas, los cimientos de máquinas deben soportar las cargas estáticas debidas al peso propio de las máquinas y sus equipos o accesorios, tales como los condensadores de las turbinas, los rodetes de los ventiladores y todas las demás cargas de la estructura que apoyen en el mismo cimiento.

Clasificación según la fuerza de excitación

Las máquinas se pueden clasificar según su frecuencia operacional en:

MAQUINAS	de baja frecuencia
	de frecuencia mediana
	de frecuencia alta o muy alta

La frecuencia de una máquina es el número de revoluciones o ciclos completos en su régimen de servicio.

Máquinas de baja frecuencia :

$$0 < f \leq 300 \text{ (rev/min)}$$

Dentro de este grupo están las grandes máquinas rotativas, los motores Diesel pesados, los motogeneradores, las máquinas de émbolo, las de biela manivela, los motores de combustión, las bombas y compresores de pistón, etc.

Máquinas de frecuencia media

$$300 < f \leq 1.000 \text{ (rev/min)}$$

Tal es el caso de las máquinas de émbolo medianas, las turbomáquinas lentas, los motores Diesel intermedios, las máquinas sincrónicas standard con partes rotativas, los motores alternativos de compresores, etc.

Máquinas de frecuencia alta o muy alta

Alta :	$1.000 < f \leq 3.000 \text{ (rev/min)}$
Muy alta :	$3.000 < f \leq 10.000 \text{ "}$

Se agrupan aquí los turbogeneradores, las turbinas de vapor, los turbodínamos y las turbomáquinas en general.

Resulta de suma importancia el conocimiento exacto de la frecuencia del impulso que impone una máquina, de modo de poder proyectar cimientos cuya frecuencia natural sea mucho menor o mucho mayor a la de excitación, para alejar así el peligro de la resonancia. Ver Sección 11.9.

11.5. FUNDAMENTOS DE LA TEORIA DE VIBRACIONES

Se dará a continuación una síntesis conceptual de la teoría de las vibraciones mecánicas, para analizar el comportamiento dinámico de la masa de un cimiento sujeto a vibraciones libres y forzadas, apoyado sobre el suelo de fundación.

Como el problema a analizar es sumamente vasto, se harán simplificaciones para su análisis, entre las cuales está el suponer que :

- 1).- El cimiento es un bloque absolutamente rígido que descansa en un medio elástico semi-infinito representado por resortes sin peso
- 2).- El cimiento es una masa con propiedades inerciales únicamente, sin propiedades elásticas, mientras que el suelo es un medio con propiedades elásticas únicamente, sin propiedades inerciales.
- 3).- Existe una relación lineal entre el desplazamiento del cimiento y la reacción del suelo debida a la vibración de la máquina.

Los cimientos que apoyan directamente en el suelo de fundación se analizarán como bloques prismáticos rectangulares cuyos tres ejes principales de inercia forman un sistema de coordenadas con origen en su centro de gravedad. (Ver figura 11.3 a). El movimiento de este sólido, como el de todo sistema rígido, se analiza según tres componentes de translación y tres componentes de rotación, es decir el cuerpo tiende a trasladarse y rotar con respecto a los tres ejes coordenados espaciales. Cada uno de estos movimientos es independiente de los demás y queda definido por un único valor.

El grado de libertad de un cuerpo rígido es el número de magnitudes o coordenadas necesarias para definir su desplazamiento. Por ejemplo, en la figura 11.3 a) se muestra un cuerpo prismático rígido, formada por una única masa, que posee seis grados de libertad. Si por el contrario, el sistema estuviera formado por varios sólidos conectados entre sí, resulta de masa múltiple.

Cuando en el sistema de masa simple analizado se restringen algunos de sus movimientos, se reduce el número de los grados de libertad, como ocurre si sólo se permiten los desplazamientos verticales, en cuyo caso resulta de un solo grado de libertad.

En el gráfico b) de la figura 11.3 se esquematiza el cimiento, como un macizo prismático de peso W , que apoya sobre un lecho de resortes iguales perfectamente elásticos distribuidos uniformemente en planta, y soportando una carga centrada P . Estos resortes simulan las características del suelo de fundación.

Las vibraciones de los sólidos pueden ser de dos tipos :

Vibraciones libres
Vibraciones forzadas

Las vibraciones libres son las originadas por un único impulso aislado, mientras que si la variación del impulso es periódica, las vibraciones resultan forzadas. Se analizarán independientemente las vibraciones según los tres ejes principales de inercia indicados en la figura 11.3 a) para determinar el comportamiento dinámico de los cimientos en estudio.

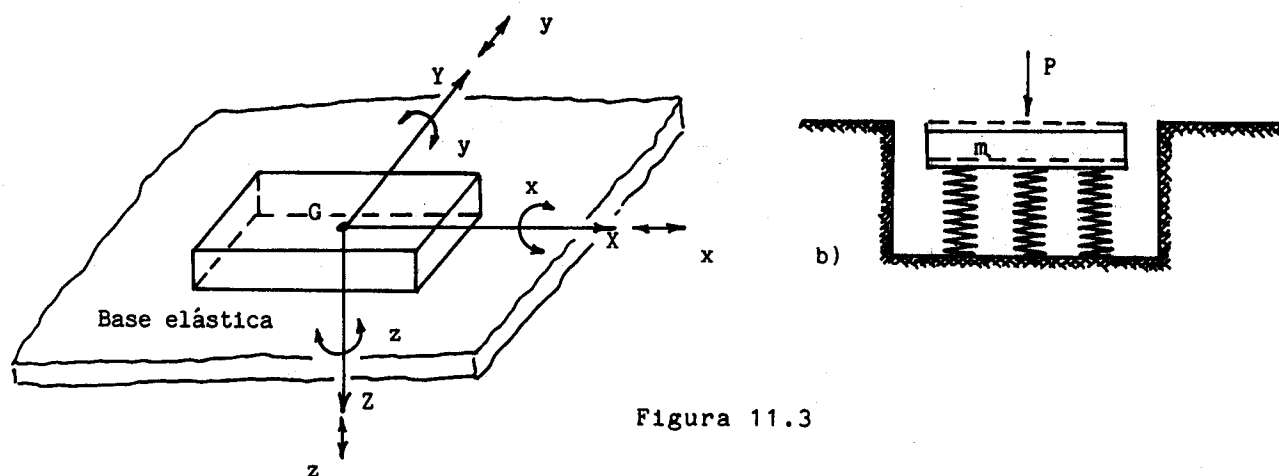


Figura 11.3

11.6.- VIBRACIONES VERTICALES LIBRES

Considérese una masa m como la de figura 11.4 a), unida a un resorte vertical de constante k_z , en la cual el centro de gravedad de la masa se halla sobre la misma vertical que el eje del resorte. Si se aplica sobre la masa una fuerza instantánea o un impacto aislado de breve duración, de dirección coincidente con el mencionado eje del sólido, por efecto de la carga dinámica se producirá una vibración vertical libre de la masa.

Designando por z el desplazamiento vertical del centro de gravedad de la masa en relación a su estado de equilibrio, en el instante t ; por W su peso y por R la reacción en el resorte, el cual representa el suelo de fundación se cumple :

$$R = W + k_z z \quad (11.3)$$

En los cimientos que se analizan, W corresponde al peso del cimiento y la máquina, y la constante característica del medio elástico k_z expresa el coeficiente de rigidez del suelo.

k_z resulta la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario del muelle- (en Kg/cm) en la dirección de la fuerza ejercida por la carga. La masa m del cimiento es :

$$m = \frac{W}{g} \quad (11.4)$$

siendo g la aceleración de la gravedad : $g = 9,81 \text{ m/seg}^2$

Aplicando el principio de D'Alambert y despreciando la influencia de la resistencia anelástica o de dispersión de energía en el suelo de fundación, la ecuación diferencial que describe el movimiento de la masa en vibración vertical libre es :

$$-m\ddot{z} + W - R = 0 \quad (11.5)$$

donde $m\ddot{z}$ representa la magnitud de la fuerza dinámica de aplicación súbita y $\ddot{z}$ resulta la aceleración del movimiento rectilíneo vertical.

$$\ddot{z} = \frac{d^2 z}{dt^2} \quad (11.6)$$

De las ecs. 11.3 y 11.5 se obtiene :

$$m\ddot{z} + k_z z = 0 \quad (11.7)$$

La solución de la ecuación diferencial homogénea 11.7 puede hallarse según se indica a continuación. Dividiendo ambos términos por la masa m se obtiene :

$$\ddot{z} + f_z^2 z = 0 \quad (11.8)$$

siendo $f_z^2 = \frac{k_z}{m}$

$$\therefore f_z = \sqrt{\frac{k_z}{m}} \quad (11.9)$$

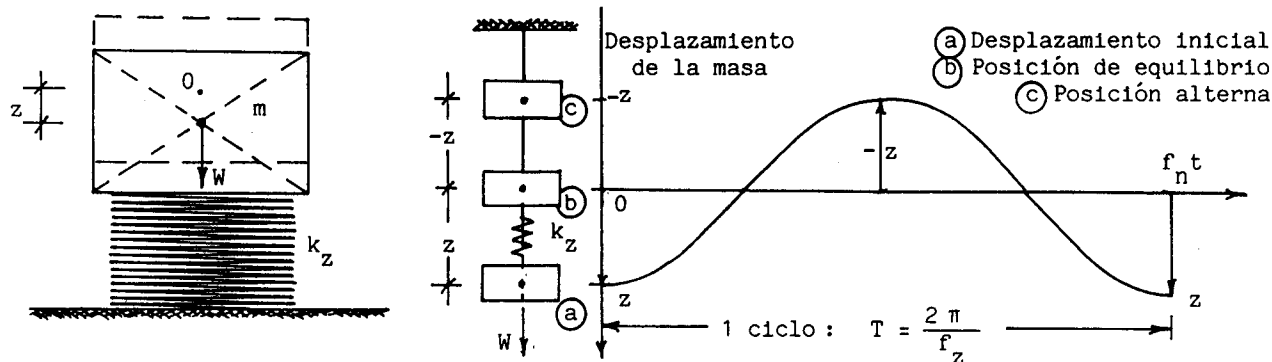


Figura 11.4

f_z representa la pulsación según el eje z del movimiento vibratorio vertical libre, es decir el número f_z de vibraciones en el tiempo de 2π segundos. La ec. 11.8 corresponde al caso de la vibración debida a las fuerzas de inercia y a la reacción elástica del suelo únicamente, sin fuerzas de excitación adicionales. En los cimientos, estas vibraciones verticales libres o naturales se producen como consecuencia de los impactos o percusiones de ciertas máquinas, como las de martillos-pilones, martinetes, o por cualquier mecanismo que opere por choque. Las soluciones parciales de la ecuación 11.8 son :

$$z_1 = A \sin f_z t \quad (11.10)$$

$$z_2 = B \cos f_z t \quad (11.11)$$

donde A y B son constantes a definir. La solución general de la ecuación diferencial homogénea 11.7 es la suma de las soluciones parciales 11.10 y 11.11.

$$z = z_1 + z_2 = A \sin f_z t + B \cos f_z t \quad (11.12)$$

Por lo tanto, la vibración vertical libre es un movimiento armónico de frecuencia f_z , que se conoce como frecuencia natural circular de la vibración vertical de la masa y depende del número de oscilaciones libres por unidad de tiempo. Tiene unidades de rad/seg, es decir de una velocidad angular.

Su magnitud está relacionada con la masa del cimiento y la elasticidad del suelo, se-

gún se evidencia en la ec. 11.9. Por lo tanto, f_z es independiente de la naturaleza o condición de las fuerzas de excitación que pueden actuar sobre el cimient.

La frecuencia de las vibraciones por minuto es :

$$N^{\min} = \frac{60}{2\pi} f_z = \frac{30}{\pi} \sqrt{\frac{k_z}{m}} \quad (\text{ciclos por minuto}) \quad (11.13)$$

y por segundo :

$$N^{\text{seg}} = \frac{f_z}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_z}{m}} = f_n \quad (\text{ciclos por segundo o Hertz}) \quad (11.14)$$

Una oscilación por segundo se denomina Hertz (Hz) y f_n representa la frecuencia natural del sistema. El tiempo que dura una oscilación completa, como la que se indica en la figura 11.4 b) o un ciclo, se denomina el período T de la vibración natural.

$$T = \frac{1}{f_n} = \frac{2\pi}{f_z} \quad (11.15)$$

La amplitud de una oscilación es el máximo desplazamiento partiendo de la posición de equilibrio. Las constantes A y B de las ecs. 11.10 y 11.11 representan las amplitudes de las vibraciones naturales del cimient y deben definirse partiendo de las condiciones iniciales del problema. En el instante inicial, para $t_0 = 0$, cuando el sistema recibe el impulso instantáneo, la velocidad inicial resulta :

$$\dot{z}_0 = v_0$$

siendo z_0 el desplazamiento vertical de la masa desde su estado de equilibrio. Reemplazando estos valores en la ec. 11.12 resulta :

$$z_0 = A \sin f_z t_0 + B \cos f_z t_0 \quad (11.16)$$

$$\therefore B = z_0 \quad (11.17)$$

La velocidad inicial $\dot{z}_0$ se obtiene derivando la ec. 11.16 con respecto al tiempo.

$$\dot{z}_0 = A f_z \cos f_z t_0 - B f_z \sin f_z t_0 = v_0 \quad (11.18)$$

$$\therefore A = \frac{v_0}{f_z} \quad (11.19)$$

Resulta en consecuencia que la ecuación general de las vibraciones verticales libres del cuerpo será :

$$z = \frac{v_0}{f_z} \sin f_z t + z_0 \cos f_z t \quad (11.20)$$

En casos particulares las vibraciones pueden determinarse con el primero o el segundo término a la derecha de la igualdad en la ecuación 11.20. Por ejemplo, cuando el cuerpo se halla en estado de reposo en el tiempo inicial $t_0 = 0$, se cumple $z_0 = 0$. Al aplicarle un golpe instantáneo, la masa adquiere la velocidad inicial v_0 y la ec. 11.20 se reduce a :

$$z = \frac{v_0}{f_z} \sin f_z t \quad (11.21)$$

Si, por el contrario, el sistema en el instante inicial se halla desplazado una magnitud z_0 desde su estado de equilibrio y desaparece momentáneamente la fuerza constante que lo produjo, la ec. 11.20 se reduce en este caso a la expresión :

$$z = z_0 \cos f_z t \quad (11.22)$$

El desplazamiento z adopta valores positivos y negativos alternadamente. En efecto, si $f_z t = n\pi$, z resulta positivo para $n = 0, 2, 4, 6, \dots$ y negativo para $n = 1, 3, 5, 7, \dots$. Las ecuaciones precedentes indican que la masa de peso W continúa desplazándose y vibrando ininterrumpidamente, con la misma amplitud y frecuencia, mientras no existe amortiguamiento.

11.7.- AMORTIGUAMIENTO

Durante todo movimiento vibratorio se produce algún tipo de amortiguamiento que impide que el sistema vibre por siempre. Con ello se retarda el movimiento, con una reducción gradual en la amplitud de las vibraciones y eventualmente se hace desaparecer la oscilación. Existen básicamente tres tipos de amortiguamiento :

Viscoso
AMORTIGUAMIENTO Por fricción exterior
Por fricción interna del material elástico

El amortiguamiento es viscoso cuando el sistema vibra en el aire, dentro de un fluido como el agua o aceite o en una masa de suelo húmedo. Este amortiguamiento es el más sencillo de representar en los ensayos de laboratorio y su efecto produce un decrecimiento exponencial de la amplitud de la vibración.

El amortiguamiento por fricción exterior es el causado por el roce con una superficie seca y en este caso la amplitud decrece linealmente. Por último el amortiguamiento por fricción interna, también llamado amortiguamiento estructural, es la pérdida paulatina de energía en un sistema que vibra, al ser disipada por fricciones dentro del material elástico y en las uniones de los diferentes elementos de la estructura.

En las vibraciones de los cimientos el amortiguamiento se origina por la resistencia viscosa que ofrece el suelo a toda deformación súbita. La influencia de la resistencia anelástica puede considerarse suponiendo que la fuerza de amortiguamiento viscoso resulta proporcional a la velocidad de vibración. El factor de amortiguamiento se designa por c :

$$c = \frac{\delta}{2m} \quad (11.23)$$

δ es el coeficiente de resistencia anelástica del suelo. Tomando en cuenta el amortiguamiento, el equilibrio dinámico de un cuerpo oscilante según la ec. 11.8 puede escribirse de acuerdo a la siguiente ecuación de movimiento :

$$\ddot{z} + 2c\dot{z} + f_z^2 z = 0 \quad (11.24)$$

La solución de esta ecuación diferencial homogénea de segundo orden es de la forma :

$$z = e^{-ct} [C_1 \operatorname{sen} f_{za} t + C_2 \cos f_{za} t] \quad (11.25)$$

e es la base de los logaritmos naturales ($e = 2,718$) y f_{za} resulta la frecuencia natural de la vibración vertical amortiguada.

Por lo tanto, la ec. 11.25 representa un movimiento sinusoidal con frecuencia natural amortiguada. Derivando esta ecuación con respecto al tiempo, se hallan los valores de $\dot{z}$ y de $\ddot{z}$ sustituyéndolos en la ec. 11.24, se puede demostrar que la solución satisface la ecuación para cualquier valor de C_1 y C_2 si se cumple :

$$f_{za}^2 = f_z^2 - c^2 \quad (11.26)$$

Resulta así evidente que el amortiguamiento provoca una disminución de la frecuencia propia de la vibración de un cuerpo. Si el amortiguamiento es leve, el sistema resulta subamortiguado. Si por el contrario, el amortiguamiento es muy grande, el movimiento oscilatorio decrece rápidamente y el sistema se denomina sobre amortiguado. Y es críticamente amortiguado cuando el amortiguamiento tiene un valor intermedio entre los límites impuestos por los dos casos anteriores. Se analizan a continuación estas diferentes posibilidades.

Caso a) Sistema sobreamortiguado : $c > f_z$

Las vibraciones libres están hipercríticamente impedidas y al producirse un impacto sobre el cimiento, la amplitud de la vibración decrece rápidamente, como indica la curva 1 de la figura 11.5 b). Prácticamente el sistema retorna a su posición de equilibrio sin vibrar, es decir el movimiento no es oscilatorio y no es necesario considerarlo, pues la masa lentamente regresa a su posición de equilibrio. Este movimiento se conoce como aperiódico. En la práctica se lo usa en retardadores de movimiento como el empleado en las puertas, con un impacto mínimo de parada.

Caso b) Sistema críticamente amortiguado : $c \approx f_z$

Este caso está representado por la curva 2 de la figura 11.5 b), indicando que el movimiento no es oscilatorio, sino que el sistema regresa en el menor tiempo posible a su posición de equilibrio. El valor de c para esta condición se define como el factor crítico de amortiguamiento c_c y se lo emplea en máquinas, instrumentos sensibles de medición, cañones, etc. cuando se desea que el elemento vuelva a su posición de origen rápidamente, sin vibrar.

Caso c) Sistema subamortiguado : $c < f_z$

Es el caso normal, para el cual la amplitud de las vibraciones libres del sólido decrece exponencialmente en el tiempo, aún para valores pequeños de c , como muestra la curva 3 de la figura 11.5 c). La amplitud decrece hasta 0 para $t \rightarrow \infty$.

Si bien el amortiguamiento afecta tanto la amplitud como la frecuencia de las vibraciones libres, su influencia sobre esta última es limitada, y en general la diferencia entre f_{za} y f_z no supera el 5%. Por ello es práctica usual no tomar en cuenta la resistencia anelástica del suelo en el cálculo de la frecuencia natural del cimiento.

También el período T_a de las vibraciones amortiguadas es ligeramente menor al período T normal del macizo, si bien se acepta :

$$T_a = \frac{2\pi}{f_{za}} \approx T \quad (11.27)$$

En los ensayos de laboratorio es posible obtener las curvas correspondientes a los diferentes tipos de vibraciones amortiguadas, del experimento realizado con una masa representativa del cimiento, apoyada sobre un resorte, sustituto del suelo de fundación, y conectada con un amortiguador de émbolo. Ver figura 11.5 a).

Este amortiguador es un cilindro fijo, que contiene un líquido dentro del cual desliza un pistón. Variando la viscosidad del líquido se obtienen diferentes valores del factor de amortiguamiento c , de modo de lograr las distintas curvas de la oscilación amortiguada del esquema b), según el movimiento del pistón.

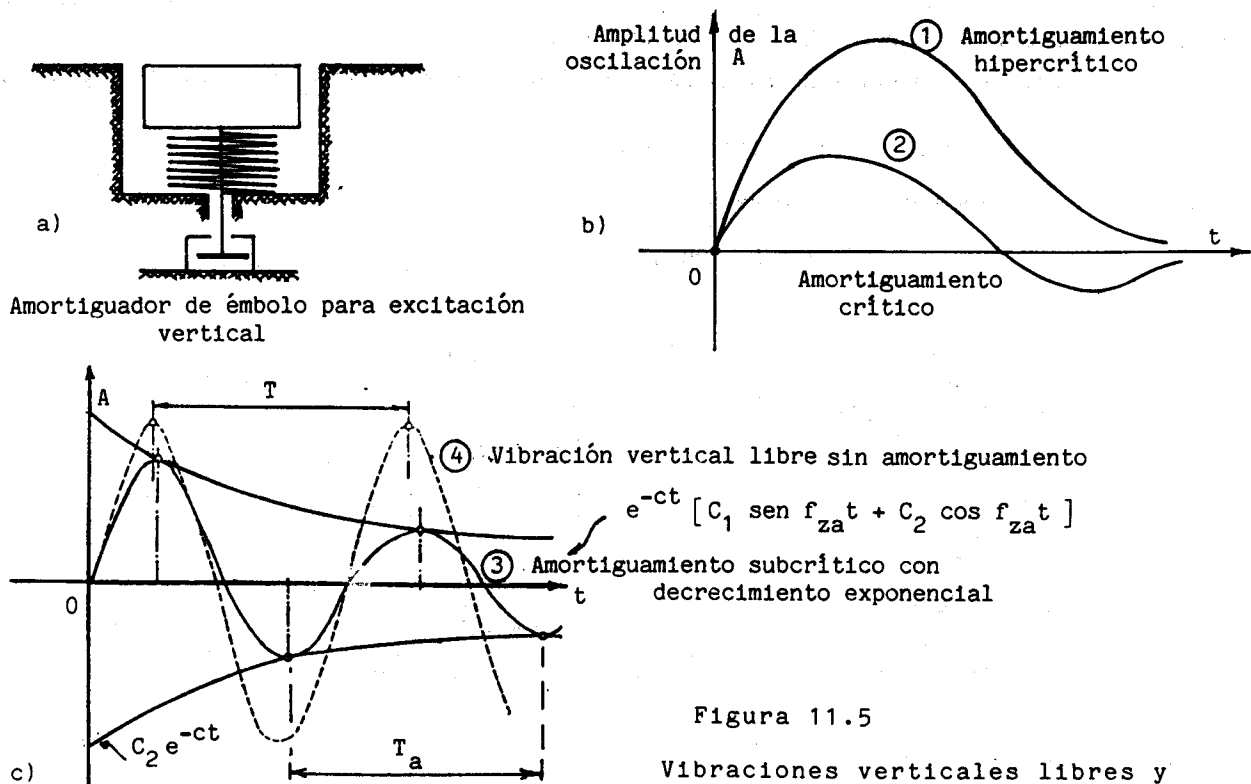


Figura 11.5

Vibraciones verticales libres y amortiguadas

11.8.- VIBRACIONES VERTICALES FORZADAS

Las vibraciones de un sólido se designan forzadas cuando el impulso que las causa se repite periódicamente en el tiempo. Las fuerzas de excitación pueden ser de varios tipos :

EXCITACION	Armónica
	Por impulsos
	Arbitraria

Resulta de especial interés el estudio de las fuerzas excitatrices con variación armónica de $\sin \omega t$ o $\cos \omega t$, debido a que las fuerzas rotacionales desbalanceadas de las máquinas producen por lo general excitaciones variables según funciones de este tipo, que igualan a la frecuencia operacional de la máquina.

Para el caso de una máquina como la de figura 11.6 a), que vibra sobre un cimiento apoyado en el suelo de fundación, la fuerza periódica aplicada excita continuamente el sistema según el eje vertical Z. Sea :

$$P(t) = p \sin \omega t \quad (11.28)$$

donde ω es la frecuencia de excitación o pulsación forzada del movimiento vibratorio :

$$\omega = \frac{2 \pi}{60} N^{\min} = \frac{\pi}{30} N^{\min} \quad (11.29)$$

$N^{\min}$ es el número de oscilaciones por minuto de las vibraciones forzadas. La fuerza p puede tener una magnitud constante o variable en el tiempo, como por ejemplo en las prensas perforadoras o en las máquinas de impacto en general. También puede depender de la frecuencia de vibración, como en los compresores a gas, las máquinas de émbolo o con partes oscilantes de masa rotativa. Por lo tanto :

En el primer caso : $p = \text{constante}$

En el segundo caso : $p = 2 m e \omega^2 = W_e \omega^2$

El caso 2 corresponde a una excitación que depende de la frecuencia, donde e es la excentricidad de la masa rotativa del oscilador y W_e la carga operacional.

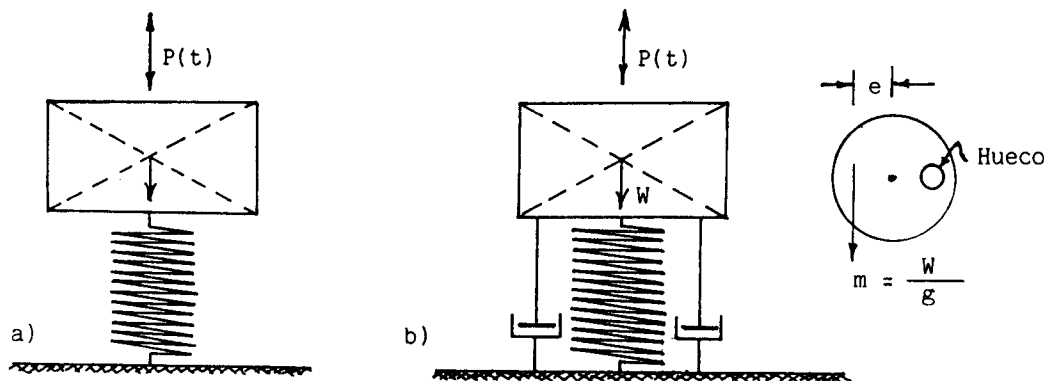
La ec. 11.7 referida ahora a las vibraciones forzadas verticales sin amortiguamiento resulta :

$$m \ddot{z} + k_z z = P(t) = p \sin \omega t \quad (11.30)$$

y dividiendo ambos términos por la masa m se obtiene :

$$\ddot{z} + f_z^2 z = p_z \sin \omega t \quad (11.31)$$

$$\text{siendo } p_z = \frac{p}{m} \quad (11.32)$$



e es la excentricidad del oscilador de masa rotativa

Figura 11.6

La solución de la ec. 11.31 se obtiene sumando las soluciones parciales 11.10 y 11.11 correspondientes a las vibraciones verticales libres, a la siguiente :

$$z_3 = A_z \text{ sen } \omega t \quad (11.33)$$

donde A_z es la amplitud de las vibraciones forzadas. Por lo tanto, la solución general de la ec. 11.31 será :

$$z = \underbrace{A \text{ sen } \omega t + B \text{ cos } \omega t}_{\text{Vibraciones verticales libres}} + \underbrace{A_z \text{ sen } \omega t}_{\text{Vibraciones verticales forzada}} \quad (11.34)$$

En este caso, al igual que el analizado precedentemente en la Sección 11.6, las resistencias anelásticas amortiguan las vibraciones libres del sistema, hasta su desaparición, y luego de un cierto tiempo sólo restan las vibraciones forzadas.

Por lo tanto, es posible adoptar la ec. 11.33 como la solución de la ecuación diferencial 11.31 y resulta así :

$$\begin{aligned} z &= A_z \text{ sen } \omega t & \dot{z} &= A_z \omega \text{ cos } \omega t \\ \ddot{z} &= -A_z \omega^2 \text{ sen } \omega t \end{aligned} \quad (11.35)$$

Sustituyendo estos valores en la ec. 11.31 se obtiene :

$$A_z = \frac{p_z}{f_z^2 + \omega^2} \quad (11.36)$$

La ec. 11.31 evidencia que la frecuencia de las vibraciones forzadas iguala a la frecuencia de la excitación. Esta identidad se mantiene mientras exista linealidad entre el desplazamiento elástico del cimiento y la reacción del suelo de fundación.

Además, la amplitud A_z de las vibraciones forzadas, según la ec. 11.36, resulta dependiente de la masa del sistema y de f_z la diferencia entre las frecuencias de las vibraciones libres y forzadas. La ecuación 11.36 puede asimismo escribirse :

$$A_z = \frac{p_z}{f_z^2} \left(\frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{f_z^2}} \right) = \frac{p}{k_z} \left(\frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{f_z^2}} \right) \quad (11.37)$$

Se adopta :

$$A_{\text{est}} = \frac{p}{k_z} \quad (11.38)$$

$$\xi = \frac{\omega}{f_z} \quad (11.39)$$

A_{est} es el desplazamiento vertical del cimiento bajo la acción de las fuerzas estáticas y ξ el factor que relaciona la frecuencia de la vibración de excitación con la frecuencia propia de la masa del cimiento. De modo que la ec. 11.37 puede escribirse :

$$A_z = A_{\text{est}} \left(\frac{1}{1 - \xi^2} \right) = v A_{\text{est}} \quad (11.40)$$

para :

$$v = \frac{1}{1 - \xi^2} \quad (11.41)$$

v es el factor de magnificación o coeficiente dinámico que depende de la relación entre la frecuencia de la fuerza de excitación y la frecuencia natural del cimiento.

11.9.- RESONANCIA

Graficando los valores de v en función de ξ se obtienen las curvas indicadas en la figura 11.7 a) correspondientes a las vibraciones forzadas sin amortiguamiento.

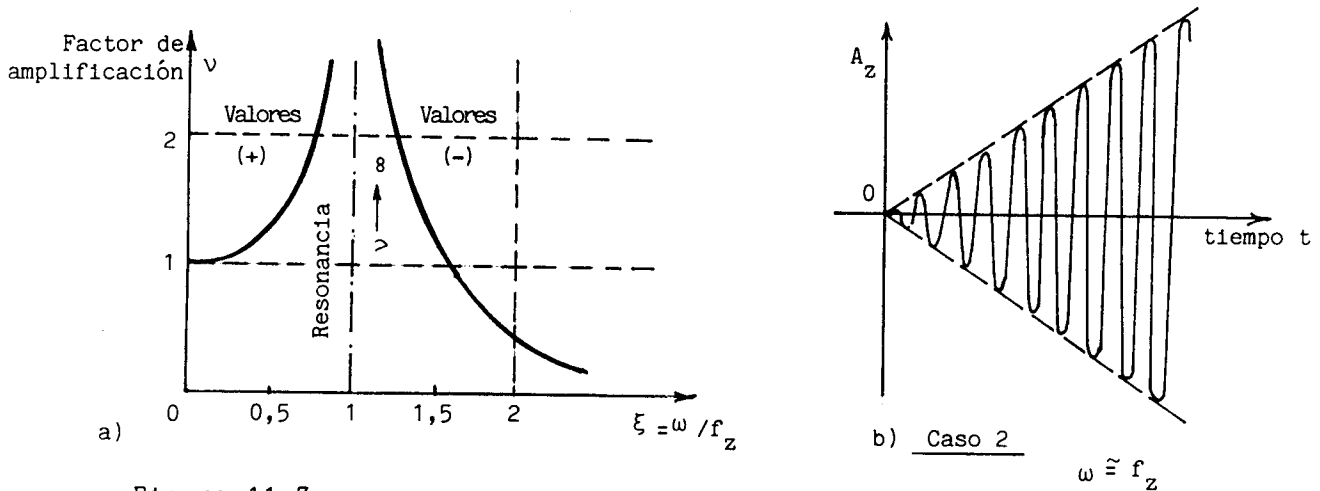


Figura 11.7

Se pueden analizar los siguientes casos :

Caso 1 : $\omega < f_z$ La frecuencia de las vibraciones de excitación es menor a la frecuencia propia del cimiento. Para valores muy pequeños de ω :

$$\xi \longrightarrow 0 \quad y \quad v \longrightarrow 1$$

Por ello,

$$A_z \approx A_{est} \quad \text{Los valores de } A_z \text{ y } A_{est} \text{ prácticamente coinciden}$$

Caso 2 : $\omega \approx f_z$ La frecuencia de las vibraciones de excitación coincide con la propia del cimiento. En este caso,

$$\xi \longrightarrow 1 \quad y \quad v \longrightarrow \infty$$

La amplitud A_z de las vibraciones forzadas aumenta en relación directa al tiempo y teóricamente tiende a infinito. Ver esquema b). Es el fenómeno conocido como Resonancia, que produce un incremento indefinido de la amplitud de la vibración, pues cada nuevo impulso ocasiona un efecto aditivo sobre el anterior, al alcanzar al cimiento en el instante en que se encuentra en su posición extrema. En ausencia de amortiguamiento, se produciría el colapso del cimiento. Sin embargo, en general, el amortiguamiento que se genera en el sistema impide que esto suceda, como se analiza a continuación.

Para evitar la resonancia y su efecto destructivo, es aconsejable escoger la frecuencia propia del cimiento lo más alejada posible de la frecuencia de excitación de la máquina que soporta. En las Secciones a continuación, se darán las pautas para el diseño y los criterios a seguir para variar a voluntad la frecuencia natural de los cimientos, de modo de que se ajuste a las exigencias requeridas, en función de la magnitud de la frecuencia de excitación de la máquina.

Caso 3 : $\omega > f_z$ La frecuencia de excitación excede la frecuencia propia del cimiento. En consecuencia $\xi > 1$ y se produce un cambio de signo para v , el cual disminuye a medida que ξ aumenta.

Por ello se aconseja que los cimientos de máquinas de alta frecuencia se diseñen con frecuencias propias bajas, de modo de incrementar el valor de ξ .

A medida que ξ aumenta, las vibraciones forzadas disminuyen de amplitud. Para valores notables de ξ , la amplitud A_z resulta :

$$A_z (\xi \longrightarrow \infty) = - \frac{p_z}{\omega^2} \quad (11.42)$$

que es la amplitud de las vibraciones forzadas del cimiento, libre de su dependencia del suelo de fundación, el cual ya no ejerce más influencia sobre ellas.

Se analizará a continuación el caso de las vibraciones verticales forzadas con amortiguamiento viscoso. En este caso, la ecuación 11.24 adopta la forma :

$$\ddot{z} + 2c\dot{z} + f_z^2 z = p_z \sin \omega t \quad (11.43)$$

La solución de esta ecuación, sin tomar en cuenta las vibraciones libres es :

$$z = A_z^* \sin(\omega t - \delta) \quad (11.44)$$

donde A_z^* es la magnitud de la amplitud de las vibraciones forzadas y δ es el ángulo que representa el desfase entre las fuerzas de excitación debidas a las vibraciones forzadas y el movimiento de la masa.

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{2c\omega}{(f_z^2 - \omega^2)} \quad (11.45)$$

En los cálculos prácticos se suele despreciar el valor de δ . Despejando se obtiene :

$$A_z^* = \frac{p_z}{\sqrt{(f_z^2 - \omega^2)^2 + 4c^2\omega^2}} \quad (11.46)$$

En forma similar a la ec. 11.40, en el caso de fuerzas de excitación constantes :

$$A_z^* = v^* A_{\text{est}} \quad (11.47)$$

y para fuerzas de excitación que dependan de la frecuencia :

$$A_z^* = v^* \xi^2 A_{\text{est}} \quad (11.48)$$

El módulo dinámico v^* vale :

$$v^* = \frac{1}{\sqrt{(1 - \xi^2)^2 + 4\Omega^2\xi^2}} \quad (11.49)$$

para :

$$\Omega = \frac{c}{c_c} \quad (11.50)$$

c_c es el coeficiente de amortiguamiento crítico y c el coeficiente de amortiguamiento real de la masa. Ω resulta proporcional a la constante de amortiguamiento c . La figura 11.8 muestra las curvas que relacionan los valores de v^* y de ξ para diferentes magnitudes de Ω . En el caso particular en que $\Omega = 0$, el efecto de amortiguamiento no se toma en cuenta, y la amplitud en resonancia crece ilimitadamente. Para todos los restantes valores de $\Omega \neq 0$, la amplitud permanece finita y a mayor valor de Ω corresponden menores valores de la amplitud de las vibraciones forzadas. Cuando $\Omega = 1$ resulta $c = c_c$.

En régimen de amortiguamiento, la máxima amplitud corresponde al caso en que el coeficiente ξ vale :

$$\xi = \sqrt{1 - 2\Omega^2} \quad (11.51)$$

Sustituyendo la ec. 11.51 en la ec. 11.49 se obtiene el valor de v^* correspondiente a este caso :

$$v^* = \frac{1}{2\Omega\sqrt{1 - \Omega^2}} \quad (11.52)$$

De ec. 11.52 se deduce que a mayores valores de amortiguamiento, corresponden menores valores del módulo dinámico v^* en resonancia. En la figura 11.8 se observa que para amortiguamiento nulo ($\Omega = 0$), la resonancia se produce en la zona cercana a los valores de $\xi = 1$, cuando coinciden la frecuencia de excitación de la máquina con la frecuencia propia del cimiento.

Sin embargo, las resistencias anelásticas tienen influencia notable sobre las vibraciones forzadas en el rango cercano a la resonancia, entre los límites de :

$$0,75 \leq \xi \leq 1,25 \quad (11.53)$$

pues disminuye la amplitud de las vibraciones forzadas. Cuando $\xi < 0,75$, la influencia del amortiguamiento debido al suelo de fundación sobre la amplitud de las vibraciones se atenúa, y cuando $\xi > 1,5$ este efecto se desprecia, pues la amplitud disminuye asintóticamente y se acerca al valor dado en la ec. 11.42.

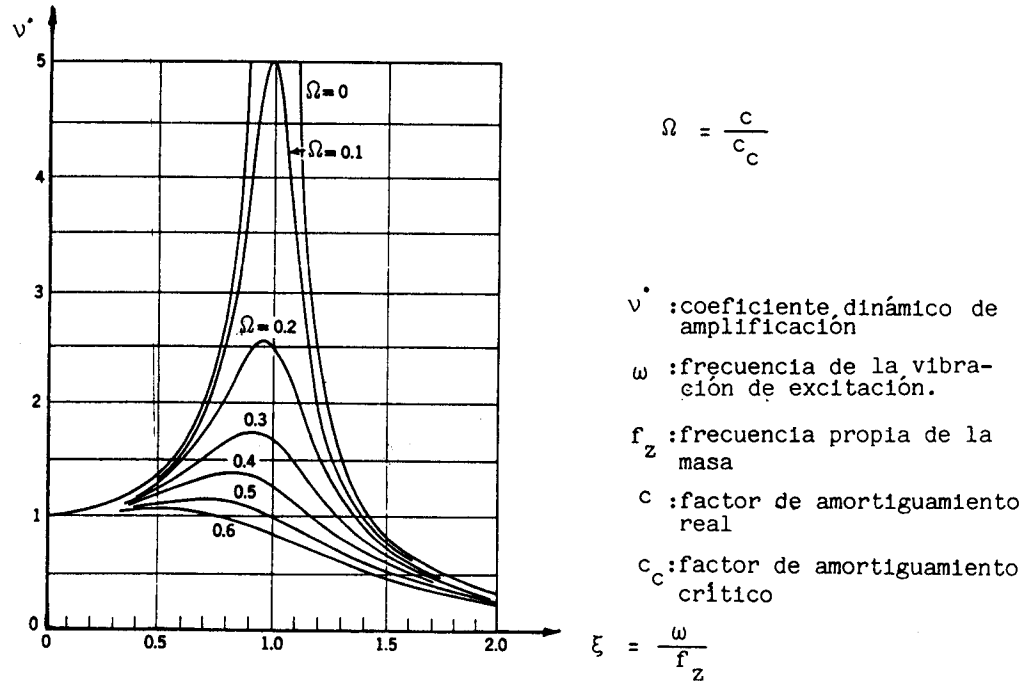


Figura 11.8 Curvas que relacionan la amplitud y la frecuencia para vibraciones forzadas amortiguadas y en resonancia

11.10.- EFECTO DEL SUELO SOBRE LAS VIBRACIONES VERTICALES

El efecto que el suelo ejerce sobre las vibraciones verticales de los cimientos, - puede asumirse como el de un conjunto de resortes perfectamente elásticos y sin peso, representados - por un factor de amortiguamiento c_s . Esta hipótesis, sin embargo, es sólo aproximada y se logran resultados más ajustados a la realidad, suponiendo el suelo de fundación como un sólido elástico semi-infinito, sobre el cual apoya una masa sujeta a vibraciones. E. Reissner en 1936 fue el primer investigador que dio una solución aproximada al problema de las vibraciones verticales, la cual ha sido luego ampliada y ajustada para poder considerar simultáneamente los restantes grados de libertad de los cimientos.

Suponiendo una masa que vibra, con una superficie de contacto con el suelo de forma circular y radio r_0 , o rectangular de área A , para la cual se asume un radio r_0 equivalente :

$$r_0 = \sqrt{A / \pi} \quad (11.54)$$

se pueden determinar las características dinámicas de respuesta del suelo, las cuales dependerán de los siguientes factores :

- * El módulo de elasticidad transversal del suelo G_s
- * El coeficiente de Poisson μ y la densidad del suelo ρ ($\rho = \frac{\gamma}{g}$)
- * La masa m_0 del oscilador y la base
- * La amplitud de la fuerza de excitación $P(t)$
- * La forma de distribución de las presiones de contacto.

El coeficiente de Poisson del suelo es aproximadamente :

$\mu = 0,25$ a $0,35$ para suelos sin cohesión

$\mu = 0,35$ a $0,45$ para suelos cohesivos

La densidad de los suelos varía entre 1.700 Kg/m^3 y 2.000 Kg/m^3 , con un promedio aceptable en ausencia de datos de 1.850 Kg/m^3 . El valor del módulo de corte, para cargas dinámicas puede obtenerse de la Tabla 11.1. (Ref. 10).

T A B L A 11.1

VALORES DEL MODULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL G_s PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELOS	
SUELO	$G_s \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
Grava arenosa densa	700
Arena de cuarzo limpia	120-200
Arena fina micácea	160
Arena limosa	100
Arcilla sedimentaria	250-350
Arcilla arenosa	120-300
Arcilla mediana	120-300
Arcilla blanda seca	170-210
Arcilla blanda húmeda	90-150

El módulo de elasticidad longitudinal resulta :

$$E_s = 2 (1 + \mu) G_s \quad (11.55)$$

La masa m_o del oscilador y del cimiento se obtiene :

$$m_o = \frac{W_o}{g} \quad \text{para : } W_o = W_m + W_c \quad (11.56)$$

$$(11.57)$$

W_m es el peso de la máquina y W_c el del cimiento.

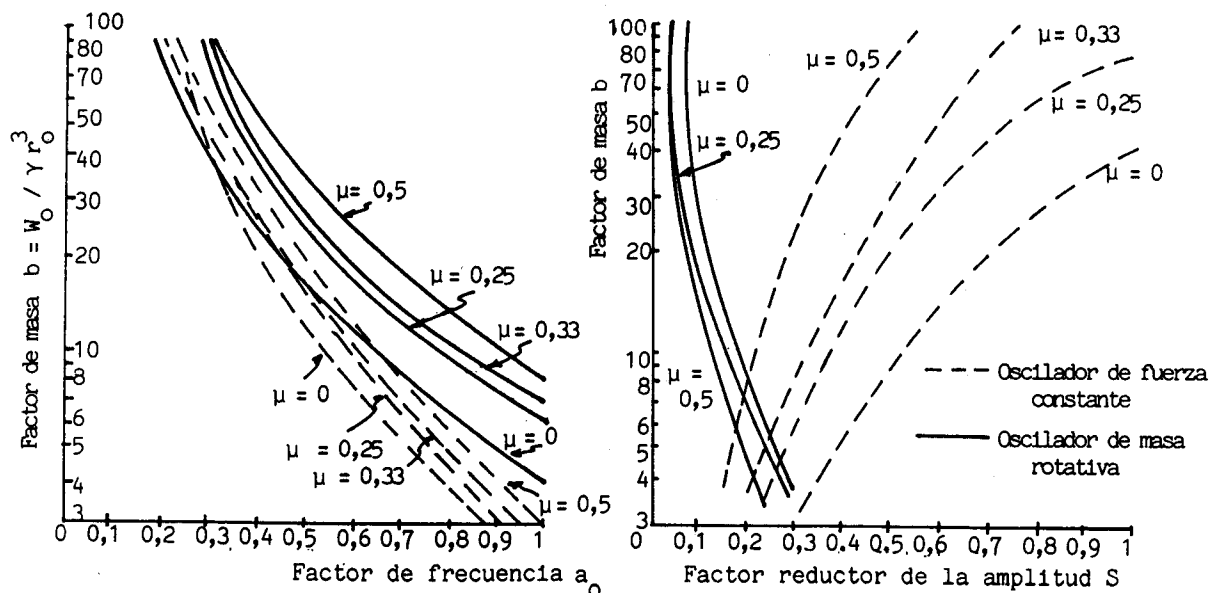


Figura 11.9

En los cimientos de máquinas se produce amortiguamiento de las vibraciones porque la energía generada se propaga en el suelo y se disipa en el tiempo. El coeficiente de Poisson tiene un efecto directo en la disipación de esta energía, pues a mayor μ se incrementan las propiedades de amortiguamiento del suelo.

Numerosos experimentos realizados permiten además asegurar que el amortiguamiento en el suelo de fundación depende no sólo de las características elásticas del suelo, sino también del tamaño y la masa del cimiento y del tipo de cargas aplicadas.

Por ejemplo, un cimiento de poca altura y gran área de contacto hace vibrar una mayor masa de suelo que otro cimiento de gran masa y pequeña área de contacto. Al primer caso corresponde además un coeficiente de amortiguamiento c mayor. El valor de c también se ve influenciado por la profundidad de apoyo del cimiento, y el posterior relleno de tierra de la excavación. Se ha comprobado que un cimiento superficialmente apoyado presenta amplitudes de vibración 3 a 4 veces mayores que el mismo cimiento enterrado, con relleno de tierra compactada a su alrededor y sobre la base, pues ello aumenta el área de contacto entre el cimiento y el suelo.

También el amortiguamiento aumenta cuando el cimiento se ubica sumergido en un suelo inundado. Por otra parte, la amplitud en resonancia se incrementa cuando la presión estática que ejerce la base sobre el suelo es alta, pues a mayor presión se reduce el amortiguamiento. Para tomar en cuenta el efecto del suelo sobre las vibraciones, se introduce el factor de masa b :

$$b = \frac{m_o}{\rho r_o^3} = \frac{W_o}{\gamma r_o^3} = \frac{\pi q_o}{\gamma r_o} \quad (11.58)$$

b representa la relación entre la masa estática del oscilador y la masa cilíndrica de suelo por debajo de él, de radio r_o y altura r_o / π .

Otro término, definido por Sung es el factor de frecuencia a_o :

$$a_o = 2 \pi f_r r_o \sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad (11.59)$$

que permite relacionar los factores de masa b con el coeficiente de Poisson μ , como se indica en los gráficos de figura 11.9, y obtener la frecuencia en condiciones de resonancia. La amplitud máxima vertical del movimiento vibratorio, para el caso de fuerzas de excitación dependientes de la frecuencia en régimen de resonancia resulta:

$$A_{z \max} = \frac{W_e}{\rho r_o^3} S \leq A_{z \text{ adm}} \quad (11.60)$$

donde S representa un factor de reducción de la amplitud de la oscilación, que se obtiene del esquema b) de figura 11.9, en función de b y μ , para valores de p constantes y dependientes de la frecuencia. Para el régimen operacional de la máquina se debe cumplir:

$$A_z = v \xi^2 \frac{W_e}{W_o} g \leq A_{z \max} \quad (11.61)$$

En los cimientos de máquinas, el diseño se basa en limitar las amplitudes de las vibraciones producidas por las fuerzas de excitación, para no sobrepasar los valores usuales en la práctica, que se indican en la Tabla 11.2.

T A B L A 11.2

Tipo de vibraciones	Amplitudes máximas admisibles A_{adm} en mm. para máquinas con frecuencia operacional							
	rev/min < 500	500	750	1.000	1.500	3.000	5.000	10.000
Horizontales	0,2	0,16	0,13	0,11	0,09	0,05	0,02	0,0075
Verticales	0,15	0,12	0,09	0,075	0,06	0,03	0,015	0,005

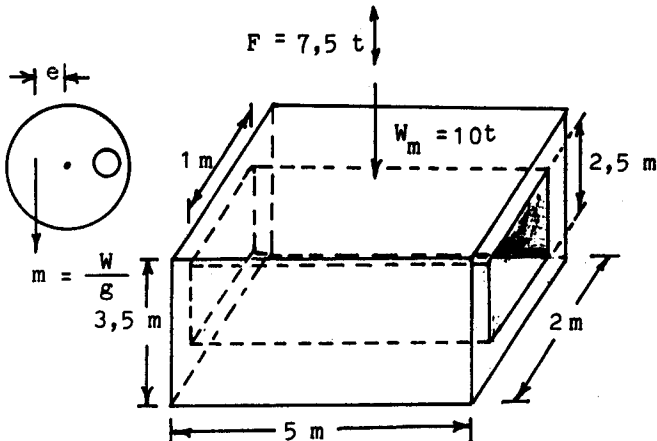
Estas amplitudes máximas admisibles corresponden a las vibraciones en la parte superior del cimiento a nivel del plano de apoyo de las máquinas. En máquinas con fuerzas de choque o percusión, por ejemplo las de tipo martillo pilón, el límite de amplitud máxima de las vibraciones libres del cimiento es de 1,2 mm.

EJEMPLO 11.1.-

Un compresor, con un oscilador de masa rotativa, se funda en un bloque de concreto armado, con las dimensiones indicadas en la figura. Para el concreto adoptar $\gamma_c = 2.500 \text{ Kg/m}^3$. El suelo es arena micácea con $\mu = 0,3$, $\sigma_{adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2$ y $\gamma = 1.850 \text{ Kg/m}^3$.

Se debe verificar que la amplitud máxima de vibración no supere 0,06 mm, para una máquina con régimen de trabajo de 1.600 rev/min y 10 t de peso.

El oscilador impone una fuerza total oscilante de 7,5 t



$$P(t) = p \sin \omega t$$

$$p = 2 m e \omega^2 = W_e \omega^2$$

El peso del bloque de concreto es :

$$W_c = [(2 \times 3,5) - 2,5] \times 5 \times 2,5 = 56,25 \text{ t}$$

El peso total W_o de la máquina y el cimiento se obtiene :

$$W_o = W_m + W_c = 10 + 56,25 = 66,25 \text{ t}$$

La presión estática sobre el suelo es:

$$\sigma = \frac{66.250}{500 \times 200} = 0,66 \text{ Kg/cm}^2$$

Se cumple : $\sigma < \frac{\sigma_{adm}}{3} = 0,666 \text{ Kg/cm}^2$

Aceptable

El radio equivalente del área rectangular de la base resulta :

$$r_o = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{5 \times 2}{\pi}} = 1,784 \text{ m}$$

La frecuencia de excitación se obtiene : $\omega_e = \frac{2 \pi \times 1.600}{60} = 167,55 \text{ rad/seg}$

El factor de masa b es, según la ec. 11.58 :

$$b = \frac{M_o}{\gamma r_o^3} = \frac{66.250}{1.850 \times 1,784^3} = 6,3$$

Del gráfico a) de la figura 11.8 se lee el valor de a_o para $b = 6,3$ y $\mu = 0,3$. $\therefore a_o = 1$

La Tabla 11.1 da el valor de G_s para el suelo de arena micácea : $G_s = 160$

Se puede calcular así la frecuencia en resonancia, según la ec. 11.59 :

$$f_r = \frac{a_o}{2 \pi r_o} \sqrt{\frac{G_s \gamma}{\gamma}} = \frac{1}{2 \pi \times 1,784} \sqrt{\frac{160 \times 9,81 \times 10^4}{1.850}} = 8,21 \text{ Hz.}$$

$$\therefore f_r = 8,21 \times 60 = 493 \text{ rev/min} < 1.600/3 = 533 \text{ rev/min} \quad \text{Correcto}$$

De la ec. 11.39 : $\xi = 1600/493 = 3,24$

El desplazamiento angular es : $\omega = f_r 2 \pi = 8,21 \times 2 \pi = 51,58 \text{ rad/seg}$

La fuerza no balanceada es proporcional al cuadrado de la frecuencia y se obtiene :

$$p = 2 m e \omega^2 = 7.500 \left(\frac{493}{1.600} \right)^2 = 712 \text{ Kg}$$

$$\therefore W_e = 2 m e = \frac{p}{\omega^2} = \frac{712}{51,58^2} = 0,267 \text{ Kg seg}^2$$

De la figura 11.8 b) para $b = 6,3$ y $\mu = 0,3$ se lee : $S = 0,23$ Por lo tanto, la amplitud máxima en resonancia se obtiene según la ec. 11.60 :

$$\rho = \gamma / g$$

$$z_{\max} = \frac{W_e}{\rho r_o^3} S = \frac{0,267 \times 0,23 \times 9,81 \times 10^3}{1.850 \times 1,784^3} = 0,057 \text{ mm} < 0,06 \text{ mm}$$

Correcto

Y para el régimen operacional de la máquina, según la ec. 11.61, se debe cumplir :

$$A_z^* = v^* \xi^2 \frac{W_e}{W_o} g = \frac{0,1 \times 3,24^2 \times 0,267 \times 9,81 \times 10^3}{66.250} = 0,04 \text{ mm} < A_z^*_{\max} = 0,057 \text{ mm}$$

Correcto

El valor de v^* se obtuvo de la figura 11.8 para $\xi = 3,24$. Se acepta generalmente que $v^* = 0,1$ para $\xi > 3$.

A_z^* resulta menor a la amplitud máxima en resonancia $A_z^*_{\max}$, lo cual es correcto, según la teoría de vibraciones.

11.11.- VIBRACIONES ROTATIVAS

En forma similar al análisis previo acerca de las vibraciones verticales libres o forzadas de los cimientos, se pueden analizar las vibraciones rotativas y horizontales de los mismos. Considérese la vibración de un cuerpo producido por la acción de un momento variable en el tiempo, según una función $M \sin \omega t$ y contenido en un plano principal vertical, como muestra la figura 11.10 a)

En este caso, el centro de gravedad de la masa del cimiento y el baricentro del área de la base se hallan ubicados sobre la misma vertical que pertenece al plano donde actúa el momento que produce la vibración. Si la resistencia que ofrece el suelo de fundación al deslizamiento es infinitamente grande, el movimiento que se origina en el cimiento es una rotación alrededor del eje que contiene al baricentro de la base y es perpendicular al plano de vibración.

La posición del sólido queda definida por una única variable independiente : el ángulo de rotación θ de la fundación alrededor del eje que pasa por 0.

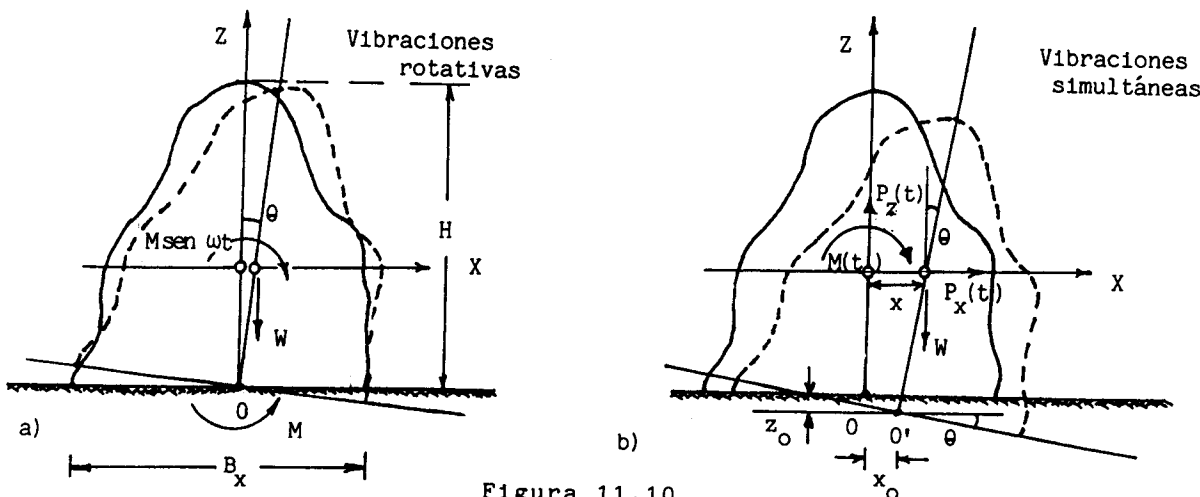


Figura 11.10

En el caso de las vibraciones rotativas, la longitud B_x del cimient, perpendicular al eje de rotación, tiene un notable efecto en su frecuencia natural rotacional, de modo que variando B_x se obtiene la frecuencia natural deseada, con lo cual variará también la amplitud de las vibraciones forzadas del cimient. Si se aumenta B_x se mejora mucho la estabilidad general de la fundación y aumenta su frecuencia rotacional propia.

Las vibraciones rotativas pueden resultar peligrosas en cimientos de altura considerable cuando soportan máquinas con componentes horizontales desbalanceadas, como por ejemplo los compresores, las máquinas de émbolo, los electromotores, etc. El caso resulta especialmente delicado en pórticos altos con miembros esbeltos, sobre los cuales apoyan las máquinas. En cimientos macizos, es aconsejable reducir al máximo la relación H/B_x para evitar el balanceo en resonancia.

La figura 11.11 muestra dos formas posibles de vibraciones rotativas con diferentes centros de rotación y radios ρ_1 y ρ_2 , según que la frecuencia de excitación sea baja o alta.

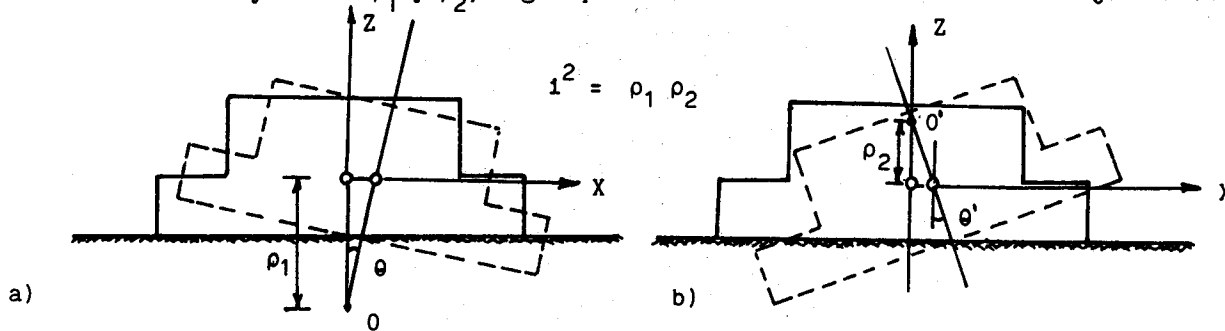


Figura 11.11

11.12.- VIBRACIONES SIMULTANEAS

En los casos anteriores, el suelo de fundación se supone como un sólido de rigidez infinita. Si se asume ahora la condición de que el suelo es una masa elástica susceptible de deformarse en compresión y corte, se pueden analizar las vibraciones de los cimientos acompañadas por desplazamientos horizontales, verticales y rotaciones en forma simultánea, como muestra la figura 11.10 b).

El centro de gravedad de la fundación, al igual que en los casos analizados precedentemente, está sobre la vertical que pasa por el centro de gravedad de la base y el baricentro de su área en planta. Si en el centro de gravedad de la masa vibrante actúan las fuerzas de excitación $P_x(t)$ y $P_z(t)$ y el par $M(t)$, el cimient sufrirá un movimiento definido por tres parámetros independientes :

- * Las proyecciones x y z del desplazamiento del centro de gravedad del cimient sobre los ejes coordenados.
- * El ángulo de rotación θ de la fundación con respecto al eje Z que pasa por el centro de gravedad del cuerpo y es perpendicular al plano de vibración.

En este caso, el planteo de las ecuaciones de equilibrio para los movimientos vibratorios demuestran que las vibraciones verticales se producen en forma independiente de las otras dos coordenadas.

Esto significa que si las fuerzas de excitación que solicitan un cimient no tienen componente vertical, no se producen vibraciones verticales del cuerpo. En este caso, la fundación solamente rotará alrededor del eje Z baricéntrico y sufrirá desplazamientos horizontales en la dirección del eje X . Si por el contrario actúa solamente la fuerza centrada vertical $P_z(t)$, el cimient sólo vibrará verticalmente.

Pero si el equilibrio del cimient se ve alterado por el desplazamiento horizontal de su centro de gravedad, el movimiento que se produce se caracteriza por el cambio en dos coordenadas : x y θ .

Asimismo, cuando la fundación soporta la acción de un par torsor M_T sen ωt , el movimiento vibratorio resulta una torsión alrededor del eje baricéntrico vertical Z .

El desarrollo analítico de las ecuaciones representativas de las vibraciones simultáneas no será analizado aquí para no extender excesivamente el planteamiento del problema. El lector interesado en el tema, puede consultar la extensa bibliografía especializada, que se menciona al final de la presente obra.

11.13.- METODO SIMPLIFICADO DE CALCULO

Los criterios previamente planteados para obtener la frecuencia y amplitud de vibración de un cimiento, tomando en cuenta el suelo como un sólido elástico semi-infinito, pueden aproximarse, mediante la aplicación de un método simplificado de diseño. (Ref.13)

Conocidos los valores del coeficiente de Poisson μ , de módulo de corte G , y del peso específico del suelo, así como las características de la máquina a fundar, se procede como se indica continuación :

- 1º).- Verifique que la presión estática sobre la superficie de contacto del cimiento no supere el valor de $\sigma_{adm} / 3$.
- 2º).- Halle la masa del cimiento y la máquina $m_o = W_o / g$, para $W_o = W_c + W_m$.
 W_c y W_m son el peso del cimiento y la máquina respectivamente.
- 3º).- Determine el modo de vibración a considerar : Translacional, rotativo o torsional.
- 4º).- Si la base es rectangular, determine el radio equivalente r_o según el correspondiente modo de vibración, de la Tabla 11.3.
- 5º).- Calcule el respectivo valor de la constante de resorte k de la Tabla 11.4.
- 6º).- Con el valor de k , halle la frecuencia natural del cimiento, sin amortiguamiento, según la ec. 11.14 :

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$

- 7º).- De la Tabla 11.5 obtenga el factor de masa b y el de amortiguamiento Ω .

- 8º).- Calcule la frecuencia en resonancia f_r . Para fuerzas de excitación constantes :

$$f_r = f_n \sqrt{1 - 2\Omega^2} \quad (11.62)$$

$$\text{y para fuerzas de excitación dependientes de la frecuencia : } f_r = f_n / \sqrt{1 - 2\Omega^2} \quad (11.63)$$

- 9º).- Halle el factor : $\xi = f_r / f_n$ (11.64)

- 10º).- Del gráfico de la figura 11.8, lea el valor de v^* en función de ξ y de Ω .

- 11º).- La fuerza desbalanceada p , proporcional al cuadrado de la frecuencia resulta :

$$p = F \left(\frac{f_r}{30} \right)^2 \quad (F \text{ es la fuerza operacional de la máquina}) \quad (11.65)$$

- 12º).- Obtenga el desplazamiento estático A_{est} según la ec. 11.38 :

$$A_{est} = p/k$$

- 13º).- Determine la amplitud máxima A_{max}^* con ecs. 11.47 y 11.48 . Para fuerzas de excitación constantes :

$$A_{max}^* = v^* A_{est}$$

Y para fuerzas de excitación dependientes de la frecuencia :

$$A_{max}^* = v^* \xi^2 A_{est} \quad \text{En la práctica se puede adoptar : } v^* \xi^2 \approx \frac{1}{2\Omega}$$

En todos los casos, verifique que se cumpla : $A_{max}^* \leq A_{adm}$

El valor de A_{adm} se da en la Tabla 11.2.

- 14º).- Verifique la amplitud de la vibración para el valor de la frecuencia operacional de la máquina. Esta amplitud debe resultar $\leq A_{max}^*$ calculado precedentemente.

El método simplificado de cálculo resulta una forma rápida y sencilla de diseño y verificación de los cimientos macizos, apoyados directamente sobre el suelo de fundación, y los resultados obtenidos son generalmente conservativos.

T A B L A 11.3

RADIO EQUIVALENTE r_o PARA BASES RECTANGULARES DE AREA A
Y MOMENTOS DE INERCIA I.

Modo de vibración	r_o (m)	I (m ⁴)
Translacional (x,y,z)	$r_o = \sqrt{A/\pi}$	
Rotativo	$r_o = \sqrt{\frac{4}{3\pi} \frac{B_x^3 B_y}{A}}$	$I_\theta = m \left(\frac{r_o^2}{4} + \frac{H^2}{3} \right)$
Torsional	$r_o = \sqrt{\frac{4}{6\pi} \frac{A(B_x^2 + B_y^2)}{A}}$	$I_\psi = \frac{m \pi r_o^2}{2}$

H es la altura del cimiento, de lados B_x y B_y en planta.

T A B L A 11.4

CONSTANTE DE RESORTE k PARA CIMIENTOS RIGIDOS

Modo de vibración	k (Kg/cm)
Vertical	$k_z = \frac{4 G_s r_o}{1 - \mu}$
Horizontal	$k_x, k_y = \frac{32 (1 - \mu) G_s r_o}{7 - 8\mu}$
Rotativo	$k_\theta = \frac{8 G_s r_o^3}{3(1 - \mu)}$
Torsional	$k_\psi = \frac{16}{3} G_s r_o^3$

T A B L A 11.5

FACTORES DE MASA b Y AMORTIGUAMIENTO Ω

Modo de vibración	b	Ω
Vertical	$b_z = \frac{1 - \mu}{4} \frac{W_o}{\gamma r_o^3}$	$\Omega_z = \frac{0,425}{\sqrt{b_z}}$
Translacional	$b_x, b_y = \frac{7 - 8\mu}{32(1 - \mu)} \frac{W_o}{\gamma r_o^3}$	$\Omega_x = \frac{0,288}{\sqrt{b_x}}$
Rotativo	$b_\theta = \frac{3(1 - \mu)}{8} \frac{I_\theta}{\rho r_o^5}$	$\Omega_\theta = \frac{0,15}{(1 + b_\theta) \sqrt{b_\theta}}$
Torsional	$b_\psi = \frac{I_\psi}{\rho r_o^5}$	$\Omega_\psi = \frac{0,5}{1 + 2 b_\psi}$

EJEMPLO 11.2

Verifique el cimientado del ejemplo 11.1, aplicando el Método Simplificado de Cálculo.

Datos : $W_m = 10 \text{ t}$ $W_c = 56,25 \text{ t}$ $W_o = 66,25 \text{ t}$ $r_o = 1,784 \text{ m}$
 $\sigma = 0,66 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm}/3$ $\omega_e = 167,55 \text{ rad/seg}$
 Fuerza operacional de la máquina : $F = 7,5 \text{ t}$ $G_s = 160 \text{ Kg/cm}^2$ $\mu = 0,3$
 $A_{z \text{ max}} \leq 0,06 \text{ mm}$ $\gamma_s = 1.850 \text{ Kg/m}^3$

La masa m_o resulta : $m_o = \frac{W_o}{g} = \frac{66.250}{9,81} = 6.753 \text{ Kg seg}^2/\text{m}$

El modo de vibración a considerar es : Vertical translacional. La constante de resorte k según la Tabla 11.4 es :

$$k_z = \frac{4 G_s r_o}{1 - \mu} = \frac{4 \times 160 \times 1,784 \times 10^4}{1 - 0,3} = 1,631 \times 10^7 \text{ kg/m}$$

La frecuencia natural del cimientado será :

$$f_z = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_z}{m_o}} = 7,82$$

De la Tabla 11.5, el factor de masa b resulta :

$$b_z = \frac{1 - \mu}{4} \frac{W_o}{\gamma r_o^3} = \frac{0,7 \times 66.250}{4 \times 1.850 \times 1,784^3} = 1,1$$

y el factor de amortiguamiento :

$$\Omega = \frac{0,425}{\sqrt{b_z}} = 0,4$$

Por lo tanto, la frecuencia en resonancia vale : $f_r = f_z \frac{1}{\sqrt{1 - 2\Omega^2}} = \frac{7,82}{\sqrt{0,68}} = 9,48 \text{ Hz}$

$$9,48 \text{ Hz} \times 60 = 570 \text{ rev/min}$$

$$\therefore \xi = \frac{f_r}{f_z} = 9,48 / 7,82 = 1,21$$

De la figura 11.7 se obtiene : $v^* = 0,87$

$$v^* \xi^2 = 1,27$$

Debe cumplirse : $v^* \xi^2 \approx 1/2 \Omega = 1/0,8 = 1,25$ Correcto

Por lo tanto : $p = 7.500 \left(\frac{9,48}{30}\right)^2 = 749 \text{ Kg}$

El desplazamiento para cargas estáticas es : $A_{est} = \frac{p}{k_z} = \frac{749 \times 10^3}{1,631 \times 10^7} = 0,046 \text{ mm}$

$$A_{z \text{ max}}^* = v^* \xi^2 A_{est} = 1,27 \times 0,046 = 0,058 \text{ mm} < 0,06 \text{ mm} \text{ Correcto}$$

En el ejemplo anterior se obtuvo : $A_{z \text{ max}}^* = 0,057 \text{ mm}$ Correcto

La amplitud de la vibración del cimientado en régimen de servicio se obtiene, para :

$$\omega = f_r 2\pi = 9,48 \times 2\pi = 59,56 \text{ rad/seg}$$

$$W_e = p / \omega^2 = 749 / 59,56^2 = 0,21 \quad \therefore$$

$$A_z^* = v^* \xi^2 \frac{W_e g}{W_o} = \frac{1,27 \times 0,21 \times 9,81 \times 10^3}{66.250} = 0,04 \text{ mm}$$

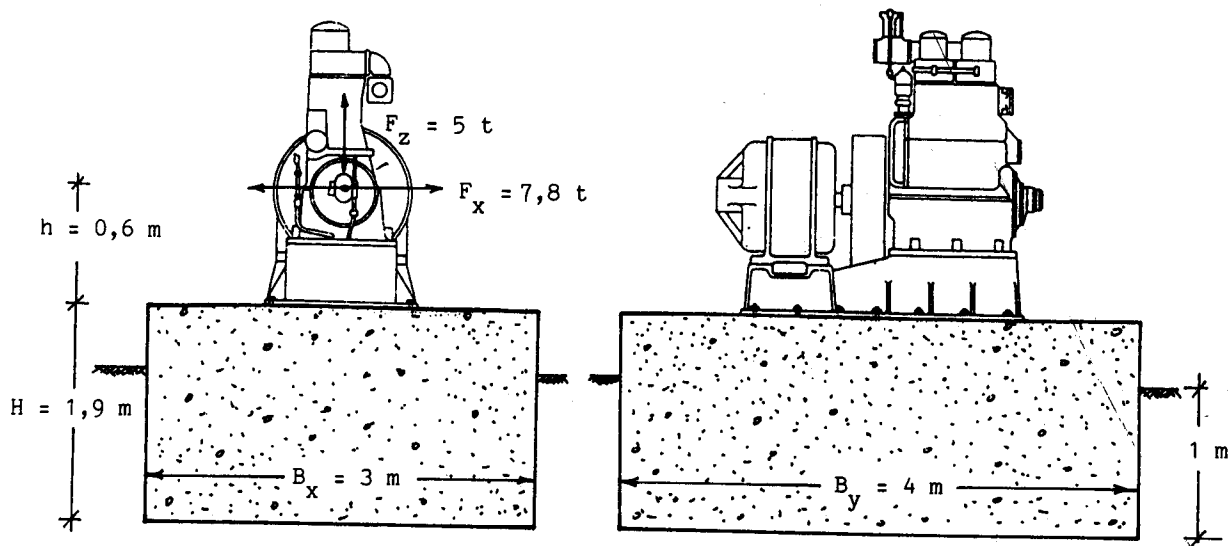
Por lo tanto se cumple : $A_z^* < A_{z \text{ max}}^*$ Correcto



EJEMPLO 11.3.-

Aplicando el Método Simplificado, halle las máximas amplitudes de vibración y las frecuencias para los movimientos vertical, horizontal y rotativo del cimiento de concreto armado que se indica. $\gamma_c = 2.500 \text{ Kg/m}^3$.

La máquina a fundar es un motor Diesel de dos cilindros con generador y 7 t de peso. Su velocidad de operación es de 1.750 rev/min. El suelo es arcilla arenosa, con $\sigma_{adm} = 1,65 \text{ Kg/cm}^2$, $\mu = 0,35$ y $\gamma_s = 1.800 \text{ Kg/m}^3$.



Peso del cimiento : $4 \times 3 \times 1,9 \times 2.500 = 57 \text{ t}$

Peso de la máquina :

$$W_o = \frac{7 \text{ t}}{64 \text{ t}}$$

De la Tabla 11.2 se obtiene G_s para ese tipo de suelo. Como promedio se adopta : $G_s = 160 \text{ Kg/cm}^2$.

La presión de contacto en el suelo resulta :

$$\sigma = \frac{64.000}{12.000} = 0,53 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm}/3 \quad \text{Cumple}$$

$$m = \frac{W_o}{g} = \frac{64.000}{9,81} = 6.524 \text{ Kg seg}^2/\text{m}$$

Radio equivalente de la base (de Tabla 11.3)

Movimiento translacional (horizontal y vertical):

$$r_o = \sqrt{A/\pi} = \sqrt{12/\pi} = 1.954 \text{ m}$$

Movimiento rotativo :

$$r_o = \sqrt{\frac{4 \sqrt{\frac{B_x^3 B_y}{3 \pi}}}{3 \pi}} = \sqrt{\frac{4 \sqrt{\frac{3^3 \times 4}{3 \pi}}}{3 \pi}} = 1,84 \text{ m}$$

$$I_\theta = m \left(\frac{r_o^2}{4} + \frac{H^2}{3} \right) = 6.524 \left(\frac{1,84^2}{4} + \frac{1,9^2}{3} \right) = 13.372 \text{ m}^4$$

Constantes de resorte (de Tabla 11.4)

$$\text{Vibración vertical : } k_z = \frac{4 G_s r_o}{1 - \mu} = \frac{4 \times 160 \times 1,954 \times 10^4}{1 - 0,35} = 1,924 \times 10^7 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Vibración horizontal : } k_x = \frac{32 (1 - \mu) G_s r_o}{7 - 8 \mu} = \frac{32 \times 0,65 \times 160 \times 1,954 \times 10^4}{7 - 8 \times 0,35} = 1,548 \times 10^7 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Vibración rotativa : } k_\theta = \frac{8 G_s r_o^3}{3(1 - \mu)} = \frac{8 \times 160 \times 1,84^3 \times 10^3}{3 \times 0,65} = 4,089 \times 10^7 \text{ Kg/m/rad}$$

Frecuencias naturales

$$\text{Vertical : } f_z = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_z}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{1,924 \times 10^7}{6.524}} = 8,64 \text{ ciclos/seg (Hz)}$$

$$\text{Horizontal : } f_x = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_x}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{1,548 \times 10^7}{6.524}} = 7,75 \text{ Hz}$$

$$\text{Rotativa : } f_\theta = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4,089 \times 10^7}{6.524}} = 12,6 \text{ Hz}$$

Factores de masa y amortiguamiento (de Tabla 11,5)

$$\text{Modo de vibración vertical : } b_z = \frac{1-\mu}{4} \frac{W_o}{\gamma r_o^3} = \frac{0.65}{4} \frac{64.000}{1.800 \times 1,954^3} = 0,774$$

$$\Omega_z = \frac{0,425}{\sqrt{b_z}} = \frac{0,425}{\sqrt{0,774}} = 0,483$$

Modo de vibración horizontal :

$$b_x = \frac{7-8}{32(1-\mu)} \frac{W_o}{\gamma r_o^3} = \frac{(7-8 \times 0,35) \times 64.000}{32 \times 0,65 \times 1.800 \times 1,954^3} = 0,962$$

$$\Omega_x = \frac{0,288}{\sqrt{b_x}} = \frac{0,288}{\sqrt{0,962}} = 0,294$$

$$\text{Modo de vibración rotativo : } b_\theta = \frac{3(1-\mu)}{8} \frac{I_\theta}{\rho r_o^5} = \frac{3 \times 0,65 \times 13.372}{8 \times 1.800 \times 1,84^5} \times 9,81 = 0,842$$

$$\Omega_\theta = \frac{0,15}{(1+b_\theta)\sqrt{b_\theta}} = 0,088$$

Frecuencias en resonancia

$$\text{Vertical : } f_{rz} = f_z \frac{1}{\sqrt{1-2\Omega_z^2}} = \frac{8,64}{\sqrt{1-2 \times 0,483^2}} = 11,83 \text{ Hz}$$

$$\text{Horizontal : } f_{rx} = f_x \frac{1}{\sqrt{1-2\Omega_x^2}} = \frac{7,75}{\sqrt{1-2 \times 0,294^2}} = 8,52 \text{ Hz}$$

$$\text{Rotativa : } f_{r\theta} = f_\theta \frac{1}{\sqrt{1-2\Omega_\theta^2}} = \frac{12,6}{\sqrt{1-2 \times 0,088^2}} = 12,7 \text{ Hz}$$

Amplitudes máximas

$$\text{La fuerza desbalanceada resulta : } p_z = F_z \left(\frac{f_{rz}}{30} \right)^2$$

Vertical :

$$p_z = 5.000 \left(\frac{11,83}{30} \right)^2 = 777,5 \text{ Kg}$$

$$A_{z \text{ est}} = p_z / k_z = 777,5 / 1,924 \times 10^4 = 0,04 \text{ mm}$$

$$\xi_z = \frac{f_{rz}}{f_z} = \frac{11,83}{8,64} = 1,37$$

En el gráfico de la figura 11.8, para $\Omega_z = 0,483$ se lee :

$$v_z^* = 0,62$$

$$v_z^* \xi_z^2 = 0,62 \times 1,37^2 = 1,16$$

Según Tabla 11.2 :

$$\therefore A_{z \text{ max}}^* = 1,16 \times 0,04 = 0,046 \text{ mm} < A_{\text{adm}} = 0,05 \text{ mm}$$

Correcto

Horizontal : $p_x = F_x \left(\frac{f_{rx}}{30} \right)^2 = 7.800 \left(\frac{8,52}{30} \right)^2 = 629 \text{ Kg}$

$$A_{x \text{ est}} = \frac{p_x}{k_x} = \frac{629}{1,548 \times 10^4} = 0,04 \text{ mm}$$

$$\xi_x = \frac{f_{rx}}{f_x} = \frac{8,52}{7,75} = 1,1$$

Para $\Omega_x = 0,294$ se lee en el gráfico de fig. 11.8 :

$$v_x^* = 1,5$$

$$v_x^* \xi_x^2 = 1,5 \times 1,1^2 = 1,81$$

Según Tabla 11.2 :

$$\therefore A_{x \text{ max}}^* = v_x^* \xi_x^2 A_{x \text{ est}} = 1,81 \times 0,04 = 0,072 \text{ mm} < A_{\text{adm}} = 0,08 \text{ mm}$$

Correcto

Rotativa : $p_\theta = F_x \left(\frac{f_r}{30} \right)^2 = 7.800 \left(\frac{12,7}{30} \right)^2 = 1.398 \text{ Kg}$

El momento de rotación en resonancia resulta :

$$M_\theta = p_\theta (H + h) = 1.398 (1,9 + 0,6) = 3.495 \text{ kgm}$$

$$A_{\theta \text{ est}} = M_\theta / k_\theta = \frac{3.495 \text{ Kg m}}{4,089 \times 10^7 \text{ Kg/rad}} = 8,54 \times 10^{-5} \text{ rad}$$

$$\xi_\theta = \frac{f_r}{f_\theta} = \frac{12,7}{12,6} \approx 1$$

Para $\Omega_\theta = 0,088$ se lee en el gráfico de la figura 11.8:

$$v^* > 5$$

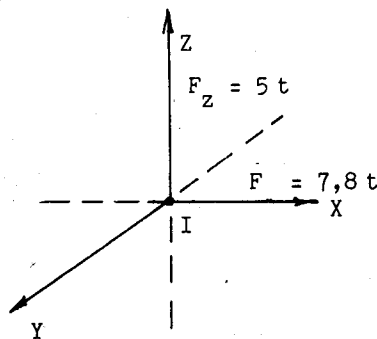
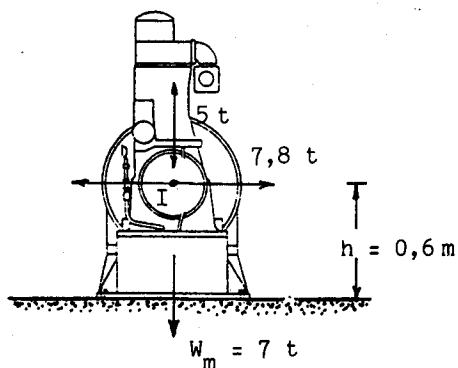
En este caso, por ser difícil la lectura en el gráfico, se adopta :

$$v^* \xi^2 = \frac{1}{2 \Omega_\theta} = \frac{1}{2 \times 0,088} = 5,68$$

$$\therefore A_{\theta \text{ max}}^* = 5,68 A_{\theta \text{ est}} = 5,68 \times 8,54 \times 10^{-5} = 4,85 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

Se deduce en consecuencia que el desplazamiento máximo de la máquina en el punto I, centro de gravedad de los cilindros resulta, según el eje horizontal x :

$$A_{x \text{ total en I}} = A_{x \text{ max}}^* + A_{\theta \text{ max}}^* (H + h) = 0,072 + 4,85 \times 2,5 \times 10^{-1} = 1,28 \text{ mm}$$



11.14.- DIFERENTES TIPOS DE CIMIENTOS DE MAQUINAS

Los cimientos para máquinas se pueden clasificar en :

- | | | |
|---|---|--|
| * Cimientos apoyados directamente sobre el suelo de fundación | { | Cimientos de bloque o macizos
Cimientos de placas |
| * Cimientos indirectamente sustentados | { | Cimientos aporticados
Cimientos sobre pilotes |

Cimientos de bloque o macizos

Son grandes masas de concreto armado, de considerable resistencia y rigidez que apoyan directamente sobre el suelo de fundación, o se ubican dentro de fosos que se aíslan sobre lechos elásticos, para amortiguar las vibraciones. Su altura varía entre 1,5 y 4 m, según la máquina. La calidad del concreto a usar no debe ser de calidad inferior a :

$$f'_c \geq 200 \text{ a } 240 \text{ Kg/cm}^2$$

La figura 11.12 muestra un cimiento macizo de una sola masa, que sirve de base a una prensa neumohidráulica (esquema a) mientras que el esquema b) corresponde a un macizo de doble masa : la superior de concreto armado normal y la inferior de concreto ciclópeo, con lo cual se reduce sensiblemente el costo de obra.

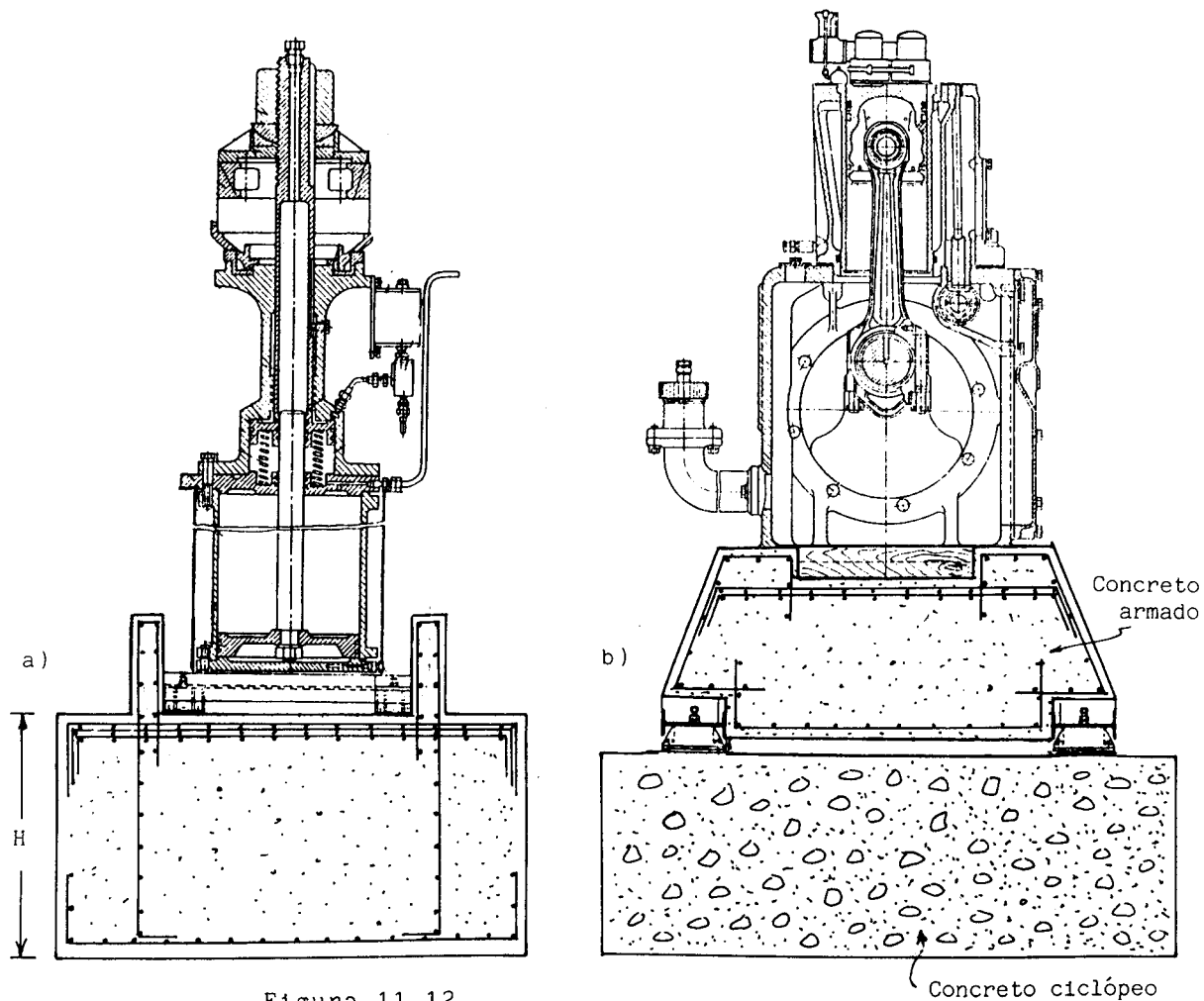


Figura 11.12

En este último caso, además, se puede aislar de las vibraciones el macizo superior, de modo de que el motor Diesel de alta velocidad que sustenta, con 2.000 rev/min, resulta convenientemente apoyado y vibroaislado.

La frecuencia natural de los cimientos macizos o de bloque es generalmente muy baja : $f_n \leq 300$ rev/min, por lo cual resultan especialmente aptos para fundar máquinas de alta frecuencia operacional, como los turbogeneradores rápidos, con $\omega \geq 1.500$ rev/min. Se aleja con ello el peligro de la resonancia por coincidencia de frecuencias, en ausencia de amortiguamiento.

En general se aconseja que los cimientos de máquinas con velocidad operacional mayor - a 1.000 rev/min se diseñen con frecuencias propias $f_n \leq 1/3$ a $1/2$ de la frecuencia de excitación. Por el contrario, las máquinas pesadas, con frecuencia operacional baja, deben apoyarse en cimientos con frecuencias propias altas, es decir para $f_n \geq 2$ a 3 veces la frecuencia de excitación.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que aún cuando las máquinas de alta frecuencia operacional, como los turbogeneradores, no producen vibraciones en los cimientos macizos durante su régimen de servicio, pueden dar lugar a trepidaciones en el lapso del encendido o apagado de la máquina, instantes en los cuales disminuye la frecuencia de excitación. Pero esto sucede en un período muy breve de tiempo, a veces sólo fracciones de segundo, por lo cual el intervalo peligroso de resonancia se salva rápidamente sin ocasionar riesgo para la máquina ni para el cimiento. Por otra parte, debe recordarse que las máquinas de alta frecuencia se caracterizan por desarrollar grandes fuerzas de amortiguamiento que favorecen la estabilidad del conjunto suelo-cimiento-máquina.

Para que un cimiento pueda considerarse masivo, la dimensión mínima del bloque no debe ser inferior a $1/5$ de la dimensión máxima del mismo. Una regla práctica sugiere que el peso de los cimientos de bloque sea aumentado en proporción a la potencia de los motores de la máquina, con un peso mínimo de 700 Kg de cimiento por cada caballo de potencia, para los motores de gas de varios cilindros ; 550 Kg para los motores Diesel y 220 Kg para las máquinas a vapor. Pero si los motores son de un solo cilindro, estos valores del peso del cimiento deben incrementarse en un 50%.

En general se aconseja que el peso del cimiento nunca debe ser menor de 3 a 5 veces el peso de la máquina. En máquinas de choque o impacto, la altura mínima del cimiento macizo se indica en la Tabla 11.6, en función del peso del mazo.

T A B L A 11.6

ALTURA MINIMA DEL CIMIENTO H EN MAQUINAS DE
CHOQUE O IMPACTO

Peso del mazo (t)	H_{min} (m)
≤ 1	1
2	1,25
3	1,5
4	1,75
5	2
6	2,25
> 6	3

En el diseño, los cimientos de bloque se consideran absolutamente rígidos, por lo cual no es necesario verificar su estado tensional, pues la magnitud de los esfuerzos debidos a las cargas estáticas y dinámicas aplicadas, resulta muy baja. En lo referente a la capacidad portante del suelo de fundación bajo los cimientos macizos, se deberá adoptar un esfuerzo admisible máximo no superior al $\sigma_{adm}/3$ bajo cargas estáticas.

Para obtener una distribución uniforme de las presiones de contacto sobre el suelo, la base del cimiento debe ubicarse en forma tal que el plano de simetría del motor coincida con el del cimiento y el centro de gravedad de las masas estacionarias se halle sobre la vertical que contenga el baricentro de la base.

En maquinarias de choque o impactos, el centro de gravedad de la máquina, del cimiento y del amortiguador, deben coincidir con la vertical del golpe o eje del mecanismo de percusión. De esta manera se logra que el impulso actúe sobre una vertical y las vibraciones producidas sean sólo

verticales, eliminando las vibraciones horizontales, rotativas o torsionales, tan perjudiciales para el conjunto máquina-cimiento.

En los cimientos macizos es aconsejable evitar las irregularidades, los escalones y los huecos, con una solera de cimentación preferiblemente de un solo plano horizontal.

Los cimientos macizos resultan los únicos indicados para soportar máquinas de choque o impacto. En este caso el cimiento debe aislarse del suelo mediante adecuados sistemas de amortiguamiento (Ver Sección 11.16) de modo de disminuir el efecto de los golpes sobre el suelo. Además, para eliminar el daño que las vibraciones debidas a las percusiones que las máquinas pueden producir en los cimientos, conviene asimismo que la plataforma de servicio esté separada del bloque de cimentación, intercalando tableros de madera o resortes dentro de una cámara de aire comprimido. Todo ello debe ser accesible fácilmente para su limpieza y mantenimiento. Cuando el equipo tenga además un yunque o chabota, se le debe colocar debajo una capa amortiguadora blanda.

Si los cimientos macizos deben fundarse en suelos inundables, conviene asentarlos dentro de cajones impermeables de concreto armado, colocando entre el cimiento y el cajón, un lecho elástico adicional.

Cimientos de placas

La cimentación de máquinas sobre placas de concreto armado responde a la necesidad de aumentar la frecuencia natural de vibración del cimiento y disminuir la amplitud de las oscilaciones. Esto se logra incrementando el área de apoyo de la base en contacto con el suelo de fundación, y disminuyendo su altura. Este efecto es aún más notable cuando la placa apoya sobre pilotes.

Los cimientos de placas resultan especialmente adecuados para fundar máquinas de bajas frecuencias de excitación, de modo que la frecuencia natural del cimiento sea mucho mayor que la de la máquina. La frecuencia natural del cimiento depende del volumen de la masa y de su distribución en el espacio. Para incrementar esta frecuencia, la masa debe ser distribuida en forma tal de obtener el mínimo momento de inercia con respecto al eje principal vertical que pasa por el baricentro del área de contacto de la base con el suelo de fundación, y el máximo momento de inercia del área en planta de la base. Por lo tanto, debe reducirse la altura de la placa y aumentar en lo posible su área en planta.

La altura mínima del cimiento, sin embargo, no debe ser inferior a 0,8 m por razones constructivas, para un correcto anclaje de los pernos de sujeción de la máquina al cimiento. El ampliar el área en planta de la base del cimiento, permite que dos o más máquinas apoyen sobre él, lo cual puede resultar conveniente si el espacio es reducido. En este caso, la placa debe rigidizarse en forma de cajón. El conjunto se considera como un bloque rígido apoyando sobre una base elástica, el suelo. El problema matemático así planteado, sin embargo, resulta sumamente complejo de resolver, por lo cual en la práctica se buscan soluciones aproximadas, como por ejemplo suponer que cada máquina está apoyada independientemente en el área correspondiente a una parte de la placa común, proporcional a su peso y potencia. De esta manera se puede calcular la vibración que sufrirá el cimiento como si fueran bases aisladas entre sí. Sin embargo, en este caso, el valor de las amplitudes así obtenidas debe incrementarse en un 25 a 30% como medida de seguridad.

Los cimientos de placas son adecuados para fundar máquinas del tipo de biela manivela tales como los motores de combustión o las bombas de pistón, cuya frecuencia de excitación no supera generalmente las 500 rev/min. Si el cimiento tipo placa se diseña en forma de cajón, con paredes delgadas de concreto, canales o cavidades que debilitan su resistencia, deben ser correctamente armadas con barras de acero y una calidad de concreto no inferior a $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

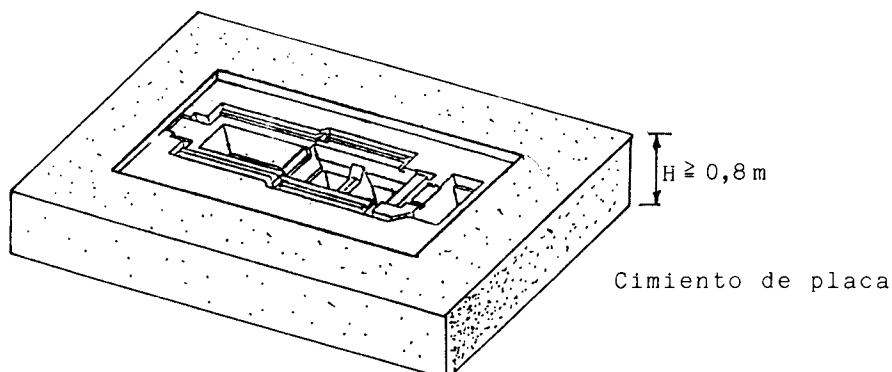


Figura 11.13

Cimientos aporticados

Los cimientos aporticados permiten, en general, una mejor ubicación en planta de la máquina y sus accesorios, así como una inspección más fácil y directa de sus diferentes partes. Además, resultan más económicos que los cimientos macizos. Se usan preferentemente para fundar máquinas de frecuencia de excitación alta, como los turbogeneradores o diversos tipos de máquinas eléctricas, con $\omega \geq 3.000$ rev/min.

Las máquinas apoyan sobre placas con vigas perimetrales aporticadas con las columnas. Las placas deben armarse en direcciones ortogonales, y la calidad del concreto a usar debe ser de un $f' \geq 240$ Kg/cm². Las barras de acero de la armadura se colocarán en direcciones paralelas a los lados C de la placa. Las losas armadas en una sola dirección no están permitidas.

Las placas de los cimientos aporticados que sirven de apoyo a las máquinas, deben poseer gran solidez, para formar con ellas un cuerpo único que asegure la inmovilidad de las diferentes partes y sus mecanismos. Es práctica usual construir otra placa inferior, que enlace los pies de las columnas, apoyada sobre el suelo de fundación, para dar mayor rigidez al conjunto, como muestra la figura 11.14 b). Ninguno de los elementos estructurales del pórtico debe estar en contacto con las construcciones vecinas.

En el diseño de cimientos aporticados se debe tener muy en cuenta la correcta distribución de las masas que sobre él apoyan, y el pórtico resultará siempre simétrico con respecto al plano longitudinal vertical que contiene al eje de rotación de la máquina.

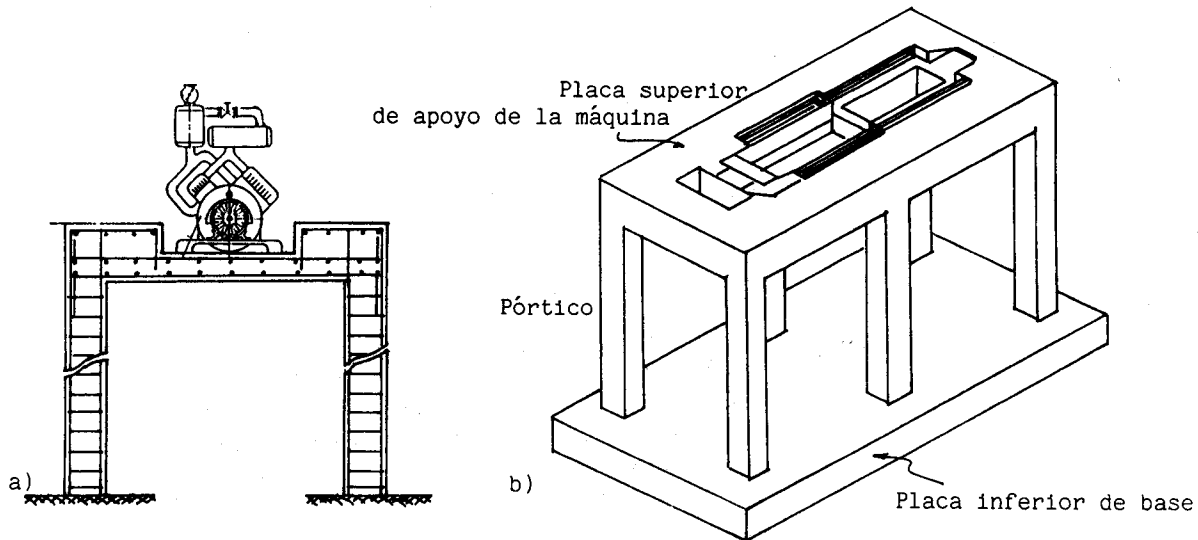


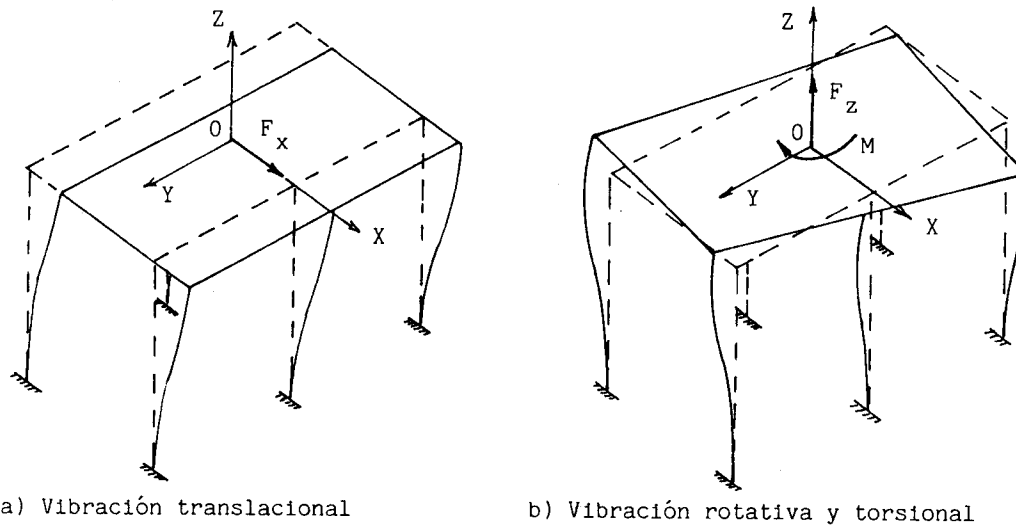
Figura 11.14

En las turbomáquinas, la excitación principal es debida a fuerzas centrífugas perpendiculares a su eje, por la acción de masas giratorias excéntricas. Por ello es necesario verificar la magnitud de las frecuencias propias de vibración traslacionales, rotativas y torsionales de la estructura aporticada, como indica la figura 11.15, las cuales deben resultar como mínimo un 20% inferior al número de revoluciones de la máquina. En todos los casos, se tratarán de evitar las vibraciones rotativas y torsionales del pórtico, por ser las más peligrosas. Ni las máquinas ni sus accesorios se deben instalar en volados libres del pórtico, sin que éstos sean convenientemente reforzados como muestra la figura 11.16, pues constituyen puntos débiles en la estructura, que deben ser acartelados. Con ello se eliminan las fisuras inadmisibles en las secciones de concreto armado o las deflexiones excesivas en pórticos metálicos.

En las estructuras de concreto, las columnas que sirven de apoyo a las placas deben confinarse convenientemente con estribos o zunchos y las vigas perimetrales, a más de la armadura requerida por flexión y corte, deben reforzarse con armaduras de paramento y separaciones no mayores a 25 cm. (Ver Capítulo 7).

En el caso en que sobre un cimiento aporticado apoye un motogenerador o alguna otra máquina de baja frecuencia, se verificará cuidadosamente la frecuencia de vibración del cimiento, ya que la misma suele coincidir con la de la máquina. Si resultan muy próximas, conviene aumentar el área de la base de la platea inferior en contacto con el suelo de fundación, para aumentar la frecuen-

cia propia del cimiento. En cimientos aporticados, las dimensiones mínimas de las placas, vigas y volados se indican en la Tabla 11.7., así como la luz máxima de las ménsulas del pórtico.



a) Vibración translacional

b) Vibración rotativa y torsional

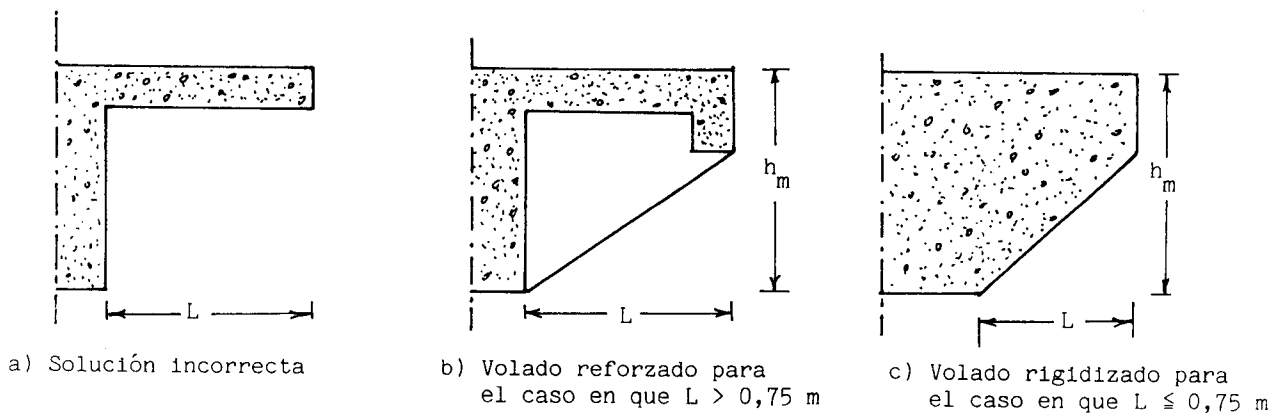
Figura 11.15 Modos de vibración de cimientos aporticados

Respetando las dimensiones indicadas en la Tabla 11.7, se logra disminuir el peligro de que se produzcan vibraciones excesivas en los cimientos aporticados. La platea inferior del cimiento aporticado tendrá un espesor mínimo igual al lado de las columnas del pórtico y no menor a 1 m.

T A B L A 11.7

DIMENSIONES MINIMAS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES
EN CIMIENTOS APORTICADOS DE TURBOMAQUINAS (en m)

Elemento	Altura mínima de la sección transversal	Luz máxima del volado
Placas	$h_p \geq 0,2 \text{ m}$	$L \leq 1,2 \text{ m}$
Vigas de piso o de carga	$h_v \geq 0,4 \text{ m}$	$L \leq 4 h_v$
Volados	$h_m \geq 0,75 L$	$L \leq 1,5 \text{ m}$



a) Solución incorrecta

b) Volado reforzado para el caso en que $L > 0,75 \text{ m}$ c) Volado rigidizado para el caso en que $L \leq 0,75 \text{ m}$

Figura 11.16

Cimientos sobre pilotes

Cuando el suelo de fundación sobre el que apoya el cimiento de una máquina no es lo suficientemente resistente ni homogéneo, o está suelto y débil, deben buscarse soluciones alternas para solucionar este problema. Entre estas soluciones se pueden mencionar la compactación del suelo (Ver Capítulo 4) o apoyar en estratos profundos con mayor capacidad portante, mediante el empleo de pilotes trabajando por punta (Ver Capítulo 12), pues los pilotes que trabajan por fricción no aseguran la resistencia indispensable bajo el régimen de vibraciones que imponen las máquinas.

En otros casos, cuando se desea incrementar la frecuencia natural del cimiento, pero por razones constructivas no es posible dar más área de apoyo a la base, la solución es rigidizar artificialmente el suelo de fundación mediante pilotes de hasta 10 m de altura. Usualmente se utilizan pilotes macizos prefabricados de concreto.

Pero si el cimiento de la máquina debe ubicarse dentro de un edificio existente, se pueden usar los pilotes tipo Strauss, de 30 cm de diámetro y profundidades hasta 12 m que se van instalando por tramos cortos, conectándolos entre sí mediante equipos de limitadas dimensiones. (Ver Sección 12.9)

La presencia de pilotes logra triplicar aproximadamente el módulo de elasticidad del suelo de fundación, y disminuir apreciablemente los asentamientos. La figura 11.17 muestra un ejemplo de cimientos de máquinas sobre pilotes.

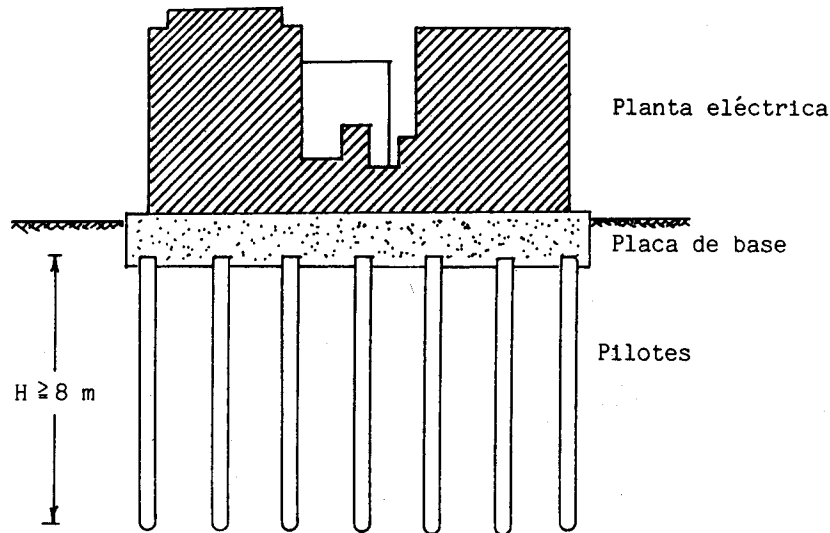


Figura 11.17 Cimiento sobre pilotes de una planta eléctrica con máquinas que producen vibraciones horizontales de gran amplitud

11.15.- DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

Generalmente los fabricantes de máquinas dan las indicaciones precisas sobre las características que deben tener los cimientos, así como las cavidades, salientes, calidad de los materiales, tamaño y longitud de los pernos de anclaje y otros detalles constructivos.

Con respecto a la máquina, se deben conocer la capacidad en Kilowatts, el voltaje requerido, la frecuencia, el régimen operacional en rev/min, sus dimensiones, el peso de la maquinaria y sus equipos, y las cargas totales estáticas y dinámicas que transmiten a los cimientos.

Una regla elemental indica que las dimensiones en planta de la base no serán menores a las de la máquina instalada con todos sus accesorios, debiendo por lo menos sobresalir el cimiento 30 cm todo alrededor del área necesaria para la máquina. Según lo especificado en la Sección 11.14, cuando se fundan máquinas de alta frecuencia operacional, los cimientos en bloque o masivos deben tener una altura mínima de 1,5 a 4 m, aumentando su masa pero no su área de apoyo sobre el suelo. Los cimientos de placas tendrán un espesor mínimo de 0,8 m, y cuando existan cavidades, el menor espesor en todo el perímetro de las mismas será de 0,3 m o más, como se ve en la figura 11.18.

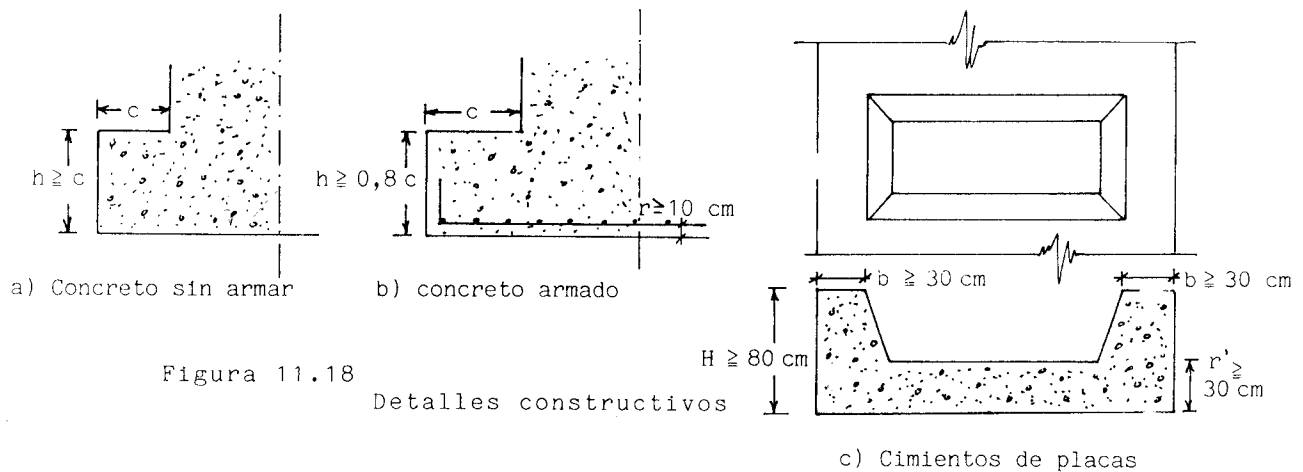


Figura 11.18

Detalles constructivos

En los cimientos de máquinas, el vaciado del concreto debe realizarse sin interrupciones en una sola operación, dejando fraguar y endurecer el material con un adecuado curado. El concreto se protegerá con revestimientos especiales antiácidos y pinturas epóxicas, del ataque y deterioro que les pueden producir los aceites de las máquinas. Ni la máquina ni el equipo deben montarse hasta que el concreto haya adquirido suficiente resistencia y nunca antes de 15 días luego del vaciado.

Es exigencia que el centro de gravedad de la máquina y del cimiento se hallen sobre la misma vertical, y en ese mismo eje se aplicarán las cargas de impacto para las máquinas de golpes o percusión. La tolerancia a esta disposición permite un máximo del 5% de desfase en cimientos sobre terrenos consistentes y el del 3% en suelos blandos, para máquinas que no sean de impacto.

Usualmente se pueden solucionar los problemas de resonancia o interferencia de vibraciones entre máquinas instaladas muy próximas, diseñando un cimiento combinado de varias de ellas. Esto es ventajoso en el caso especial de máquinas de baja frecuencia, particularmente cuando operan con fuerzas horizontales no equilibradas, ya que las grandes placas de base ofrecen una gran rigidez en el plano horizontal, favorable al conjunto.

Por el contrario, no es conveniente unificar las fundaciones para varias máquinas verticales, pues el cimiento común no se comporta más como un cuerpo rígido. Los cimientos de máquinas deben fundarse a una profundidad mayor que el resto de las bases de la estructura del edificio donde se instalan, como muestra la figura 11.19 a), como mínimo a 0,3 m por debajo de la cota inferior de la base más profunda.

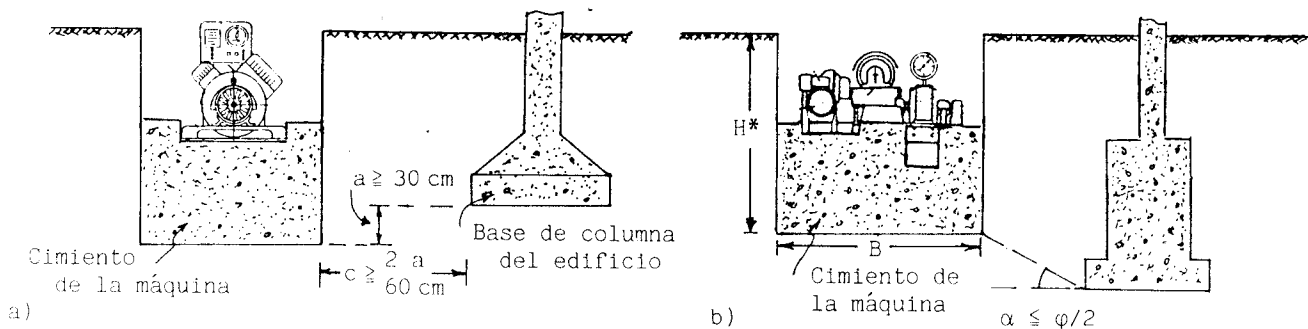


Figura 11.19

La separación horizontal de las bases debe ser como mínimo 60 cm o el doble de la altura a , como indica el esquema a). La altura H^* de apoyo del cimiento de la máquina debe cumplir: $H^* \geq B$, siendo B la mayor dimensión de la planta, y H^* se elegirá tomando en cuenta la transmisión de las vibraciones que impone el cimiento de la máquina. Es siempre recomendable apoyar la base del cimiento sobre una capa firme del suelo de fundación, aún cuando deba excavar mayor volumen de tierra, que sobre un estrato débil superficial.

Quando por razones prácticas no es posible apoyar el cimiento de la máquina por debajo del nivel de las restantes bases del edificio, se respetarán las siguientes condiciones: 1º) Las bases de las columnas y muros circundantes se construirán como bloques macizos y 2º) las rectas que unen las aristas internas de las bases con el cimiento de la máquina no tendrán una inclinación superior a $\phi/2$, siendo ϕ el ángulo del talud natural del suelo. Ver figura 11.19 b). En este caso, la estructura del edificio debe estar reforzada con cruces de San Andrés o con gruesas redes de fundación, para

minimizar las posibles vibraciones que transmita el suelo. Además, como regla general, los cimientos de máquinas se ubicarán lo más alejados posible de las otras partes del edificio y sobre ellos no se apoyarán simultáneamente miembros estructurales no relacionados con la máquina. Como excepción a esta regla se permite compartir una misma base con las columnas de la construcción, si se trata de máquinas de alta frecuencia operacional convenientemente aisladas con fieltros de amortiguación en todo el perímetro.

Las máquinas se fijan a sus cimientos mediante pernos o bulones de anclaje. Generalmente se usan los de cabeza cuadrada o hexagonal (Ver Ref. 4) y pueden ser fijos o desmontables. En máquinas livianas se suelen usar pernos fijos con ganchos ahogados en el concreto, los cuales se ubican antes del vaciado. Pero para las máquinas pesadas los pernos de anclaje se alojan en cavidades que quedan libres al vaciar, de modo que luego que el concreto ha endurecido se los coloca con gran precisión y se rellenan los huecos con concreto de alta calidad, como muestra la figura 11.20. La longitud usual de anclaje es de 15 a 20 diámetros y en la Tabla 11.8 se dan las longitudes aconsejables para los diferentes tipos de pernos. (Ref. 20).

T A B L A 11.8

LONGITUD MINIMA L_o DE ANCLAJE DE LOS PERNOS

Pernos ϕ (mm)	L_o (cm)	L_o (cm)
	Pernos fijos	Pernos desmontables
≤ 20	40	40
22-30	50	40
32-36	60	50
40-50	70	50
55-60	80	60
65-70	80	70
75-80	80	80
85-90	80	90

Los pernos desmontables van sujetos a placas de anclaje fijas a la masa del concreto a la profundidad adecuada, y la cavidad donde se ubican permanece vacía de modo de poder inspeccionar con facilidad el anclaje. Siempre es recomendable extender la longitud ahogada de los pernos en el concreto tanto como sea posible dejando un recubrimiento inferior mínimo de 15 cm de concreto.

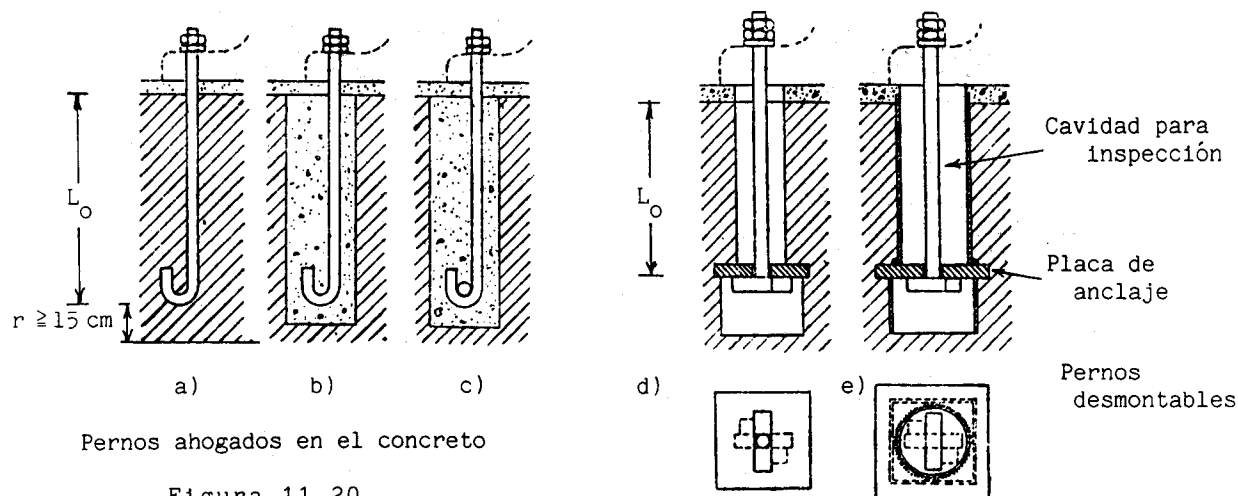


Figura 11.20

11.16.- ELEMENTOS Y MATERIALES AMORTIGUADORES

El método más efectivo de atenuar la transmisión de las vibraciones de las máquinas es intercalar entre el origen de las vibraciones y el elemento a aislar, un dispositivo elástico y - absorbente, cuya frecuencia propia sea netamente diferente (como mínimo 30%) de las frecuencias de las vibraciones a filtrar. Los elementos y materiales amortiguadores deben transmitir una fracción tan pequeña de las vibraciones como sea posible. Existen diferentes tipos de amortiguadores, a saber :

RESORTES DE ACERO	{	Helicoidales cilíndricos
	{	Laminados tipos sandwich
MATERIALES ABSORBENTES DE LAS VIBRACIONES	{	Topes o planchas de goma
	{	Planchas de corcho
	{	Materiales aglomerados
	{	Capas de fieltro vibroaislante
	{	Tableros de madera

AMORTIGUADORES HIDRAULICOS

Resortes de acero

Son antivibradores de tipo pedestal. Los más comunes son los resortes helicoidales cilíndricos con sección transversal circular (Figura 11.21) y capacidad de carga entre 700 y 1.500 Kg por resorte, según la sección de sus barras. Usualmente el diámetro del arrollado es $D = 50$ a 100 mm y el diámetro de las barras $d = 8$ a 20 mm. El acero de los resortes es de alta resistencia y se lo hace trabajar a un esfuerzo de 4.200 a 6.000 Kg/cm²

El índice de rigidez k de un resorte es la fuerza que imprime a una espira la deformación de 1 mm en la dirección del eje del resorte. k varía entre 80 y 200 Kg/mm.

Las máquinas pueden estar directamente apoyadas sobre los resortes, designándose así el "sistema soportado" como muestra el esquema a) de la figura 11.21, o ser del tipo "sistema suspendido" como en el esquema b). En este último caso, la placa superior de apoyo cuelga de los resortes y cuando se instala la máquina, la placa desciende y se colocan los pernos ajustándolos.

El tipo soportado se usa para montaje de máquinas de alta frecuencia, mientras que el tipo suspendido es apto para máquinas desequilibradas de baja frecuencia.

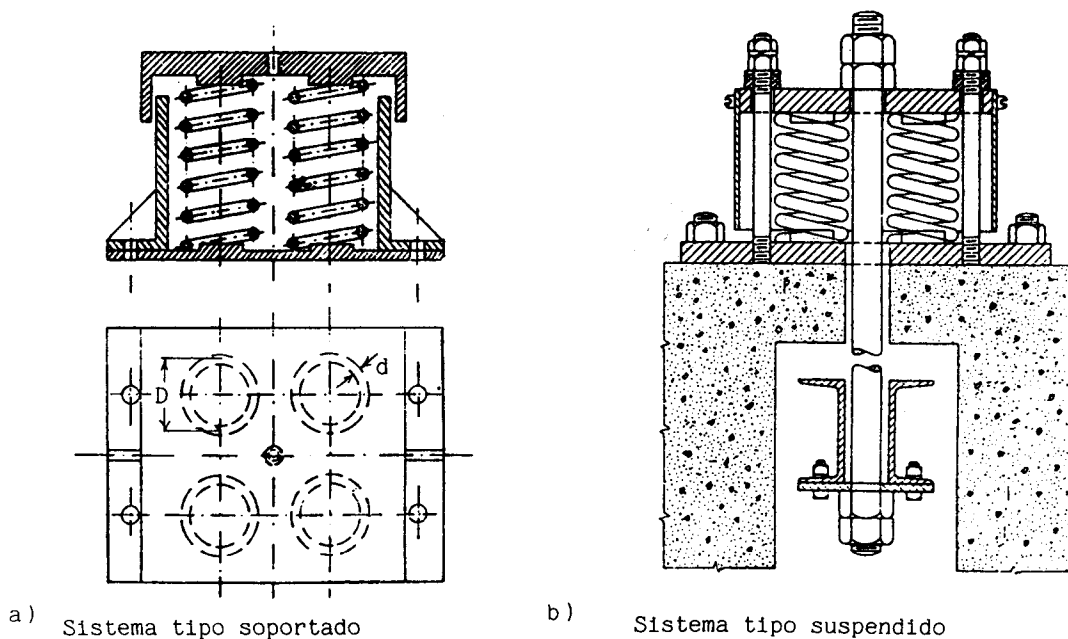


Figura 11.21

Los resortes son amortiguadores efectivos y económicos, especialmente aptos para aminorar las vibraciones de las máquinas con partes no balanceadas. Para las máquinas pequeñas, sin grandes masas giratorias, se puede usar un solo amortiguador en cada esquina de la máquina, pero es más usual el empleo de cajas metálicas de 4 o más amortiguadores, aisladas con corcho o goma para protegerlos del polvo y humedad, como muestra la figura 11.21 a).

Para máquinas de émbolo de tipo normal y pesado, se colocan colchones de resortes simétricamente distribuidos en la planta de la máquina. El número de resortes a colocar depende del peso de la máquina, del tamaño y características de los resortes y de la magnitud de las vibraciones a amortiguar.

Otro tipo de amortiguadores de resortes son los laminados tipo sandwich como muestra la figura 11.22 a), alternando las planchas de acero con capas de goma o fieltro. Estos resortes laminados se usan especialmente en máquinas de impacto, como las guillotinas o martinets, colocándolos bajo el yunque de la máquina. También se los puede colocar bajo el cimiento para otorgar doble amortiguación y evitar la transmisión de los impulsos a las áreas vecinas o construcciones adyacentes. Ningún resorte, sin embargo, tiene capacidad para absorber los ruidos.

Topes o planchas de goma

Los topes de caucho o goma son elementos cilíndricos macizos o huecos con capacidad resistente de 7 Kg/cm^2 , módulo de elasticidad longitudinal $E \approx 100 \text{ Kg/cm}^2$ y módulo de corte $G \approx 0,2 E$. Los topes se usan en máquinas pequeñas, en las esquinas de las placas de apoyo o en puntos discretos del perímetro. Para las máquinas más pesadas se usan las planchas de goma que pueden ser corrugadas (figura 11.22 b) o con canaletas cruzadas en las caras opuestas, para una mejor aislación (esquema c). Las planchas de caucho o goma resultan razonablemente eficientes para la amortiguación de los golpes y duran unos 20 años mientras no se humedezcan con agua o aceite. Resisten cargas de hasta 4.000 Kg/m^2 y se pueden colocar en capas alternadas de caucho y corcho o fieltros. Esta combinación está especialmente indicada para las máquinas pesadas, sirviendo de amortiguador en los compresores, martinets de alta potencia, prensas y generadores.

Adecuadas combinaciones de estas planchas llegan a resistir hasta 40 t/m^2 y conjugando su superficie y espesor se regula la frecuencia propia de este soporte.

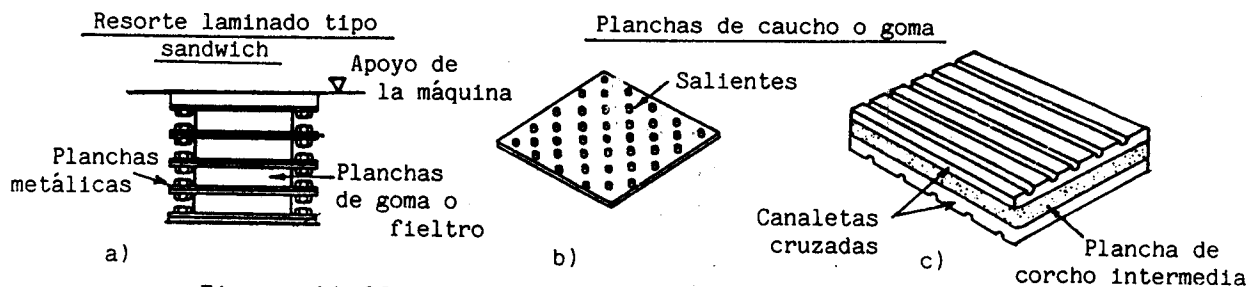


Figura 11.22

Planchas de corcho

Las planchas de corcho natural se usan para absorber las vibraciones de las máquinas que no producen fuertes impactos ni tienen masas desbalanceadas. Se las emplea generalmente para apoyo de máquinas de baja potencia, las cuales por su peso reducido permiten la sustitución total o parcial de este material con relativa facilidad.

El corcho es uno de los materiales aislantes más antiguos, pero presenta el inconveniente que puede sufrir deterioro o consolidación a través del tiempo, y se endurece si se lo somete a continuos aplastamientos perdiendo con ello la capacidad de absorber vibraciones.

Su módulo de elasticidad es de $E = 200$ a 250 Kg/cm^2 y se obtiene en planchas de espesores de 2 a 6 cm, o en bandas. En este último caso, las bandas se colocan cruzadas en múltiples capas, rellenando luego los espacios entre ellas con algún material absorbente.

El conjunto se puede dejar al natural, o bien recubrirlo con cartón y betón, o con fieltro asfáltico, llenando los huecos en todo el contorno de contacto entre la máquina y el cimiento. Se logra así un excelente material vibroaislante, más resistente al tiempo y la humedad que el corcho natural.

Materiales aglomerados

Estos materiales ofrecen gran durabilidad y resistencia a los impactos, sin deteriorarse. En el mercado existen diferentes tipos de ellos, obtenidos a partir del corcho y adecuados adhesivos que resisten bien la humedad y ofrecen alta capacidad de absorción de las vibraciones.

Usualmente se obtienen de espesores de 3 a 8 cm, con capacidad de resistir las elevadas compresiones que imponen las máquinas, debiendo cubrir toda el área de apoyo de las mismas. Soportan esfuerzos de hasta 15 Kg/cm². Una de las ventajas que presentan los aglomerados frente a las planchas de corcho es que los primeros son imputrescibles e inatacables por el agua o los aceites de las máquinas.

Capas de fieltro vibroaislante

El material acolchado de fieltro, lana mineral o fibras de vidrio, resulta un excelente aislante para las vibraciones y los ruidos. Generalmente viene en rollos, con espesores de 2 a 4 cm y se lo puede colocar alternado con otros amortiguadores, tales como el cartón asfáltico o las planchas metálicas.

También se lo usa como relleno lateral, bordeando las paredes que rodean la máquina. Admite cargas de hasta 60 Kg/cm², y su módulo de elasticidad es : $E = 500$ a 1.500 Kg/cm².

Tableros de madera

Se usan los tableros de madera escuadrada y cepillada, de buena calidad, sin nudos ni grietas y bien estacionada, colocados bajo los yunques de las máquinas de percusión, como en el caso de los martinets y las perforadoras. Ver figura 11.23 a), donde el martillo pilón apoya sobre un tablero doble de madera, con filas cruzadas, conectadas entre si mediante anillos dentados y bulones transversales cada 50 cm. para formar un conjunto compacto.

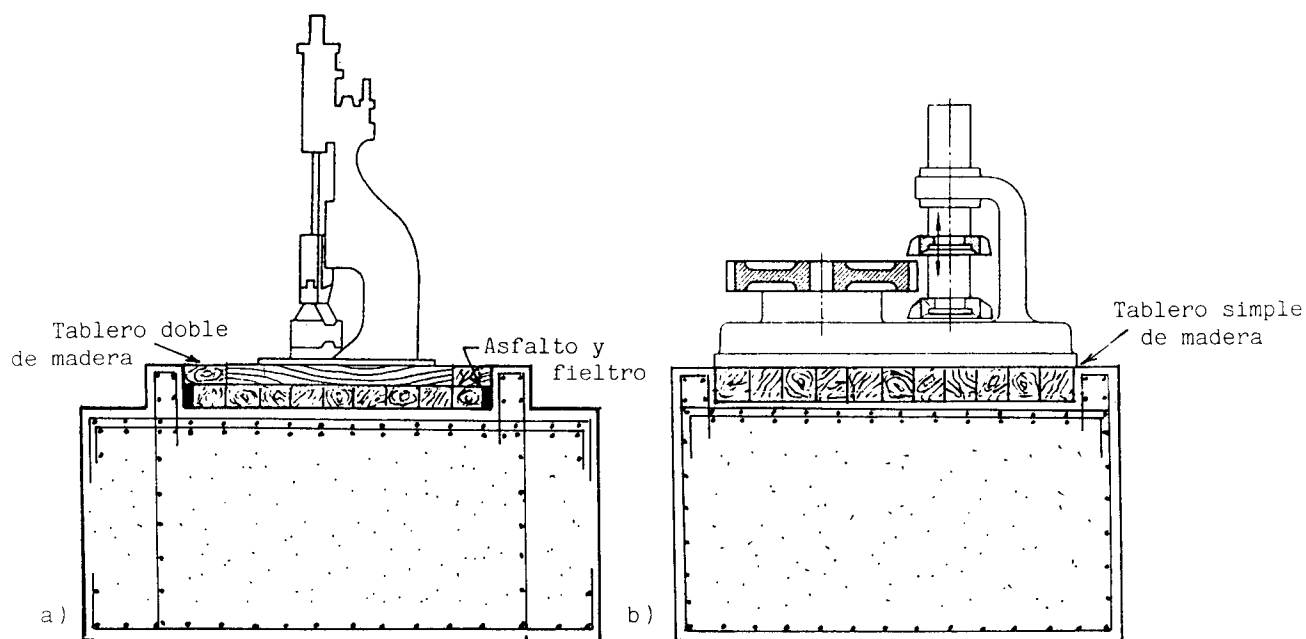


Figura 11.23

La figura 11.23 b) muestra un mortajador-piñón, utilizado para el tallado de ruedas dentadas por rodadura, apoyado sobre un tablero simple de madera dura. Luego que el concreto ha fraguado y endurecido se coloca el tablero y sobre él la máquina. La fila superior del tablero se debe ubicar paralela al lado menor de la base. La superficie de apoyo de la solera debe ser perfectamente horizontal, lisa y bien nivelada, para que el tablero pueda colocarse correctamente. En cimientos de foso, el espacio que queda entre las paredes laterales del foso y el tablero de madera debe rellenarse con asfalto de petróleo y fieltros absorbentes, para una mejor aislación.

Generalmente para armar los tableros se utilizan escuadrias de madera de 10 x 10 o 20 x 20 cm, con un máximo de 5 filas cruzadas superpuestas. Las maderas que se utilizan para los tableros bajo los yunques de las máquinas de choque son preferentemente las coníferas, el alerce, el pino y el olmo, si el peso del martillo no supera 1 t. Para martillos más pesados se emplean maderas más duras como el roble. La Tabla 11.9 a continuación da las características mecánicas y resistentes de algunos tipos de maderas usuales en la práctica, que corresponden a pruebas de resistencia con probetas de escuadría 2 x 2 pulgadas de sección transversal, y la Tabla 11.10 indica los espesores mínimos de las secciones de madera que forman los tableros, en función del peso y el tipo del martillo.

T A B L A 11.9

CARACTERISTICAS RESISTENTES DE ALGUNOS TIPOS
DE MADERAS

Espece de madera	Módulo de elasticidad E (Kg/cm ²)	Resistencia a compresión f_c (Kg/cm ²) (a la veta)	Resistencia a tracción f_t (Kg/cm ²) (a la veta)	Resistencia a flexión f_b (Kg/cm ²)	Resistencia a corte f_v (Kg/cm ²)
ABEDUL	A la compresión : 100.000 a 180.000 A la tracción : 105.000 a 130.000	165	200 a 260	260	13
ABETO BLANCO		140 a 175	150 a 400	300	12
ABETO ROJO		140 a 220	300 a 320	280	9,5
ALERCE		180	350 a 450	300	13
CASTAÑO		115	150 a 400	250	10
CIPRES		150	280 a 350	220	11,2
ENCINA		170 a 200	350 a 450	300	11,6
FRESNO		150	280 a 350	220	14
HAYA		170	350 a 500	320	11,2
NOGAL		200	350 a 500	320	15,8
OLMO		140	300 a 400	220	14
PINO DE NORUEGA		115 a 150	360 a 450	300	9,5
PINO SURIANO		180	360 a 450	250	14,4
ROBLE ROJO Y BLANCO		140	300 a 400	220	14
TUPELO		110	160 a 200	150	11,2

T A B L A 11.10

ESPEORES MINIMOS DE LOS TABLEROS DE
MADERA (m)

Peso del martillo (t)	Martinete de forja	Martinete de acción simple	Martinete de acción doble
≤ 1	0,2	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4
2	0,2 a 0,4	0,2 a 0,3	0,5
3	0,4 a 0,6	0,3 a 0,4	0,6
5	0,6 a 0,8	0,4 a 0,6	0,8 a 1
10	0,8 a 1	0,6 a 0,9	1,2 a 1,4

En todos los casos, los tableros de madera deben aislarse de la humedad, la cual si supera el 15%, afecta sensiblemente la resistencia de la madera. Otras causas de deterioro en las maderas son analizadas en la Sección 12.4, en relación a la construcción de pilotes, así como la protección necesaria para evitar el ataque de parásitos, insectos, hongos y agentes químicos, como por ejemplo el producido por el aceite de las máquinas.

Usualmente los fabricantes de máquinas, especialmente las de impactos o choques, especifican con detalle el espesor necesario de los tableros de maderas, el tipo recomendable de madera a usar y todas las demás características concernientes a la instalación de la máquina sobre el cimiento de concreto armado.

Amortiguadores hidráulicos

Estos amortiguadores consisten en émbolos con aceite u otro líquido viscoso, que actúan como elementos de frenado contra las vibraciones e impactos. El sistema funciona de modo que al producirse el impacto, se activa el pistón, el cual obliga a pasar el aceite a través de un pequeño orificio. La energía absorbida en la compresión que se ejerce produce además un calentamiento del aceite.

Los amortiguadores hidráulicos se usan generalmente como complemento de otros sistemas de amortiguamiento, tales como resortes, según muestra la figura 11.24. Los diferentes tipos de amortiguamiento mencionados se usan en la práctica para máquinas ligeras y semipesadas, pues las máquinas pesadas descansan sobre cimientos directamente apoyados en el suelo de fundación. Es el terreno entonces el que actúa como un lecho de resortes, con un gran volumen de masa involucrada.

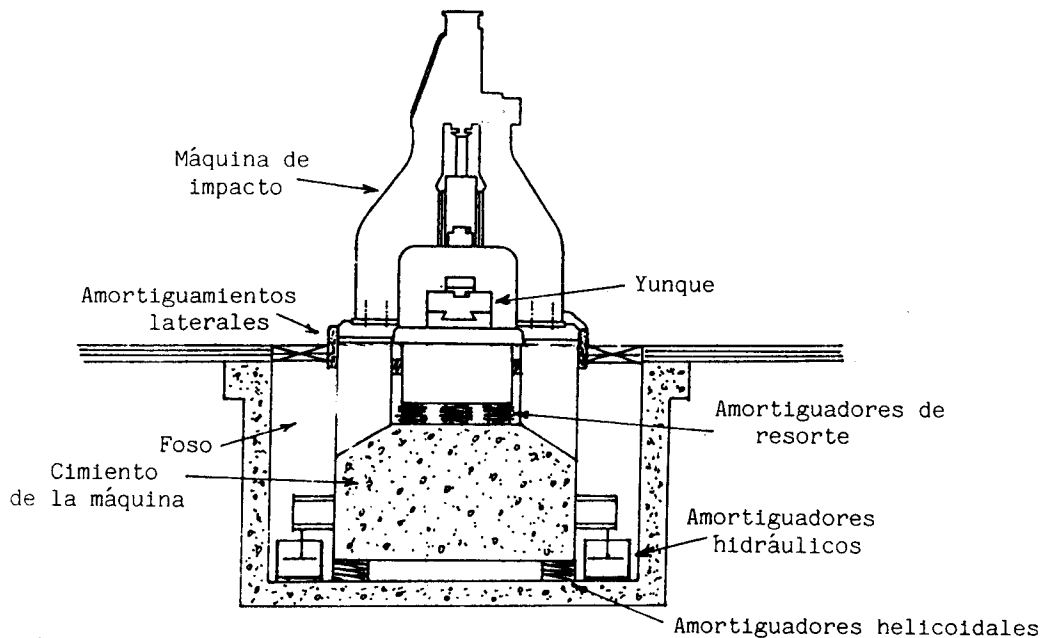


Figura 11. 24

Las máquinas de impacto necesitan doble sistema de amortiguamiento : uno debajo del yunque entre la máquina y el cimiento, y otro entre el cimiento y el suelo de fundación. El amortiguamiento debajo del yunque no debe ser excesivamente elástico, pues en ciertas máquinas tales como prensas o martinets, impiden los forjados e impresiones correctas. Se usan en estos casos los tableros de madera dura o resortes laminados de acero tipo sandwich, de fieltro ferroso. Con ello se evita que las ondas de las vibraciones de gran intensidad producidas por el impacto, al reflejarse y refractarse dentro del macizo del cimiento, produzcan alternadas compresiones y tracciones en el concreto. Las ondas de tracción fisuran el concreto, el cual puede fallar por fatiga luego de un elevado número de ciclos, bajo esfuerzos bastante inferiores a los del límite de resistencia para cargas estáticamente aplicadas. Para el lector interesado en este tema de fatiga, se aconseja consultar la Ref. 4.

Entre el cimiento y el suelo de fundación se coloca el segundo sistema de amortiguamiento, que generalmente consiste en resortes helicoidales y capas de materiales aislantes como el corcho o aglomerados, combinados con amortiguamientos hidráulicos como muestra la figura 11.24.

Este dispositivo resulta altamente eficaz y permite transmitir al suelo de fundación sólo el 1% de las vibraciones que origina el impacto de la máquina. También se ha comprobado que los mejores resultados se obtienen para las máquinas de impacto, cuando su cimiento se coloca dentro de un foso perimetral, el cual colabora en transmitir las ondas de choque hacia estratos más profundos del suelo. Con ello estas ondas se atenúan notablemente antes de alcanzar la superficie nuevamente, minimizando los efectos dañinos en las construcciones vecinas.

Lateralmente, el cimiento se aísla de las paredes del foso mediante gatos, resortes, láminas de corcho o caucho y fieltros vibroabsorbentes. El conjunto resulta así un sistema de aislación de vibraciones sumamente efectivo.

Diseño de amortiguadores de resorte

Los amortiguadores de resorte se ubican generalmente debajo de los cimientos para aislar las vibraciones del suelo de fundación, o bajo la máquina para aislarla del cimiento. De los resortes se debe conocer :

- El diámetro del arrollado D (mm)
- El diámetro de las barras de la espiral d (mm)
- El esfuerzo torsional admisible del resorte T_r (t/m²)
- El índice de rigidez k (Kg/mm) de cada resorte
- El número i de espiras elásticas

La frecuencia propia del lecho de resortes puede obtenerse en forma aproximada según la ecuación :

$$f_z = \frac{300}{\sqrt{\delta_o}} \quad (11.66)$$

donde δ_o representa el índice elástico característico de los resortes :

$$\delta_o = \frac{1}{k} \frac{P}{n} \text{ (cm)} \quad (11.67)$$

δ_o es el acortamiento elástico de los resortes que se produce como consecuencia del peso P aplicado a la masa en la dirección de la oscilación, y n es el número de resortes.

Generalmente los resortes helicoidales cilíndricos vienen en cajas amortiguadoras de 1, 4, 8 o 12 unidades, donde se especifican sus características mecánicas y resistentes. Ver figs. 11.21 y 11.25.

La carga admisible de cada resorte es :

$$P_r = \frac{\pi d^3 T_r}{8 D} \quad (11.68)$$

Y la carga que el cimiento impone a los resortes y se transmite al suelo de fundación vale :

$$P' = \frac{\sigma_{\max} \text{ Area}}{n} \leq P_r \quad (11.69)$$

$\sigma_{\max}$ es la presión estática equivalente que debe soportar el suelo de fundación bajo el peso del cimiento y de la máquina, mas el impacto en el caso de mecanismos de percusión

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{\text{Area}} + 2 C_z A_z' \leq 0,8 \sigma_{\text{adm}} \quad (11.70)$$

C_z es el coeficiente de compresión elástica del suelo en la dirección vertical y se obtiene :

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2 (B_x + B_y)}{\text{Area}} \right] \sqrt{\frac{P}{\sigma_o \text{ Area}}} \quad (11.71)$$

C_o es la constante que representa la elasticidad del suelo y cuyos valores se dan en la Tabla 11.11, para diferentes tipos de suelos. σ_o es el esfuerzo impuesto al suelo de fundación por la estampa del ensayo que se lleva a cabo para obtener los valores de C_o . En este caso se usó $\sigma_o = 0,2$ Kg/cm²

Variando las características resistentes de los resortes, y su número, se obtienen diferentes valores de δ_o y con ello se puede modificar la frecuencia propia del macizo sobre los resortes y la magnitud de la amortiguación lograda.

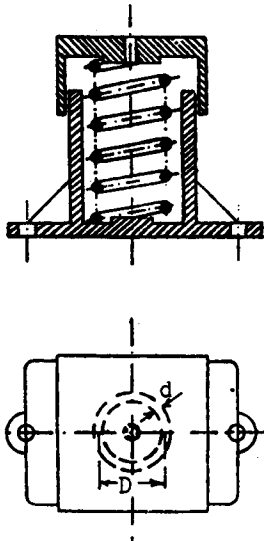


Figura 11.25

T A B L A 11.11

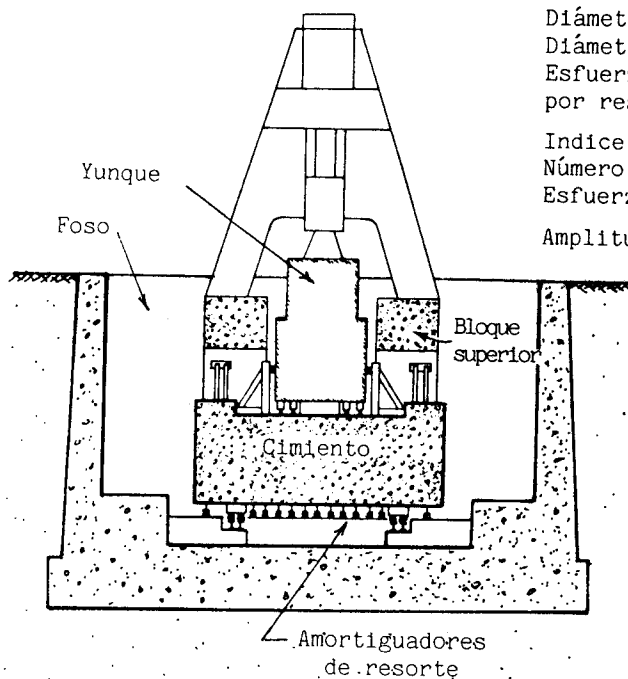
 C_0 : CONSTANTE DE ELASTICIDAD DEL SUELO

Tipo de suelo	C_0 (Kg/cm ³)
Arena saturada	0,8 a 1
Arena fina sin considerar la humedad	1 a 1,2
Arena mediana o gruesa, y grava sin considerar la humedad	1,2 a 1,6
Arcilla en estado plástico cercano al límite de fluidez	0,5 a 1
Arcilla plástica	1 a 2
Arcilla dura	2 a 3

EJEMPLO 11.4.-

Diseñe los amortiguadores de resorte para el cimiento de un martinete de forja como se indica en la figura. El peso total de la máquina y el cimiento es de $W_0 = 235$ t. Su área en planta es de 6,2 m x 5,8 m. Su frecuencia propia sobre el lecho de resortes no debe superar 250 ciclos/min.

El suelo es arcilla dura, con $\sigma_{adm} = 2,2$ Kg/cm². Los resortes a usar vienen en cajas de 12 unidades y sus características son :



Diámetro del arrollado : $D = 80$ mm
 Diámetro de las barras : $d = 25$ mm
 Esfuerzo torsional admisible por resorte $T_r = 20 \times 10^3$ t/m²
 Índice de rigidez : $k = 115$ Kg/mm
 Número de espirales : $i = 3$
 Esfuerzo de la estampa del ensayo : $\sigma_0 = 0,2$ Kg/cm²
 Amplitud máxima de la vibración vertical $A_z^* = 0,85$ mm

Se exige :

$$f_z = \frac{300}{\sqrt{\delta_0}} \leq 250 \text{ ciclos/min}$$

$$\delta_0 = \left(\frac{300}{250} \right)^2 = 1,44 \text{ cm}$$

En número de resortes necesarios será, según la ec. 11.67 :

$$n = \frac{1}{k} \frac{P}{\delta_0} = \frac{3 \times 235.000}{1.150 \times 1,44} = 426$$

$$\text{Número de cajas : } \frac{426}{12} \approx 36 \text{ cajas}$$

$$\therefore n = 432$$

Carga admisible por resorte : (ec. 11.68)

$$P_r = \frac{\pi d^3 T_r}{8 D} = \frac{\pi \times (0,025)^3 \times 20 \times 10^3}{8 \times 0,08} = 1,53 \text{ t}$$

De la Tabla 11.11 se lee : $C_0 = 2$ y el coeficiente C_z de compresión elástica del suelo se obtiene :

$$C_z = 2 \left[1 + 2 \times \frac{5,8 + 6,2}{5,8 \times 6,2} \right] \sqrt{\frac{235.000}{5,8 \times 6,2 \times 0,2 \times 10^2}} = 6$$

La presión estática equivalente será, de acuerdo con la ec. 11.70 :

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{\text{Area}} + 2 C_z A_z = 0,65 + 2 \times 6 \times 0,085 = 1,67 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta : $\sigma_{\max} = 1,67 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,8 \sigma_{\text{adm}} = 0,8 \times 2,2 = 1,76 \text{ Kg/cm}^2$

Cumple

La carga estática equivalente se obtiene :

$$P = 16,7 \text{ t/m}^2 \times (5,8 \times 6,2) \text{ m}^2 = 600 \text{ t}$$

Y la carga sobre cada resorte resulta :

$$\frac{600}{432} = 1,39 \text{ t} < 1,53 \text{ t}$$

Correcto

Por lo tanto, se deduce que el amortiguador de resortes es resistente.

CAPITULO 12

Fundaciones Profundas: Pilotes y Pilas

12.1.- INTRODUCCION

Cuando los estratos superficiales del suelo de fundación no son lo suficientemente resistentes para soportar las cargas impuestas por las bases directas de la superestructura, se pueden producir :

- * Asentamientos locales excesivos e inadmisibles
- * Falla del suelo, al superar su capacidad portante

Para solucionar este problema, se deben buscar estratos profundos más firmes, de modo de transmitir a ellos las cargas actuantes, mediante fundaciones indirectas o profundas, las cuales se pueden clasificar en :

- | | |
|--|--|
| a) Pilotines ($10 \text{ cm} \leq D \leq 20 \text{ cm}$) | |
| b) Pilotes ($20 \text{ cm} < D \leq 80 \text{ cm}$) | D es el diámetro de su sección transversal |
| c) Pilas ($80 \text{ cm} < D \leq 220 \text{ cm}$) | |

Entre las funciones básicas que cumplen las fundaciones indirectas se pueden mencionar :

- 1) Transmitir, trabajando por punta, como una columna, las cargas de la superestructura, hasta un estrato firme del subsuelo
- 2) Distribuir cargas concentradas de gran magnitud, por adherencia o fricción, en suelos homogéneos de espesor considerable
- 3) Densificar y compactar suelos sueltos sin cohesión, incrementando su resistencia
- 4) Resistir cargas horizontales o inclinadas, debidas al viento, sismo, o empujes actuando sobre la superestructura
- 5) Anclar estructuras, evitando que se inclinen o vuelquen
- 6) Controlar los asentamientos, cuando los suelos son compresibles o expansivos
- 7) Transmitir las cargas de las estructuras marítimas o fluviales hasta el suelo firme, por debajo del nivel de las aguas
- 8) Proteger la cimentación de los daños producidos por la socavación en el lecho de lagos, ríos o mares
- 9) Formar pantallas impermeables, colocados en fila, en contacto entre si, o tablestacas - para resistir el empuje lateral de tierras o del agua, actuando como muros de contención o presas temporales
- 10) Estabilizar taludes, evitando el deslizamiento de laderas y controlar los movimientos del terreno
- 11) Drenar los suelos arcillosos, para consolidarlos, e incrementar su capacidad portante.

El análisis y diseño de las fundaciones profundas debe cumplir con los siguientes requisitos :

- § Asegurar la estabilidad y funcionalidad de las fundaciones durante toda la vida útil de la superestructura
- § Obtener una solución razonablemente económica
- § Lograr una forma sencilla de ejecución, en un plazo lo más breve posible

Cuando las condiciones del suelo son tales que es necesario el uso de pilotes, la elección más adecuada de los mismos involucra tomar en consideración diversos factores, tales como las características del subsuelo, la profundidad necesaria, la magnitud de las cargas impuestas, el espaciamiento, métodos de ejecución, dimensiones, etc.

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el análisis de las fundaciones, conjuntamente con los principios de la mecánica de suelos, no se ajusta a reglas fijas ni ecuaciones matemáticas exactas, sino aproximadas, y que el terreno es un medio elástico heterogéneo, del cual se obtienen sólo datos cercanos a la realidad y variables con el tiempo.

El análisis y diseño de los pilotes que se detalla en el presente capítulo se aplica a unidades aisladas, pero en la práctica los pilotes se agrupan en cabezales conectados entre sí mediante vigas de riostra, lo cual forma un conjunto cuya efectividad varía en relación a la del pilote único, como se analiza en la Sección 13.9.

12.2.- PILOTINES O MICROPILOTES

Los pilotines son pilotes cortos y de pequeño diámetro, conocidos también por estacas o palos raíz, que se usan generalmente para estabilizar taludes, o en recalce y refuerzo de edificios que han comenzado a sufrir asentamientos, por estar sustentados en suelos blandos y compresibles.

Los micropilotes trabajan por punta y por adherencia, distribuyendo a lo largo de su altura las presiones laterales que ejercen los bulbos de presiones de las bases directas existentes, y a las cuales apuntalan. Se los puede colocar verticales o inclinados, y de su distribución como las raíces de un árbol, deriva su nombre. Ver figura 12.1.

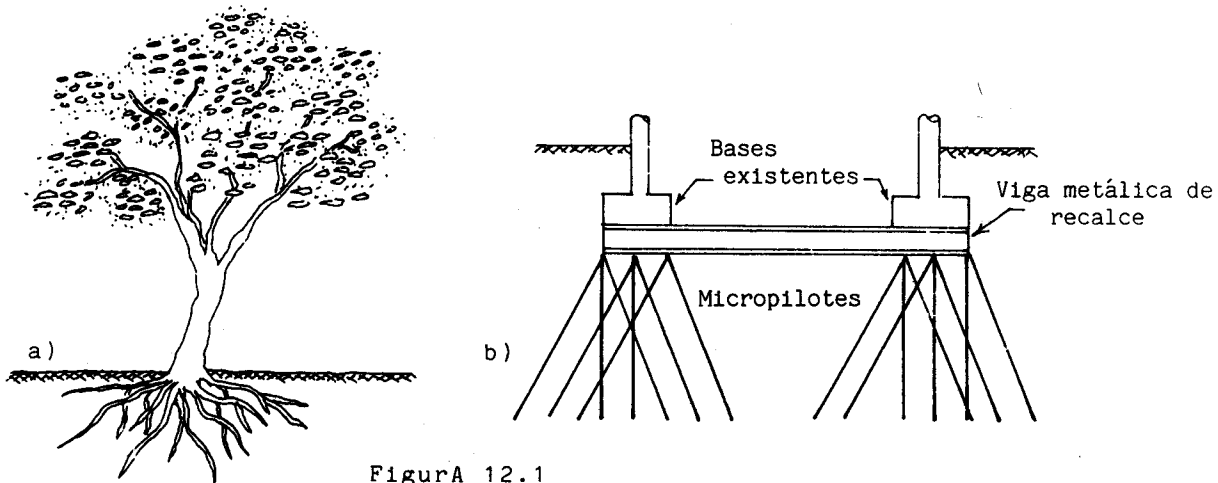


Figura 12.1

Usualmente los pilotines se materializan en madera, con secciones de 10 a 15 cm de diámetro y alturas de hasta 10 m, o metálicos, empleando tubos-forma con diámetro no superior a los 20 cm, los cuales se hacen penetrar por rotación o barrenado en el suelo, hasta alcanzar la profundidad necesaria, por debajo de los cimientos de los edificios que deben ser reforzados. La carga admisible usual por micropilote es de 20 t.

Cuando se ha finalizado el barrenado en el terreno, se introduce dentro del tubo forma un perfil de acero, como alma del pilotín, y luego se procede a inyectar un mortero a presión, extrayendo simultáneamente el tubo forma recuperable. El mortero a usar debe tener una elevada dosificación de cemento y adecuados aditivos para otorgarle suficiente resistencia y fluidez.

A medida que se va inyectando mortero en el tubo forma, éste penetra también en el suelo circundante y rellena los huecos, dando forma a una masa de mayor volumen, con perfil rugoso que incrementa la adherencia con el terreno y la resistencia a fricción del fuste. Cuando el espacio necesario para colocar los pilotines es limitado, por ejemplo cuando se debe trabajar dentro de un edificio contruido, se deben aplicar técnicas especiales que permiten hincarlos o barrenarlos por tramos cortos acoplables, ayudándose para el avance de los mismos, con aire comprimido o gas a presión, según la naturaleza del suelo.

Esta técnica es similar a la usada para los pilotes, y se analiza en la Sección 12.6, para el sistema Méga, y 12.9, para el método Strauss.

12.3.- GENERALIDADES SOBRE PILOTES

Los pilotes son miembros estructurales de gran esbeltez, con sección transversal circular o poligonal, que penetran en suelos de baja capacidad portante a fin de transmitir las cargas a niveles más profundos del subsuelo. Los pilotes pueden clasificarse de diferentes formas, según :

- El material usado
- La forma de ejecución y colocación
- La capacidad resistente
- El tipo de trabajo
- La forma de su sección transversal
- La altura alcanzada
- El perfil longitudinal

Según el material, los pilotes se pueden dividir en :

- * Pilotes de madera
- * Pilotes de concreto { Sin armar
Armados
Pretensados
- * Pilotes de acero
- * Pilotes mixtos

Según la forma de ejecución y colocación, los pilotes pueden ser :

- | | | |
|---|---|---|
| <u>Pre-formados</u> (de madera, acero o prefabricados de concreto armado y pretensado) | { | Hincados
Vibrados
Roscados o atornillados
Colocados mediante gatos |
| <u>Vaciados in situ</u> (de concreto armado o sin armar) | { | Con tubos recuperables
Con tubos perdidos
Perforados
Excavados |

Las ventajas e inconvenientes que presentan los diferentes tipos de pilotes se enumeran en la Tabla 12.1.

T A B L A 12.1

VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS DIFERENTES TIPOS DE PILOTES

TIPOS DE PILOTES	VENTAJAS	INCONVENIENTES
<u>Pilotes de madera</u>	Fáciles de obtener en zonas boscosas. Económicos. Posibilidad de aserrarlos cuando se alcanza el estrato resistente.	Susceptibles de ser atacados por micro-organismos y putrefacción. Fáciles de partir bajo los golpes de martinetes. Difíciles de alargar.
<u>Pilotes de acero</u>	Fáciles de acortar y alargar soldando nuevos tramos. Resistentes a los golpes de martinetes. Gran capacidad de carga	Difíciles de proteger contra la corrosión. Precio elevado. Las secciones I pueden pandear
<u>Prefabricados de concreto armado</u>	Gran durabilidad. Buena capacidad portante. Resistencia a la acción agresiva de suelos con sustancias químicas. No les afecta la fluctuación del nivel freático.	Equipo de hincado costoso. Poco resistentes para el acarreo y manipulación. No se los puede alargar. (cont.)

<u>Pilotes de concreto pretensado</u>	Fácilmente extensibles a la longitud deseada cuando se construyen con dovelas cortas acoplables. Secciones reducidas y livianas, de fácil manejo y transporte. Muy resistentes a la corrosión.	Costo elevado. Requieren excavación previa. No se los puede alargar cuando se construyen en una sola pieza en la altura total del pilote.
<u>Pilotes vaciados in situ con tubos recuperables o excavados y perforador</u>	Se pueden construir de cualquier dimensión y a la profundidad deseada. Muy resistentes. No producen grandes vibraciones en los edificios vecinos.	Costo elevado. Necesitan equipos especiales de excavación y colocación en obra. Peligro de sifonamiento.
<u>Pilotes vaciados con tubos perdidos</u>	De gran resistencia y durabilidad. Fáciles de inspeccionar. Se pueden acortar o alargar cuando sea necesario.	Debe cuidarse que la camisa no sufra pandeo local al ser hincada.

La capacidad resistente de un pilote, referida a las cargas que soporta como miembro estructural, depende de la calidad de los materiales usados, el tipo de sollicitación impuesta y las dimensiones de su sección transversal. Como criterio general, la Tabla 12.2 da los valores promedio de las cargas de servicio para algunos pilotes y su longitud usual.

T A B L A 12.2

<u>TIPO DE PILOTE</u>	<u>CAPACIDAD PORTANTE</u> P (t)	<u>LONGITUD USUAL</u> H (m)
Madera	15 a 30	12 a 15
Acero sección H	50 a 90	18 a 30
Acero sección tubular	60 a 100	30 a 40
Prefabricados de concreto armado	40 a 80	15 a 25
Vaciados in situ	30 a 90	20 a 30
Mixtos o combinados	100 a 500	30 a 45
De bulbo	300 a 800	40 a 50

En todos los casos, H corresponde a la altura enterrada del pilote, en contacto con el suelo. La figura 12.2 da algunos valores promedio de la capacidad portante de los diferentes tipos de pilotes.

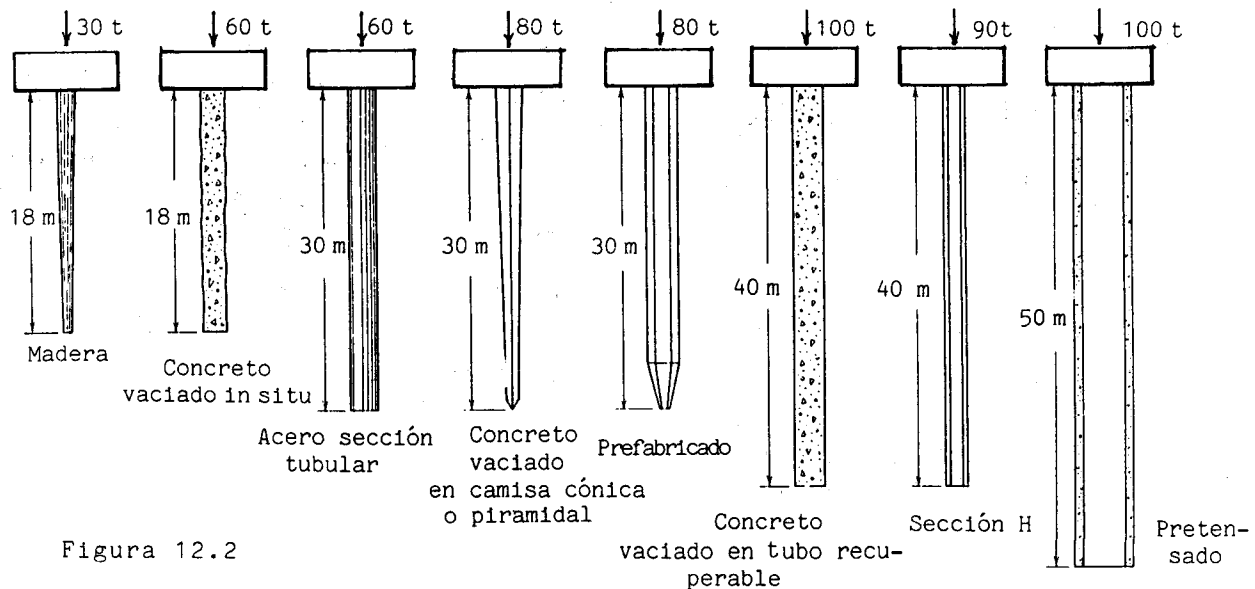


Figura 12.2

Según la forma de trabajo, los pilotes se clasifican en :

- Trabajando por punta
- Resistiendo por fricción lateral
- Por punta y fricción simultáneas

Los pilotes trabajan por punta cuando están ubicados en un estrato poco apto para resistir cargas, pero su altura alcanza un estrato resistente, de modo que su comportamiento es similar al de una columna, transmitiendo las cargas de la superestructura, directamente por compresión, al suelo firme. Ver figura 12.3 a).

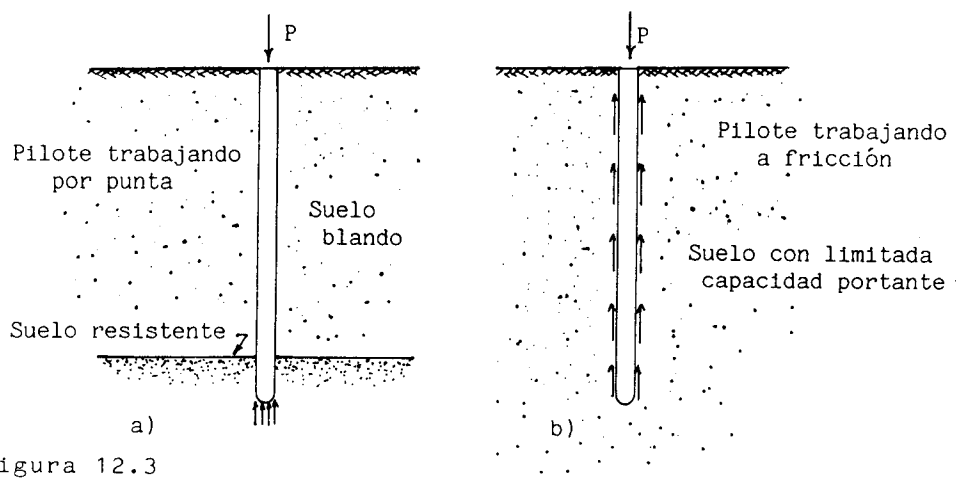


Figura 12.3

Los pilotes trabajan por fricción cuando el suelo resistente se halla muy profundo y el pilote debe "flotar" en un estrato de gran espesor con escasa capacidad portante, de modo que las cargas transmitidas por la estructura son soportadas principalmente por fricción lateral o adherencia entre el suelo y las caras del pilote en toda la altura del fuste. (Esquema b).

En suelos intermedios, con una cierta capacidad portante, la resistencia total del pilote resulta la suma de la resistencia por punta y por fricción.

Según la sección transversal, los pilotes pueden ser :

- * Huecos o macizos
 - Cuadrados
 - Circulares
 - Poligonales
- * En I o H

Algunas secciones típicas se muestran en la figura 12.4.

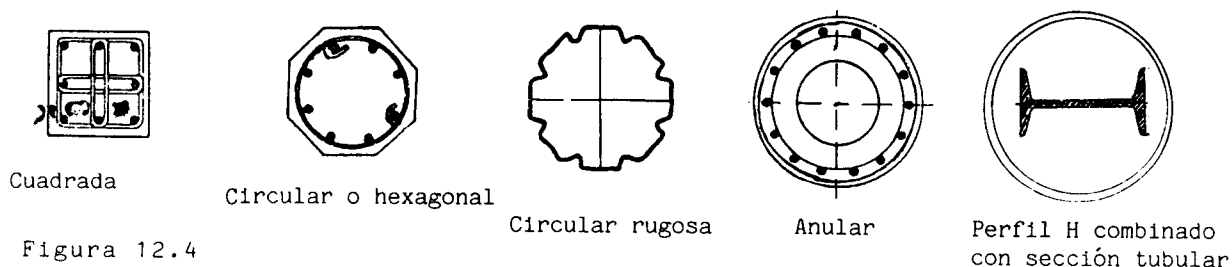


Figura 12.4

Según el perfil longitudinal, los pilotes pueden ser :

- De sección uniforme
- Tronco cónicos
- Escalonados
- De bulbo

Los de sección uniforme son los más comunes. Los troncocónicos permiten un fácil hincado pero tienen la tendencia a hundirse con el paso del tiempo, debido a su forma de cuña. Son pilotes que trabajan por fricción. Los pilotes escalonados, llamados también telescópicos, pueden construirse por tramos, para una más fácil ejecución. Por último, los pilotes de bulbo son los que presentan un ensanchamiento en la base, que mejora notablemente su resistencia por punta. Ver figura 12.5.

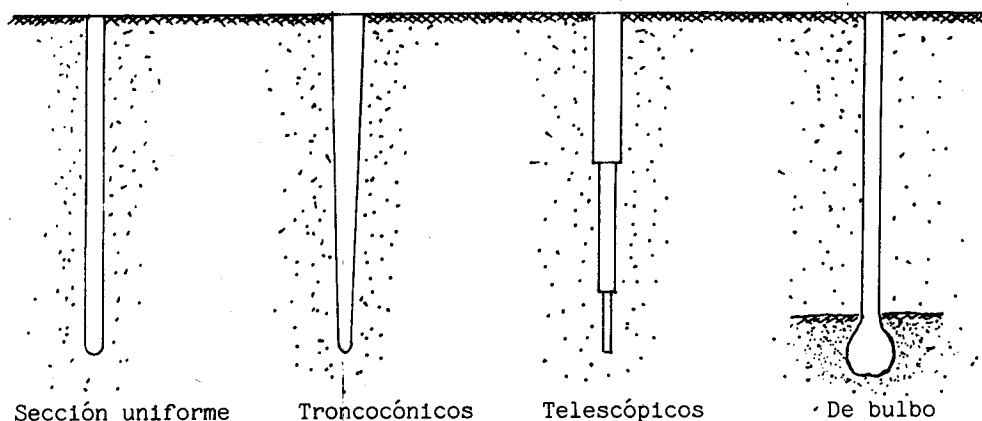


Figura 12.5

Si bien los pilotes son piezas muy esbeltas, que alcanzan grandes alturas, en general no pandean salvo en casos excepcionales, como cuando el suelo que los circunda es excesivamente blando, por ejemplo las arcillas saturadas. En otros tipos de suelos, la experiencia ha demostrado que el soporte lateral que brinda el terreno es tan efectivo, que los pilotes en todo momento mantienen su estabilidad y alineamiento del fuste bajo las cargas de servicio, por lo cual se diseñan como columnas cortas, sin tomar en cuenta el efecto que la esbeltez ejerce sobre su capacidad resistente.

12.4.- PILOTES DE MADERA

El uso de los pilotes de madera como estructura portante, se remonta a la prehistoria, cuando los primitivos poblados asentaban sobre ellos sus precarias construcciones lacustres. En los lagos suizos, por ejemplo, se han encontrado numerosas huellas de antiguos palafitos que datan de muchos siglos antes de Cristo, asombrosamente conservados y con algunos de sus pilotes aún en aceptables condiciones de servicio.

Asimismo, en el lago de Bolsena, a 100 Km de Roma, Italia, se sondearon recientemente las profundidades para seguir la huella de un asentamiento de palafitos de la edad de hierro, que fue abandonado luego de un violento terremoto, detectado por el elevado número de objetos hallados en el lugar. Los pilotes petrificados de madera muestran su parte externa hinchada y poco consistente, pero mantienen aún su forma y características.

También en la América precolombina eran numerosas las tribus indígenas que habitaban en chozas construidas sobre pilotes en los lagos y lagunas, para protegerse del ataque de animales salvajes y enemigos. Aún hoy, en las junglas del Asia y Africa, suele ser común este tipo de construcción. Más recientemente, en la época de los romanos, era usual asentar pilotes para fundar puentes y acueductos, y durante la Edad Media, muchas ciudades fueron construidas sobre pilotes de madera, como Amsterdam y Venecia. En la actualidad, sólo se los utiliza en construcciones de poca envergadura o temporales, y en zonas boscosas donde la madera es abundante y económica.

Los pilotes de madera se obtienen de los rollizos, troncos cortados y desbrozados, recubiertos de corteza, la cual luego debe desvastarse, pues no ofrece resistencia. Sólo la parte de la albura y el duramen son aptos para los fines estructurales, como muestra la figura 12.6. de la sección aserrada de un rollizo, con los diferentes anillos. En los países de cuatro estaciones, cada anillo representa un año de vida del árbol.

Los pilotes se obtienen de árboles de 15 a 20 m de altura. En algunos casos alcanzan los 30 m y excepcionalmente, los 50 m. El fuste debe ser recto, pues la flecha no debe sobrepasar el 1/100 de la longitud. El diámetro mínimo es de 30 cm, pudiendo alcanzar los 55 cm. Una regla empírica para determinar el diámetro D adecuado para un pilote de madera es el siguiente :

$$D = 0,15 \text{ m} + 0,02 \text{ L}$$

(12.1)

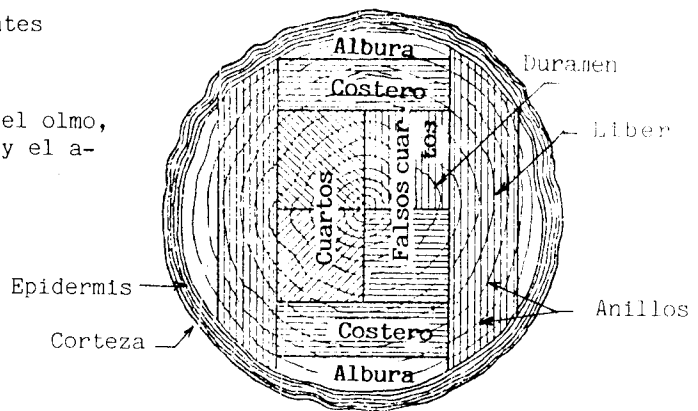
siendo L la altura del pilote en m. Se debe cumplir además :

$$D \geq L/30 \text{ en suelos resistentes}$$

$$D \geq L/40 \text{ en suelos blandos}$$

Entre las maderas más usadas para pilotes están el olmo, la encina, el abeto, el pino, el olivo, la haya y el aliso. Las maderas se clasifican en :

MADERAS {
 Muy duras
 Duras
 Semiduras
 Blandas



Sección transversal de un rollizo

Figura 12.6

Entre las maderas muy duras está el bálsamo, el ciprés, el ébano, el roble, la mora y el olivo; entre las duras el pardillo, el nogal, el castaño y el olmo. Como maderas semiduras se pueden citar el apamate, la caobay el samán y como maderas blandas el cedro, el balso, el abeto y algunos pinos.

La resistencia de la madera depende de la cantidad de lignina que contenga, del tipo de sollicitación que soporte y del ángulo de incidencia de las cargas con la dirección de las fibras. Las mejores maderas estructurales son las de vetas paralelas al fuste, sin nudos saltadizos ni grietas periféricas o de corazón, u otras anomalías y defectos. La Tabla 11.9 da las características resistentes de algunos tipos de maderas, con probetas de escuadría 2" x 2" en su sección transversal.

Causas de deterioro en la madera

La madera que se usa para los pilotes, debe ser fuerte y resinosa, así como inmune a los ataques de los micro-organismos que la deterioran y socavan o a los agentes destructores que propician su pudrición.

Una de las peores causas de deterioro en la madera son los sucesivos ciclos de humectación y secado que deben soportar los pilotes, debido a la fluctuación del nivel freático en el subsuelo. Este efecto acorta considerablemente la vida útil del pilote y propicia la pronta desintegración de la madera. Por otra parte, en el caso de pilotes siempre enterrados en suelos no inundables o continuamente bajo el nivel de las aguas, pueden sufrir deterioro por la presencia de :

- Crustáceos
- Moluscos
- Parásitos
- Saprófitos
- Insectos
- Hongos
- Agentes químicos

Los crustáceos y moluscos, así como los teredos y limnorias, atacan las maderas sumergidas, mientras que los insectos tales como las termitas, carcomas y otros xilófagos lo hacen sobre el nivel del agua. Los parásitos y saprófitos destruyen la madera con un grado de desintegración que depende de la temperatura y las condiciones ambientales. Por lo general la alta temperatura acelera el proceso de deterioro.

Los hongos se nutren de la sustancia lignosa de la madera, produciendo la pudrición de la misma. Cuando se pudre, la madera se vuelve blanda, esponjosa y desmenuzable. Por último, algunos agentes químicos y ácidos pueden quemar las fibras de la madera, afectando su resistencia, apariencia y durabilidad.

Las maderas además pueden presentar anomalías naturales, tales como nudos, doble albura, fibras torcidas u onduladas, grietas periféricas y radiales, o grietas de corazón, muy comunes en la madera de roble. Todas ellas disminuyen la capacidad resistente de los rollizos, y aceleran su deterioro.

Formas de protección de los pilotes de madera

Básicamente, la protección de los pilotes de madera se logra de dos formas diferentes :

- * Mediante recubrimientos metálicos
- * Impregnando la madera con sustancias antisépticas

El uso de las planchas de acero, zinc o cobre para recubrir el fuste del pilote, y aseguradas con clavos de cobre, permite otorgar una cierta protección a la madera, si bien su efecto es de corta duración. Más efectiva es la protección química que se obtiene mediante tratamientos con sustancias antisépticas, tales como el aceite pesado de brea o alquitrán, la creosota, el cloruro de zinc y el sulfato de cobre.

El proceso se lleva a cabo por simple inmersión en caliente o frío, o por la impregnación mecánica en grandes cilindros a presión, con altas temperaturas. El uso de la creosota, por ejemplo, prolonga de 15 a 20 años la duración de los pilotes, evitando su putrefacción. Generalmente se emplean de 200 a 400 gramos de creosota por m³ de madera.

Otra forma de protección de los pilotes de madera en suelos con nivel freático, es la de construirlos mixtos, con una prolongación superior de concreto armado, como muestra la figura 12.7. El pilote de madera se hince de modo que quede continuamente sumergido, mientras que la extensión de concreto se prolonga en la altura donde el nivel freático oscila. Se conjuga de esta forma la ventaja económica del bajo costo de los pilotes de madera, con la durabilidad de los de concreto.

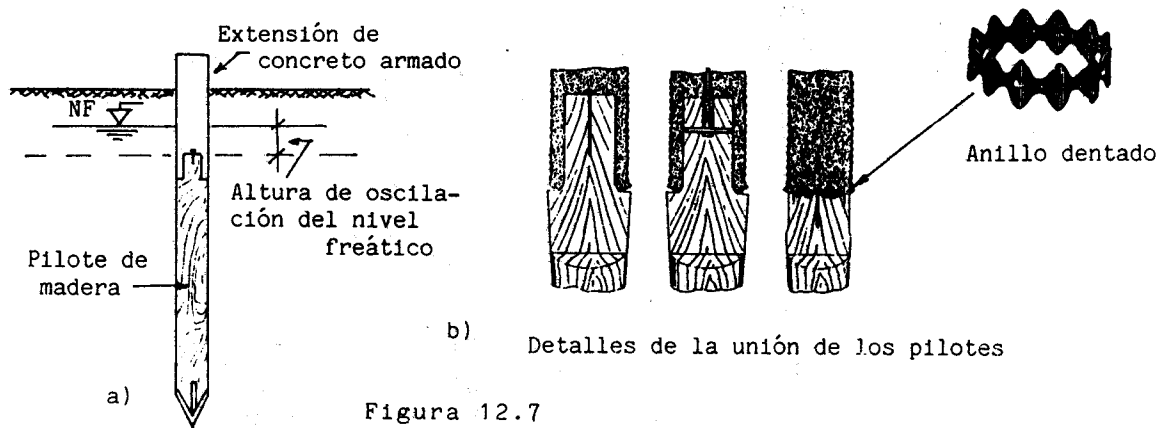


Figura 12.7

Partes de un pilote de madera

Las partes constitutivas de los pilotes de madera son :
La figura 12.8 muestra estas diferentes partes.

- La cabeza
- El fuste
- La punta

En la cabeza o parte superior del pilote, se debe colocar un zuncho metálico que impide que los golpes sucesivos del mazo que hace penetrar el pilote por percusión, deterioren las fibras y astillen la madera.

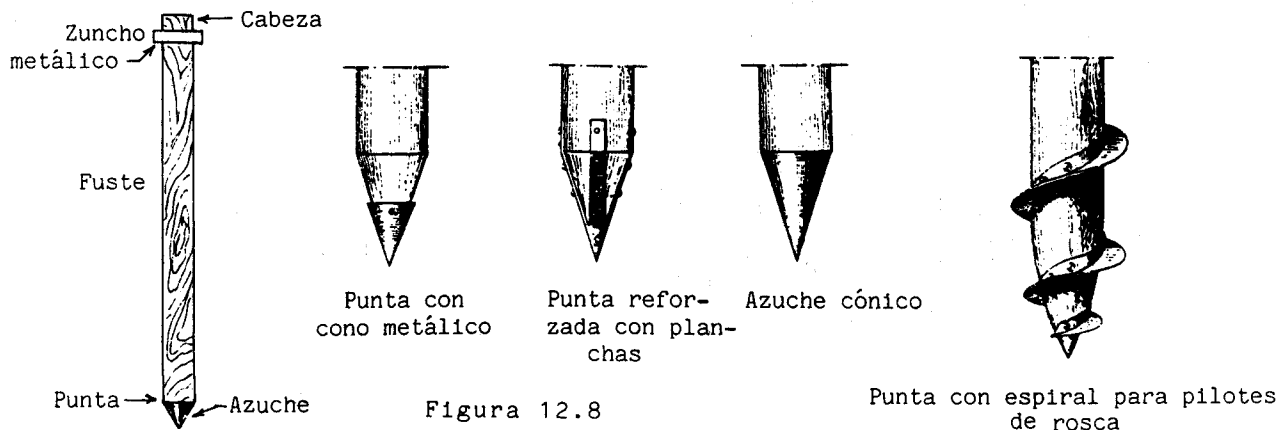


Figura 12.8

Punta con espiral para pilotes de rosca

Cuando el fuste es rugoso, se mejora la adherencia con el suelo que rodea el pilote. Por el contrario, cuando se desea aislar el fuste del suelo, por ejemplo en el caso de arcillas expansivas, de modo que el pilote sólo trabaje por punta, se debe cepillar la madera y aceitarla convenientemente, para impedir toda fricción lateral.

En el extremo inferior, la sección de la punta se reduce para una mejor penetración en el suelo, y se refuerza con un azuche metálico que puede consistir en un cono de fundición o en planchas laterales clavadas alrededor. El azuche evita que la punta se desgarré por la percusión contra el suelo, en especial si encuentra piedras o ramas enterradas en su camino. Ver figura 12.8 b).

Entre los métodos usuales de colocar in situ los pilotes de madera está el hincado y el atornillado o roscado. El primer método consiste en golpear repetidamente la cabeza del pilote con un martillo o mazo hasta que penetre a la profundidad deseada. El martillo puede ser manual, para el caso de suelos blandos, o mecánico, para suelos más resistentes. Los martillos mecánicos consisten en un pesado mazo que se deja caer por gravedad desde una considerable altura, hincando el pilote por percusión. Ver figura 12.9. Si durante la hinca, el pilote se hunde súbitamente, es que se ha quebrado al encontrar en su camino un estrato muy duro o una piedra de grandes dimensiones. El quiebre se conoce por pata de perro, y en este caso el pilote debe extraerse y sustituirse por otro.

Los pilotes de madera cilíndricos también pueden colocarse en el sitio mediante atornillado o roscado. Esta técnica consiste en hacer penetrar el pilote comprimiéndolo axialmente y en forma simultánea hacerlo girar alrededor de su eje vertical. Para ello la punta debe estar provista de una hélice como la que muestra la figura 12.8 c).

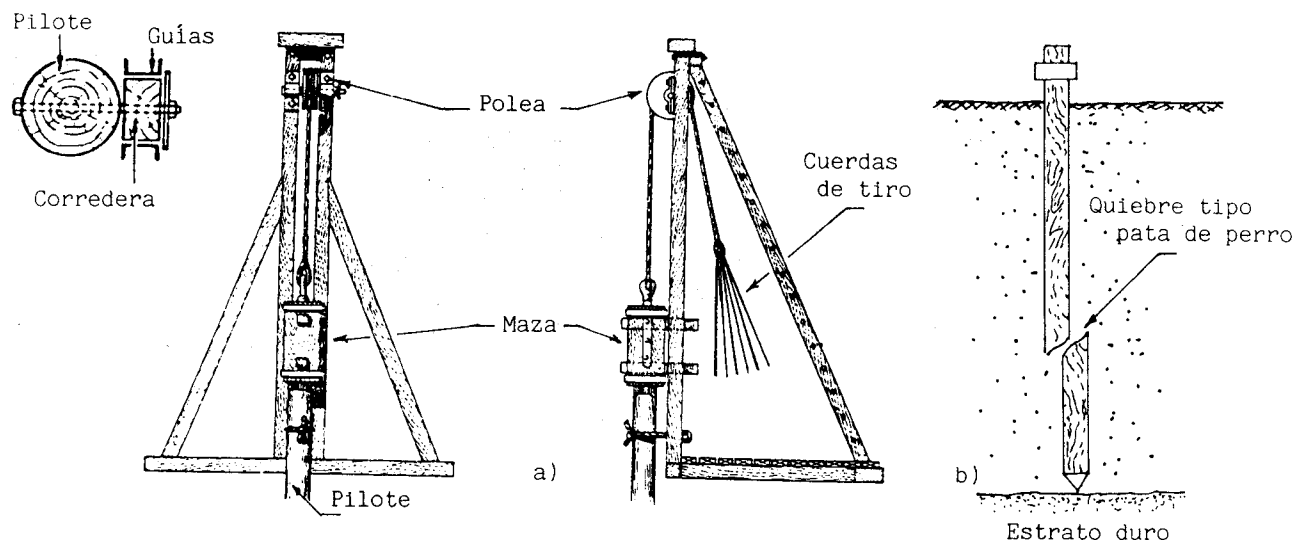
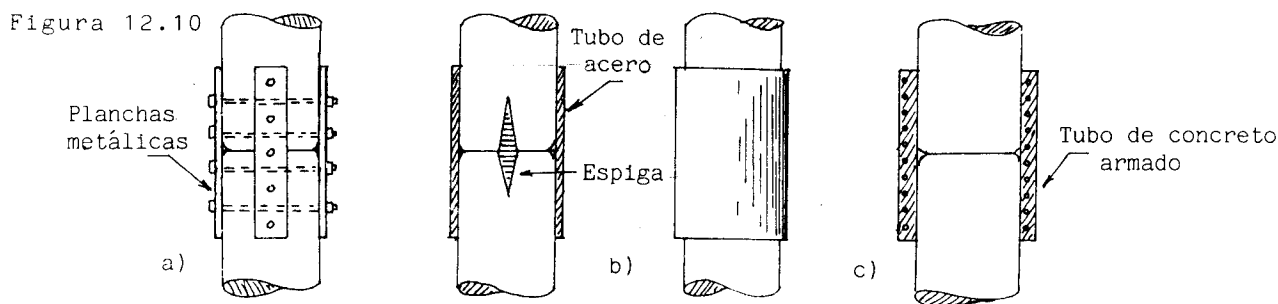


Figura 12.9 Martinete manual (Ref.21)

Cuando la altura necesaria del pilote excede la del rollizo, se deben acoplar, con un sistema como el mostrado en la figura 12.10. En el caso a), se utilizan planchas de hierro clavadas o atornilladas, o con pasadores internos que aseguran la unión. Sin embargo, el resultado de este tipo de ensamble no es muy satisfactorio, pues a veces parte al ser golpeado por el martinete. Se comporta mejor la unión del esquema b) que consiste en un sencillo tubo de acero donde los extremos se acoplan a presión y donde la espiga de acero interna con doble punta, dilata la madera y confina el núcleo. También se puede usar un anillo de concreto armado, que resiste mejor la acción destructiva en suelos acuosos. (Esquema c).



Categorías de los pilotes de madera

Los pilotes de madera se clasifican en tres categorías :

- CATEGORIA A : Pilotes de madera tratada, de gran longitud y diámetro $D = 40$ a 55 cm
Se usan en cimentaciones importantes.
- CATEGORIA B : Pilotes de madera tratada, de longitud intermedia y diámetro $D = 30$ a 35 cm,
para obras usuales.
- CATEGORIA C : Pilotes de madera sin tratar, de limitada longitud y diámetro $D = 20$ a 25 cm,
para obras de poca envergadura y provisorias.

12.5.- PILOTES DE CONCRETO

En 1897 el Ing. Hennebique en Alemania sustituyó por primera vez los pilotes de madera por otros de concreto armado, los cuales posteriormente (1904) fueron usados en América, por la firma Raymond.

En la actualidad son los pilotes de mayor difusión y se los puede clasificar en dos - grandes grupos :

- * Pilotes prefabricados
- * Pilotes vaciados en obra

Los pilotes prefabricados son contruidos en el taller y luego transportados a la obra donde se colocan mediante hincado, roscado, o a presión con gatos, según la técnica usada. Los pilotes vaciados se construyen in situ aplicando diferentes métodos, tales como el hincado de tubos o camisas metálicas, dentro de las cuales se extrae el suelo y luego se rellenan con concreto. Estos pilotes pueden ser de camisa perdida o recuperable, y pueden armarse con barras longitudinales y ligaduras o zunchos.

Otro tipo de pilotes vaciados en obra son los excavados, que se construyen con la técnica de cavar o dragar pozos profundos para luego vaciar dentro el concreto fresco, apisonando el material a medida que se va dando forma al pilote. En todos los casos, y para cualquier método usado, el concreto debe ser de muy buena calidad, para lo cual se aconseja usar de $8 \frac{1}{2}$ a 10 sacos de cemento por m^3 de concreto y una relación agua/cemento $\leq 0,5$ en peso.

los factores que influyen en la elección de un determinado tipo de pilotes son, entre otros :

- Las características de los estratos del subsuelo
- La longitud necesaria del pilote
- La topografía del lugar de trabajo
- La facilidad de instalación de la maquinaria
- El daño que se puede ocasionar a las construcciones vecinas
- La presencia del nivel freático
- Las características de la superestructura
- El costo de fabricación, transporte y colocación de los pilotes
- El ángulo de inclinación necesario
- La presencia de sustancias químicas agresivas en el suelo
- La experiencia en construcciones anteriores similares

12.6.- PILOTES PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO

Los pilotes fabricados fuera de la obra y luego transportados al sitio y colocados en el lugar, son los de uso más difundido. Entre las ventajas que poseen están :

- a) Su duración es prácticamente ilimitada y no les afecta la presencia del nivel freático.
- b) Pueden construirse de las dimensiones deseadas y adaptar la armadura resistente para soportar la flexión y el corte, mientras son manipulados y transportados hasta el lugar de la obra
- c) Pueden trabajar por punta o por fricción, y también se utilizan como anclajes de obras terrestres o marítimas, con la requerida inclinación.
- d) Pueden hincarse en suelos firmes y compactos sin peligro de rotura

Los pilotes prefabricados de concreto presentan por lo general una sección transversal cuadrada o poligonal, si bien en ciertas ocasiones pueden ser circulares o en forma de anillo. Estos últimos se construyen con la técnica del centrifugado y presentan la ventaja de una fácil inspección y menor peso propio, con gran momento de inercia. Su diámetro puede alcanzar a 1,5 m y soportan hasta 300 t. con una longitud de 60 m. Algunas de estas secciones se muestran en la figura 12.4.

Los pilotes de concreto se arman en forma similar a las columnas, y deben cumplir con las exigencias estipuladas en la Sección 7.10. Estos pilotes se fabrican vaciando el concreto en moldes individuales colocados horizontalmente, donde previamente se coloca la armadura de acero. Se les debe aplicar un esmerado curado, y cuando el concreto ha fraguado y endurecido convenientemente se los acopia hasta el momento que son llevados en monorrieles a los camiones y transportados al pie de obra. En ningún caso es conveniente hincar los pilotes antes de los 20 días luego de vaciados.

Para el acarreo se los engancha en dos o más puntos, en posición horizontal, en alambres doblados en forma de gancho que se dejan para tal fin antes de vaciar. A mayor número de puntos se produce una menor flexión del pilote por peso propio, evitando con ello la formación de fisuras en el recubrimiento. En relación a este efecto, los pilotes pretensados presentan ventajas frente a los de concreto armado, ya que la compresión impuesta los hace más resistentes a las solicitaciones producidas durante el acarreo. Ver figura 12.11.

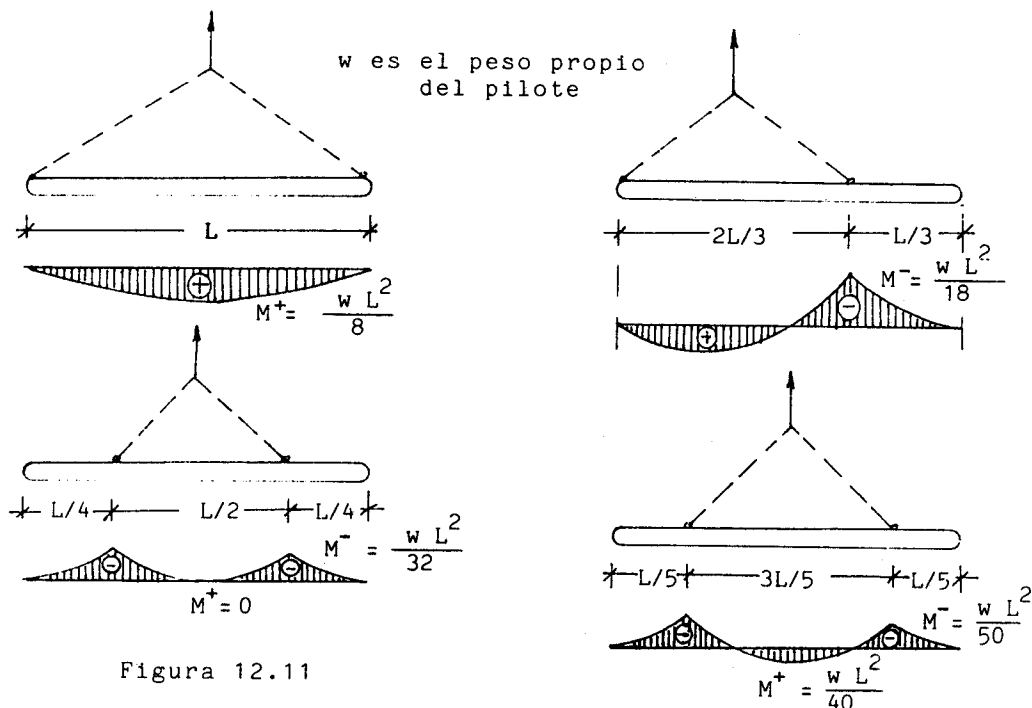


Figura 12.11

Al igual que los pilotes de madera, los de concreto tienen cabeza, fuste y punta, la cual puede ser tronco cónica, tronco piramidal o recta, como se ve en la figura 12.12. Cuando la punta tiene forma de cuña para penetrar mejor en el suelo, debe protegerse con un azuche de acero, con formas variadas, algunas de las cuales se grafican en la figura.

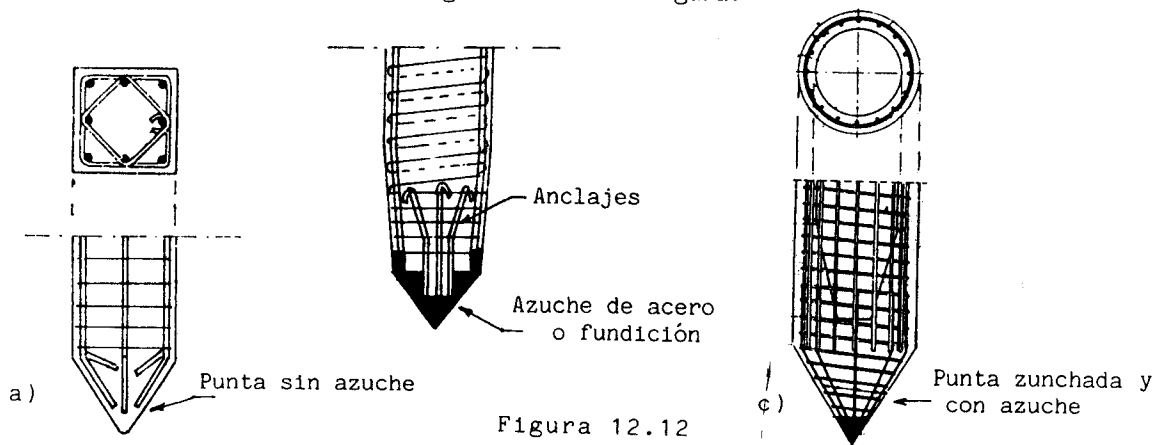


Figura 12.12

Hinca de pilotes

Para hincar los pilotes en el suelo, se utiliza un equipo de grúas y martinets que consiste básicamente en un mazo que se deja caer repetidamente sobre la cabeza del pilote hasta que éste penetre a la profundidad deseada. El pilote se coloca entre las guías, debajo del martillo y su cabeza se protege con un sombrerete o cabezote de madera dura o concreto resistente, para evitar que el extremo superior del pilote quiebre por los golpes. Ver figura 12.13.

El sombrerete es de acero fundido y en su interior se coloca un bloque renovable de madera resistente, como el roble o el azobé. Para amortiguar el impacto, se suele intercalar otro de madera más blanda, como el pino o el eucaliptus, o bien capas de laminados, fibras, metales, plásticos o goma. Los mazos son pesados cilindros macizos de acero fundido, de 1 a 5 t de peso, que se dejan caer en caída libre o forzada, desde una altura conveniente, generalmente unos 3 m, a razón de unos 10 golpes por minuto. Ver Sección 12.19.

La hinca se suspende cuando el rechazo del martillo alcanza una determinada altura. Existen asimismo martillos de doble efecto, accionados con presión de aire o de vapor de agua, para acelerar la caída del mazo, aumentar la velocidad del impacto e incrementar el número de golpes hasta alcanzar los 60 por minuto. En casos especiales, se pueden usar equipos vibratorios para hincar los pilotes, que consisten en un par de pesas rotatorias excéntricas, que producen impulsos verticales de frecuencia variable. Generalmente los pilotes se hincan verticales, pero pueden tener una inclinación de hasta 25° con respecto a esta dirección.

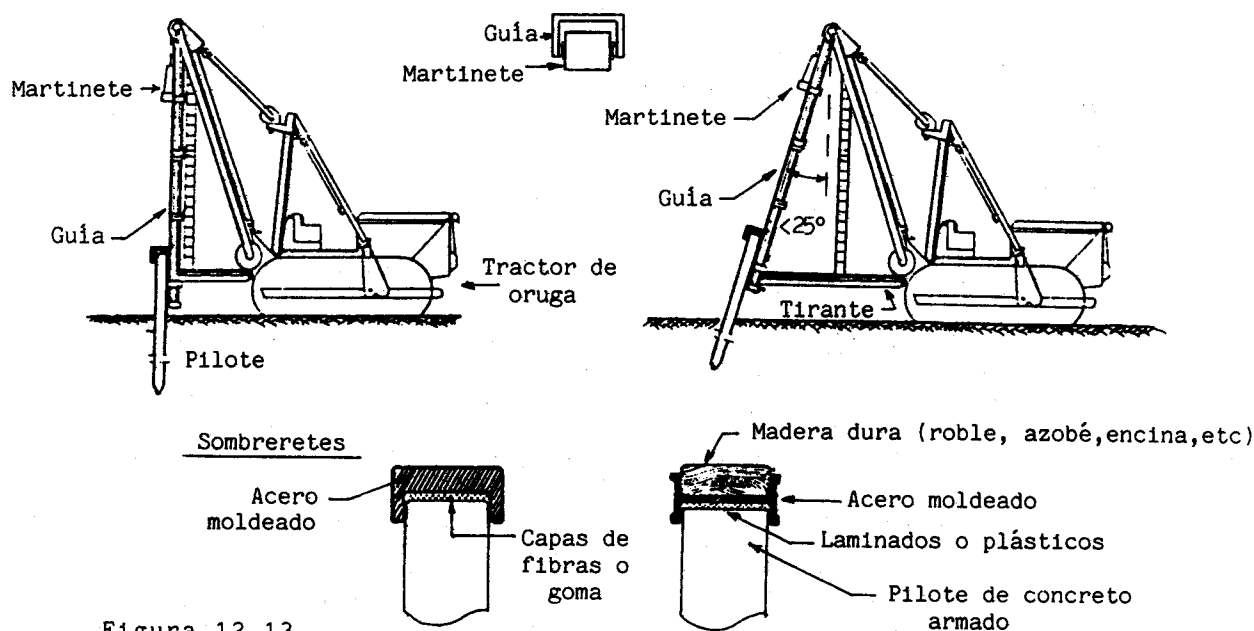


Figura 12.13

Pilotes roscados. Método Grimaud

Los pilotes roscados son de fuste circular u octogonal, pero en la punta presentan un perfil de rosca de acero, en forma de espiral plana de doble filete, que permite barrenar el terreno hasta la profundidad deseada. En la punta de la rosca se refuerza con un azuche de fundición o de acero, para su mejor penetración en suelos resistentes. Las barras longitudinales del pilote se sueldan al azuche, y se confina el concreto de la punta con un zunchado helicoidal a 45° en el sentido contrario al de la rosca metálica, de modo que los esfuerzos de torsión no fisuren el concreto.

Estos pilotes generalmente tienen un fuste de unos 30 a 40 cm y la rosca se extiende hasta 60 cm de diámetro exterior, y 2 m de altura.

Las ventajas que presentan los pilotes roscados en relación con los hincados son las siguientes:

- La maquinaria necesaria para la puesta en obra es simple y de fácil transporte
- La instalación de los pilotes es rápida y segura. Además, se pueden colocar por tra-

mos cortos o dovelas sucesivamente articuladas

- c) Evitan los ruidos molestos y las vibraciones en los edificios vecinos, ocasionados por la hincia.
- d) Pueden desenroscarse fácilmente y reutilizarse en caso necesario

En terrenos incompresibles, el roscado se facilita mediante inyecciones de aire o agua a presión, a medida que el pilote descendiendo por rotación. Por otra parte, las espirales helicoidales de la rosca aumentan la superficie portante de la punta del pilote, de modo que se incrementa la capacidad resistente del mismo.

Los pilotes roscados de concreto armado, prefabricados, fueron usados por primera vez en 1940 por el Ing. Grimaud en Francia, por similitud a un método previamente empleado en Inglaterra, con óptimos resultados, para pilotes metálicos. Ver figura 12.14 a).

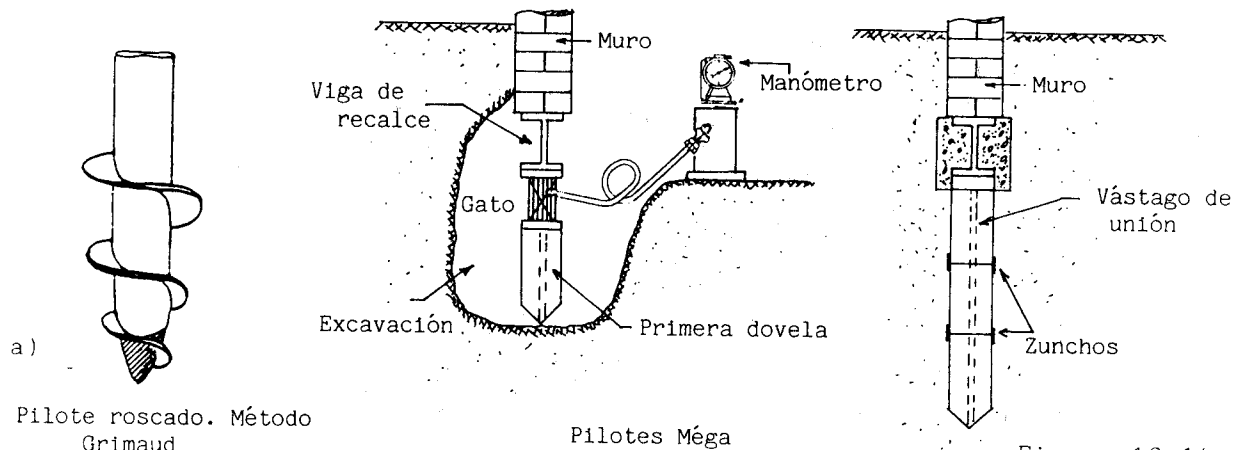


Figura 12.14

Pilotes colocados mediante gatos hidráulicos. Sistema Méga

El sistema Méga permite instalar pilotes prefabricados por tramos cortos, utilizando gatos hidráulicos, como muestra la figura 12.14 b). El método consiste en ir hundiendo, uno por vez, los elementos del pilote, que se van encajando unos con otros, sucesivamente, superponiéndose hasta la profundidad necesaria. Este método asimismo permite apuntalar los cimientos de estructuras existentes que hayan sufrido asentamientos inadmisibles, mediante una operación de recalce que estabilice la superestructura, en forma rápida, sin trepidaciones y en espacios reducidos.

Los tramos prefabricados son dovelas de sección cuadrada de 45 cm de lado o circulares de 40 cm de diámetro, que presentan un vástago central que permite su ensambladura sucesiva. El gato hidráulico se coloca bajo la viga de recalce, que transmitirá su reacción al muro o al cimiento que se desea apuntalar. Se coloca el primer tramo, y luego los tramos sucesivos hasta que se alcance el estrato resistente del subsuelo. Luego el pilote se ajusta a la viga de recalce y se retira el gato.

Este sistema presenta muchas ventajas en la reparación de estructuras en suelos blandos y compresibles, en una forma económica y sencilla, y utilizando sólo un equipo reducido. La capacidad de carga se va leyendo en un manómetro conectado con el gato, hasta lograr el rechazo deseado.

Pilotes pretensados

La sección transversal de los pilotes pretensados puede ser maciza o hueca. Generalmente los de sección maciza son pretensados, y los anulares, postensados, formados por dovelas anulares de unos 5 m de largo, que se van acoplando hasta alcanzar la longitud necesaria. El ensamblaje se completa pasando los cables que se postensan, a través de conductos longitudinales especialmente preparados antes del vaciado. El número de cables a usar depende de las dimensiones del pilote.

Una vez colocados los cables, se anclan en un extremo y se tensan por el otro mediante gatos. Cuando se ha alcanzado la tensión adecuada, generalmente hasta aproximadamente el $0,7 F_u$, se anclan en el extremo libre y se retiran los gatos. A continuación se inyecta mortero coloidal de cemento en los conductos del cable, hasta que endurece. Por último se retiran los anclajes de ambos extremos.

La longitud total que pueden alcanzar es de 60 m con diámetro de 1 a 1,5 m. El espesor de las paredes del anillo no supera generalmente los 15 cm. Las ventajas que ofrecen los pilotes pre-tensados en relación a los prefabricados de concreto armado son :

- * Mejor comportamiento durante el acarreo y transporte
- * Mayor economía en peso al resultar secciones más delgadas
- * Más resistencia al hincado, pues el concreto no se fisura
- * Mayor momento de inercia, pues la sección trabaja en su totalidad, incluyendo el recubrimiento
- * Excelente comportamiento en suelos agresivos
- * Especiales para trabajos en el mar, tales como escolleras, plataformas marinas y puertos.

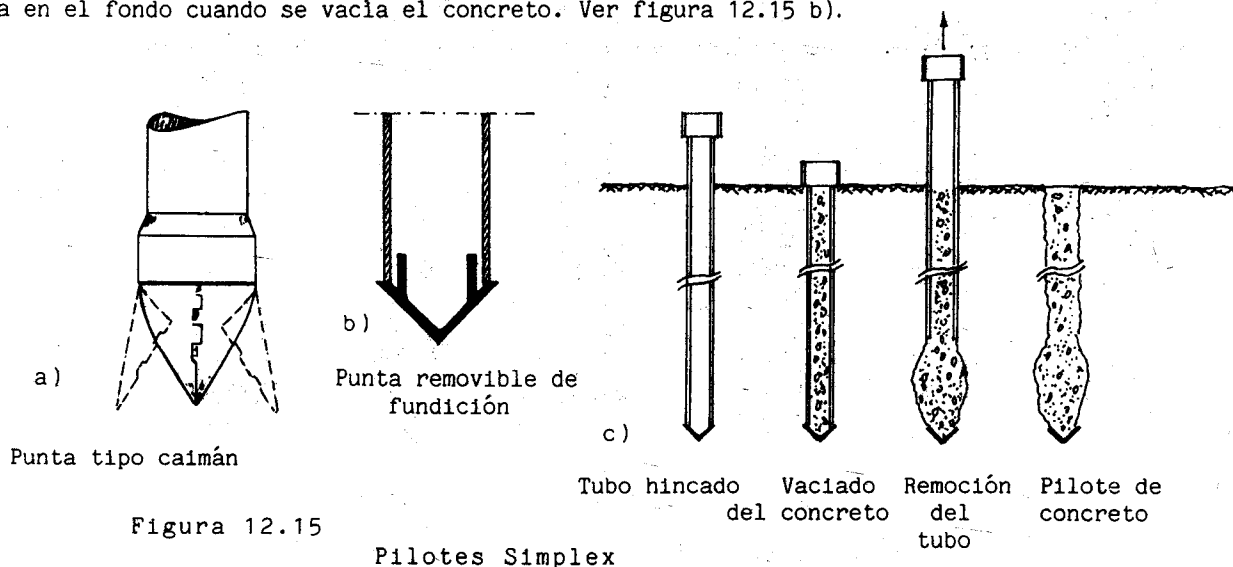
12.7.- PILOTES DE CONCRETO VACIADO EN OBRA, CON TUBO RECUPERABLE

Esta clasificación contempla todos los tipos de pilotes de concreto vaciados dentro de un tubo forma o camisa metálica, que se hace penetrar en el terreno por percusión, y luego se va extrayendo a medida que se vacía el concreto dentro. De esta forma, la camisa puede reusarse en nuevos pilotes. Entre los diferentes tipos de pilotes fabricados mediante esta técnica se pueden mencionar los siguientes :

- Pilotes Simplex
- Pilotes Express
- Pilotes Vibro
- Pilotes Franki

Pilotes Simplex

Este sistema fue usado por primera vez por el Ing. Frank Schuman, utilizando un tubo de acero de 2 cm de espesor y diámetro de 40 a 60 cm, que está provisto de una punta tipo caimán como la mostrada en la figura 12.15 a). El tubo se hunde en el suelo por percusión hasta el rechazo y luego se vacía el concreto fresco adentro, compactándolo con la ayuda de un pisón. A medida que se va vaciando el concreto, se va levantando simultáneamente el tubo forma, abriendo la punta, hasta su extracción total. De esta forma, la punta tipo caimán es recuperable. Existe además una variante del sistema Simplex, que consiste en una punta de fundición que se separa del fuste del tubo y queda perdida en el fondo cuando se vacía el concreto. Ver figura 12.15 b).



Los pilotes Simples pueden también llevar armadura, en cuyo caso ésta se coloca antes de vaciar el concreto. El compactado del concreto se logra apisonando el material fresco con la ayuda de un mazo de forma alargada. En el caso de usar punta de caimán, el pilote adquiere forma cilíndrica en toda su altura. Pero si se utiliza la punta perdida o removible de fundición, los pilotes resultan de bulbo, como se indica a continuación.

La cabeza del tubo estará protegida por un sombrerete de acero para evitar que los golpes del mazo la deterioren. El peso del mazo que produce el hundimiento del tubo es de aproximadamente 2 t.

Pilotes Simplex de bulbo

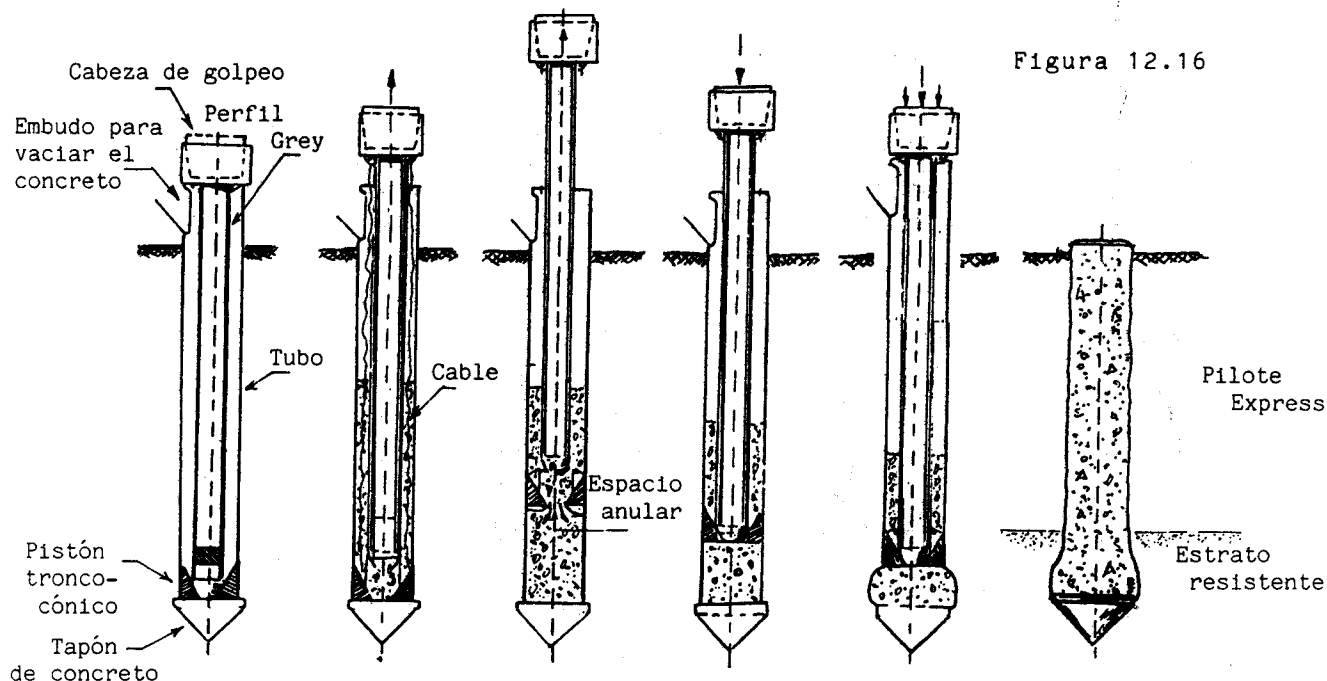
Cuando los pilotes deben soportar grandes cargas, se utilizan los de bulbo, el cual consiste en un ensanchamiento en la base que mejora notablemente la resistencia por punta.

Se emplea para ello la cabeza perdida de la figura 12.15 b). El método consiste en hincar el tubo forma hasta la profundidad deseada, y llenarlo de concreto fresco. Luego se tapa su extremo superior para evitar que el concreto se derrame, y se levanta el tubo aproximadamente una altura de 1 m. A continuación se lo vuelve a hincar, presionándolo contra el concreto de modo que éste se expanda lateralmente en el suelo, formando el bulbo de base (esquema c). El proceso puede repetirse, agregando en cada operación más concreto fresco hasta que el bulbo adquiera el volumen previsto, y luego se completa el resto del pilote en la forma indicada en el sistema Simplex convencional.

Para formar el bulbo, se puede vaciar un cierto volumen de concreto semiseco y luego agregarle arena y grava, apisonando el material con el mazo mencionado.

Pilotes Express

Para construir los pilotes tipo Express se utiliza un tubo o camisa metálica de 50 a 60 cm. de diámetro y unos 15 m de altura, que lleva en su extremo inferior un tapón de concreto de forma cónica y 1 m de altura, fuertemente adherido a las paredes, que luego queda perdido en el bulbo de base del pilote. Este tapón impide que el suelo y el agua subterránea penetren en tubo durante la hincia. La camisa se hace penetrar en el terreno golpeándola con un mazo de 0,5 a 1 t de peso, que acciona sobre un cabezote superior el cual no transmite el impacto directamente al tubo sino a un mandril o vástago formado por un perfil H de grandes dimensiones, el cual es solidario en su extremo inferior con un pistón tronco cónico de acero, de unos 25 cm de diámetro, que desliza dentro del tubo. Ver figura 12.16. (Ref. 18).



Este pistón golpea a su vez el tapón de concreto, obligándolo a penetrar en el suelo, y arrastrando la camisa hasta la profundidad necesaria. En la parte inferior del tubo, y por encima del tapón de concreto, se ubica un segundo pistón concéntrico con el anterior, de sección anular, conectado con al cabeza de golpeo mediante dos cables.

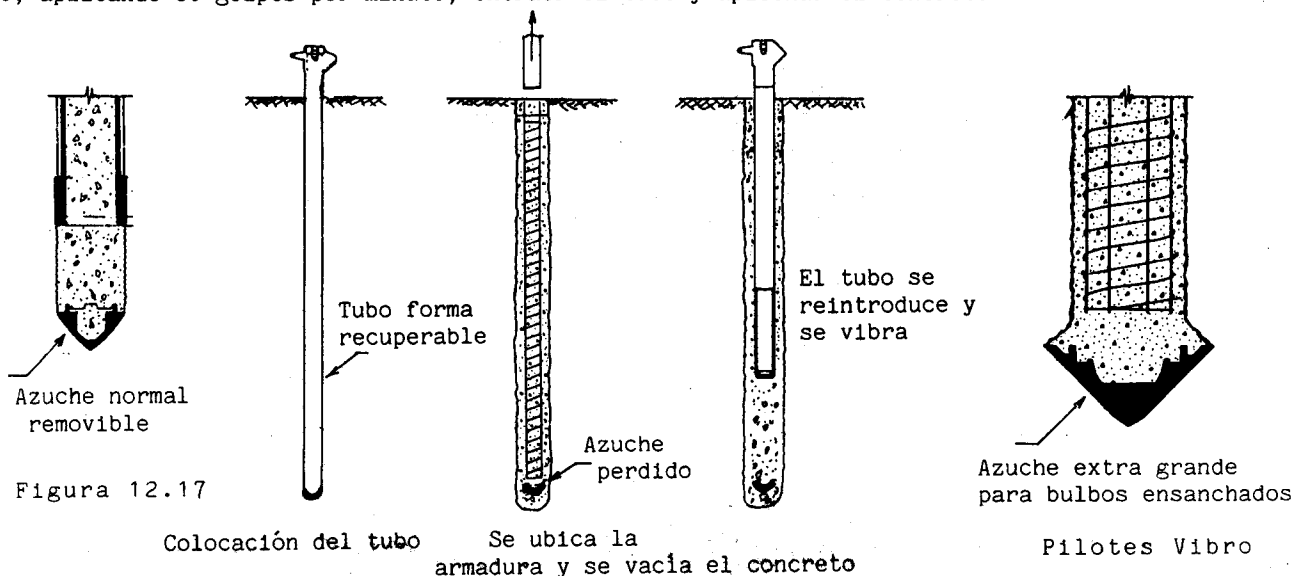
Cuando el tubo alcanzó la profundidad prevista, se comienza a verter el concreto fresco, el cual desciende por el hueco que queda entre el mandril y las paredes internas del tubo, y pasa por el orificio anular inferior, hasta alcanzar el tapón de concreto.

El mandril comienza entonces a levantarse y dejarse caer alternadamente, actuando como una bomba aspirante e impelente que presiona el concreto fresco contra el tapón y las paredes del suelo. Cuando el mandril es empujado hacia abajo, comprime enérgicamente el concreto, obligándolo a fluir por el hueco del pistón anular, ayudado por los golpes del mazo, a medida que se va retirando el tubo.

El diámetro del bulbo resulta tanto más ensanchado cuanto más elevada es la potencia del hincado. En el caso que el pilote Express sea armado, el operativo se lleva a cabo dentro del núcleo que dejan en su interior las barras longitudinales.

Pilotes Vibro

Estos pilotes fueron empleados por primera vez en Londres por el Ing. H. Hiley y consisten en una camisa o tubo circular, unido a una punta o azuche independiente, de acero o fundición, como se muestra en la figura 12.17. El tubo y el azuche se hincan en el suelo en toda su altura, mediante golpes que imparte un martinete Vibro a vapor de 2,5 t de peso, y luego se vacía concreto fresco dentro, desde la parte superior, a través de un embudo. Cuando el tubo está lleno de concreto se lo extrae empleando un dispositivo especialmente acoplado que permite, por acción simultánea del mazo, aplicando 80 golpes por minuto, extraer el tubo y apisonar el concreto.



La extracción se va realizando lentamente, con pequeñas sacudidas ascendentes y descendentes del tubo, dejando la punta perdida en el fondo. La característica principal del pilote es, como su nombre lo indica, la vibración, la cual produce los siguientes efectos:

- Hacer descender el concreto dentro del tubo
- Apisonar el concreto a medida que se va vaciando
- Levantar el tubo para su extracción

El proceso debe realizarse con rapidez para evitar que el concreto se adhiriera a las paredes de la camisa.

Los pilotes Vibro son especialmente indicados para suelos de arenas sueltas y arcillas firmes. Generalmente su altura es de unos 20 m con diámetro de 50 cm y resisten hasta 75 t. Cuando es necesario incrementar la resistencia por punta, se pueden usar azuches ensanchados de grandes dimensiones. En este caso, luego de hincado el tubo a la profundidad requerida, se lo levanta 1 m y se procede a efectuar un segundo hincado, para formar el bulbo.

Pilotes Franki

Los pilotes Franki fueron ideados y utilizados por primera vez en 1909 por el Ing. E. Frankignoul en Bélgica. Actualmente la sociedad de pilotes Franki posee la patente internacional para trabajos de cimentaciones. Estos pilotes son de concreto vaciado en obra, dentro de un tubo metálico previamente hundido en el terreno, que está taponado en su extremo inferior por un material granular compactado, o concreto seco muy resistente, como muestra la figura 12.18.

El pilote se construye hundiéndolo el tubo forma con enérgicos golpes de una maza de 2 a 5 t de peso, que se deja descender en caída libre desde 8 o 10 m de altura, y golpea el tapón de base, desarrollando la energía cinética necesaria para formar la expansión del bulbo. El tapón inferior impide que entre tierra, lodo o agua subterránea durante el proceso de penetración.

Una vez que alcanza la profundidad prevista, el rechazo no debe superar la magnitud - obtenida por la ecuación "Holandesa" :

$$R \leq \frac{P^2 H N}{(P + Q) S C} \quad (12.2)$$

siendo P el valor del rechazo máximo admisible, en mm, P el peso del pisón en toneladas, H la altura de caída del pisón en mm, N el número de golpes, Q el peso del tubo forma en toneladas, C es la carga de servicio que resiste el pilote, en toneladas, y S el factor de seguridad.

En suelos granulares, la carga admisible resulta aproximadamente igual a 40 veces el peso del pisón. Cuando el rechazo alcanza el valor previsto, se expulsa el tapón golpeándolo fuertemente mientras se sostiene el tubo con los cables. Al ser expulsado, el tapón forma el bulbo de la base, conjuntamente con un volumen adicional de concreto semi-seco que se va agregando y compactando con golpes del mazo.

La dimensión que alcanza el bulbo depende de la naturaleza y características del suelo donde apoya el pilote. Usualmente para el bulbo, se inyecta un metro cúbico de concreto. A continuación se da la forma al fuste vaciando más concreto fresco y extrayendo paulatinamente el tubo forma a medida que avanza la ejecución. Los pilotes Franki pueden ser de concreto simple o armado. En este último caso, luego de formar el bulbo, se colocan las armaduras resistentes, que son barras longitudinales con cercos formados por zunchos en espiral. La resistencia del concreto de los pilotes debe ser por lo mínimo de 210 Kg/cm² a los 28 días y su proporción de mezcla es la siguiente :

Piedra partida	120 lt	Arena	68 lt
Cemento	1 saco	Agua	15 lt

Las secuencias de ejecución de los pilotes Franki se muestran en la figura 12.18.

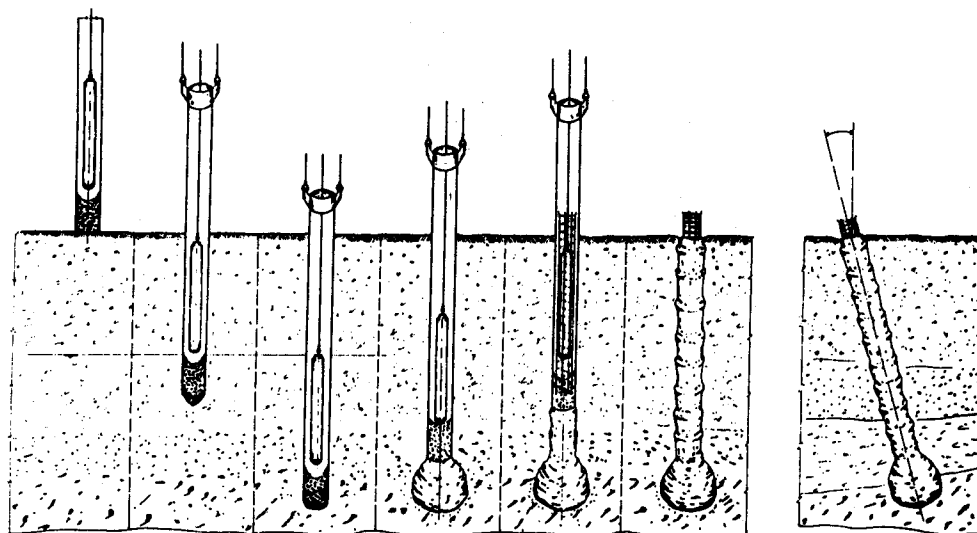
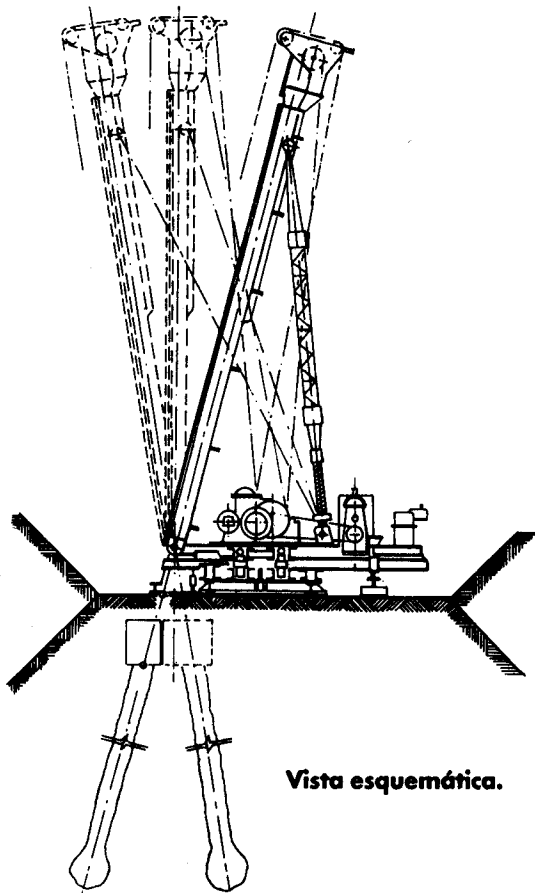


Figura 12.18 Ejecución de Pilotes Franki (Gentileza de Fundaciones Franki)

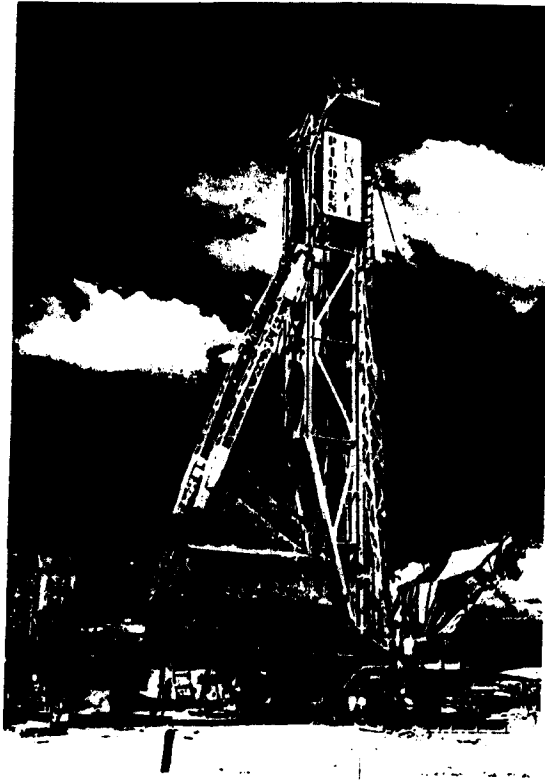
Estos pilotes aprovechan al máximo la capacidad portante del suelo de fundación, pues resisten por punta debido al ensanchamiento de la base en el bulbo y también ofrecen una considerable resistencia a fricción por su fuste rugoso de gran diámetro. En caso necesario, los pilotes Franki pueden colocarse con un ángulo de inclinación que no supere los 25° con relación a la vertical. Si en un mismo cabezal se conectan las cabezas de estos pilotes verticales e inclinados, resultan especialmente indicados para soportar cargas dinámicas, y sirven de apoyo a estribos de puentes, muros de contención o presas. Los pilotes Franki verticales pueden ser de concreto simple o armado, pero los inclinados deben ser siempre armados.

Los pilotes Franki alcanzan los 30 m de longitud y pueden soportar entre 100 y 800 t cada uno. La figura 12.19 muestra un equipo típico de máquinas Franki, para la ejecución de pilotes verticales o inclinados.



Vista esquemática.

Figura 12.19



Máquina Franki ejecutando pilotes verticales.

(Gentileza de Fundaciones Franki)

12.8.- PILOTES DE CONCRETO VACIADOS EN CAMISAS NO RECUPERABLES

Estos pilotes consisten básicamente en colocar en el terreno, en forma permanente, un tubo de pared delgada ondulada y reforzada, de forma cilíndrica o troncocónica, y luego llenarlo de concreto armado o sin armar. Son especiales para compactar terrenos granulares sueltos, resistiendo por fricción lateral. Generalmente el tubo que sirve de molde no cumple funciones estructurales o resistentes, sino que evita que el suelo esté en contacto directo con el concreto del pilote. Usualmente, con el paso del tiempo, esta delgada camisa metálica se oxida y desintegra, por lo cual su colaboración en la resistencia del pilote no se toma en cuenta. Entre los pilotes de este tipo se pueden mencionar los siguientes :

- * Pilotes Raymond [Normales
- Escalonados
- * Pilotes Punta de Botón
- * Pilotes Cobi
- * Pilotes Union Monotube

Todos ellos tienen características comunes y no se refuerzan, con excepción de aquellos que trabajan por tracción. Los tubos son fáciles de acortar o alargar mediante soldadura en obra. Además, pueden inspeccionarse cómodamente con ayuda de un espejo. Deben ser llenados inmediatamente luego de colocados, cuando se retira el mandril o núcleo central que se inserta dentro del tubo para mantener su forma durante la puesta en obra, pues si no, la presión lateral del suelo puede deformar o abollar el tubo delgado, obstruyéndolo, especialmente en suelos arenosos densos.

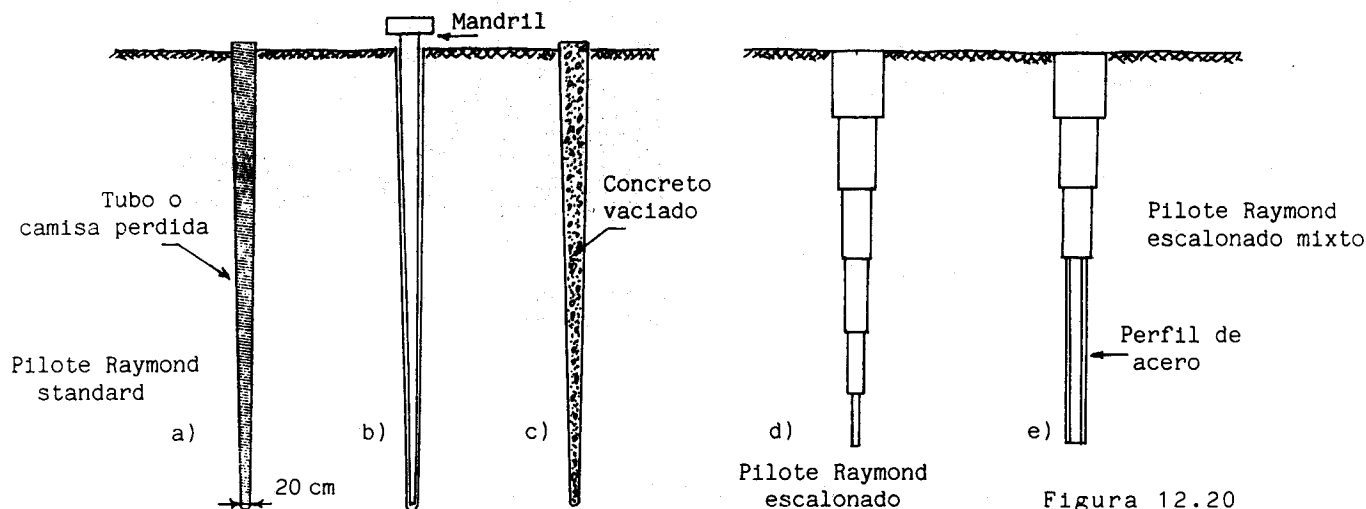
Se utilizan estos pilotes con preferencia en el caso de suelos con agua subterránea, o suelos agresivos, para evitar que las sustancias corrosivas entren en contacto con el concreto fresco. Su costo generalmente es más elevado que el de los pilotes con camisa recuperable.

Pilotes Raymond

El sistema Raymond consiste en hacer penetrar en el suelo un tubo cónico de pared delgada dentro del cual se coloca un mandril apropiado, como muestra la figura 12.20. El tubo está formado por una lámina corrugada en espiral, de acero, que incrementa la fricción entre el suelo y el pilote, y en su interior se coloca un mandril que ajusta perfectamente a las paredes internas.

Luego de hincado en el lugar, se retira el mandril y se vacía el concreto. En algunos casos, se puede colocar armadura de refuerzo antes de vaciar el concreto. El diámetro de la punta es de 20 cm, incrementando 3,3 cm por metro de longitud, hasta el extremo superior, pudiendo alcanzar los 15 m de profundidad. Las ventajas que presentan estos pilotes frente a las de otros sistemas convencionales se pueden resumir en :

- * Fácil penetración por su forma cónica, aún en terrenos duros
- * Incremento de su resistencia por fricción, debido al uso de la chapa corrugada
- * Inspección directa del interior del pilotes, luego de retirado el mandril
- * Aislación del concreto con relación al suelo de fundación. Al no existir contacto directo, se evita la acción desintegrante del concreto en terrenos agresivos, con nivel freático, o del agua de mar.



Pilotes Raymond escalonados

Similares a los pilotes Raymond standard, los escalonados se construyen con sucesivas dovelas cilíndricas de láminas corrugadas de acero. Cada tramo tiene una longitud de 1,5 a 2,4 m y diámetros variables en 1" con respecto al tramo sucesivo, disminuyendo de dimensiones hacia abajo. Ver la figura 12.20 d) y e).

Los distintos elementos se colocan roscados entre sí, obteniéndose un conjunto de forma telescópica de diámetro decreciente con la profundidad. Las uniones también pueden ser soldadas, reforzadas con anillos metálicos. El diámetro mínimo en la punta es de 22 cm, si bien en pilotes de mayor envergadura, ese valor aumenta a 34 cm. Estos pilotes escalonados tienen por lo general una longitud de 30 m.

Otra variante de los pilotes Raymond son los mixtos (esquema e) donde la punta es un perfil standard de acero I, o un cilindro de madera, y los tramos escalonados superiores son de concreto armado, hasta alcanzar la altura deseada, que puede superar los 50 m.

Pilotes Punta de botón

Los pilotes Button-Bottom (punta de botón) consisten en un tubo metálico de 30 a 40 cm de diámetro, unido a una punta de concreto muy resistente, de diámetro algo mayor, que se hince en el suelo hasta la profundidad necesaria. La energía de hince se concentra principalmente en la punta, con forma de botón, como muestra la figura 12.21 a).

Cuando el tubo ha penetrado suficientemente en el suelo, se introduce en él un cilindro de chapa corrugada, que se une al botón del extremo inferior, y se vacía el concreto fresco a medida que se extrae el tubo exterior. Al fraguar y endurecer, el concreto vaciado queda fuertemente adherido al botón de base, formando un conjunto de gran resistencia. La altura de estos pilotes alcanza los 22 m.

Pilotes Cobi

Los pilotes Cobi utilizan un tubo corrugado de 30 o 40 cm. de diámetro, similar a los usados para drenaje, dentro del cual se coloca un mandril neumático. Este mandril es un núcleo de planchas de acero que pueden expandirse mediante aire o nitrógeno a presión, hasta ajustar firmemente con la pared del tubo, formando con ella una única pieza.

A continuación el conjunto se hince hasta la profundidad necesaria y luego se retira el núcleo y se vacía el concreto fresco dentro del tubo. Para facilitar la penetración, se coloca generalmente un azuche de acero en la punta del tubo.

Pilotes Unión Monotube

Estos pilotes consisten en un tubo estriado o acanalado fabricado en chapa de espesor suficiente para poder hincarse sin la ayuda de un mandril. (Ver fig. 12.21b). Las estrias aumentan considerablemente la fricción con el suelo, al incrementar el área de contacto del fuste del pilote. Su longitud puede alcanzar los 40 m con un diámetro de 30 a 40 cm, y soportan hasta 60 t.

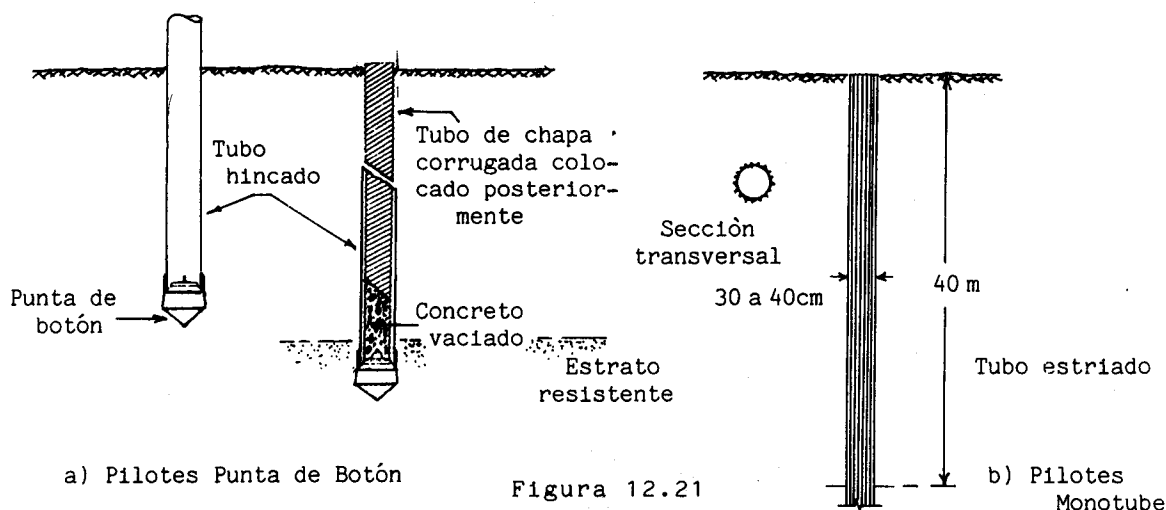


Figura 12.21

12.9.- PILOTES PERFORADOS Y VACIADOS EN OBRA

A diferencia de los pilotes prefabricados y luego hincados o roscados en el terreno, los pilotes perforados son los que se construyen horadando el suelo con sondas o barrenos, extrayendo luego la tierra que ha sido alterada en la perforación y vaciando el concreto fresco en el hueco, el cual generalmente es apisonado mecánicamente por percusión hasta que fragua y endurece.

Existen diferentes técnicas para llevar a cabo este proceso, así como variados sistemas de compactación del concreto vaciado. Entre los distintos tipos de pilotes perforados se pueden mencionar :

- § Pilotes Strauss
- § Pilotes Wolfsholz
- § Pilotes Rodio
- § Pilotes Augercast
- § Pilotes SACOP

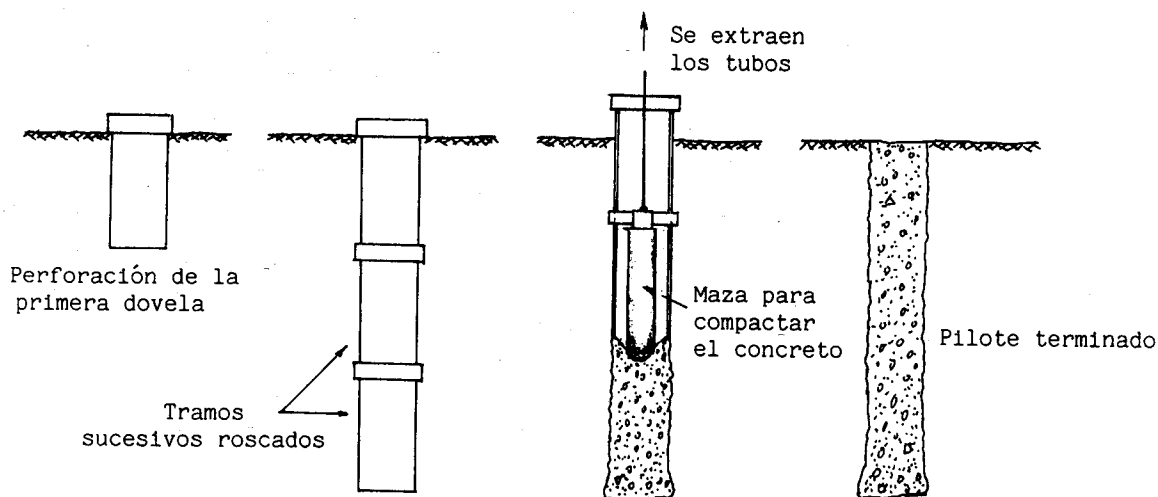
Pilotes Strauss

Los pilotes Strauss fueron los primeros construidos utilizando esta técnica de perforación y de ellos derivan todos los demás tipos de pilotes barrenados. El sistema consiste en introducir en el lugar, por perforación, un tubo cilíndrico de un determinado diámetro, al cual luego se roscan otros sucesivamente, hasta alcanzar la altura necesaria.

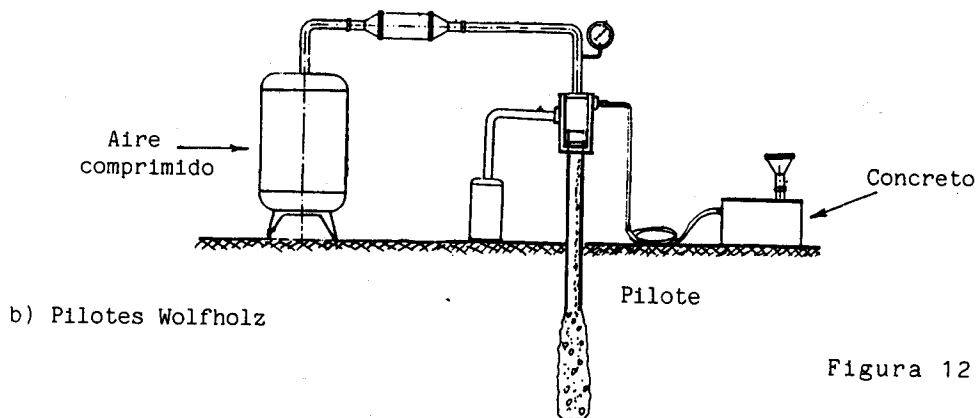
El proceso se continúa extrayendo la tierra retenida dentro del tubo, con cucharones, y se comienza a vaciar el concreto, el cual es apisonado con un martillo compactador o mazo, que se deja caer repetidamente. Ver la figura 12.22 a).

Para no interrumpir la continuidad del golpe de la maza, se ideó un dispositivo mediante el cual el concreto, mezclado con aditivos fluidificantes, se vacía a través de un tubo coaxial con el tubo forma, a medida que se lo va golpeando para compactarlo, simultáneamente a la extracción del equipo.

Como resultado, el fuste del pilote queda rugoso, mejorando con ello la adherencia con el suelo que lo circunda. Si se dificulta la extracción del tubo, se recurre al uso de gatos hidráulicos. Una de las ventajas de este sistema es que la operación de puesta en obra del pilote se puede realizar por tramos cortos o dovelas, lo cual resulta especialmente ventajoso cuando se trabaja en áreas de difícil acceso, como por ejemplo, dentro de edificaciones existentes. Sin embargo, en la actualidad, los pilotes Strauss están en desuso.



a) Pilotes Strauss



b) Pilotes Wolfholz

Figura 12.22

Pilotes Wolfholz

A diferencia de los pilotes Strauss, en el sistema Wolfsholz se compacta el concreto vaciado, mediante aire comprimido. Ver la figura 12.22 b). El proceso de perforación de los sucesivos tubos roscados es similar al de los pilotes Strauss, hasta que se alcanza la altura necesaria.

A continuación se extrae la tierra de su interior, se coloca la armadura metálica del pilote y se conectan tres tubos diferentes en la parte superior del pilote, con un dispositivo hermético:

- * Un conducto por donde circulará el aire a presión.
- * Otro conducto para vaciar el concreto fresco
- * Un tercer conducto para evacuar el agua o lodo que se pueda infiltrar

Una tapa sellada asegura la estanqueidad del sistema, y se comienza a vaciar el concreto fresco a presión, a medida que se inyecta aire comprimido sobre él, produciéndose un doble efecto:

- 1º) Se comprime el concreto, presionándolo contra las paredes del suelo
- 2º) La presión del aire sobre la tapa provoca simultáneamente el levantamiento del tubo

De esta manera, el tubo asciende y se va extrayendo paulatinamente, desenroscándose - las dovelas a medida que son expulsadas al exterior. El concreto va llenando el hueco hasta completar la totalidad del pilote. Sin embargo, se debe tener la precaución de controlar la presión del aire, pues si es excesiva, levanta el tubo-forma muy rápido, y se pueden formar hoquedades o discontinuidades en el hormigonado, que merman la resistencia del pilote y aún provocar la rotura del fuste.

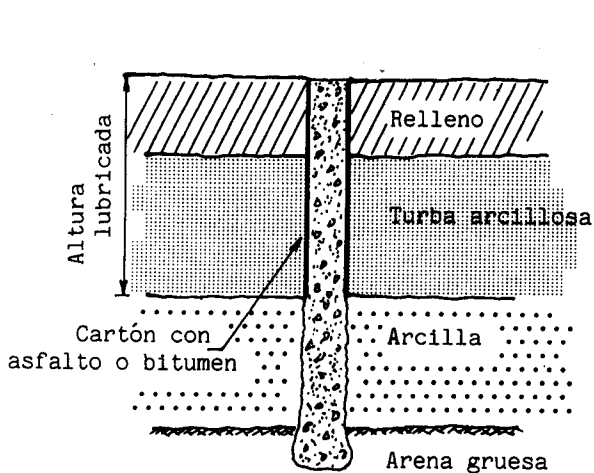
Por lo tanto, la presión del aire debe resultar acorde con la velocidad de extracción del tubo, y se la debe controlar mediante un manómetro. En suelos bajo el nivel freático, o en estratos donde hay lodo, es conveniente que antes de vaciar el concreto, se inyecte aire a presión, de modo de poder evacuar el agua o el lodo por el conducto especialmente acoplado para ello, evitando así que el concreto sea lavado al vaciarse.

Pilotes Rodio

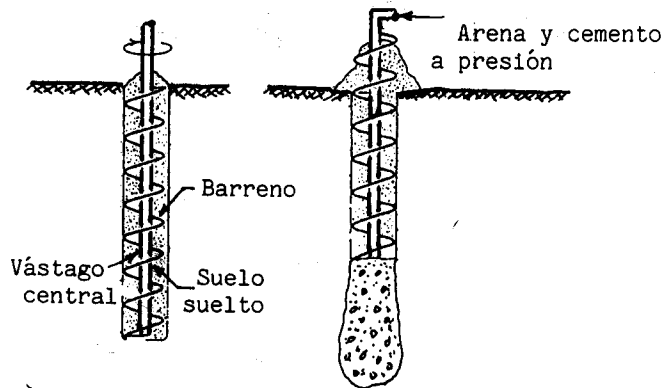
Son pilotes similares a los Strauss, pero la compactación del concreto y la extracción del tubo forma se realiza en el sistema Rodio mediante agua a presión, en lugar de aire comprimido.

El suelo se perfora con un barreno y luego en el hueco se introduce por rotación un tubo metálico que se va hundiendo hasta alcanzar la profundidad necesaria. A continuación se coloca la armadura resistente del pilote y se comienza a depositar el concreto fresco en el fondo, con un cucharón de almeja cerrado, que evita que el agua subterránea lo lave o altere. Cuando se ha finalizado la operación de vaciado, se extrae lentamente el tubo y se compacta el concreto con chorros de agua a presión.

Una variante de este sistema, es el pilote Rodio lubricado, en el cual las paredes del hueco se revisten de cartón bituminoso o asfaltado, que evita toda fricción entre el fuste del pilote y el suelo que lo rodea. Este efecto resulta especialmente beneficioso cuando existen estratos intermedios en el subsuelo, excesivamente compresibles, capaces de producir asentamientos del pilote por fricción negativa. Ver Sección 12.15, y figura 12.23 a).



a) Pilote Rodio lubricado



b) Pilotes Augercast

Figura 12.23

Pilotes Augercast

Los pilotes Augercast se fabrican in situ utilizando el método del barrenado y vaciado simultáneos. Ver figura 12.23 b). El sistema presenta muchas ventajas, entre las cuales se citan :

- Rapidez en la ejecución del pilote
- Economía por emplear equipos livianos
- Ausencia de ruidos molestos o vibraciones
- No necesitan emplear tubo forma

El barreno que se utiliza en los pilotes Augercast es de alta velocidad, con un vástago central hueco, por donde se inyecta el mortero de arena y cemento a presión. El barreno se atornilla en el suelo hasta la profundidad necesaria, y al descender afloja el suelo, el cual queda adherido a las alas de la hélice. Cuando ha penetrado completamente, se inyecta el mortero fresco y se va retirando el barreno, destornillándolo lentamente para que no se desmoronen las paredes del hueco. Estos pilotes alcanzan unos 20 m de altura, con diámetros de hasta 50 cm.

Pilotes SACOP

En estos pilotes se utiliza un tubo forma de 30 a 60 cm de diámetro, que perfora el suelo con ayuda de un taladro o sonda rotativa. El tubo forma se obtiene roscando dovelas sucesivas hasta que la perforación alcance la altura necesaria, en terreno firme.

Luego de extraer el suelo adherido al taladro que se hace penetrar y se retira sucesivamente, se vacía el concreto utilizando cucharones cerrados para impedir su lavado. En cada operación se golpea el concreto con una maza para compactarlo y hacerlo penetrar en las paredes del hueco, de modo de obtener un fuste rugoso que aumente la fricción lateral del pilote.

Luego de vaciar una cierta altura, se colocan las armaduras resistentes y se continúa el hormigonado. Cada vez que se vierte más concreto, se va levantando algo el tubo forma, de modo de ir extraviéndolo paulatinamente. La armadura se ubica en el tercio superior del pilote, para absorber los esfuerzos de flexión que se pueden producir. Pero si pilote es inclinado, debe armarse en su altura total. La figura 12.24 muestra las secuencias de construcción del pilote.

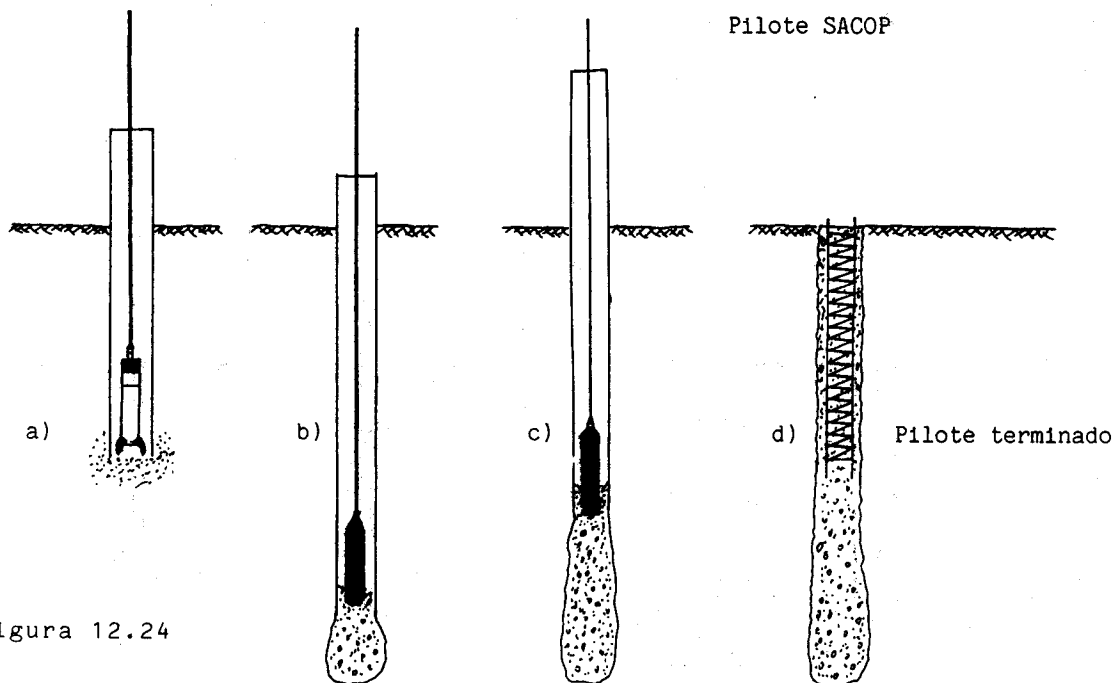


Figura 12.24

El esquema a) corresponde al tubo forma penetrando en el suelo, con un tomamuestras para constatar, durante del sondeo, cualquier cambio de estratificación del terreno. Cuando se alcanzó la altura necesaria, se vierte el concreto y se lo compacta con golpes de maza a medida que se va extrayendo el tubo forma. En la longitud donde se ha colocada armadura, es conveniente vibrar el concreto para su mejor compactación (esquema d).

12.10.- PILAS Y PILOTES EXCAVADOS

Las pilas son fundaciones profundas de gran capacidad de carga, que se diferencian de los pilotes en sus dimensiones. Las pilas tienen usualmente sección transversal circular u oblonga como muestra la figura 12.25 y por lo general llevan armadura longitudinal y transversal. Su diámetro varía entre 0,8 y 2,2 m. Las características de las pilas y sus ventajas se enumeran a continuación:

- * Pueden resistir cargas axiales superiores a las 500 t e incluso alcanzan las 1.000 t
- * Su altura promedio es de 35 m, pudiendo construirse bajo el nivel freático
- * Soportan cargas horizontales e inclinadas, con buena resistencia a flexión
- * Su construcción no afecta los edificios circundantes, pues no se producen vibraciones por lo cual se pueden ubicar próximas a linderos

- * El lapso de servicio es prácticamente ilimitado, aún en medios agresivos, tal como ocurre con las construcciones costeras, o en pilas de puentes sobre ríos.
- * Transfieren las cargas a estratos profundos, lo cual es especialmente ventajoso cuando existe el peligro de socavación por las corrientes fluviales y marítimas, o las mareas.
- * Pueden construirse sin cabezales, o con cabezales de reducidas dimensiones

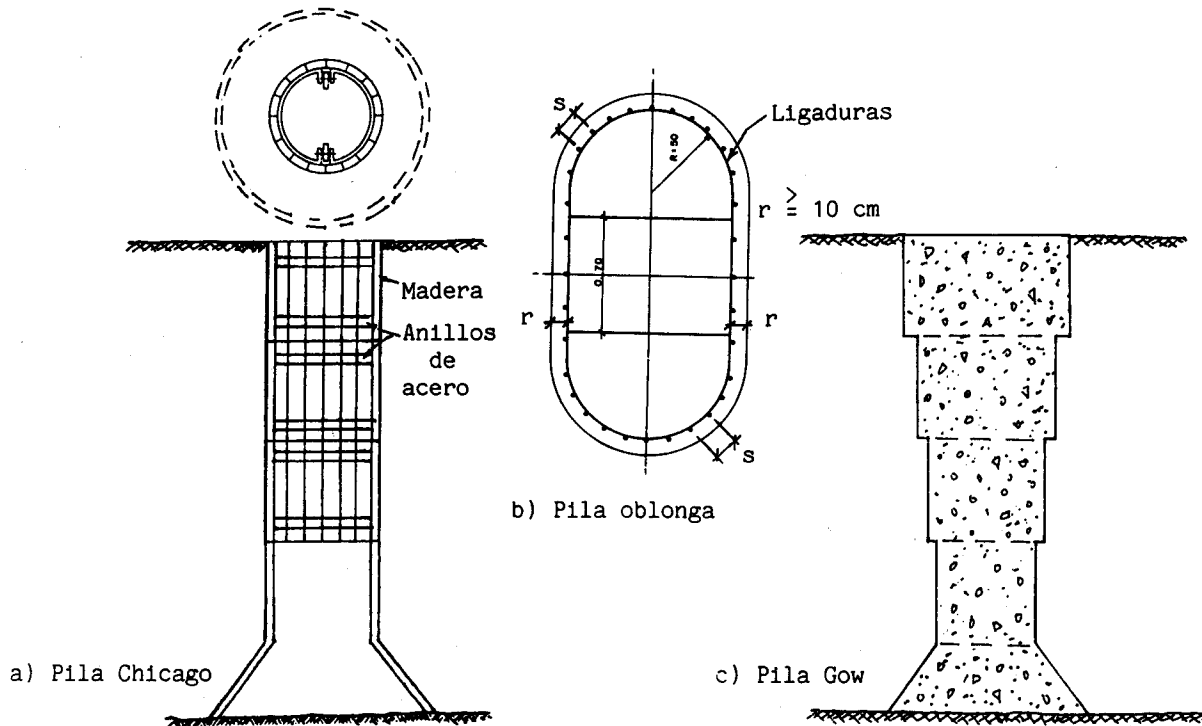


Figura 12.25

Las pilas, en forma similar a los pilotes, pueden ser excavados o perforados, y trabajan por punta o fricción lateral. Si las pilas descansan en roca dura, sólo se toma en cuenta su resistencia por punta, como una columna o pilar de grandes dimensiones, despreciándose su resistencia por fricción lateral. Pero cuando el suelo es homogéneo de gran profundidad, la resistencia a fricción alcanza magnitudes importantes.

Debido a sus grandes dimensiones, las pilas suelen sufrir asentamientos, los cuales suelen controlar el diseño. Para construir las pilas excavadas existen tres métodos diferentes.

- # Método en seco
- # Método con camisa
- # Método del lodo natural o bentonítico

Método en seco

Cuando la excavación no alcanza el nivel freático, y donde no exista el peligro de derrumbe de las paredes del pozo excavado, como ocurre por ejemplo en los suelos arcillosos firmes y homogéneos, se puede aplicar el método de excavación en seco. La forma más simple de excavar es a mano, con palas, si bien este procedimiento queda limitado sólo a las excavaciones de poca profundidad, en suelos firmes.

Más usual es el empleo de adecuados equipos de perforación, tales como los de broca y barrenos, o bien máquinas excavadoras especiales que consisten en un gran cucharón incorporado a una grúa. El cucharón va sujeto a una barra telescópica y está accionado por un sistema hidroeléctrico.

Los pozos así cavados alcanzan los 3 m de diámetro y llegan a 40 m de profundidad. Para mejorar su resistencia por punta, se usan perforadoras especiales, capaces de ensanchar el fondo dándole forma de campana, como muestra la figura 12.25 a) y c).

Para ello se hace rotar la perforadora al tiempo que se extienden sus afiladas aletas

inferiores, progresivamente. El tiempo que se requiere para terminar la excavación depende de las características del suelo y de la geometría del pozo. Una excavación de 20 m de profundidad y 1 m de diámetro, realizada en seco, puede terminarse en 30 minutos, si el suelo es arcilla firme.

Concluida la perforación, se coloca la armadura y se vacía el concreto, llenando la totalidad del pozo. En algunos casos, se omite la armadura, o se la ubica solamente en la parte superior de la pila, generalmente en el 1/3 de la altura.

Método con camisa. Sistemas Chicago, Gow y Benoto

Cuando las condiciones del suelo son tales que existe el peligro de derrumbe de las paredes de la excavación, o cuando la pila se extiende más allá del nivel del agua subterránea, se usan camisas o tubos de gran diámetro para mantener el hueco en su forma hasta que se vacía el concreto.

La más económica de las camisas es la de madera con anillos de acero, que se van clavando a medida que la excavación desciende. Ver figura 12.25 a). Es el conocido "Método Chicago" pues fue usado por primera vez por la Compañía Sooy Smith en Chicago en 1894. La excavación se realiza a mano en tramos de 60 cm para arcillas blandas y de hasta 1,8 m para arcillas firmes.

Cuando se alcanza la profundidad deseada y si el suelo es suficientemente resistente, se forma la campana de base. Las pilas construidas por el método Chicago alcanzan los 60 m de profundidad, con diámetros de hasta 3,5 m.

Otro sistema de construcción de pilas de gran tamaño es el "Método Gow", que utiliza tubos de acero con tramos de diferente diámetro, dándole a la pila la forma telescópica. Los tubos van disminuyendo su dimensión en 5 cm a medida que se hallan más profundos en el subsuelo, como muestra la figura 12.25 b).

El método más conocido, sin embargo, es el "Método Benoto", para la ejecución de las pilas excavadas, el cual utiliza dos mecanismos diferentes :

- a) Los cucharones trépanos
- b) Movimientos vibratorios de la máquina entubadora

La figura 12.26 muestra dos modelos diferentes de cucharones trépanos, aptos para extraer grandes volúmenes de suelo en cada operación. Estos cucharones derivan su nombre de que trabajan simultáneamente como trépanos, perforando el suelo y excavándolo para formar el pozo de la pila, y son especialmente indicados para terrenos con grandes piedras de boleo en el subsuelo, o en condiciones difíciles de perforar. Debido a su forma, se los conoce también por cucharones de almeja.

Según se indica en la figura 12.26, los filosos dientes de los cucharones se abren para penetrar en el suelo, y luego se cierran herméticamente para retirar la tierra atrapada dentro del cucharón. El equipo está provisto de una guía o barra telescópica llamada "Kelly" que permite un fácil manejo del sistema. El elevado peso de los cucharones permite que éstos penetren en el suelo por caída libre, y el operativo se facilita en suelos flojos.

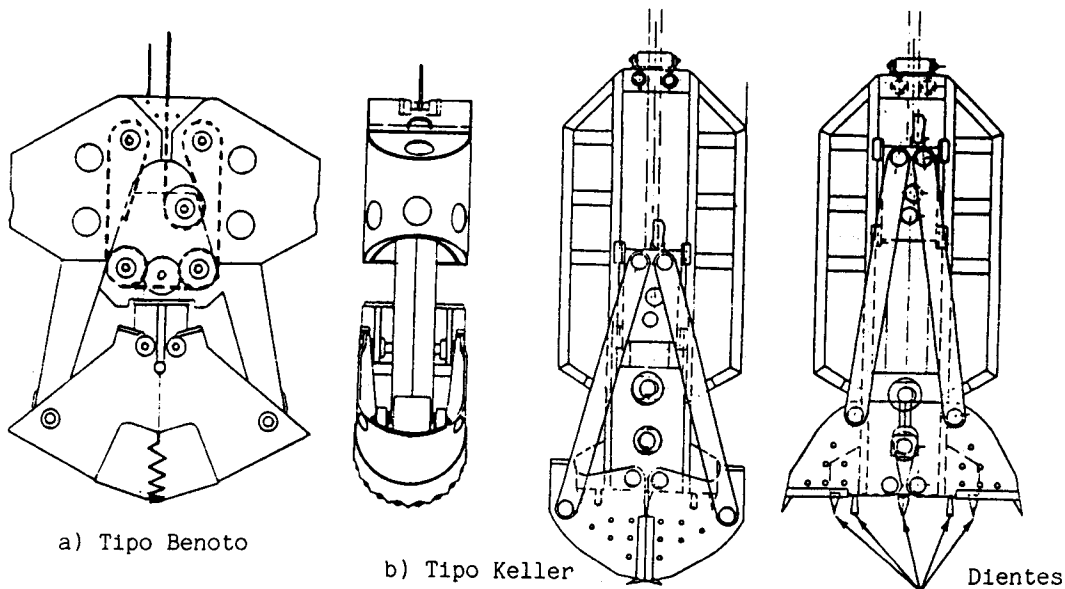


Figura 12.26

Cucharones de almeja

Hay también cucharones hidráulicos que eliminan los inconvenientes del cierre mecánico. En este caso el sistema es accionado por uno o dos gatos conectados a las palas del cucharón mediante una biela. Además, los cucharones están unidos a un cuerpo superior alargado y macizo de peso de 2 a 3 t según las dimensiones del pozo a perforar.

En suelos fácilmente desmoronables o en excavaciones bajo el agua, previamente al uso de los cucharones, se hunden tubos de encofrado mediante movimientos vibratorios de la máquina entubadora. Luego se extrae el suelo dentro del tubo, con los cucharones, se coloca la armadura resistente en su lugar, y se vacía el concreto. Esta operación se realiza haciendo descender el concreto fresco dentro de los cucharones estancos, hasta el fondo del pozo, para que no sea lavado por el agua subterránea.

Estos movimientos vibratorios de la máquina entubadora sirven también para compactar el concreto a medida que se va vaciando la pila. De esta manera, el fuste resulta rugoso, lo cual aumenta considerablemente la fricción lateral con el suelo. En algunos casos, es posible vaciar pilas con el método Benoto, inclinadas hasta 15° con respecto a la vertical.

Método con lodo natural o bentonítico

Este método se conoce como excavación mojada y resulta especialmente indicada en suelos muy blandos, donde es imposible mantener estables las paredes del pozo sin entibación.

Cuando los estratos superiores son resistentes, el proceso puede comenzarse con el método en seco y al alcanzar estratos desmoronables en el subsuelo, se introduce la camisa y se continúa la perforación, como se ha descrito previamente. Al alcanzar la profundidad necesaria, se llena el tubo con lodo y se retira la camisa.

Una de las ventajas de este método permite no tener que vaciar el concreto inmediatamente después de excavado el pozo, ya que el lodo estabiliza las paredes del mismo. El lodo a usar es de dos tipos :

- Lodo natural
- Lodo bentonítico

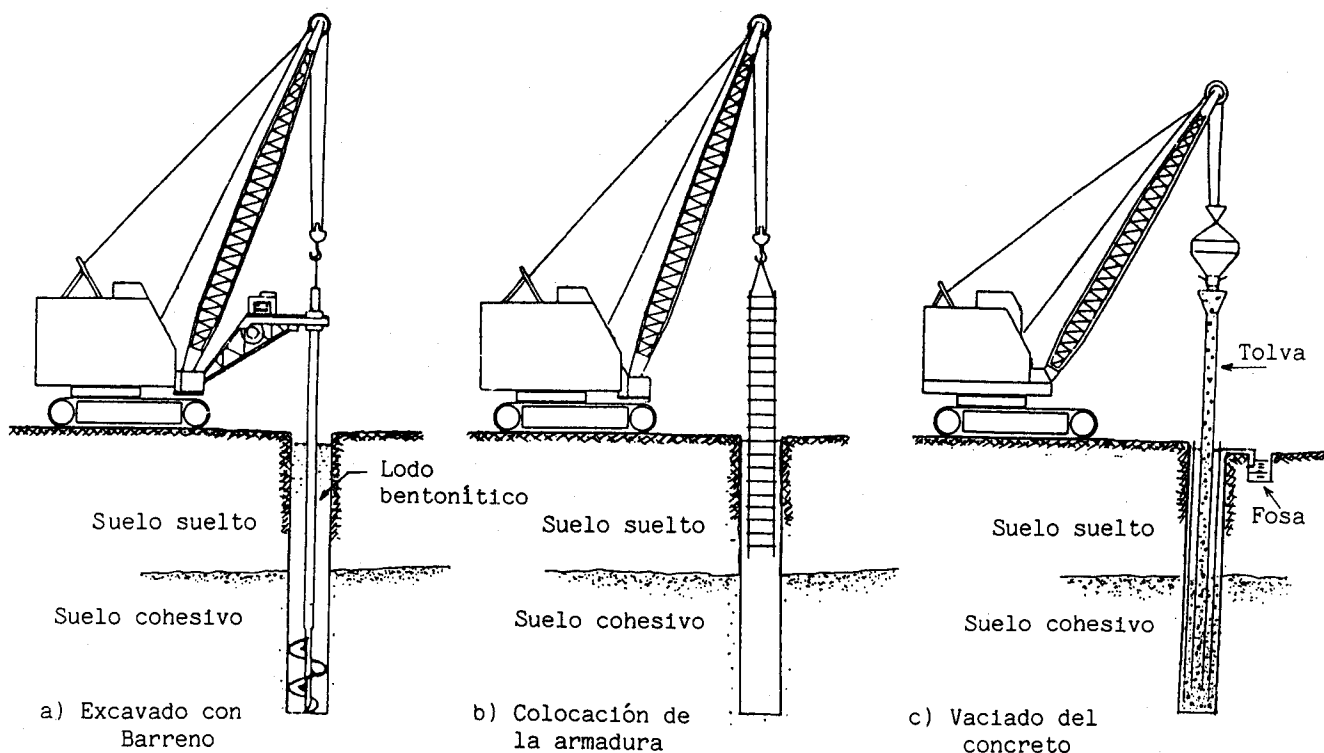


Figura 12.27

El lodo natural es el que se prepara con el suelo del lugar, mezclándolo con agua y con minerales pesados, de modo que el lodo adquiriera la misma densidad del suelo y ejerza una presión interna igual a la del suelo que ha sido excavado. Este lodo debe tener una consistencia tal que mantenga en suspensión las partículas de los suelos granulares. El vaciado del concreto se realiza haciéndolo descender hasta el fondo de la excavación mediante tolvas o tubos y a medida que se llena el pozo con el concreto fresco, se desplaza el lodo, que es recogido en la superficie en fosas especialmente colocadas a tal fin. Por eso a este método se lo conoce como de lodo desplazado.

Más usual es el empleo del lodo bentonítico. La bentonita es una arcilla tixotrópica - del tipo de la montmorillonita (Ver Sección 1.9) que se expende en forma de polvo y presenta la capacidad de poder absorber grandes cantidades de agua. Posee sodio como base de cationes y al ser mezclada con agua forma una suspensión o gel coloidal que por agitación pasa al estado plástico.

El límite líquido de la bentonita sódica es del orden del 500%, y las partículas coloidales de la bentonita que se mantienen en suspensión fluida, penetran en las paredes del suelo, por permeabilidad, y se depositan entre los granos de la masa del terreno con el cual están en contacto. Al penetrar el lodo entre los granos va depositando elementos coloidales y por efecto de la tixotropía, se convierte en gel plástico, que modifica las características de un cierto espesor de las paredes del pozo, otorgándoles cohesión y disminuyendo su permeabilidad. Este proceso forma una costra o torta en las paredes de la excavación, que puede alcanzar varios centímetros de espesor.

La acción estabilizante del lodo bentonítico es muy duradera, de modo que se pueden excavar todas las pilas de la obra, llenarlas de este lodo, y luego proceder al vaciado del concreto en forma simultánea o sucesiva.

La técnica de la construcción de pilas o muros colados con bentonita es relativamente reciente, pues su origen data de 1950, cuando se la comenzó a usar con éxito en exploraciones petroleras. El efecto del lodo asegura al estabilidad de las paredes del pozo excavado, aún en arenas sin cohesión y bajo el nivel freático.

Las pilas de gran sección también pueden excavar con barrenos rotativos como muestra la figura 12.27, pudiendo alcanzar los 3 m de diámetro. El suelo barrenado se va extrayendo y en su lugar se llena el pozo con lodo bentonítico, hasta terminar la excavación. Debe escogerse un barrenado que permita el libre flujo del lodo, pues de lo contrario, se puede producir un vacío debajo que provoque el derrumbe de las paredes en la altura donde no hay lodo en suspensión.

Cuando se debe colocar armadura resistente, se la hace descender dentro del lodo hasta ubicarla en su posición correcta, y luego se procede a vaciar el concreto utilizando la tolva según se indicó previamente. Como el concreto tiene mayor densidad que el lodo, lo desplaza, y este sube y es recogido en la superficie para su posterior tratamiento y decantación.

El tratamiento a que se somete la bentonita resulta un proceso de reciclado, pues el lodo debe ser periódicamente controlado para verificar su densidad, su viscosidad, su contenido de arena e impurezas, etc. La balanza de lodos indica cuando el contenido de arena es muy grande. En este caso, se debe proceder al desarenado del lodo, para su posterior utilización en la construcción de otras pilas. Debido al gran volumen de lodo empleado, el proceso de decantación es lento y costoso, y consiste básicamente en el siguiente proceso :

- 1º) Controlar la densidad utilizando la balanza de lodos
- 2º) Verificar que la viscosidad no sea muy elevada
- 3º) Tamizar las muestras para constatar el contenido de arena y limos

En algunas ocasiones se procede también a efectuar ensayos de filtrado y control de muestra seca mediante un filtro de prensa. Es conveniente por medio de eyectores producir la circulación forzada de la bentonita, para activar su remoción y obtener una óptima dispersión.

Los ensayos indican en todos los casos el nivel de entumecimiento necesario del lodo bentonítico, pues si resulta demasiado espeso, la rigidez obstaculiza la decantación y el proceso se vuelve difícil y se encarece. De todos modos, la experiencia evidencia que la evacuación de los lodos no utilizables es siempre más costosa que el reciclado y decantación de los mismos.

En la Sección 15.11 se trata nuevamente el uso del lodo bentonítico para la construcción de muros colados, con características muy similares a la técnica empleada en las pilas mencionadas. En los muros o pantallas, sin embargo, debido a su limitado espesor, se debe proceder a la construcción de los muros guía antes de excavar, para asegurar la verticalidad y estabilidad de la excavación, pues la circulación del lodo puede producir una erosión importante.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, en todos los casos mencionados, que la costra o torta que se forma en las paredes de la excavación antes de vaciar el concreto, elimina en la mayoría de los casos, o al menos disminuye notablemente al fricción que se produce entre el fuste de la pila y el suelo que lo rodea.

12.11.- PILOTES METALICOS

Los perfiles estructurales de acero, así como las secciones tubulares, son comúnmente usados como pilotes. Se prefieren en general las secciones H reforzadas, por ser las que soportan mejor las grandes presiones que le impone la superestructura. Los pilotes metálicos tienen sección transversal reducida, por lo cual al penetrar en el terreno, desplazan sólo limitados volúmenes de suelo. Además, son capaces de atravesar estratos duros con gran facilidad, así como romper las pie-dras de boleo que encuentran en su camino, o perforar troncos o raíces de árboles enterrados.

Los pilotes metálicos trabajan bien por punta, como columnas, y se pueden cortar o empalmar fácilmente como muestra la figura 12.28. Cuando los pilotes son muy esbeltos y descansan en suelos rocosos, se suele reforzar su punta con planchas de acero, para evitar el pandeo local (Ver Ref. 4). Estos pilotes también son aptos para resistir solicitaciones en flexión compuesta y flexo-torsión (Ver Ref. 4) y por su gran área de contacto con el suelo de fundación, se produce una importante fricción a lo largo de su fuste, que incrementa la capacidad portante del pilote.

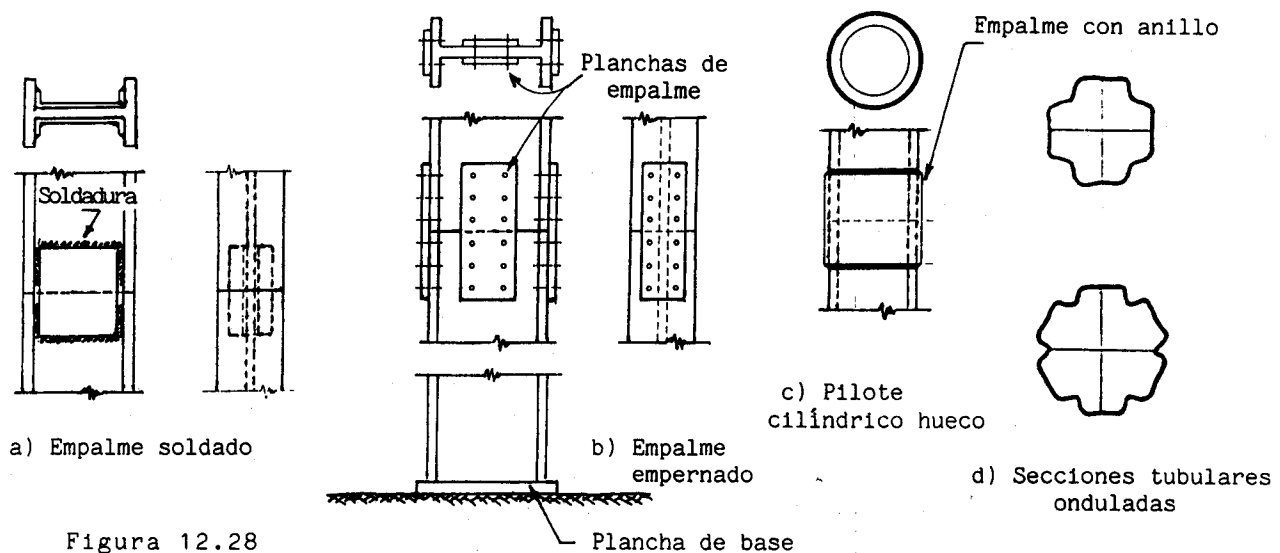
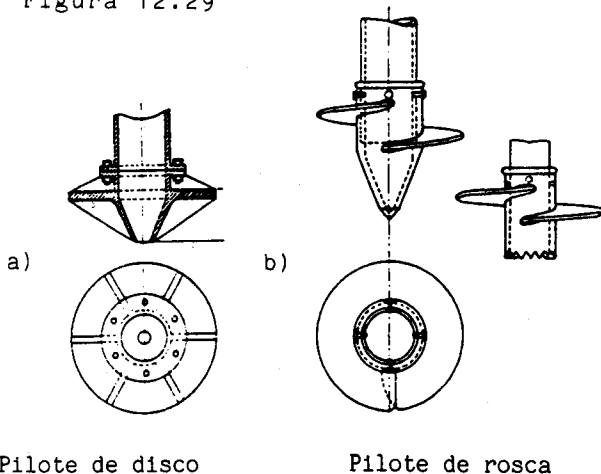


Figura 12.28

El esquema a) de la figura 12.28 corresponde al empalme soldado de dos perfiles I mediante dos canales, y el esquema b) a una unión empernada, con plancha de base. Estas uniones son similares a la usadas en columnas metálicas. Los esquemas c) y d) muestran secciones tubulares, donde el empalme se realiza mediante un anillo metálico que se suelda en ambos extremos al tubo. Los pilotes metálicos tubulares se emplean generalmente en obras marítimas y se van soldando a tope o mediante anillos, a medida que penetran en el suelo. Su diámetro varía entre 20 y 100 cm. Pueden tener asimismo forma troncocónica, con su extremo inferior cerrado, pero son más comunes los cilíndricos con el extremo abierto.

Figura 12.29



Cuando se desea incrementar su resistencia por punta, se pueden usar los pilotes metálicos con disco inferior, como muestra la figura 12.29 a) el cual está reforzado con nervios para aumentar su área de base. Estos pilotes de disco son indicados para suelos granulares.

Los pilotes metálicos se puede colocar in situ según dos técnicas diferentes :

- * Pilotes hincados
- * Pilotes roscados

La hincas de estos pilotes es similar a la usada en los de concreto armado. Para evitar el deterioro y cambio de forma de la cabeza del pilote, se lo recubre con un cabezote o sombrerete

adecuado, donde golpea la maza del martinete, y amortigua el impacto por percusión. Los pilotes roscados son los que se colocan presionándolos con un movimiento circular y penetran atornillándose en el suelo con su punta provista de un tornillo de Arquímedes. Ver figura 12.29 b), el cual a su vez incrementa el área portante. En suelos blandos, se utilizan roscas con cuerpo cilíndrico y hélices muy salientes, mientras que en suelos resistentes, como las arenas y gravas, es más usual el empleo de roscas con cuerpo cónico y hélices poco salientes. (Ver Sección 12.6 Método Grimaud).

La corrosión de los pilotes metálicos

Cuando los pilotes metálicos se colocan en suelos no agresivos, la corrosión que sufre el acero no resulta crítica, por lo cual es suficiente prever un margen de 1,5 a 2,5 mm de espesor adicional de la sección transversal, ya que la dura película de óxido que se forma protege el pilote de futuros ataques corrosivos. Es conveniente, sin embargo, antes de hincarlos, revestirlos de pinturas asfálticas que aislan el metal del contacto directo con el suelo.

Pero si los pilotes metálicos están en agua de mar, o en suelos fuertemente ácidos - con materias orgánicas en descomposición, la acción destructiva es mucho más drástica y se deben tomar precauciones especiales, tales como ahogar los pilotes en concreto, formando pilotes combinados o revestirlos de pinturas adecuadas. Buenos resultados ha dado asimismo el empleo de determinadas aleaciones del acero, la mejor de las cuales ha resultado el acero cúprico.

12.12.- PILOTES MIXTOS O COMBINADOS

Estos pilotes son los que resultan de la combinación de dos materiales, tales como el acero y el concreto, o la madera y el concreto. La figura 12.7 a) muestra un ejemplo, donde el pilote presenta un tramo inferior de madera, el cual queda continuamente sumergido bajo el nivel freático, y una extensión de concreto armado, en la altura donde oscila el agua subterránea. También la figura 12.20 e) presenta una combinación de acero y concreto en un pilote Raymond escalonado.

La clave del éxito en estos pilotes mixtos radica en la calidad de la unión que se logre, la cual debe ser firme y hermética, para no permitir la penetración del suelo ni del agua o lodo. Además, ambas partes del pilote deben hallarse perfectamente alineadas, con sus ejes coincidentes sobre la misma vertical, de modo que el golpe de la hínca no produzca deslizamientos de sus partes.

Entre los pilotes mixtos se pueden mencionar también los de madera, acero o prefabricados de concreto armado, con su punta hundida en un bulbo de concreto, como muestra la figura 12.30 c) y d).

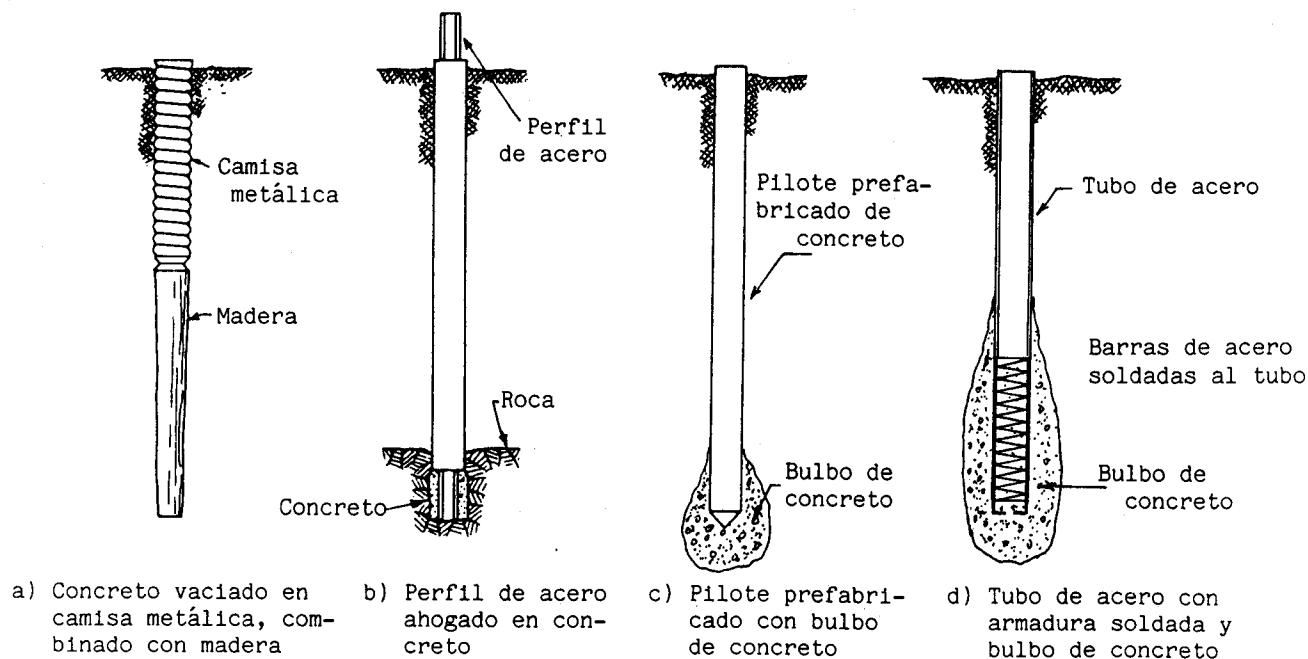


Figura 12.30

Una combinación muy efectiva y resistente resulta la de los tubos de acero que se hincan en el sitio y luego se vacía concreto dentro, como muestra la figura 12.31. La hincas de estos pilotes se facilita con inyecciones de aire comprimido, que expulsa el agua y el lodo que pueden infiltrarse dentro del tubo durante la hincas. Para mejorar la adherencia con el suelo que los rodea, el fuste de estos pilotes es rugoso. La diferencia entre estos pilotes y los vaciados in situ con camisa no recuperable, es que aquí el tubo de acero es el principal elemento resistente, y el concreto, un complemento.

Los esquemas a) y b) corresponden a las secciones transversales de los pilotes tipo Krupp, con espesores de pared variables entre 8 y 12,7 mm, y diámetros entre 25 y 50 cm. La capacidad resistente de estos pilotes se indica en la Tabla 12.3. (Ref. 18).

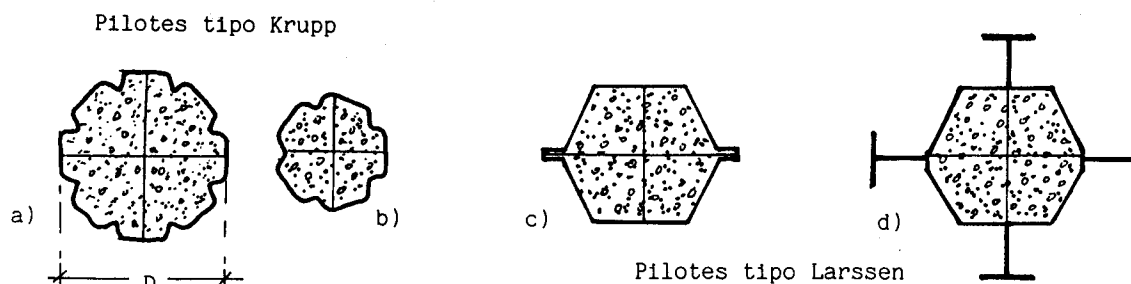


Figura 12.31

T A B L A 12.3

CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES TIPO KRUPP (t)

Espesor del tubo (mm)	D i á m e t r o e x t e r i o r D (cm)						
	25	30	35	38	40	46	50
8	50	63					
9,5	55	70	80	90	100	120	140
11	60	77	88	99	110	132	154
12,7	66	84	96	108	120	144	168

Otro pilote tubular de acero es el tipo Larssen, indicado en la figura 12.31 c) y d). cuya resistencia por punta se incrementa notablemente si se le sueldan aletas laterales como muestra el esquema d). Para optimizar la resistencia de los pilotes compuestos, se pueden soldar pilotes de acero de grandes dimensiones, ahogados en concreto.

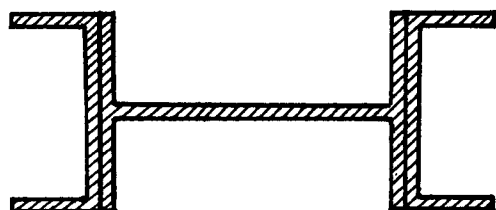
Por ejemplo, en el caso de las fundaciones de los rascacielos de Nueva York se utilizaron los pilotes conocidos como "Drilled in Caissons" que consisten en grandes tubos metálicos de hasta 3 m de diámetro, con perfiles H incorporados a la masa de concreto armado que se vacía dentro, luego de hincados.

La secuencia de ejecución del pilote es la siguiente : Primero se hincas el tubo metálico, hasta alcanzar la roca firme. Luego se excava dentro para retirar el suelo que queda contenido y a continuación se coloca el o los perfiles de acero, apoyados también en la roca, y las barras longitudinales de la armadura resistente, con el zuncho correspondiente. Por último, se vacía el concreto fresco, de gran resistencia, al cual se agregan aditivos fluidificantes para su mejor penetración dentro del tubo. Ver la figura 12.32.

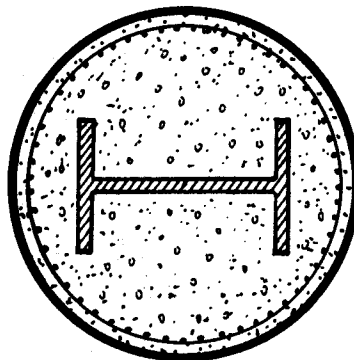
Cada tubo tiene aproximadamente una longitud de 20 m y se van soldando a tope a medida que penetran en el terreno, hasta los 45 o 50 m de profundidad, y con 3 o 4 m dentro de la roca.

La capacidad portante de estos pilotes en general no es inferior a las 400 t y puede alcanzar las 2.000 t. Su elevado costo es a veces factor determinante de la elección del tipo de pilote o pila a emplear. Debido a su gran tamaño, este tipo de fundaciones combinadas especiales no necesitan cabezales.

En el caso que deban soportar cargas inclinadas y verticales, se pueden construir estas pilas con una inclinación de hasta 15°. Su resistencia en todos los casos será la suma de la resistencia por punta y por fricción lateral.



a) Perfiles de acero soldados, de grandes dimensiones, que se hincan en el terreno.



b) Sección compuesta de un gran perfil de acero, dentro de tubo de acero y concreto vaciado, con armadura longitudinal y transversal.

Figura 12.32

12.13.- PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES

Las pruebas de carga se realizan in situ, en pilotes de prueba, con el fin de poder determinar la capacidad resistente de los mismos. Estas pruebas se pueden realizar en pilotes aislados o en grupos, y consisten en la aplicación de cargas de compresión, tracción o flexión. La información más importante que se obtiene de estas pruebas es la determinación de la relación Carga-Asentamiento del pilote.

Una condición esencial para la realización de las pruebas, es que el pilote esté ubicado en el sitio con las más desfavorables condiciones del subsuelo, en toda el área de la obra. El método usado para construir este pilote debe ser el mismo que el que se empleará para todos los demás del grupo que se analiza. Luego de colocado el pilote en el lugar, se debe esperar un período de reposo antes de aplicar las cargas de prueba.

Este período de reposo responde a la necesidad de que se normalicen las características resistentes de los suelos, luego de producida la perturbación que origina la puesta en obra del mismo. En arenas firmes y suelos permeables, este lapso puede ser de tan sólo unos días, pero para las arcillas y suelos tixotrópicos en general, el período de reposo debe durar 1 a 2 meses (Ver la Sección 5.5).

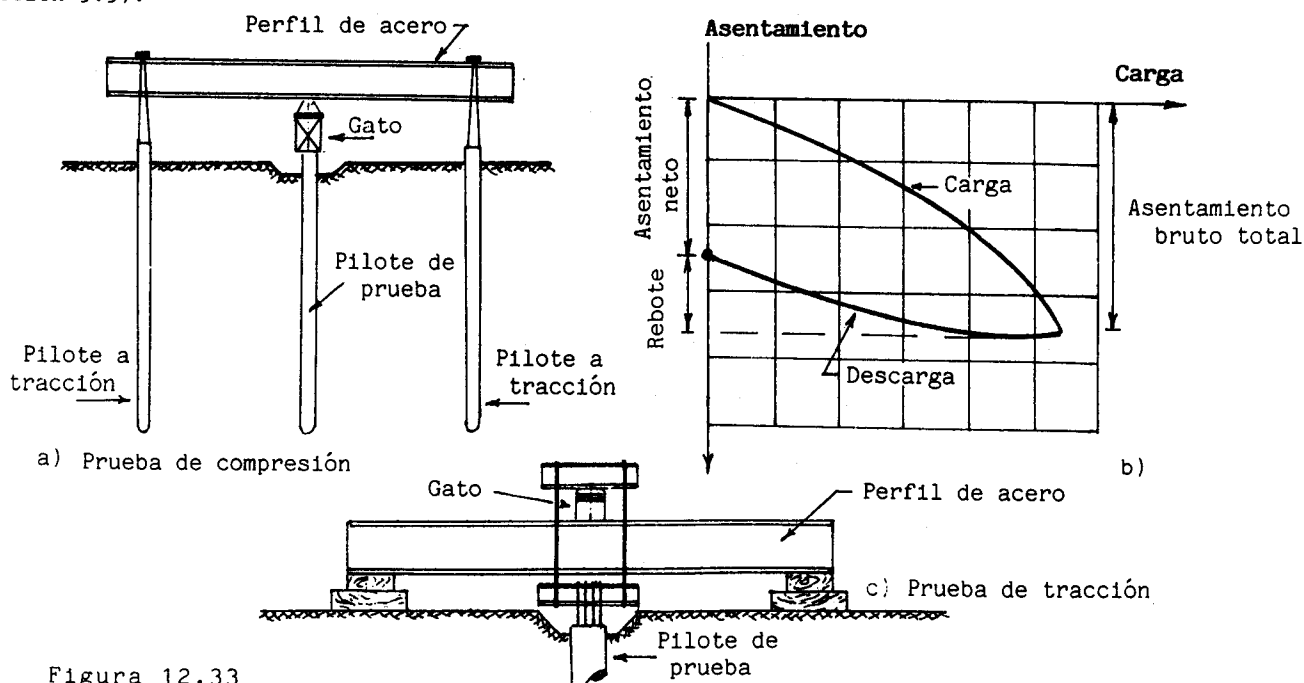


Figura 12.33

Las pruebas que se realizan pueden ser de diversa índole. La de compresión consiste en general en aplicar sobre al cabeza del pilote, luego de colocado en su lugar, carga muerta que se va apilando sobre una plataforma especialmente construida para ello. La carga puede ser arena, lingotes de hierro, bloques de concreto, bolsas de cemento o cualquier otro material pesado, y su magnitud debe alcanzar el 200% de la carga de servicio que soportará el pilote.

Más eficaz, sin embargo, resulta aplicar las cargas utilizando un gato hidráulico bien calibrado como muestra la figura 12.33 a), conectando una viga de acero con dos pilotes a tracción laterales, previamente colocados en el sitio. Con los valores que se van obteniendo de los asentamientos en función de la carga aplicada, se traza el gráfico del esquema b), donde las ordenadas de la curva de carga mide los asentamientos que se van produciendo. Al suspender la aplicación de la carga se origina un rebote o rechazo. Si se resta este rechazo al asentamiento bruto total, se obtiene el asentamiento neto indicado por la curva de descarga.

Se pueden realizar también otros tipos de pruebas, por ejemplo las dinámicas, que consisten en aplicar cargas de impacto sobre la cabeza del pilote. En general, estas pruebas ocasionan sensibles asentamientos en los suelos cohesivos. Por ello, en los terrenos arcillosos, es preferible realizar pruebas de carga con aplicaciones lentas, e incrementos paulatinos, de 5 en 5 t, hasta alcanzar la carga máxima prevista.

Otro tipo de ensayos es el de tracción, que se grafica en el esquema de figura 12.33 c). Aquí el gato se coloca sobre el perfil de acero, el cual apoya sobre tacos de madera en el suelo de fundación, y se conecta mediante tensores a otro perfil de acero inferior, al cual se sueldan las barras longitudinales de la armadura resistente del pilote de prueba.

Cuando las pruebas resultan satisfactorias, se procede a colocar en el lugar todos los restantes pilotes de la obra. Para cada uno de ellos se debe llevar un expediente donde se estipulen las características del pilote, la forma de puesta in situ, sus dimensiones, la profundidad alcanzada, los materiales empleados, la cuantía de armadura, el tiempo de ejecución, la continuidad del vaciado, la calidad del concreto usado, y todos los demás detalles y observaciones inherentes al pilote, tales como las condiciones del suelo y las respuestas de éste mientras se hinca o vacía el pilote.

12.14.- ESFUERZOS EN EL SUELO ALREDEDOR DEL PILOTE

Los criterios y teorías que analizan la interacción suelo-pilotes han determinado que la capacidad portante de los mismos depende fundamentalmente de la resistencia por punta, sumada a la de fricción lateral.

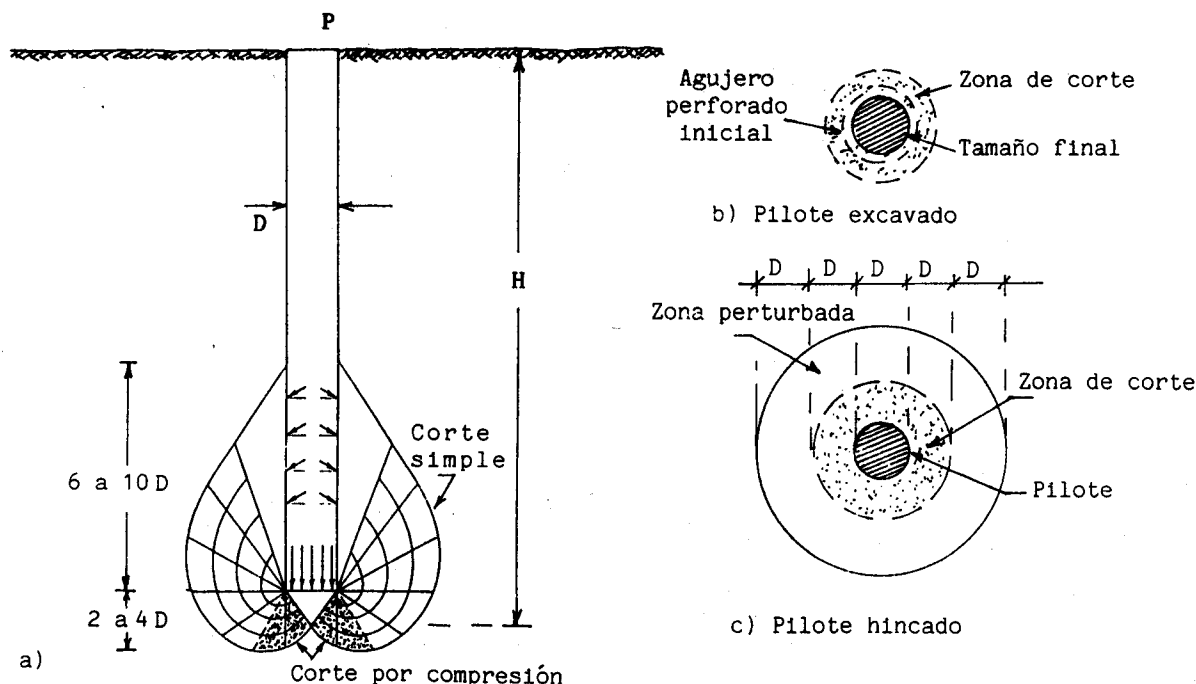


Figura 12.34

Cuando se hinca o excava un pilote que trabaja por punta, los esfuerzos de corte se distribuyen en un área que alcanza la distancia D alrededor del pilote, como muestran los esquemas b) y c) de la figura 12.34. La zona de corte simple rodea el pilote en todo su perímetro, mientras que la de corte por compresión se halla directamente bajo la punta, donde los esfuerzos por penetración son más importantes. Externamente a la zona de corte, en los pilotes hincados se produce una perturbación que reduce la cohesión en las arcillas por un determinado lapso de tiempo, que depende de la tixotropía del suelo (Ver Sección 5.5). Pero en los suelos granulares no cohesivos, se incrementa la fricción lateral por efecto del hincado, especialmente si las caras del pilote son rugosas.

El campo de esfuerzos que se produce en el suelo de fundación por la transmisión de las cargas que impone el pilote, está representado por las líneas isobáricas de Mindlin y Boussinesq de la figura 12.35.

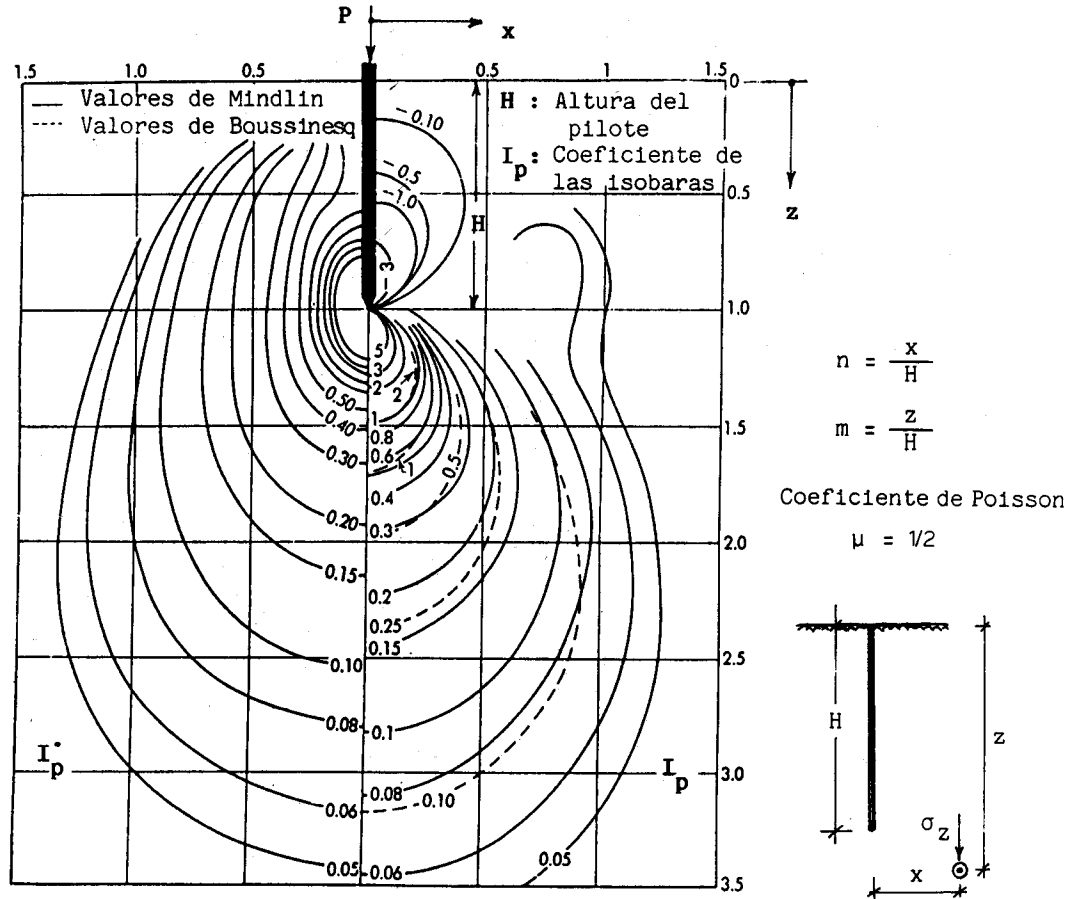


Figura 12.35

El signo (-) indica tracción

La masa del suelo es considerada aquí como un sólido semi-infinito homogéneo y elástico y las isobaras permiten hallar los esfuerzos verticales σ_z en función del factor I_p que se obtiene para los valores de n y de m .

$$n = x/H$$

$$m = z/H$$

x y z son las coordenadas del punto cuyo esfuerzo σ_z se desea conocer, y H es la altura del pilote.

La mitad derecha del gráfico da los valores de I_p para el caso del pilote transmitiendo la carga del terreno por punta. Se obtiene :

$$\sigma_z = \frac{P_p}{H^2} I_p \quad (12.3)$$

y la mitad izquierda corresponde a las curvas de influencia de los esfuerzos verticales para el caso del pilote transmitiendo la carga al terreno por fricción uniforme a lo largo del fuste. Las isobaras acá dan los valores de I_p^* de modo de obtener :

$$\sigma_z = \frac{P_f}{H^2} I_p^* \quad (12.4)$$

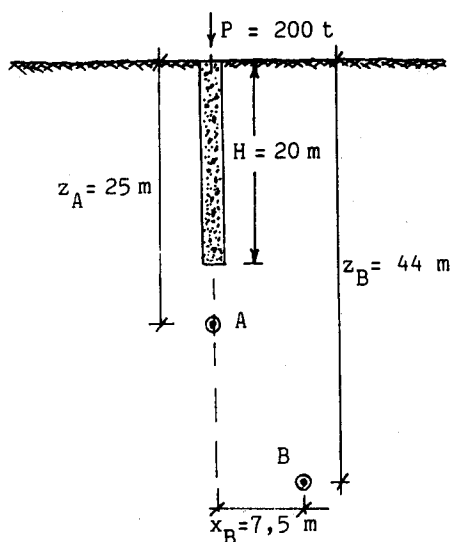
En el caso de resistencia por punta, los esfuerzos verticales dentro de la zona comprendida en un cilindro de radio aproximadamente igual a la mitad de la altura del pilote, por encima de la punta, adoptan valores negativos. Esto significa que ocurre una reducción de estos esfuerzos verticales en la masa del suelo, aliviando así el estado tensional, mientras que los mismos se incrementan por debajo de la punta. Por lo tanto, el signo (-) corresponde a esfuerzos σ_z de tracción.

Cuando un pilote resiste por acción combinada de punta y fricción lateral, para hallar los esfuerzos σ_z se deben conocer las magnitudes relativas de las cargas transmitidas de una u otra forma, para poder aplicar en forma parcial las ecuaciones 12.3 y 12.4, sumando sus resultados finales.

En la figura 12.35 las curvas llenas corresponden a los valores obtenidos por Mindlin, aplicando el método de los elementos finitos para el cálculo de la interacción suelo-pilote y las líneas punteadas, a los valores hallados por Boussinesq (1895), como extensión de su investigación de la distribución de los esfuerzos verticales para cargas aplicadas en la superficie del suelo.

EJEMPLO 12.1.-

Hallar el esfuerzo vertical total que produce un pilote de 20 m de altura, trabajando por punta y por fricción, en los puntos A y B cuyas coordenadas se indican en la figura. Las cargas que transmite el pilote son :



$$P = P_p + P_f = 50 \text{ t} + 150 \text{ t} = 200 \text{ t}$$

Coordenadas de los puntos :

$$\text{Punto A} \begin{cases} x_A = 0 \\ z_A = 25 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Punto B} \begin{cases} x_B = 7,5 \text{ m} \\ z_B = 44 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Punto A : } n = \frac{x_A}{H} = 0 \quad m = \frac{z_A}{H} = 1,25$$

$$\text{De fig. 12.35 se lee : } I_p = 4 \quad I_p^* = 0,9$$

$$\sigma_z = \frac{1}{H^2} [P_p I_p + P_f I_p^*] = \frac{1}{20^2} [50 \times 4 + 150 \times 0,9] = 0,837 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Punto B : } n = \frac{x_B}{H} = 0,375 \quad m = \frac{z_B}{H} = 2,2$$

$$\therefore I_p = 0,18 \quad I_p^* = 0,13$$

$$\sigma_z = \frac{1}{20^2} [50 \times 0,18 + 150 \times 0,13] = 0,0712 \text{ t/m}^2$$

12.15.- FRICCIÓN NEGATIVA

En los suelos profundos y homogéneos, una gran parte de la resistencia del pilote depende de la fricción. En algunos casos, sin embargo, cuando el suelo es altamente compresible, como puede ocurrir en las arcillas medianas y blandas, los terrenos de relleno o los limos, el suelo se comprime y asienta en las proximidades del pilote, mientras éste resiste por punta. Ver figura 12.36. Un fenómeno similar ocurre cuando desciende el nivel freático del lugar.

El efecto producido se conoce por fricción negativa, la cual trata de hundir el pilote en vez de sostenerlo, y por ello disminuye la capacidad resistente del mismo. La principal consecuencia que produce la fricción negativa es incrementar la carga axial del pilote y favorecer los asentamientos.

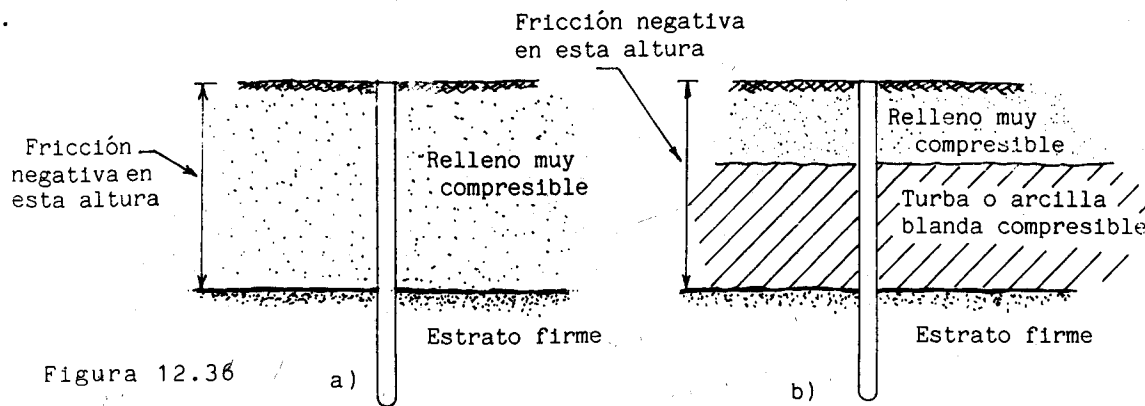


Figura 12.36

Esto ocurre porque el suelo se adhiere fuertemente a las caras del pilote y cuando asienta origina una carga adicional hacia abajo, que es la fricción negativa, la cual se transfiere lentamente hasta la punta del pilote. Por lo tanto, la fricción negativa da por resultado un incremento de la carga inicial de compresión en el pilote y si es muy notable, puede superar la admisible del suelo. Por ello se limita generalmente la magnitud de la carga máxima por fricción negativa en un pilote, de modo que no supere la de la carga viva que actúa en la superestructura, y que incide en ese pilote. Si un pilote se halla en un suelo de gran profundidad homogéneo, y sólo resiste por fricción, cuando ésta resulta negativa, el pilote se hunde irremediamente, al no existir un estrato inferior firme que permita trabajar por punta. Un ejemplo de ello sería el caso de las arenas movedizas.

Por lo tanto, en todo terreno compresible, deben investigarse exhaustivamente las condiciones del subsuelo, así como determinar con exactitud la magnitud de las cargas de la superestructura, para verificar si un pilote puede resistir una eventual fricción negativa ocasionada por algún estrato compresible. Este análisis se debe realizar tanto para los pilotes aislados como en grupo.

Aplicando para ello algún método aproximado de cálculo, que permita valorar el asentamiento debido a la fricción negativa, aún en forma no rigurosa, significa, al menos tomar conciencia de este problema, para evitar daños posteriores en las construcciones, que pueden ser de consideración con el paso del tiempo.

Para evitar el efecto de la fricción negativa en un estrato compresible, si debajo hay suelo firme, se puede solucionar este problema, en la altura del estrato que asienta, adoptando algunos de los criterios siguientes, con el fin de evitar la adherencia del suelo al fuste del pilote :

- * Previamente al vaciado del concreto, colocar en la altura del estrato compresible, una camisa metálica lisa no recuperable
- * Perforar un hueco con un diámetro mayor al del pilote y rellenar el espacio entre el fuste y el suelo con lodo en suspensión
- * En pilotes hincados, antes de colocarlos en el lugar, aplicar al fuste una capa de bitumen asfáltico u otro producto similar
- * Proceder, antes del hincado o perforación del suelo para instalar el pilote, a mejorar y compactar los estratos compresibles, por algunos de los métodos descritos en el Capítulo 4.

12.16.- CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES BAJO CARGAS ESTATICAS

Adicionalmente a la resistencia propia de los pilotes como elementos estructurales independientes o en grupo, la capacidad portante de los mismos se refiere aquí a la del suelo de fundación, donde los pilotes se hincan o vacían in situ.

Por lo tanto, la resistencia de estas fundaciones profundas depende de la naturaleza del terreno y del modo de difusión de la carga. En virtud del elevado número de parámetros que intervienen aleatoriamente en el problema, las soluciones propuestas sólo permiten alcanzar resultados aproximados, algunos de los cuales pueden ser confirmados por las pruebas de carga.

Tanto los criterios clásicos como los más recientes, relativos a la determinación de la capacidad portante de los pilotes, aceptan que la misma es la suma de las resistencias por punta y por fricción. Sin embargo, hay algunos investigadores que sostienen que los pilotes que alcanzan suelos resistentes trabajan sólo por punta, como columnas, y los que están ubicados en estratos homogéneos transmiten las cargas sólo por fricción a lo largo de su fuste. Las ecuaciones clásicas que permiten determinar la capacidad portante de un pilote aislado, bajo cargas estáticas son :

- * Ecuación de Benabenq
- * Ecuación de Vierendeel
- * Ecuación de Dörr

En todas ellas se trabaja con cargas límites, y luego se obtienen las cargas admisibles de servicio aplicando adecuados factores de seguridad. Aún cuando se calcule con gran precisión la capacidad límite de un pilote, la resistencia de servicio no deberá superar por lo general el valor del 80% de aquella, es decir el factor de seguridad será como mínimo igual a 1,2.

En algunos casos, cuando las condiciones del suelo no están exhaustivamente especificadas, el factor de seguridad varía entre 4 y 6 o aún se pueden adoptar valores más elevados.

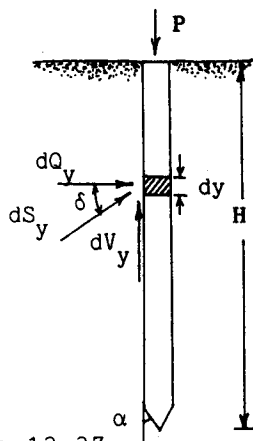
Ecuación de Benabenq (1911)

Figura 12.37

$$P_{uf} = \int_0^H dV_y = \frac{\pi D}{2} \gamma f H^2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (12.6)$$

mientras que por punta, la carga límite resulta :

$$P_{up} = \frac{\pi D^2}{4 \operatorname{sen} \alpha} \gamma H \operatorname{tg}^4 (45^\circ + \phi/2) \quad (12.7)$$

γ es el peso específico del suelo, y α el ángulo que forma la inclinación de la punta cónica del pilote o del azuche, con la vertical. Cuando el extremo inferior del pilote es recto, a 90° , $\alpha = \pi/2$. De ecs. 12.5 y 12.6 se deduce que la carga límite total se obtiene :

$$P_u = P_{uf} + P_{up} \quad (12.8)$$

Para hallar la magnitud de las cargas de servicio, Benabenq adopta un factor de seguridad de 4 a 6, según el tipo de suelo. Por lo tanto, la carga admisible del pilote será :

$$P_{adm} = P_u / FS = P_u / 4 \text{ a } 6 \quad (12.9)$$

Ecuación de Vierendeel (1906)

El criterio de Vierendeel se basa en suponer que la resistencia de los pilotes se debe fundamentalmente a la fricción lateral, despreciando la colaboración de la resistencia por punta. El factor de seguridad en este caso es 3.

$$P_u = P_{uf} = \frac{\pi D}{2} \gamma f H^2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (12.10)$$

$$P_{adm} = P_u / 3 \quad (12.11)$$

Ecuación de Dörr (1922)

La ecuación de Dörr tiene por fundamento la teoría del empuje de tierras de Engesser. Para un pilote cilíndrico de diámetro D, en suelo homogéneo consistente, las cargas límites por punta y fricción se obtienen :

$$P_{up} = \frac{\pi D^2}{4} \gamma H \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (12.12)$$

$$P_{uf} = \frac{\pi D}{2} \gamma f H^2 (1 + \operatorname{tg}^2 \phi) \quad (12.13)$$

$$(\text{Dörr aconseja tomar : } f \leq 0,3) \quad (12.14)$$

En suelos sin cohesión y poco consistentes, el valor de P_{uf} resulta más exacto si se aplica la ecuación :

$$P_{uf} = \frac{\pi D}{2} \gamma f H^2 \cos^2 \phi \quad (12.15)$$

En todos los casos,

$$P_{adm} = P_u / FS = (P_{up} + P_{uf}) / 1,2 \text{ a } 2 \quad (12.16)$$

El factor de seguridad se adopta en este caso, $FS = 1,2$ a 2 , si bien Dörr considera - que si se realiza una selección cuidadosa de los valores de γ y ϕ , las ecuaciones se pueden aplicar sin factor de seguridad.

Las ecuaciones de Dörr para suelos con n estratos diferentes se expresan :

$$P_{up} = \frac{\pi}{4} D^2 \sum_1^n \gamma_n h_n \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi_n/2) \quad (D \text{ es el diámetro de la punta}) \quad (12.17)$$

$$P_{uf} = \pi \sum_1^n D_n f_n (1 + \operatorname{tg}^2 \phi_n) \gamma_n (h_1 + h_2 + \dots + h_{n-1} + h_n/2) h_n \quad (12.18)$$

h_n es la altura de cada uno de los estratos del subsuelo donde está ubicado el pilote. En el estrato - n inferior, es la altura de la punta que penetra en el suelo. n es el número de estratos diferentes.

Para el caso de pilotes de bulbo o telescópicos, el diámetro D_n es variable. A continuación, la Tabla 12.4 da algunos valores trigonométricos útiles para el diseño de pilotes.

T A B L A 12.4

ϕ°	$\operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$	$1 + \operatorname{tg}^2 \phi$	$\operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)$	$\cos^2 \phi$	$\operatorname{tg}^4(45^\circ + \phi/2)$
10	1,42	1,03	0,70	0,968	2,12
15	1,70	1,07	0,59	0,931	2,89
20	2,12	1,13	0,49	0,883	4,49
25	2,47	1,21	0,41	0,822	6,10
30	3,00	1,33	0,33	0,750	9,00
35	3,68	1,50	0,27	0,671	13,54
40	4,60	1,70	0,22	0,586	21,16

EJEMPLO 12.2.-

En un estrato homogéneo de arcilla arenosa con las siguientes características :

$$\phi = 25^\circ$$

$$f = 0,42$$

$$\gamma = 1.800 \text{ Kg/m}^3$$

se hince un pilote de concreto armado y sección transversal cuadrada de 30 cm de lado. La altura total es de 10 m. Halle la capacidad portante del mismo, aplicando los criterios de Benabenq, Vierendeel y - Dörr.

Ecuación de Benabenq : (ecs. 12.5 a 12.9)

El diámetro D equivalente de la sección del pilote resulta :

$$D = \sqrt{4 L^2 / \pi} = 33,85 \text{ cm} \quad A = 0,09 \text{ m}^2$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$f = 0,42$$

$$\gamma = 1.800 \text{ Kg/m}^3$$

En la punta : $\operatorname{sen} \alpha = \operatorname{sen} 30^\circ = 0,5$ - De ec. 12.7 :

$$P_{up} = \frac{0,09}{0,5} \times 1,8 \times 10 \times 6,10 = 19,76 \text{ t} \quad \text{De ec. 12.6 :}$$

$$P_{uf} = \frac{4 \times 0,3}{2} \times 1,8 \times 0,42 \times 10^2 \times 2,47 = 112 \text{ t}$$

$$P_u = P_{up} + P_{uf} = 132 \text{ t} \quad P_{adm} = P_u / 4 = 33 \text{ t}$$

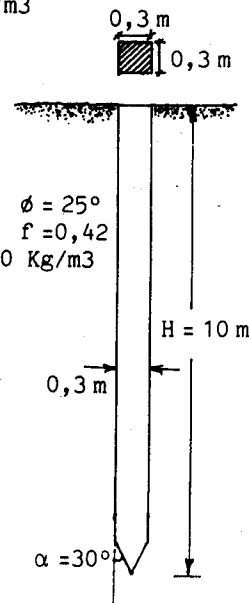
Ecuación de Vierendeel (ecs. 12.10 y 12.11)

$$P_u = P_{uf} = 112 \text{ t} \quad P_{adm} = P_u / 3 = 37,3 \text{ t}$$

Ecuación de Dörr (ecs. 12.12 a 12.16)

$$P_{up} = 0,09 \times 1,8 \times 10 \times 2,47 = 4 \text{ t} \quad P_{uf} = \frac{1,2}{2} \times 1,8 \times 0,3 \times 10^2 \times 1,21 = 39,2 \text{ t}$$

$$P_u = P_{up} + P_{uf} = 43,2 \text{ t} \quad \text{Se adopta un } FS = 1,2 \therefore P_{adm} = \frac{43,2}{1,2} = 36 \text{ t}$$



EJEMPLO 12.3.-

Halle la capacidad resistente del pilote de bulbo indicado, comparando los resultados como en el ejemplo anterior.

Ecuación de Benabenq

De ec.12.7 :

$$P_{up} = \frac{\pi \times 0,65^2}{4} (1,75 \times 12 \times 4,49 + 1,7 \times 1,5 \times 2,89) = 33,73 \text{ t}$$

De ec. 12.6 :

$$P_{uf} = \frac{\pi}{2} (0,4 \times 1,75 \times 0,3 \times 12^2 \times 2,12 + 0,65 \times 1,7 \times 0,35 \times 1,5^2 \times 1,7) = 103,02 \text{ t}$$

Arcilla arenosa
seca

$$\phi_1 = 20^\circ$$

$$\gamma_1 = 1.750 \text{ Kg/m}^3$$

$$f_1 = 0,3$$

$$P_u = P_{up} + P_{uf} = 136,75 \text{ t}$$

$$FS = 4$$

$$P_{adm} = P_u / 4 = 34,2 \text{ t}$$

Ecuación de Vierendeel

$$P_u = P_{uf} = 103,02 \text{ t}$$

$$P_{adm} = P_u / 3 = 34,3 \text{ t}$$

Ecuación de Dörr

De ec. 12.17 :

$$P_{up} = \frac{\pi \times 0,65^2}{4} (1,75 \times 12 \times 2,12 + 1,7 \times 1,5 \times 1,7) = 16,2 \text{ t}$$

De ec. 12.18 :

$$P_{uf} = \pi [0,4 \times 0,3 \times 1,13 \times 1,75 \times 12^2 / 2 + 0,65 \times 0,30 \times 1,07 \times 1,7 (12 + \frac{1,5}{2}) \times 1,5] = 74,98 \text{ t}$$

$$P_u = P_{up} + P_{uf} = 91,18 \text{ t}$$

Adoptando FS = 2

$$P_{adm} = P_u / 2 = 45,6 \text{ t}$$

EJEMPLO 12.4

Determine la altura necesaria del tramo inferior del pilote en el estrato de grava arcillosa para que resista una carga de servicio de 50 t, según las teorías precedentes.

Ecuación de Benabenq Según la ec. 12.7 :

$$P_{up} = \frac{\pi \times 0,4^2}{4} (1,7 \times 15 \times 6,1 + 1,9 h \times 9) = 19,6 + 2,15 h$$

Según la ec. 12.6 :

$$P_{uf} = \frac{\pi}{2} (0,45 \times 1,7 \times 0,15 \times 15^2 \times 2,47 + 0,4 \times 1,9 \times 0,6 h^2 \times 3) = 100,17 + 2,15 h^2$$

Por lo tanto :

$$P_{adm} = \frac{19,6 + 100,17 + 2,15 h + 2,15 h^2}{4} = 50 \text{ t}$$

Se despeja : $h = 5,6 \text{ m}$ Ecuación de Vierendeel

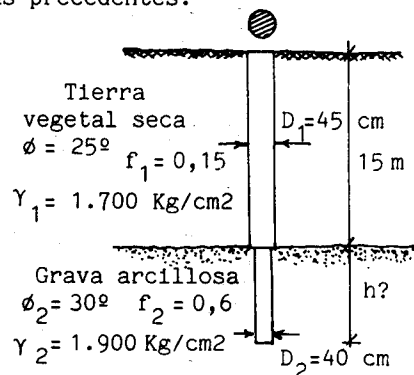
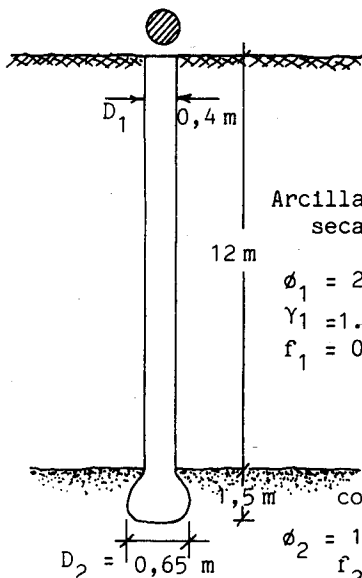
$$P_{adm} = P_{uf} / 3 = (100,17 + 2,15 h^2) / 3 = 50 \text{ t} \quad \text{Se despeja : } h = 4,8 \text{ m}$$

Ecuación de Dörr

$$P_{up} = \frac{\pi}{4} 0,4^2 (1,7 \times 15 \times 2,47 + 3 \times 1,9 h) = 7,91 + 0,716 h$$

$$P_{uf} = \pi [0,45 \times 0,15 \times 1,21 \times 1,7 \frac{15^2}{2} + 0,4 \times 0,6 \times 1,33 \times 1,9 (15 + \frac{h}{2}) h] = 49,07 + 28,58 h + 0,95 h^2$$

$$P_{adm} = \frac{7,91 + 49,07 + 29,3 h + 0,95 h^2}{2} = 50 \text{ t}$$

Se despeja : $h = 1,4 \text{ m}$ 

12.17.- NUEVAS TEORIAS ACERCA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Además de las teorías clásicas presentadas en la Sección 12.16, se analizan a continuación los nuevos criterios acerca de la determinación de la capacidad portante del suelo de fundación, basados en las deducciones de Terzaghi y Peck (1948) mencionados en la Sección 5.6 para fundaciones directas. Cuando la fundación es circular de diámetro D , y a profundidad h , de ec. 5.23 :

$$\sigma_{\max} = 1,2 c N_c + \gamma h N_q + 0,3 \gamma D N_\gamma$$

y para fundaciones cuadradas de lado B , de ec. 5.24 :

$$\sigma_{\max} = 1,2 c N_c + \gamma h N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$

Estas ecuaciones son aplicables tanto a suelos cohesivos, no cohesivos o mixtos. N_c , N_q y N_γ son los factores de la capacidad de carga que se obtienen del gráfico de la figura 5.13, en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

N_c representa la influencia de la cohesión, N_q expresa el efecto que produce la sobrecarga del peso del suelo y N_γ se refiere a las dimensiones de la fundación. Las ecuaciones precedentes son aplicables al caso de arcillas duras y arenas densas. Para suelos sensibles, como las arcillas blandas y las arenas sueltas, se aplican las ecuaciones 5.26 a 5.27 utilizando los coeficientes N'_c , N'_q y N'_γ que se dan en líneas punteadas en la figura 5.13. En suelos eminentemente cohesivos,

$$\phi = 0 \quad \text{y de la figura 5.13 se obtiene : } N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$$

Por lo tanto, para suelos arcillosos resulta, a los fines prácticos :

$$\sigma_{\max} = c N_c + \gamma h \quad (12.19)$$

El valor de N_c es, para los siguientes investigadores :

$$\begin{aligned} \text{Caquot : } N_c &= 7 & \text{Bishop : } N_c &= 9 \\ \text{Wilson : } N_c &= 8,5 & \text{Skempton : } N_c &= 9 \\ \text{Mayerhoff : } N_c &= 9,5 \end{aligned}$$

A continuación, se adoptará $N_c = 9$ para las arcillas.

Por otra parte, para el caso de los suelos granulares, como las arenas y las gravas, $c = 0$ y los valores de N_q y N_γ se leen del gráfico de figura 5.13, en función de ϕ . Para estos suelos :

$$\text{En fundaciones circulares : } \sigma_{\max} = \gamma h N_q + 0,3 \gamma D N_\gamma \quad (12.20)$$

$$\text{En fundaciones cuadradas : } \sigma_{\max} = \gamma h N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (12.21)$$

En los pilotes, las dimensiones de la sección transversal es pequeña, por lo cual D o B son valores reducidos, y el segundo término de las ecs. 12.20 o 12.21 puede omitirse en el diseño.

La capacidad resistente de un pilote se la debe evaluar :

- Según la resistencia estructural del pilote
- Según la capacidad resistente del suelo de fundación

Para considerar la resistencia estructural del pilote, se lo supone como una columna corta, y se lo diseña de acuerdo a las normas vigentes para los distintos materiales estructurales. Si es de concreto armado, se aplican las ecuaciones y especificaciones detalladas en la Sección 7.10 para miembros en compresión. Si el pilote es de acero, ver Ref. 4, y si el pilote es de madera, se pueden utilizar los esfuerzos admisibles de los distintos tipos de maderas indicados en la Tabla 11.9.

El soporte lateral que le otorga el suelo al pilote impide en la gran mayoría de los casos el pandeo del fuste. Este criterio es válido para todo tipo de suelos, con excepción de los excesivamente blandos o inundados.

Con referencia a la capacidad portante de un pilote, evaluada en función de la resistencia del suelo de fundación, se utilizará un criterio análogo al dado en ec. 12.8, según el cual la resistencia límite será la suma de la correspondiente a la de punta y la de fricción.

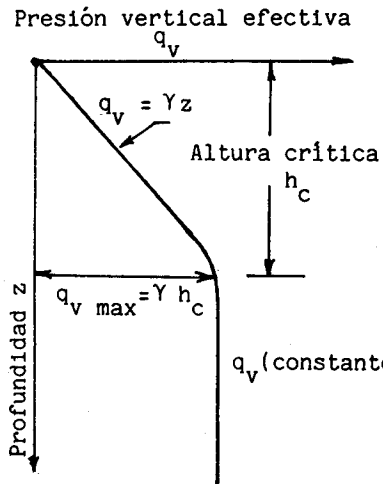
$$P_u = P_{uf} + P_{up}$$

$$\text{Y la carga admisible o de diseño es : } P_{\text{adm}} = P_u / FS = P_u / 2 \quad \text{adoptando un } FS = 2 \quad (12.22)$$

Pilotes en arena

En el caso de los pilotes en arena, la carga límite por fricción lateral se obtiene de multiplicar el coeficiente de fricción entre suelo y pilote, por la presión horizontal que ejerce el suelo en la altura total del fuste. Esta presión horizontal es función de la sobrecarga vertical del suelo en contacto con el pilote, y aumenta con la profundidad.

Se ha podido comprobar, sin embargo, en forma experimental, que en los pilotes hincados la presión vertical efectiva no crece indefinidamente en toda la altura del pilote, sino que por debajo de un cierto nivel de penetración, conocido como "Altura crítica" h_c , se estabiliza y se mantiene constante como muestra la figura 12.38. La altura crítica varía según el tipo de suelo y las dimensiones del pilote. En términos generales, se pueden adoptar los valores :



$$h_c = 10D \text{ en arenas y gravas sueltas}$$

$$h_c = 15D \text{ en arenas intermedias} \quad (12.23)$$

$$h_c = 20D \text{ en arenas densas o compactas}$$

La resistencia límite en suelos no cohesivos, por fricción lateral resulta :

$$P_{uf} = p \times (\text{Area del diagrama de } q_v) \times K f \quad (12.24)$$

p es el perímetro de la sección transversal del pilote, y K el coeficiente de presión lateral del suelo, cuyo valor depende de la forma de instalación, como indica la Tabla 12.5.

Figura 12.38

T A B L A 12.5

C O N D I C I O N	K
En el momento de la hınca	1 a 1,25
Luego de hincado del pilote	0,7
En pilotes excavados	0,5
Pilotes a tracción	0,6

La hınca de un pilote incrementa el valor de K pues la arena se densifica, hasta 8 m alrededor del fuste. En arenas densas, para pilotes hincados, se adopta generalmente $K = 0,95$ y en arenas limosas, $K = 0,75$. En ec. 12.24, f se obtiene de ec. 12.5 y la Tabla A-2 del Apéndice A da los valores promedio de f para distintos tipos de suelos. Tomando en consideración el material del pilote el valor de f se puede aproximar como indica la Tabla 12.6 (Ref. 6).

T A B L A 12.6

MATERIAL DEL PILOTE	$f = \text{tg } \delta$
Concreto	0,45
Madera	0,40
Acero pulido	0,20
Acero normal	0,40
Acero corrugado	$\text{tg } \phi$

Cuanto más liso es el fuste del pilote, menor resulta la adhesión del suelo al mismo. Por ello los pilotes metálicos tienen menores valores de f .

La resistencia límite por punta se obtiene de sustituir el término $(\gamma h N_q)$ de las ecs. 12.20 y 12.21 por el de $(q_v N_q)$, siendo :

$$q_v = \gamma h_c \quad (12.25)$$

Por lo tanto, en pilotes cilíndricos :

$$P_{up} = (q_v N_q + 0,3 \gamma D N_\gamma) A \quad (12.26)$$

Y en pilotes prismáticos de sección transversal cuadrada y lado B :

$$P_{up} = (q_v N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma) A \quad (12.27)$$

A es el área de la sección transversal del pilote en la punta. En ecs. 12.26 y 12.27, los valores de N_q y N_γ corresponden a los del estrato donde se encuentra la punta. De ecs. 12.24, 12.26 y 12.27 se obtiene :

$$P_{adm} = \frac{P_{uf} + P_{up}}{2}$$

De las ecuaciones precedentes se deduce que la sobrecarga del suelo influye en la resistencia por punta de los pilotes, únicamente hasta la altura crítica h_c . La figura 12.39 da algunos ejemplos para obtener la presión vertical efectiva q_v .

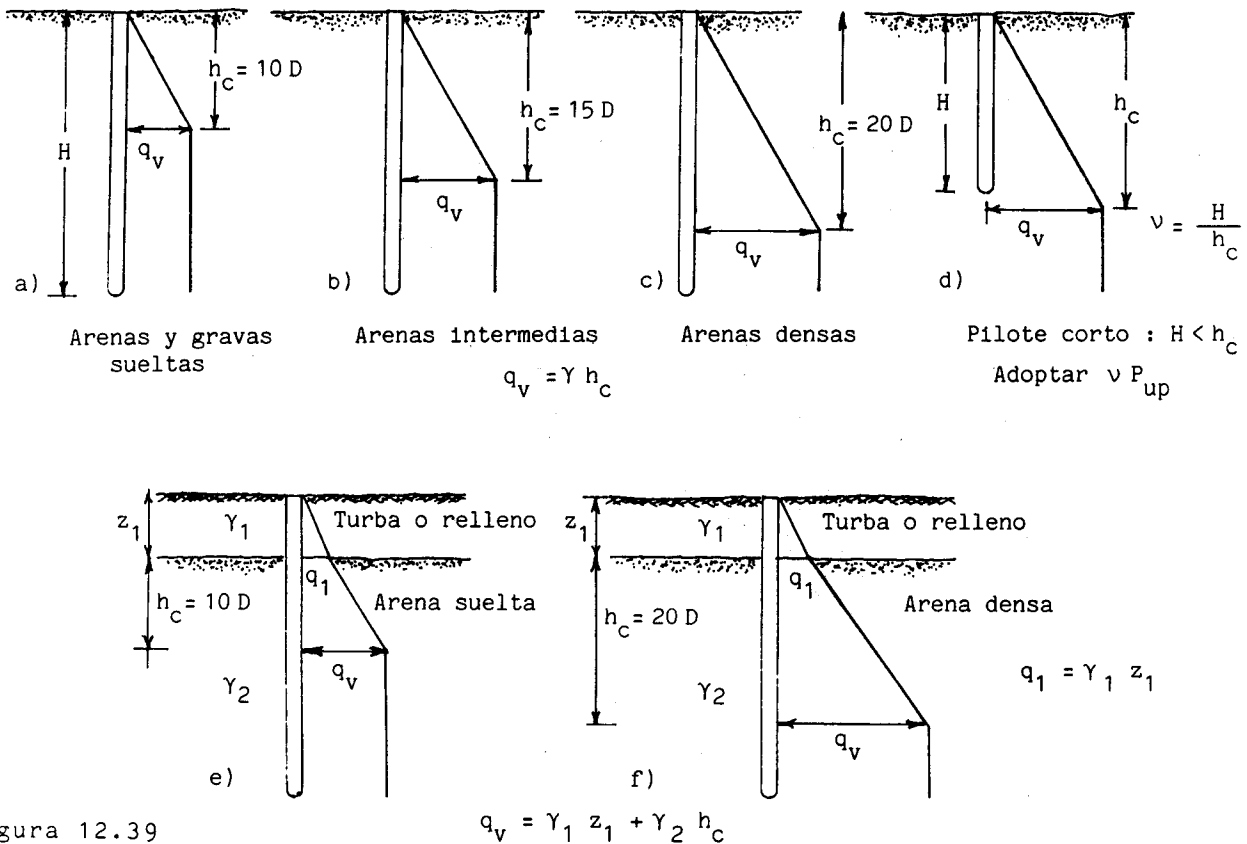


Figura 12.39

Cuando el estrato superior al de arena es de turba o relleno, éste no proporciona soporte al pilote y actúa sólo como una sobrecarga que ejerce presión de confinamiento sobre la arena. La altura crítica en estos casos se mide desde la cota donde comienza el suelo firme.

En los pilotes cortos (esquema d), cuando $H < h_c$, no se puede desarrollar la capacidad resistente total del mismo, por la cual la carga límite por punta debe afectarse del valor $v < 1$.

EJEMPLO 12.5.-

Determine la carga admisible de un pilote de concreto armado, de 50 cm de diámetro y - 15 m de altura, hincado en un estrato uniforme de arena gruesa densa. $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

$$\gamma = 1.800 \text{ Kg/m}^3$$

$$N = 38$$

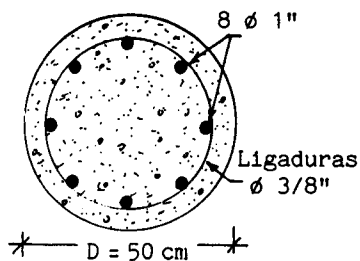
$$K = 0,95$$

$$f_y = 4.200 "$$

N es el número de golpes corregido, de la prueba de penetración standard, según se ha analizado en la Sección 5.4. Con el valor de N, del gráfico de la figura 5.6 se obtiene : $\phi = 38^\circ$

El pilote se arma con 8 barras longitudinales de 1" y ligaduras de $\phi 3/8$ ", como muestra la figura.

1º) Resistencia como columna



$$A_g = R^2 \pi = 25^2 \pi = 1.963 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 \times 5,07 = 40,56 \text{ cm}^2$$

(de Tabla 7.2)

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{40,56}{1.963} = 2\%$$

$$A_c = A_g - A_s = 1.922,44 \text{ cm}^2$$

Carga límite como columna, según la ec. 7.58 :

$$P_u = \phi (A_c 0,85 f'_c + A_s f_y) = 0,7 (1.922,44 \times 0,85 \times 280 + 40,56 \times 4.200) = 440 \text{ t}$$

$$P_{adm} = P_u / 2 = 220 \text{ t}$$

Para las ligaduras : $d_{bs} = 0,95 \text{ cm}$ Separación : $s_o \leq \begin{matrix} 16 d_b = 40 \text{ cm} \\ 48 d_{bs} = 45 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{matrix}$ (Ver Tabla 7.13)

En los extremos superior e inferior del pilote :

$$s_o = 20 \text{ cm} \quad (\text{En altura } \frac{H}{4} = \frac{15}{4} = 3,75 \text{ m})$$

2º) Resistencia del suelo de fundación

$$h_c = 20 D = 10 \text{ m} \quad q_v = \gamma h_c = 1,8 \times 10 = 18 \text{ t/m}^2$$

De la Tabla A-2 (Apéndice A) se lee : $f = 0,6$

Según la ec. 12.24 :

$$P_{uf} = D \pi (18 \times 10/2 + 18 \times 5) K f = 161,2 \text{ t}$$

Según la ec. 12.26 , y para los valores de :

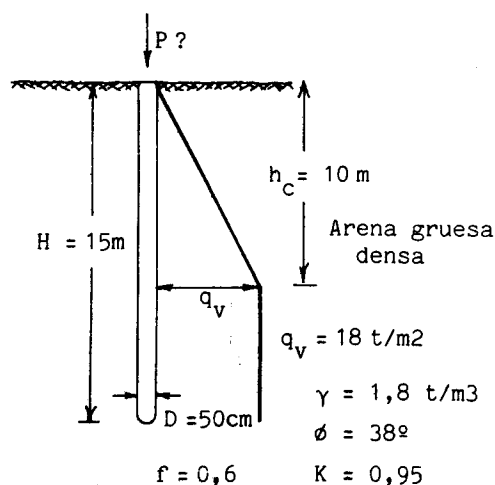
$$N_q = 48 \quad N_y = 67 \text{ (obtenidos de la fig. 5.6 para } \phi = 38^\circ)$$

se calcula la resistencia límite por punta :

$$P_{up} = (18 \times 48 + 0,3 \times 1,8 \times 0,5 \times 67) D^2 \pi / 4 = 173,2 \text{ t}$$

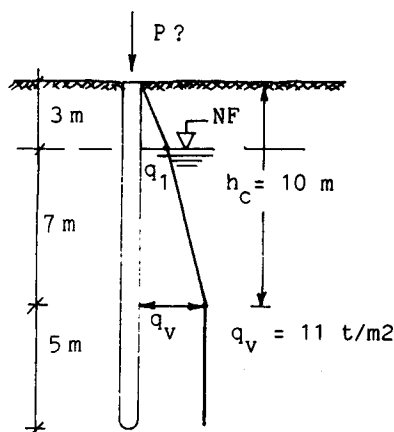
$$P_u = P_{uf} + P_{up} = 161,2 + 173,2 = 334,4 \text{ t}$$

$$P_{adm} = P_u / 2 = 167,2 \text{ t} \quad \text{Controla el diseño}$$



EJEMPLO 12.6.-

El mismo ejemplo anterior, con nivel freático a 3 m de la superficie del suelo.



Presión vertical efectiva : (a 3 m)

$$q_1 = 1,8 \times 3 = 5,4 \text{ t/m}^2$$

$$q_v = q_1 + 7 \times (1,8 - 1) = 5,4 + 5,6 = 11 \text{ t/m}^2$$

Según la ec. 12.24 :

$$P_{uf} = D \pi [5,4 \times 3/2 + 5,4 \times 7 + (11 - 5,4) \times 7/2 + 11 \times 5] K f = 107,9 \text{ t}$$

(para $K = 0,95$ y $f = 0,6$)

Según la ec. 12.26 :

$$P_{up} = (11 \times 48 + 0,3 \times 0,8 \times 0,5 \times 67) \times 0,5^2 / 4 = 105,3 \text{ t}$$

Resulta en consecuencia :

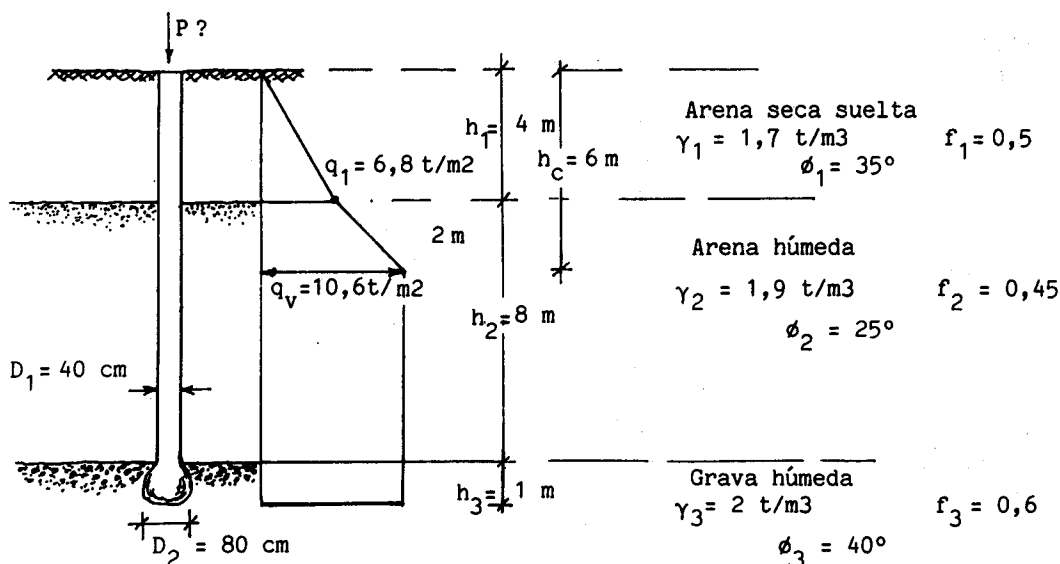
$$P_u = P_{uf} + P_{up} = 107,9 + 105,3 = 213,2 \text{ t}$$

$$P_{adm} = P_u / 2 = 213,2 / 2 = 106,6 \text{ t} \quad \text{Controla el diseño}$$

Este valor se compara con el obtenido en el ejemplo anterior, para suelo seco. Se deduce en consecuencia que la presencia del nivel freático ha reducido la resistencia del suelo en un 36%.

EJEMPLO 12.7.-

Halle la carga admisible del pilote de bulbo de la figura, excavado y vaciado in situ, en función de la capacidad resistente del suelo de fundación.



De la Tabla 12.5 : $K = 0,5$

De ecs 12.23, para arenas intermedias :

$$h_c = 15 D = 15 \times 40 = 6 \text{ m}$$

Por lo tanto,

$$q_1 = \gamma_1 h_1 = 1,7 \times 4 = 6,8 \text{ t/m}^2$$

$$q_v = q_1 + \gamma_2 \times 2 = 6,8 + 1,9 \times 2 = 10,6 \text{ t/m}^2$$

La carga límite por fricción, según la ec. 12.23 es :

$$P_{uf} = 0,4 \pi [6,8 \times 4 f_1 / 2 + \{6,8 \times 2 + (10,6 - 6,8) \times 2 / 2 + 10,6 \times 6\} f_2 + 10,6 f_3] K = 31,17 \text{ t}$$

Del gráfico de figura 5.6 se obtienen los valores de los coeficientes N_q y N_γ de la capacidad portante del suelo, correspondientes al estrato inferior, donde está el bulbo.

$$N_q = 64$$

$$N_\gamma = 100$$

De ec. 12.26 :

$$P_{up} = (10,6 \times 64 + 0,3 \times 2 \times 0,8 \times 100) \pi 0,8^2 / 4 = 365,13 \text{ t}$$

$$\therefore P_{adm} = (31,17 + 365,13) / 2 = 396,3 / 2 = 198,15 \text{ t}$$

Pilotes en arcilla

Si bien la hincada de pilotes en suelos granulares los densifica y compacta, en las arcillas el efecto es diferente, ya que las disturba temporalmente, incrementando su compresibilidad y disminuyendo la resistencia inicial del suelo.

Sin embargo en virtud de las características tixotrópicas de las arcillas, analizadas en la Sección 5.5, luego de un cierto período de tiempo (aproximadamente un mes), los valores de la resistencia al corte se recuperan, y aún llegan a incrementarse después de un año.

Este efecto se produce porque a causa de la hincada, se aumenta la presión de los poros del suelo, pero a medida que transcurre el tiempo, este exceso de presión se va disipando y se consolida el estrato de arcilla, al disminuir su relación de vacíos.

En general, esta pérdida inicial de la resistencia de las arcillas debida a la hincada de los pilotes no afecta a la superestructura, debido a que las cargas no se aplican con su máxima magnitud hasta finalizar la obra, luego de un cierto período de tiempo.

Pero si por alguna causa los pilotes en arcillas deben cargarse inmediatamente luego de hincados o colocados, esta reducción transitoria de la resistencia debe ser tomada en cuenta.

La resistencia límite por fricción de los pilotes en arcillas se obtiene :

$$P_{uf} = \alpha c A_f \quad (12.28)$$

A_f es el área del fuste, y α el factor de adhesión que afecta la magnitud de la cohesión c . Los valores de α se obtienen del gráfico de figura 12.40, en función del esfuerzo límite σ_u , que representa la condición de falla del suelo, según los criterios de Mohr-Coulomb, analizados en la Sección 5.3.

Para arcillas blandas, con muy baja resistencia a corte, $\alpha = 1$, es decir la adhesión producida entre el fuste del pilote y la arcilla es prácticamente igual a la cohesión c . A medida que la resistencia al corte de las arcillas se incrementa, disminuye α . El valor de la cohesión c de las arcillas se obtiene de los ensayos de compresión sin confinar detallados en la Sección 5.4. Según la ec. 5.14 : $c = \sigma_u / 2$. La resistencia por punta de los pilotes en suelos arcillosos se obtiene :

$$P_{up} = c N_c A \quad (12.29)$$

Para N_c se adopta un valor constante : $N_c = 9$. En suelos con estratos diferentes, el valor de c corresponde al del estrato donde está la punta. A es el área de la sección transversal de la punta del pilote. De la figura 12.40, se usarán los valores promedio de α , indicados por la curva central. (Ref. 6)

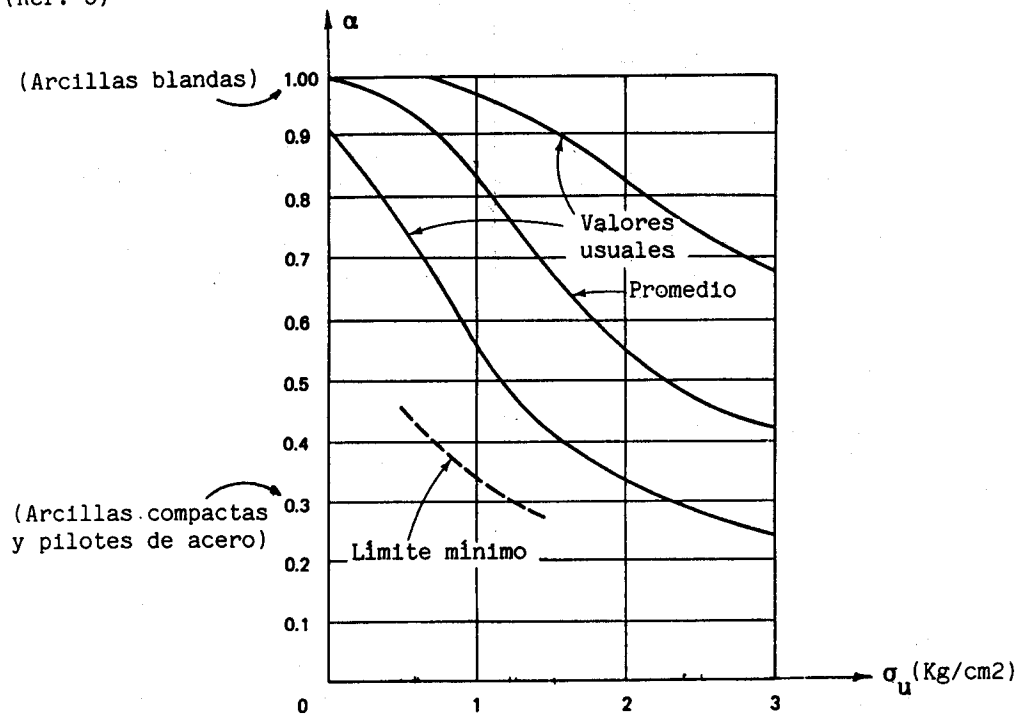
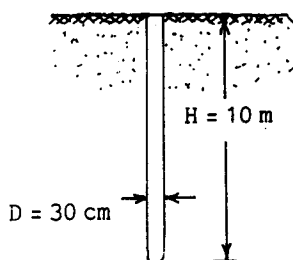


Figura 12.40

EJEMPLO 12.8.-

Un pilote prefabricado de concreto armado, de 10 m de altura y 30 cm de diámetro, se hinc en un suelo de arcilla normalmente consolidada, con $\sigma_u = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$. Determine la carga máxima de servicio, para la capacidad portante del suelo.



De la figura 12.40 se obtiene : $\alpha = 0,76$

$$c = \frac{\sigma_u}{2} = 0,6 \text{ Kg/cm}^2 = 6 \text{ t/m}^2$$

$$A_f = 0,3\pi \times 10 = 9,425 \text{ m}^2$$

De la ec. 12.28 :

$$P_{uf} = \alpha c A_f = 0,76 \times 6 \times 9,425 = 43 \text{ t}$$

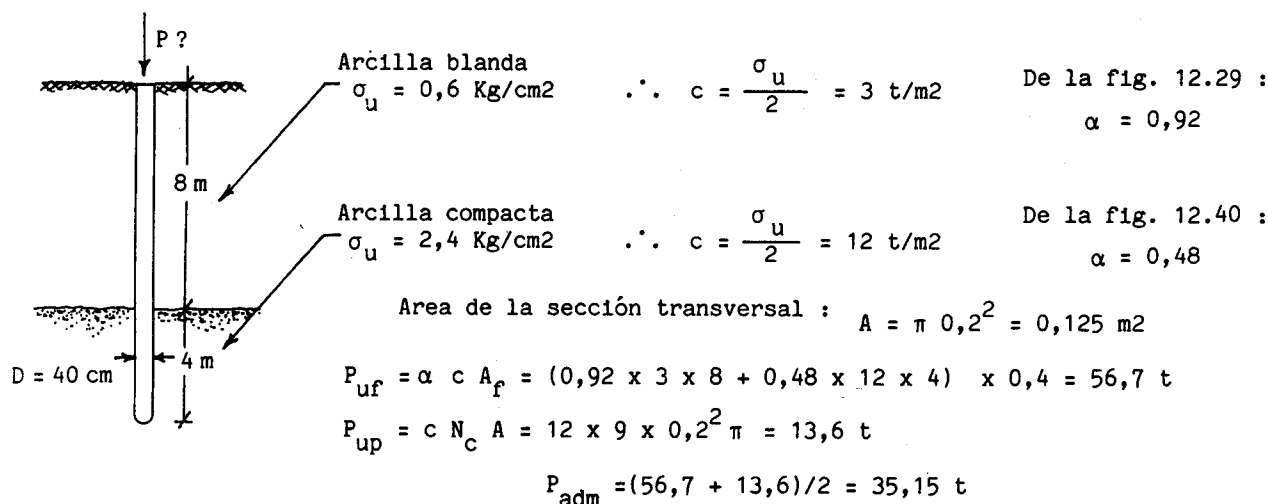
De la ec. 12.29 :

$$P_{up} = c N_c A = 6 \times 9 \times 0,15^2 \pi = 3,8 \text{ t}$$

$$P_{adm} = \frac{43 + 3,8}{2} = 23,4 \text{ t}$$

EJEMPLO 12.9.-

Determine la carga admisible del pilote cilíndrico con $D = 40$ cm y $H = 12$ m que se hinca en un suelo con estratos diferentes de arcilla, como indica la figura.



EJEMPLO 12.10.-

Determine la altura necesaria del pilote prismático de sección transversal cuadrada de 35 cm de lado, que debe resistir una carga de servicio de 40 t. El suelo es arcilla consolidada, con $\sigma_u = 1 \text{ Kg/cm}^2$.

De la fig. 12.40 se obtiene :

$$c = \frac{\sigma_u}{2} = 5 \text{ t/m}^2 \quad \alpha = 0,83 \quad N_c = 9$$

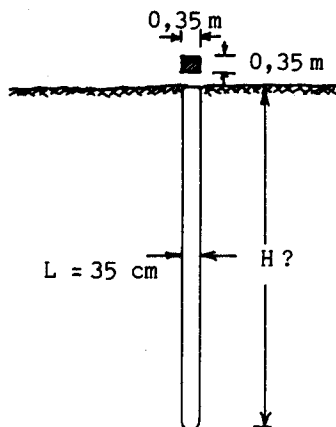
$$P_{uf} = \alpha c A_f = 0,83 \times 5 \times 4 \times 0,35 H = 5,81 H$$

$$P_{pu} = c N_c A = 5 \times 9 \times 0,35^2 = 5,51 \text{ t}$$

$$P_{adm} = (5,81 H + 5,51)/2 = 40 \text{ t}$$

Se despeja :

$$H = 12,8 \text{ m}$$



12.18.- PILOTES A TRACCION

Los pilotes a tracción tienen múltiples usos en las estructuras, entre los cuales se mencionan :

- * Evitar que el agua subterránea levante la construcción por subpresión hidrostática
- * Impedir que por efecto del viento o sismo, vuelque una estructura
- * Anclar un edificio, impidiendo que los suelos expansivos lo deterioren
- * Realizar ensayos de carga a compresión en pilotes de prueba

En general, los pilotes a tracción deben diseñarse para resistir también cargas de compresión. Con referencia a la capacidad portante del pilote como miembro estructural, en el caso del concreto armado, las cargas de tracción deben ser resistidas únicamente por el refuerzo de acero.

Por otra parte, la capacidad de soportar cargas de tracción en función de la resistencia del suelo, depende de la fricción a lo largo del fuste, o por el anclaje en la punta que le proporciona el bulbo de base, así como el peso propio del pilote. La carga límite en tracción se obtiene :

$$P_{ut} = P_{uf} + P_{ub} + Q \quad (12.30)$$

P_{uf} es la carga por fricción lateral y se calcula igual que para los pilotes en compresión ; P_{ub} es

la colaboración del bulbo de base en el anclaje del pilote, y Q el peso del pilote.

En el caso de suelos expansivos, los pilotes de anclaje se deben aislar del suelo en la altura del estrato donde se produce este efecto, dejando un espacio anular libre, de modo que el suelo no esté en contacto con el fuste. También se puede colocar en ese espacio algún material no adherente, tales como los granulares, el aserrín, la paja, etc. Más allá del estrato expansivo, el pilote debe prolongarse en suelo firme, donde pueda resistir por fricción lateral.

La figura 12.41 muestra algunos ejemplos de pilotes a tracción. La forma troncocónica no es aconsejable para este tipo de pilotes, ya que son fáciles de extraer. Tampoco se deben utilizar los pilotes sin armar, por la escasa resistencia del concreto a la tracción.

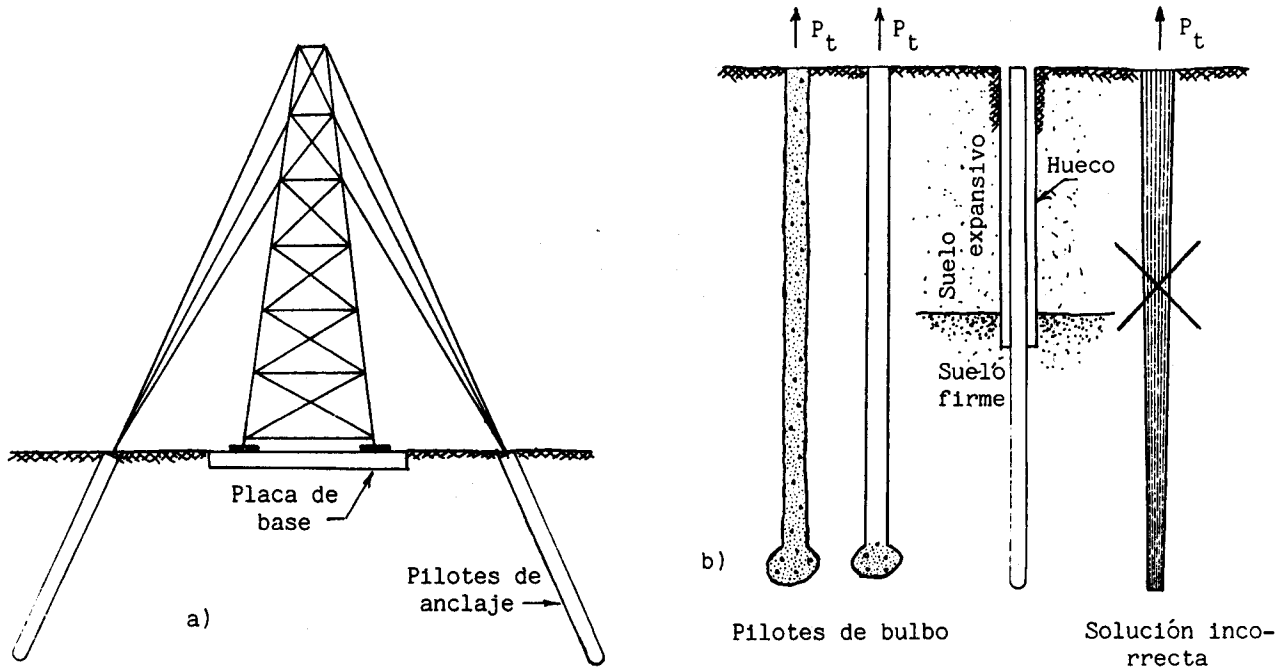


Figura 12.41 Pilotes a tracción

12.19.- ANALISIS DINAMICO DE LOS PILOTES

El análisis dinámico del comportamiento de un pilote durante al hinca, permite establecer una relación entre la capacidad de carga del mismo y la resistencia que ofrece a la penetración. En teoría, es posible deducir la capacidad portante de un pilote en función de la cantidad de energía transmitida al pilote por la maza, ya que a mayor resistencia a la penetración corresponde generalmente mayor capacidad de carga.

Cuando la maza golpea el sombrerete, se genera una fuerza de impacto que acelera y comprime la cabeza del pilote. Esta onda de choque debe vencer la fricción a lo largo del fuste del pilote, y luego vencer la resistencia por punta. Por lo tanto para que un pilote penetre, la fuerza que se imprime a la onda debe ser mayor a la suma de las resistencias por fricción y punta. Si esto no ocurre, se produce el rechazó. Por el contrario, cuando el esfuerzo máximo producido supera la resistencia del pilote, ocurre el sobrehincado y se daña el pilote.

Evidentemente, los resultados obtenidos aplicando diferentes métodos de cálculo son solamente aproximados y se los usa preferentemente para determinar hasta cuando se debe seguir hincando el pilote, para evitar el sobrehincado.

La ecuación más conocida relativa a la hinca de pilotes es la del Engineering News, la cual fue deducida de observaciones realizadas con pilotes de madera en arenas :

$$R_a = \frac{2 W_r H}{S + C} \quad (12.31)$$

donde R_a es la resistencia que opone el pilote a la hinca, W_r es el peso de la maza y H la altura de caída libre de la misma. S es la profundidad que el pilote penetra en el suelo en cada choque y C es un factor que vale :

$C = 1$ para maza de caída libre
 $C = 0,1$ para martinets de vapor

La carga admisible en el pilote se adopta :

$$P_{adm} = R_a/6 \quad (\text{para un FS} = 6) \quad (12.32)$$

Otra ecuación comúnmente usada para el análisis dinámico de los pilotes es la llamada "Fórmula danesa" que expresa :

$$P_u = \frac{e_h E_h}{S + S_o/2} \quad (12.33)$$

P_u es la resistencia límite del pilote, e_h la eficiencia del martillo sobre el sombrerete y E_h la energía que imprime la maza. E_h varía entre 1 y 6 Kgm, según el tipo de martinete. Los valores de e_h se indican en la Tabla 12.7. S es la penetración promedio del pilote en la última parte del hincado y S_o la compresión elástica del pilote. La carga admisible, expresada en función de la fórmula danesa es :

$$P_{adm} = P_u/3 \quad (\text{para un FS} = 3) \quad (12.34)$$

La figura 12.42 muestra algunos tipos de martillos. Los de caída libre como el del esquema a) consisten básicamente en una gran maza de acero, de 1 a 3 t de peso que cuelga de un gancho deslizante, moviéndose dentro de una guía que le permite una razonable exactitud de choque. La maza se levanta por medio de un torno, y se deja caer repetidamente, de modo que la sucesión de impactos hace penetrar el pilote. Como este tipo de martillo es muy elemental, el proceso de hincado es lento, y la altura de caída de la maza debe ser grande, generalmente unos 3 m.

T A B L A 12.7

Tipo de martillo	e_h
De caída libre	0,7 a 1
De acción simple	0,75 a 0,85
De acción doble	0,85
Tipo Diesel	0,85 a 1
Vibratorio	0,9 a 1

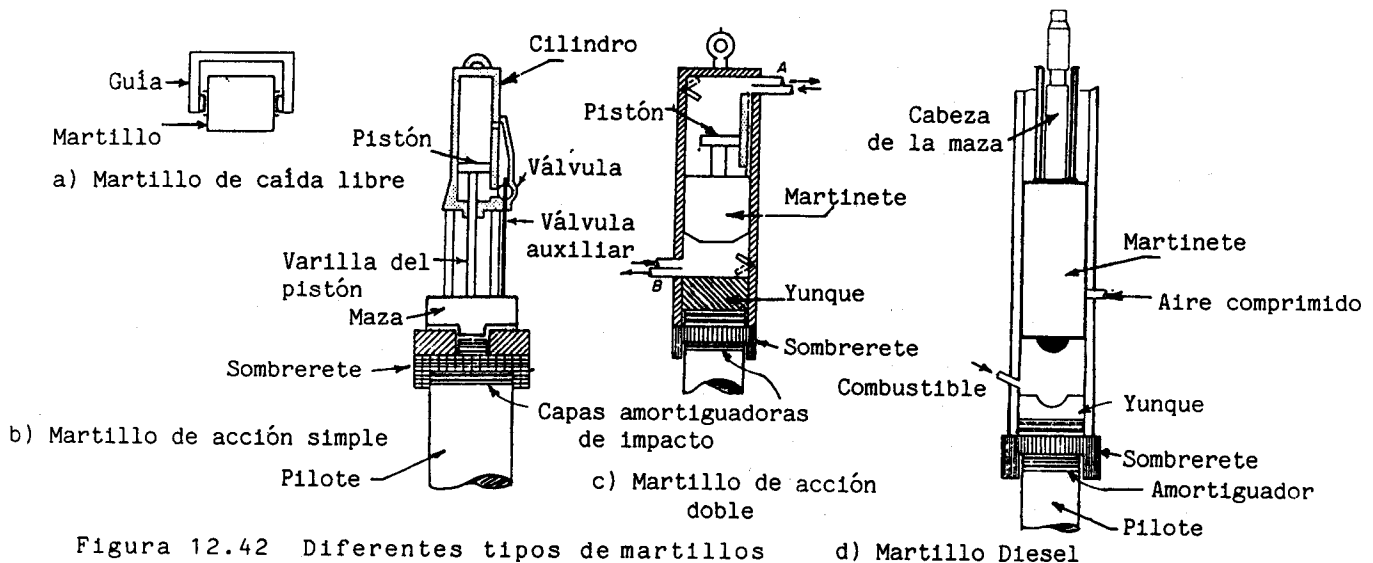


Figura 12.42 Diferentes tipos de martillos

Los martillos de acción simple consisten en un bloque de acero fundido (esquema b) un pistón y un cilindro. Se introduce aire a presión en el cilindro a través de la válvula, para levantar la maza, la cual luego cae por gravedad y golpea el sombrerete del pilote. El martillo se caracteriza por producir choques con limitada energía, y la altura debe ser suficiente para lograr una razonable velocidad de caída. La relación usual entre el peso del pilote y el de la maza es del orden de 1 a 2.

Los martillos de acción doble también usan vapor o aire comprimido para levantar la maza (esquema c) pero aquí los golpes son mucho más rápidos y se mantiene mayor control para lograr una presión constante durante la operación. De ello deriva que se produzca una considerable energía por impacto, con la ventaja que la altura de caída es mucho menor que en los martillos de acción simple.

Los martillos Diesel consisten en un cilindro, un yunque, un martillo, un sistema de aire comprimido y otro de inyección de combustible. Al comenzar la hincada, se levanta el martillo y se inyecta el combustible a medida que el martillo desciende por gravedad. Al mismo tiempo, se produce ignición por efecto del aire comprimido y el resultado de esta explosión hace penetrar el pilote y elevar nuevamente la maza. (Ver esquema d). El sistema trabaja mejor en suelos firmes, ya que si encuentra estratos débiles, la penetración es considerable y el rechazo limitado, por lo cual no se levanta suficientemente la maza luego del choque. En general, las ventajas del martillo Diesel son la economía y la facilidad de operación.

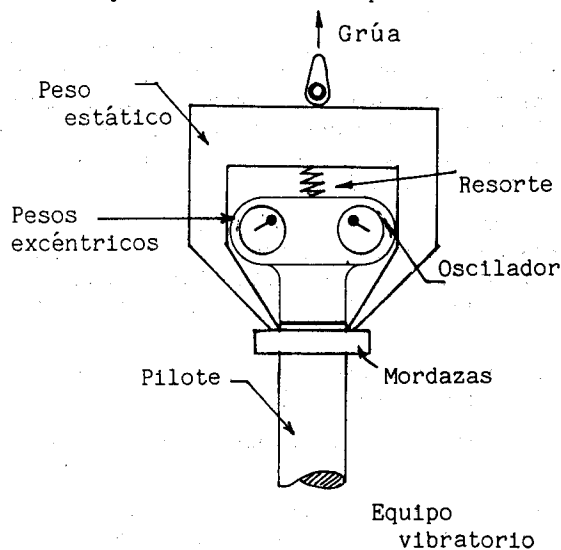


Figura 12.43

La figura 12.43 muestra un equipo vibratorio para la hincada de pilotes. Su uso es relativamente reciente (1949) y consisten en un par de pesos excéntricamente dispuestos, que rotan en una determinada fase, de modo de anular la componente horizontal, dando por resultado componentes verticales únicamente, de frecuencia variable.

De esta manera se comprime el pilote, obligándolo a penetrar en el suelo. Como conclusión, se puede resumir que la determinación de las cargas resistidas por pilotes empleando métodos dinámicos, dan sólo una idea aproximada del comportamiento estático de los mismos.

Ello se debe a que se parte de la siguiente premisa :

$$E_1 = E_{hinca} - E_{perd}$$

E_1 es la energía impuesta, E_{hinca} la usada para hacer penetrar el pilote, y E_{perd} es la energía perdida.

Esta última energía corresponde a la que se gastó en comprimir el sombrerete y la cabeza del pilote, en el rechazo del martillo, etc., y no es fácil de evaluar con precisión, especialmente cuando la velocidad del hincado es muy elevada. En general, los resultados se ajustan más a la realidad cuando la punta alcanza un lecho rocoso o un estrato muy firme, pero dan un apreciable margen de error cuando la hincada se realiza en suelos arcillosos blandos y compresibles.

La mayor exactitud en los resultados se logra, para determinar la capacidad portante de los pilotes, en pilotes cortos con maza de caída libre.

CAPITULO 13

Cabezales y Grupos de Pilotes

13.1.- GENERALIDADES SOBRE CABEZALES

Los cabezales son elementos estructurales monolíticos de concreto armado, de considerable volumen y rigidez, que cumplen la función de conectar las cabezas de los pilotes, transfiriéndoles las cargas de la superestructura. A su vez, los pilotes transmiten estas cargas al subsuelo, según se ha analizado en el Capítulo 12. Por lo tanto, los cabezales se comportan en forma similar a las bases aisladas directas tratadas en el Capítulo 8, con la diferencia que en los cabezales, las reacciones del suelo actúan como cargas concentradas, en el eje de los pilotes.

Si se suman todas las reacciones de los pilotes de un mismo cabezal, y se dividen por el área en planta de éste, se obtiene una presión estática equivalente, la cual en general alcanza magnitudes considerables, pues los pilotes tienen gran capacidad de carga. En literatura técnica, los cabezales se conocen también por cabezotes, dados o plintos y pueden cumplir la siguientes funciones estructurales :

- * Resistir las cargas gravitacionales, las laterales y los momentos flectores de las columnas, transmitiéndolos a los pilotes en forma de cargas axiales exclusivamente.
- * Impedir los asentamientos de los pilotes aislados, o la falla localizada en alguno de ellos, por concentraciones de esfuerzos.

Las formas geométricas y las dimensiones de los cabezales quedan definidas por el número de pilotes que conectan y su separación, así como por el valor adoptado de recubrimiento r medido desde la cara exterior de los pilotes (Ver figura 13.1). Se adopta generalmente :

$$r \geq 10 \text{ a } 15 \text{ cm} \quad (13.1)$$

La separación s entre ejes de pilotes dependerá de la forma principal de trabajo de los mismos. En pilotes que trabajan por punta, apoyados en roca o en un estrato firme del subsuelo, se debe cumplir

$$s \geq \begin{cases} D + 30 \text{ cm} \\ 1,75 \text{ a } 2,5 D \\ \sqrt{\frac{\text{Carga en cada pilote (en Kg)}}{\text{Capacidad portante del suelo (en Kg/cm}^2)}} \end{cases} \quad (13.2)$$

y en pilotes que trabajan por fricción, en suelos cohesivos, la separación s resulta :

$$s \geq \begin{cases} 2,5 \text{ a } 3 D \\ 75 \text{ cm} \end{cases} \quad (13.3)$$

D es el diámetro en pilotes cilíndricos o la magnitud de la diagonal en las secciones transversales cuadradas o H . En la práctica, es usual adoptar :

$$s \geq \begin{cases} 3 D \\ 1 \text{ m} \end{cases} \quad (13.4)$$

(Ver la figura 13.1)

$$e \geq \frac{s\sqrt{3}}{2} \quad (13.5)$$

Los cabezales pueden agrupar de 2 a 15 pilotes, si bien es preferible que todo cabezal conecte un mínimo de 3 pilotes, ubicados en los vértices de un triángulo isósceles y un máximo de 12 pilotes, para que su eficiencia no disminuya excesivamente, según se analiza en la Sección 13.9.

Si un cabezal tiene 3 pilotes en triángulo, no necesita teóricamente arriostramientos, si bien todos los cabezales deben arriostrarse en dos direcciones ortogonales. No se aconseja el uso de un solo pilote por cabezal, aún cuando esté arriostrado convenientemente, salvo en el caso de columnas que transmitan cargas muy livianas, cuyo eje longitudinal coincida con el del pilote.

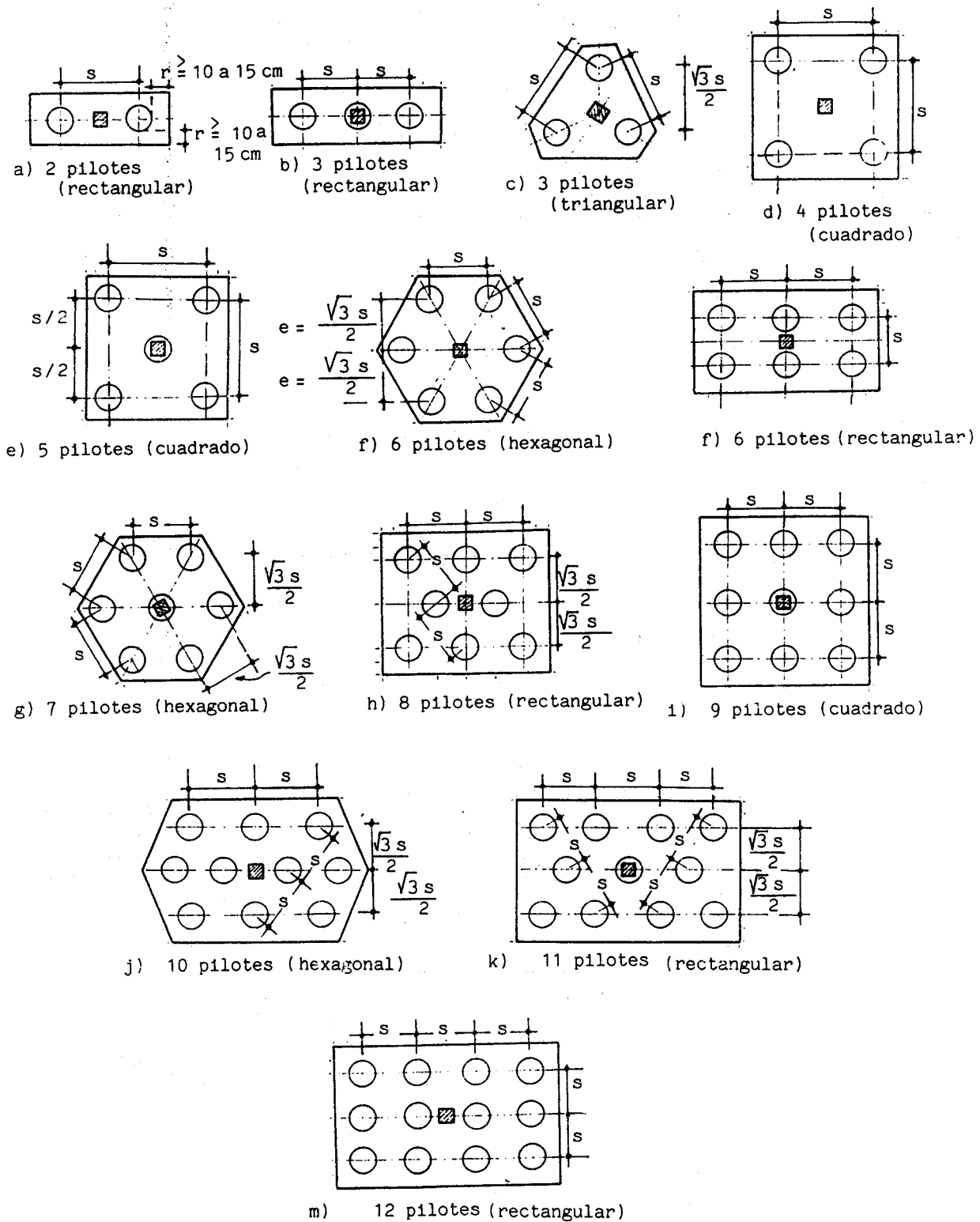


Figura 13.1 Cabezales con diferente número de pilotes

Las normas permiten el empleo de cabezales con dos pilotes, siempre que el arriostamiento en las dos direcciones ortogonales resista la totalidad de las cargas de diseño y empujes horizontales debidos a excentricidades, cargas laterales de viento, sismo o empujes en general. Por lo tanto, en un edificio apoyado sobre pilotes, todos sus cabezales deben hallarse rigidamente conectados por vigas de encadenado o riostras ortogonales, cualquiera sea el número de pilotes que tenga cada cabezal. De esta manera, se logra un mejor comportamiento de conjunto.

Para que un pilote puede considerarse empotrado en el cabezal, debe penetrar en él un mínimo de 15 cm; de lo contrario, se lo considera articulado en su extremo superior. Ver la figura 13.2). Los cabezales deben ser de concreto de buena calidad, con resistencia mínima de $f'_c = 200$ a 250 Kg/cm², y se los armará en su borde inferior para resistir los esfuerzos de tracción producidos.

Las barras de la armadura resistente deben tener un recubrimiento mínimo de 7.5 cm y se colocarán por encima de las cabezas de los pilotes. Por lo general, los cabezales se construyen vaciando el concreto directamente en los huecos excavados para tal fin en el suelo de fundación, sobre las cabezas de los pilotes, con excepción de las obras marítimas o fluviales, donde se deben usar encofrados. En los suelos expansivos, por otra parte, los cabezales deben aislarse convenientemente. (Ver fig. 13.3).

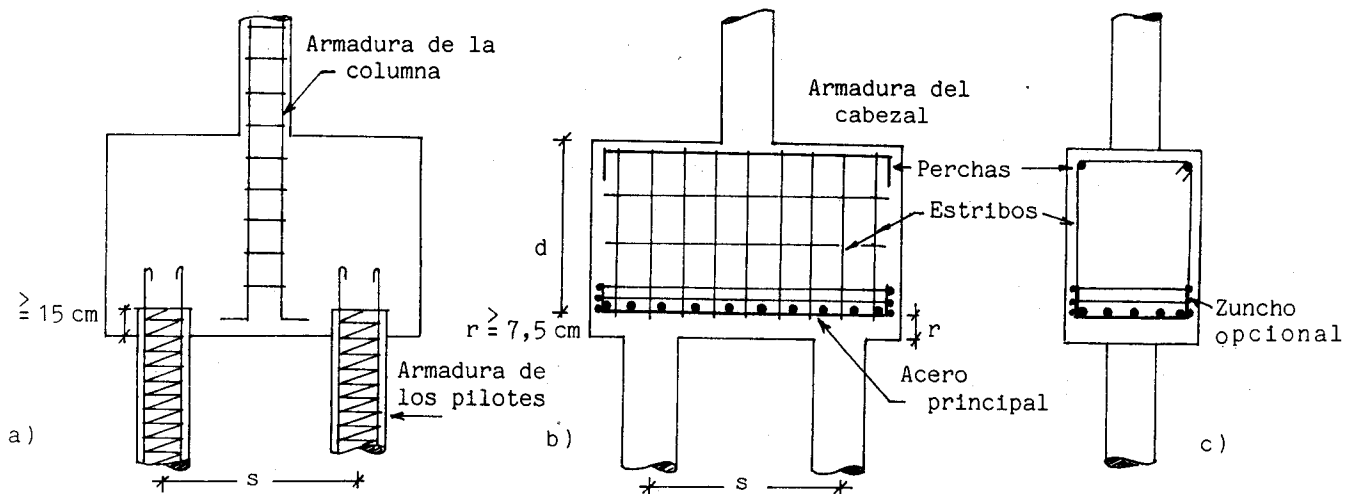
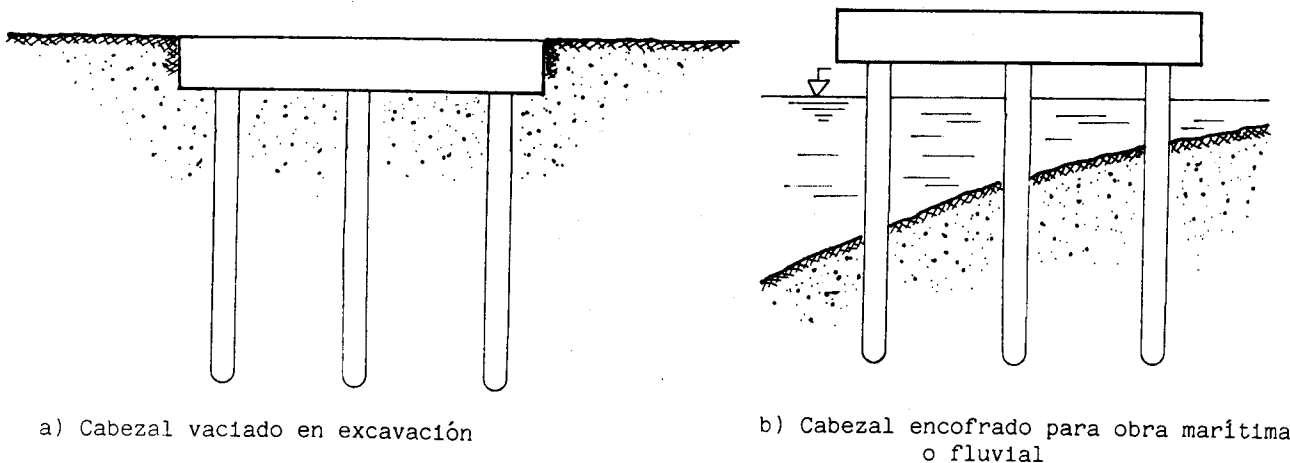


Figura 13.2

Las barras de la armadura longitudinal de la columna, así como las ligaduras, deben penetrar en el cabezal, en su altura total. Asimismo, la armadura de los pilotes es conveniente prolongarla al menos 30 cm a partir de la cabeza de los pilotes, de modo de otorgarle suficiente anclaje dentro de la masa de concreto del cabezal. En el borde inferior del cabezal, además, se suele disponer un zuncho como muestra el esquema c) de figura 13.2, para confinar la zona traccionada. Los estribos que se coloquen deben ser cerrados. En cabezales de altura mayor a 60 cm se debe diseñar la armadura de paramento según lo indicado en la Sección 7.4.



a) Cabezal vaciado en excavación

b) Cabezal encofrado para obra marítima o fluvial

Figura 13.3

13.2.- HIPOTESIS FUNDAMENTALES

Para el análisis de los cabezales, se suponen válidas las siguientes hipótesis :

- * Los cabezales son miembros estructurales doblemente simétricos en planta, y conectan pilotes también simétricamente distribuidos.
- * Todos los pilotes de un mismo cabezal son iguales y tienen idéntica capacidad resistente
- * Los pilotes de cada cabezal se suponen apoyados sobre los mismos estratos del subsuelo
- * El número necesario de pilotes, en cada cabezal, y su distribución, se determina en función de la combinación más desfavorable de las cargas que actúan sobre el cabezal
- * La distribución de las presiones en el suelo debidas a las cargas que les transmite un grupo de pilotes, debe ser consistente con la capacidad portante del suelo, y respetar los principios establecidos de la mecánica de suelos
- * La carga máxima que debe soportar cada pilote, para la combinación más desfavorable de las cargas transmitidas por la superestructura, no debe superar la resistencia del pilote como elemento estructural
- * Debido a su gran volumen, los cabezales son elementos rígidos que pueden sufrir asentamientos y rotaciones en el suelo de fundación
- * Las cargas y momentos flectores que las columnas transmiten al cabezal, solicitan los pilotes en forma de cargas axiales aplicadas en el baricentro de su sección transversal. Estas cargas incluyen asimismo el peso propio del cabezal
- * Los pilotes y los cabezales, en forma similar a los restantes elementos resistentes de la estructura que se analiza, en concreto armado, se diseñarán para las cargas y reacciones mayoradas, y los factores de minoración de resistencia, según lo especificado en la Sección 7.3.
- * La armadura mínima de los cabezales será la indicada en la Sección 7.4 cuando sean asimilables a vigas, y en la Sección 7.7 cuando lo sean a placas o losas
- * La altura mínima de los cabezales será $d \geq 30 \text{ cm}$ Cuando la altura total del cabezal sea : $h \geq 60 \text{ cm}$ se debe distribuir la correspondiente armadura de paramento (Ver Sección 7.4.)
- * Todas las fuerzas y momentos que actúan en la base de las columnas o pedestales (Sec. 8.2) de concreto armado, se transferirán a la parte superior del cabezal por contacto directo con el concreto, y mediante armaduras. En la superficie de contacto de los miembros, los esfuerzos no excederán la resistencia del concreto al aplastamiento, según lo especificado en la Sección 7.11.
- * Las armaduras necesarias para transferir estas cargas, se deben colocar a través de la superficie de contacto, prolongando las barras longitudinales o mediante espigas, y su área debe satisfacer las tres condiciones siguientes :
 - a) - Resistir aquella parte de la fuerza que no es transmitida por aplastamiento del concreto
 - b) - No ser menor que el 1% de la sección de la columna o 0,005 veces la sección del pedestal, la que sea mayor, y tener un mínimo de 4 barras.
 - c) - Si las condiciones de carga originan esfuerzos de tracción, deben resistir la fuerza total de tracción
- * La longitud de desarrollo de estas barras cumplirá con lo establecido en la Sección 7.6. Cuando se emplean espigas, su sección no será mayor que $\phi 1 \frac{3}{8}"$ y su diámetro no excederá el de las barras longitudinales en más de 5 mm
- * Las prolongaciones de las espigas deben ser :

Dentro de las columnas : la longitud mayor entre la correspondiente al empalme de las espigas o la de desarrollo de las barras de $\phi 1 \frac{3}{4}"$ (43 mm) o de $\phi 2 \frac{1}{4}"$ (57,3 mm), cuando estas barras sean la armadura longitudinal de la columna y estén sometidas a compresión solamente.

Dentro del cabezal : la longitud de desarrollo de las espigas
- * Para cabezales con superficies superiores inclinadas o escalonadas, se satisfarán los mismos requisitos de diseño de las bases de forma similar, analizadas en la Sección 7.11
- * Cuando las columnas que apoyan en los cabezales tienen forma diferente de la cuadrada o rectangular, por ejemplo las circulares u ovaladas, se asume una sección cuadrada de área equivalente a fin de ubicar las secciones críticas para momento flector, fuerzas de corte y punzonado, así como para el desarrollo del refuerzo
- * Estas secciones críticas se ubican en forma similar a lo indicado en la Sección 7.13, y en el caso de cabezales, como se detalla a continuación, en la Sección 13.4.

13.3.- DISTRIBUCION DE CARGAS PARA PILOTES EN GRUPOS

El criterio general que se emplea para obtener la distribución de las cargas sobre los pilotes de un mismo cabezal, es el de suponer que éste tiene rigidez infinita. Por ello, si se cumplen las hipótesis de la Sección 13.2 y además :

- el centro de presiones de las cargas de las columnas se halla sobre la misma vertical del centro de gravedad del cabezal, y
- todos los pilotes del grupo son verticales,

soportan la misma carga axial P_1 :

$$P_1 = \frac{P}{n} \quad (13.6)$$

siendo P la carga transmitida por la columna, más el peso del cabezal, y n es el número de pilotes iguales. Ver figura 13.4 a). Cuando además de la carga axial, la columna transmite al cabezal momentos flectores M_x y M_y en flexo-compresión biaxial, como se indica en la figura 13.4 b), se analizarán estos efectos separadamente.

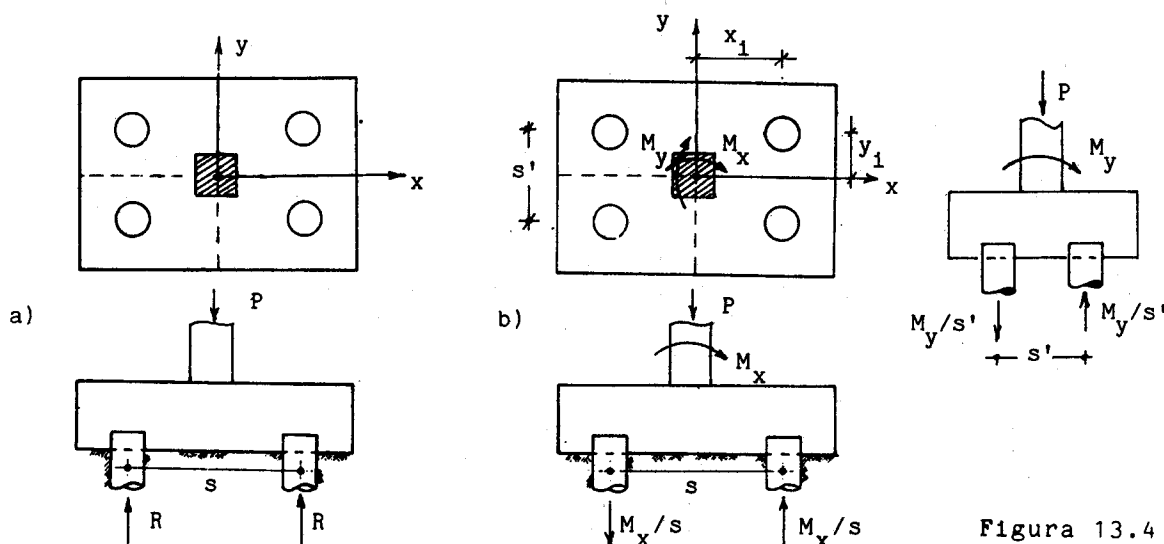


Figura 13.4

Caso a) Carga axial centrada

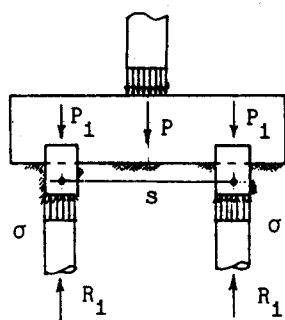


Figura 13.5

Este caso corresponde al de figura 13.4 a). Debido a la rigidez del cabezal, todos los pilotes reciben igual carga axial.

$$\sigma = \frac{P}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (13.7)$$

$$P_1 = \sigma A_1 \quad (13.8)$$

A_1 es el área de la sección transversal de cada pilote, y P_1 la carga proporcional que soporta. Por hipótesis se acepta que todos los pilotes tienen la misma sección transversal. Por ello resulta :

$$\sigma = \frac{P}{n A} \quad (13.9)$$

n es el número de pilotes del cabezal.

Por lo tanto, la reacción en cada pilote vale :

$$R_1 = \sigma A = \frac{P}{n} \quad (13.10)$$

En cada pilote, las reacciones R_1 se consideran aplicadas en el eje longitudinal del mismo. En ausencia de momentos flectores, y para cargas centradas de la columna que apoya en el cabezal, todos los pilotes estarían resistiendo la misma carga axial. La presencia de momentos flectores, como se analiza a continuación, alivia algunos pilotes y recarga otros, según el sentido en que se apliquen los pares.

Caso b) Efecto del momento flector M_x

Según la ecuación de resistencia de materiales :

$$\sigma_1 = \frac{M_x x_1}{\sum_1^n I_y} \quad (13.11)$$

x_1 es la distancia del baricentro del pilote 1 al eje de las coordenadas, como se indica en la figura 13.4 b) y 13.7.

$\sum_1^n I_y$ es la sumatoria de los momentos de inercia de las áreas de las secciones transversales de los n pilotes con respecto al eje y .

$$\sum_1^n I_y = \sum_1^n (I_o + A_1 x_1^2) \quad (13.12)$$

I_o es el momento de inercia propio de la sección transversal de cada pilote. Ver figura 13.7.

$$I_o = \frac{\pi r_o^4}{4}$$

$$I_x = I_o + A_1 y_1^2$$

$$I_y = I_o + A_1 x_1^2$$

En pilotes de pequeño diámetro, se puede despreciar el momento de inercia propio de su sección transversal I_o , por ser de reducida magnitud. En ese caso, de ec. 13.11 se obtiene :

$$\sigma_1 = \frac{M_x x_1}{A \sum_1^n x_1^2} \quad (\text{para } A_1 = A) \quad (13.13)$$

Sin embargo, si el pilote es de gran diámetro, como en el caso de las pilas, I_o no puede despreciarse y será válida la ecuación 13.12.

Caso c) Efecto del momento flector M_y

Haciendo un razonamiento similar para el eje x , se obtiene :

$$\sigma_1 = \frac{M_y y_1}{A \sum_1^n y_1^2} \quad (13.14)$$

Aplicando el principio de superposición, válido en régimen elástico, se cumple :

$$\sigma_1 = \frac{P}{n A} \pm \frac{M_x x_1}{A \sum_1^n x_1^2} \pm \frac{M_y y_1}{A \sum_1^n y_1^2} \quad (13.15)$$

La ec. 13.15 corresponde a un plano inclinado que define un volumen de esfuerzos en forma de cilindro trunco, como indica la figura 13.8. De ec. 13.15 se deduce :

$$P_1 = A \sigma_1 = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x x_1}{\sum_1^n x_1^2} \pm \frac{M_y y_1}{\sum_1^n y_1^2} \quad (13.16)$$

P_1 es la carga axial que soporta el pilote 1 del cabezal analizado. Cuando P_1 resulta negativo, está soportando tracción.

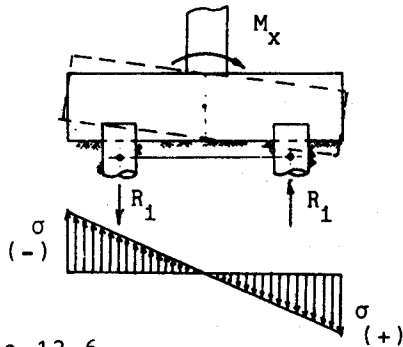


Figura 13.6

Pilote 1

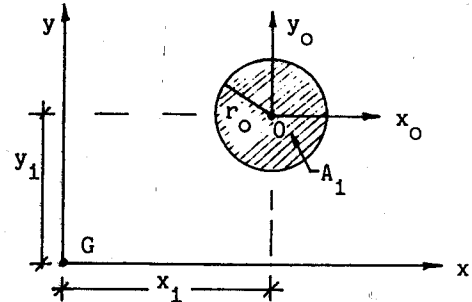


Figura 13.7

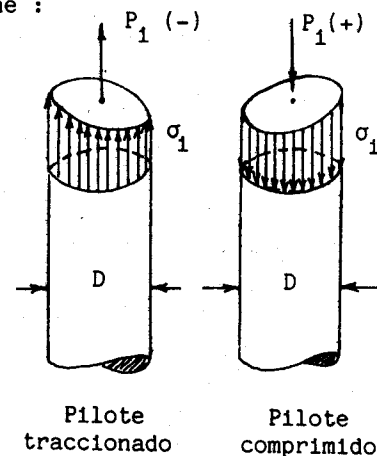
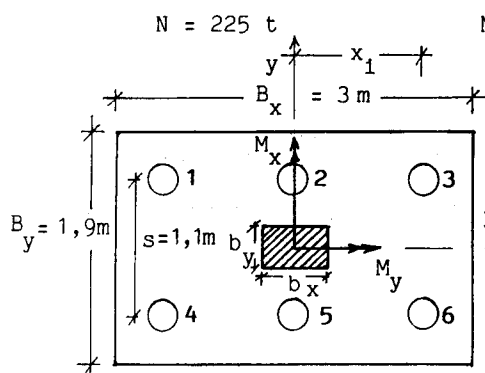


Figura 13.8

EJEMPLO 13.1.-

Determinar las cargas axiales mínimas y máximas que deben resistir los pilotes del cabezal de la figura. Las cargas y momentos en régimen de servicio que transmite la columna son :



El diámetro de la sección transversal de los pilotes es :

$$D = 0,35 \text{ m}$$

La separación entre ejes longitudinales de pilotes vale :

$$s = 1,1 \text{ m}$$

Los lados de la columna son : $b_x = 1,2 \text{ m}$ $b_y = 0,8 \text{ m}$

Los lados del cabezal resultan :

$$B_x = 3 \text{ m} \quad B_y = 1,9 \text{ m}$$

Peso del cabezal :

$$W = 3 \times 1,9 \times 2 \times 2,5 = 28,5 \text{ t} \quad (\text{para } \gamma_c = 2.500 \text{ Kg/m}^3)$$

$$P = 225 + 28,5 = 253,5 \text{ t}$$

$$\sum_1^6 x_1^2 = 4 \times 1,1^2 = 4,84 \text{ m}^2 \quad \sum_1^6 y_1^2 = 6 \times 0,55^2 = 1,815 \text{ m}^2$$

Coordenadas de los pilotes en los vértices : (1,3,4 y 6)

$$x_1 = \pm 1,1 \text{ m} \quad y_1 = \pm 0,55 \text{ m}$$

Coordenadas de los pilotes centrales : (2 y 5)

$$x_1 = 0 \quad y_1 = \pm 0,55 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación 13.16, se obtiene :

$$P_i = \frac{P}{n} + \frac{M_x x_1}{\sum x_1^2} + \frac{M_y y_1}{\sum y_1^2} = \frac{253,5}{6} + \frac{15 x}{4,84} + \frac{12 y}{1,815} = \begin{cases} P_1 = 35,2 \text{ t} & P_2 = 38,61 \text{ t} \\ P_3 = 42,02 \text{ t} & P_4 = 42,48 \text{ t} \\ P_5 = 45,88 \text{ t} & P_6 = 49,30 \text{ t} \end{cases}$$

Se deduce en consecuencia que en el cabezal que se analiza, todos los pilotes resultan comprimidos. Para diseño, controla la carga de 49,3 t, correspondiente al pilote 6. Debe recordarse, sin embargo, que las cargas de diseño deben ser mayoradas, en el caso de pilotes de concreto armado.

13.4.- DISEÑO DE CABEZALES

El diseño de los cabezales puede realizarse según dos criterios diferentes, con :

- * El método de las bielas
- * El método de la flexión

Método de las bielas

Este método se aplica a los cabezales de gran altura y considerable rigidez, cuando la recta que une el centro de la base de arranque de la columna o pedestal con el centro de las secciones superiores de los pilotes, forma con la vertical un ángulo : $\beta \leq 40^\circ$

La figura 13.9 grafica esta condición, para un cabezal de dos pilotes. Para ello debe cumplirse :

$$d \geq 0,6 s$$

En el método de las bielas, la conexión entre el cabezal rígido y los pilotes, se supone articulada, eliminando así la posibilidad de la presencia de momentos flectores en las cabezas de los pilotes. Por lo tanto, éstos sólo resisten cargas axiales aplicadas según su eje longitudinal.

La carga N de la columna se transmite a los pilotes atravesando un medio continuo ideal,

dentro de la masa de concreto del cabezal, por medio de bielas comprimidas, en forma de delgados prismas o cilindros de concreto, que unen el centro de la base de la columna con el centro de la cabeza de los pilotes.

El efecto de arco producido por las bielas de compresión, da por resultado una fuerza de tracción horizontal junto al borde inferior del cabezal, que debe ser resistida por medio de barras de acero convenientemente dispuestas a tal fin. La figura 13.9 da los detalles de la transmisión de las fuerzas dentro del cabezal rígido.

Las normas permiten en este caso no verificar a corte el cabezal, y diseñarlo sólo a tracción. Por lo tanto, no sería teóricamente necesario colocar refuerzo transversal. Sin embargo, es aconsejable proveer al cabezal de estribos cerrados mínimos, con separación máxima $s' \leq 30$ cm y disponer la armadura de paramento cuando la altura total: $h \geq 60$ cm

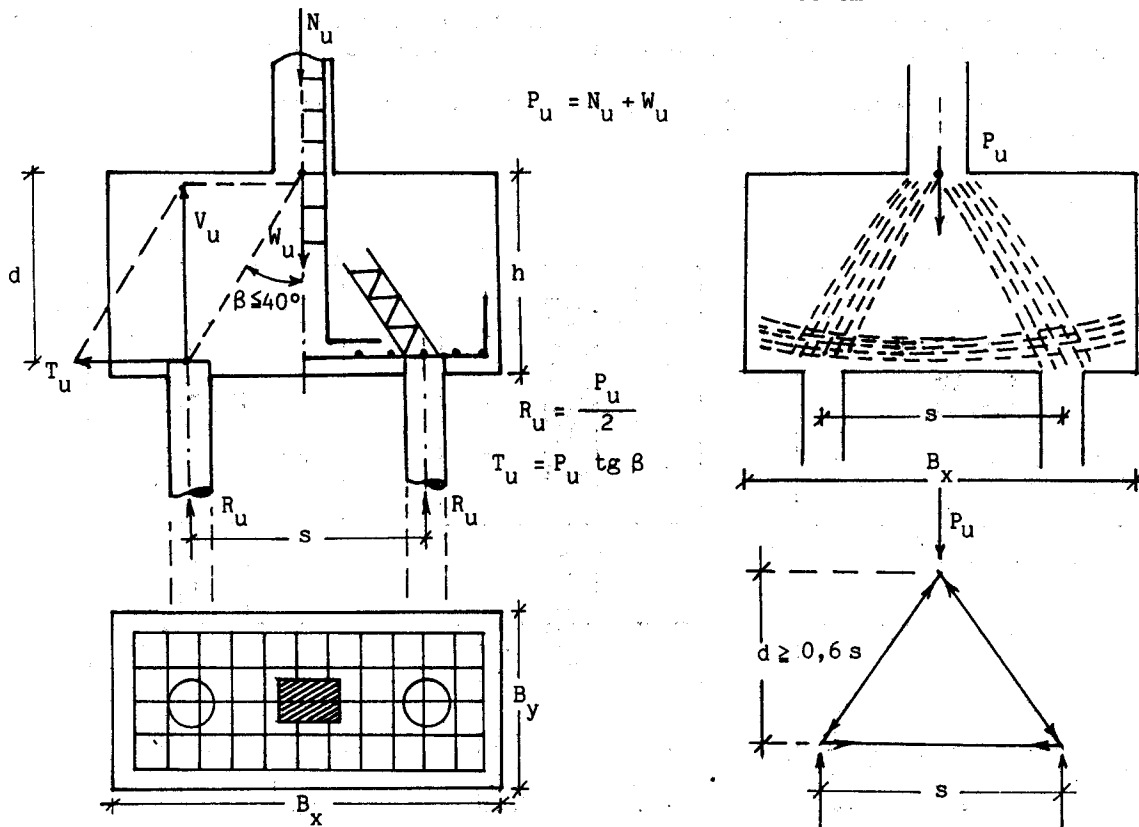


Figura 13.9

La determinación de las fuerzas de tracción junto al borde inferior de los cabezales se puede determinar mediante el método de las bielas, en cabezales con cualquier número de pilotes, según se analiza a continuación. Los valores resultantes de las fuerzas de tracción en cada caso se indican en la Tabla 13.1.

Método de la flexión

El método de la flexión es aplicable al caso de cabezales con altura limitada, y $\beta > 40^\circ$. Se los conoce también por vigas-cabezales.

Los cabezales analizados como vigas, deben cumplir los requisitos de flexión, corte y punzonado estipulados en el Capítulo 7. A continuación se detallará la deducción de la magnitud de las fuerzas de tracción en los cabezales, aplicando el método de las bielas y el de la flexión. En general, el método de las bielas da resultados más conservadores, por lo cual la Tabla 13.1 se refiere a estos valores.

En todos los casos, los momentos flectores, las fuerzas de corte y de punzonado en los cabezales se obtienen ajustándose a lo estipulado en la Secciones 7.12 y 7.13.

En cabezales de gran altura, serán asimismo aplicables los conceptos y especificaciones dados para la vigas pared de la Sección 7.9, en lo relativo a la determinación de los planos críticos de corte y punzonado.

Momentos flectores en los cabezales

El plano crítico para flexión en los cabezales se indica en la figura 13.10, de acuerdo con las indicaciones de la Sección 7.13, y se halla :

- En la cara de la columna, pedestal o muro si éstos son de concreto (esquema a)
- En la cara de la sección cuadrada equivalente, si la columna o pedestal de concreto tienen forma circular, ovalada o es un polígono regular concéntrico.
- En la mitad de la distancia entre el eje y el borde de la columna o muro, cuando estos elementos son de mampostería (esquema b)
- En la mitad de la distancia entre el borde de la columna metálica y el extremo de la plancha de base de acero, en el caso de columna metálica sin pedestal (esquema c)

El momento máximo será el producido por todas las cargas y reacciones mayoradas, ubicadas a un lado de la sección crítica a-a.

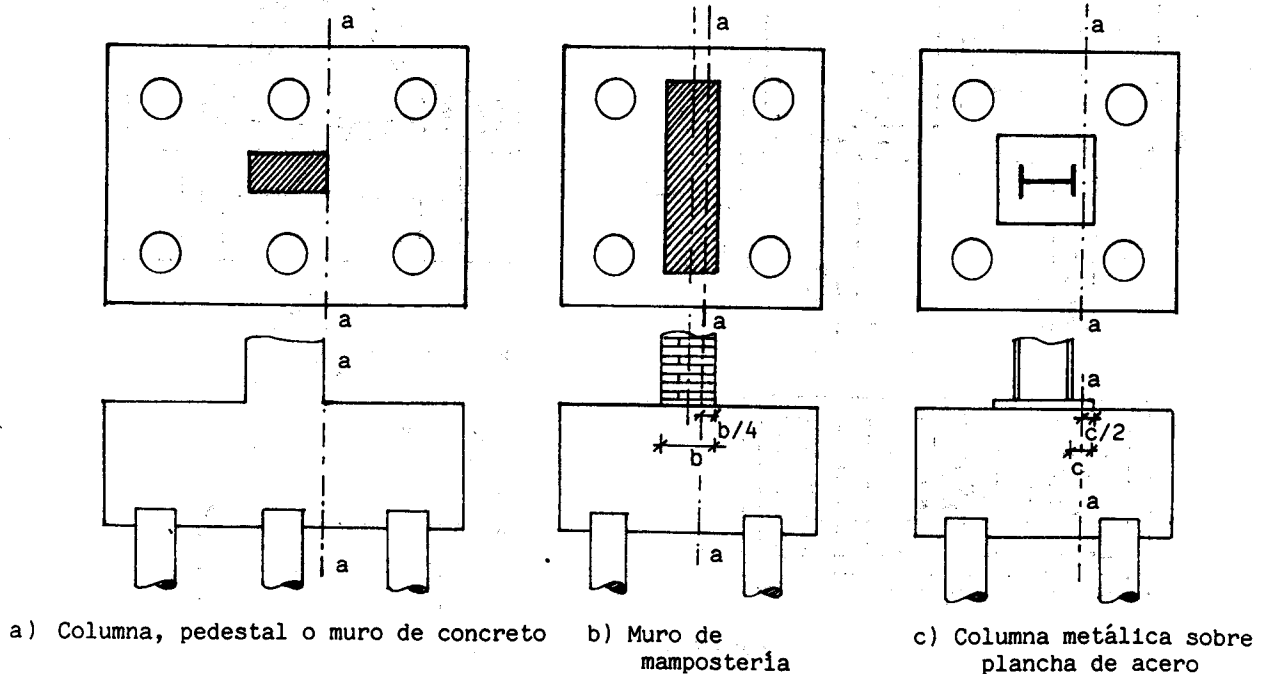


Figura 13.10 Planos críticos a flexión

Fuerzas de corte en los cabezales

En todos los casos se verificará que los esfuerzos de corte en los cabezales no superen los admisibles, definidos en la Sección 7.5. Se debe prestar especial atención a la determinación de estos esfuerzos cortantes, debido a la considerable magnitud de las reacciones de los pilotes.

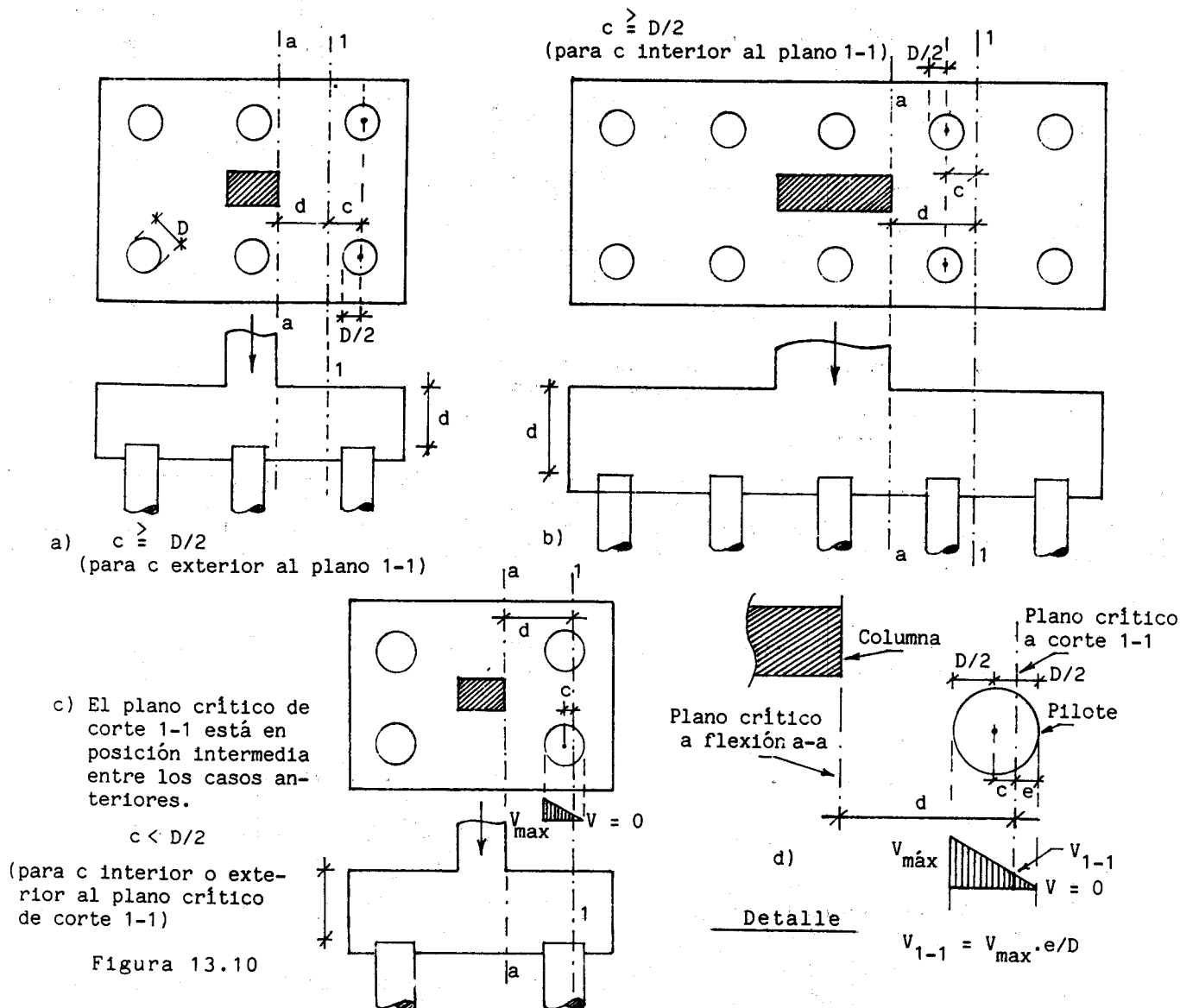
El plano crítico de corte 1-1 en los cabezales, se ubica a distancia d del plano crítico para flexión a-a definido previamente en la figura 13.10. Ver figura 13.11 a).

En el caso de cabezales muy rígidos, la altura útil d es grande, por lo cual puede suceder que el plano de corte crítico intercepte el área de algunos pilotes, o quede exterior a ellos. Ver figura 13.11 b) y c).

Se considerarán a continuación los siguientes casos :

- El plano de corte crítico 1-1 está ubicado entre el plano crítico por flexión y la cara interna de la fila de pilotes más cercanos (esquema a). En este caso, resulta : $c \geq D/2$ siendo D el diámetro de los pilotes. Por lo tanto, las reacciones de los pilotes producen corte en la sección 1-1, y deben tomarse en el análisis con su magnitud total.

- b).- El plano de corte crítico está ubicado más allá de la cara opuesta de la fila de pilotes más próxima. (esquema b). En este caso, $c \geq D/2$, pero c queda aquí ubicado hacia adentro de la sección crítica por corte. Por lo tanto, las reacciones de los pilotes de esa fila no origina corte en el plano 1-1, pues el corte se considera aquí producido por las fuerzas a la derecha del 1-1.
- c).- El plano de corte crítico 1-1 queda ubicado en alguna posición intermedia de los casos anteriores, es decir, intercepta el área de la fila de pilotes más cercana. (esquema c). El porcentaje de la carga de cada pilote de esa fila que produce corte en el plano 1-1 se obtiene por interpolación lineal entre los valores correspondientes a los límites anteriores.
- Nota : igual razonamiento se sigue si la fila de pilotes a que se hace aquí referencia no es la más cercana a la columna, sino otra fila cualquiera de pilotes del cabezal, o aún un solo pilote ubicado aleatoriamente en el mismo.



En cabezales rígidos de gran altura, asimilables a vigas-pared, es aceptable asimismo ubicar los planos críticos de corte como se indica en la Sección 7.9.

Punzonado

Los esfuerzos de punzonado se deben calcular para las columnas y cada uno de los pilotes del cabezal, en forma independiente. Los perímetros críticos de punzonado se detallaron en la Sección 7.12 para el caso de columnas y pilotes próximos entre sí o cercanos a los bordes del cabezal.

13.5.- CABEZALES DE DOS PILOTES

Se analizará el comportamiento estructural de los cabezales de dos pilotes por el método de las bielas y el de la flexión, para comparar los resultados referidos a la determinación de las fuerzas de tracción en el borde inferior del mismo.

CASO 1) Aplicando el método de las bielas y tomando en cuenta las dimensiones de la columna. Según el detalle de figura 13.11 :

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2s - b_x}{4d} x = \frac{T}{P/2} \quad (13.17)$$

Se despeja :

$$T = \frac{P}{8d} (2s - b_x) \quad (13.18)$$

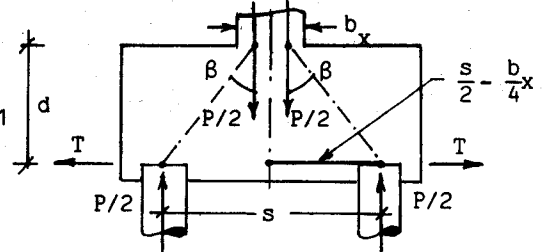


Figura 13.11

CASO 2) Aplicando el método de la flexión, se obtiene :

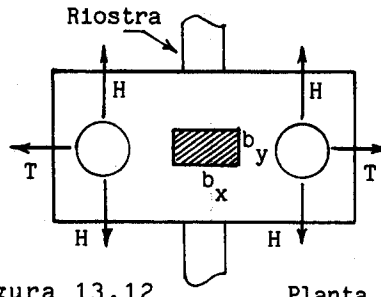
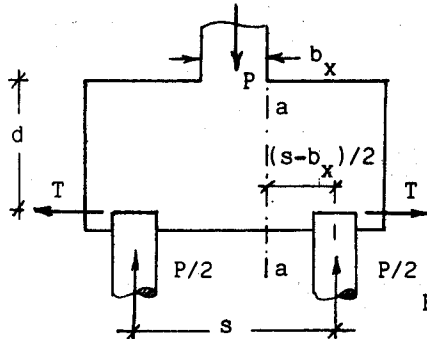


Figura 13.12

Planta

$$M_{a-a} = \frac{P}{2} (s - b_x)/2 \quad (13.19)$$

Para : $M \approx T d$

resulta :

$$T = \frac{P}{4d} (s - b_x) \quad (13.20)$$

Se deduce por lo tanto que el método de las bielas es más conservador.

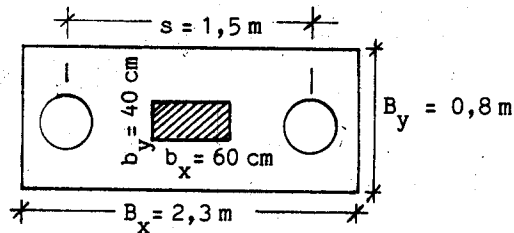
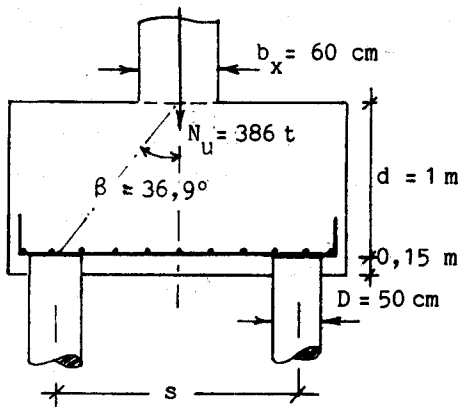
P es la carga total que transmite la columna, más el peso propio del cabezal. Teóricamente, no existen fuerzas transversales en el cabezal. Sin embargo, se asumirá un valor mínimo para la fuerza H : (Ver figura 13.12)

$$H = \frac{P D}{8 d} \quad (13.21)$$

siendo D el diámetro del pilote. Con esta fuerza H se diseña el acero transversal junto al borde inferior del cabezal, verificando que no sea menor al acero mínimo por retracción y temperatura (Ver sección 7.7). Además, todos los cabezales deben arriostrarse en dos direcciones ortogonales. El diseño de estas riostras se realiza para una fuerza mínima de P/10, actuando axialmente en su eje longitudinal.

EJEMPLO 13.2.-

Diseño el acero del cabezal de dos pilotes indicado. $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$
La carga mayorada que transmite la columna es : $N_u = 386 \text{ t}$
 $\gamma_c = 2.500 \text{ Kg/cm}^2$



Para que el cabezal sea rígido debe cumplirse :

$$d \geq 0,6 s = 0,6 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \beta = 0,75 \quad \therefore \beta = 36,9^\circ < 40^\circ \quad \text{Cumple}$$

Peso del cabezal : $1,15 \times 0,8 \times 2,3 \times 2,4 = 5,29 \text{ t}$

Peso del cabezal mayorado : W_u

$$W_u = 5,29 \times 1,4 = 7,4 \text{ t}$$

$$\therefore P_u = N_u + W_u = 386 + 7,4 = 393,4 \text{ t}$$

La fuerza de tracción en el borde inferior del cabezal se calcula con la ec. 13.18, según el método de las bielas :

$$T_u = \frac{393,4}{8} (2 \times 1,5 - 0,6) = 118 \text{ t}$$

El acero necesario a tracción es : $A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{118.000}{0,9 \times 4.200} = 31,22 \text{ cm}^2$

$\phi = 0,9$ se obtiene de la Sección 7.3, para el caso de tracción axial y flexotracción. De la Tabla 7.3 se obtiene :

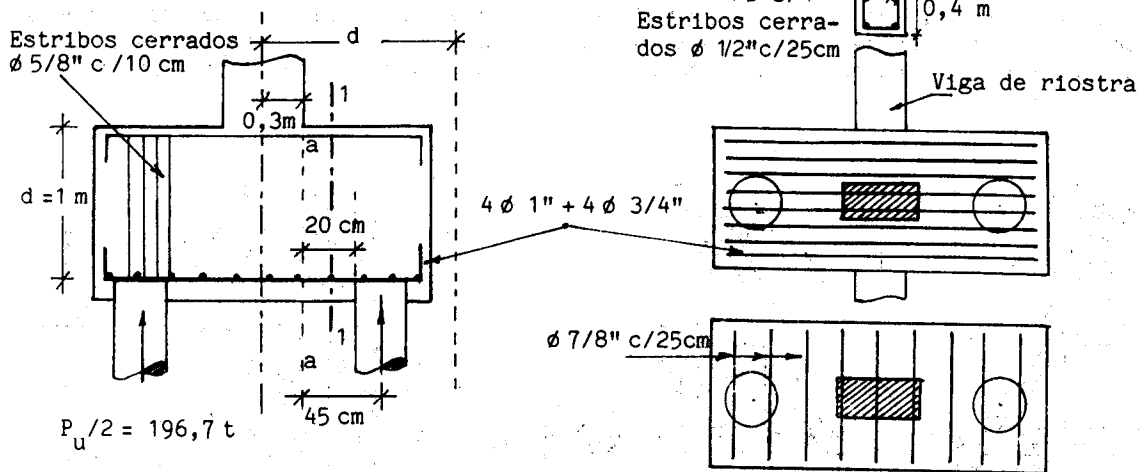
$$4 \phi 1'' + 4 \phi 3\phi 4'' \quad (A_s = 31,64 \text{ cm}^2)$$

De ec. 13.21 : $H_u = \frac{P_u D}{8 d} = \frac{393,4 \times 0,5}{8} = 24,58 \text{ t}$ $A_s = \frac{24.580}{0,9 \times 4.200} = 6,5 \text{ cm}^2$

$$A_{s \min} = 0,0018 \times 80 \times 100 = 14,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$2 \phi 7/8"$
($A_s = 7,74 \text{ cm}^2$)

De Tabla 7.4 : $\phi 7/8"$ c/25 cm



Se verifican los resultados obtenidos, aplicando al método de la flexión :

$$M_{a-a} = 196,7 \times 0,45 = 88,515 \text{ tm} \quad \therefore \quad d \geq \sqrt{\frac{88,5 \times 10^5}{0,1448 \times 250 \times 80}} = 55, \text{ cm} < 1 \text{ m} \quad \text{Correcto}$$

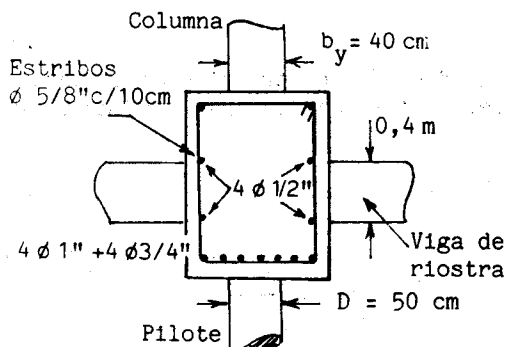
$$A_s = \frac{88,515 \times 10^5}{0,9 \times 4.200 \times 0,9 \times 100} = 24 \text{ cm}^2 < 31,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

El plano de corte, a distancia d de la cara de la columna, queda fuera del cabezal. Se aplicará por lo tanto el criterio de viga de gran altura, o viga pared, de Sección 7.9, según el cual el plano crítico de corte se halla en la mitad de la distancia entre la cara de la columna y la del pilote, en este caso el plano 1-1. El corte mayorado en ese plano es la reacción del pilote :

$$v_u = 196,7 \text{ t} \quad \therefore \quad v_u = \frac{v_u}{\phi b d} = \frac{196.700}{0,85 \times 80 \times 100} = 28,93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = 28,93 < 2,1 \sqrt{f'_c} \quad \text{para } L_n/d = 1 < 2 \quad \text{según ec. 7.55} \quad \text{Cumple}$$

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore v_s = 28,93 - 8,38 = 20,55 \text{ Kg/cm}^2 > 3,5 \text{ Kg/cm}^2$$



Se adoptan estribos ϕ 5/8", con separación : Cumple

$$s = \frac{A_v f_y}{v_s b} = \frac{2 \times 1,98 \times 4.200}{20,55 \times 80} = 10 \text{ cm (estribos cerrados de dos ramas)}$$

Armadura de pàramento : $0,1 A_s = 3,12 \text{ cm}^2 : 4 \text{ } \phi 1/2''$

Viga de riostra : $Q_{11} = 0,1$ $P_{11} = 39,34$ t

$$A_s = \frac{Q_u}{0,9 f_y} = \frac{39.340}{0,9 \times 4.200} = 10,4 \text{ cm}^2 : 4 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

con estribos cerrados ϕ 1/2" c/25 cm

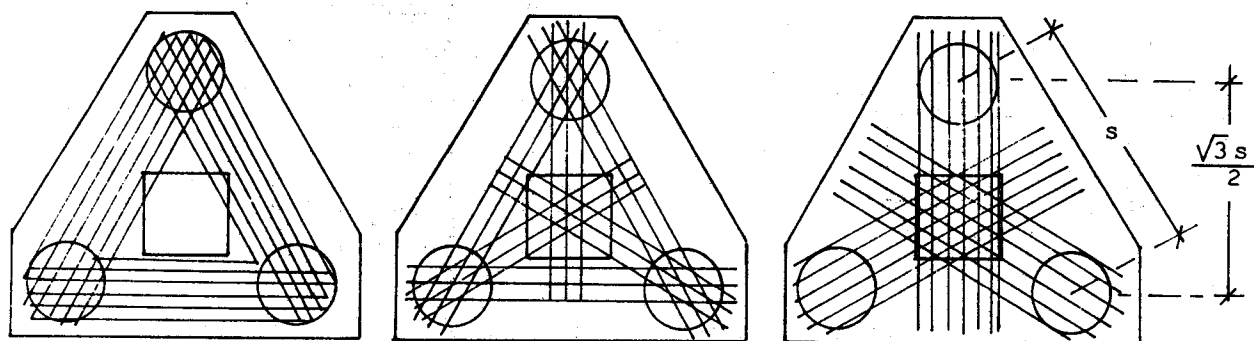
13.6.- CABEZAL DE TRES PILOTES

Los cabezales de tres pilotes son más estables que los de dos pilotes analizados previamente, y en teoría no necesitan arriostramiento, si bien es aconsejable en zona sísmica arriostrar todo el conjunto de cabezales de una obra, en dos direcciones ortogonales, para obtener una mayor estabilidad de conjunto.

La figura 13.13 muestra los 3 pilotes ubicados en los vértices de un triángulo isósceles, que se conectan a un mismo cabezal. La armadura a tracción, junto al borde inferior del cabezal puede distribuirse :

- Perimetralmente, uniendo los baricentros de las secciones transversales de los pilotes (esquema a)
- Combinación de acero perimetral y según las medianas del triángulo (esquema b)
- En la dirección de las medianas (esquema c)

De estas tres posibilidades de distribuir el acero, los casos a) y b) han demostrado en la práctica - un comportamiento casi idéntico, siempre que la armadura perimetral en el caso b) resista al menos la mitad de los esfuerzos de tracción de la cara inferior del cabezal. El caso c), sin embargo, es menos eficiente que los anteriores, en razón de la excesiva concentración de barras del refuerzo que se cruzan en el centro del triángulo.



a) Barras perimetrales

b) Combinación de barras perimetrales y según las medianas

c) Barras según las medianas

Figura 13.13

Si el cabezal de tres pilotes se analiza según el método de las bielas, la carga concentrada de la columna, aplicada en el baricentro del triángulo, se descompone en las tres direcciones OA, OB y OC, según se muestra en la figura 13.14 a). A su vez, estas fuerzas inclinadas se descomponen en fuerzas verticales, que actúan en el eje longitudinal de los pilotes, y fuerzas horizontales de tracción, en el borde inferior del cabezal. Del equilibrio de estas fuerzas se obtiene :

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{s\sqrt{3}}{3d} \quad \text{Además : } \operatorname{tg} \beta = \frac{T'}{P/3} \quad \text{Por lo tanto, : } T' = \frac{P s \sqrt{3}}{9 d} \quad (13.22)$$

La fuerza de tracción T según los lados del triángulo vale :

$$T = \frac{T'}{\sqrt{3}} = \frac{P s}{9 d} \quad (13.23)$$

Para que un cabezal de tres pilotes tenga suficiente rigidez para ser analizado mediante el método de las bielas, su altura útil debe cumplir :

$$d \geq 0,688 s \quad (13.24)$$

Si se aplica el método de la flexión, para hallar la fuerza T de tracción en la base del cabezal, se tomará el momento de la reacción de un pilote, con respecto al eje central a-a (sin tomar cuenta las dimensiones de la columna). Resulta :

$$M_{a-a} = \frac{P}{3} s \sqrt{3}/3 \quad (13.25)$$

Y la fuerza de tracción T' se obtiene :

$$T' = \frac{M}{d} = \frac{P s \sqrt{3}}{9 d} \quad \therefore T = \frac{T'}{\sqrt{3}} = \frac{P s}{9 d} \quad (13.26)$$

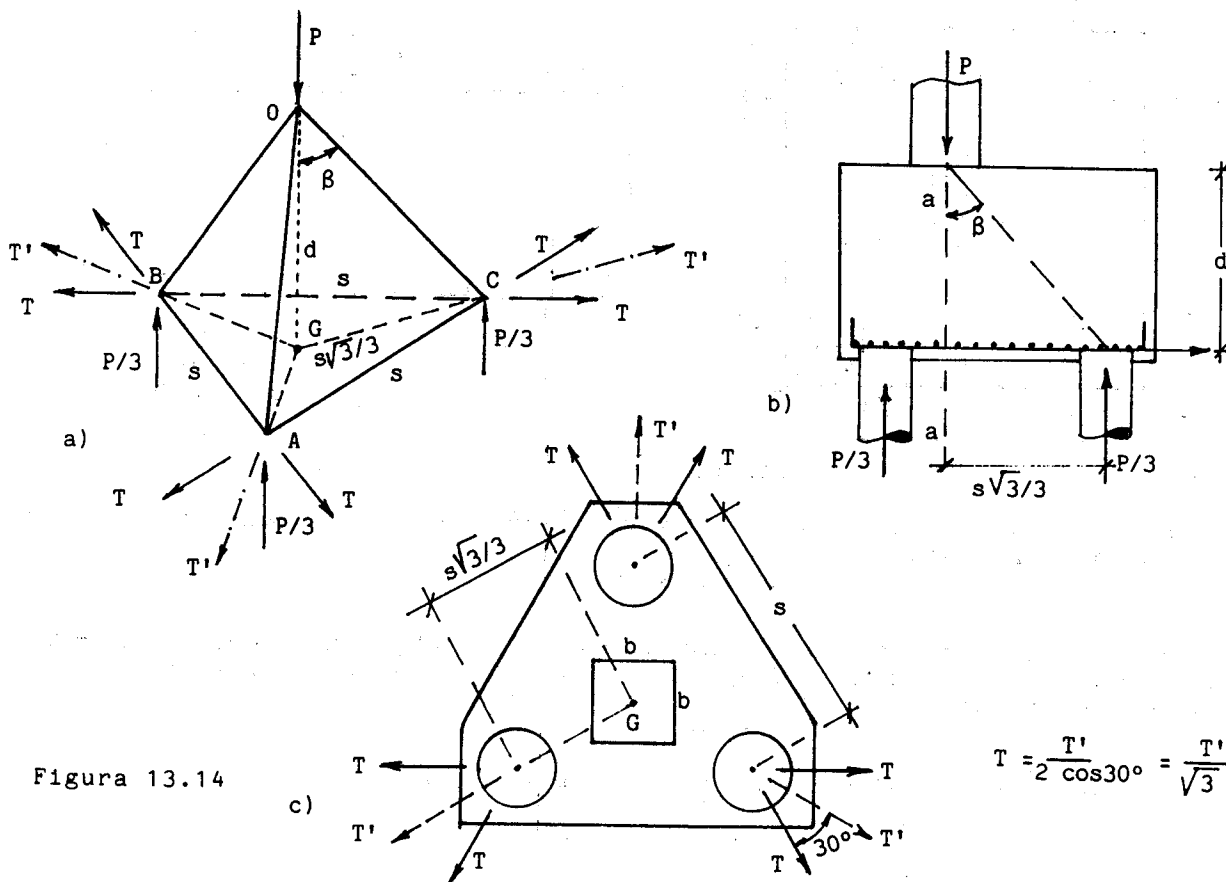


Figura 13.14

$$T = \frac{T'}{2 \cos 30^\circ} = \frac{T'}{\sqrt{3}}$$

13.7.- CABEZAL DE CUATRO PILOTES

La deducción del valor de la fuerza de tracción en el borde inferior del cabezal, es similar a la del cabezal de dos y tres pilotes analizados. Ver la figura 13.15, para aplicar el método de las bielas.

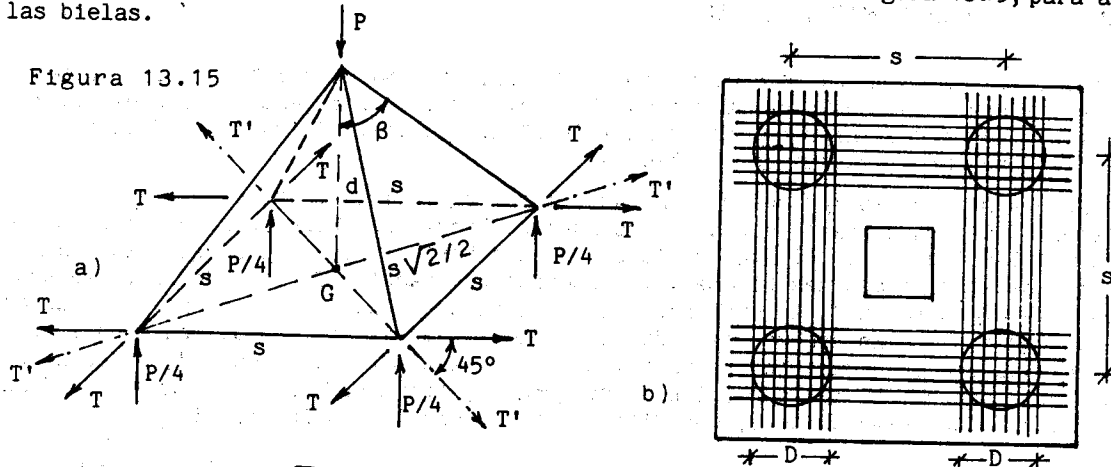


Figura 13.15

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{s \sqrt{2}}{2 d}$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{T'}{P/4}$$

La fuerza de tracción T' según las diagonales resulta :

$$T' = \frac{P s \sqrt{2}}{8 d}$$

La fuerza de tracción T según los lados del cuadrado se obtiene : $T = \frac{T'}{2 \cos 45^\circ} = T' \frac{\sqrt{2}}{2}$

Por lo tanto,

$$T = \frac{P s}{8 d}$$

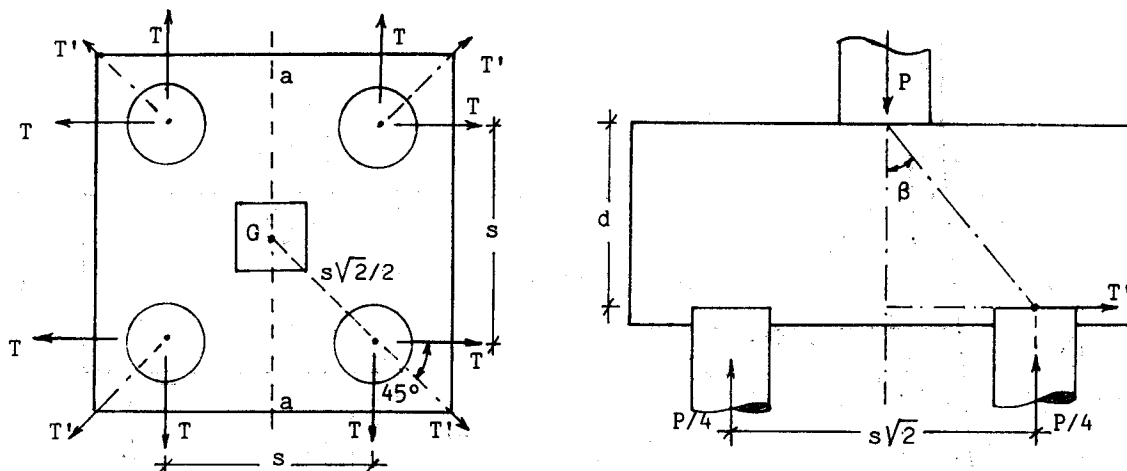


Figura 13.16

Para poder aplicar los criterios del método de las bielas, es necesario que la altura útil del cabezal cumpla con la condición :

$$d \geq 0,842 s \quad (13.30)$$

Para obtener la fuerza T de tracción según los lados del cuadrado, aplicando el método de la flexión, se deduce que el momento en el eje de la columna (plano a-a), sin tomar en cuenta las dimensiones de la misma resulta :

$$M_{a-a} = \frac{P}{2} s/2 \quad (13.31)$$

y la fuerza T , actuando en los lados opuestos del cuadrado se obtiene :

$$T = \frac{P s}{8 d} \quad (13.32)$$

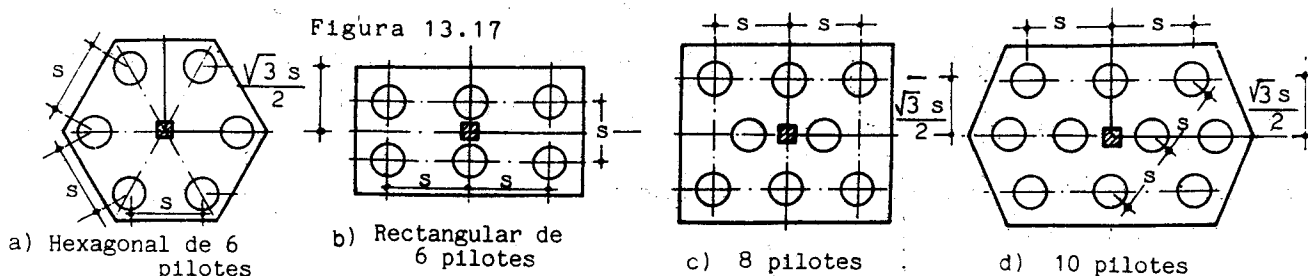
El acero que se coloca para resistir esta fuerza T debe distribuirse en la parte inferior del cabezal, en el ancho D , sobre las cabezas de los pilotes, como indica la figura 13.15 b). En el resto del área en planta del cabezal, se colocará acero mínimo, dispuesto ortogonalmente. En todos los casos, además, se verificará a corte y punzonado en la forma indicada previamente.

13.8.- CABEZALES DE CINCO O MAS PILOTES

Los cabezales que conectan muchos pilotes, ofrecen un comportamiento similar al de las zapatas apoyadas directamente en el suelo de fundación. La Tabla 13.1 da para estos casos el valor de la fuerza de tracción en el borde inferior del cabezal, y la altura útil mínima d que debe tener el mismo para poder diseñarse por el método de las bielas.

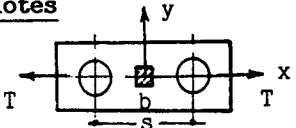
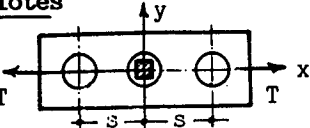
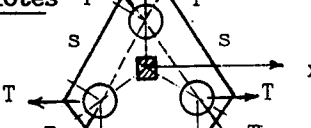
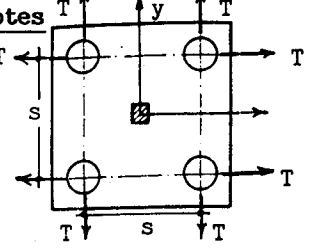
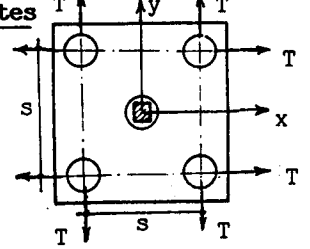
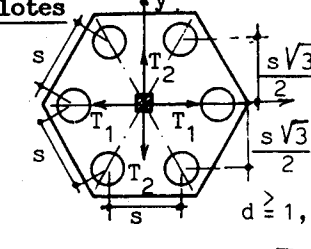
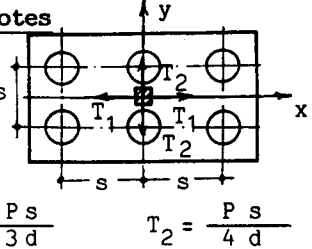
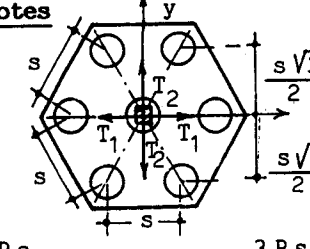
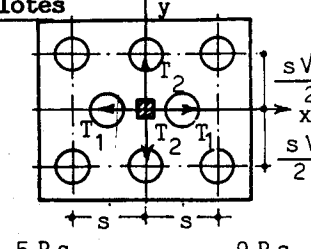
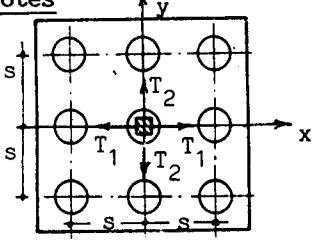
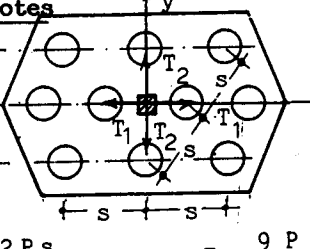
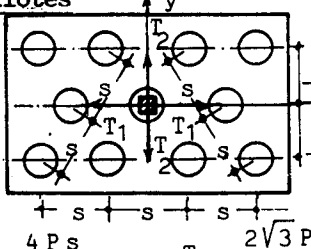
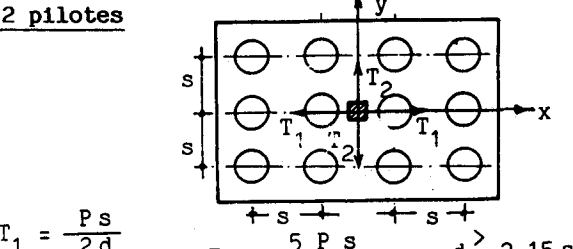
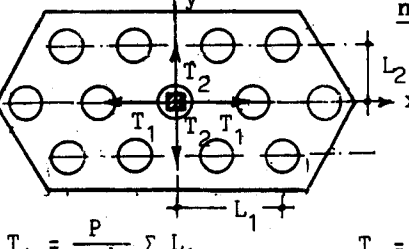
Debe aclararse sin embargo que en los casos 1 a 5 de la Tabla, para cabezales de 2 a 5 pilotes (en este último caso para cabezal cuadrado), las fuerzas T indicadas corresponden a las que se producen en cada uno de los lados del polígono definido por los baricentros de los pilotes perimetrales, mientras que en los cabezales de 6 o más pilotes, las fuerzas de tracción T_1 y T_2 de la tabla son las fuerzas totales en cada eje ortogonal, la cual debe ser resistida en cada dirección por las barras de acero que se colocan conectando las cabezas de todos los pilotes del cabezal. Usualmente este acero, en cabezales de muchos pilotes, se distribuye uniformemente en planta, cubriendo toda el área de la sección transversal del cabezal, en dos direcciones ortogonales, tipo malla. La figura 13.17 muestra algunos cabezales de cinco o más pilotes, con distribuciones usuales en la práctica.

Figura 13.17



Fuerzas de tracción T

T A B L A 13.1

2 pilotes  $T = \frac{P(2s - b)}{8d} \quad d \geq 0,6s$ b: lado de la columna	3 pilotes  $T = \frac{Ps}{3d} \quad d \geq 1,2s$	3 pilotes  $T = \frac{Ps}{9d} \quad d \geq 0,688s$
4 pilotes  $T = \frac{Ps}{8d} \quad d \geq 0,842s$	5 pilotes  $T = \frac{Ps}{10d} \quad d \geq 0,842s$	6 pilotes  $T_1 = \frac{Ps}{3d} \quad T_2 = \frac{Ps\sqrt{3}}{6d} \quad d \geq 1,2s$
6 pilotes  $T_1 = \frac{Ps}{3d} \quad T_2 = \frac{Ps}{4d} \quad d \geq 4s/3$	7 pilotes  $T_1 = \frac{2Ps}{7d} \quad T_2 = \frac{3Ps}{7\sqrt{3}d} \quad d \geq 1,2s$	8 pilotes  $T_1 = \frac{5Ps}{16d} \quad T_2 = \frac{9Ps}{16\sqrt{3}d} \quad d \geq 1,58s$
9 pilotes  $T_1 = T_2 = \frac{Ps}{3d} \quad d \geq 1,7s$	10 pilotes  $T_1 = \frac{2Ps}{5d} \quad T_2 = \frac{9Ps}{20\sqrt{3}d} \quad d \geq 1,58d$	11 pilotes  $T_1 = \frac{4Ps}{11d} \quad T_2 = \frac{2\sqrt{3}Ps}{11d} \quad d \geq 2s$
12 pilotes  $T_1 = \frac{Ps}{2d} \quad T_2 = \frac{5Ps}{12d} \quad d \geq 2,15s$	n pilotes  $T_1 = \frac{P}{n d} \sum L_1 \quad T_2 = \frac{P}{n d} \sum L_2$ L_1 y L_2 son las distancias de cada pilote con relación a los ejes coordenados respectivos	

EJEMPLO 13.3.-

Diseño el cabezal de 6 pilotes de la figura, para las dimensiones indicadas. $D = 40$ cm
 $s = 1,2$ m. La columna es de 40×120 cm y transmite una carga mayorada $N_u = 362,2$ t

$$\gamma_c = 2.500 \text{ Kg/m}^3$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = 3 D = 1,2 \text{ m}$$

$$d = 4 s/3 = 1,6 \text{ m}$$

$$h = d + 0,15 \text{ m} = 1,75 \text{ m}$$

Peso del cabezal :

$$W_u = 1,75 \times 3,4 \times 2,2 \times 2,5 \times 1,4 = 45,8 \text{ t}$$

$$P_u = N_u + W_u = 408 \text{ t}$$

La carga en cada pilote resulta :

$$P_{u1} = 408/6 = 68 \text{ t}$$

La fuerza de tracción T_{u1} según la Tabla 13.1 se obtiene :

$$T_{u1} = \frac{P_u s}{3 d} = \frac{408 \times 1,2}{3 \times 1,6} = 102 \text{ t}$$

y la fuerza T_{u2} : $T_{u2} = \frac{P_u s}{4 d} = 76,5 \text{ t}$

$$\therefore A_{s1} = \frac{102.000}{0,9 f_y} = 28,33 \text{ cm}^2 \quad (6 \phi 1")$$

$$A_{s2} = \frac{76.500}{0,9 f_y} = 21,25 \text{ cm}^2 \quad (6 \phi 7/8")$$

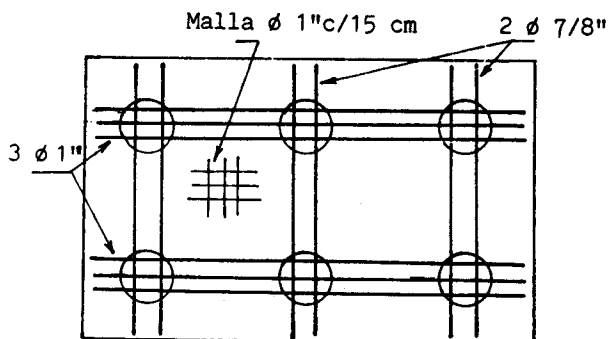
El acero longitudinal A_{s1} se distribuye colocando $3 \phi 1"$ en el ancho a_{s1} de los pilotes de cada fila, y el A_{s2} , colocando $2 \phi 7/8"$, transversalmente, en el ancho de los pilotes de cada hilera, junto al borde inferior del cabezal.

En el resto del área del cabezal en planta, se distribuye acero mínimo, en una malla ortogonal.

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 100 \times 160 = 32 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{De Tabla 7.4 : } \phi 1" \text{ c/ } 15 \text{ cm}$$

Verificación de la altura por el método de la flexión : $d \geq \sqrt{\frac{2 \times 68.000 \times 100}{0,1448 \times 280 \times 220}} = 39 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$

Verificación del corte según el criterio de viga de gran altura. El corte en el plano 1-1, en la mitad de la distancia entre al cara de la columna y la cara interna de los pilotes vale : $V_u = 136 \text{ t}$



$$v_u = \frac{136.000}{0,85 \times 220 \times 160} = 4,55 \text{ Kg/cm}^2$$

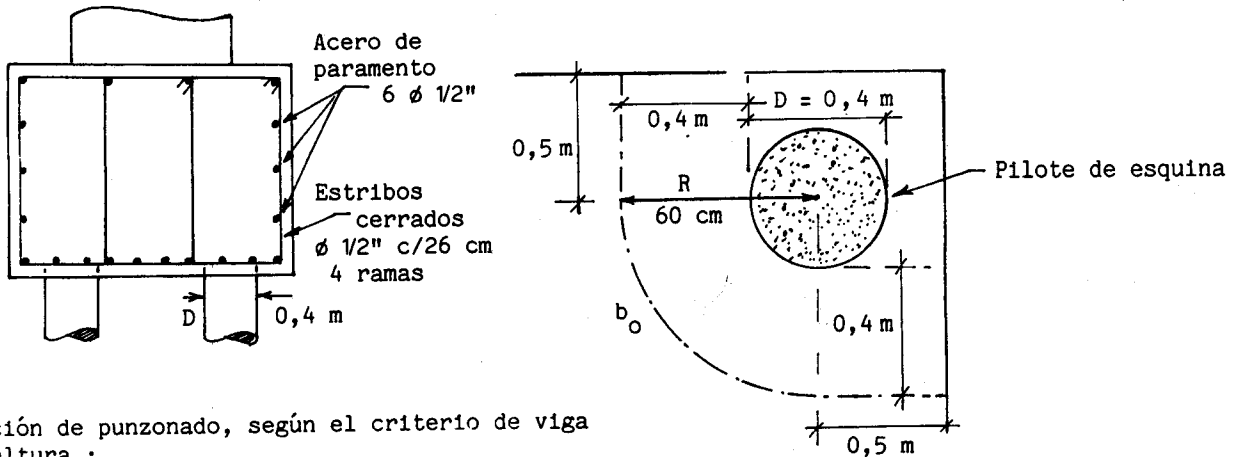
$$v_u < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,86 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$\therefore$ Se adopta $v_{s \text{ min}} = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$

Se colocan estribos cerrados de 4 ramas, de $\phi 1/2"$ con separación :

$$s = \frac{4 \times 1,27 \times 4.000}{3,5 \times 220} = 26 \text{ cm}$$

Acero de paramento : $A_s = A_{s \text{ min}}/10 = \frac{32 \times 2,2}{10} = 7 \text{ cm}^2$
 $(6 \phi 1/2")$



Verificación de punzonado, según el criterio de viga de gran altura :

$$b_o = 30 \pi + 100 = 194 \text{ cm}$$

$$V_u = 68 \text{ t}$$

$$v_u = \frac{68.000}{0,85 \times 194 \times 160} = 2,57 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 17,73 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple

13.9.- EFECTIVIDAD DE UN GRUPO DE PILOTES

Uno de los problemas más complejos en la ingeniería de fundaciones consiste en poder evaluar con exactitud la capacidad de carga de un grupo de pilotes, relacionándola con la de los pilotes aislados.

La experiencia ha demostrado que la resistencia de los pilotes en grupo es generalmente menor a la suma de las resistencias individuales de cada uno de ellos. Cuando un pilote aislado que trabaja por punta resiste una determinada carga axial, los esfuerzos en el suelo se distribuyen según el bulbo de presiones indicado en la figura 13.18 a), pero si actúan en grupo, los esfuerzos se superponen como indica el esquema b).

En forma análoga, si un pilote aislado trabaja por fricción, los esfuerzos cortantes a lo largo de su fuste se grafican en el esquema c), pero la superposición debida a su cercanía cuando están en grupo, determina la distribución dada en el esquema d).

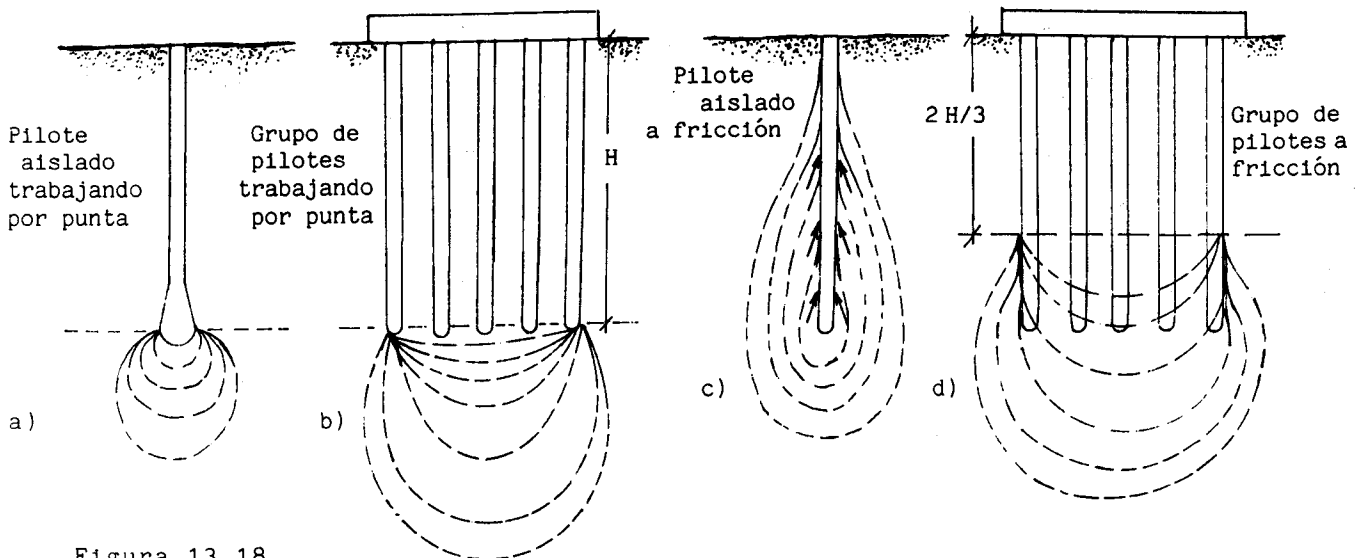


Figura 13.18

En los pilotes a fricción, la superposición de los efectos para los pilotes en grupo, es mucho más pronunciada, especialmente si están ubicados muy próximos en suelos arcillosos, por lo cual su capacidad resistente se ve disminuida. Por ello, la separación aconsejable para los pilotes a fricción en suelos cohesivos, es de 3 a 5 D, siendo D su diámetro. Ver la figura 3.19. Se evita así la interferencia en la transmisión de la carga al suelo circundante, y el solape de las áreas distur-

badas por corte alrededor de cada pilote. La eficiencia de los pilotes en grupo en suelos arcillosos se indica en la Tabla 13.2. Se define por eficiencia de un grupo de pilotes a la relación existente entre la capacidad real de carga del pilote en grupo, y la del pilote individual aislado.

Por el contrario, en pilotes en grupo que trabajan por punta, la separación admisible es de 1,75 a 2,5 D. Si los pilotes apoyan en suelo rocoso, se admite que la eficiencia del grupo es 1, es decir que el grupo de n pilotes ofrece una resistencia de conjunto igual a n veces la resistencia de cada pilote. También se acepta una eficiencia de 1 para el caso de pilotes a fricción hincados en suelos granulares sin cohesión. En suelos cohesivos, sin embargo, se debe adoptar una eficiencia menor a 1, con valores cercanos a los indicados en la Tabla 13.2, debida a Kerisel (1967).

T A B L A 13.2

EFICIENCIA DE PILOTES HINCADOS EN SUELOS ARCILLOSOS	
Separación s entre pilotes	Eficiencia de grupo E_g
2,5 D	0,55
3 D	0,65
4 D	0,75
5 D	0,85
6 D	0,90
8 D	0,95
10 D	1

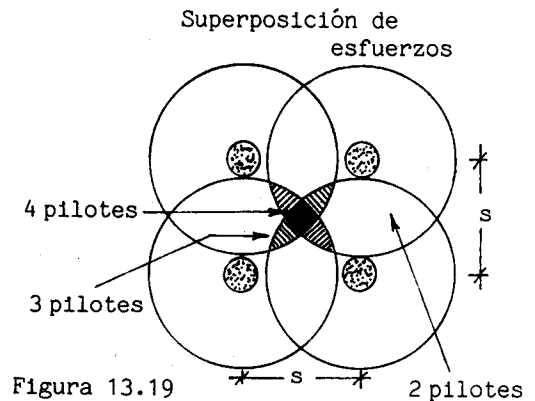


Figura 13.19

Otra forma de evaluar la eficiencia de un grupo de pilotes en suelo arcilloso, es aplicando la ecuación de Converse-Labarre :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (13.33)$$

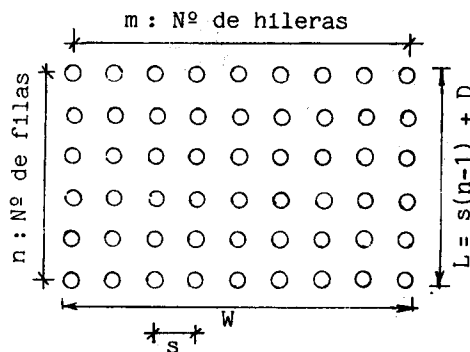
donde E_g es el factor de eficiencia ; n el número de filas y m el número de hileras del grupo de pilotes. θ

$$\theta = \arctg \frac{D}{s} \quad (\text{en grados}) \quad (13.34)$$

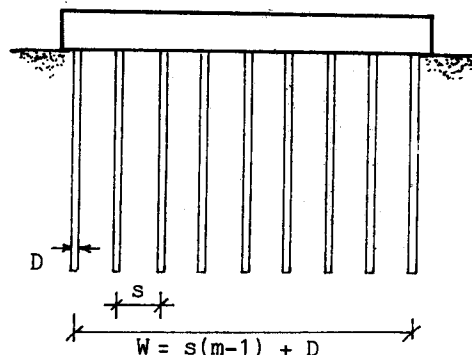
D es el diámetro de los pilotes y s su separación. Ver figura 13.20.

Para que un pilote en grupo tenga 100% de eficiencia, su separación de los pilotes circundantes debe cumplir :(Ref.13)

$$s \geq \frac{1,57 Dmn - 2D}{m + n - 2} \quad (D \text{ en m}) \quad (13.35)$$



Número de pilotes : $k = mn$



$$L = s(n-1) + D \quad (13.36)$$

$$W = s(m-1) + D \quad (13.37)$$

Figura 13.20

Diferentes investigadores han propuestos otros criterios para evaluar la eficiencia de los pilotes en grupo. Por ejemplo, Feld (1943) aconseja disminuir en 1/16 la capacidad de cada pilote en grupo, y Whitaker adopta un factor de reducción de eficiencia, igual a 0,7 en grupos de hasta 16 pilotes hincados en arcillas, con separación de 1,75 D, e igual a 0,9 para mayores espaciamentos. A su vez, Coyle y Sulaiman han deducido la siguiente ecuación para obtener la resistencia portante límite en -

pilotes hincados en suelos cohesivos y separaciones menores a $3D$, cuando se hallan colocados en grupo, asimilando el conjunto como un bloque, según muestra la figura 13.21 b) :

$$P_u = 2H(W + L) \alpha c + 1,3 c N_c W L \quad (\text{para } s < 3D) \quad (FS = 3 \text{ a } 5) \quad (13.38)$$

H es la altura de los pilotes, L y W los valores dados en ecs. 13.36 y 13.37, α el factor de adherencia que se obtiene de la figura 12.40, el cual afecta la cohesión c , y N_c el factor de capacidad de carga en función de la cohesión del suelo. N_c se lee del gráfico de la figura 5.13 en suelos mixtos cuando se conoce el ángulo de fricción interna ϕ del suelo. En arcillas se acepta : $N_c = 9$.

Según este criterio, los pilotes en grupo se analizan como un bloque de altura H , y longitudes L y W como indica el esquema b), para suelos cohesivos. Si la separación es : $s \geq 3D$ se acepta la siguiente ecuación :

$$P_u = E_g k P_{ui} \quad (\text{para } s \geq 3D) \quad (FS = 2) \quad (13.39)$$

P_{ui} es la capacidad portante límite de cada pilote individual aislado y E_g el factor de eficiencia en grupo que para suelos cohesivos se indica en el gráfico c) de la figura 13.21. Para pilotes en grupo en suelos sin cohesión se acepta :

$$P_u = k P_{ui} \quad (FS = 2) \quad (13.40)$$

$$k = m n$$

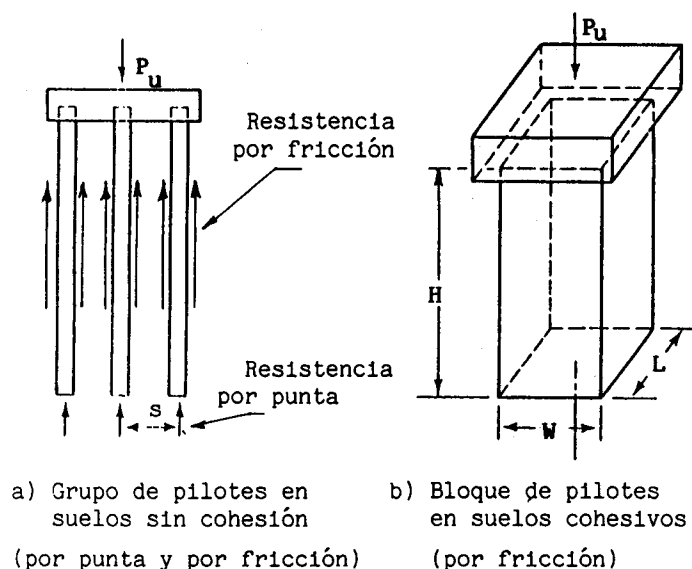
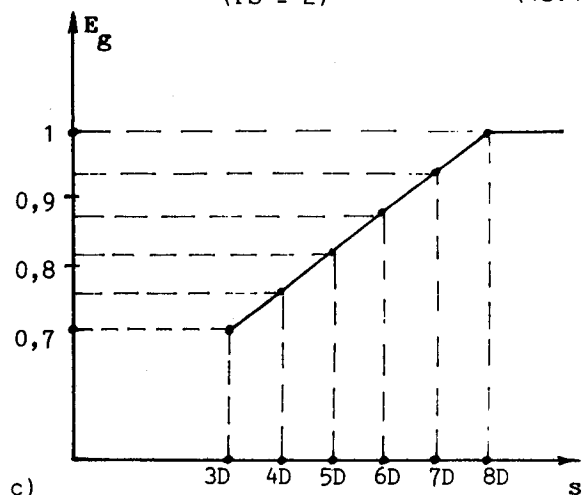


Figura 13.21



s	E _g	
4 D	0,76	Grupo de pilotes en suelos cohesivos, con : s ≥ 3D
5 D	0,82	
6 D	0,88	
7 D	0,94	

Aplicando criterios similares, Vesic (1967) analizó la eficiencia de un grupo de pilotes hincados en arena homogénea, trabajando a fricción, y dedujo que en este caso la eficiencia del grupo puede ser mayor a 1, llegando a obtener valores de hasta 3. Trabajando por punta, la eficiencia de los pilotes en grupo alcanzó el valor de 1, para un espaciamiento mínimo de $3D$.

El incremento en la eficiencia de los pilotes en grupo en arenas a fricción, se debe a que el hincado de los pilotes adyacentes incrementa los esfuerzos horizontales efectivos en el suelo de fundación y con ello se aumenta la adherencia en el fuste de los mismos. Adicionalmente, por efecto del hincado, se densifica la arena en las cercanías de los pilotes, con lo cual se incrementa el valor del ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

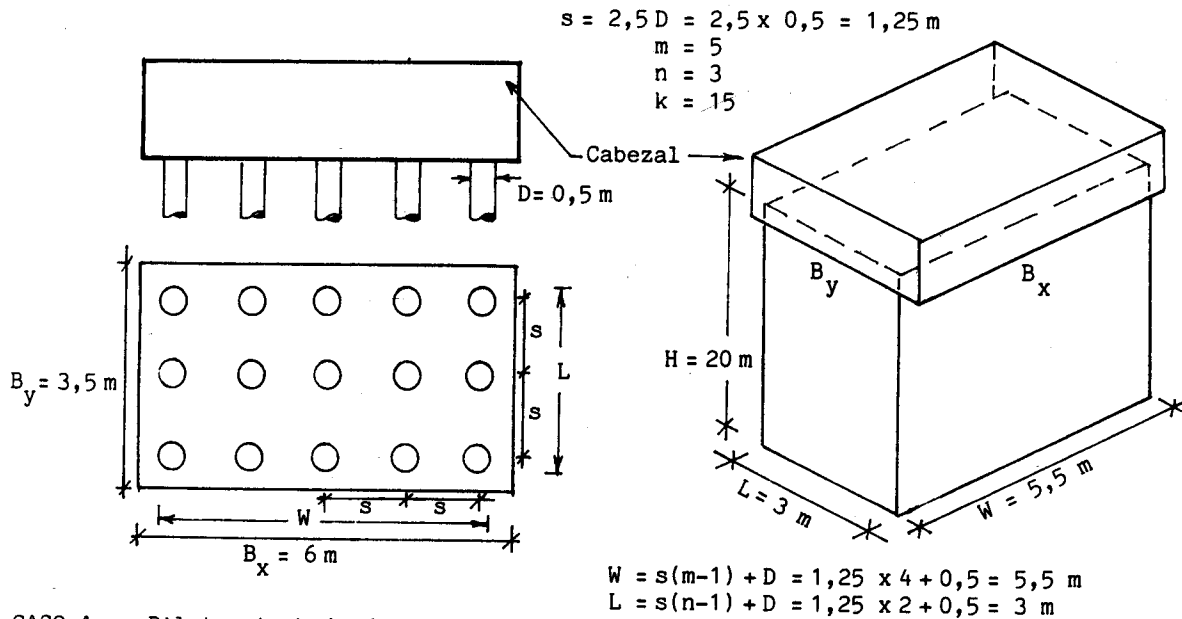
La eficiencia de los grupos de pilotes analizada precedentemente, corresponde al caso de los cabezales vaciados directamente en excavaciones realizadas en el suelo a tal fin. Sin embargo, en el caso que los cabezales queden por encima de la cota superior del terreno, como ocurre en las construcciones costeras o en suelos expansivos, la eficiencia se determina :

- * Considerando el bloque de pilotes como el de figura 13.21 b), para valores limitados de s . La resistencia total del bloque será la de fricción lateral en sus 4 caras, más la de punta, bajo el bloque.
- * Sumando las resistencias de cada pilote individual, multiplicada por E_g , para valores grandes de s .

EJEMPLO 13.4.-

Un grupo de 15 pilotes como el que indica la figura, con altura de 20 m y diámetro de 50 cm, se apoya sobre roca, y soporta una carga límite de 100 t por pilote. $s = 2,5 D$.

Si este mismo grupo se hinca en un suelo cohesivo homogéneo, con $\sigma_u = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$, su resistencia límite a fricción resulta de 140 t por pilote. Determine la capacidad admisible de cargas en ambos casos, comparando los resultados según los métodos mencionados.

CASO A Pilotes trabajando por punta

En este caso, la eficiencia de grupo se adopta : $E_g = 1$. Por lo tanto, la carga límite total del grupo resulta :

(de ec. 13.40) $P_u = k P_{u1} = 15 \times 100 = 1.500 \text{ t}$

$P_{adm} = P_u / 2 = 750 \text{ t}$

CASO B Pilotes a fricción en suelo arcilloso homogéneo

(de ec. 13.39) $P_{adm} = E_g \cdot k \frac{P_{u1}}{2} = E_g \times 15 \times 140 / 2 = 1.050 E_g \text{ (t)}$

Criterio de Kerisel

De la Tabla 13.2 : $E_g = 0,55$ $\therefore P_{adm} = 0,55 \times 1.050 = 577,5 \text{ t}$

Criterio de Feld

$P_{adm} = 1.050 \frac{15}{16} = 984,3 \text{ t}$

Criterio de Whitaker

$P_{adm} = 1.050 \times 0,9 = 945 \text{ t}$

Criterio de Converse-Labarre

(ec. 13.33) $E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n}$

$\theta = \arctg \frac{0,5}{1,25} = 21,8^\circ$

$\therefore E_g = 1 - 21,8 \frac{2 \times 5 + 4 \times 3}{90 \times 5 \times 3} = 1 - 0,35 = 0,65$

$P_{adm} = 0,65 \times 1.050 = 682,5 \text{ t}$

Criterio de Coyle-Sulaiman

Para la resistencia del bloque de pilotes : $c = \frac{\sigma_u}{2} = 4 \text{ t/m}^2$

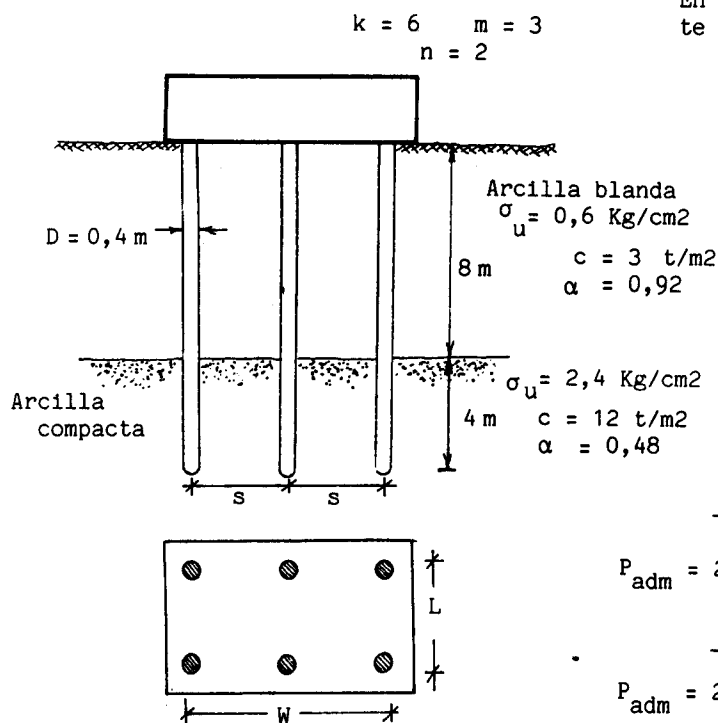
Del gráfico de figura 12.40 se lee, para $\sigma_u = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$: $\alpha = 0,9$ $N_c = 9$

$P_u = 2 H (W + L) \alpha c + 1,3 c N_c W L = 2 \times 20 \times 8,5 \times 0,9 \times 4 + 1,3 \times 4 \times 9 \times 5,5 \times 3 = 1.996 \text{ t}$

$P_{adm} = P_u / 3 = 665,3 \text{ t}$ Eficiencia : $E_g = 665,3 / 1.050 = 0,634$

EJEMPLO 13.5 .-

Determine la capacidad portante de un grupo de 6 pilotes hincados en los estratos de arcilla de la figura, correspondientes al caso del ejemplo 12.9. La separación de los pilotes puede variar entre 2,5 a 5 D.



En el mencionado ejemplo se obtuvo, para el pilote aislado :

$$P_{u1} = 70,3 \text{ t}$$

$$P_{adm1} = P_{u1}/2 = 35,15 \text{ t}$$

Criterio de Kerisel

$$P_{adm} = k E_g \times 35,15 = 210,9 \text{ t} \times E_g$$

De Tabla 13.2 :

s	2,5 D	3 D	4 D	5 D
E_g	0,55	0,65	0,75	0,85
$P_{adm} \text{ (t)}$	116	137	158,1	179,2

Criterio de Feld

$$P_{adm} = 210,9 \frac{15}{16} = 197,7 \text{ t}$$

Criterio de Whitaker

$$P_{adm} = 210,9 \times 0,9 = 189,8 \text{ t}$$

Criterio de Converse-Labarre

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n} = 1 - 0,013 \theta$$

$$\theta = \arctg \frac{D}{s}$$

s	2,5 D	3 D	4 D	5 D
θ°	21,8	18,43	14,03	11,3
E_g	0,71	0,76	0,82	0,85
$P_{adm} \text{ (t)}$	150	160	173	179,2

Criterio de Coyle-Sulaiman

Considerando el bloque de pilotes :

$$W = s(m-1) + D = 2 s + D$$

$$L = s(n-1) + D = s + D$$

Para $s = 2,5 D < 3 D$: $P_u = 2 H (W+L) \alpha c + 1,3 c N_c W L$

Resulta : $s = 1 \text{ m}$

Se obtiene :

$$\begin{aligned} P_u &= 2 \times 8 \times (2,4 + 1,4) \times 0,92 \times 3 = 167,8 \text{ t} \\ &+ 2 \times 4 \times 3,8 \times 0,48 \times 12 = 175,1 \text{ t} \\ &+ 1,3 \times 12 \times 9 \times 2,4 \times 1,4 = 471,7 \text{ t} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Resistencia límite por fricción en los} \\ \text{dos estratos de arcilla} \end{array} \right\}$$

$$P_u = 814,6 \text{ t}$$

$$P_{adm} = 814,6/5 = 162,9 \text{ t}$$

Para $s \geq 3 D$: $P_u = E_g k P_{u1} = 421,8 \text{ t} \times E_g$

Resulta : $E_g = \frac{162,9}{210,9} = 0,77$

s	3 D	4 D	5 D
E_g	0,7	0,76	0,82
$P_u \text{ (t)}$	295,2	320,5	345,8
$P_{adm} \text{ (t)}$	147,6	160,2	172,9

Para el caso de $s \geq 3 D$, los valores de E_g se leen del gráfico c de la figura 13.21.

$$P_{adm} = P_u/2$$

13.10.-ASENTAMIENTOS DE LOS GRUPOS DE PILOTES

Los grupos de pilotes, en forma similar al resto de las fundaciones, sufren asentamientos bajo las cargas que impone la superestructura. Entre las causas de estos asentamientos - se pueden enumerar :

- La deformación elástica que se evidencia en los pilotes bajo las cargas axiales que soportan
- La consolidación del suelo bajo las puntas de los pilotes
- La consolidación de los estratos que atraviesan los pilotes
- La erosión del subsuelo bajo las puntas de los pilotes
- La oscilación del nivel freático
- El deslizamiento relativo de los pilotes con respecto al suelo
- La repartición no uniforme de los esfuerzos de fricción a lo largo del fuste de los pilotes
- La posibilidad de que se produzca fricción negativa en los pilotes

En general, la determinación de la magnitud de estos asentamientos, para un pilote aislado o un grupo, resulta un problema complejo. Con el fin de definir las criterios a emplear para calcular los asentamientos de un grupo de pilotes, se considerarán los siguientes casos :

- * Grupo de pilotes que apoyan en un estrato rocoso del subsuelo
- * Grupos de pilotes que resisten por fricción en suelos no cohesivos
- * Grupos de pilotes cuya capacidad portante depende de la fricción en suelos cohesivos homogéneos

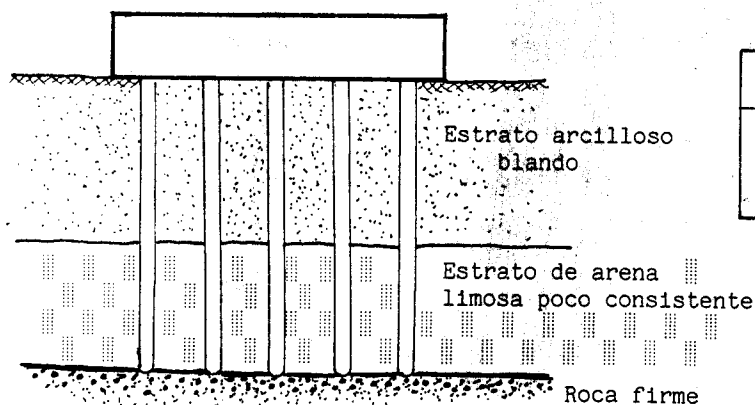
Grupos de pilotes trabajando por punta

Los pilotes que alcanzan estratos rocosos de gran consistencia, ofrecen por lo general un óptimo comportamiento de conjunto, con limitados asentamientos, los cuales se producen - principalmente por la deformación elástica de los pilotes bajo los esfuerzos de compresión que les - imponen las fuerzas axiales, en forma similar a una columna. Ver la figura 13.22.

$$\Delta = \frac{P H}{E A}$$

(13.41)

En pilotes hincados, el asentamiento producido antes de poner en servicio cada pilote, resulta el asentamiento bruto inicial, menos la recuperación por rechazo.



T A B L A 13.3

Ancho W del bloque (m)							
		1,5	3	4,5	6	7,5	9
R		3,2	5	6,4	7,2	8	8,8

$$R = \frac{\text{Asentamiento del grupo}}{\text{Asentamiento del pilote aislado}}$$

Figura 13.22

El comportamiento de los grupos de pilotes trabajando por punta es el mismo, independientemente del tipo de estratos que atraviesen, sean éstos arcillosos o arenosos. Por el contrario, cuando los pilotes del grupo trabajan exclusivamente por fricción, en estratos profundos homogéneos, o cuando trabajan en forma mixta por punta y fricción simultáneas, es necesario analizar separadamente el caso de los pilotes en arena y en arcillas.

Asentamientos de grupos de pilotes en arena

En los grupos de pilotes en arenas sueltas, trabajando por fricción, la deformación elástica de los mismos se obtiene en forma aproximada:

$$\Delta = \frac{H P}{3 E A} \quad (13.42)$$

Los asentamientos en este tipo de suelos son debidos principalmente a la consolidación de los estratos alrededor del fuste y bajo la punta, y se producen en forma casi inmediata, luego de cargado el grupo. La experiencia ha demostrado que los asentamientos de los grupos de pilotes que resisten por fricción, resultan substancialmente mayores que los correspondientes a los pilotes aislados bajo similares condiciones de carga por pilote.

La Tabla 13.3 da los valores aproximados del incremento de los asentamientos del grupo, en función del ancho W del bloque de pilotes, suponiendo que el grupo se comporta como una fundación de grandes dimensiones,

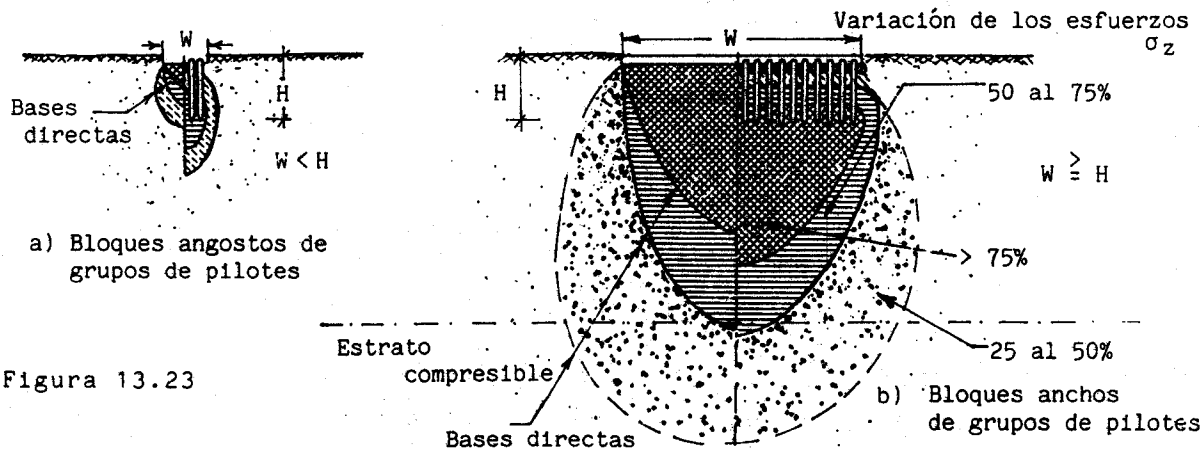
Los valores de R dados en la Tabla 13.3 se obtuvieron partiendo del análisis de Boussinesq y Westergaard para fundaciones directas apoyadas en un medio elástico y homogéneo, semi-infinito, (Ver Sección 6.2), y comparando estos valores con los ensayos de carga de los pilotes aislados en la Sección 12.13.

Por ejemplo, según la Tabla 13.3, un grupo de pilotes en bloque, de ancho $W = 7,5m$ producirá un asentamiento 8 veces mayor que un pilote aislado que resiste la misma carga que cada uno de los del grupo. Por ello, es aconsejable que en la práctica se reduzcan las cargas que deben resistir los pilotes a fricción en grupo, para evitar sobrecargar los estratos inferiores del subsuelo, como muestra la figura 13.23. Esta recomendación es especialmente válida para los bloques anchos, con elevados valores de W .

El esquema a) de la figura 13.23 corresponde a la distribución y áreas de influencia de los bulbos de presiones de los bloques angostos de los grupos de pilotes. Como es evidente, en este caso, para $W < H$, la zona de influencia en el subsuelo es reducida y poco profunda. Por el contrario, para una misma altura de pilotes H , si el bloque es ancho, es decir aumenta W , los bulbos de presiones que se producen en este caso involucran un gran volumen de la masa del suelo, tanto en ancho como en profundidad, por lo cual afectan los estratos inferiores que en el esquema a) no son alcanzados por los respectivos bulbos. Por lo tanto, el resultado en ambos casos es drásticamente diferente, en especial si los estratos profundos son compresibles como muestra la figura.

En ambos esquemas de la figura 13.23, la mitad izquierda que grafica los bulbos, corresponde al caso de fundaciones directas de ancho equivalente, y la mitad derecha, a los bloques de pilotes en grupo. A medida que W aumenta, y para valores elevados de este ancho, los bulbos prácticamente coinciden en ambos casos como indica el esquema b).

Por otra parte, si los pilotes de un grupo pudieran asentar independientemente entre si, se podría comprobar que los centrales se hunden más que los perimetrales. Sin embargo, esto no ocurre así porque la rigidez de los cabezales es por lo general muy grande y el conjunto sólo puede sufrir rotaciones y translaciones como un cuerpo rígido monolítico, sin posibilidad de deformaciones o desplazamientos relativos. De esta forma, los cabezales ofrecen la ventaja de asegurar una mayor estabilidad de conjunto y una uniforme distribución de las cargas en todos los pilotes que forman el grupo.



Asentamientos de grupos de pilotes en arcillas

La magnitud del asentamiento de los grupos de pilotes en suelos arcillosos puede obtenerse aplicando la teoría de la consolidación del suelo, en forma similar a las fundaciones directas. El problema, sin embargo, es algo más complejo, pues si los pilotes del grupo se hallan próximos entre sí, se superponen sus esfuerzos cortantes, como muestra la figura 13.19, y los resultados obtenidos aplicando diferentes teorías, raramente son coincidentes, siendo éste motivo de controversia entre los investigadores del tema.

El método que mejor se ajusta a los resultados experimentales de los ensayos de cargas en grupos de pilotes trabajando a fricción en suelos cohesivos, es el de asumir que las cargas se aplican en forma distribuida uniformemente, a una placa equivalente, la cual apoya directamente sobre el suelo de fundación, a una determinada profundidad, como muestra la figura 13.24. A partir del plano de apoyo de esta placa elástica, las cargas se distribuyen en el subsuelo con pendiente 2:1.

En estratos homogéneos de arcilla, los grupos de pilotes a fricción se sustituyen por una placa ubicada a la profundidad de $2H/3$ (esquema a), pero si los pilotes alcanzan un nivel cercano al de un estrato muy firme, la placa equivalente se ubicará en el extremo inferior del grupo de pilotes (esquema b).

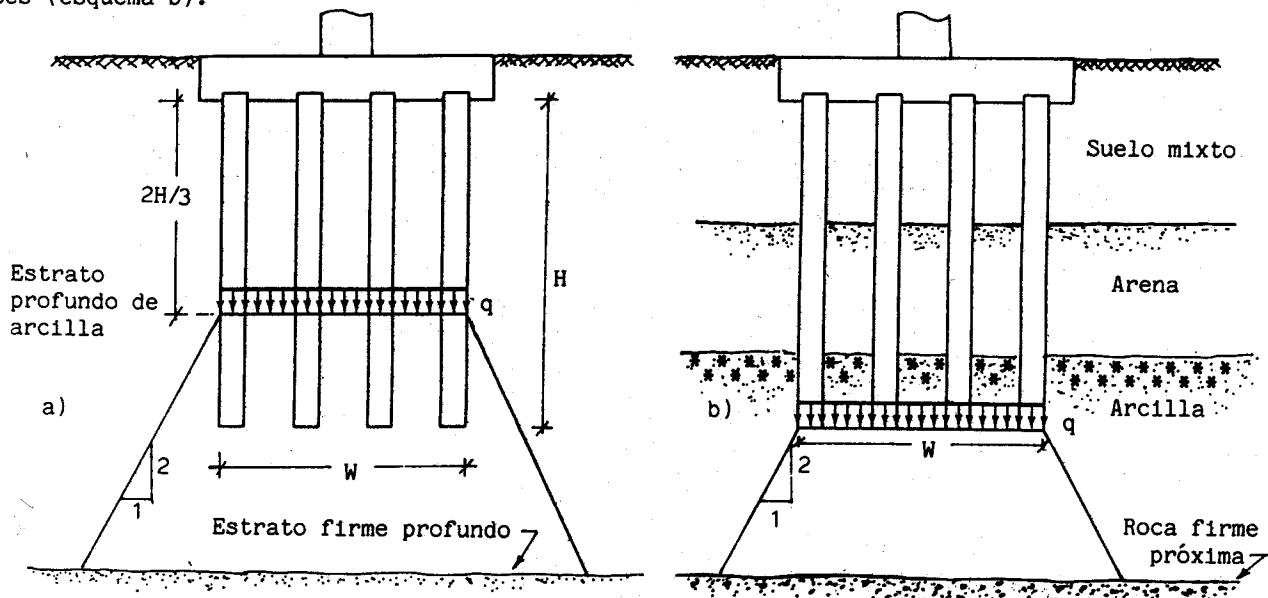


Figura 13.24

En ambos casos, las cargas q uniformemente distribuidas se obtienen :

$$q = \frac{\sum P_i}{W L} \quad (13.43)$$

q representa la carga de los pilotes, que se sustituyen en el análisis, y los asentamientos producidos se suponen similares a los de una fundación directamente apoyada en el suelo, con las dimensiones del bloque de pilotes.

Según la ec. 2.14, los asentamientos máximos en suelos arcillosos debidos a la consolidación son :

$$\Delta = \frac{e_o - e}{1 + e_o} h \quad (13.44)$$

donde e_o es el índice de vacíos inicial del suelo, y e el índice de vacíos que resulta luego de aplicar las cargas en el estrato compresible de arcilla de espesor h . La expresión anterior también puede escribirse :

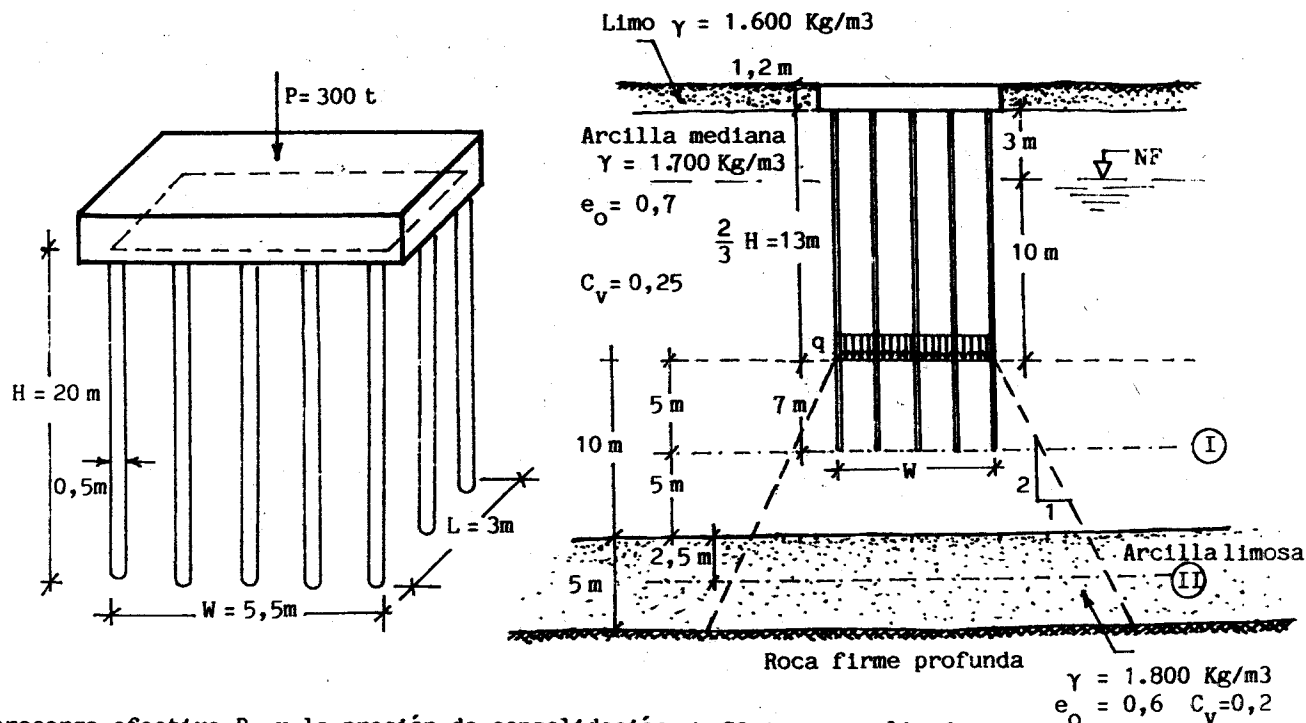
$$\Delta = C_v \frac{h}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \quad (13.45)$$

C_v es el coeficiente de compresibilidad del suelo, en cm^2/min (dado en ec. 2.10); P_o es la sobrecarga efectiva por encima del plano medio del estrato compresible, y Δp la presión de consolidación.

$\Delta p = P/A_1$ siendo A_1 el área de influencia a la profundidad p_1 . Ver ejemplo 13.6.

EJEMPLO 13.6.-

El grupo de pilotes del ejemplo 13.4 se hinca en un suelo cohesivo, con los estratos indicados en la figura. La carga de servicio aplicada sobre el grupo de pilotes es de 300 t. Halle el asentamiento probable total.



La sobrecarga efectiva P_o y la presión de consolidación Δ_p se asumen aplicadas en el plano medio de los estratos compresibles por debajo del nivel donde se supone actuando la placa equivalente, que transmite la carga q :

Los planos medios son los niveles I y II :

$$q = \frac{P}{W L} = \frac{300 \times 10^{-1}}{5,5 \times 3} = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Profundidad del plano I : 19,2 m
Profundidad del plano II: 26,7 m

Área de influencia para la distribución de los esfuerzos en el subsuelo, según las rectas de pendiente 2:1.

Sobrecargas efectivas P_o

En el plano I : $P_o = 1,2 \times 1,6 + 3 \times 1,7 + 15 \times (1,7 - 1) = 17,52 \text{ t/m}^2 = 1,752 \text{ Kg/cm}^2$

En el plano II : $P_o = 1,2 \times 1,6 + 3 \times 1,7 + 20 \times 0,7 + 2,5 \times (1,8 - 1) = 2,3 \text{ Kg/cm}^2$

Presión de consolidación Δ_p

En el plano I : $A_I = (W + 5) \cdot (L + 5) = 10,5 \times 8 = 84 \text{ m}^2$

$$\Delta_{pI} = \frac{300}{84} = 0,357 \text{ Kg/cm}^2$$

En el plano II : $A_{II} = (W + 12,5) \cdot (L + 12,5) = 279 \text{ m}^2$

$$\Delta_{pII} = \frac{300}{279} = 0,107 \text{ Kg/cm}^2$$

Asentamientos

En el estrato de arcilla mediana, para una altura de 10 m bajo la placa :

$$\text{(Según la ec. 13.45)} \quad \Delta_1 = 0,25 \times \frac{1.000}{1 + 0,7} \log \frac{1,752 + 0,357}{1,752} = 11,8 \text{ cm}$$

$$\text{En el estrato de arcilla limosa de altura 5 m : } \Delta_2 = 0,2 \times \frac{500}{1 + 0,6} \log \frac{2,3 + 0,107}{2,3} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\text{Asentamiento probable total : } \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 13 \text{ cm}$$

13.11.- CABEZALES CON PILOTES INCLINADOS. METODO DE CULMANN

Cuando las cargas que transmite la superestructura a los cabezales tienen componentes inclinadas, se deben combinar los pilotes verticales e inclinados, para soportar la totalidad de las sollicitaciones impuestas. Ver la figura 13.25. Existen diferentes métodos para determinar la magnitud de las cargas que actúan en los pilotes con diferentes inclinaciones, conectados a un mismo cabezal. Por efecto de las fuerzas exteriores aplicadas en cualquier dirección sobre el cabezal, éste - tiende a girar como un cuerpo rígido, alrededor de su centro de rotación, cuya posición puede determinarse gráficamente.

Usualmente los pilotes se colocan inclinados en una o dos direcciones. En estos casos y cuando no hay más de tres grupos de pilotes en un mismo cabezal, con tres inclinaciones diferentes, la solución puede hallarse aplicando el método de Culmann, que consiste en descomponer gráficamente la resultante P de las cargas exteriores, en las tres direcciones mencionadas.

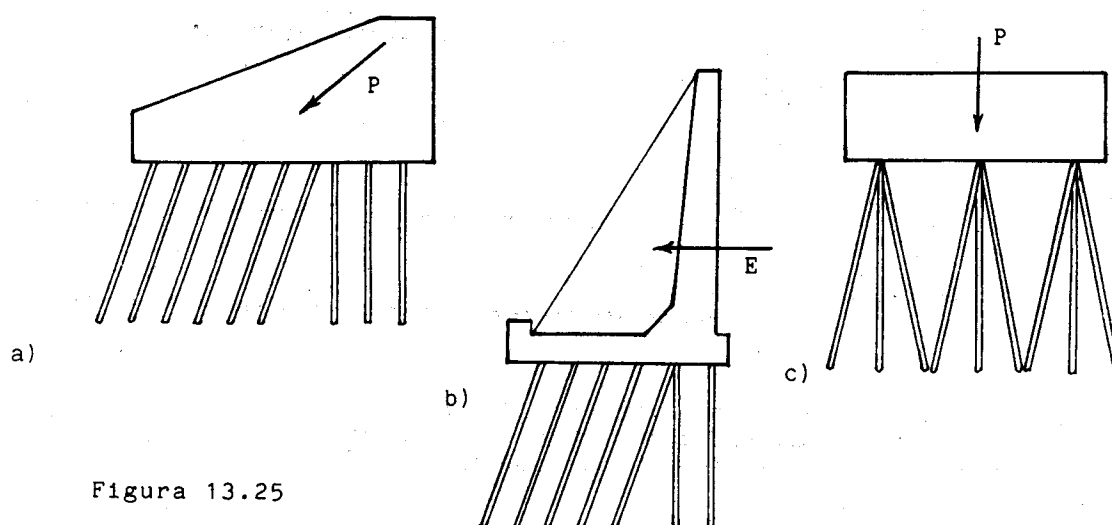


Figura 13.25

Por ejemplo, el cabezal de la figura 13.26, conecta un grupo de pilotes orientados según las direcciones a-a, b-b y c-c. La resultante de las cargas exteriores sobre el cabezal es la fuerza P , que corta a una cualquiera de estas direcciones, por ejemplo la a-a, en el punto O_1 .

Uniendo el punto O_1 con el O_2 , intersección de las otras dos direcciones, se obtiene la recta auxiliar n-n.

La fuerza P se descompone según las direcciones a-a y n-n, y la fuerza obtenida según esta última dirección, (R_{n-n}) se descompone a su vez en las direcciones b-b y c-c.

Se obtiene así la carga correspondiente a cada pilote. En el presente ejemplo, y para la fuerza dada P , los pilotes verticales (en la dirección a-a) y los inclinados centrales (en la dirección b-b), resultan comprimidos, mientras que los pilotes inclinados del extremo derecho soportan tracción.

Sin embargo, una variación en la dirección de la fuerza P puede invertir el sentido de las cargas en los pilotes del cabezal. Como medida de seguridad, las máximas cargas de diseño se incrementan en un 10% para los pilotes comprimidos y en un 25% para los traccionados.

En zona sísmica, se deben tomar en cuenta las cargas sísmicas en los dos sentidos opuestos, para el diseño de los pilotes conectados por un mismo cabezal. Debe recordarse que si el número de direcciones de los grupos de pilotes es mayor a tres, el problema resulta indeterminado.

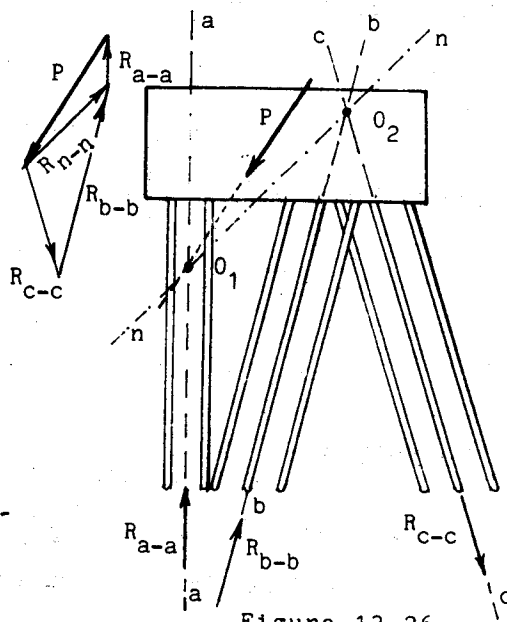


Figura 13.26

CAPITULO 14

Empuje de Tierras y Estabilidad de Taludes

14.1.- GENERALIDADES

El problema del empuje de tierras adquiere fundamental importancia en la ingeniería de fundaciones, por la magnitud de las presiones que el suelo ejerce sobre los muros de contención o las estructuras subterráneas tales como túneles, sótanos, tuberías enterradas, etc.

Para contener en forma estable un volumen de tierra que desliza, es necesario conocer no sólo las propiedades y características del suelo, sino también la capacidad resistente de los materiales de la estructura de contención, el tipo de cargas actuantes, la presencia de agua subterránea, y toda la información que involucre el lugar y sus adyacencias.

Básicamente el problema se reduce a proveer soporte lateral estable a un desnivel del suelo que en determinado momento puede colapsar. Tal es el caso de taludes con pendientes muy pronunciadas, suelos con vetas débiles, masas de terrenos disgregables o con filtraciones, etc. En el presente capítulo se analizará la teoría del empuje de tierras, la estabilidad de los taludes y la entibación y apuntalamiento de las excavaciones. En el capítulo siguiente, se clasifican los diferentes tipos de muros de contención, y se detalla su diseño, según la teoría aquí expuesta.

El problema del empuje de tierras fue estudiado por primera vez en 1687 por el Ing. militar Vauban en Francia, el cual estableció algunos principios básicos sobre la magnitud de las presiones que el suelo ejerce sobre un elemento estructural resistente que lo sostiene e impide su deslizamiento. Años más tarde, en 1773, el científico francés Ch. A. Coulomb publicó su teoría del empuje de tierras y el mecanismo de falla de una masa de suelo, con acertados criterios cuya validez se mantiene hasta el presente.

En 1857 el Ing. W.J. Macquorn Rankine, en Escocia, realizó una serie de investigaciones sobre el tema, analizando las condiciones de equilibrio y falla de un elemento de suelo de pequeñas dimensiones, contenido dentro de la masa semi-infinita que lo rodea.

Más recientemente se han desarrollado nuevas teorías, tales como las de Karl Terzaghi, Ralph Peck y J. Brinch Hansen, referidas al comportamiento de diferentes tipos de suelos, a los movimientos que sufren los muros bajo las presiones impuestas, y al efecto de la fricción que se origina entre el muro y el suelo, en la magnitud de los empujes producidos.

Además, el método del equilibrio plástico debido a Otto Mohr, que permite determinar el estado tensional de falla en el suelo de fundación, es el más comúnmente usado para el caso de las presiones laterales, según se analizó en el capítulo 5, si bien existen otros métodos más exactos, como el de los elementos finitos en un continuo elástico, que se utilizan para definir los esfuerzos cuando se diseñan tuberías enterradas.

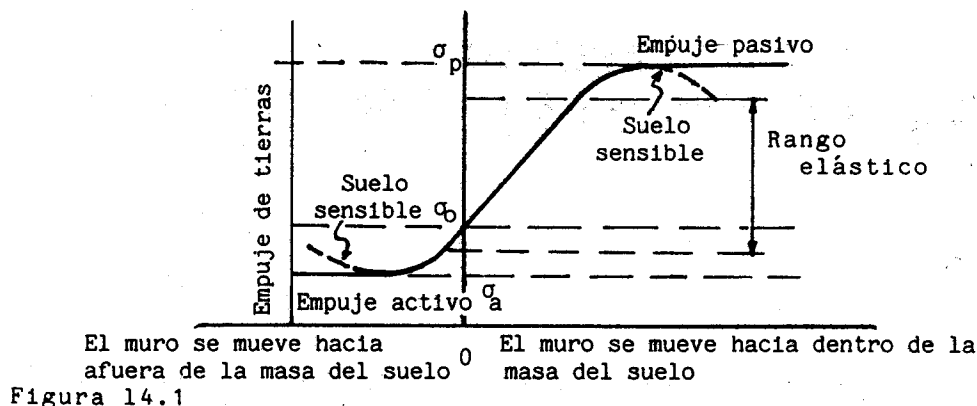
En el presente capítulo se analizará el problema del empuje de tierras aplicando los criterios de Mohr, los cuales sin embargo presentan la limitación de que el estado tensional en el suelo resulta indeterminado hasta que no se alcanza el valor definido por la envolvente de falla. Y aún cuando se alcance este valor, la falla puede ser progresiva y no ocurrir en forma súbita como supone la teoría. Pero esta condición no presenta en realidad un inconveniente para el diseño, ya que el ingeniero está por lo general familiarizado con los criterios de resistencia límite en la determinación de las cargas que provocan el colapso o falla de las estructuras.

14.2.- TEORIA DEL EMPUJE DE TIERRAS

Los empujes laterales que el suelo ejerce sobre los muros de contención pueden clasificarse en :

- Empuje neutro
- Empuje activo
- Empuje pasivo

Estos empujes están referidos al movimiento lateral que sufre el muro, bajo las presiones que le impone la masa del suelo. La figura 14.1 muestra esquemáticamente estos tres tipos de empujes.



La teoría general del empuje de tierras se basa en los esfuerzos que se originan en la masa semi-infinita de suelo, donde a profundidad z de la superficie, para un elemento diferencial, los esfuerzos verticales σ_v resultan :

$$\sigma_v = \gamma z \quad (14.1)$$

para suelo seco. Cuando hay agua subterránea :

$$\sigma_v = \gamma z - u \quad (14.2)$$

donde u representa el esfuerzo neutro del agua.

EMPUJE NEUTRO

El empuje neutro o de reposo se puede analizar en el elemento diferencial contenido dentro de la masa del suelo de figura 14.2 a), el cual soporta las presiones verticales σ_v y horizontales σ_h .

Los esfuerzos verticales se obtienen de las ecuaciones 14.1 y 14.2 según el caso, y comprimen el elemento deformándolo según el eje vertical. Pero lateralmente el suelo no se puede expandir porque se lo impide la masa del terreno circundante, sujeta a las mismas condiciones de carga.

Esta situación es similar al caso en que el suelo apoye sobre un muro inmóvil, sin fricción y se mantenga en equilibrio elástico, con esfuerzos horizontales $\sigma_h = \sigma_0$ que se obtienen en función de las relaciones esfuerzo-deformación y del coeficiente de Poisson μ .

$$\sigma_h = \sigma_0 = \sigma_v \frac{\mu}{1-\mu} = \gamma z \frac{\mu}{1-\mu} \quad (14.3)$$

Designando por :

$$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (14.4)$$

el coeficiente de empuje de tierras en reposo, la ecuación 14.3, para suelo seco resulta :

$$\sigma_0 = \gamma z K_0 \quad (14.5)$$

donde σ_0 representa el empuje neutro de la tierra sobre el muro. En suelo saturado :

$$\sigma_0 = (\gamma z - u)K_0 + u \quad (14.6)$$

La resultante E_0 es la fuerza debida al empuje neutro, por unidad de longitud del muro de altura H . Para suelos secos :

$$E_0 = \frac{K_0 \gamma H^2}{2} \quad (14.7)$$

y el diagrama de carga es triangular. La resultante E_0 se ubica a $2/3$ de la altura, según se indica

en el esquema b) de la figura 14.2. Los valores de K_o se indican en la Tabla 14.1 para algunos tipos de suelos, según Terzaghi.

T A B L A 14.1

TIPO DE SUELO	K_o
Arenas densas	0,4 a 0,45
Arenas sueltas	0,45 a 0,5
Arcillas firmes	0,8
Arcillas blandas	1

El estado de esfuerzos representado por la circunferencia de diámetro BA del esquema c) de figura 14.2 corresponde al equilibrio elástico, el cual resulta una condición estáticamente indeterminada en los suelos. En este caso, pequeños cambios en los esfuerzos producen sólo pequeñas deformaciones. Por ello, los esfuerzos representativos del estado de reposo en los suelos están muy lejos de la falla, como se ve en el esquema c).

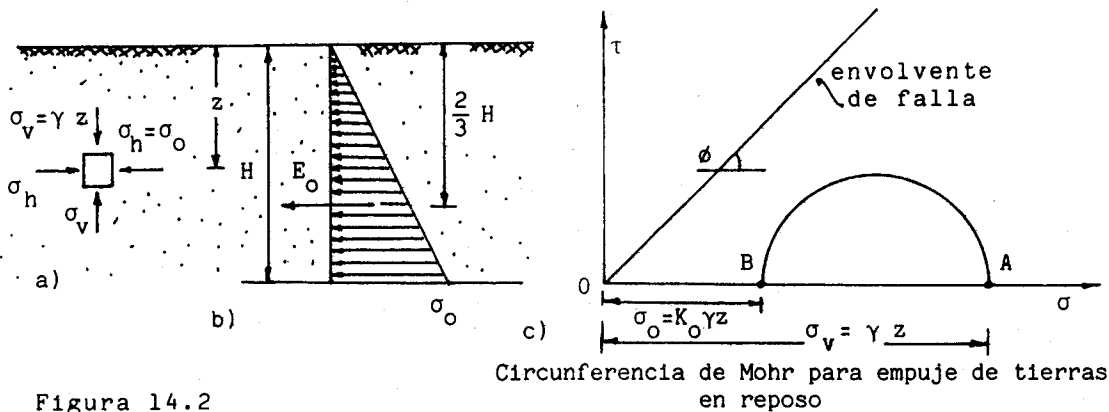


Figura 14.2

EMPUJE ACTIVO

El muro inmóvil y sin fricción al cual se hizo referencia en relación al empuje neutro del suelo, es sólo una idealización. En la práctica, es inevitable que se produzca algún tipo de movimiento del muro, el cual origina empujes activos o pasivos del suelo. En el caso del empuje activo el muro se aleja de la masa del suelo como se indica en la figura 14.3 a) y éste comienza a expandirse lateralmente, manteniendo constante el esfuerzo σ_v , representado por el punto A en la circunferencia de Mohr del esquema b), a medida que disminuyen los esfuerzos σ_h .

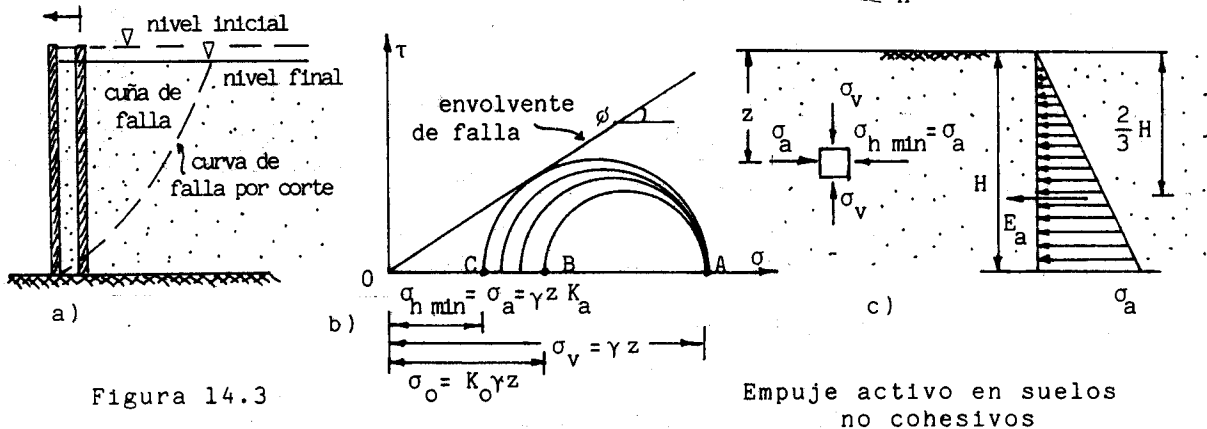


Figura 14.3

Empuje activo en suelos no cohesivos

A medida que el muro se aleja, las diferentes circunferencias de Mohr representativas de estas condiciones de esfuerzos pasan por el punto A pero aumentan progresivamente su diámetro hasta tocar la envolvente de falla, como se indica en el esquema b) de la figura 14.3. La circunferencia de diámetro CA, tangente a la envolvente de falla, define el esfuerzo σ_h mínimo :

$$\sigma_{h \min} = \sigma_a \quad (14.8)$$

y representa el empuje activo del suelo sobre el muro.

Por lo tanto, para la combinación de esfuerzos σ_v y σ_a , la masa del suelo no mantiene más sus características elásticas, sino que se alcanza la falla por cortante según el esquema a). Debido a ello, el nivel superior inicial del suelo desciende y el empuje lateral contra el muro disminuye a su mínima magnitud. Esta condición de esfuerzos se conoce como de equilibrio plástico para el empuje activo, y resulta estáticamente determinada. A partir de allí, la condición de cedencia o flujo plástico del suelo da lugar a grandes deformaciones, para pequeños aumentos en los esfuerzos.

σ_a se puede determinar en función de σ_v . En suelos secos sin cohesión, se obtiene :

$$\sigma_a = \sigma_v \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right) = \sigma_v \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (14.9)$$

Designando por K_a :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (14.10)$$

el coeficiente del empuje activo de tierras, la ec. 14.9 para suelos secos no cohesivos resulta :

$$\sigma_a = \gamma z K_a \quad (14.11)$$

Por lo tanto, el empuje E_a para un ancho unitario de muro se expresa :

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad (14.12)$$

La resultante E_a está aplicada a $2/3$ de la altura del muro. En arenas saturadas, se debe tomar en cuenta el esfuerzo neutro del agua. En este caso :

$$\sigma_a = (\gamma z - u) K_a + u \quad (14.13)$$

La figura 14.4 muestra las envoltentes de falla de Mohr para el empuje activo en suelos mixtos, con cohesión y fricción (esquema a) y en suelos cohesivos cuando $\phi = 0$ (esquema b), como es el caso de las arcillas saturadas. La ecuación 14.9 aplicada a suelos con cohesión y fricción resulta :

$$\sigma_a = \sigma_v \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) - 2c \operatorname{tg} (45^\circ - \phi/2) \quad (14.14)$$

siendo :

$$\operatorname{tg} (45^\circ - \phi/2) = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{\cos \phi} \quad (14.15)$$

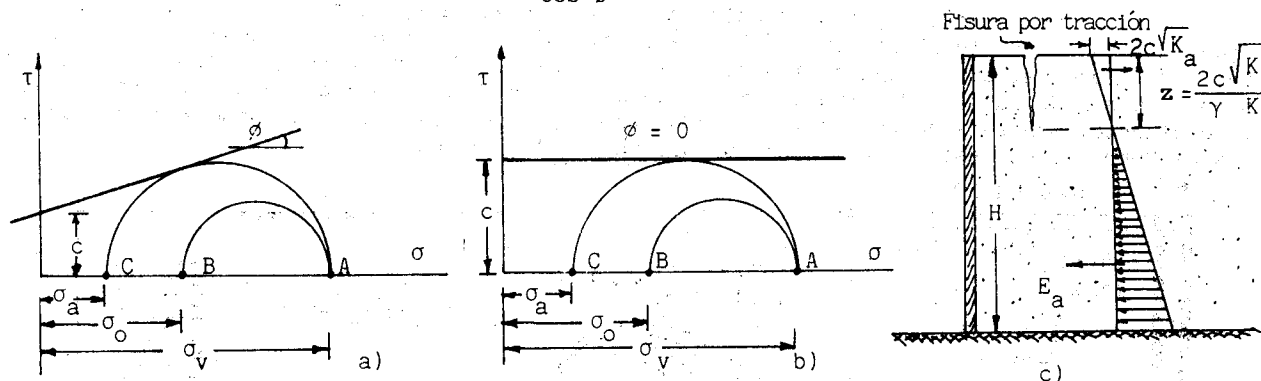


Figura 14.4 Empuje activo en suelos cohesivos.

Por lo tanto, de ecs. 14.14 y 14.15 se deduce :

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (14.16)$$

y la resultante del empuje activo, por ancho unitario de muro es (ver figura 14.4 c) :

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a - 2cH \sqrt{K_a} \quad (14.17)$$

La altura del muro sin empuje activo, para $\sigma_a = 0$, resulta :

$$z = \frac{2c \sqrt{K_a}}{\gamma K_a} \quad (14.18)$$

En la altura z dada en ec. 14.18, se produce tracción. Sin embargo, como el suelo no es capaz de resistir tracción, las arcillas se separan del muro en esa altura, agrietándose. Por ello, el empuje activo sólo es efectivo por debajo del nivel donde el diagrama de presiones indica que $\sigma_a = 0$, es decir en la altura $(H - z)$.

Sin embargo, con el paso del tiempo, las grietas de la arcilla se saturan de agua, la cual ejerce un empuje adicional sobre el muro, que debe tomarse en cuenta en el análisis, si no se preve un adecuado drenaje. Algunos ejemplos de muros que se diseñan para empuje activo de suelos se indican en la figura 14.5.

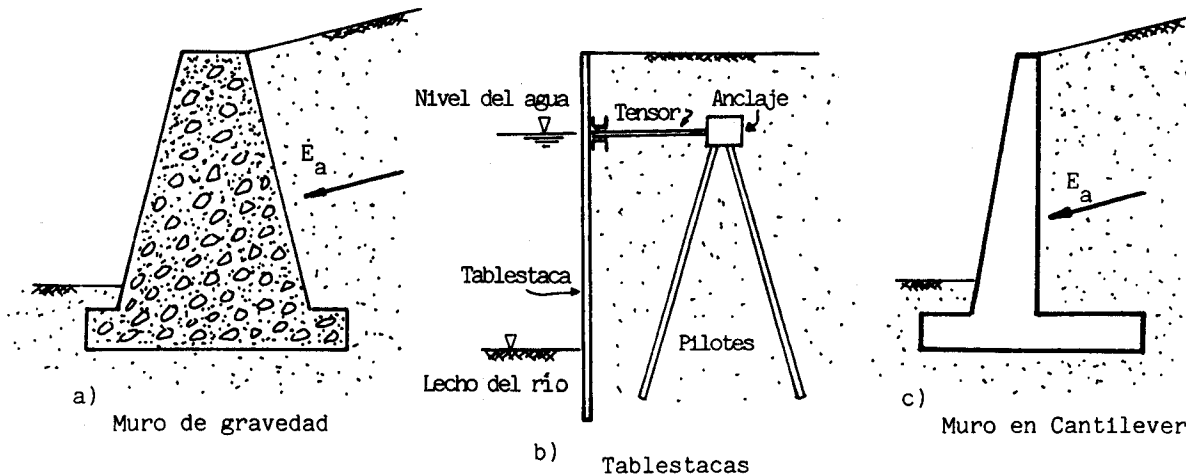


Figura 14.5 Diferentes tipos de muros que soportan empuje activo

EMPUJE PASIVO

Quando el movimiento del muro se produce hacia la masa del suelo contenido, manteniendo los esfuerzos σ_v constantes, se define el estado de empuje pasivo, correspondiente a un haz de circunferencias de radio gradualmente creciente, que pasan por el punto A, hasta poder ser tangente a la envolvente de falla de Mohr, como se indica en la figura 14.6 b). El esfuerzo principal máximo es σ_p .

$$\sigma_{h \max} = \sigma_p = \sigma_v \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (14.19)$$

Designando por K_p el coeficiente del empuje pasivo :

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (14.20)$$

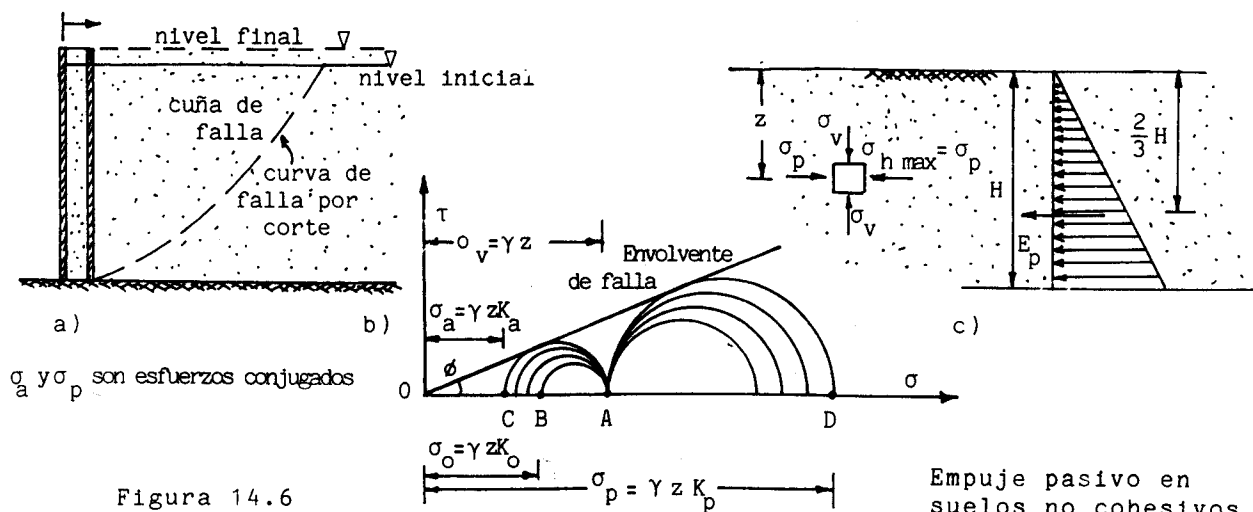


Figura 14.6

se obtiene para suelos arenosos secos :

$$\sigma_p = \gamma z K_p \quad (14.21)$$

Como es evidente, resulta :

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (14.22)$$

Por lo tanto, en suelos no cohesivos secos, el empuje E_p para un ancho unitario de muro se expresa :

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (14.23)$$

Tomando en cuenta la relación existente entre la condición de empuje activo y pasivo, se deduce que para un determinado esfuerzo vertical σ_v , los esfuerzos horizontales varían entre los límites de $K_a \sigma_v$ y $K_p \sigma_v$, conocidos como esfuerzos conjugados o esfuerzos de Rankine.

La inclinación de los planos de deslizamiento para los dos casos límites se indica en la figura 14.7. Para la condición de empuje activo, los esfuerzos cortantes se oponen al efecto de la gravedad, mientras que en el empuje pasivo, los esfuerzos de corte actúan conjuntamente con la gravedad, oponiéndose a las grandes presiones horizontales.

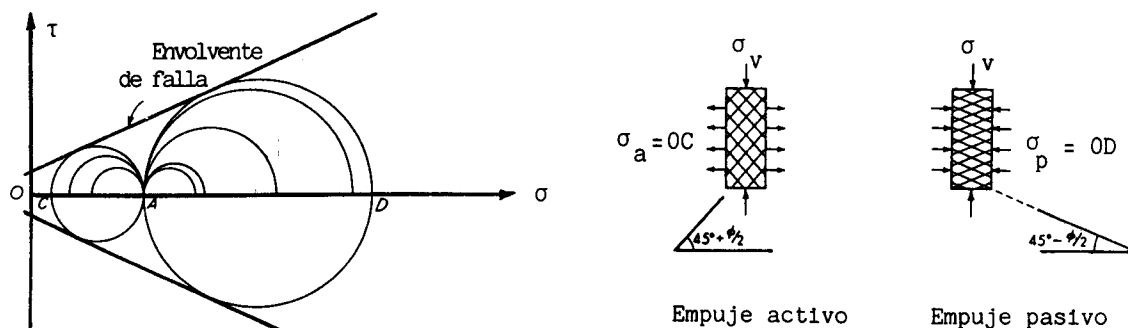


Figura 14.7 Equilibrio elástico y de rotura.
Planos de deslizamiento para los casos límites

En arenas saturadas, y tomando en cuenta el esfuerzo neutro del agua :

$$\sigma_p = (\gamma z - u) K_p + u \quad (14.24)$$

La figura 14.8 muestra las envolventes de falla de Mohr para empujes pasivos en suelos mixtos, con $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$ (esquema a) y suelos cohesivos sin fricción interna, con $c \neq 0$ y $\phi = 0$ (esquema b), como las arcillas saturadas.

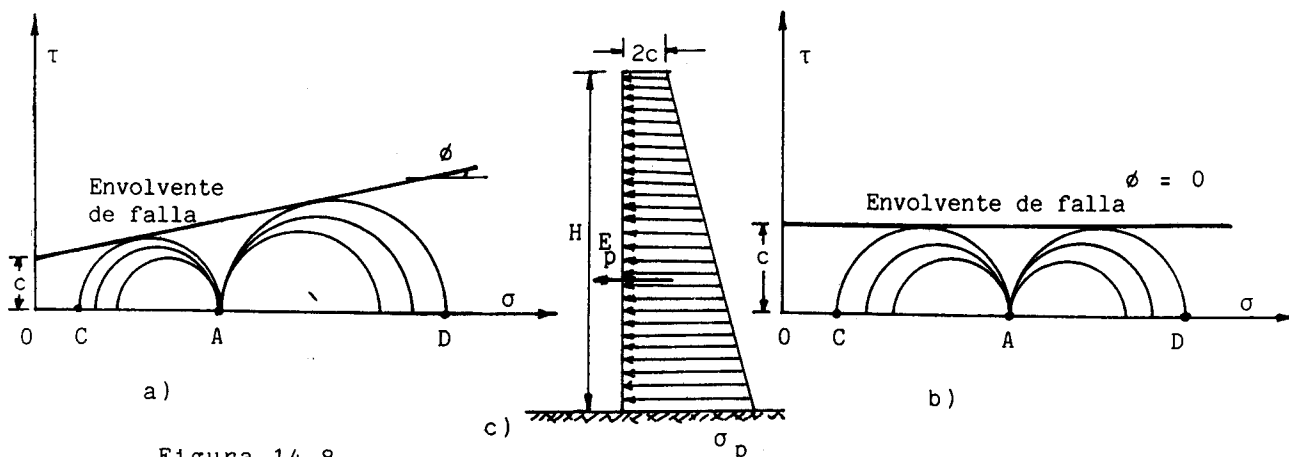


Figura 14.8

La ecuación 14.19, aplicada a suelos con cohesión y fricción resulta :

$$\sigma_p = \sigma_v \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2) \quad (14.25)$$

Por lo tanto, en suelos mixtos :

$$\sigma_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (14.26)$$

y la fuerza resultante del empuje pasivo por ancho unitario de muro es, según el esquema c) de la figura 14.8 :

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p + 2cH\sqrt{K_p} \quad (14.27)$$

El empuje pasivo del suelo se toma en consideración en algunos casos especiales, tales como los muros atirantados u otras estructuras que se anclan por medio de cables tensados al máximo de su capacidad resistente, en la masa del suelo, ya que estos cables presionan los muros contra el suelo contenido, como se ve en la figura 14.9 a).

Los muros de gravedad o los Cantilever se diseñan por lo general para empuje activo, con excepción de aquellos que se construyen inclinados y apoyados sobre el terreno, por lo cual originan empuje pasivo (esquema b). Otro ejemplo de empuje pasivo es el que produce el apuntalamiento de las excavaciones donde los puntales se acúan ajustadamente contra las paredes, en un sistema de entibación muy rígido. Ver el esquema c).

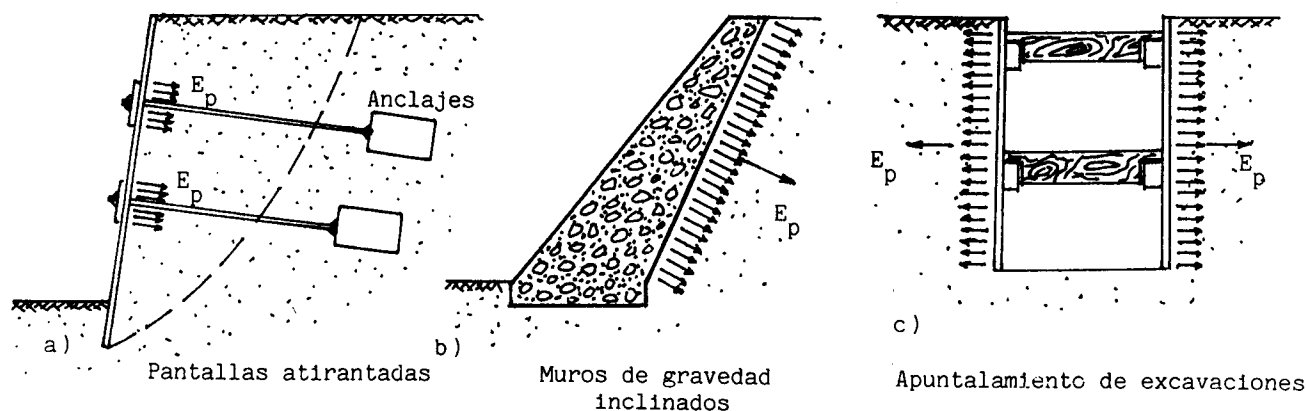


Figura 14.9 Ejemplos de empuje pasivo

ROTACION DE LOS MUROS

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben sufrir translaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de la rigidez y altura del muro, así como de las características del suelo. Los movimientos horizontales mínimos para dar lugar a estos empujes se indican en la Tabla 14.2 y se grafican en la figura 14.10.

T A B L A 14.2

DESPLAZAMIENTO MINIMO DEL TOPE DEL MURO PARA
PRODUCIR EMPUJES ACTIVO O PASIVO

TIPO DE SUELO	Empuje activo	Empuje pasivo
	$\Delta_{\min}$	$\Delta_{\min}$
No cohesivo denso	0,01 a 0,002 H	0,005 H
No cohesivo suelto	0,002 a 0,004 H	0,01 H
Cohesivo firme	0,01 a 0,02 H	0,02 H
Cohesivo blando	0,02 a 0,05 H	0,04 H

En los suelos cohesivos blandos, los estados activo y pasivo no se mantienen por mucho tiempo, pues la fluencia o deformación lenta del suelo tiende a volverlo al estado de reposo inicial. En otros casos, cuando el muro es flexible, no gira alrededor de su base como un cuerpo rígido, sino que se deforma - por las presiones laterales del suelo. Esto origina una redistribución de los empujes por esfuerzo - cortante, produciéndose el efecto de arco, indicado en la figura 14.10 c, que se analiza en la sección 14.9

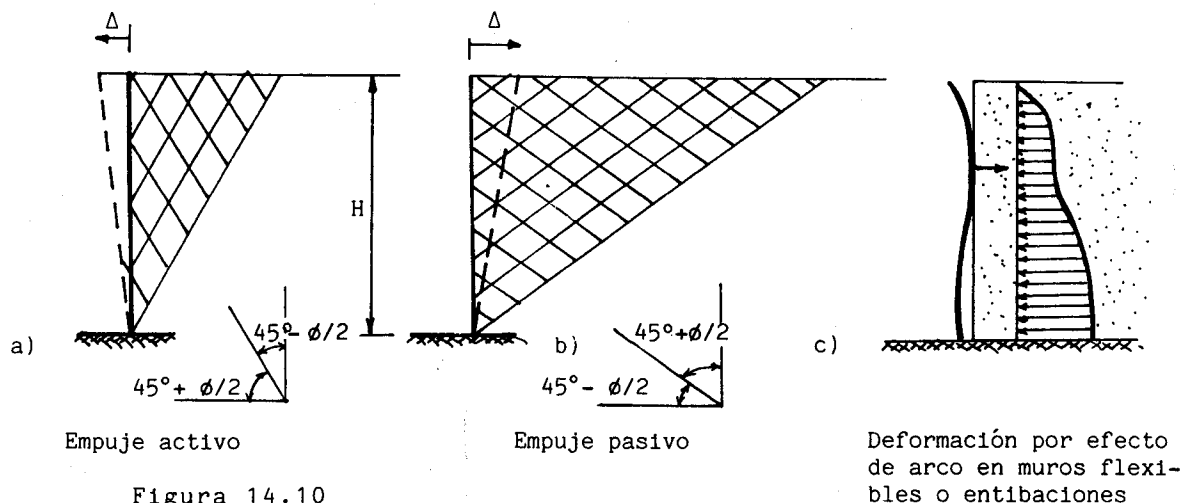


Figura 14.10

14.3.- TEORIA DE COULOMB

La teoría de Coulomb (1773) referente al empuje de tierras, se basa en las siguientes hipótesis :

- El suelo es una masa isótropa y homogénea, con fricción interna y cohesión.
- La superficie de falla es plana. (Si bien esto no es exacto, simplifica mucho la aplicación de la teoría.
- Las fuerzas de fricción se distribuyen uniformemente a lo largo del plano de falla, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo.
- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido
- La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo. δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro, también conocido como ángulo de rugosidad del muro.
- La falla es un problema de deformación plana, y el muro se considera de longitud infinita.

La teoría de Coulomb se basa en la hipótesis de que los empujes ejercidos sobre el paramento de un muro se deben al peso parcial de una cuña de tierra que desliza, a causa de la falla del suelo por cizallamiento o fricción. Si bien el deslizamiento se produce usualmente a lo largo de una superficie curva, en forma de espiral logarítmica, se logra una simplificación de la teoría al suponerla plana, y se designa por plano de falla, de rotura o de cizallamiento. Ver figura 14.11.

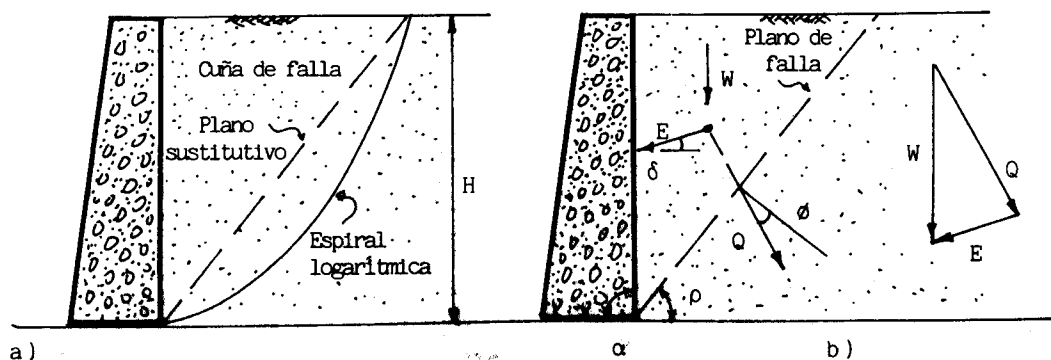


Figura 14.11

La cuña de tierra, limitada por las superficies de esfuerzo cortante, desliza hacia la parte inferior y en la dirección del muro, a medida que éste se aleja del suelo. El peso W de la cuña se obtiene suponiendo que el plano de falla forma un ángulo ρ con la horizontal, como muestra la figura 14.11 b) y que la dirección de W es vertical. W se descompone en dos: la fuerza E que es el empuje contra el muro y forma el ángulo δ con la normal al paramento interno de éste, y la fuerza Q , que forma el ángulo ϕ con la normal al plano de falla. La magnitud de E y de Q pueden hallarse gráficamente, construyendo el polígono de fuerzas del esquema c). El ángulo δ de fricción del suelo con el muro vale aproximadamente:

$$\delta = \frac{\phi}{3} \text{ a } \frac{2}{3} \phi \quad (14.28)$$

para superficies parcialmente rugosas de concreto. En piedras rugosas, $\delta \sim \phi$. Cuando la superficie del muro es lisa, pulida, o ha sido pintada con aceite, resulta $\delta = 0$.

Las ecuaciones para hallar los empujes activo y pasivo de tierras, según la teoría de Coulomb son:

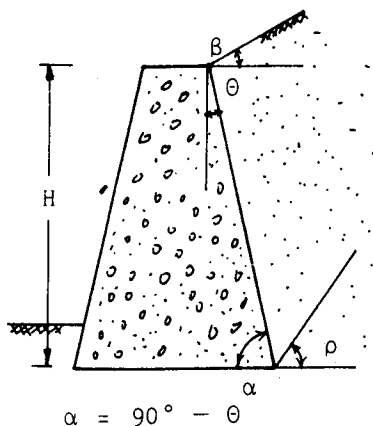
$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a, \quad E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (14.29)$$

(14.30)

y los coeficientes de los empujes resultan respectivamente:

$$K_a = \frac{\sin^2 (\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin (\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \beta)}{\sin (\alpha - \delta) \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (14.31)$$

$$K_p = \frac{\sin^2 (\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin (\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi + \beta)}{\sin (\alpha + \delta) \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (14.32)$$



$$\alpha = 90^\circ - \theta$$

K_a es el coeficiente de empuje activo

K_p es el coeficiente de empuje pasivo

α es la inclinación del paramento interno del muro

ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo

δ es el ángulo de fricción entre suelo y muro, el cual depende de la rugosidad de las paredes del muro.

β es el ángulo que forma la superficie de la cuña con la horizontal, o ángulo de talud natural del suelo

γ es el peso específico del suelo

H es la altura del muro

En el caso de un muro con paramento vertical interno, muy liso y cuña con superficie horizontal:

Figura 14.12

$$\alpha = 90^\circ \quad \delta = 0 \quad \beta = 0$$

Sustituyendo estos valores en las ecs. 14.31 y 14.32, resultan las ecs. 14.10 y 14.20 respectivamente. Las Tablas 14.3 y 14.4 a continuación, dan los valores de los coeficientes K_a y K_p según la teoría de Coulomb, para diferentes combinaciones de suelos, e inclinaciones variables del paramento interno de los muros.

Debe aclararse, sin embargo, que la principal causa de error en los resultados obtenidos al hallar la magnitud de los empujes aplicando la teoría de Coulomb, se debe a suponer que el suelo es una masa isótropa y homogénea, y que la superficie de falla es plana. Por otra parte, esta teoría no toma en cuenta la magnitud de la cohesión del suelo para determinar los empujes.

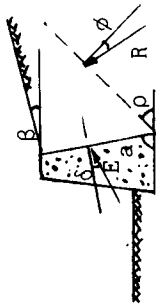
Para el caso de suelos de relleno fisurados o con masa dislocada, las ecuaciones de Coulomb no son aplicables. En este caso, se usan aproximaciones utilizando la teoría de Coulomb, que dan resultados aceptables. Asimismo, es posible obtener la magnitud de los empujes sobre diversos perfiles de muros, y para múltiples condiciones de suelos, en forma gráfica, basándose en la teoría de Coulomb, incluyendo el caso de suelos de relleno fisurados. Entre ellos se pueden mencionar los métodos de Culmann y Poncelet (Ref.15), o la solución gráfica de Engesser (Ref.12).

T A B L A 14.3

T E O R I A D E C O U L O M B

COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$



β	δ	α = 85°										α = 88°										α = 90°									
		φ										φ										φ									
0°	0°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°				10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°				10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°			
	5°	.727	.618	.522	.440	.368	.305	.250				.713	.600	.502	.419	.346	.244	.230				.704	.588	.490	.405	.333	.270	.217			
	10°	.688	.586	.498	.421	.354	.294	.243				.672	.567	.477	.400	.332	.273	.222				.662	.555	.464	.386	.313	.260	.209			
	15°	.664	.565	.481	.408	.344	.287	.237				.646	.545	.460	.386	.322	.266	.217				.634	.532	.446	.372	.308	.252	.204			
	20°	.649	.552	.470	.399	.337	.283	.234				.629	.531	.446	.377	.315	.261	.214				.617	.517	.434	.363	.301	.217	.201			
	25°	.642	.545	.465	.395	.334	.241	.234				.620	.522	.441	.372	.311	.259	.212				.606	.508	.426	.357	.297	.245	.199			
	30°	.643	.544	.464	.395	.335	.282	.235				.618	.520	.439	.370	.312	.253	.213				.603	.504	.423	.355	.295	.244	.199			
10°	0°	.650	.549	.467	.379	.333	.285	.238				.623	.522	.441	.372	.313	.251	.215				.606	.505	.424	.356	.237	.245	.201			
	5°	1.003	.740	.609	.503	.414	.339	.275				.982	.717	.584	.478	.389	.315	.252				.969	.703	.569	.462	.373	.299	.237			
	10°	1.015	.719	.533	.486	.401	.323	.268				.989	.694	.562	.460	.375	.304	.244				.973	.679	.516	.443	.359	.287	.230			
	15°	1.039	.707	.575	.474	.392	.322	.263				1.003	.680	.548	.447	.366	.297	.239				.984	.663	.531	.430	.349	.281	.222			
	20°	1.064	.703	.568	.468	.387	.318	.260				1.026	.673	.539	.440	.360	.293	.236				1.004	.655	.521	.422	.343	.277	.221			
	25°	1.103	.706	.567	.466	.385	.318	.260				1.058	.673	.536	.437	.357	.291	.235				1.032	.653	.517	.418	.340	.274	.220			
	30°	1.134	.716	.572	.469	.387	.320	.262				1.101	.680	.539	.438	.358	.292	.236				1.070	.658	.518	.418	.339	.275	.220			
20°	0°	1.220	.734	.582	.476	.393	.329	.266				1.157	.693	.546	.443	.362	.295	.239				1.119	.669	.524	.422	.342	.277	.223			
	5°	-	-	.943	.624	.491	.391	.310				-	-	.906	.592	.460	.361	.283				-	-	.883	.572	.441	.343	.266			
	10°	-	-	.954	.613	.479	.381	.303				-	-	.912	.579	.448	.351	.276				-	-	.886	.557	.428	.333	.253			
	15°	-	-	.973	.607	.473	.375	.299				-	-	.925	.571	.440	.345	.271				-	-	.896	.549	.419	.326	.252			
	20°	-	-	1.000	.607	.470	.373	.297				-	-	.946	.569	.436	.342	.268				-	-	.914	.545	.415	.322	.251			
	25°	-	-	1.037	.613	.472	.374	.298				-	-	.976	.572	.436	.341	.268				-	-	.939	.546	.414	.321	.250			
	30°	-	-	1.085	.624	.479	.378	.301				-	-	1.016	.580	.440	.344	.270				-	-	.971	.553	.417	.323	.251			
30°	0°	-	-	1.147	.642	.490	.386	.307				-	-	1.067	.594	.448	.350	.275				-	-	1.019	.564	.423	.378	.255			

EJEMPLO 14.1

Para el muro indicado, halle el empuje activo por ancho unitario, según la teoría de - Coulomb, con los siguientes datos :

Suelo arenoso : $\gamma = 1.850 \text{ Kg/m}^3$
 $\phi = 30^\circ$
 $c = 0$
 $\beta = 0^\circ$
 $\alpha = 90^\circ$

Caso a) : Muro con paramento interno liso. $\delta = 0^\circ$

De Tabla 14.3 se lee : $K_a = 0,333$

$$\sigma_a = \gamma H K_a = 1.850 \times 6 \times 0,333 = 3.700 \text{ Kg/m}^2$$

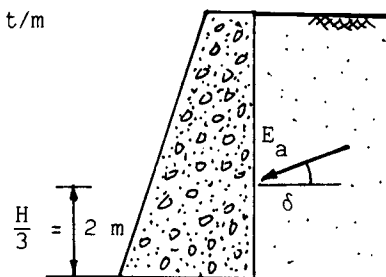
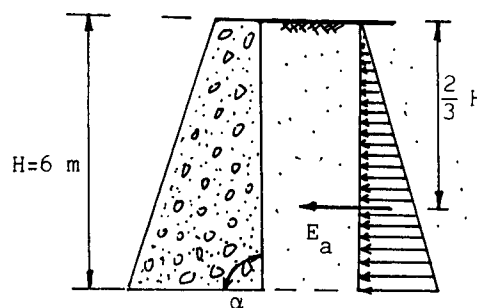
De ec.14.29 : $E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a = \frac{1.850 \times 6^2}{2 \times 3} = 11,1 \text{ t/m}$

Caso b) : Muro con paramento rugoso. $\delta = 20^\circ$

De Tabla 14.3 : $K_a = 0,297$

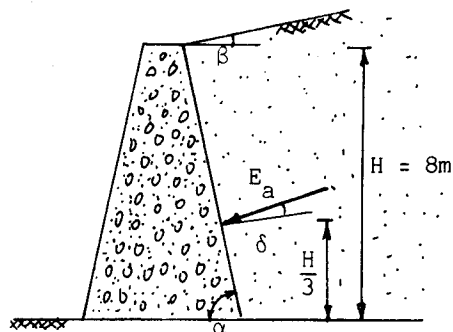
$$\sigma_a = \gamma H K_a = 1.850 \times 6 \times 0,297 = 3.297 \text{ Kg/m}^2$$

$$E_a = 9,89 \text{ t/m}$$



EJEMPLO 14.2

Para suelo de arena seca, halle el empuje activo aplicando la teoría de Coulomb según los siguientes datos :



$\gamma = 1.950 \text{ Kg/m}^3$ $\phi = 25^\circ$
 $\alpha = 85^\circ$ $\delta = 15^\circ$
 $c = 0$ $\beta = 10^\circ$

De Tabla 14.3 :

$$K_a = 0,468$$

$$\sigma_a = \gamma H K_a = 1.950 \times 8 \times 0,468 = 7.300 \text{ Kg/m}^2$$

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a = \frac{1.950 \times 64 \times 0.468}{2} = 29,2 \text{ t/m}$$

14.4.- TEORIA DE RANKINE

La teoría de Rankine para obtener la magnitud de los empujes del suelo sobre los muros, es más sencilla que la de Coulomb, pues se basa en las siguientes hipótesis :

- El suelo es una masa isótropa y homogénea
- No existe fricción entre el suelo y el muro
- El paramento interno del muro es siempre vertical, es decir se supone $\alpha = 90^\circ$
- La resultante del empuje de tierras está aplicada a $1/3$ de la altura del muro, medida desde su base.
- La dirección del empuje es paralela a la inclinación de la superficie de la cuña, es decir forma el ángulo β con la horizontal.

Si bien la hipótesis de los paramentos sin fricción entre el suelo y el muro no es válida, los resultados obtenidos mediante la teoría de Rankine, en suelos no cohesivos, se hallan del lado de la segu-

ridad, y los muros diseñados con estos criterios ofrecen por lo general un comportamiento satisfactorio.

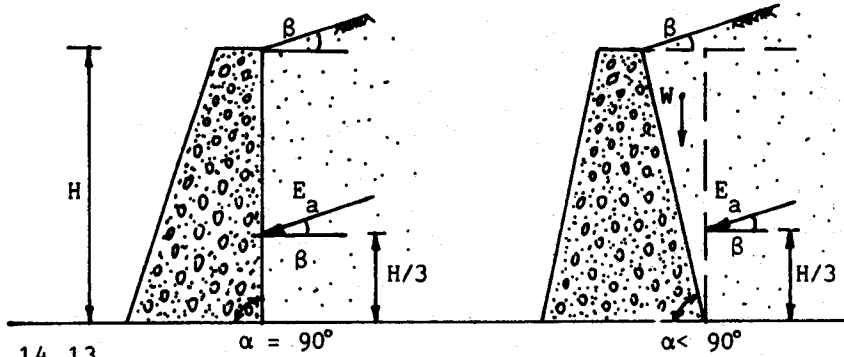


Figura 14.13

Según la teoría de Rankine, los empujes activo y pasivo de tierras son respectivamente :

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a, \quad E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (14.33)$$

(14.34)

y los coeficientes de los empujes resultan :

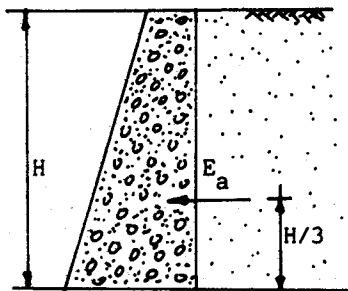
$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (14.35)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (14.36)$$

Para el caso en que la superficie de la cuña sea horizontal, las ecs. 14.35 y 14.36 se transforman en las 14.10 y 14.20 respectivamente. Los valores de los coeficientes K_a y K_p se dan en las Tablas 14.5 y 14.6 a continuación, para diferentes combinaciones de suelos.

EJEMPLO 14.3

Hallar el empuje activo para el muro indicado, correspondiente al ejemplo 14.1, aplicando la teoría de Rankine.



Suelo arenoso : $\gamma = 1.850 \text{ Kg/m}^3$ $c = 0$
 $\phi = 30^\circ$ $\beta = 0^\circ$
 $\alpha = 90^\circ$

De Tabla 14.5 se lee : $K_a = 0,333$

Por lo tanto, resulta :

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a = \frac{1.850 \times 36}{2 \times 3} = 11,1 \text{ t/m}$$

EJEMPLO 14.4

Determine el empuje activo para el muro indicado, correspondiente al ejemplo 14.2, aplicando la teoría de Rankine.

Suelo de arena seca : $\gamma = 1.950 \text{ Kg/m}^3$
 $\beta = 10^\circ$ $c = 0$ $\phi = 25^\circ$ $\alpha = 85^\circ$

$$s = \overline{AB} = 8\text{m} \times \tan 5^\circ = 0,7\text{m}$$

$$a = \overline{CB} = \overline{AB} \tan 10^\circ = 0,123\text{m}$$

$$H' = H + a = 8,123\text{m}$$

De Tabla 14.5 : $K_a = 0,431$ (por interpolación lineal)

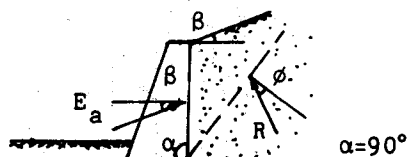
$$E_a = \frac{\gamma H'^2}{2} K_a = \frac{1.950 \times 8,123^2}{2} 0,431 = 27,73 \text{ t/m}$$

TABLA 14.5

TEORIA DE RANKINE

COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

[illegible]

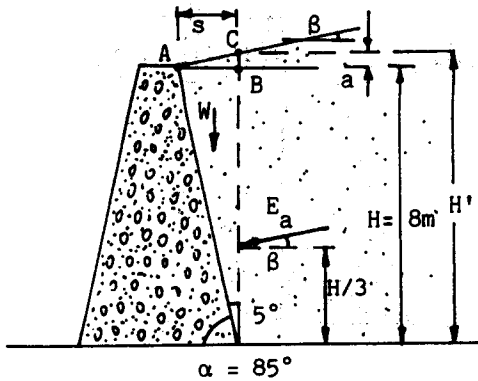
T A B L A 14.6

TEORIA DE RANKINE

COEFICIENTES DE EMPUJE PASIVO

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

[illegible]



$$E_{ah} = E_a \cos \beta = 27,3 \text{ t/m}$$

$$E_{av} = E_a \sin \beta = 4,82 \text{ t/m}$$

$$W = \frac{\gamma}{2} s H' = 1.950 \times 0.7 \times 8,123/2 = 5,54 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_v = E_{av} + W = 4,82 + 5,54 = 10,36 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_h = E_{ah} = 27,3 \text{ t/m}$$

Empuje activo total :

$$E_a = \sqrt{(\Sigma F_v)^2 + (\Sigma F_h)^2} = \sqrt{10,36^2 + 27,3^2} = 29,2 \text{ t/m}$$

14.5.- EMPUJES EN SUELOS COHESIVOS

Las teorías precedentes de Coulomb o Rankine no incluyen la influencia de la cohesión en la determinación de los empujes laterales de tierras. Cuando se la toma en cuenta, los empujes activo y pasivo pueden obtenerse de las ecs. 14.14 y 14.25, que permiten escribir los esfuerzos en suelos mixtos secos :

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2 c \sqrt{K_a} \quad (14.37)$$

$$\sigma_p = \gamma H K_p + 2 c \sqrt{K_p} \quad (14.38)$$

Las ecs. 14.37 y 14.38 corresponden a empujes de suelos que poseen cohesión y fricción interna, es decir $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$. La correspondiente distribución de las presiones laterales se diagraman en la figura 14.14.

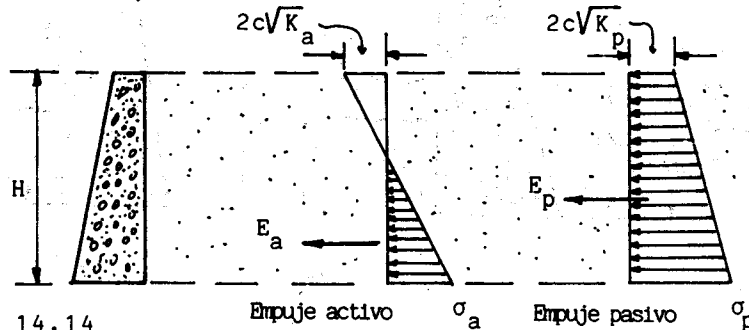


Figura 14.14

14.6.- EFECTO DE LAS SOBRECARGAS EN LOS EMPUJES

Sobre la cuña del suelo que produce empujes en los muros de contención, pueden actuar sobrecargas de diferentes tipos, distribuidas o concentradas, las cuales provocan empujes adicionales sobre los muros, que deben tomarse en cuenta en el diseño. Estas sobrecargas son ocasionadas generalmente por el acopio de materiales, construcciones cercanas, paso de vehículos, depósitos de líquidos, equipos de construcción, etc.

En el caso de una sobrecarga uniformemente distribuida q , la resultante del empuje activo adicional E'_a estará ubicada en la mitad de la altura del muro, como muestra el esquema a) de la figura 14.15, y su magnitud es :

$$E'_a = q H K_a \quad (14.39)$$

En este caso, q se halla aplicada en una longitud igual o mayor a L , y los esfuerzos σ_a y σ_p resultan :

$$\sigma_a = (\gamma H + q) K_a - 2 c \sqrt{K_a} \quad (14.40)$$

$$\sigma_p = (\gamma H + q) K_p + 2 c \sqrt{K_p} \quad (14.41)$$

Cuando el paramento del muro es inclinado, con $\alpha < 90^\circ$, se debe tomar en cuenta además el incremento de

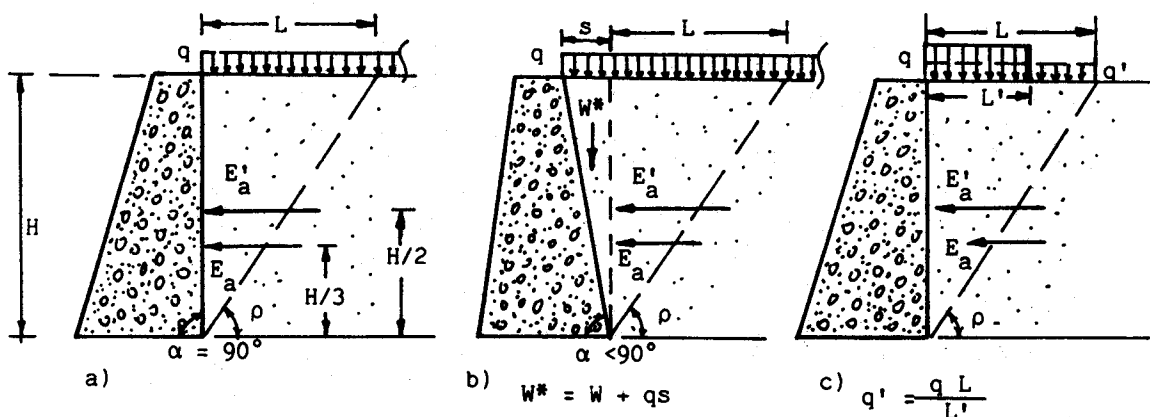


Figura 14.15

la carga vertical W^* que actúa sobre la pared inclinada interior del muro. Si la longitud de aplicación de la carga uniformemente distribuida q es $L' < L$, como se indica en el esquema c) de la figura 14.15, se debe tomar en el diseño un valor q' equivalente: $q' = qL/L'$ y adoptar este valor al aplicar las ecs. 14.40 y 14.41. q' resulta así una carga uniformemente distribuida que se supone aplicada en la longitud L .

En el caso en que la sobrecarga es triangular, como muestra la figura 14.16 a), actuando en la longitud L , el valor de la carga q' equivalente, uniformemente distribuida resulta: $q' = q/2$. Si la sobrecarga aplicada es irregular, como en el esquema b), para $q' = f(x)$, se adoptará: $q' = q'_{\text{prom}}$.

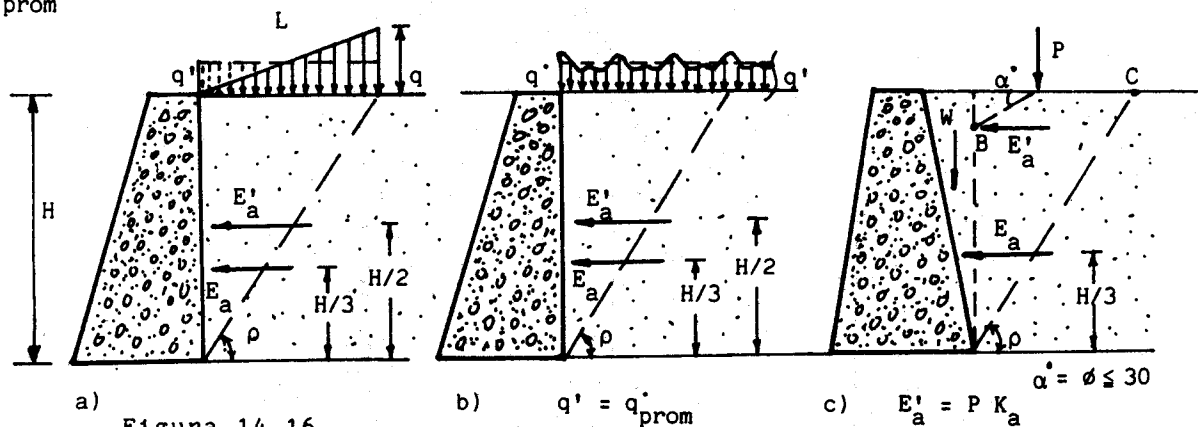


Figura 14.16

Cuando actúa una carga concentrada P (o lineal, paralela a la dirección del muro), como la del esquema c), el empuje activo adicional ocasionado por esta carga se acepta como $E'_a = P K_a$ y se ubica en el punto de intersección de la recta trazada desde el centro de presiones de P , hasta cortar a la vertical por el extremo interno del muro, con una inclinación $\alpha' = 30^\circ$, en el punto B. Algunos autores adoptan $\alpha' = \phi \leq 30^\circ$.

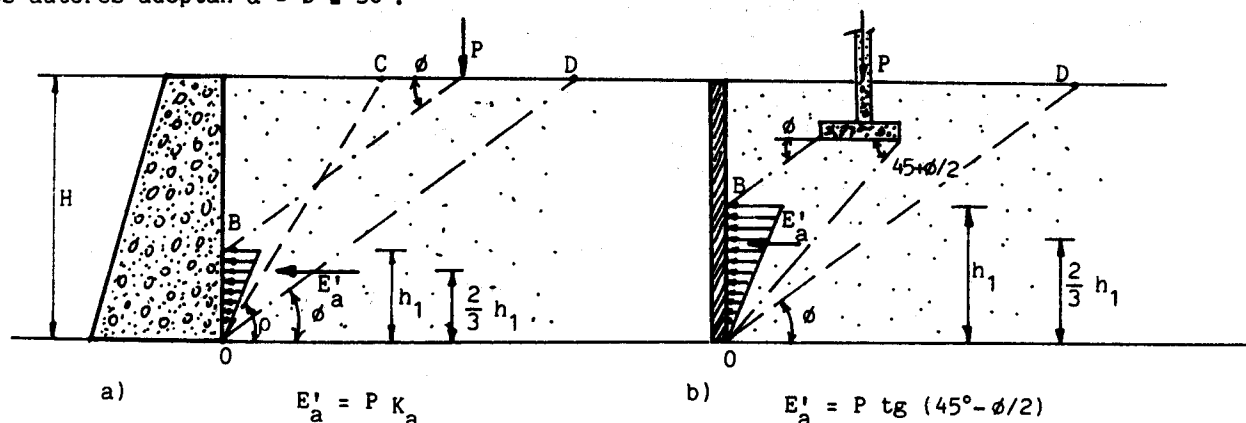


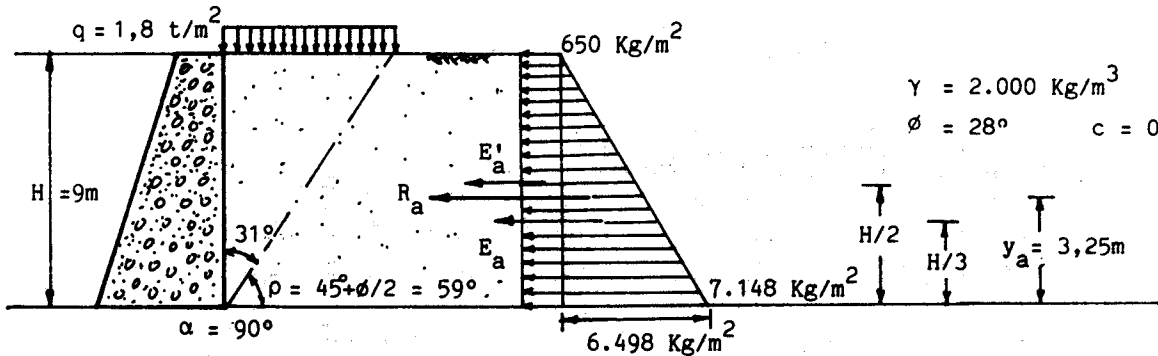
Figura 14.17

Si la carga P está ubicada fuera del límite definido por la intersección del plano de falla con la horizontal (punto C) que pasa por el tope del muro, pero se halla dentro del tramo CD definido en el esquema a) de la figura 14.17, para hallar el empuje adicional E'_a , se traza por el centro de presiones de P una recta de inclinación ϕ , la cual corta a la vertical que pasa por O en el punto B, definiendo la altura h_1 . E'_a se ubica a $2h_1/3$ medida desde la base del muro.

Cuando P resulta de la carga transmitida por una base cercana, como se indica en la figura 14.17 b), la resultante E'_a del empuje adicional se adopta: $E'_a = P \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2)$ y se ubica según se grafica.

EJEMPLO 14.5

Calcular el empuje activo del suelo no cohesivo indicado, con $\gamma = 2.000 \text{ Kg/m}^3$ y $\phi = 28^\circ$. Sobre la superficie del terreno actúa una carga uniformemente distribuida de $1,8 \text{ t/m}^2$.



Según ec. 14.10 : $K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = \operatorname{tg}^2 31^\circ = 0,361$

Este valor puede asimismo obtenerse de la Tabla 14.3 según la teoría de Coulomb, para $\delta = 0$ o de la Tabla 14.5, de Rankine. Los esfuerzos para el empuje activo se obtienen :

$$\text{Para } H = 0 : \sigma_a = q K_a = 1.800 \times 0,361 = 650 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Para } H = 9\text{m} : \sigma_a = (\gamma H + q) K_a = 650 + 2.000 \times 9 \times 0,361 = 7.148 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo tanto,

$$E_a = 6.498 \times 9/2 = 29.241 \text{ Kg/m}$$

$$E'_a = 650 \times 9 = 5.850 \text{ Kg/m}$$

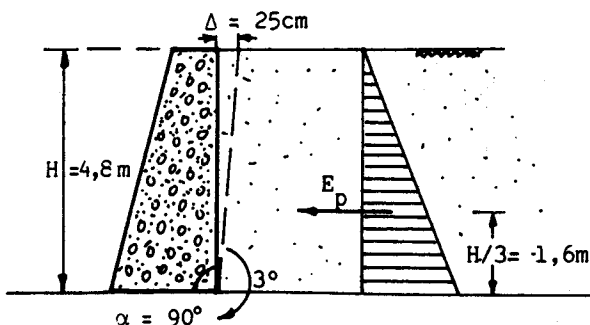
$$\therefore R_a = 5.850 + 29.241 = 35.091 \text{ Kg/m}$$

La ubicación de la resultante R_a se halla tomando momentos estáticos de las cargas con respecto a la base del muro :

$$y_a = \frac{E'_a H/2 + E_a H/3}{R_a} = \frac{5.850 \times 4,5 + 29.241 \times 3}{35.091} = 3,25 \text{ m}$$

EJEMPLO 14.6

El muro de gravedad indicado sufre una rotación horaria de 3° por asentamiento de las capas del subsuelo. Halle el empuje sobre el muro, para los datos de la figura.



$$\gamma = 1.950 \text{ Kg/m}^3 \quad \phi = 35^\circ$$

$$c = 0$$

$$E_p = 82.892 \text{ Kg/m}$$

En el tope del muro se produce un desplazamiento

$$\Delta = 480 \times \operatorname{tg} 3^\circ = 25 \text{ cm}$$

De Tabla 14.2 se lee que el desplazamiento mínimo del tope de muro para producir empuje pasivo en suelos no cohesivos densos debe ser :

$$\Delta_{\min} = 0,005 H = 0,005 \times 480 = 2,4 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto, el muro debe verificarse a empuje pasivo. De Tabla 14.4 se obtiene : $K_p = 3,69$ para $\beta = 0^\circ, \delta = 0^\circ$ y $\phi = 35^\circ$, en un muro con paramento interno vertical, es decir $\alpha = 90^\circ$.

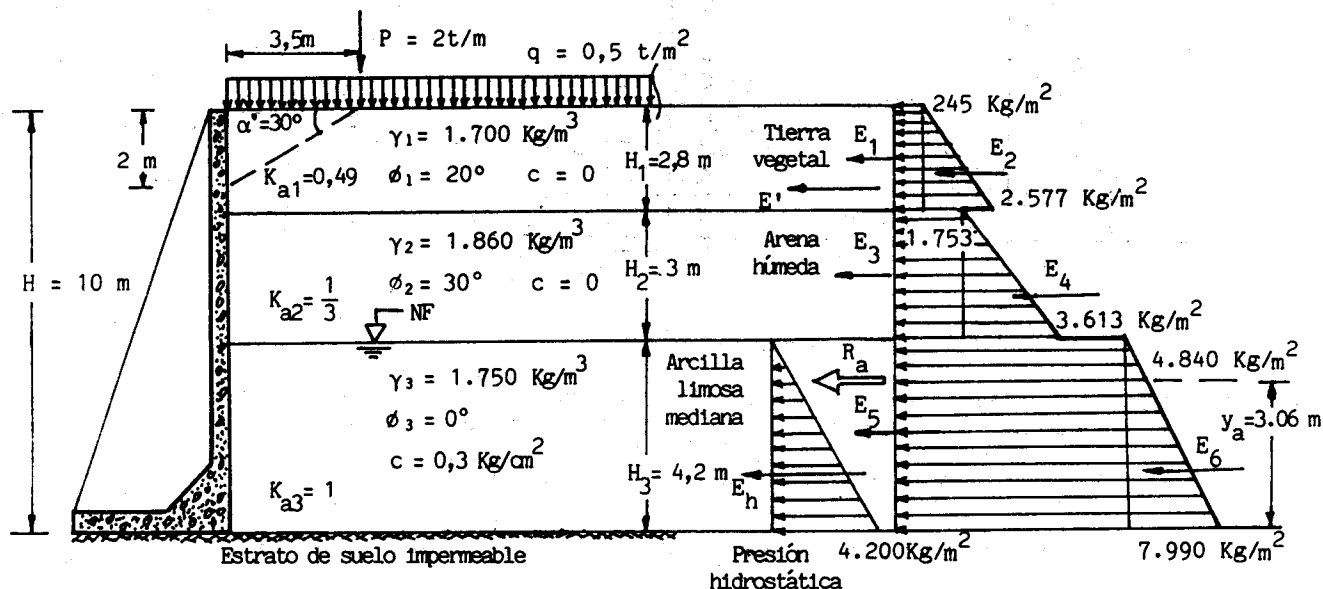
$$\sigma_p = \gamma H K_p = 1.950 \times 4.8 \times 3,69 = 34.538 \text{ Kg/m}^2$$

$$E_p = \gamma H^2 K_p / 2 = 34.538 \times 4,8 / 2 = 82.892 \text{ Kg/m}$$

E_p se ubica a 1,6 m de la base del muro.

EJEMPLO 14.7

Halle el empuje activo total para el muro que se indica .



El empuje E' debido a la carga lineal P resulta, según el esquema c) de figura 14.16 :

$$E' = P K_{a1} = 2.000 \times 0,49 = 980 \text{ Kg/m}$$

El diagrama de presiones se obtiene de acuerdo con ec. 14.40 en los diferentes estratos del suelo analizado :

$$\sigma_a = (\gamma H + q) K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Para $H = 0$: $\sigma_a^{(0)} = q K_{a1} = 500 \times 0,49 = 245 \text{ Kg/m}^2$

Para $H = 2,8 \text{ m}$: $\sigma_a^{(1)} = 245 + \gamma_1 H_1 K_{a1} = 245 + 1.700 \times 2,8 \times 0,49 = 2.577 \text{ Kg/m}^2$

Para $H = 2,8 \text{ m} + dH$: $\sigma_a^{(2)} = (500 + 1.700 \times 2,8) K_{a2} = 1.753 \text{ Kg/m}^2$

Para $H = 5,8 \text{ m}$: $\sigma_a^{(3)} = 1.753 + \gamma_2 H_2 K_{a2} = 1.753 + 1.860 \times 3 / 3 = 3.613 \text{ Kg/m}^2$

Para $H = 5,8 \text{ m} + dH$: $\sigma_a^{(4)} = (500 + 1.700 \times 2,8 + 1.860 \times 3) K_{a3} - 2 c \sqrt{K_{a3}} = 10.840 - 2 \times 3.000 = 4.840 \text{ Kg/m}^2$

Para $H = 10 \text{ m}$:

$$\sigma_a^{(5)} = 4.840 + (\gamma_3 - \gamma_{\text{agua}}) H_3 K_{a3} = 4.840 + 750 \times 4,2 = 7.990 \text{ Kg/m}^2$$

La presión hidrostática en la altura de 4,2 m resulta :

$$\sigma_h = 1.000 \times 4,2 \text{ m} = 4.200 \text{ Kg/m}^2$$

La magnitud de los empujes parciales E_1 se obtiene :

$$E_1 = 245 \times 2,8 = 686 \text{ Kg/m}$$

$$E_2 = (2.577 - 245) \times \frac{2,8}{2} = 3.264 \text{ Kg/m}$$

En forma similar, se :

$$E_3 = 5.259 \text{ Kg/m}$$

$$E_4 = 2.790 \text{ Kg/m}$$

$$E_h = 8.820 \text{ Kg/m}$$

$$E_5 = 20.328 \text{ Kg/m}$$

$$E_6 = 6.615 \text{ Kg/m}$$

La resultante R_a de los empujes parciales

$$R_a = E' + \sum_{i=1}^6 E_i + E_h = 149.058 \text{ Kg/m}$$

La ubicación de la resultante se obtiene tomando momentos estáticos con respecto a la base del muro.

$$y_a = 3,06 \text{ m}$$

14.7.- ESTABILIDAD DE TALUDES

El estudio de la estabilidad de una masa de tierra se refiere a su seguridad contra falla o deslizamiento. Los taludes, terraplenes, diques y presas de tierra son algunos de los ejemplos donde la seguridad depende fundamentalmente de la estabilidad del terreno. Cuando la masa del suelo presenta una superficie inclinada, siempre existe el peligro que se produzcan movimientos y que el suelo del nivel superior descienda. Este deslizamiento es la consecuencia de la presencia de esfuerzos cortantes de considerable magnitud, que supera resistencia a corte del suelo.

El análisis de este problema no es directo, pues existe un elevado número de factores que influyen en la determinación de la estabilidad de una masa de tierra. Entre ellos, el hecho de que el deslizamiento puede ocurrir a lo largo de diferentes superficies, y la resistencia a corte de un suelo es algo variable en el tiempo, ya que depende de su contenido de humedad, del grado de compactación, etc. Por ello, en el análisis de la estabilidad de los taludes, se deben utilizar adecuados factores de seguridad, que permitan obtener un diseño correcto en cada caso. La Tabla 14.7 - da las características de los resultados obtenidos, en función del valor de los factores de seguridad que se logran en el análisis.

T A B L A 14.7

FACTOR DE SEGURIDAD	CARACTERISTICAS
≤ 1	-----
1,2	Dudoso
1,3 a 1,4	Se deben tomar precauciones
1,5	Aceptable en taludes
1,5 a 2	Adecuado en presas y taludes

Entre las causas de inestabilidad de las masas de suelo se pueden enumerar :

- Cargas de gran magnitud aplicadas en las proximidades del borde del talud
- Filtraciones u oscilaciones del agua subterránea
- Socavación debida a perforación de túneles en las cercanías
- Erosión de los estratos profundos del subsuelo
- Excavaciones o remociones de una parte de la masa de suelo
- Impactos debidos a sismos o explosiones
- La acción progresiva de heladas y deshielos

Generalmente la masa de suelo permanece estable durante un tiempo, pero bajo el efecto de una o varias de las causas mencionadas, actuando en conjunto, comienza a deslizarse lentamente. Si el movimiento progresa, el suelo se agrieta y rompe en pedazos. Otras veces la falla es brusca, sin aviso previo.

Los taludes de los suelos sin cohesión, se mantienen estables para cualquier altura, siempre que el ángulo β del talud sea menor al ángulo ϕ de fricción interna del suelo, como muestra la figura 14.18. En los suelos cohesivos, también es posible lograr la estabilidad para cualquier altura si $\beta < \phi$. Sin embargo, cuando la altura es limitada, es posible mantener estable un talud para β algo mayor a ϕ . Para el talud de la figura 14.18, en suelos homogéneos, pueden presentarse tres tipos de superficie de falla :

- Falla del pie del talud
- Falla de frente
- Falla profunda

En todos los casos, la superficie de falla adopta la forma de una cucharilla de café, con su extremo más ancho en el pie del talud. nH es la altura en que se encuentra el suelo firme o roca.

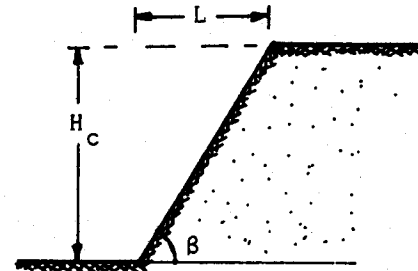


Figura 14.18

La falla del pie del talud se produce cuando la pendiente es muy pronunciada y para suelos con un ángulo de fricción considerable. El suelo de la parte superior cae en grandes terrones, formando un perfil escalonado, y cubriendo el pie del talud. En la falla de frente, el plano crítico de deslizamiento intercepta la superficie del talud por encima del pie. Esto se produce generalmente por la presencia de algún estrato firme impermeable intermedio, sobre el cual desliza sólo una parte de la masa del talud. La falla profunda ocurre en arcillas blandas. La parte superior del suelo desliza y cae, y la superficie cercana al pie se levanta. Pueden existir además otras formas de superficie de falla, como por ejemplo las debidas a fuerzas exteriores de considerable magnitud, o algunas vetas débiles en el suelo.

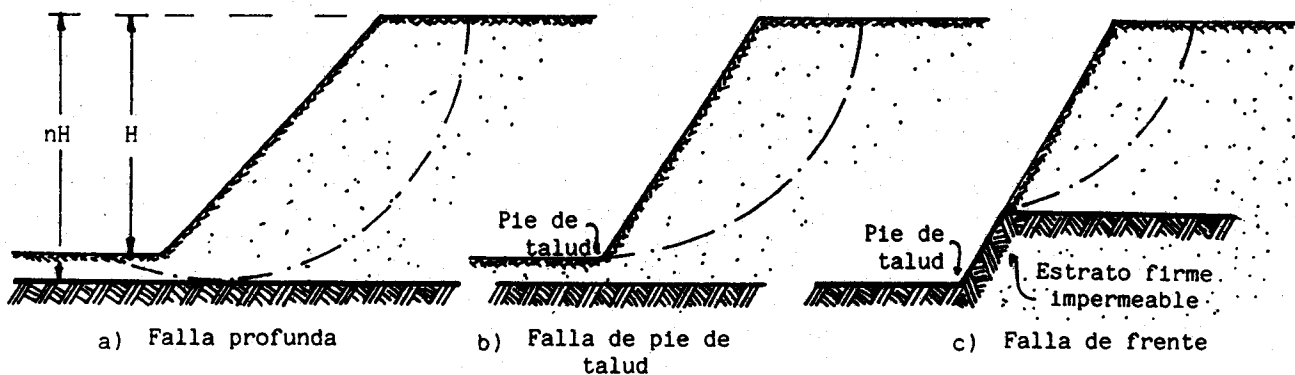


Figura 14.19

El análisis de la estabilidad de los taludes puede llevarse a cabo según diferentes métodos, entre los cuales se mencionan :

- a) Método de Culmann
- b) Método numérico
- c) Método de las secciones

METODO DE CULMANN

En el Método de Culmann se acepta la hipótesis de que la falla ocurre en un plano que contiene el pie del talud. La altura crítica H_c según la figura 14.20, se obtiene mediante la ecuación :

$$H_c = \frac{2 c_1 \operatorname{sen} \beta \cos \phi_1}{\gamma [1 - \cos(\beta - \phi_1)]} \quad (14.42)$$

donde :

$c_1 = \frac{c}{FS}$ es el cociente entre la cohesión y el factor de seguridad adoptado

$\phi_1 = \frac{\phi}{FS}$ es el cociente entre el ángulo de fricción interna del suelo y el factor de seguridad adoptado

β es el ángulo que forma la superficie inclinada del talud con la horizontal

γ es el peso específico del suelo, en Kg/m^3

La altura crítica es la máxima altura para la cual el talud resulta estable. EL Método de Culmann da mejores resultados con ángulos β cercanos a 90° . Generalmente el factor de seguridad usado es 2.

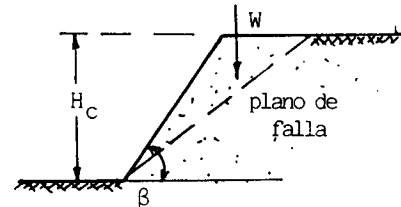


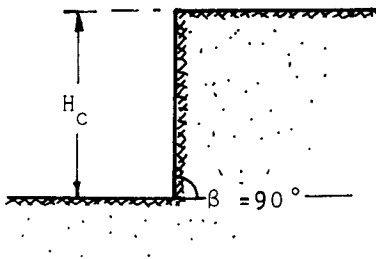
Figura 14.20

EJEMPLO 14.8

Se debe realizar una excavación vertical en un suelo con las siguientes características:

$$\gamma = 1.850 \text{ Kg/m}^3 \quad c = 0,6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 20^\circ \quad FS = 2$$

Halle la altura crítica H_c para la cual el talud resulta estable, según el Método de Culmann.



De acuerdo a ec. 14.42 :

$$H_c = \frac{2 c_1 \sin \beta \cos \phi_1}{\gamma [1 - \cos(\beta - \phi_1)]}$$

Resulta :

$$c_1 = \frac{c}{2} = 3.000 \text{ Kg/m}^2 \quad \phi_1 = 10^\circ$$

$$\therefore H_c = \frac{2 \times 3.000 \times \sin 90^\circ \times \cos 10^\circ}{1.850 [1 - \cos(90^\circ - 10^\circ)]} = 3,9 \text{ m}$$

METODO NUMERICO

Para el Método Numérico, el parámetro N_s se designa como "Número de estabilidad" y se obtiene de la relación :

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \quad (14.43)$$

Los gráficos representativos del valor de N_s en cada caso, se indican en la figura 14.21. El gráfico del esquema a) corresponde al valor de N_s para $\phi \approx 0$ y el b) para valores de $\phi \geq 3^\circ$.

Para hallar el valor de N_s se entra en el gráfico a) con el valor de β hasta cortar la curva correspondiente de n , que da horizontalmente la relación $N_s \cdot n$ es el factor que multiplicado por H da la altura del suelo firme o roca. Ver figura 14.19 a).

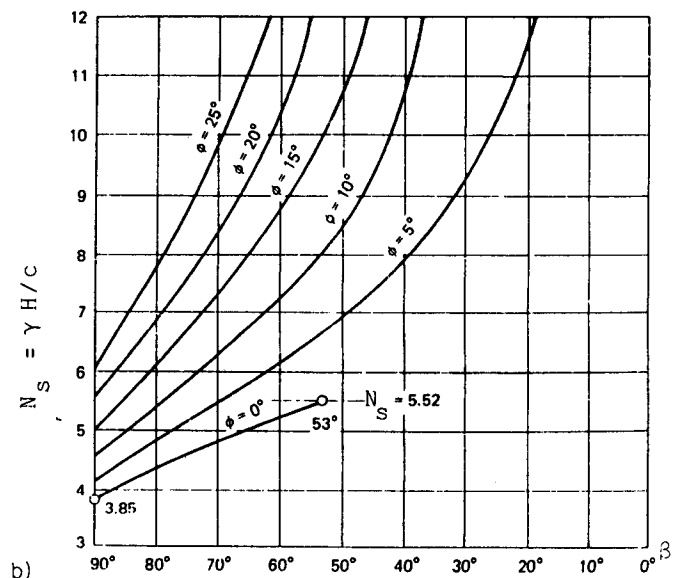
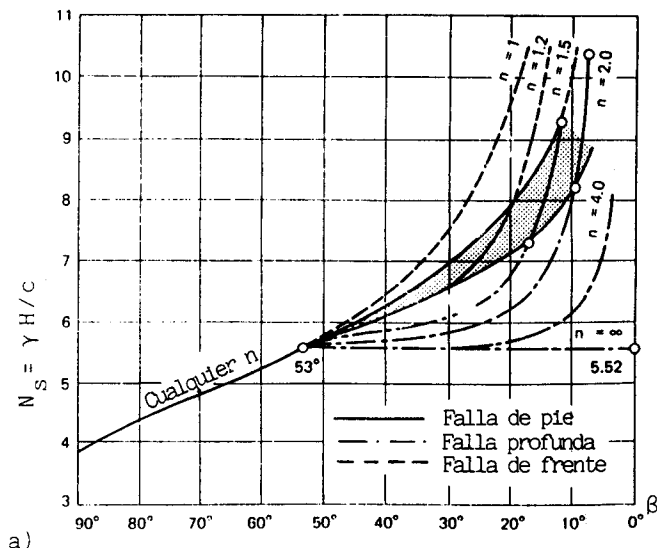


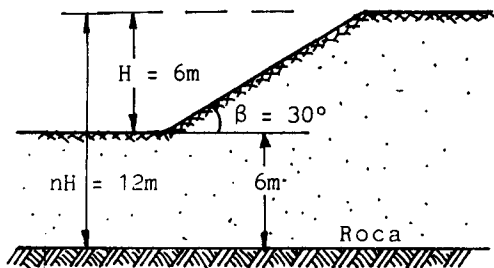
Figura 14.21

El esquema a) corresponde a suelos sin fricción ($\phi = 0$) y el diferente trazo en las curvas de n indica el tipo de falla del talud. Si $\beta \geq 53^\circ$, la superficie crítica de deslizamiento es siempre el caso de falla de pie de talud. Para $\beta < 53^\circ$, cuando $n > 4$, siempre ocurrirá la falla profunda, y si $n = 1$, el caso de falla es la de frente.

En el esquema b), los valores de N_s dependen del ángulo ϕ del suelo, y para cualquier valor de β , el tipo de falla es la de pie de talud. Los ejemplos a continuación ilustran la aplicación del método numérico.

EJEMPLO 14.9

La altura del talud de un suelo cohesivo sin fricción es de 6 m y el ángulo $\beta = 30^\circ$. La exploración del subsuelo indica que la roca se halla a 12 m de la superficie del suelo. Se pide determinar el factor de seguridad para la estabilidad del talud, si $c = 0,35 \text{ Kg/cm}^2$, con un $\gamma = 2.000 \text{ Kg/m}^3$.



$$nH = 12 \text{ m} \quad \therefore \quad n = 2$$

Con los valores de β y de n , en el gráfico a) de la figura 14.21 se lee :

$$N_s = 5,8$$

$$\text{De ec. 14.43 :} \quad N_s = \frac{H}{c_{\min}}$$

$$c_{\min} = \frac{2.000 \times 6}{5,8} = 2.069 \text{ Kg/m}^2 \approx 0,2 \text{ Kg/cm}^2$$

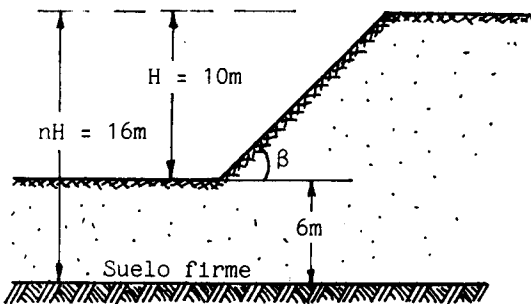
El factor de seguridad contra la falla resulta :

$$FS = \frac{c}{c_{\min}} = 1,75$$

Del gráfico a) de figura 14.21, para los valores obtenidos, resulta el tipo de falla profunda, según se muestra en la figura 14.19 a).

EJEMPLO 14.10

Se debe excavar a una profundidad de 10 m en un suelo mixto, según los datos indicados. Determine el ángulo β máximo para la estabilidad del talud, si se exige un factor de seguridad $FS = 2$.



$$\gamma = 1.900 \text{ Kg/m}^3 \quad c = 0,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 10^\circ$$

$$nH = 16 \text{ m} \quad \therefore \quad n = 1,6$$

$$c_{\min} = \frac{c}{FS} = \frac{4.000}{2} = 2.000 \text{ Kg/m}^2$$

$$N_s = \frac{H}{c_{\min}} = \frac{1.900 \times 10}{2.000} = 9,5$$

Del esquema b) de figura 14.21 se lee :

$$\beta_{\max} = 45^\circ$$

METODO DE LAS SECCIONES

Este es un método gráfico, desarrollado por Felenius en 1939, que permite calcular la estabilidad de los taludes en suelos cuya resistencia depende del esfuerzo normal. Para ello, se debe calcular el esfuerzo normal efectivo a lo largo de la superficie de falla, dividiendo el área en secciones o rebanadas verticales, conocidas por dovelas, como muestra la figura 14.22. Estas dovelas pueden tener anchos iguales o diferentes, y el área de cada una queda limitada por el perímetro del talud en su parte superior, y por la curva de falla asumida en su extremo inferior.

Para aplicar el método, se debe dibujar a escala el perfil del talud como muestra la figura y luego adoptar una curva de falla, que por lo general es un arco de circunferencia. Se asume que cada dovela es independiente de las restantes y no existen esfuerzos cortantes entre sí.

Además, las presiones que ejercen las secciones adyacentes a cada lado de las dovelas, son iguales. El peso correspondiente a cada rebanada se obtiene de multiplicar el peso específico del suelo por el volumen de la misma, tomando un ancho unitario normal al plano del dibujo. Se analiza así un problema tridimensional como plano. En taludes inundados, se debe tomar además la incidencia del peso del agua en el cálculo.

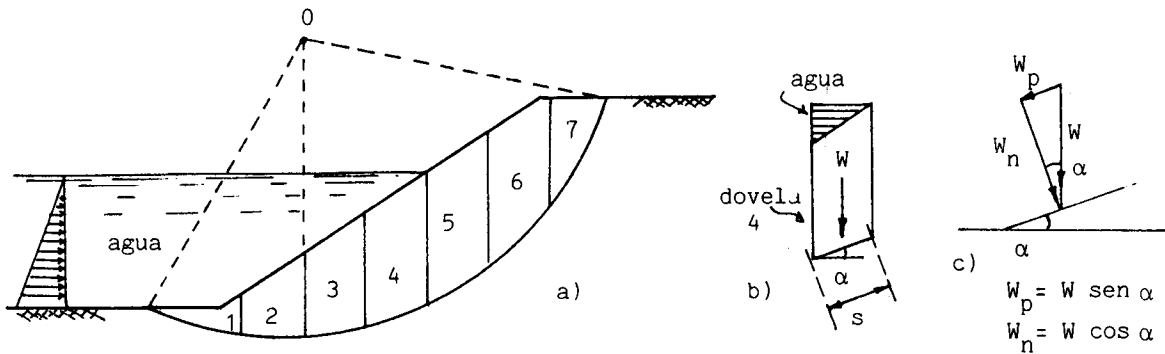


Figura 14.22

Cada sección se analiza separándola del conjunto. Por ejemplo, la sección 4 del esquema b). El peso propio de la dovela y del agua que actúa sobre ella dan por resultante la carga W , que se descompone en dos fuerzas: la W_n , perpendicular a la base y la W_p , paralela a ella, según se indica en el esquema c).

Cuando las secciones se adoptan de ancho reducido, la curva de la superficie de falla puede sustituirse por una recta quebrada, que varía de inclinación para cada dovela. La componente W_p es la que tiende a hacer deslizar la masa del talud, mientras la cohesión y la fricción interna del suelo lo mantienen en su posición. Se cumple:

$$F_c = c s \quad F_f = W_n \operatorname{tg} \phi \quad (14.44)$$

F_c y F_f son las fuerzas de cohesión y fricción respectivamente; c es la cohesión del suelo, s la longitud de la base de la dovela y ϕ el ángulo de fricción interna del suelo. La fuerza total que produce el deslizamiento de toda la masa se obtiene como suma de las fuerzas parciales W_p .

$$\sum W_p = \sum W_1 \operatorname{sen} \alpha_1 \quad (14.45)$$

Y la fuerza total de fricción que resiste el deslizamiento de toda la masa, se obtiene:

$$\sum F_f = \sum W_1 \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \phi \quad (14.46)$$

La cohesión total del suelo a lo largo de toda la longitud de la superficie de falla resulta:

$$\sum F_c = c L$$

donde L es la longitud de la línea quebrada que sustituye a la superficie de falla. El factor de seguridad resulta:

$$FS = \frac{c L + \sum W_1 \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \phi}{\sum W_1 \operatorname{sen} \alpha_1} \quad (14.47)$$

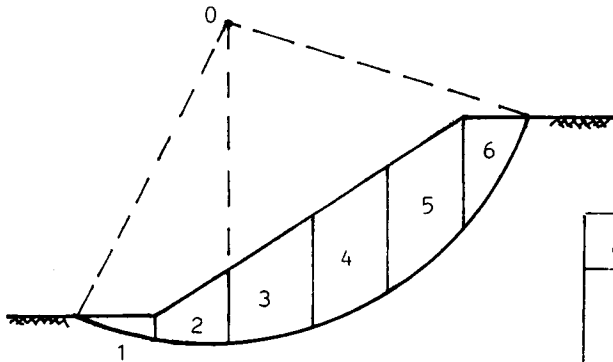
A cada curva asumida corresponde un factor de seguridad. El método consiste en tantear con diferentes curvas, que serán los arcos de circunferencia de falla. La superficie crítica de falla es aquella que obtenga un menor factor de seguridad, para la cual existe la mayor probabilidad de deslizamiento de la masa. Las características resultantes se obtienen de la Tabla 14.7, en función de la magnitud del factor de seguridad calculado.

Las curvas asumidas pueden representar fallas profundas, de pie de talud o de frente, según el caso, y el método converge rápidamente, pudiendo obtener resultados satisfactorios luego de tres o cuatro tanteos. Para acelerar el proceso, conviene en un primer paso considerar las dovelas con un ancho mayor, y luego ir disminuyéndolo en tanteos sucesivos.

EJEMPLO 14.11

Determine el factor de seguridad para la estabilidad del talud que se indica, asumiendo una determinada superficie de falla. El suelo es mixto, con cohesión y fricción, según los datos de la figura.

$$\phi = 15^\circ \quad c = 0,06 \text{ Kg/cm}^2$$



La longitud de la curva asumida es de 10,8 m.

Se determina en cada caso el valor del ángulo α_1 según se indica en la figura 14.22 b) y el peso W_1 de cada dovela. Con estas magnitudes se elabora la siguiente tabla :

Sección	$W_1 \text{ sen } \alpha_1 \text{ (Kg)}$	$W_1 \text{ cos } \alpha_1 \text{ (Kg)}$
1	-48	260
2	-67 *	950
3	380	1.580
4	1.220	2.370
5	1.815	1.990
6	440	160

* Como la curva de falla asumida va hacia arriba en su extremo izquierdo, α cambia de signo y los pesos de las dovelas 1 y 2 actúan en dirección opuesta a las restantes, por lo cual resultan negativos.

$$\Sigma W_1 \text{ sen } \alpha_1 = 3.740 \text{ Kg} \quad \Sigma W_1 \text{ cos } \alpha_1 = 7.310 \text{ Kg}$$

De ec. 14.47 :

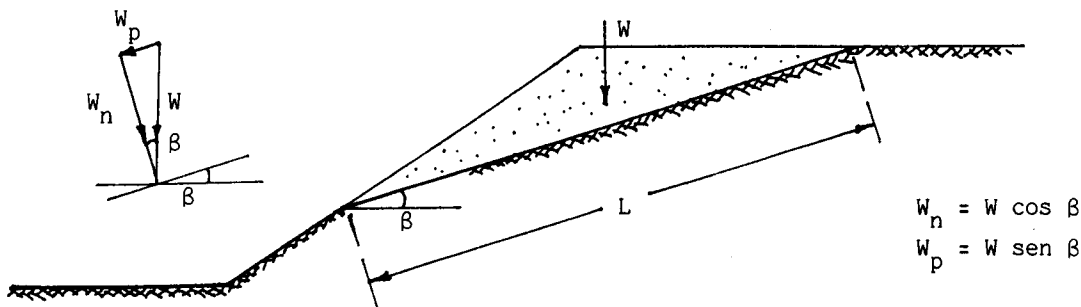
$$FS = \frac{cL + \Sigma W_1 \text{ cos } \alpha_1 \text{ tg } \phi}{\Sigma W_1 \text{ sen } \alpha_1} = \frac{600 \times 10,8 + 7.310 \text{ tg } 15}{3.740} = 2,25$$

Según la clasificación de la Tabla 14.7, resulta adecuado para presas y taludes.

14.8.- TALUDES CON ESTRATOS INCLINADOS

En los taludes pueden existir estratos inclinados intermedios, con diferentes características. La figura 14.23 muestra un ejemplo, donde la masa de suelo apoya sobre un estrato impermeable de longitud L , que forma un ángulo β con la horizontal. En este caso, el estrato superior tiende a deslizarse sobre el inferior, a lo largo del plano de contacto entre ambos.

W es el peso de la masa potencialmente inestable, que se descompone en dos fuerzas W_n y W_p . La componente W_p , de dirección paralela al perfil del estrato impermeable, es la que provoca el deslizamiento, mientras que la W_n , debida a la cohesión y fricción del suelo, es la que se opone al deslizamiento.



$$W_n = W \text{ cos } \beta$$

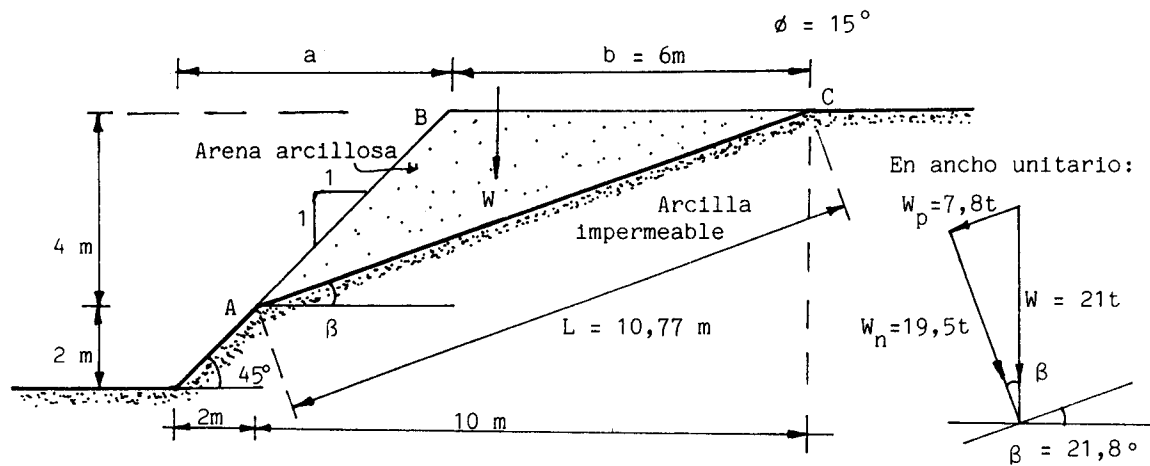
$$W_p = W \text{ sen } \beta$$

Figura 14.23

EJEMPLO 14.12

Determine el factor de seguridad a deslizamiento de la masa superior de suelo de arena arcillosa, que apoya sobre un estrato de arcilla impermeable, como muestra la figura. Las características de la arena arcillosa son :

$$c = 0,1 \text{ Kg/cm}^2 \quad \gamma = 1.750 \text{ Kg/m}^3$$



$$\operatorname{tg} \beta = 4/10 = 0,4 \quad \therefore \beta = 21,8^\circ$$

$$\operatorname{sen} \beta = 4/L = 0,371$$

Resulta de la figura :

$$\therefore L = 10,77 \text{ m}$$

$$a = b = 6 \text{ m}$$

El peso de la masa superior de arena arcillosa, en el triángulo ABC vale :

$$W = 4 b \gamma / 2 = 4 \times 6 \times 1.750 / 2 = 21.000 \text{ Kg/m}$$

$$W_p = W \operatorname{sen} \beta = 21.000 \operatorname{sen} 21,8^\circ = 7.800 \text{ Kg/m}$$

$$W_n = W \cos \beta = 21.000 \cos 21,8^\circ = 19.500 \text{ Kg/m}$$

Según ec. 14.47 :

$$FS = \frac{cL + W \cos \beta \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \beta} = \frac{1.000 \times 10,77 + 19.500 \operatorname{tg} 15}{7.800} = 2,05$$

14.9.- EXCAVACIONES ABIERTAS

Excavaciones abiertas son las que no necesitan entibación ni apuntalamiento para soportar el suelo, y se realizan en suelos firmes, tales como las arcillas duras, con elevada cohesión. Si el área de la excavación es muy grande, y el suelo débil, se la puede realizar sin entibación, dejando en el perímetro el talud deslizado, como muestra la figura 14.24.

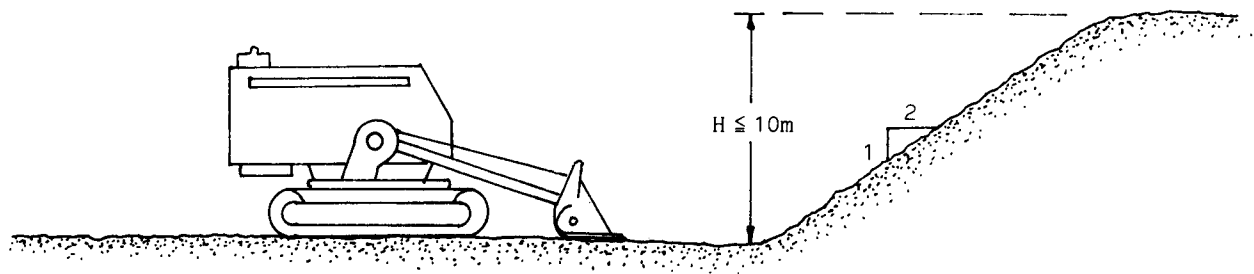


Figura 14.24

Excavaciones abiertas

Cuando la excavación no supera los 10m de altura, la experiencia ha demostrado que resultan estables los taludes con relación 1,5 horizontal a 1 vertical para suelos normales, y de 2:1 para suelos blandos. En rocas blandas, o arcillas firmes, se puede excavar verticalmente hasta una considerable pro-

fundidad, sin problemas de deslizamiento, pero cuando el suelo es débil, a mayor profundidad de excavación, los taludes deben tener una menor pendiente, compatible con la estabilidad del mismo. En general se mejora la estabilidad de los taludes drenando el suelo mediante alguna de las técnicas analizadas en el Capítulo 4, ya que la presencia de agua es una de las principales causas de inestabilidad de las masas de tierra. En los suelos como el loess, por ejemplo, las condiciones de estabilidad varían en época de lluvias, las cuales pueden causar el desmoronamiento progresivo del talud y su asentamiento por las filtraciones debidas a la gran permeabilidad del suelo.

Cuando se excava un gran volumen de tierra, deben tomarse en cuenta diversidad de factores tales como las características del suelo, la dimensión de la excavación, el tipo de maquinaria o equipo excavador disponible, la presencia de agua subterránea, el acopio y transporte de la tierra excavada, etc. Cuando las condiciones de la excavación no permiten realizarla en forma abierta, se debe proceder a entibar o apuntalar las paredes, para evitar los deslizamientos.

14.10.- ENTIBACION Y APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES

Toda excavación produce un disturbio drástico del estado tensional en el suelo de fundación, en relación al estado inicial inalterado. En ciertos casos, como en los suelos débiles, cuando se excava con ángulos cercanos a los 90° , es usual que se produzcan fisuración y dislocamiento de la masa. Para mantener en su posición las paredes de una excavación, se recurre a alguna de las siguientes soluciones :

- Entibar y apuntalar las paredes
- Utilizar lodo bentonítico

En excavaciones de edificios o túneles, donde luego la estructura de la construcción servirá de sostenimiento a la masa del suelo, se procede a entibar la excavación. Existen numerosos sistemas de entibación, así como en algunos países están vigentes normas y reglamentos que detallan las especificaciones relativas a la ejecución de las excavaciones y zanjas.

El tipo más simple es de puntales horizontales que se acuñan contra las paredes de la masa del suelo, mediante planchas metálicas o de madera, o bien sujetando los largueros, como muestra la figura 14.25. Finalizada la obra, se retira el ademe que soporta el suelo, ya que el mismo constituye un sistema removible. Cuando la excavación tiene un ancho varias veces mayor que la profundidad, los puntales horizontales resultan inadecuados y se sustituyen por puntales inclinados, como se indica en esquema c). Para lograr una mayor eficiencia, se los coloca con una inclinación máxima de 35° .

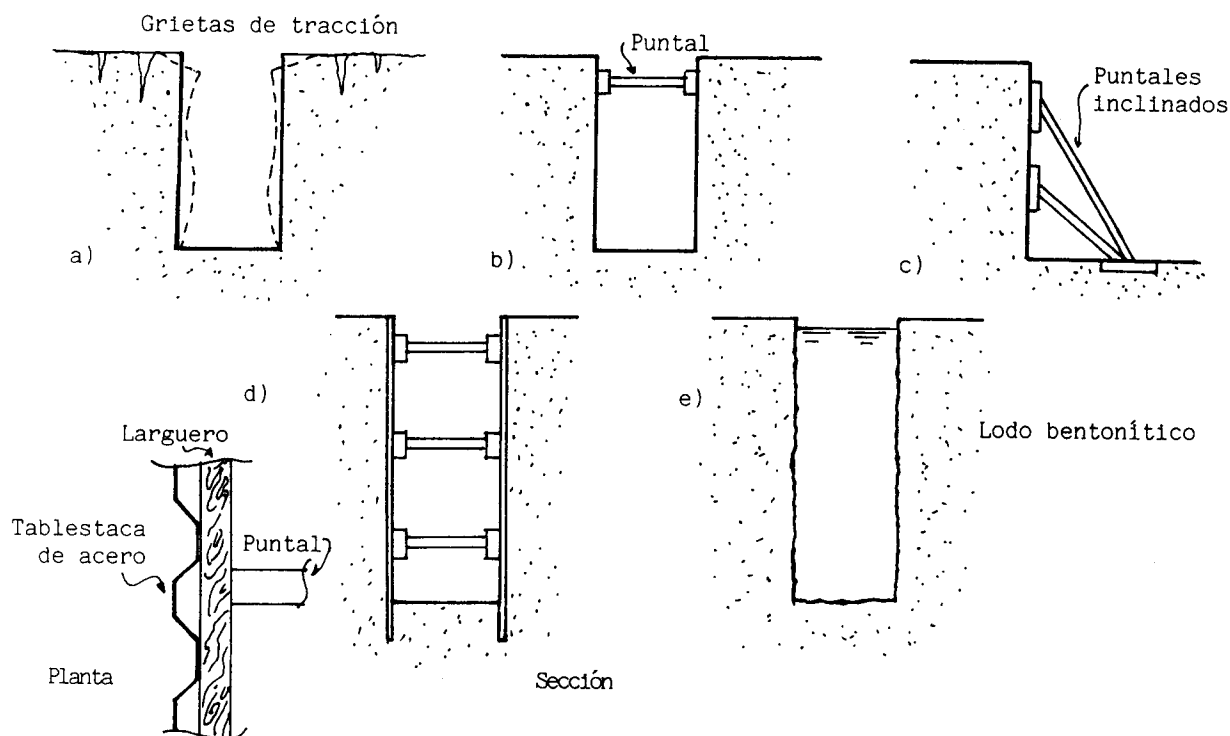


Figura 14.25 Métodos de entibación de una excavación

En excavaciones muy profundas, se emplean otros sistemas para sostener las paredes del suelo, tales como tablestacas, pantallas de pilotes o muros colados, los cuales serán analizados en el Capítulo 15, y consisten en estructuras permanentes de contención de las paredes de la excavación.

En el caso de suelos muy inestables donde se cavan zanjas, o pilas excavadas, se usa el lodo bentonítico como muestra la figura 14.25 e), el cual mantiene en posición las paredes del suelo, previamente al vaciado de concreto. Cuando se perforan túneles en terrenos excavables, se utiliza la entibación mediante cerchas metálicas, según indica la figura 14.26, las cuales se colocan por etapas sucesivas a medida que avanzan los trabajos de extracción de tierra, en los diferentes niveles de las galerías.

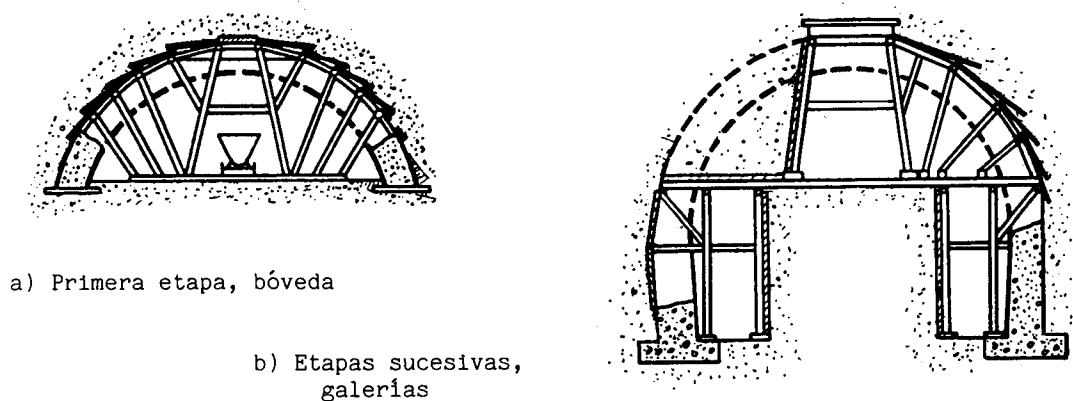


Figura 14.26 Apuntalamiento de túneles

La experiencia ha demostrado que los empujes de la masa del suelo contra el sistema de entibación, difieren del empuje activo en los muros de contención, ya que en el primer caso se produce el efecto de arco activo, con una distribución de esfuerzos como la indicada en la figura 14.27 a). Por ello, en el proyecto de una entibación, la resultante del empuje activo se incrementa en un 15 a un 30%, aproximadamente, en relación al valor que se adopta para los muros, para tomar en cuenta este efecto de arco.

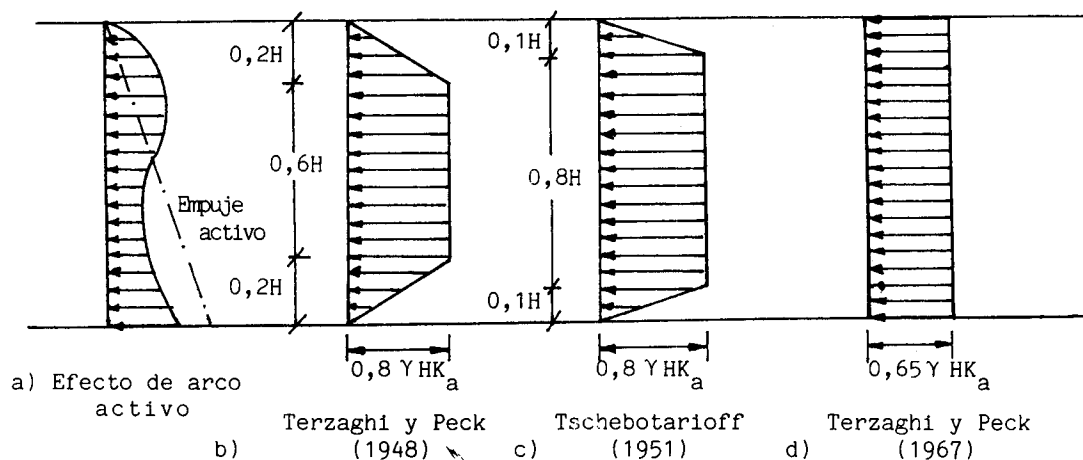


Figura 14.27 Distribución de esfuerzos para el diseño de apuntalamientos

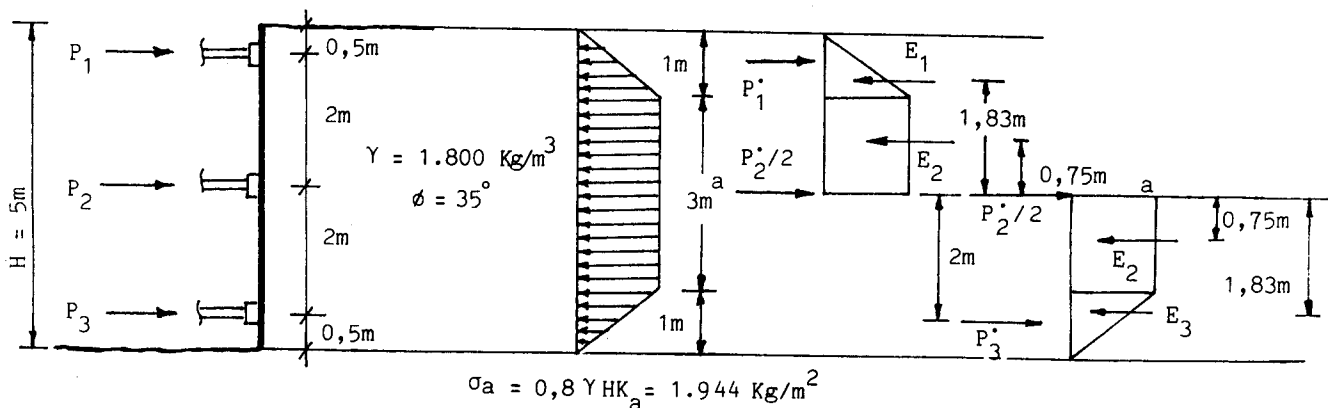
A los fines de diseño, la distribución de los empujes puede adoptarse como se muestra en la figura 14.27 b) a d), según los criterios de Terzaghi y Peck, y Tschebotarioff. Se debe observar, sin embargo, que la distribución de estos empujes depende de la presión con que los puntales se acúan contra las paredes de la excavación. Además, si uno de los puntales falla, los esfuerzos no se redistribuyen entre los restantes puntales, sino que toda la excavación queda expuesta al peligro de colapso -

súbito. Por ello, todo sistema de apuntalamiento debe ser cuidadosamente diseñado, para evitar la falla. En el diseño de una entibación deben tenerse en cuenta dos factores :

- Los puntales colocados en la parte superior de la excavación deben soportar una carga axial mucho mayor que la correspondiente al análisis convencional del empuje activo.
- Cuando los puntales pandean, se produce la falla frágil del sistema, a diferencia del caso de los muros de contención, que presentan un comportamiento dúctil.

EJEMPLO 14.13

Hallar la magnitud de las fuerzas axiales que deben soportar los puntales de la excavación indicada, según la distribución de esfuerzos de Terzaghi y Peck (1948), de forma trapecial. El suelo es arena con $\gamma = 1.800 \text{ Kg/m}^3$ y $\phi = 35^\circ$. La separación horizontal entre los puntales es de 2,2 m.



Para los datos del problema, se lee en la Tabla 14.3 : $K_a = 0,27$

$$\sigma_a = 0,8 \gamma H K_a = 0,8 \times 1.800 \times 5 \times 0,27 = 1.944 \text{ Kg/m}^2$$

Para el equilibrio estático, se toman momentos con respecto al eje a, que contiene al segundo puntal. Los empujes en el suelo resultan :

$$E_1 = 1.944 / 2 = 972 \text{ Kg/m} \quad E_2 = 1.944 \times 1,5 = 2.916 \text{ Kg/m}$$

E_1 se ubica a 1,83m del eje a y E_2 a 0,75m. De los momentos estáticos se obtiene :

$$P'_1 \times 2 = 972 \times 1,83 + 2.916 \times 0,75 = 3.966 \text{ Kg} \quad \therefore P'_1 = 1.983 \text{ Kg/m}$$

Se deduce :

$$\frac{P'_2}{2} = 972 + 2.916 - 1.983 = 1.905 \text{ Kg/m} \quad \therefore P'_2 = 3.810 \text{ Kg/m}$$

Por simetría : $P'_1 = P'_3$. Considerando el ancho tributario de 2,2 m de separación horizontal entre puntales, las cargas concentradas actuando sobre los mismos resultan :

$$P_1 = P_3 = 1.983 \times 2,2 = 4.362,6 \text{ Kg}$$

$$P_2 = 3.810 \times 2,2 = 8.382 \text{ Kg}$$

El empuje total sobre el sistema de apuntalamiento resulta :

$$P_1 + P_2 + P_3 = 17.107,2 \text{ Kg}$$

Comparando con el empuje activo que actuaría sobre un muro, se obtiene :

$$P_a = E_a s = \gamma H^2 K_a s / 2 = 1.800 \times 25 \times 0,27 \times 2,2 / 2 = 13.365 \text{ Kg}$$

La carga sobre los puntales obtenida representa un 28% de incremento de este empuje activo.

14.11.- TERRAPLENES

Los terraplenes son macizos artificiales de tierra, que cumplen diferentes funciones entre las cuales se pueden mencionar :

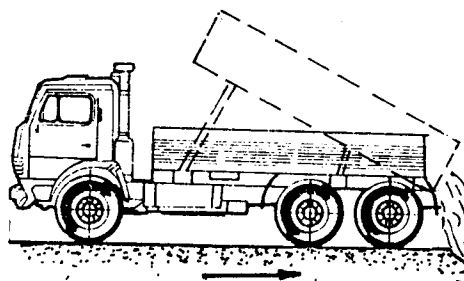
- Dar una base firme para la construcción de vías férreas o caminos
- Como diques de protección para inundaciones en zonas bajas
- Como presas de tierra para embalsar agua en forma temporal
- Con el fin de compactar y consolidar un suelo blando.

Cuando los terraplenes se construyen para dar una base a vías de comunicación, su altura no suele superar los 8 o 10m, y el talud usual en estos casos es 1,5 horizontal por 1 vertical, o bien 2:1.

La figura 14.28 a) muestra un terraplen formado por la descarga del material desde un camión volcador, en el cual el suelo forma un talud estable, con el ángulo de reposo o de talud natural correspondiente.

El tipo de suelo en estos casos debe ser cuidadosamente seleccionado y compactado para evitar asentamientos y fallas por deslizamiento. Sobre la superficie plana del terraplén se coloca un balastro adecuadamente nivelado y asentado. Los terraplenes construidos con el fin de que sirvan como diques de protección de inundaciones en zonas bajas habitadas, o terrenos de cultivo, están usualmente expuestos a filtraciones debido a los constantes ciclos de humectación del suelo.

En estos casos, se deben disponer los adecuados drenajes para evitar el deslizamiento del talud por exceso de agua en los poros del suelo. En este tipo de terraplenes se debe respetar la inclinación interna del talud de 3 horizontal por 1 vertical, o de 4:1 cuando se trata de suelos que se ablandan notablemente cuando filtra el agua, y de 5:1 en la ladera exterior del talud. Ver figura 14.28 b).

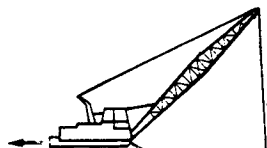


Las presas de tierra y piedra partida, que se construyen con el fin de almacenar agua, generalmente en forma temporal, pueden sin embargo mantenerse en servicio durante muchos años. Su altura puede alcanzar más de 200m y presentan numerosas ventajas. Entre ellas está el hecho de que la tierra se encuentra usualmente en el lugar, la mano de obra es económica y no se necesita maquinaria especial.

a) Terraplén para base de vía de comunicación

Figura 14.28 Terraplenes

Para su construcción se usa generalmente una draga de cable (ver esquema b) que trabaja en la cota superior del dique y excava rápidamente grandes volúmenes de tierra. En los terraplenes usados para consolidar suelos débiles, se acopia el material por un cierto período de tiempo, hasta lograr el asentamiento deseado, y luego se retira, como se analiza en el método de la precarga de la Sección 4.4.



b) Terraplén para dique de protección de inundaciones

CAPITULO 15

Muros de Contención

15.1.- INTRODUCCION

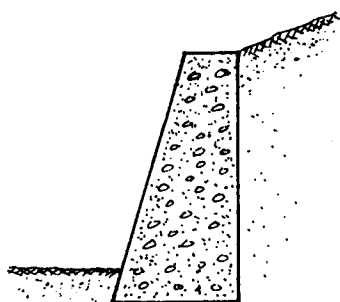
Los muros de contención o sostenimiento de tierras cumplen la función de soportar el empuje temporal o permanente del suelo, cuando las condiciones naturales no permiten que la masa adopte su talud normal. El diseño de los muros de contención estables y seguros debe cumplir las siguientes condiciones :

- * El muro debe ofrecer la necesaria resistencia estructural para soportar las solicitaciones debidas a los empujes impuestos
- * El muro debe cumplir los requisitos necesarios para evitar el volcamiento y el deslizamiento por efecto de las cargas horizontales o inclinadas aplicadas sobre él
- * No deben superarse los valores admisibles de asentamientos bajo la presión del muro en el suelo de fundación, ni su falla por superar los esfuerzos límites

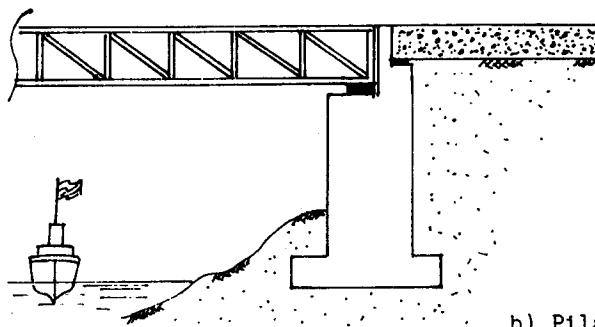
Desde el punto de vista estructural, todo muro debe ser resistente para soportar las cargas debidas a los empujes, las fuerzas gravitacionales y las reacciones del suelo y sus deformaciones serán limitadas. Además, los muros permanecerán estables bajo cualquier combinación posible de las cargas exteriores actuantes. Permanecer estable significa que no deben moverse. Existen tres formas de movimiento de un muro :

- Horizontal, por deslizamiento
- Vertical, por asentamiento
- Rotacional, por volcamiento

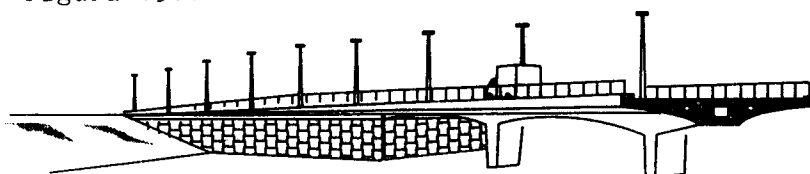
Si bien es imposible que un muro permanezca absolutamente inmóvil bajo la acción de las cargas actuantes y el peso propio, apoyado sobre un suelo elástico, su diseño debe asegurar el correcto funcionamiento y estabilidad, minimizando al máximo estos movimientos, para mantenerlos dentro de los valores admisibles, de modo que la estructura no pierda funcionalidad. La figura 15.1 muestra algunos tipos de muros de contención, usuales en la práctica.



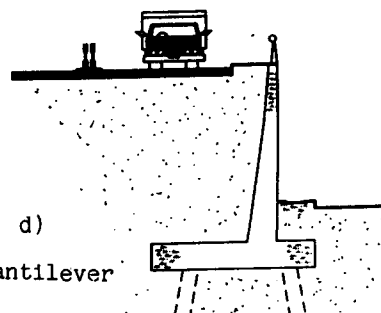
a) Muro de gravedad



b) Pilas de puentes



c) Muros de tierra armada



d) Muros en Cantilever

Figura 15.1

La figura 15.2 muestra las partes componentes de los muros de gravedad y en Cantilever, que constituyen dos ejemplos típico de muros de sostenimiento de tierras.

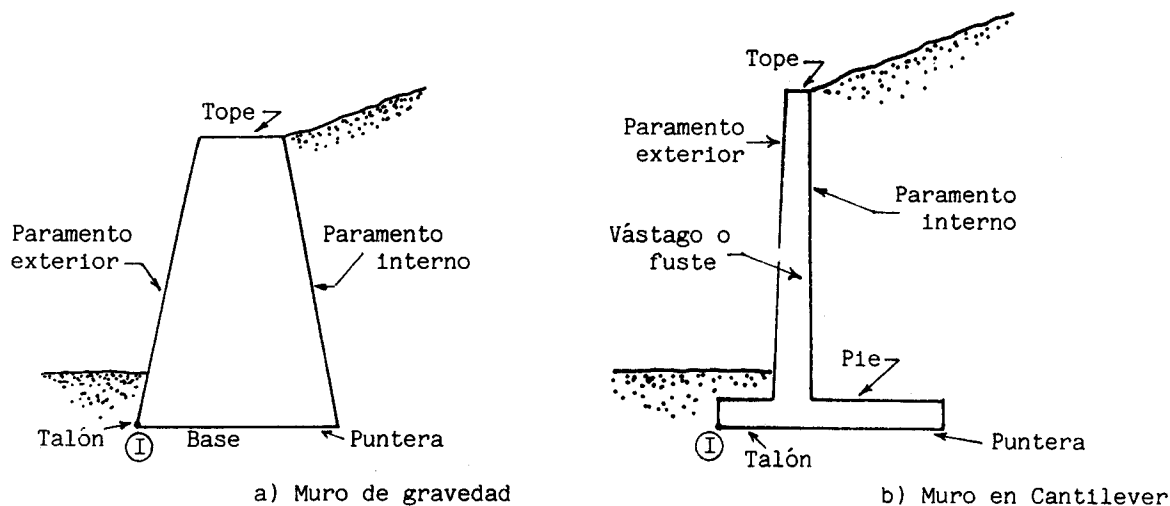


Figura 15.2

La capacidad portante del suelo de fundación se determina según los criterios expuestos en el Capítulo 5. Además, la determinación del estado tensional bajo las cargas transmitidas por los muros se obtiene de acuerdo a lo especificado en el Capítulo 6.

El factor de seguridad a la falla por capacidad portante del suelo resulta de dividir la magnitud de los esfuerzos correspondientes a la resistencia límite del suelo, por los máximos esfuerzos de contacto de la base :

$$FS_{\text{cap. portante}} = \frac{\text{Resistencia límite del suelo}}{\text{Presión máxima de contacto}} \geq 3 \quad (15.1)$$

Asimismo, la máxima presión de contacto σ_{cont} debe cumplir la condición :

$$\sigma_{\text{cont}} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

El factor de seguridad al volcamiento se determina dividiendo el momento estabilizante global por el momento volcador total, ambos tomados con respecto al punto más alejado de la base, que resulta el punto I del talón, como muestra la figura 15.2 a) y b), alrededor del cual se produce el giro del muro.

$$FS_{\text{volc}} = \frac{\sum M_{\text{estab}}}{\sum M_{\text{volc}}} \geq \begin{cases} 1,5 & \text{si no se toma en consideración el efecto del empuje pasivo} \\ 2 & \text{tomando en cuenta el efecto del empuje pasivo} \end{cases} \quad (15.2)$$

Algunos investigadores acostumburan tomar $FS_{\text{vol}} = 1,5$ para suelos de relleno granular, y $FS_{\text{volc}} = 2$, para suelos de relleno cohesivo.

El factor de seguridad al deslizamiento, resulta el cociente entre la resistencia que opone el muro a deslizarse, y la magnitud de la componente horizontal de la fuerza que trata de desplazarlo :

$$FS_{\text{desliz}} = \frac{\text{Resistencia al deslizamiento}}{\text{Fuerza de deslizamiento}} \geq \begin{cases} 1,5 & \text{si se desprecia el efecto del empuje pasivo} \\ 2 & \text{tomando en cuenta el efecto del empuje pasivo} \end{cases} \quad (15.3)$$

Los factores de seguridad FS de las ecuaciones 15.1 a 15.3 se obtienen aplicando las cargas en régimen de servicio. Si los muros son de concreto armado, el diseño de los mismos se logra mediante las cargas mayoradas, según se indica en la Sección 7.3.

La determinación de los empujes activo y pasivo sobre los muros resulta de aplicar los criterios analizados en el Capítulo 14. Salvo algunas excepciones debidamente fundamentadas, los muros se calculan siempre para el empuje activo, como se detalla en los ejemplos a continuación.

Los diferentes tipos de muros se enumeran en la Sección 15.2, cada uno de los cuales se estudia separadamente.

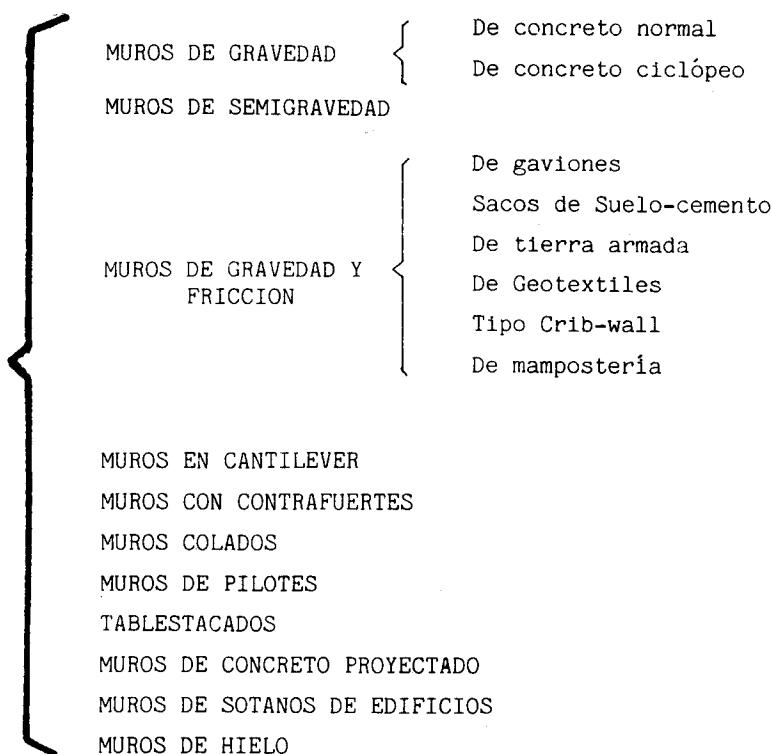
Es importante tener claro el concepto que los muros de contención, conjuntamente con el suelo que origina las empujes, constituye un sistema de alto grado de hiperestaticidad. Por lo tanto, todo análisis de los mismos debería realizarse considerando la interacción suelo-muro.

En consecuencia, las fuerzas actuantes no pueden calcularse con exactitud aplicando únicamente los criterios de la estática. Por otra parte, la magnitud de estas fuerzas varía según la secuencia de la construcción del muro, y las etapas en que se lo va cargando. En todos los casos resulta aconsejable tomar en consideración no sólo los empujes iniciales del suelo, sino también los que se originan cuando el muro comienza a fallar por rotación o deslizamiento.

La determinación de las dimensiones definitivas de los muros se realiza por tanteos, teniendo como dato la altura H del muro, ya que es la altura del suelo a contener.

15.2.- DIFERENTES TIPOS DE MUROS DE CONTENCION

Los muros de contención de tierras pueden clasificarse en los siguientes grupos :



Los muros de gravedad, como su nombre lo indica, dependen de su peso para lograr la estabilidad. Son grandes masas de concreto normal o ciclópeo, de perfil rectangular o trapecial, y no llevan armadura de refuerzo, pues en ninguna de sus secciones se supera el esfuerzo admisible a tracción del concreto. Su altura generalmente es de 5 o 6 m.

Los de semigravedad son muros intermedios entre los de gravedad y los Cantilever. Algo más esbeltos que los primeros, pueden soportar una limitada tracción, por lo cual se debe disponer la armadura mínima de refuerzo para resistirla. Ver esquema b).

Las pilas de los puentes son usualmente muros de gravedad o semigravedad, que reciben los empujes del suelo y simultáneamente, las cargas que les transmite el tablero del puente.

Cuando los muros de gravedad están formado por piedras, bloques, tierra compactada, con planchas metálicas intercaladas, sacos apilables con material de relleno, etc, tanto las cargas gravitacionales como las de fricción cumplen un papel importante en la estabilidad del muro, los cuales en consecuencia se conocen por muros de gravedad y fricción simultáneas.

Los muros en Cantilever son siempre de concreto armado, y el fuste actúa como un gran volado empotrado en la base, para resistir el empuje del suelo. Su perfil es por lo general en forma de L o T invertida (Ver esquema c) y su estabilidad depende en gran parte del peso de la tierra apoyando sobre su pie. Cuando la altura de los muros Cantilever supera los 7 u 8 metros, es preferible diseñar-

los con contrafuertes. Colocados internamente, los contrafuertes actúan como tensores, y externamente, como puntales. En ambos casos, permiten disminuir la magnitud de los momentos flectores y los esfuerzos de corte en el fuste de los muros. Ver esquema d).

Entre las diversas soluciones posibles para mantener estables las paredes de una excavación, se pueden mencionar los muros colados, los muros de pilotes, y la combinación de muros y pantallas. Las tablestacas se emplean comúnmente en la construcción de ataguías en riberas o zonas costeras. Ver esquema e). Las tablestacas resultan soluciones rápidas y económicas para la contención de suelos y agua.

Los muros de concreto proyectado son los que utilizan la técnica del shotcrete y presentan la gran ventaja que se pueden adaptar a forma irregulares con un mínimo espesor y bajo precio. En las obras marítimas se utilizan muros, como muestra el esquema f) dando contención a los taludes naturales. Los muros en sótanos de edificios se construyen aporticados con el resto de la estructura resistente formando un conjunto en forma de cajón, con gran inercia y rigidez. Como caso de excepción, se tratarán también aquí los muros de hielo en la Sección 15.18.

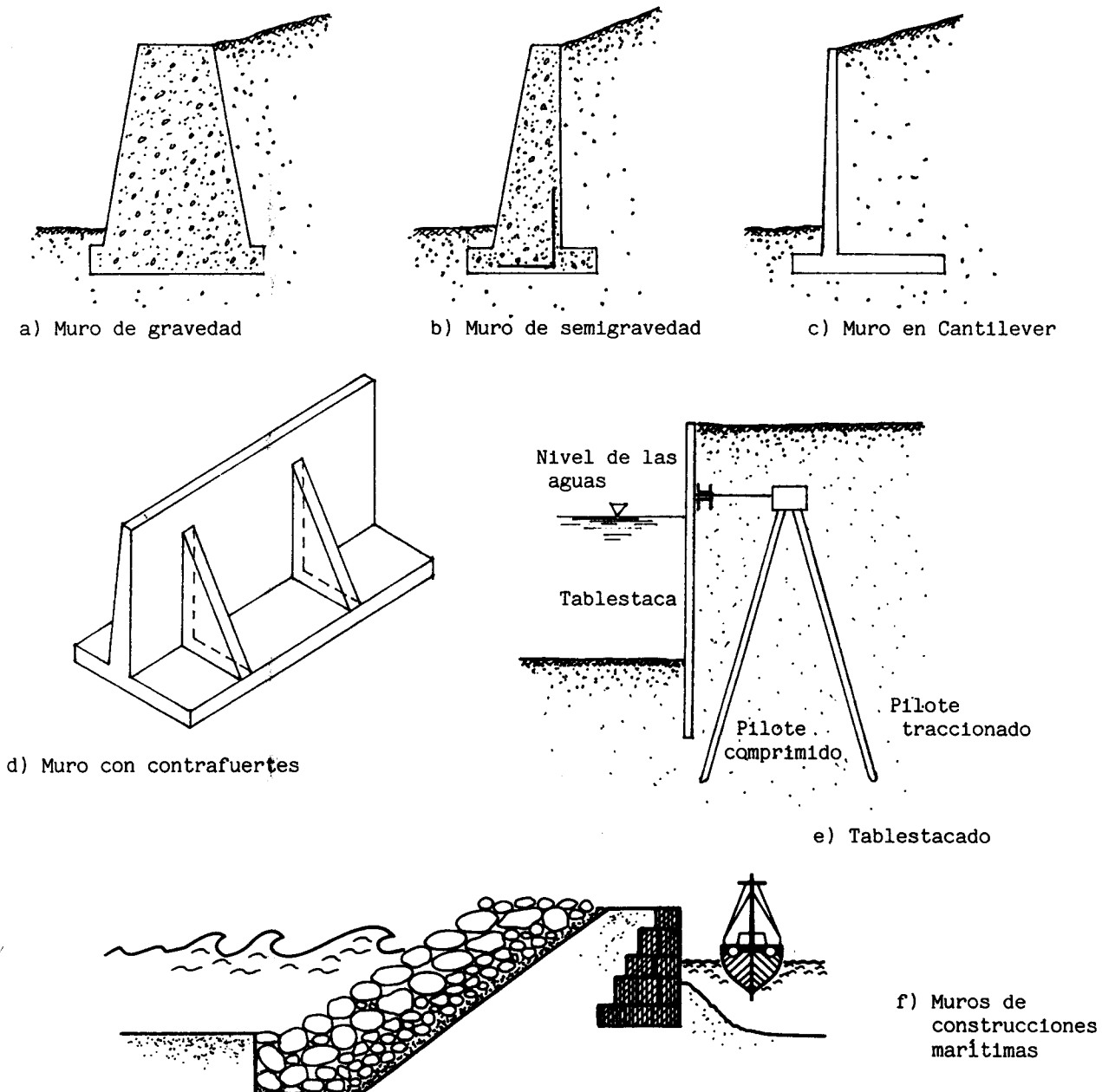


Figura 15.3

Diferentes tipos de muros

15.3.- MUROS DE GRAVEDAD

Los muros de gravedad pueden ser de concreto normal o ciclópeo y suelen construirse - con perfiles diferentes, según muestra la figura 15.4, según la inclinación de sus paramentos interno y externo. En general se prefiere dar al paramento exterior una cierta inclinación, pues si no, cualquier giro leve del muro debido a los empujes, lo hace lucir fuera de plomada.

Dadas las grandes dimensiones de la masa de concreto de estos muros, las cargas actuan- tes producen sólo esfuerzos de pequeña magnitud, por lo cual se suele utilizar concreto de baja cali- dad en su construcción (con $f'_c \approx 140 \text{ Kg/cm}^2$).

En el análisis de los muros se debe tomar en cuenta el peso propio del muro, los empu- jes laterales del suelo y las cargas gravitacionales del peso de la tierra de relleno. Ver figura 15. 5.

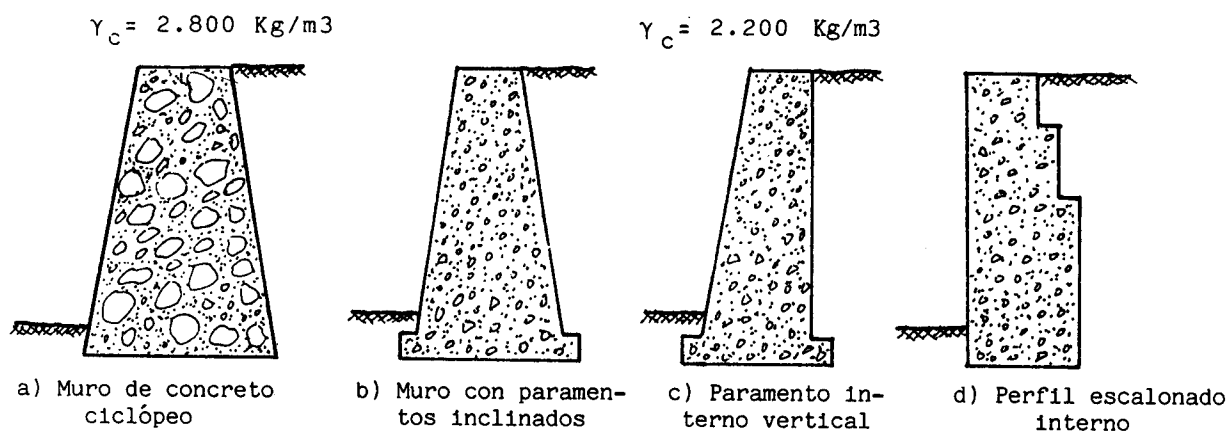


Figura 15.4 Muros de gravedad

Para el diseño de los muros de gravedad se sigue el siguiente procedimiento :

1º).- Según los valores de ϕ y de β del suelo a contener y del suelo de apoyo del muro, hallar los co- eficientes K_a y K_p de los empujes activo y pasivo respectivamente, para la teoría de Rankine, con Tablas 14.5 y 14.6.

2º).- Conocida la altura H necesaria del muro, determine el ancho inicial B de la base y B' en el to- pe, para las siguientes relaciones :

$$B \approx 0,5 \text{ a } 0,7 H \quad (15.4)$$

$$B' \approx 0,4 \text{ m a } H/6 \quad (15.5)$$

En el pie, la altura D será :

$$D \approx \frac{H}{8} \text{ a } \frac{H}{6} \quad (15.6)$$

Ver la figura 15.5.

$$a \approx D \text{ a } D/2 \quad (15.7)$$

En general,

$$\alpha \approx 75^\circ \text{ a } 85^\circ \quad (15.8)$$

3º).- Hallar la magnitud de las resultantes E_a y E_p sobre el muro, y sus respectivos puntos de apli- cación en los paramentos o planos correspondientes.

4º).- Calcular las cargas gravitacionales W_1 (peso propio del muro) y W_2 (peso de la tierra de relle- no) y sus puntos de aplicación.

5º).- La resultante R se obtiene :

$$R = W_1 + W_2 + E_a \text{ sen } \beta \quad (15.9)$$

6º).- Determinar el momento de volcamiento para el muro :

$$M_{\text{volc}} = E_{ah} \cdot h_1 = E_a \cos \beta \cdot h_1 \quad (15.10)$$

7º).- Calcular el momento estabilizante M_{est} con respecto al punto I del talón :

$$M_{\text{est}} = E_a \text{ sen } \beta B + W_1 B/2 + W_2 c + E_p h_2 \quad (15.11)$$

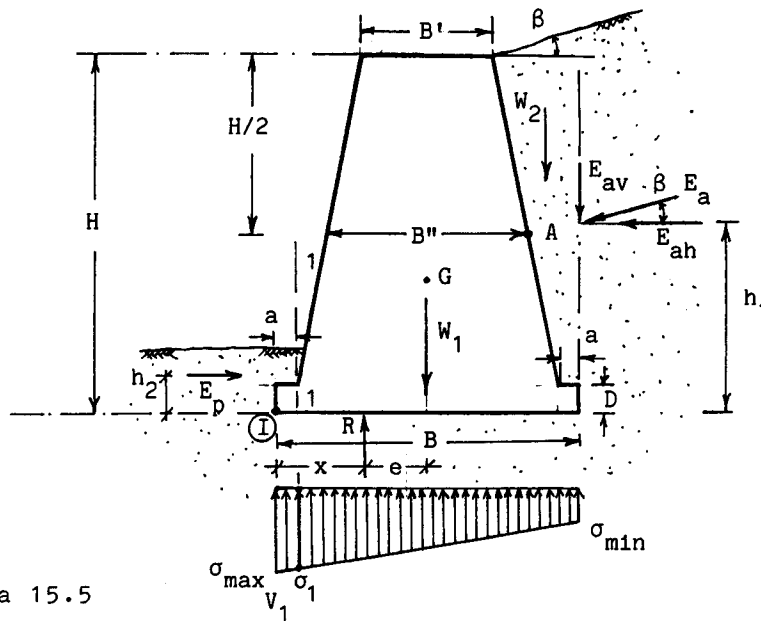


Figura 15.5

$$E_{av} = E_a \sin \beta$$

$$E_{ah} = E_a \cos \beta$$

$$B \cong 0,5 \text{ a } 0,7 H$$

$$B' \cong 0,4 \text{ m a } H/6$$

$$a \cong D \text{ a } D/2$$

$$D \cong H/8 \text{ a } H/6$$

Como el suelo que produce empuje pasivo en el talón del muro puede eventualmente eliminarse, es conveniente no tomar en cuenta el último término de la ec. 15.11, despreciando así la contribución del empuje pasivo en la estabilidad del muro. Resulta :

$$M_{est} = E_{av} B + W_1 B/2 + W_2 c \quad (15.12)$$

8º).- Para la seguridad al volcamiento se exige:

$$FS_{volc} = \frac{M_{estab}}{M_{volc}} \geq \begin{matrix} 2 \text{ si se usa ec. 15.11} \\ 1,5 \text{ utilizando la ec. 15.12} \end{matrix} \quad (\text{de ec. 15.2})$$

9º).- Hallar la fuerza F_r que se opone al deslizamiento del muro :

$$F_r = R \tan \phi' + c' B + E_p \quad (15.13)$$

$$\text{donde :} \quad \tan \phi' = 0,67 \tan \phi \quad c' = 0,5 \text{ a } 0,75 c \quad (15.14)$$

$$(15.15)$$

ϕ' es el ángulo de fricción entre el suelo y la base del muro, y c' el coeficiente modificado de la cohesión. Si el suelo junto al talón es removible, no se tomará en cuenta en el análisis el valor de E_p . En este último caso,

$$F_r = R \tan \phi' + c' B \quad (15.16)$$

10º).- Hallar el factor de seguridad al deslizamiento, en relación a la magnitud de E_{ah} que es la fuerza que trata de desplazar el muro.

$$FS_{desliz} = \frac{F_r}{E_{ah}} \geq \begin{matrix} 2 \text{ si se utiliza la ec. 15.13} \\ 1,5 \text{ usando la ec. 15.16} \end{matrix} \quad (\text{de ec. 15.3})$$

11º).- Hallar el punto de aplicación de la reacción R :

$$x = \frac{M_{estab} - M_{volc}}{R} \quad (15.17)$$

$$\text{La excentricidad } e \text{ resulta :} \quad e = \frac{B}{2} - x \quad (15.18)$$

con respecto al baricentro de la base.

Debe cumplirse :

$$e \leq \frac{B}{6} \quad (15.19)$$

para que la reacción R tenga su centro de presiones dentro del baricentro de la base en planta de modo que las presiones de contacto con el suelo de fundación sean de compresión en toda el área de apoyo.

- 12º).- A continuación se hallan las presiones de contacto en el suelo de fundación. Según la ec. 6.27 :

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{P}{B_x \cdot 1m} \left[1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \right] \begin{matrix} \leq \\ \geq \end{matrix} \begin{matrix} \sigma_{adm} \\ 0 \end{matrix} \quad (15.20)$$

En los muros, el ancho B_y corresponde a la longitud unitaria, por metro.

- 13º).- Se deben verificar los esfuerzos de corte en la unión del talón con el muro (plano 1-1), para lo cual se determina la magnitud del esfuerzo σ_1 . La fuerza cortante se obtiene :

$$V_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot a \cdot 1m \quad (15.21)$$

Adoptando los correspondientes factores de mayoración de cargas y minoración de resistencias de la Sección 7.3 resulta :

$$v_u = \frac{1,7 V_1}{\phi D 1m} \leq v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \quad (\text{con } \phi = 0,85) \quad (15.22)$$

Nótese que como seguridad adicional, en los muros, el corte se calcula en el plano 1-1 y no a distancia d como es usual en vigas y placas.

- 14º).- Se deben verificar los esfuerzos por flexión en el mismo plano 1-1.

$$M_{u \ 1-1} = 1,7 V_1 \cdot b \quad (15.23)$$

b es la distancia entre la resultante del corte V_1 y el plano 1-1. Generalmente se acepta : $b = a/2$

El módulo de sección se obtiene :

$$S_x = \frac{1m \cdot D^2}{6} \quad (15.24)$$

El esfuerzo de tracción en el talón debe cumplir :

$$f_t = \frac{M_{u \ 1-1}}{0,65 S_x} \leq 1,05 \sqrt{f'_c} \quad (15.25)$$

$1,05 \sqrt{f'_c}$ es el esfuerzo admisible a tracción del concreto.

- 15º).- Verificar los esfuerzos de tracción en la mitad de la altura del muro, en el ancho B'' , para el punto A.

Para ello se debe calcular la magnitud del empuje activo por encima del nivel $H/2$, y se lo designa E_{aA} .

$$E_{aA} = \frac{\gamma (H/2)^2}{2} K_a = \frac{\gamma H^2}{8} K_a \quad (15.26)$$

Despreciando la influencia de la carga del suelo de relleno por encima de este nivel, se obtiene :

$$M_A = E_{aA} \frac{H}{6} \cos \beta \quad (15.27)$$

para suelos sin cohesión y libres de sobrecargas aplicadas en el nivel del terreno. En caso contrario, se debe variar la altura $H/6$, y determinar con exactitud el valor de E_{aA} .

- 16º).- Hallar por relación de proporciones el ancho B'' . Con ello obtener :

$$S'_x = 1m \cdot (B'')^2/6 \quad (15.28)$$

Se debe cumplir :

$$f_t = \frac{1,7 M_A}{0,65 S'_x} \leq 1,05 \sqrt{f'_c} \quad (15.29)$$

Si se cumple la totalidad de las condiciones elásticas y estáticas enumeradas, el muro resulta estable y resistente. En caso contrario, debe rediseñarse, variando sus dimensiones.

EJEMPLO 15.1.-

Diseño del muro de gravedad de 5,4 m de altura, en concreto normal. Los datos del suelo contenido son:

$$\gamma_{s1} = 1.800 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi_1 = 32^\circ$$

$$\beta = 10^\circ$$

$$c = 0$$

Y del suelo de apoyo :

$$\gamma_{s2} = 1.900 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi_2 = 26^\circ$$

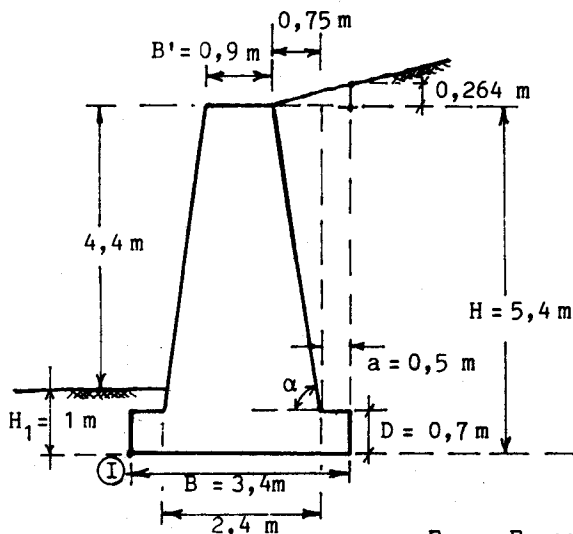
$$\sigma_{adm} = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia del concreto :

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2.200 \text{ Kg/m}^3$$



Para el suelo contenido : $K_a = 0.321$

Para el suelo de base : $K_p = 2,561$

Dimensiones del muro :

$$B = 0,63 \times 5,4 = 3,4 \text{ m}$$

$$\alpha = 81^\circ$$

$$B' = H/6 = 0,9 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m}$$

$$D = \frac{H}{7,7} = 0,7 \text{ m}$$

Empuje activo :

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a = \frac{1.800 \times 5,664^2}{2} \times 0,321 = 9.268 \text{ Kg/m}$$

$$h_1 = 5,664/3 = 1,89 \text{ m}$$

$$E_{ah} = E_a \cos \beta = 9.127 \text{ Kg/m}$$

$$E_{av} = E_a \sin \beta = 1.609 \text{ Kg/m}$$

$$E_p = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_p + 2 c H_1 \sqrt{K_p} = \frac{1.900}{2} \times 2,561 + 2 \times 2.000 \sqrt{2,561} = 8.834 \text{ Kg/m}$$

$$h_2 = 0,45 \text{ m}$$

Despreciando la carga de la tierra sobre el talón del muro, las cargas gravitacionales resultan :

$$W_1 = [(0,9 + 2,4) \times 4,7/2 + 0,7 \times 3,4] \times 2.200 = 22.297 \text{ Kg}$$

$$W_2 = [(0,75/2 + 0,5) \times 4,7 + 1,25 \times 0,264/2] \times 1.800 = 7.700 \text{ Kg/m}$$

La reacción del suelo se obtiene : $R = W_1 + W_2 + E_{av} = 31.606 \text{ Kg/m}$

Momento volcador : $M_{volc} = E_{ah} \cdot h_1 = 17.250 \text{ Kg/m}$

Momento estabilizante : $M_{estab} = 22.297 \times 3,4/2 + 7.700 \times 2,94 + 1.609 \times 3,4 = 66.013 \text{ Kg/m}$

(sin tomar en cuenta el efecto del empuje pasivo. Si se lo toma en cuenta, resulta :

$$M_{estab} = 66.013 + 8.834 \times 0,45 = 69.988 \text{ Kg/m}$$

El factor de seguridad al volcamiento vale :

$$FS_{volc} = 66.013 / 17.250 = 3,82 > 1,5 \quad \text{Cumple}$$

$$FS_{volc} = 69.988 / 17.250 = 4 > 2 \quad \text{Cumple} \quad (\text{según ec. 15.2})$$

Factor de seguridad al deslizamiento : $F_r = R \tan \phi' + c' B$

$$\tan \phi' = 0,67 \tan 26^\circ = 0,327$$

$$c' = 0,6 c = 0,12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore F_r = 31.606 \times 0,327 + 1,200 \times 3,4 = 14.415 \text{ Kg/m} \quad (\text{sin tomar el empuje pasivo})$$

$$F_r = 14.415 + 8.834 = 23.249 \text{ Kg/m} \quad (\text{tomando en consideración el empuje pasivo})$$

Por lo tanto, el factor de seguridad resulta :

$$FS_{desliz} = 14.415/9.127 = 1,58 > 1,5 \quad \text{Cumple} \quad (\text{según ec. 15.3})$$

$$FS_{desliz} = 23.249/9.127 = 2,54 > 2 \quad \text{Cumple.}$$

El punto de aplicación de la resultante es :

$$x = \frac{M_{estab} - M_{volc}}{R} = \frac{66.013 - 17.250}{31.606} = 1,54 \text{ m}$$

$$e = \frac{3,4}{2} - 1,54 = 0,16 \text{ m} < B/6 = 0,56 \text{ m}$$

Cumple

El centro de presiones de la reacción R cae dentro del núcleo central de la base en planta. Por lo tanto los esfuerzos en el suelo son de compresión en la totalidad del área.

Distribución de las presiones de contacto de la base :

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{31.606}{34.000} \left[1 \pm \frac{0,16 \times 6}{3,4} \right] = \left\{ \begin{array}{l} 1,19 \text{ Kg/cm}^2 \\ 0,67 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} < \sigma_{adm} \\ > 0 \end{array} \quad \text{Cumple}$$

Esfuerzos de corte en el plano 1-1 :

$$\sigma_1 = 1,11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore V_1 = 5.750 \text{ Kg/m}$$

$$v_u = \frac{1,7 \times 5.750}{0,85 \times 70 \times 100} = 1,64 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 0,53 \sqrt{200} = 7,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Esfuerzos de tracción por flexión en el plano 1-1 : $M_{u \text{ 1-1}} = 1,7 \times 5.750 \times 0,25 = 2.443 \text{ Kg/m}$

$$S_x = 100 \times 70^2/6 = 81.666 \text{ cm}^3$$

$$f_t = M_{u \text{ 1-1}} / 0,65 S_x = 3 \text{ Kg/cm}^2 < 1,05 \sqrt{200} = 14,85 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple

Esfuerzos de tracción en la mitad de la altura del muro :

$$\text{Para } H/2 = 2,7 \text{ m}$$

$$B'' = 1,76 \text{ m}$$

$$E_{aA} = 1.800 \times 2,964^2 \times 0,321/2 = 2.538 \text{ Kg/m}$$

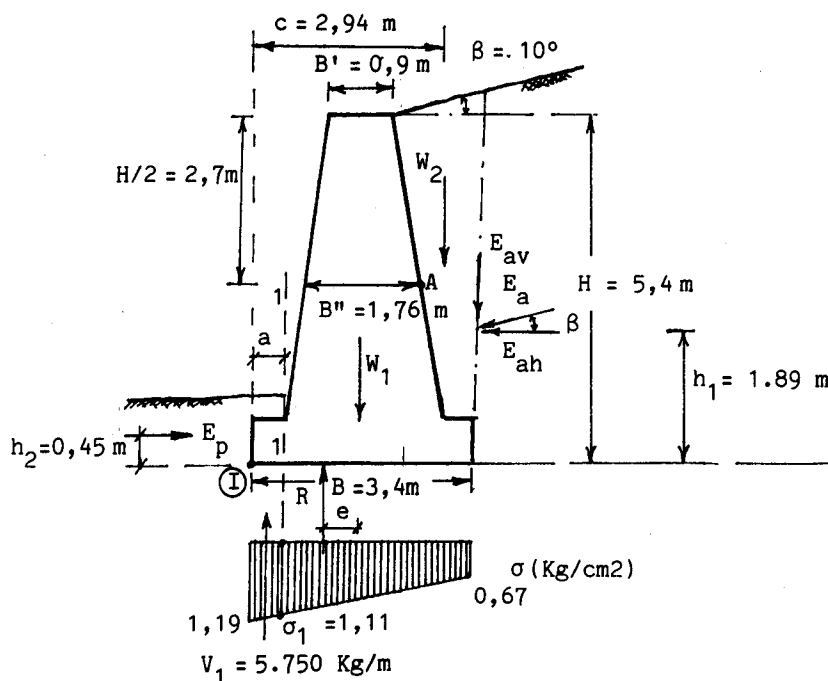
$$E_{aA} \cos \beta = 2.500 \text{ Kg/m}$$

$$M_{uA} = 1,7 \times 2.500 \times 2,964/3 = 4.200 \text{ Kg/m}$$

$$S'_x = 100 \times 1,76^2/6 = 516.266 \text{ cm}^3$$

$$f_t = M_{uA} / S'_x = 0,8 \text{ Kg/cm} < f_{t \text{ adm}} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto, el muro resulta estable y resistente.



15.4.- MUROS EN CANTILEVER

Son muros en voladizo, que se construyen en concreto armado, y resisten por flexión el empuje del suelo. El perfil de estos muros puede adoptar las formas indicadas en la figura 15.6. El esquema a) muestra un muro en forma de T invertida, con tres volados unidos en el punto medio, y presenta fuste, talón y puntera.

La carga gravitacional de la tierra sobre la puntera colabora en gran medida a la estabilidad del muro. Sin embargo, en ciertos tipos de suelos, muy firmes y con resistencia mayor a 5 Kg/cm^2 , donde la excavación es dificultosa, los muros se pueden construir sin puntera, como el del esquema b) de la figura, o sin talón, como muestra el esquema c). La presencia de dientes en la base del muro incrementa la resistencia al deslizamiento y al volcamiento, y los volados intermedios en el fuste disminuyen la tracción en el paramento interno del muro, y con ello se reduce la cuantía necesaria de acero de la armadura. Ver esquema d).

La altura máxima de los muros en Cantilever no debe superar los 7 m. En caso contrario se deben colocar contrafuertes que alivianan las sollicitaciones de flexión y corte en el fuste de los muros en voladizo. La determinación de las cargas y empujes que actúan sobre el muro Cantilever se obtiene en forma similar al caso de los muros de gravedad, pero como se diseñan en concreto armado, se aplicarán cargas mayoradas y teoría de resistencia límite.

Considerando los criterios de la Sección 7.3, se utilizan los factores de mayoración de cargas y de minoración de resistencias, y se analizan los volados que forman el muro, como miembros estructurales independientes entre sí, empotrados respectivamente en el plano central de unión. El diseño se realiza generalmente por tanteos, comenzando con las dimensiones iniciales indicadas en la figura 15.7.

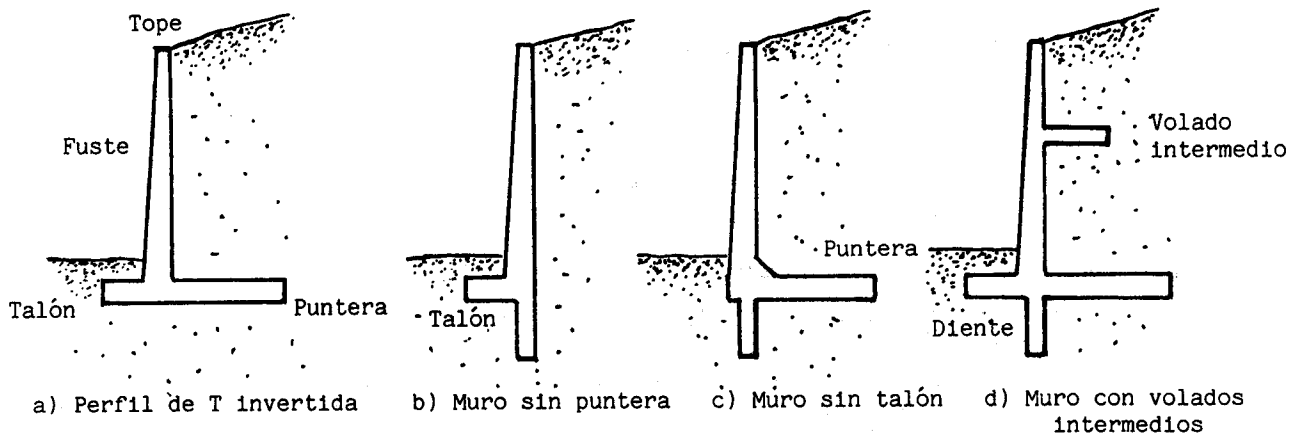


Figura 15.6 Muros en Cantilever

En el tope del muro el espesor no debe ser inferior a 25 o 30 cm para poder colocar las barras de la armadura resistente con los recubrimientos adecuados. La base del fuste debe tener un espesor B' suficiente, ya que allí resulta máxima la magnitud de los momentos flectores y esfuerzos de corte. Estos últimos deben ser resistidos únicamente por el concreto. La distribución de las barras de refuerzo se muestra esquemáticamente en el esquema b) de la figura 15.7.

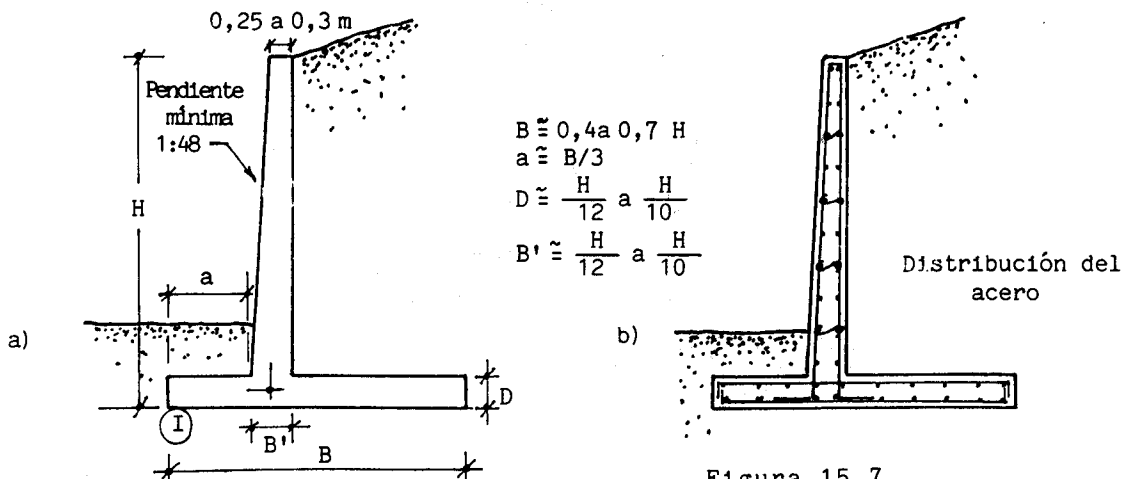


Figura 15.7

El procedimiento de diseño de los muros en Cantilever es el siguiente :

- 1º).- Para los valores de ϕ y de β del suelo a contener y del de apoyo del muro, según la teoría de Rankine, hallar los coeficientes de los empujes activo K_a y pasivo K_p de las Tablas 14.5 y - 14.6 respectivamente.
- 2º).- Conocida la altura H del muro, se deben determinar las dimensiones del mismo, en forma tentativa, según lo indicado en la figura 15.7. La pendiente mínima del paramento exterior debe ser de 1:48.
- 3º).- Hallar las resultantes E_a y E_p de los empujes, y sus respectivos puntos de aplicación, como indica la figura 15.8.
- 4º).- Calcular la magnitud de todas las cargas gravitacionales, debidas al peso propio del muro y la tierra que apoya sobre la puntera y el pie.
- 5º).- Determinar la resultante R de las mismas : $R = \Sigma W + E_{av}$ (15.30)
- 6º).- Calcular el momento volcador con respecto al punto I del extremo del talón, en forma similar al caso 6º de los muros de gravedad, y ec. 15.10.

$$M_{volc} = E_{ah} \cdot h_1 \quad (15.31)$$

- 7º).- Hallar el momento estabilizante con relación al mismo punto I, con y sin empuje pasivo :

$$M_{estab} = \Sigma W_1 c_1 + E_{av} B \quad (15.32)$$

$$M_{estab} = \Sigma W_1 c_1 + E_{av} B + E_p h_2 \quad (15.33)$$

Los factores de seguridad al volcamiento deben cumplir con las condiciones detalladas en ecs. 15.2.

- 8º a 12º) Idem a los casos 8º a 12º de los muros de gravedad

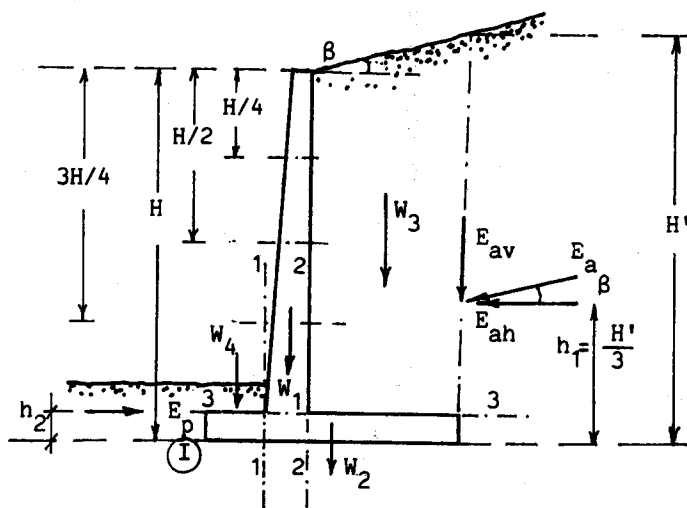
- 13º).- Para las cargas mayoradas, verificar los esfuerzos de corte en el plano 1-1, 2-2 y 3-3 del muro de modo que en todas estas secciones se cumpla :

$$v_u = 1,7 V / \phi b d \leq v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \quad (15.34)$$

$b = 1\text{ m}$ respresenta el ancho unitario del muro. $\phi = 0,85$.

- 14º).- Para las cargas mayoradas, verifique el valor del espesor útil d en función de los momentos - flectores, con ec. 7.25, y para $\mu = 0,1448$.
- 15º).- Calcular el acero principal en el fuste del muro, colocado verticalmente, junto al paramento interior, y en el pie del muro, horizontalmente, junto al borde traccionado respetando los recubrimientos mínimos dados en la Tabla 7.8. Este acero puede disminuirse con la altura. Junto al paramento exterior del fuste, así como junto al borde comprimido del pie, se distribuirá el acero mínimo de retracción y temperatura, como una malla de direcciones ortogonales.

Si se cumplen todas las condiciones mencionadas, el muro es estable y resistente. En caso contrario, debe rediseñarse.



Diseñar el acero en la altura del muro, cada $H/4$.

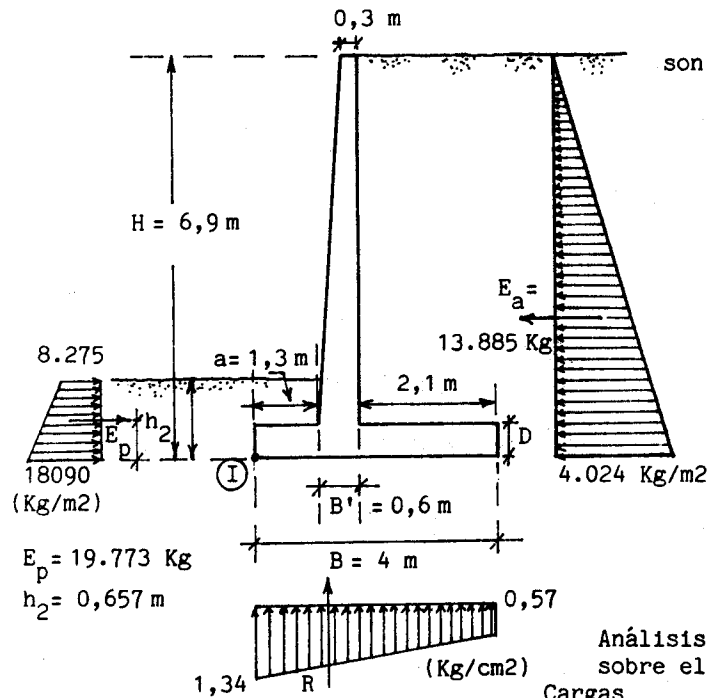
Figura 15.8

EJEMPLO 15.2.-

Diseñar el muro en Cantilever, de 6,9 m de altura. Las características del suelo a contener son :

Para el suelo de apoyo : $\gamma_{s2} = 1.850 \text{ Kg/m}^3$ $\phi_2 = 34^\circ$ $c = 0,25 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{adm} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$

Las características de los materiales del muro son : $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\gamma_c = 2.500 \text{ Kg/m}^3$



Los coeficientes de los empujes activo y pasivo

son : $K_a = 0,307$ $K_p = 3,537$

Las dimensiones del muro resultan :

$$B = 0,64 \text{ H} \approx 4 \text{ m} \qquad B' = 0,6 \text{ m}$$
$$D = 0,6 \text{ m} \quad a = B/3 \approx 1,3 \text{ m}$$

La pendiente del paramento exterior resulta :

1:21 > 1:48 Correcto

Los empujes activo y pasivo se obtienen :

$$E_a = \gamma H^2 K_a / 2 = 1.900 \times 6,9^2 \times 0,307 / 2 = 13.885 \text{ Kg}$$

$$h_1 = H/3 = 2,3 \text{ m}$$

$$E_p = \gamma H^2 K_p / 2 + 2 c H \sqrt{K_p} = 19.773 \text{ Kg}$$

$$h_2 = 0,657 \text{ m}$$

Análisis de cargas, despreciando la carga de la tierra sobre el talón :

<u>Cargas</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento estabilizante</u>
$W_1 = 2.363 \text{ Kg}$	1,5 m	3.544 Kgm
$W_2 = 4.725 \text{ Kg}$	1,75 m	8.268 Kgm
$W_3 = 6.000 \text{ Kg}$	2 m	12.000 Kgm
$W_4 = 25.137 \text{ kg}$	2,95 m	74.154 Kgm

$$M_{volc} = E_a \cdot h_1 = .31.935 \text{ Kgm}$$

$$R = \sum W_i = 38.225 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{estab}} = 97.966 \text{ Kgm}$$

Tomando en cuenta el efecto del empuje pasivo :

$$M_{\text{estab}} = 97.966 + 19.773 \times 0,657 = 110.956 \text{ Kgm}$$

$$FS_{volc} = 97.966 / 31.935 = 3 > 1,5 \quad \text{Cumple ecs. 15.2}$$

$$FS_{volc} = 110.956 / 31.935 = 3,4 > 2$$

Fuerza resistente al deslizamiento :

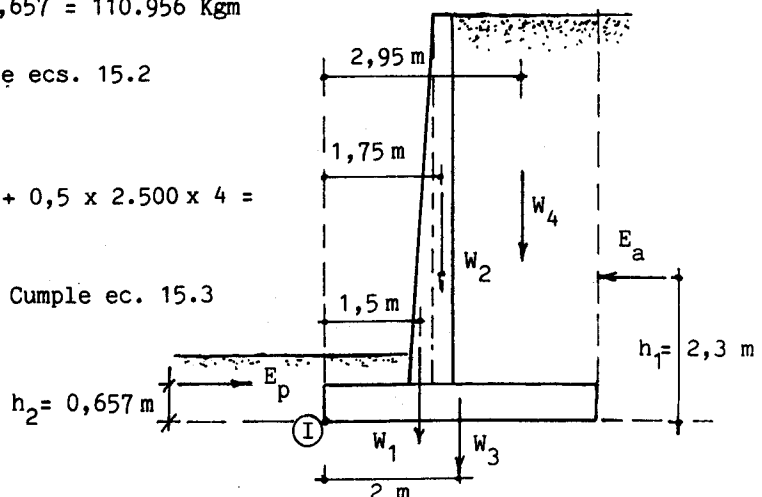
$$F_r = R \operatorname{tg} \phi' + c' B = 0,67 \operatorname{tg} 34^\circ \cdot R + 0,5 \times 2.500 \times 4 = 22.275 \text{ Kg}$$

$$FS_{desliz} = 22.275 / 13.885 = 1,6 > 1,5 \quad \text{Cumple ec. 15.3}$$

Tomando en cuenta el empuje pasivo :

$$F_r = 22.275 + 19.773 = 42.048 \text{ Kg}$$

$$FS_{desliz} = 42.048/13.885 = 3 > 2 \text{ Cumple}$$



Punto de aplicación de la resultante R :

$$x = \frac{M_{\text{estab}} - M_{\text{volc}}}{R} = \frac{97.966 - 31.935}{38.225} = 1,73 \text{ m} \quad e = \frac{B}{2} - x = 0,27 \text{ m}$$

$$e < B/6 = 0,67 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

El punto de aplicación de la resultante está ubicado en el núcleo central de la base, la cual se halla totalmente comprimida. La presiones de contacto con el suelo de fundación resultan :

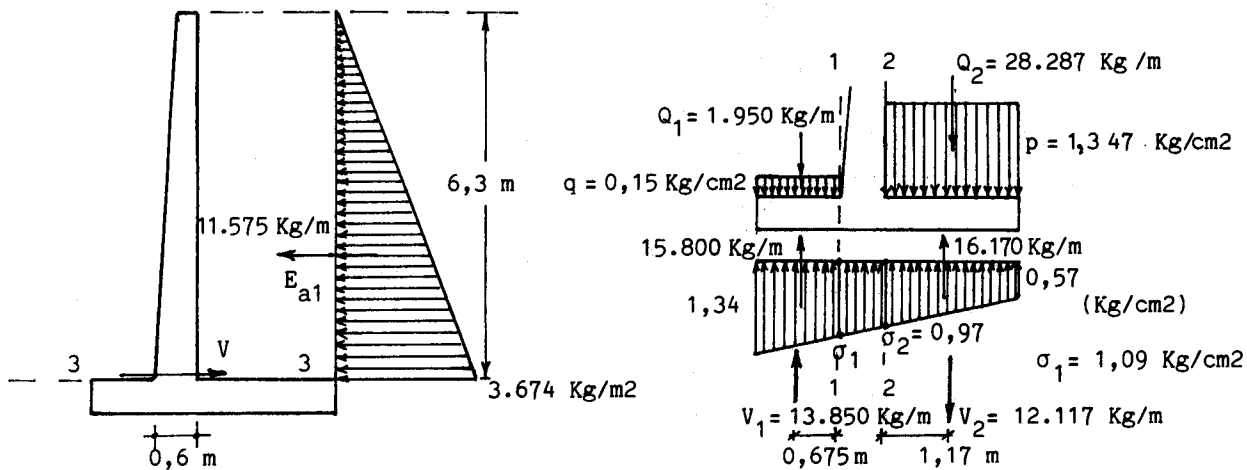
$$\sigma_{\text{max}} = \frac{R}{B_x \cdot 1 \text{ m}} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{38.225}{400 \times 100} \left(1 + \frac{6 \times 0,27}{4} \right) = \begin{cases} 1,34 \text{ Kg/cm}^2 & > \sigma_{\text{adm}} \\ 0,57 \text{ "} & < 0 \end{cases} \quad \text{Cumple}$$

Verificación de los esfuerzos cortantes y momentos flectores en el pie del fuste (Plano 3-3 de figura 15.8)

$$V_u = 1,7 \times E_{a1} = 1,7 \times 11.575 = 19.678 \quad \text{Para recubrimiento de 10 cm resulta :} \\ d = 50 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{19.678}{0,85 \times 100 \times 50} = 4,63 < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 7,68 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$M_u = 19.678 \times 2,1 = 41.323 \text{ Kgm} \quad d \geq \sqrt{\frac{41.323}{0,1448 \times 210}} = 37 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$



Verificación del pie del muro, en los planos 1-1 y 2-2. No se tomará en cuenta el peso de la tierra sobre el talón.

$$\text{Peso del pie : } q = 0,6 \times 2.500 = 1.500 \text{ Kg/m}^2 \quad p = q + q' = 13.470 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la tierra : } q' = 1.900 \times 6.3 = 11.970 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_1 = 1,09 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 0,97 \text{ Kg/cm}^2 \quad V_1 = 13.850 \text{ Kg/m} \quad V_2 = 12.117 \text{ Kg/m}$$

$$v_{u1} = \frac{1,7 \times 13.850}{0,85 \times 100 \times 50} = 5,54 \text{ Kg/cm}^2 < 7,68 \text{ Kg/cm}^2 \quad v_{u2} = 4,87 \text{ Kg/cm}^2 < 7,68 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$M_{u1} = 1,7 \times 13.850 \times 0,675 = 15.893 \text{ Kgm} \quad d \geq \sqrt{\frac{15.893}{0,1448 \times 210}} = 23 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

$$M_{u2} = 1,7 \times 12.117 \times 1,17 = 24.100 \text{ Kgm} \quad d \geq 28 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Diseño de acero : $A_s = M_u / 0,81 f_y d$

En el talón :

$$A_{s1} = 15.893 / 0,81 \times 4.200 \times 50 \times 10^{-2} = 9,34 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s \text{ min}} = 0,18 d = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Ø5/8" c/20 cm} \quad \text{Cumple}$$

$$A_{s2} = 14,16 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ø3/4" c/20 cm}$$

Acero de distribución en caras comprimidas : Malla de Ø5/8" c/20 cm

Las caras traccionadas y comprimidas se esquematizan en la figura a continuación, y se diseñará asimismo el acero del fuste del muro en Cantilever, a distancias $H/4$, para ir disminuyendo la cuantía a medida que las secciones se aproximan al tope.

Acero en la sección 3-3 : $A_{s3} = 41.323 \times 100/0,81 \times 4.200 \times 50 = 24,3 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} d \cdot 100 =$
 $\phi 7/8'' \text{ c}/15 \text{ cm}$ Cumple 16,67 cm^2/m

Acero en la sección 4-4 : $M_{u4} = 1,7 \times 7.291 \times 5/3 = 20.657 \text{ Kg/m}$ $d_4 = 43,8 \text{ cm}$
 $A_{s4} = 20.657 \times 100/0,81 \times 4.200 \times 43,8 = 13,86 \text{ cm}^2/\text{m} < \frac{14}{f_y} \times 100 \times 43,8 =$
 Use $A_{s \text{ min}}$ $\phi 5/8'' \text{ c}/12,5 \text{ cm}$ 14,6 cm^2/m

Acero en la sección 5-5 : $M_{u5} = 1,7 \times 3.575 \times 3,5/3 = 7.090 \text{ Kg/m}$ $d_5 = 36,7 \text{ cm}$ $A_{s5} = 5,67 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}} = 12,23$
 Use $A_{s \text{ min}}$ $\phi 5/8'' \text{ c}/16 \text{ cm}$ cm^2/m

Acero en la sección 6-6 : $M_{u6} = 1,7 \times 1.167 \times 2/3 = 1.322 \text{ Kg/m}$ $d_6 = 30 \text{ cm}$
 $A_{s6} = 1,3 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} \times 100 \times 30 = 1,3 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} \times 100 \times 30 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\phi 5/8'' \text{ c}/20 \text{ cm}$

La distribución del acero en el muro se detalla a continuación. Junto al borde comprimido del fuste se coloca acero mínimo por retracción y temperatura :

$$A_{s \text{ min}} = 0,18 d$$

el cual para los diferentes planos 3-3 a 6-6 del fuste se indica a continuación :

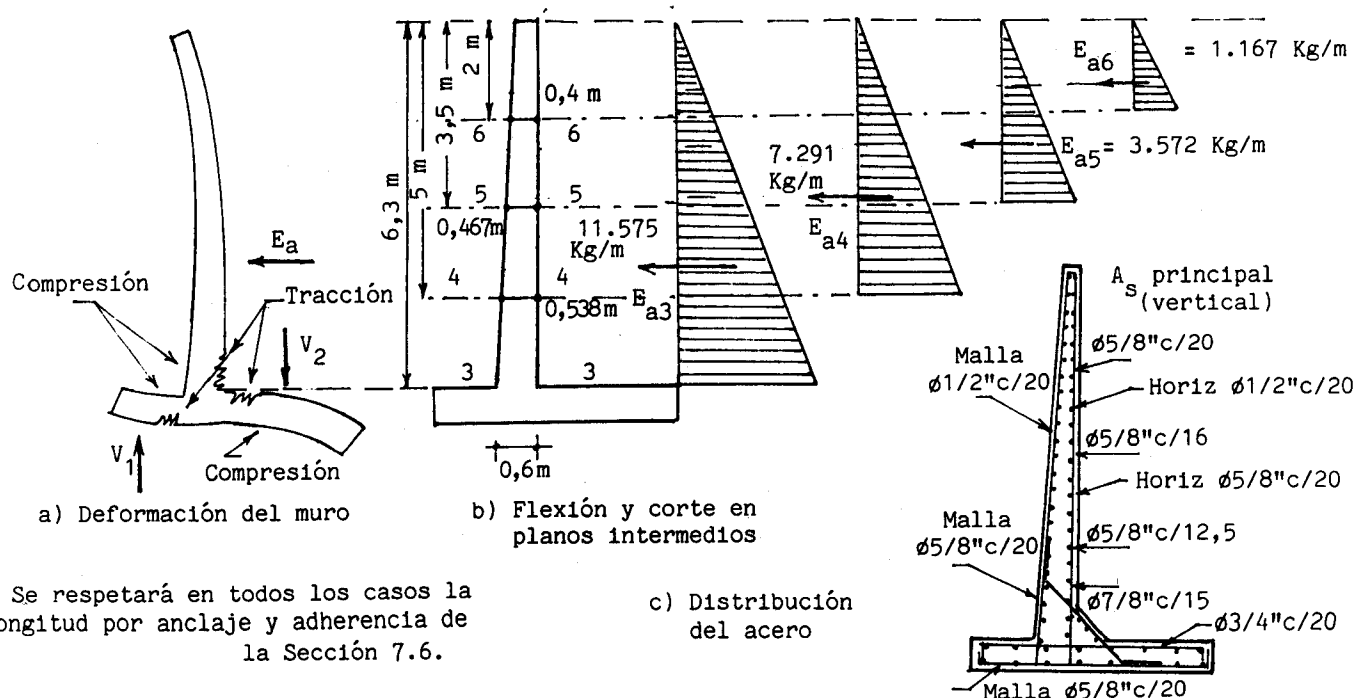
Plano 3-3 :	$A_s = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\phi 5/8'' \text{ c}/20 \text{ cm}$
Plano 4-4 :	$A_s = 7,88 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\phi 5/8'' \text{ c}/20 \text{ cm}$
Plano 5-5 :	$A_s = 6,6 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\phi 1/2'' \text{ c}/20 \text{ cm}$
Plano 6-6 :	$A_s = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\phi 1/2'' \text{ c}/20 \text{ cm}$

Este acero se coloca en forma de malla junto al borde comprimido.

En los planos mencionados se debe también verificar al corte, con los respectivos valores de E_a indicados, mayorados por el factor 1,7. En el ejemplo que se analiza, el corte cumple en todas las secciones. Por ejemplo, en la sección 4-4 :

$$v_{u4} = 1,7 \times 7.291/0,85 \times 100 \times 43,8 = 3,33 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

Junto al paramento interno del muro, el acero horizontal se adopta como $A_s/3$, siendo A_s el acero principal colocado verticalmente.



15.5.- MUROS CON CONTRAFUERTE

Cuando la altura de los muros en Cantilever supera los 7 m, los esfuerzos de corte y flexión en el plano de unión del fuste con el pie, adoptan valores muy elevados. Para disminuirlos, se colocan elementos resistente intermedios, transversales a la dirección del muro, conocidos como - contrafuertes. Ver la figura 15.9.

Los contrafuertes pueden ubicarse en la parte interior del muro, conectando el fuste con la puntera, por lo cual quedan sumergidos en el suelo contenido, o bien se colocan por la parte exterior del muro, uniendo el fuste con el talón. En el primer caso soportan grandes tracciones y en el segundo, una fuerte compresión. Los contrafuertes dividen el muro en placas o paneles, formando un conjunto hiperestáticamente vinculado, soportando los empujes del suelo. El diseño de estos paneles se logra según dos criterios diferentes:

- 1) La teoría de placas
- 2) Métodos aproximados

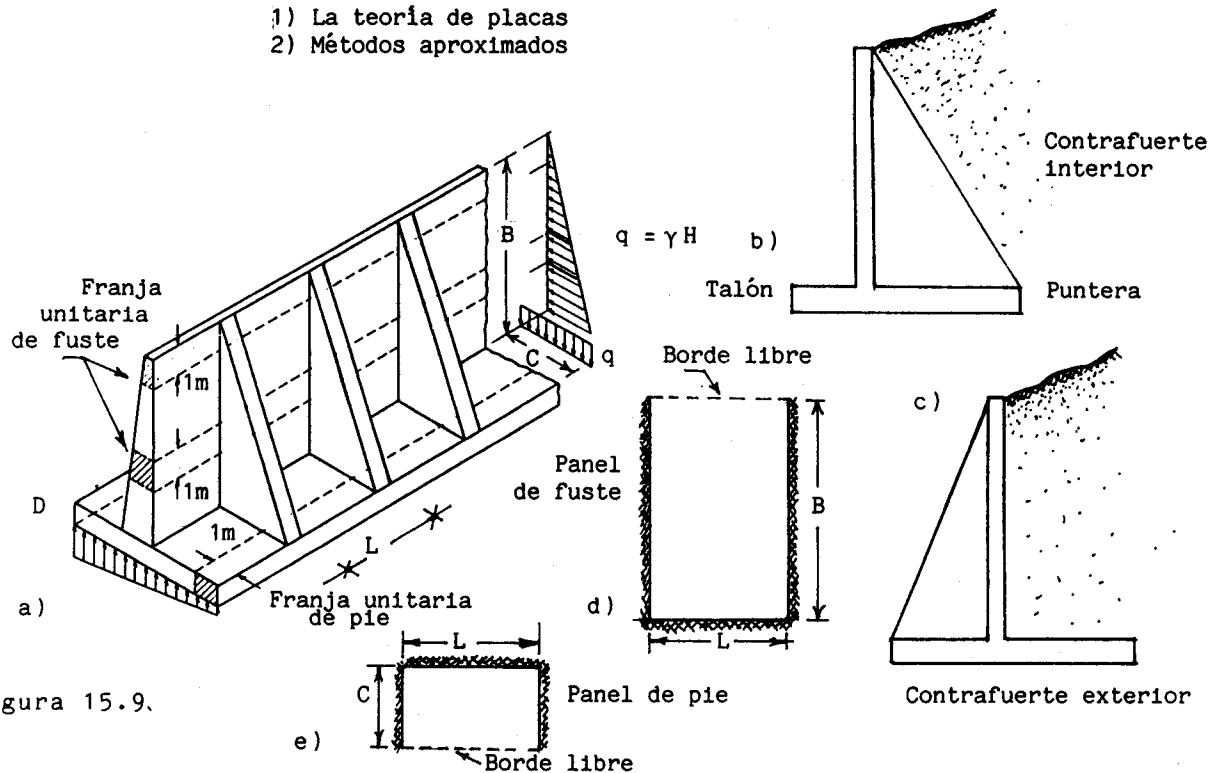


Figura 15.9.

Teoría de placas

Aplicando la teoría de placas, se pueden hallar los momentos flectores, las fuerzas de corte y las deflexiones en las placas.

Cuando el borde superior es libre, los paneles del fuste adoptan la forma indicada en la figura 15.9 d), con sus otros tres bordes empotrados, y se resuelven aplicando los coeficientes de la Tabla 15.2, para cargas triangulares.

Los paneles de la puntera se indican en la figura 15.9 e) y se resuelven con la Tabla 15.1, para cargas uniformemente distribuidas. (Ref. 9).

En el caso en que el fuste del muro presente viga de corona, como muestra la figura 15.10 a), los paneles resultan placas empotradas en tres de sus lados y apoyadas en su borde superior, por lo cual pueden ser resueltas mediante el Método de Marcus Löser, analizado en la Sección 10.7.

Igual criterio se aplica si los paneles de la puntera apoyan en su borde exterior en una viga de encadenado. Ver esquema c) de figura 15.10, mientras que la losa del talón se resuelve como un volado.

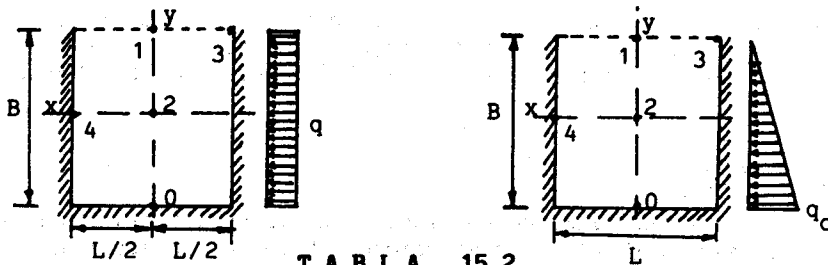
Cuando el borde extremo es libre, las Tablas 15.1 y 15.2 para cargas uniformemente distribuidas y triangulares respectivamente, dan las fuerzas de corte, los momentos flectores y las deflexiones en 5 puntos críticos de los paneles, para poder así verificar el espesor de las placas y la necesaria distribución y cuantía de las barras de acero.

A continuación se desarrolla un ejemplo numérico donde se aclaran estos conceptos, y se diseña asimismo uno de los contrafuertes del muro.

T A B L A 15.1.

DEFLEXIONES, MOMENTOS FLECTORES Y REACCIONES EN UNA PLACA CON TRES BORDES EMPOTRADOS
Y UNO LIBRE, BAJO CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

$\frac{B}{L}$	Punto 1 x=0 y=B		Punto 2 x=0 y=B/2			Punto 3 x=L/2 y=B		Punto 4 x=L/2 y=B/2		Punto 0 x=0 y=0	
	α_1	β_1	α_2	β_2	β'_2	β_3	γ_3	β_4	γ_4	β_5	γ_5
0,6	0,00271	0,0336	0,00129	0,0168	0,0074	-0,0745	0,750	-0,0365	0,297	-0,0554	0,416
0,7	0,00292	0,0371	0,00159	0,0212	0,0097	-0,0782	0,717	-0,0139	0,346	-0,0545	0,413
0,8	0,00308	0,0401	0,00185	0,0252	0,0116	-0,0812	0,685	-0,0505	0,385	-0,0535	0,410
0,9	0,00323	0,0425	0,00209	0,0287	0,0129	-0,0836	0,656	-0,0563	0,414	-0,0523	0,406
1,0	0,00333	0,0444	0,00230	0,0317	0,0138	-0,0853	0,628	-0,0614	0,435	-0,0510	0,401
1,25	0,00345	0,0167	0,00269	0,0374	0,0142	-0,0867	0,570	-0,0708	0,475	-0,0470	0,388
1,5	0,00335	0,0454	0,00290	0,0402	0,0118	-0,0842	0,527	-0,0755	0,491	-0,0418	0,373



T A B L A 15.2

DEFLEXIONES, MOMENTOS FLECTORES Y REACCIONES EN UNA PLACA CON TRES BORDES EMPOTRADOS
Y UNO LIBRE, BAJO CARGA TRIANGULAR

$\frac{B}{L}$	Punto 1 x=0 y=B		Punto 2 x=0 y=B/2			Punto 3 x=L/2 y=B		Punto 4 x=L/2 y=B/2		Punto 0 x=0 y=0	
	α_1	β_1	α_2	β_2	β'_2	β_3	γ_3	β_4	γ_4	β_5	γ_5
0,6	0,00069	0,0089	0,00044	0,0060	0,0062	-0,0179	0,093	-0,0131	0,136	-0,0242	0,248
0,7	0,00069	0,0093	0,00058	0,0080	0,0074	-0,0172	0,081	-0,0170	0,158	-0,0264	0,262
0,8	0,00068	0,0096	0,00072	0,0100	0,0083	-0,0164	0,069	-0,0206	0,177	-0,0278	0,275
0,9	0,00067	0,0096	0,00085	0,0118	0,0090	-0,0156	0,057	-0,0239	0,194	-0,0290	0,286
1,0	0,00065	0,0095	0,00097	0,0135	0,0094	-0,0146	0,045	-0,0269	0,209	-0,0299	0,295
1,25	0,00056	0,0085	0,00121	0,0169	0,0092	-0,0119	0,018	-0,0327	0,234	-0,0306	0,309
1,5	0,00042	0,0065	0,00138	0,0191	0,0075	-0,0087	-0,006	-0,0364	0,245	-0,0291	0,311

$$\text{Deflexiones : } \delta = \alpha \frac{q L^2}{D}$$

En carga triangular, sustituir q por q_0

$$\text{Momentos flectores : } M_x = \beta q L^2$$

$$M_y = \beta' q L^2$$

$$D = E I$$

$$\mu = 1/6$$

$$\text{Reacciones : } V = \gamma q L$$

B/L se conoce como relación de aspecto de las placas.

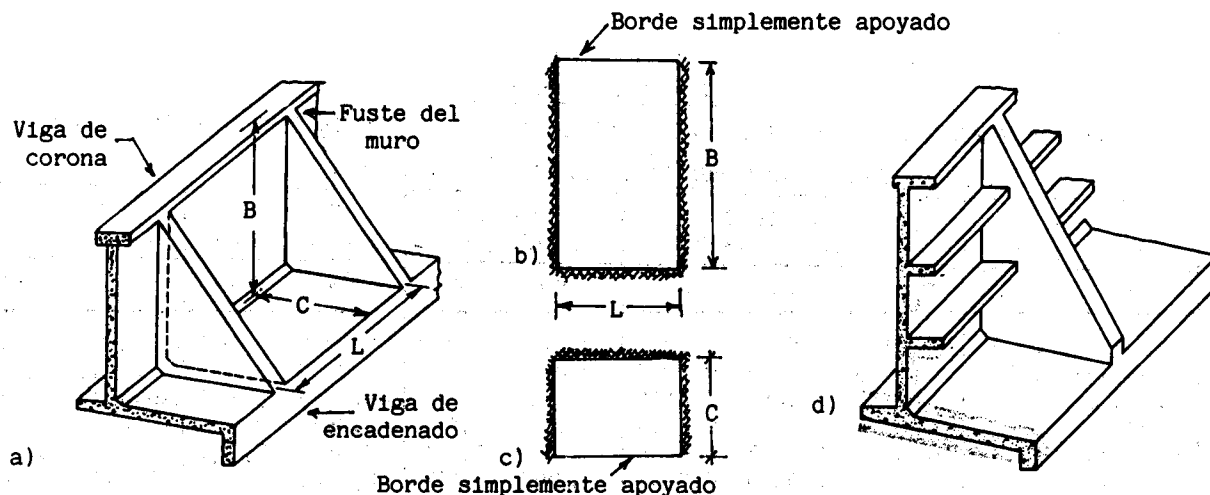


Figura 15.10

Cuando la altura de los muros con contrafuertes supera los 10 m, es conveniente colocar volados intermedios horizontales en la altura del fuste, de modo de disminuir la magnitud de los momentos flectores y las fuerzas de corte que solicitan los paneles (Ver la figura 15.10 d), dando mayor rigidez al conjunto.

Métodos aproximados

Para simplificar el problema de resolución de placas definidas por contrafuertes, es posible aplicar métodos aproximados, si bien las soluciones obtenidas resultan algo conservadoras. Los muros que se obtienen con estos métodos, sin embargo, son siempre estables y seguros.

Uno de estos métodos es el de la envolvente, como se muestra en la figura 15.11, mediante el cual el fuste del muro se analiza como una losa continua, apoyada en los contrafuertes, y de ancho unitario, soportando las presiones laterales del suelo. Los coeficientes empleados para obtener los momentos flectores positivos y negativos se indican en la Sección 7.8 y figura 7.15.

En general se analizan tres o cuatro franjas horizontales en la altura total del fuste. La franja más solicitada resulta la que va unida al pie del muro, y luego se eligen otras franjas intermedias en los tercios o los cuartos de la altura, de modo de ir ajustando el espesor de las placas y la cuantía de acero, a la magnitud de las solicitaciones existentes, decrecientes con la altura del muro.

Para las franjas en el tercio inferior del muro, los momentos negativos se adoptan :

$$M^- = \frac{q L^2}{14} \text{ a } \frac{q L^2}{12} \quad (15.35)$$

y en las franjas superiores :

$$M^- = \frac{q L^2}{10} \text{ a } \frac{q L^2}{9} \quad (15.36)$$

Los momentos positivos se asumen :

$$M^+ = \frac{q L^2}{11} \text{ a } \frac{q L^2}{16} \quad (15.37)$$

para las franjas extremas e intermedias respectivamente. En cada franja, se supone actuando una carga uniformemente distribuida, cuyo valor se obtiene del promedio de la carga triangular o trapezoidal correspondiente a esa altura de franja.

El talón del muro se diseña como una losa en volado, para el caso de los contrafuertes internos. La puntera se analiza en forma similar al fuste, pues los contrafuertes la dividen en paneles que pueden asimismo analizarse mediante envolventes con franjas unitarias continuas. Ver figura 15.9 a).

Los diagramas envolventes de momentos determinan en todos los tramos la tracción en las diferentes partes del muro, de modo de poder distribuir el acero principal junto a los bordes traccionados. En los bordes comprimidos, se debe colocar el acero mínimo por retracción y temperatura de la Sección 7.7, en forma de malla. Cuando se han diseñado todas las partes componentes del muro, se procede a diseñar los contrafuertes, como se indica a continuación.

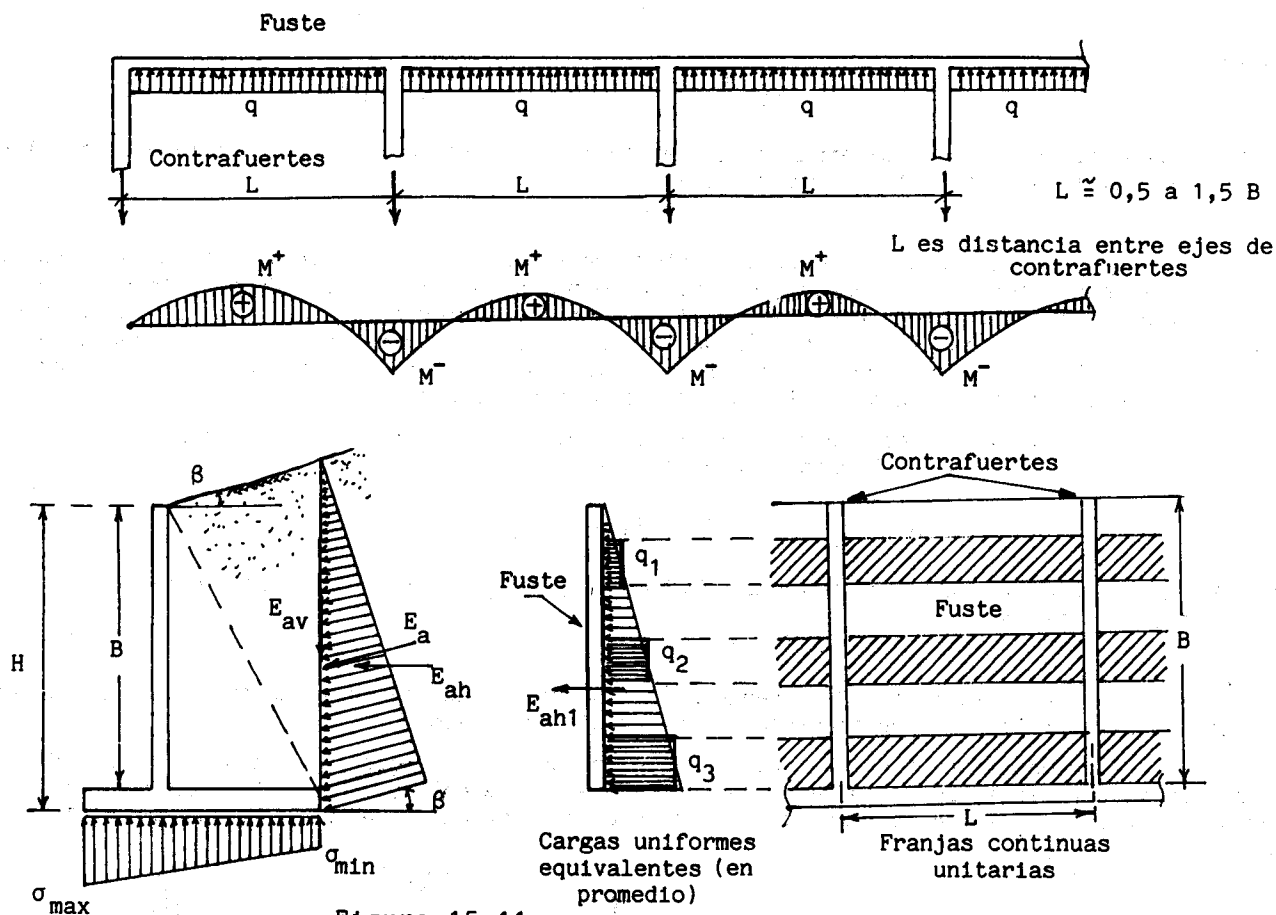


Figura 15.11

Diseño de contrafuertes

El contrafuerte puede ser considerado como una viga T de nervio triangular, donde - el ala es la porción correspondiente del fuste del muro, si bien aplicando este criterio resultan vigas muy masivas, con esfuerzos de limitada magnitud. Es preferible utilizar la hipótesis simplificada de suponer que el contrafuerte actúa como una viga rectangular solicitada a flexión compuesta, con flexión producida por el empuje del suelo, y compresión debida al peso propio. Ver la figura 15.12 a).

El efecto de la compresión se puede obviar pues es pequeño, si se coloca una armadura mínima para resistir el peso propio, y se verifica a pandeo para asegurar la estabilidad en la etapa constructiva.

Según esta hipótesis, se considera el empuje del suelo directamente sobre el contrafuerte, en lugar de tomar en cuenta las reacciones de las placas del fuste, como muestran los esquemas b) a e) de la figura 15.12, con los respectivos diagramas de corte y momento debidos a los empujes del suelo, en diferentes secciones del contrafuerte.

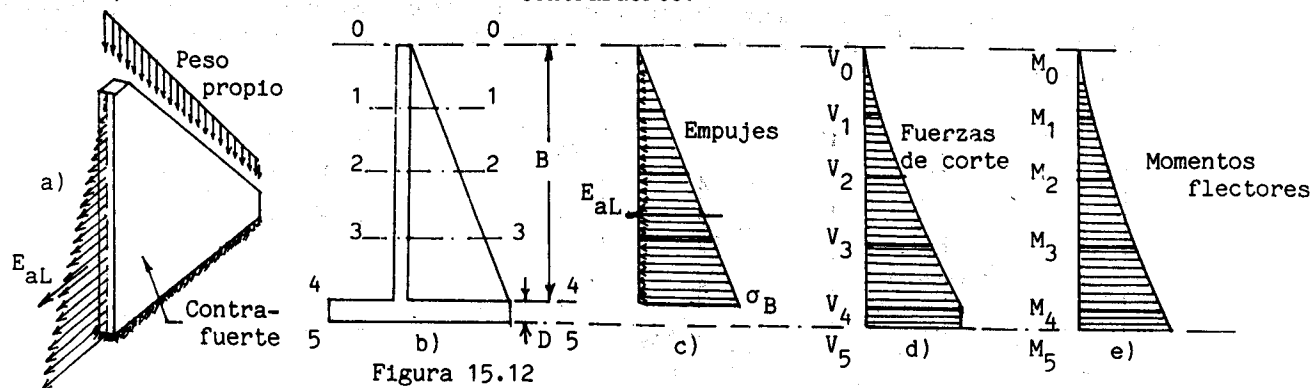


Figura 15.12

En los suelos no cohesivos :

$$\sigma_B = \gamma B K_a \quad \sigma_L = \sigma_B L \quad (15.38)$$

Además :

$$V_4 = V_5 \quad M_4 = E_{aL} \cdot B/3 \quad M_5 = E_{aL} \left(\frac{B}{3} + D \right) \quad (15.39)$$

$$(15.40)$$

$$(15.41)$$

L es la ancho tributario de los empujes, que equivale a la separación entre contrafuertes. El empuje total que resistirá cada contrafuerte resulta :

$$E_{aL} = \sigma_L B/2 \quad (15.42)$$

En los contrafuertes colocados internamente, la tracción se produce junto al borde inclinado, donde debe colocarse la armadura del refuerzo principal. Este acero debe prolongarse por el borde inferior del contrafuerte y anclarse en el paramento exterior del fuste, como indica la figura 15.13, en la cual se detalla la distribución de las barras de refuerzo. Usualmente el espesor del contrafuerte será de 30 cm como mínimo para poder dar a las barras el recubrimiento necesario. Todas las barras a tracción deben anclarse en la zona comprimida del fuste.

La pendiente θ del paramento inclinado del contrafuerte define la magnitud de la fuerza - T de tracción, que determina el área necesaria de acero.

$$A_s = \frac{1,7 M}{\phi f_y j_u d} / \cos \theta > A_{s \min} \quad (15.43)$$

para $\phi = j_u = 0,9$. Se adopta también : $d = 0,9 h$. En cada una de las secciones consideradas del contrafuerte, se obtiene :

$$R_v = T \cos \theta \quad (15.44)$$

como indica la figura 15.13 a). Se diseñan así el acero en toda la longitud inclinada del contrafuerte, para resistir la tracción impuesta por el empuje del suelo.

Adicionalmente a este acero, se debe colocar junto a ambos paramentos del contrafuerte el acero mínimo por retracción y temperatura indicado en la Sección 7.7, y las ligaduras cerradas que se obtengan por cálculo según la magnitud de los esfuerzos cortantes dados en el esquema d) de la figura 15.12.

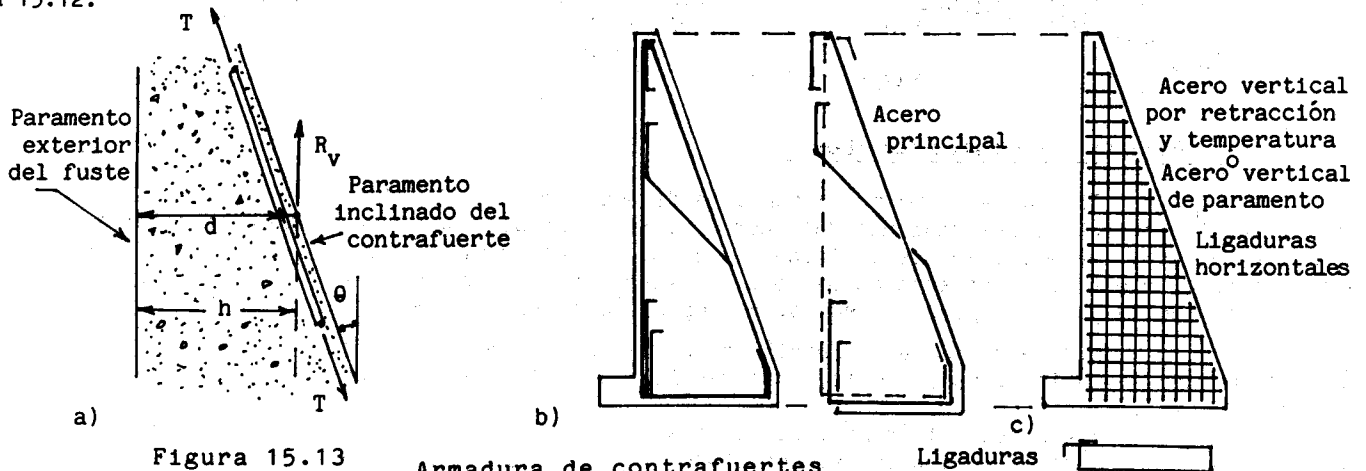
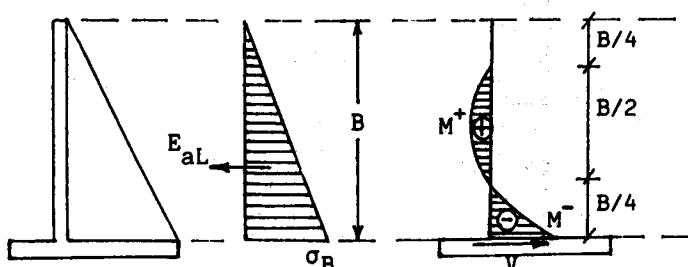


Figura 15.13

Armadura de contrafuertes

Ligaduras

Otros autores analizan los contrafuertes aplicando diferentes criterios. Por ejemplo, - Huntington considera la distribución de momentos indicada en la figura 15.14, con los valores de corte y momentos aproximados :



$$M^+ = M^-/4$$

$$M^- \approx 0,003 \sigma_B L B$$

$$V \approx 0,2 \sigma_B B$$

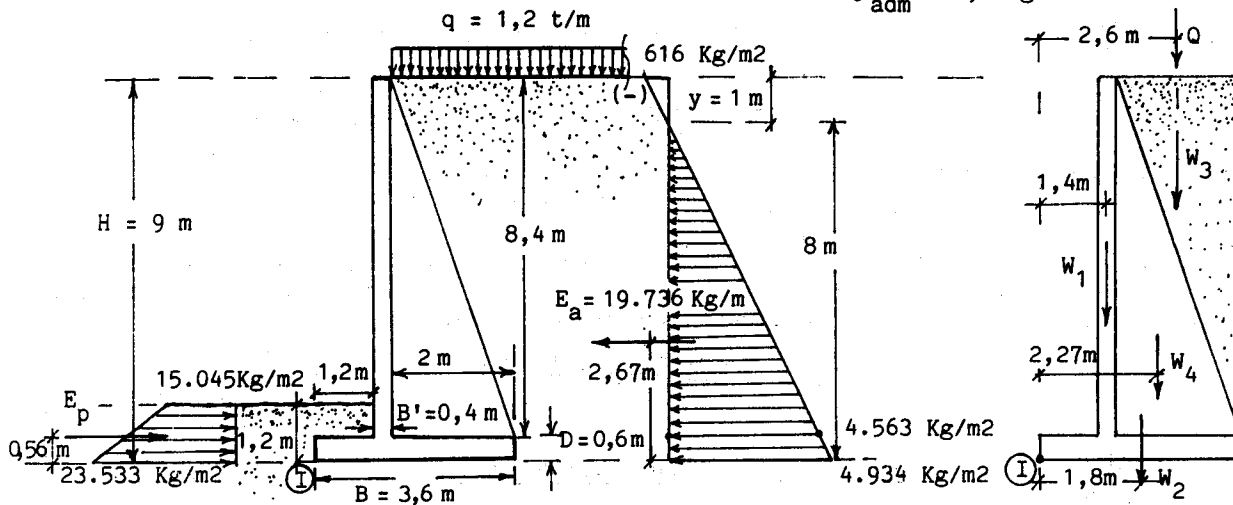
figura 15.14

EJEMPLO 15.3.-

Diseñe el muro con contrafuertes indicado. Los datos del suelo son :

De Tablas

14.5 y 14.6 :

Suelo a contener : $\gamma_s = 1.850 \text{ Kg/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $c = 0,088 \text{ Kg/cm}^2$ $K_a = 1/3$ Suelo de apoyo : $\gamma_s = 2.000 \text{ Kg/m}^3$ $\phi = 34^\circ$ $c = 0,4 \text{ Kg/cm}^2$ $K_p = 3,537$ $\sigma_{adm} = 2,8 \text{ Kg/cm}^2$ Para el concreto : $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ $\gamma_c = 2.500 \text{ Kg/m}^3$ $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ Según la ec. 14.40: $\sigma_{a1} = q \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} = 1.200/3 - 2 \times 880/\sqrt{3} = -616 \text{ Kg/m}^2$ $\sigma_{a \max} = -616 + \gamma H K_a = -616 + 1.850 \times 9/3 = 4.934 \text{ Kg/m}^2$ $E_a = \sigma_{a \max} \times 8/2 = 19.736 \text{ Kg/m}$

Según la ec. 14.41 :

 $\sigma_{p1} = 2c\sqrt{K_p} = 2 \times 4.000 \times \sqrt{3,537} = 15.045 \text{ Kg/m}^2$ $\sigma_{p \max} = 15.045 + \gamma H K_p = 15.045 + 2.000 \times 1,2 \times 3,537 = 23.533 \text{ Kg/m}^2$ $E_p = (15.045 + 23.533) \times 1,2/2 = 23.147 \text{ Kg/m}$ Dimensiones asumidas para el muro : $B = 0,4 H = 3,6 \text{ m}$ $B' = 0,4 \text{ m}$ (Const.en la altura)

Los contrafuertes se colocarán cada :

 $D = 0,6 \text{ m}$ $L = 0,67 B = 5,6 \text{ m}$ Su espesor : $t = 40 \text{ cm}$ de modo que la relación de aspecto resulte : $B/L = 1,5$ para obtener los factores de la Tabla 15.2.

A continuación se calculan las cargas gravitacionales de peso propio, y los momentos estabilizantes en el muro :

Cargas	Brazo	Momento estabilizante
Peso del fuste : $W_1 = 8.400 \text{ Kg/m}$	1,4 m	11.760 Kg/m
Peso del pie : $W_2 = 5.400 \text{ Kg/m}$	1,8 m	9.720 Kg/m
Peso del suelo: $W_3 = 31.080 \text{ Kg/m}$	2,6 m	80.808 Kg/m
Sobrecarga : $Q = 2.400 \text{ Kg/m}$	2,6 m	6.240 Kg/m
Contrafuerte : $W_4 = 1.500 \text{ Kg/m}$	2,27 m	3.405 Kg/m
$R = 48.780 \text{ Kg/m}$		$M_{estab} = 111.933 \text{ Kg/m}$

El peso del contrafuerte se obtuvo : $8,4 \times \frac{2}{2} \times 0,4 \times 2.500 / 5,6 = 1.500 \text{ Kg/m}$ $M_{volc} = E_a \times 2,67 \text{ m} = 52.695 \text{ Kg/m}$ $FS_{volc} = \frac{111.933}{52.695} = 2,12 > 1,5$ Cumple

(Sin tomar el efecto del empuje pasivo)

Y tomando en cuenta el empuje pasivo :

$$FS_{volc} = \frac{111.933 + 23.147 \times 0,56}{52.695} = 2,37 > 2 \quad \text{Cumple ecs. 15.2}$$

Fuerza resistente al deslizamiento :

$$F_r = R \cdot 0,65 \cdot \operatorname{tg} \phi + c' \cdot B = 48.780 \times 0,67 \operatorname{tg} 34^\circ + 4.000 \times 0,6 \times 3,6 = 30.684 \text{ Kg}$$

$$FS_{desliz} = \frac{30.684}{19.736} = 1,55 > 1,5 \quad \text{Cumple (Sin tomar en cuenta el efecto del empuje pasivo)}$$

Tomando el empuje pasivo :

$$FS_{desliz} = \frac{30.684 + 23.147}{19.736} = 2,72 > 2 \quad \text{Cumple ecs. 15.3.}$$

Ubicación de la resultante :

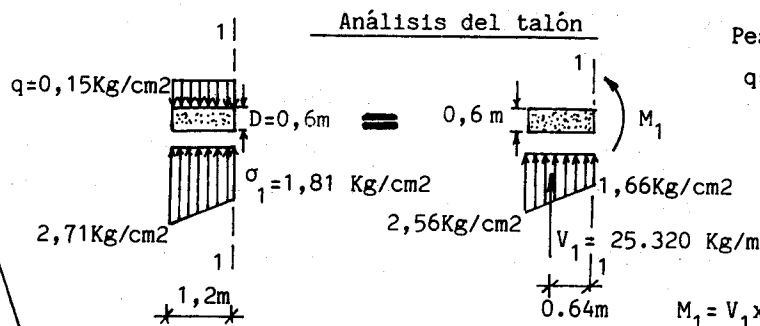
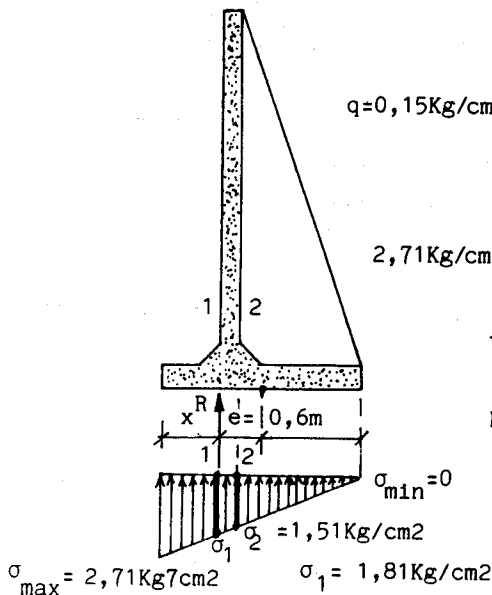
$$x = (M_{estab} - M_{volc}) / R = \frac{119.933 - 52.695}{48.780} = 1,2 \text{ m}$$

Excentricidad :

$$e = \frac{B}{2} - x = 1,8 - 1,2 = 0,6 = \frac{B}{6} = 0,6 \text{ m} \quad \therefore \text{La resultante se halla ubicada en el vértice del núcleo central.}$$

La distribución de los esfuerzos en el suelo se indica en la figura.

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{48.780}{360 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,6}{3,6} \right) = \begin{bmatrix} 2,71 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{Cumple}$$



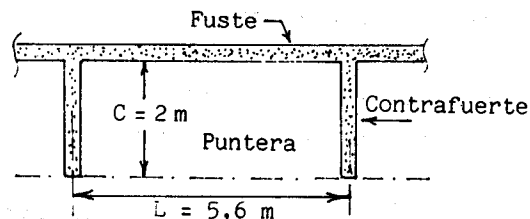
Peso propio :

$$q = 0,6 \times 2.500 = 1.500 \text{ Kg/m}^2$$

Mayorando el momento : $1,7 M_1 = 27,54 \text{ tm}$

Resulta : $d \geq 30 \text{ cm}$ (de ec. 7.25) Cumple : $d = 50 \text{ cm}$

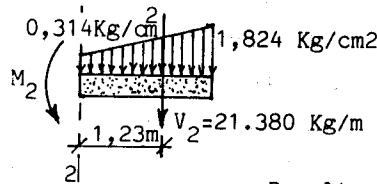
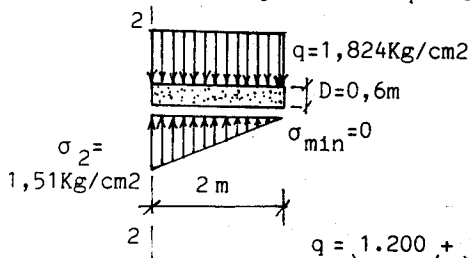
Análisis de la puntera



Como la relación de aspecto de la puntera :

$$\frac{C}{L} = \frac{2}{5,6} = 0,357 < 0,5$$

se analizarán las franjas como empotradas en el fuste, y con el extremo opuesto libre.



$$M_2 = V_2 \times 1,23 = 26,297 \text{ tm}$$

$$1,7 M_2 = 44,7 \text{ tm}$$

Resulta $d \geq 40 \text{ cm}$ Cumple

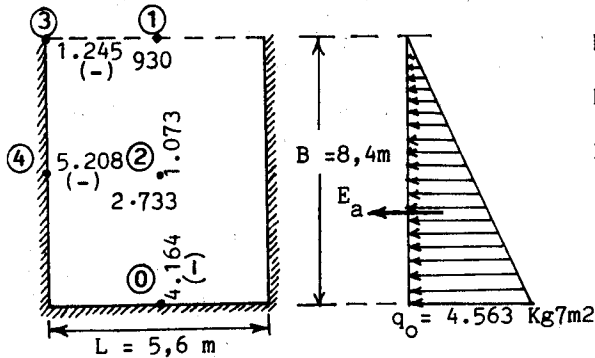
$$q = \underbrace{1.200}_{\text{sobrecarga}} + \underbrace{1.850 \times 8,4}_{\text{peso de la tierra}} + \underbrace{0,6 \times 2.500}_{\text{peso propio}} = 1,824 \text{ Kg/cm}^2$$

En la unión del fuste con el pie, se construye un chaflán inclinado a 45° de modo que se verifiquen los esfuerzos de los cortes mayorados, a ambos lados del pie.

Análisis de las placas del fuste entre contrafuertes

- a) Se aplicarán los criterios de la teoría de placas, suponiendo el empuje triangular en toda la altura del fuste, de modo de poder utilizar la Tabla 15.2

$$B/L = 1,5$$



$$M_{x1}^+ = 0,0065 q_0 L^2 = 930 \text{ Kgm}$$

$$M_{x2}^+ = 0,0191 q_0 L^2 = 2.733 \text{ Kgm} \quad M_{y2}^+ = 1.073 \text{ Kgm}$$

$$M_{x3}^- = -0,0087 q_0 L^2 = -1.245 \text{ kgm}$$

$$M_{x4}^- = -0,0364 q_0 L^2 = -5.208 \text{ Kgm}$$

$$M_{y0}^- = -0,0291 q_0 L^2 = -4.164 \text{ Kgm}$$

$$M_u = 1,7 \times 4.164 = 7.078 \text{ Kgm}$$

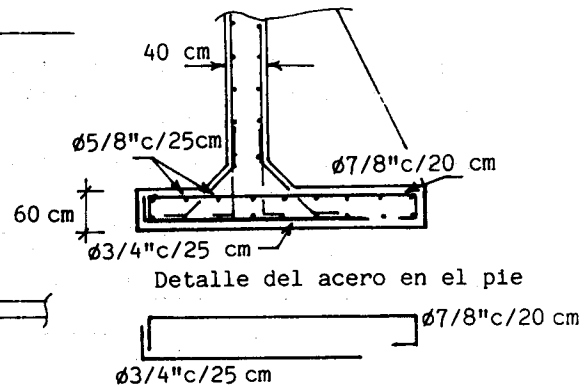
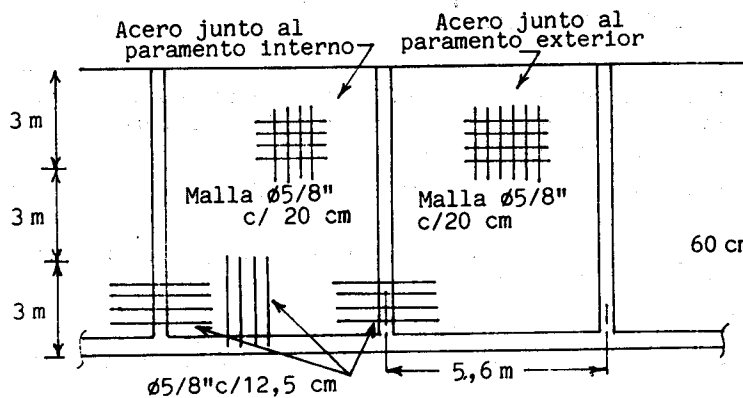
$$\text{Resulta } d \geq 16 \text{ cm} \quad \text{Cumple : } d = 30 \text{ cm}$$

Diseño de acero

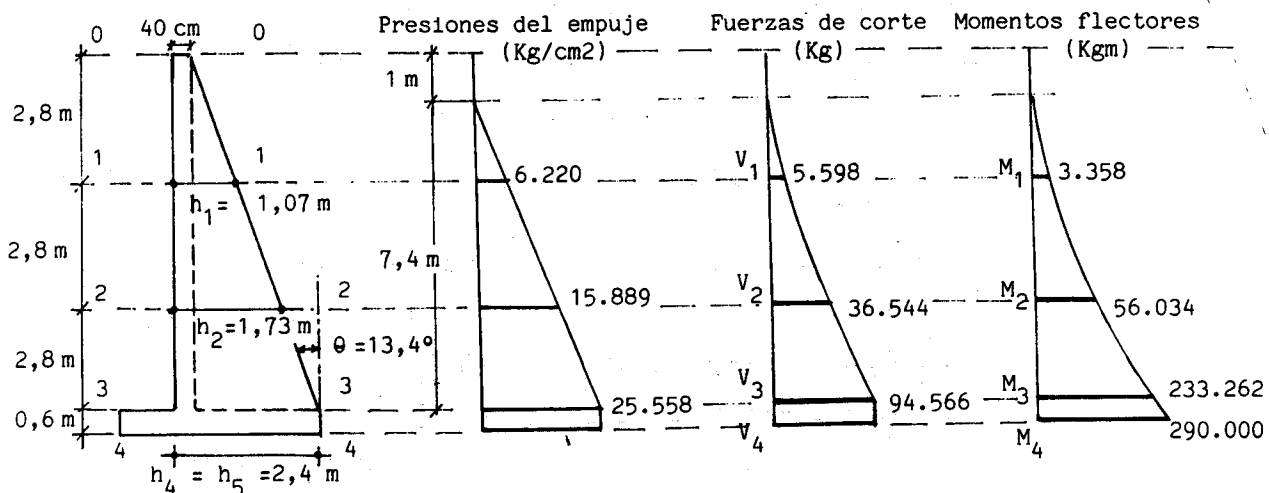
En todas las secciones se debe cumplir :

$$A_s = \frac{M_u}{0,81 f_y d} \geq A_{s \text{ min}}$$

A continuación se detalla la distribución de las barras, en las placas del fuste y el pie del muro.



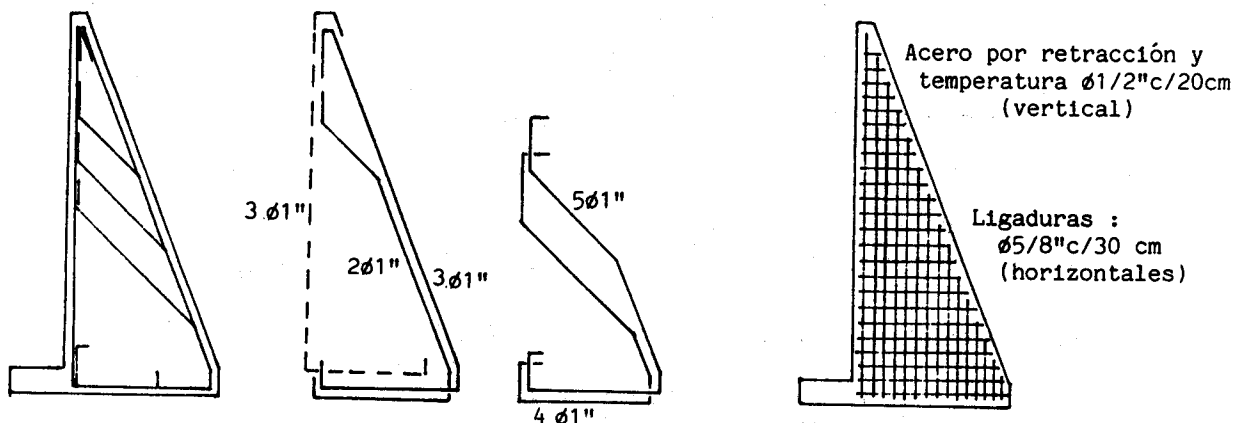
Diseño de contrafuertes



Sección	Momentos flectores (tm)		Distancias (m)			Fuerzas de tracción		Acero (cm ²)		
	M	M _u	h	d	j _u d	R _{uv} (t)	T _u	A _s	A _s min	Cant.
1	3,358	5,708	1,07	0,963	0,867	6,583	6,76	1,78	12,8	3 Ø 1"
2	56,034	95,258	1,73	1,557	1,400	68,041	69,94	18,50	20,2	4 Ø 1"
3	233,262	396,545	2,40	2,160	1,944	203,984	209,70	55,47	28,8	11 Ø 1"
4	290,000	493,000	2,40	2,160	1,944	253,600	260,70	68,96	28,8	14 Ø 1"

Para poder distribuir el acero en dos capas en el pie del contrafuerte, es conveniente aumentar allí el espesor a 50 cm. El acero mínimo se obtiene:

$$A_{s \text{ min}} = (14/f_y) b d$$



Cuando la cantidad de acero en el paramento inclinado del contrafuerte es excesiva, se debe aumentar la longitud de la puntera, de modo de incrementar la pendiente del contrafuerte, para disminuir el área de acero necesaria que resiste la fuerza de tracción.

Acero vertical por retracción y temperatura : $A_s = 14 \text{ cm}^2$: 12 Ø 1/2" (Sep. 20 cm) Controla (en ambas caras)

Acero de paramento : $A_s = 0,1 A_{s \text{ princ}} = 6,89 \text{ cm}^2$ (en la base) < 14 cm²

Verificación a corte en el contrafuerte

$$\text{Nivel 1 : } v_{u1} = \frac{1,7 \times 5.598}{0,85 \times 40 \times 96,3} = 2,9 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 7,49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Nivel 2 : } v_{u2} = \frac{1,7 \times 36.544}{0,85 \times 40 \times 155,7} = 11,73 > v_c \quad v_s = 11,73 - 7,49 = 4,24 \text{ Kg/cm}^2$$

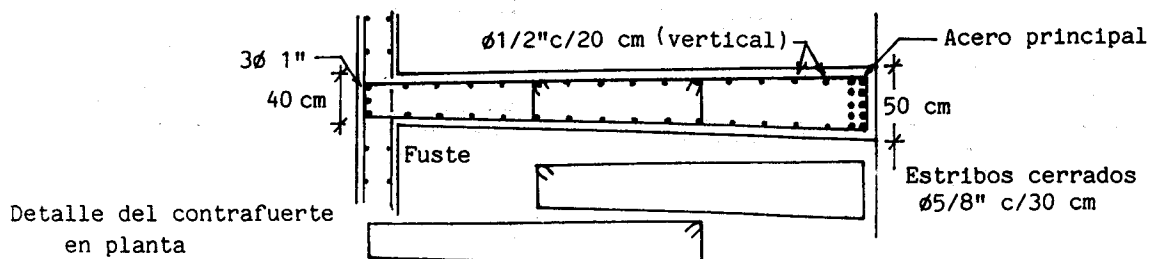
Se eligen estribos cerrados de dos ramas de Ø 5/8". Según la ec.7.53 :

$$s = \frac{A_v f_y}{v_s b_w} = \frac{2 \times 1,98 \times 4.200}{4,24 \times 40} = 98 \text{ cm} > \text{Separación máxima} = d/2 = 48 \text{ cm}$$

Se adopta $s = 30 \text{ cm}$

$$\text{Nivel 3 : } v_{u3} = \frac{1,7 \times 94.566}{0,85 \times 50 \times 216} = 17,51 \text{ Kg/cm}^2 > v_c \quad v_s = 17,51 - 7,49 = 10,02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = \frac{2 \times 1,98 \times 4.200}{10,02 \times 50} = 33,2 \text{ cm} \quad \text{Se adopta } s = 30 \text{ cm}$$



Detalle del contrafuerte en planta

15.6.- PERFILES ESPECIALES DE MUROS

Los perfiles convencionales de los muros de contención pueden modificarse a fin de obtener mayor estabilidad de conjunto o mejor comportamiento estructural. Por ejemplo, en la base de los muros se suele construir un diente o saliente, para evitar el peligro de deslizamiento, incrementando el valor del empuje pasivo. Este diente puede ubicarse en la parte posterior del talón, o bien en el extremo de la puntera, o intermedio, como muestra la figura 15.15, según la facilidad constructiva.

Otra forma de mejorar la resistencia al deslizamiento es construir el pie del muro inclinado (ver esquema a de figura 15.16), adicionándole un diente frontal. Se mejora también de esta manera la resistencia al volcamiento, pues aumenta el peso de la tierra que descansa sobre la puntera.

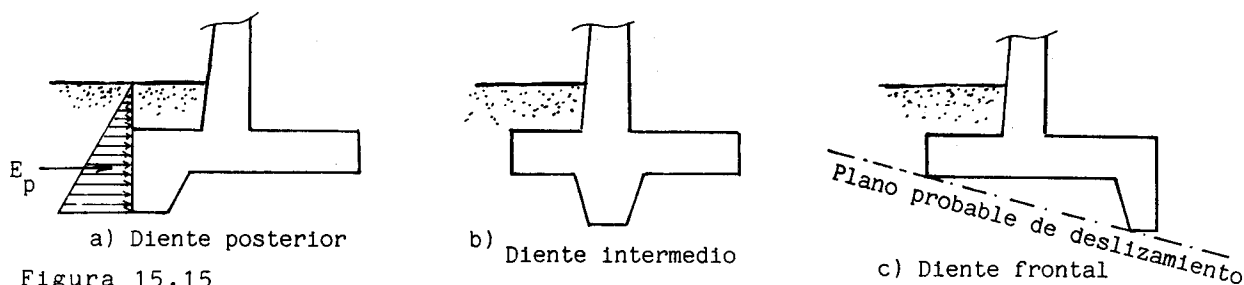


Figura 15.15

La falta de puntera afecta la estabilidad del muro pues carece de la carga del suelo que apoya sobre ella, por lo cual en estos casos se debe construir un diente vertical, que es una prolongación del fuste del muro. Ello incrementa la seguridad del conjunto. (Ver figura 15.16 c).

Cuando el perfil es muy esbelto, y las deflexiones son considerables, se puede disminuir la magnitud de las solicitaciones de corte y flexión adicionando volados horizontales intermedios o vigas que rigidizan el fuste. También se puede construir un perfil quebrado, con espesor variable con la altura, el cual disminuye a medida que los momentos flectores decrecen hacia el tope. La figura 15.16 ilustra estos casos.

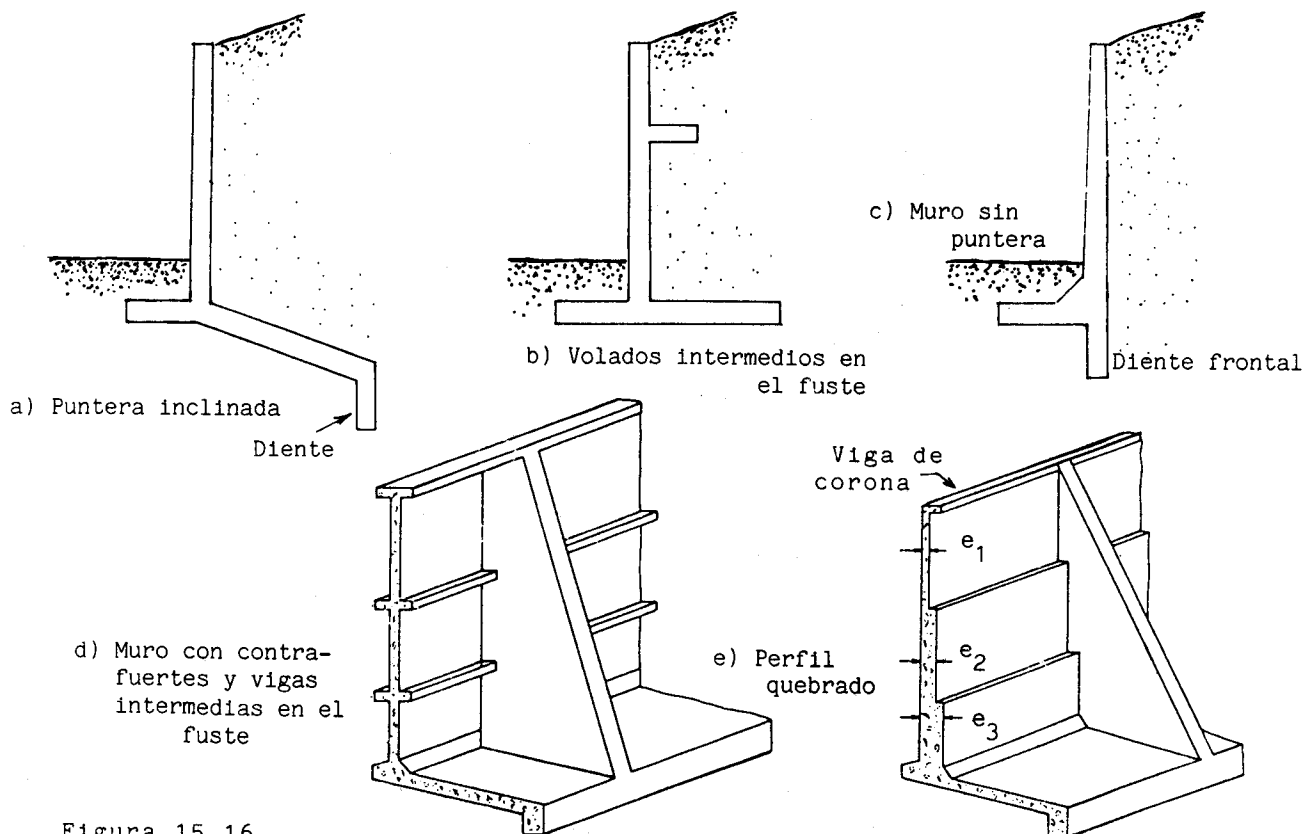


Figura 15.16

15.7.- JUNTAS DE CONSTRUCCION

En los muros de contención de tierras, por su condición de estructuras masivas, el concreto no se vacía en una única operación, sino por etapas, por lo cual se deben prever las juntas constructivas verticales y horizontales, limpiando bien las superficies de contacto antes de cada nuevo vaciado. La figura 15.17 muestra algunos ejemplos de juntas de construcción en muros de gravedad y Cantilever, ubicadas en la unión del pie con el fuste del muro, o bien en un plano intermedio de la altura.

Es aconsejable dejar una superficie rugosa o quebrada en este tipo de juntas, ya que ello incrementa la fricción en el plano de contacto, reduciendo la posibilidad de deslizamiento e incrementando la estabilidad del muro.

Asimismo se deben dejar barras de refuerzo sobresaliendo de la junta en cada vaciado, de modo que se asegure la continuidad de la estructura, y su hiperestaticidad luego de finalizado el hormigonado.

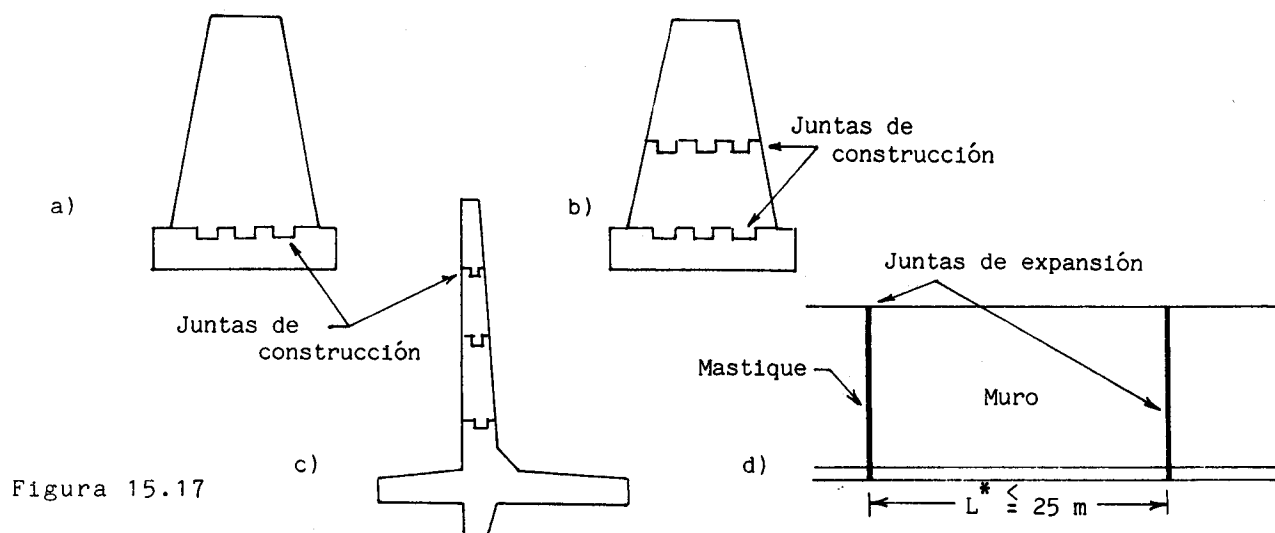


Figura 15.17

Otro tipo de juntas son las de expansión, las cuales resultan imprescindibles cuando no se provee al muro del acero necesario de retracción y temperatura. En estos casos, los frecuentes cambios de temperatura ambiental, y la retracción de la masa de concreto (creep) producen dilataciones y contracciones en el muro, que fisuran el concreto.

Para ello se colocan las juntas de expansión, de modo que por efecto de los esfuerzos de tracción en el concreto, las grietas no se localicen aleatoriamente en la masa, sino que se produzca una variación en el tamaño de la abertura de la junta constructiva.

Generalmente estas juntas se rellenan de mastique elástico a base de siliconas, para evitar que penetre la humedad. Luego de un tiempo de construido el muro, puede verse claramente la línea de fractura debida a las variaciones en el volumen del muro.

Las juntas de expansión son asimismo efectivas en el caso de asentamientos diferenciales del muro, y evitan la fisuración que resulta tan perjudicial en las estructuras de concreto. En los muros largos, se recomienda colocarlas cada 10 o 12 m, con una abertura mínima de 25 mm, o bien se permiten espaciamentos mayores, de hasta 25 m, pero con aberturas de 50 mm.

El tamaño necesario de abertura "a" de una junta de dilatación será aproximadamente

$$a = \alpha \Delta t L^* \geq 25 \text{ mm} \quad (15.45)$$

siendo $\alpha = 17 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ el coeficiente de dilatación térmica del concreto, Δt la diferencia de temperatura, en grados centígrados y L^* la separación entre juntas de dilatación.

Debe cumplirse :

$$L^* \leq 25 \text{ m} \quad (15.46)$$

Las juntas de dilatación o expansión deben construirse con especial cuidado en los muros de concreto armado, ya que una excesiva fisuración permite penetrar la humedad con facilidad, deteriorando y oxidando la armadura de acero, con lo cual se merma la resistencia de la estructura.

15.8.- INSTALACION DE DRENAJES EN MUROS

Con el fin de mantener el suelo libre de agua subterránea, la cual provoca empujes adicionales en los muros de contención, se deben disponer adecuados drenajes con tuberías atravesando el fuste. De esta manera, se facilita un rápido escurrimiento y evacuación del agua fuera de las paredes del muro, hasta llevarla a un canal colector exterior, que recoge las aguas pluviales.

Siempre resulta más económica la instalación de un sistema de drenaje, que diseñar el muro para soportar el empuje del suelo y del agua de saturación no drenada. La figura 15.18 muestra algunos ejemplos de posibles drenajes en muros.

Básicamente todo drenaje consiste en colocar una capa de un material filtrante, de modo que por gravedad el agua sea conducida hasta el sistema de evacuación, y alejada del lugar. El esquema a) muestra el sistema más simple, que consiste en colocar un manto de grava de buena graduación, con espesor de 30 a 50 cm, acoplado al paramento interno del muro, y conductos de drenaje en pendiente, atravesando la pared. El diámetro de estos conductos será de 10 cm (4") como mínimo, espaciados vertical y horizontalmente unos 2 m entre sí. En la boca de entrada de los drenes se deben colocar filtros, de modo de evitar obstrucciones.

El esquema b) muestra otro tipo de drenaje, que consiste en un tubo colector ubicado al pie del fuste, con perforaciones para permitir la entrada del agua, y drenes distribuidos en la altura del muro. En el caso de los muros con contrafuertes, estos tubos colectores los deben atravesar a la altura de su unión con el pie del muro.

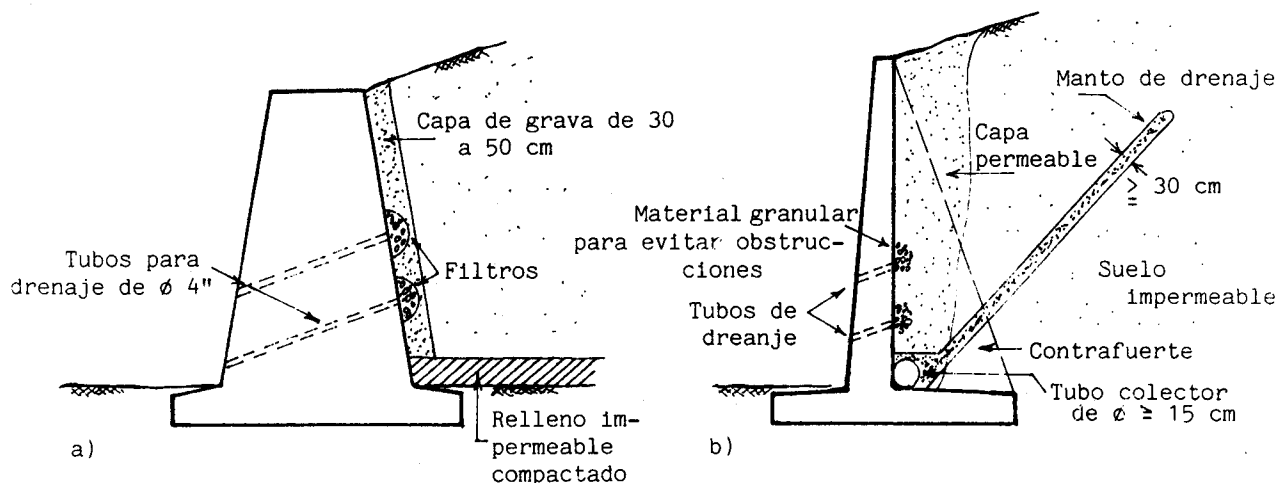
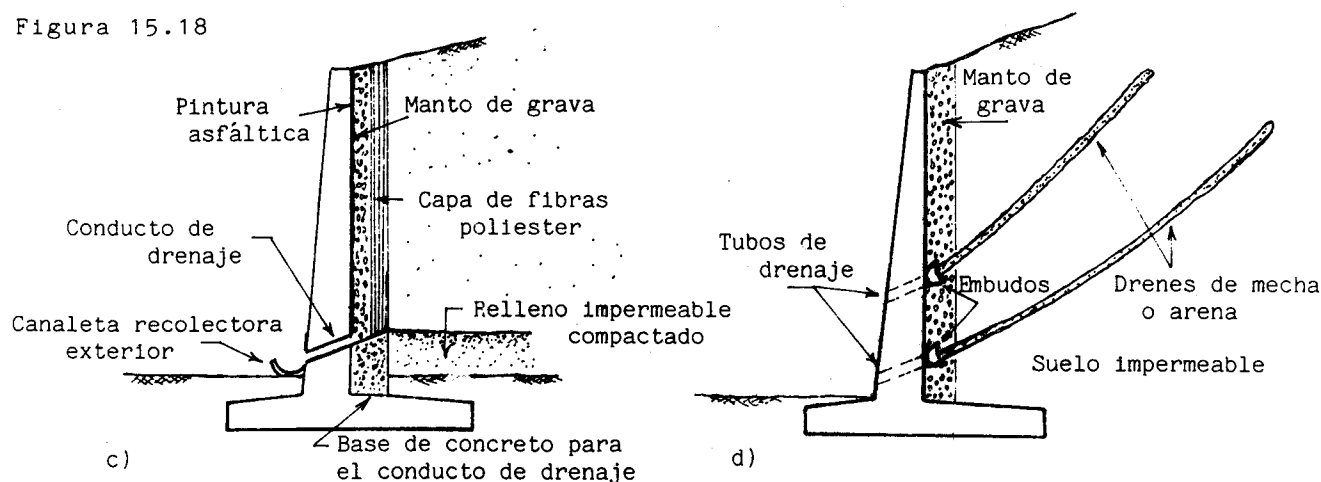


Figura 15.18



Otra solución es colocar drenes de mecha o arena, distribuidos en la masa del suelo, como se indica en el esquema d) de la figura 15.18. Estos drenes conectan en su extremo inferior a embudos que conducen el agua por los tubos de drenaje hasta las tuberías de descarga exteriores que se colocan junto al paramento exterior del muro. Ver Sección 4.17.

Diferentes soluciones alternas pueden utilizarse para el drenaje de los suelos que están soportados por muros, pero aquí se han graficado las más usuales en la práctica.

15.9.- ASENTAMIENTOS Y VOLCAMIENTO DE MUROS

Al igual que en todas las estructuras resistentes que descansan en bases directas o sobre pilotes, en los muros de contención se producen asentamientos. En los suelos de tipo granular, la mayor parte de los asentamientos ocurren durante la etapa constructiva, o cuando se completa el relleno del suelo que debe soportar el muro, mientras que en los suelos cohesivos, el asentamiento es lento y se prolonga durante un largo período de tiempo.

La magnitud de los asentamientos producidos en el suelo donde descansa un muro, puede calcularse siguiendo las teorías expuestas en la Sección 2.6, si bien en el caso de los muros, el centro de presiones de la resultante de las cargas exteriores y empujes, no es baricéntrico con respecto a la base del muro.

Cuando esta resultante se ubica en el perímetro del núcleo central de la base, las presiones de contacto con el terreno, en el extremo del talón del muro, pueden adoptar valores elevados de esfuerzos, duplicando la magnitud de los mismos para el caso en que la resultante sea baricéntrica. Por lo tanto, al diseñar un muro, se debe tratar que la resultante de las fuerzas exteriores y del peso propio de los muros y suelo contenido, esté lo más cercana posible al baricentro de la base en planta, evitando los esfuerzos excesivos en el talón, que pueden producir su fractura local por corte.

Otro problema que se presenta usualmente en los muros de considerable longitud, es la heterogeneidad de los suelos sobre los cuales apoyan, con capacidad portante no uniforme, dando lugar a asentamientos diferenciales que producen fracturas verticales en el muro.

Para solucionar este problema, se deben construir juntas de expansión convenientemente espaciadas (Ver la Sección 15.7) o mejorar el suelo aplicando algunas de las técnicas detalladas en el Capítulo 4, tales como reemplazo del suelo blando, compactación, estabilización, etc.

En el caso en que los asentamientos previstos, calculados antes de construir el muro, fueran excesivos, se debe recurrir a la fundación de los muros sobre pilotes, como muestra la figura 15.19 a).

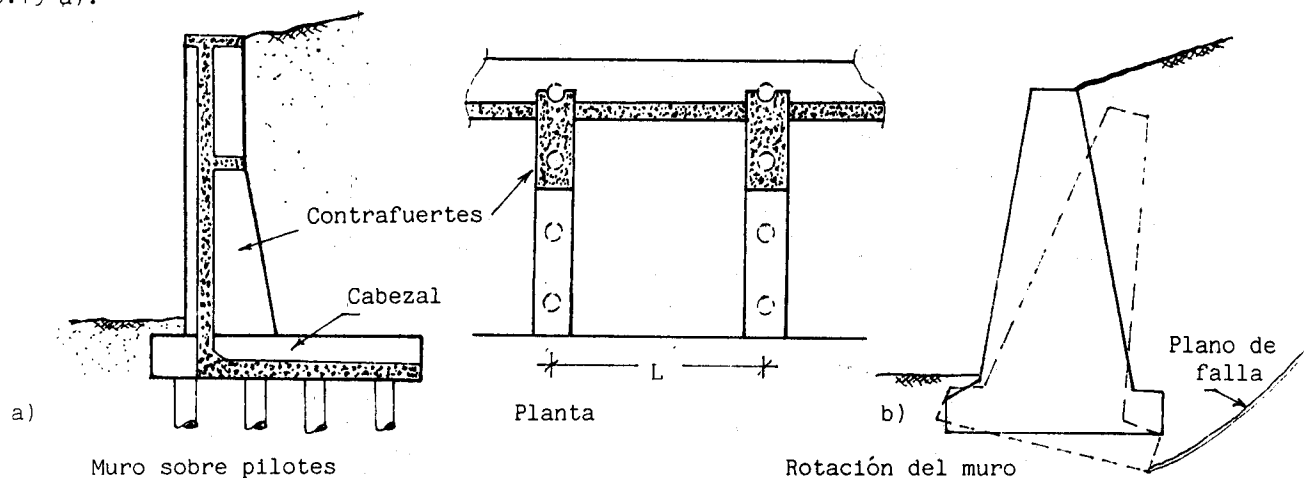


Figura 15.19

Adicionalmente al asentamiento que sufren los muros, es necesario que se evidencie una cierta rotación para que se pueda producir el empuje activo del suelo. La magnitud de esta rotación no es fácilmente determinable, si bien algunas observaciones han demostrado que en los muros de gravedad es del orden del 1% de la altura del muro, y en los muros en Cantilever, por ser más flexibles, resulta algo mayor.

El desplazamiento mínimo del tope del muro para producir empuje activo, se indica en la Tabla 14.2, para diferentes tipos de suelos. Cuando se funda en roca, esta rotación se ve impedida, por lo cual es conveniente, antes de construir el muro, colocar una capa de 30 a 50 cm de espesor de arena o tierra compactada, para permitir el asentamiento que acompaña el giro. Sin embargo, cuando se producen fallas en el suelo donde apoya el muro, la magnitud de la rotación puede ser excesiva, y las presiones bajo el talón del muro se vuelven inconvenientes.

Por otra parte, si la falla se produce cuando el subsuelo bajo el área donde apoya el muro es pobre, y la presión que producen las cargas es considerable, el giro del muro origina el empuje pasivo que se indica en el esquema b) de la figura 15.19.

En consecuencia, se aconseja ser muy meticuloso para la exploración del subsuelo en estos casos, ya que si la rotación es grande y el suelo poco consistente, aún la solución sobre pilotes puede ser peligrosa. En estos casos se deben buscar otras alternativas, tales como muros colados.

15.10.- MUROS DE GRAVEDAD Y FRICCIÓN

Este tipo de muros comprende los formados por elementos constructivos que se apilan o acoplan, tales como bloques, sacos rellenos de diversos materiales, cajas de alambre o madera conteniendo piedras o cascotes, etc. de modo que en ellos la estabilidad depende no sólo de la gravedad, sino también de la resistencia a fricción o cizallamiento entre sus capas, frente a los empujes impuestos por el suelo contenido o los líquidos embalsados. A continuación se analizarán los diferentes tipos de muros de gravedad y fricción, de acuerdo a la clasificación dada en la Sección 15.2.

15.10.1.- MUROS DE GAVIONES

Los muros de gaviones son muros de piedras de diferentes tamaños, colocadas dentro de cestas de alambre de acero galvanizado, tipo gallinero, que se van apilando superpuestas hasta alcanzar la altura deseada, y se atan entre sí para lograr un muro de gran peso que funciona por gravedad y fricción debidas al peso propio. Ver la figura 15.20.

Las piedras de mayor tamaño se deben colocar perimetralmente dentro de las cestas, y luego rellenar con las restantes. El proceso de armado del muro es el siguiente: se ubican las cestas vacías en su lugar, formando filas rectilíneas, y se atan con alambres. También se les colocan alambres internos conectando los lados de la cesta, para que no se deformen cuando se va llenando de piedras, luego se colocan las piedras, hasta el tope, y se cierra la cesta, atando la tapa. A continuación se ubica otra fila de cestas, repitiendo el proceso hasta completar el muro.

Estos muros no son impermeables, sino que permiten el paso del agua. Se los utiliza generalmente para contener suelos en las márgenes de los ríos, revestimientos de canales u otras obras costeras. También se los construye cuando se desea crear una zona de aguas tranquilas, rompiendo la corriente de los ríos.

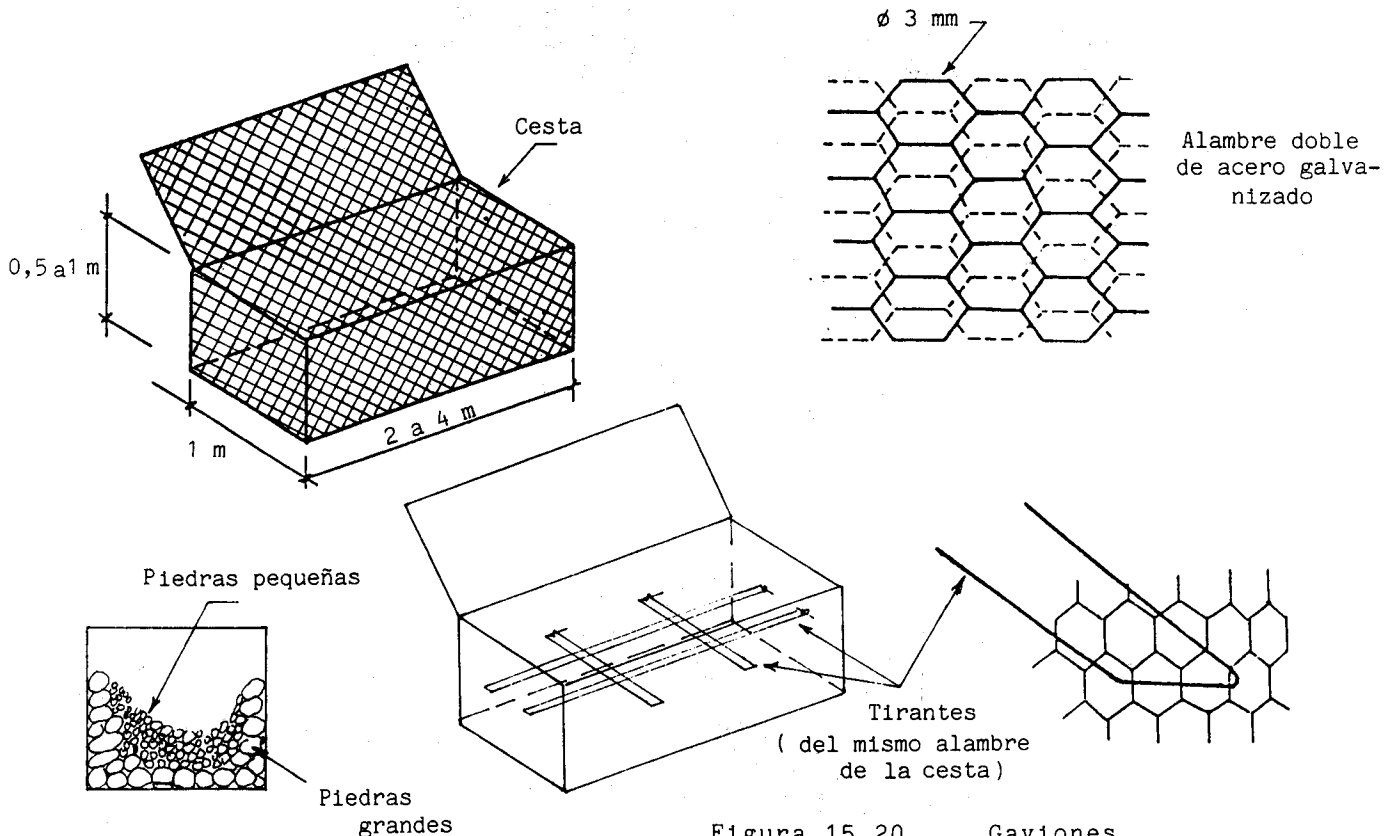


Figura 15.20 Gaviones

Con el correr del tiempo se produce la corrosión de los alambres de las cestas, por lo cual, para prevenirlo, se suele vaciar un mortero de cemento y arena que llene los huecos, transformando este muro de piedras en un concreto ciclópeo.

El alambre de las cestas se coloca doble o triple, de modo de disminuir el tamaño de la trama, y evitar que se deslicen las piedras fuera de la cesta. El porcentaje de vacíos entre las piedras es del 15 al 22%, y el coeficiente de fricción entre capas de gaviones se adopta $f = 0,4$ a $0,6$.

Las siguientes condiciones rigen la construcción de los muros de gaviones :

- * Altura no mayor a 4 m
- * Ancho B de la base no menor a la altura H del muro

El diseño de los muros de gaviones no requiere de ninguna técnica especial, rigiendo los mismos criterios de estabilidad que para los muros de gravedad. La condición complementaria es la de verificar la resistencia al deslizamiento entre capas de gaviones, tomando en cuenta la fricción en los planos críticos de modo de asegurar la resistencia del muro.

La altura de los muros de gaviones no supera generalmente los 4 m y su perfil puede ser trapecial simétrico o no, como muestra la figura 15.21. En todos los casos se debe verificar que los esfuerzos en el suelo de fundación no superen los admisibles.

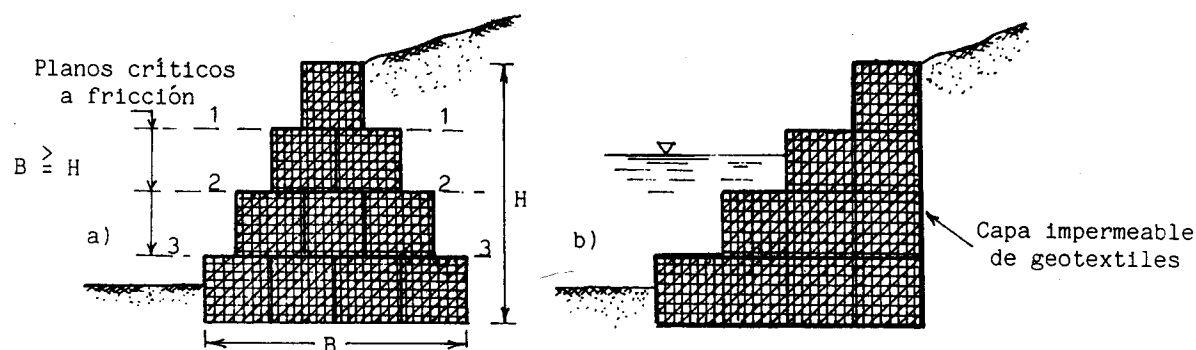


Figura 15.21 Perfiles de muros de gaviones

Cuando es necesario construir un muro de gaviones estanco, se aconseja el uso de geotextiles rodeando al muro, lo cual prolonga la vida útil del muro. Para ello se coloca una capa de geotextil en el paramento interno, junto al suelo de relleno, impermeabilizando el muro y evitando la erosión del suelo, como muestra la figura 15.21 b).

En otros casos, se coloca la capa impermeable y sobre ella un manto de grava, para luego construir el muro de gaviones en la forma indicada previamente, como muestra la figura 15.22 de una escollera protegida con este tipo de muros.

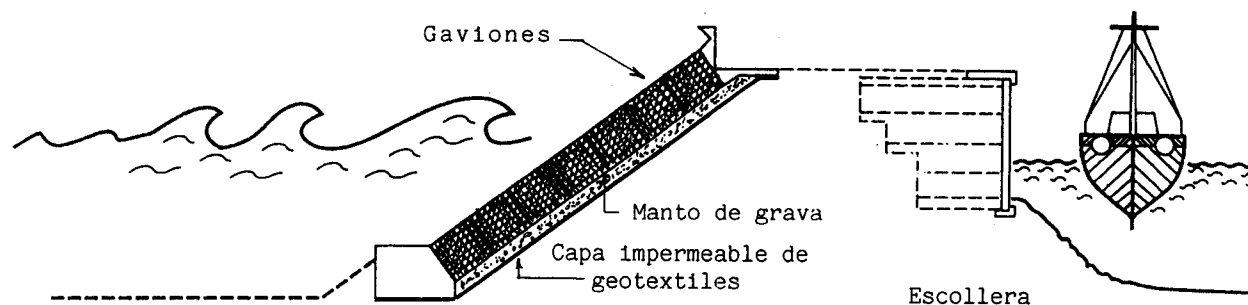


Figura 15.22

15.10.2.- MUROS DE SACOS DE SUELO-CEMENTO

Apilando convenientemente sacos de arpillera, papel Kraft o plástico, llenos de suelo de grano grueso con una proporción del 8 al 10% de cemento, se pueden construir muros de hasta 4 o 5 m de altura, capaces de resistir el empuje del suelo, como muestra la figura 15.23.

Generalmente se emplean sacos de unos 60 Kg de peso, con espesor de 25 a 30 cm, que se van ajustando unos contra otros, en forma ordenada. Los muros de este tipo tienen usualmente un carácter temporal, ya que el papel o las telas de arpillera son materiales degradables, especialmente en medios húmedos.

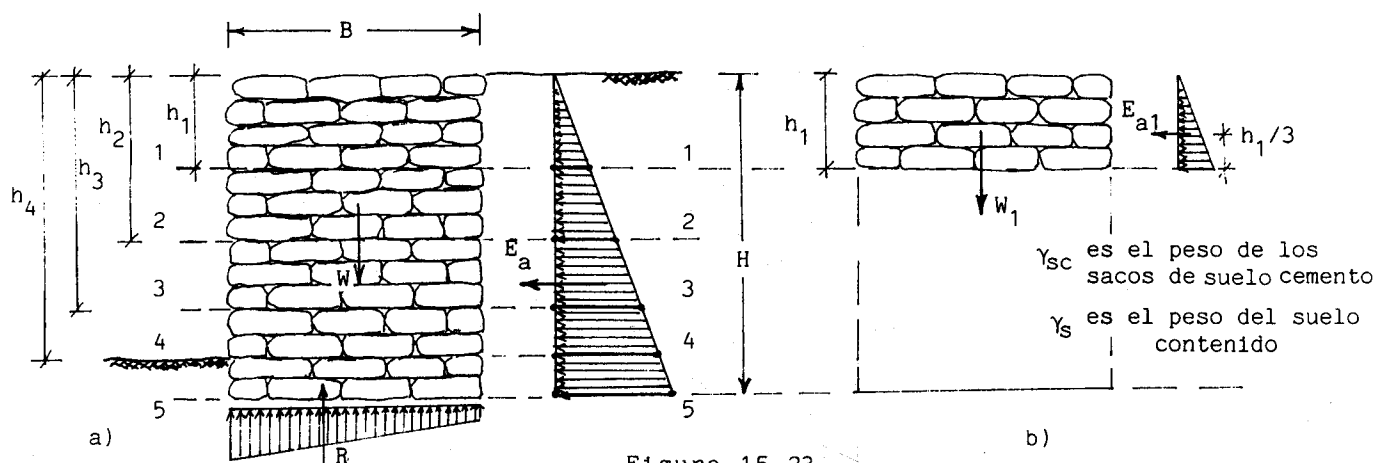


Figura 15.23

Bajo el empuje lateral del suelo, la falla en el muro puede producirse por corte en el material de relleno, o por deslizamiento entre sacos. Por lo tanto, es necesario verificar la seguridad a deslizamiento a diferentes niveles del muro, generalmente en los cuartos de la altura, y la base del muro. El coeficiente de fricción entre capas de sacos se adopta: $f = 0,5$. Por ejemplo, en el nivel 1-1 del muro de la figura 15.23 se debe cumplir:

$$W_1 = \gamma_{sc} h_1 B \quad E_{a1} = \gamma_s h_1^2 K_a / 2 \quad FS_{desl} = \frac{f W_1}{E_{a1}} = \frac{0,5 W_1}{E_{a1}} \geq 2$$

Además, en la base del muro, se deben verificar las presiones de contacto, de modo de no sobrepasar la magnitud de los esfuerzos admisibles del suelo, y se ubicará la resultante de las cargas, para que su centro de presiones esté contenido en el núcleo central de la base en planta.

Cuando los muros de sacos de suelo cemento se construyen bajo el agua, se utilizan sacos de material sintético sellados y llenos de cemento, trabándolos entre sí para adaptarlos a la forma deseada. En los cimientos amenazados por socavaciones, como por ejemplo en las pilas de puentes, se suelen utilizar estos sacos de suelo cemento para formar una escollera de protección contra el lavado del lecho marino o fluvial al pie de sus taludes. Ver figura 15.24 a). Cuando la socavación es muy acentuada, se distribuyen los sacos de suelo cemento sobre fajinas, como muestra el esquema b), o grandes piedras que sirven de base a la escollera. En aguas profundas, se utilizan los "salchichones de concreto" como se grafica en el esquema c), en envolturas de tejido metálico, que rodea a los sacos de yute, y forman la infraestructura de los muelles de puertos y rompeolas, incluso con gran oleaje. Generalmente son llevados al lugar en barcazas de compuertas que los sumergen y depositan dejándolos caer por gravedad. El fraguado del concreto se realiza bajo el agua y presentan la gran ventaja de que se adaptan a los desniveles del lecho, sin necesidad de encofrados ni andamiaje. Al endurecer forman un cuerpo único.

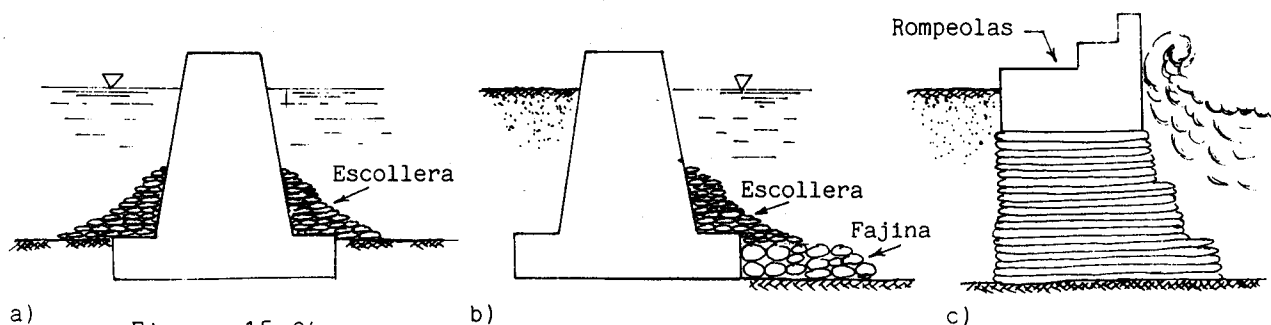


Figura 15.24

15.10.3.- MUROS DE TIERRA ARMADA

Las primeras investigaciones sobre Tierra Armada las realizó el Ing. Henry Vidal en 1967 en el Laboratorio Central DesPonts et Chaussées de París, con la idea básica de reforzar el suelo con planchas angostas de acero galvanizado, para revestir taludes, construir muros, estribos de puentes, carreteras, autopistas, etc.

La Tierra Armada se obtiene asociando el terreno con estas planchas o cintas metálicas, y creando una unión permanente entre ambos elementos merced al esfuerzo de rozamiento que se crea en sus puntos de contacto. Se obtiene así un material compuesto que ofrece gran resistencia a los esfuerzos estáticos y dinámicos, y rapidez de ejecución, por emplear elementos totalmente prefabricados.

La Tierra Armada incrementa la cohesión del terreno, mediante la fricción entre las planchas y los granos del suelo. Esta cohesión es proporcional a la resistencia de tracción de las armaduras y en la dirección de sollicitación principal de las mismas. Por lo tanto, se puede orientar la cohesión y su intensidad, pudiendo diseñar la obra de manera que se resistan los esfuerzos en cualquier dirección.

En el diseño de los muros de Tierra Armada se deben evaluar los empujes del suelo por la teoría de Rankine en los diferentes niveles. Los esfuerzos que se originan dentro de la masa de relleno por efecto de su peso propio, las sobrecargas y los empujes, se transmiten a las planchas metálicas por rozamiento. El cálculo de la armadura necesaria se hace por niveles, ajustándola a la magnitud de los esfuerzos existentes.

La condición de adherencia entre los granos del relleno y las planchas depende de la calidad del suelo y del tamaño y características de sus granos. Como no todos los granos están en contacto con las planchas, se debe disponer un paramento lateral, en forma de piel, que consiste en lajas o escamas, las cuales contienen localmente la tierra entre dos capas sucesivas de armaduras.

Estas escamas periféricas encajan unas en otras, por su forma en cruz de 1,5 m de lado como se muestra en la figura 15.25. En su cara interna, las escamas van unidas a las planchas metálicas mediante un dispositivo de arranque, colocado en varios puntos de la pared, al cual se conecta la armadura apretando un tornillo conector de alta resistencia.

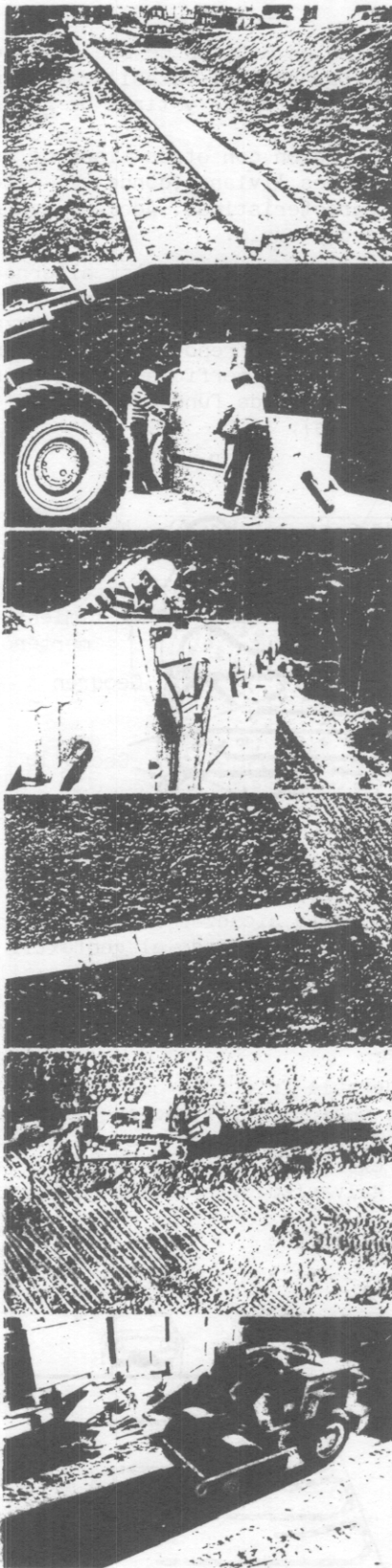
La construcción de estos muros comienza con la colocación de una solera de concreto para asiento del paramento, sobre el cual se irán encajando sucesivamente las escamas superpuestas, a medida que se extienden las planchas de acero sobre el suelo, atornillándolas a su punto de unión con las escamas. Luego que se ha colocado una fila de escamas, se extiende la tierra de relleno sobre cada capa de armaduras, utilizando la maquinaria habitual de movimiento de tierras. Luego de extendida, esta tierra se compacta pasando rodillos. Una buena compactación es necesaria para limitar los asentamientos, pero debe evitarse la utilización de los compactadores junto al paramento. Luego se procede a colocar una nueva fila de escamas y se repite el proceso hasta finalizar el muro, el cual puede alcanzar los 12 o 15 m de altura.

Para ejecutar correctamente el muro, se deben nivelar y aplomar las escamas en cada nueva fila que se coloca, de modo de facilitar el montaje de las sucesivas de la fila superior, a medida que avanza la construcción del muro. Las lajas o escamas deben ser resistentes a la corrosión y a los cambios de temperatura. En las uniones horizontales entre filas se coloca corcho aglomerado con resinas epoxi para asegurar un correcto asentamiento, mientras que las juntas verticales se rellenan con poliuretano de modo de permitir el drenaje del macizo de tierra contenida, evitando la pérdida de los granos más finos de suelo. La adherencia de las planchas metálicas con el suelo, garantiza la estabilidad de las escamas. Técnicamente, la construcción de los muros de Tierra Armada exige la ejecución de un relleno rigurosamente controlado y compactado.

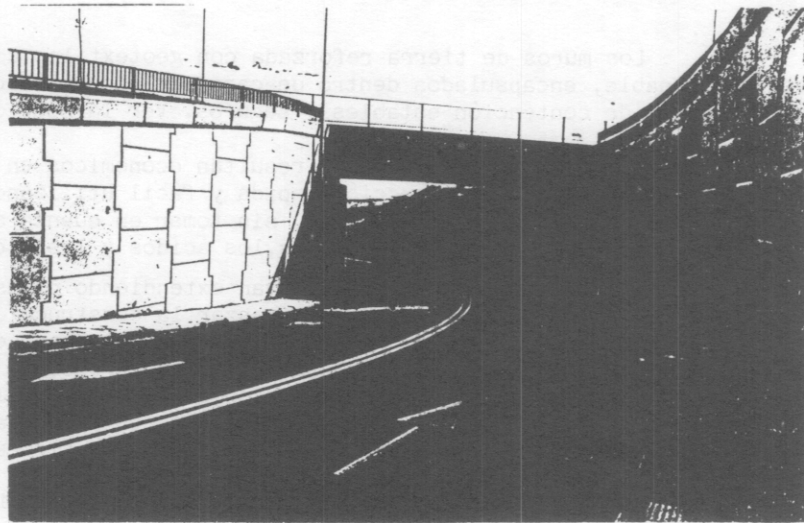
Para construir los muros de Tierra Armada son válidos todos los suelos que no contengan demasiada arcilla, con un porcentaje granulométrico menor al 15 o 20% de granos con tamaños inferiores a 15 micras. Son preferibles los suelos no agresivos, debido a la acción destructiva que pueden ejercer sobre las planchas metálicas. Estas planchas o armaduras son de acero galvanizado, de 5 mm de espesor y con estrías transversales, para aumentar la adherencia. Son flexibles y muy resistentes.

La figura 15.25 muestra las diferentes etapas constructivas de los muros de Tierra Armada, y algunas de sus aplicaciones en carreteras, autopistas, estribos de puentes y muros de contención.

En general, los muros de Tierra Armada brindan una solución económica y sencilla al problema de sostenimiento de tierras, logrando una textura estéticamente agradable que se adapta a las condiciones de la construcción moderna. Como tierra de relleno generalmente se utiliza la de la propia obra o la de sitios cercanos, si bien se exige un estricto control de calidad para establecer la validez de un relleno.

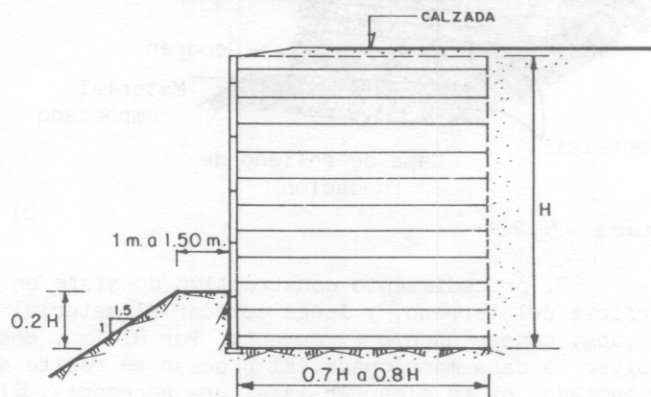


a) Secuencia de ejecución

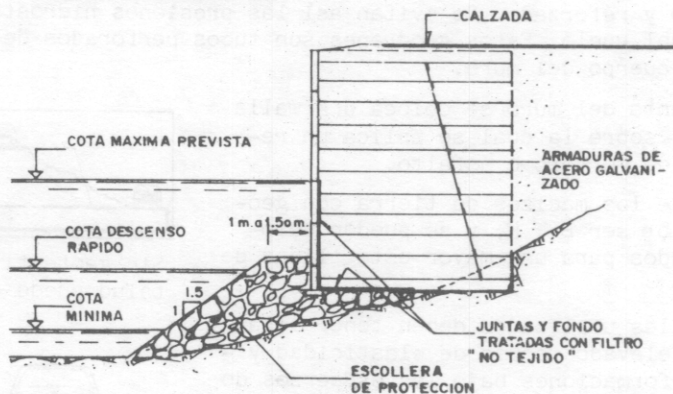


b) Muro terminado

MURO SOBRE TALUD



MURO INUNDABLE



c) Secciones típicas

15.10.4.- MUROS DE GEOTEXTILES

Los muros de tierra reforzada con geotextiles consisten en macizos de suelo de relleno granular drenable, encapsulados dentro de capas de geosintéticos, logrando así estabilizar taludes y construir muros de contención estables y seguros. Ver la Sección 4.18 sobre uso y tipos de geotextiles.

Los muros de geotextiles resultan económicos en comparación con otros tipos de muros y ofrecen la ventaja de una construcción rápida y fácil utilizando equipos livianos, donde el material de relleno usado es el mismo del lugar, sin tomar en cuenta sus características. Además, los geotextiles son resistentes a los hidrocarburos, los ácidos y los álcalis del suelo.

Para construir el muro, se van extendiendo capas de suelo y de geotextil alternadamente, como se detalla a continuación. Al comenzar la construcción del muro, se debe preparar el lugar adecuadamente. Para ello se efectúa la limpieza del terreno eliminando todos los objetos punzantes, rocas de gran tamaño, troncos y malezas. Luego se procede a nivelar el terreno. Si el muro es muy alto se deben hacer varias terrazas, y se coloca el geotextil en toda la superficie. Si el terreno sobre el cual asentará el muro es blando, se debe colocar una capa de relleno de fundación, y sobre él, capas de material compactado drenable, como muestra la figura 15.26 a).

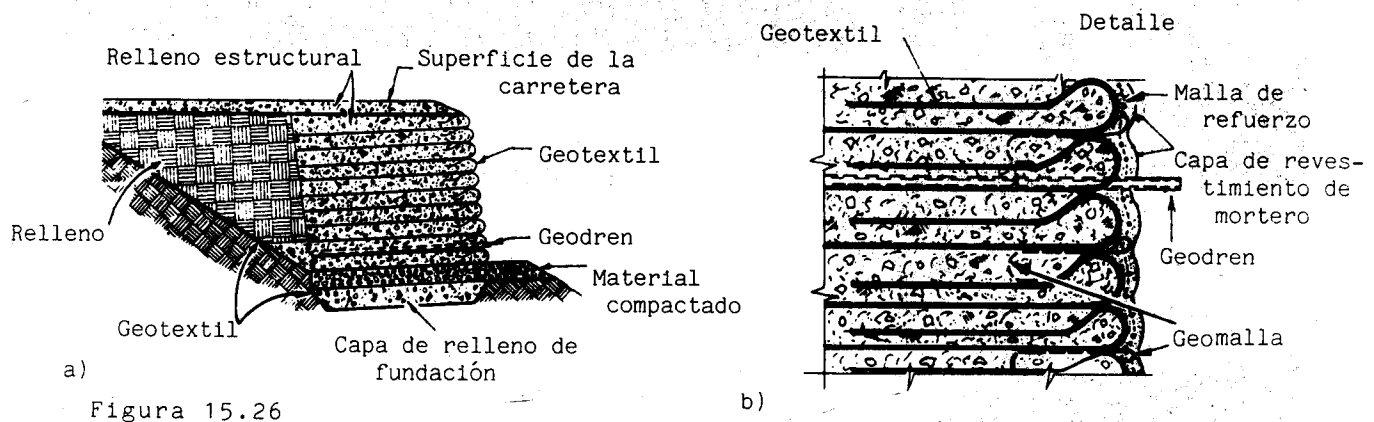


Figura 15.26

b)

(Cortesía del Ing. Jesús Andreu)

El procedimiento constructivo consiste en extender el geotextil transversalmente sobre la superficie del terreno, y luego colocar el material de relleno hasta alcanzar el espesor previsto de la capa, compactándolo firmemente. Por último, encapsular el suelo doblando el geotextil de modo de envolver la capa mencionada. El proceso se repite extendiendo sucesivas capas de geotextil y de suelo compactado, hasta alcanzar la altura necesaria. El espesor de cada capa varía entre 0,3 y 0,5 m, dependiendo de la altura, inclinación y profundidad del muro proyectado. Cada tres capas de geotextil es recomendable reforzar el suelo con una capa de geomalla.

Entre el suelo y los geotextiles se crea una considerable fricción, que se opone al deslizamiento de las diferentes capas. Para evitar la saturación del suelo por filtraciones, se deben colocar geodrenes de 2", uno cada 10 m² por cara expuesta del muro, o bien de 1" de modo que el muro quede armado y reforzado. Se evitan así las presiones hidrostáticas excesivas, al eliminar el agua de saturación del suelo. Estos geodrenes son tubos perforados de acero galvanizado, recubiertos de geotextiles en el cuerpo del muro.

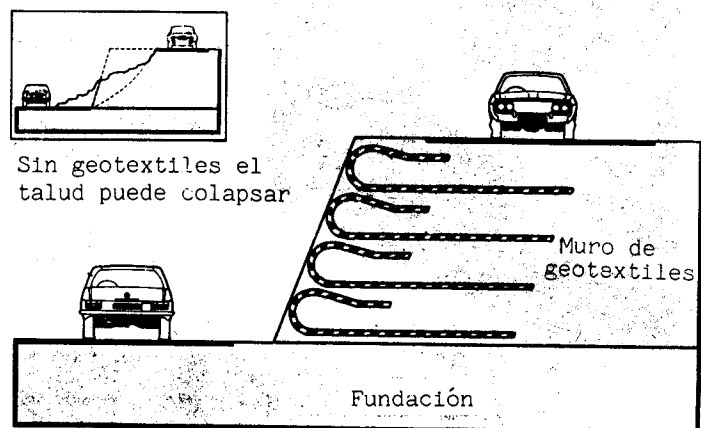
En el paramento del muro se coloca una malla de refuerzo, sobre la cual se aplica un revestimiento de mortero o asfalto.

El ancho B de los macizos de tierra con geotextiles debe ser $B \approx H$, y se pueden colocar escalonados para una mayor estabilidad de los taludes.

Los geotextiles utilizados deben tener alta calidad, con elevado módulo de elasticidad y limitadas deformaciones bajo los esfuerzos de trabajo.

El diseño de estos muros se realiza en la forma usual para los muros de gravedad y fricción.

Figura 15.27



15.10.5.- MUROS TIPO CRIB-WALL

Estos muros actúan por gravedad, y se construyen con elementos premoldeados de concreto armado, metal o madera, articulados o trabados entre sí, y formando cajas o celdas que luego se rellenan de suelo debidamente compactado. La figura 15.28 grafica algunos detalles de este tipo de muros.

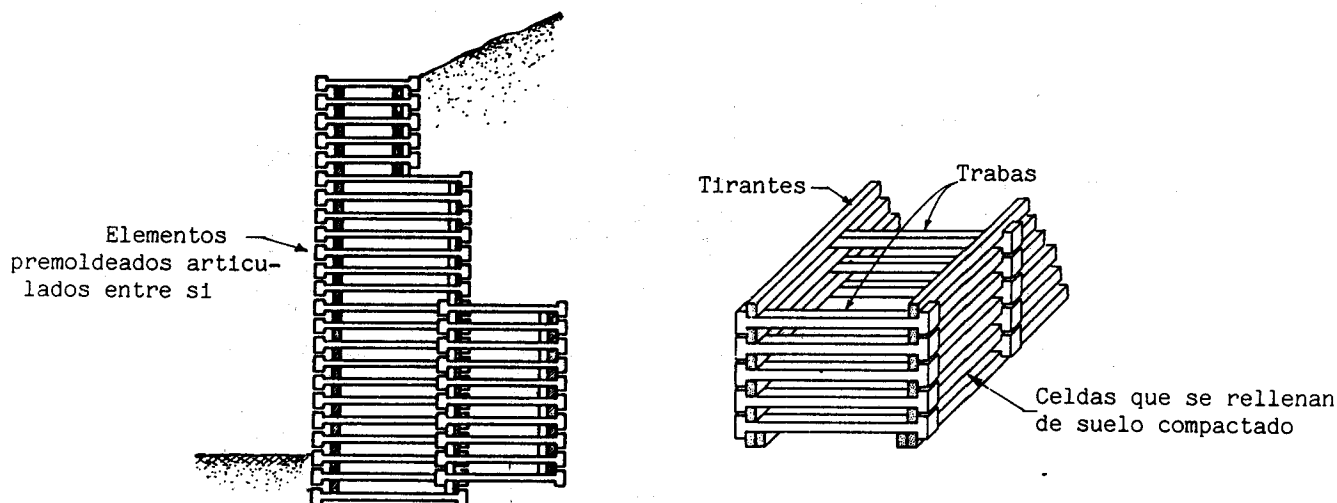


Figura 15.28

15.10.6.- MUROS DE MAMPOSTERIA

Los muros de mampostería se utilizan generalmente para estabilizar taludes de poca altura. Para su ejecución se utilizan ladrillos comunes o de máquina, con mortero de cal o cemento, cuyos pesos específicos se indican en la Tabla 15.1.

T A B L A 15.1

PESO ESPECIFICO DE LA MAMPOSTERIA

Tipo	Peso (Kg/m ³)
Ladrillos comunes mortero de cal	1.600
" " " de cemento	1.800
Ladrillos huecos mortero de cal	1.300
" " " de cemento	1.500
Ladrillos de máquina mortero de cal	2.000
" " " " de cemento	2.200
Ladrillos prensados, mortero de cal	1.900
" " " " cemento	2.100

Los muros de mampostería se construyen generalmente con perfiles trapeciales, como muestra la figura 15.29. En el caso en que se construyan de forma rectangular, se puede mejorar la estabilidad del muro intercalando una o más placas de concreto armado intermedias, con volados que quedan ahogados en la masa de suelo a contener, como se indica en el esquema b).

Otra solución es construir muros de mampostería con bloques de concreto, convenientemente armados con barras de acero cruzadas y rellenos de mortero. Ver figura 15.19 c). Para una mayor seguridad al volcamiento, se les puede adicionar contrafuertes de bloques y concreto vaciado in situ, como se indica en el esquema d). Al igual que en los muros de sacos de suelo cemento, en los de mampostería para contención de tierra, se debe verificar la seguridad al deslizamiento en varios niveles de su altura, así como la seguridad al volcamiento. Los coeficientes de fricción para la mampostería son :

Mampostería sobre mampostería	$f = 0,65$
Mampostería sobre madera	$f = 0,50$
Mampostería sobre arcilla seca	$f = 0,50$
Mampostería sobre arcilla húmeda	$f = 0,33$
Mampostería sobre arena	$f = 0,40$
Mampostería sobre grava	$f = 0,60$

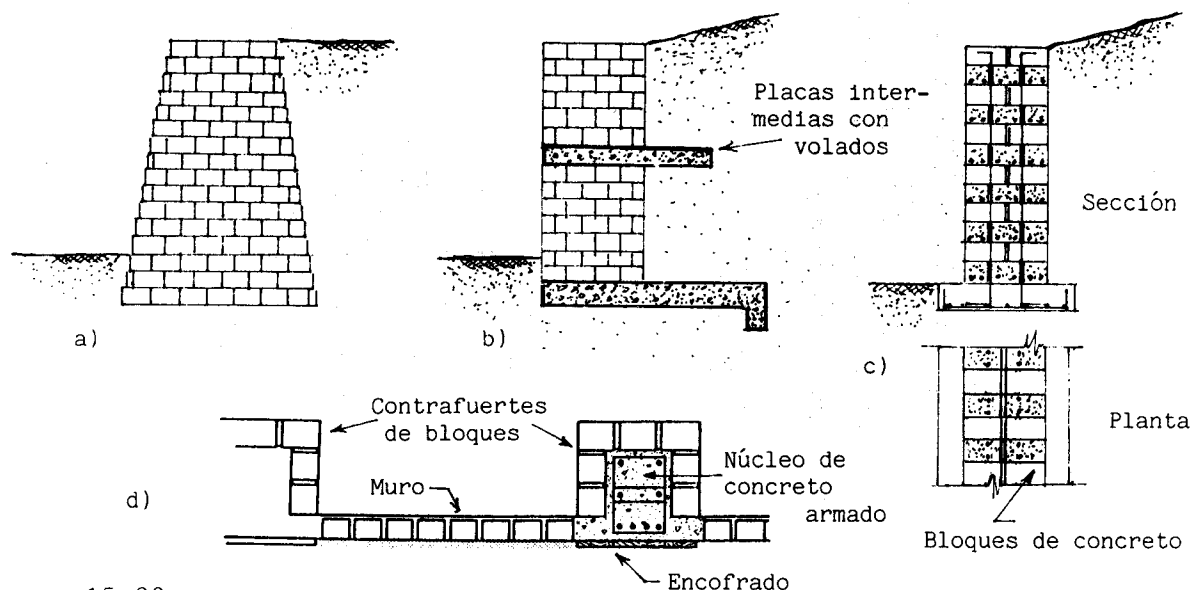


Figura 15.29

15.11.- MUROS COLADOS

Los muros colados son paredes verticales de concreto armado, impermeables, empotradas en el subsuelo, y capaces de contener los taludes, permitiendo realizar una excavación en seco de hasta 35 o 40 m de profundidad.

Estos muros pueden soportar fuerzas axiales, cargas horizontales y momentos flectores. Cuando su altura es considerable, se deben anclar o apuntalar en puntos discretos, de modo de asegurar su estabilidad y eficiencia. Los muros colados se construyen mediante la excavación sucesiva de zanjas utilizando una excavadora especial que consiste en un cucharón hidráulico de almeja, cortante, incorporado a una grúa, guiado por una barra telescópica tipo "Kelly", la cual se acciona mecánicamente, de modo de asegurar la alineación y verticalidad de la ejecución. Ver la figura 15.30.

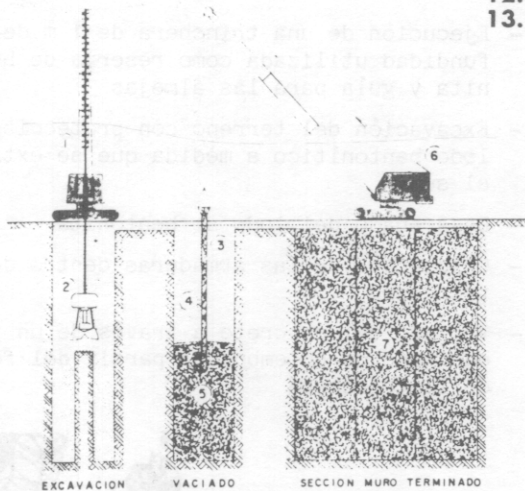
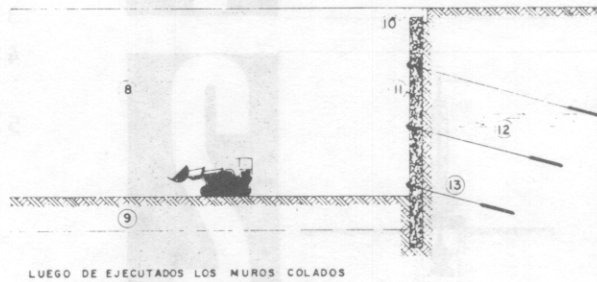
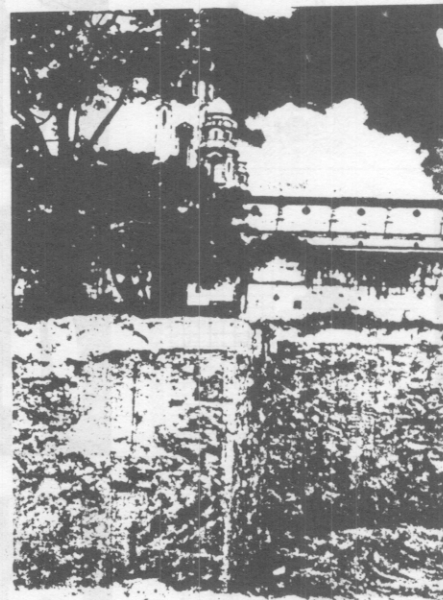
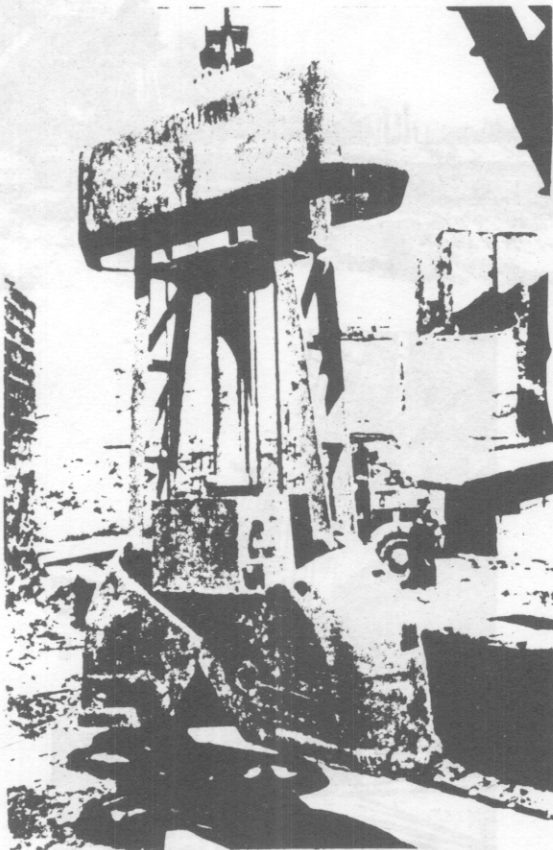
Cada una de estas zanjas o trincheras tiene un ancho variable de 2,5 a 5 m y espesores entre 0,4 y 1 m. Su profundidad es la requerida para el diseño del muro y su planta puede ser recta, curva o quebrada poligonal.

Se comienza la operación construyendo un murito guía en concreto armado, de 0,5 por 1 m de profundidad, el cual permite orientar el cucharón en cada extracción, y a medida que se ejecuta la perforación se va llenando continuamente el hueco con lodo bentonítico, evitando así la descompresión del suelo.

Este lodo bentonítico mantiene estable la excavación por la presión hidrostática ejercida, al tiempo que provoca una reacción química que impermeabiliza las paredes del suelo. Cuando la perforación alcanza la profundidad deseada, se desarena el lodo, limpiándolo de suelo y escombros que puedan haber caído al fondo, y se colocan unos tubos de encofrado en ambos extremos de la excavación, con la finalidad de lograr una buena junta machihembrada del concreto entre los sucesivos paneles.

A continuación se introducen las mallas soldadas de acero dentro del lodo y hasta el fondo de la excavación, centrándolas con ayuda de una grúa, y colocándoles separadores para que no queden en contacto con las paredes. El hormigonado se realiza vaciando el concreto a través de un tubo metálico roscado, que se hace descender hasta el nivel inferior de la zanja, sumergiéndolo en el lodo. El concreto debe ser de buena calidad, y se le agrega un fluidificante para facilitar la operación, cuidando siempre que la boca de descarga del tubo de vaciado permanezca dentro del concreto fresco, hasta llenar totalmente el panel.

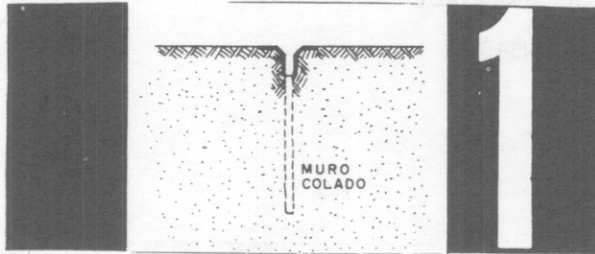
1. GRUA PERFORADORA
2. CUCHARON (CLAM-SHELL)
3. LODO BENTONITICO
4. TUBO PARA EL VACIADO
5. CONCRETO YA VACIADO
6. GRUA DE SERVICIO (VACIADO)
7. PANELES TERMINADOS
8. ZONA EXCAVADA
9. ZONA POR EXCAVAR
10. MURITOS GUIA
11. MURO COLADO TERMINADO
12. NIVEL FREATICO
13. ANCLAJES POSTENSADOS

**EJECUCION MUROS COLADOS****EXCAVACION GENERAL**

Un muro colado después de la excavación general.

Cucharón hidro-eléctrico.

Secuencia de ejecución



1

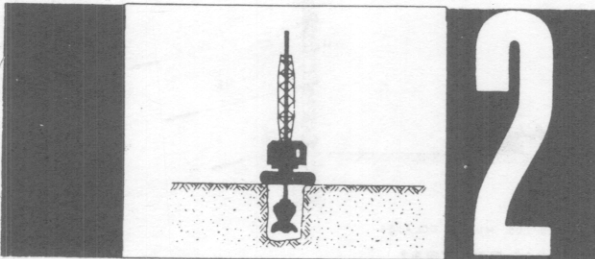
1).- Ejecución de una trinchera de 1 m de profundidad utilizada como reserva de bentonita y guía para las almejas

2).- Excavación del terreno con protección de lodo bentonítico a medida que se extrae el suelo

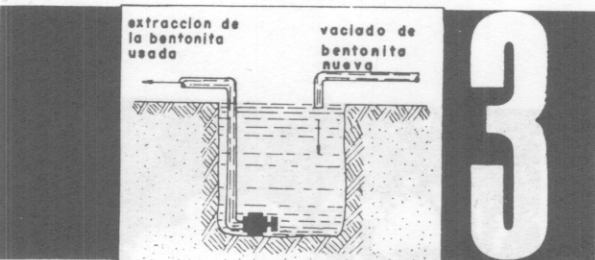
3).- Desarenado del lodo de bentonita

4).- Colocación de las armaduras dentro de la trinchera

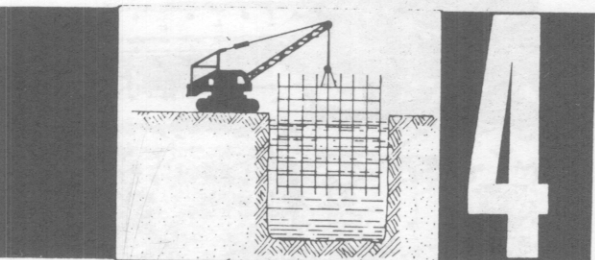
5).- Vaciado del concreto a través de un tubo equipado de un embudo a partir del fondo de la trinchera



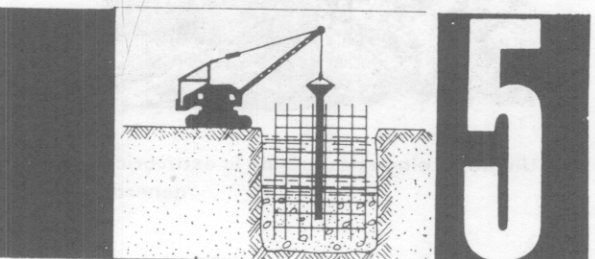
2



3



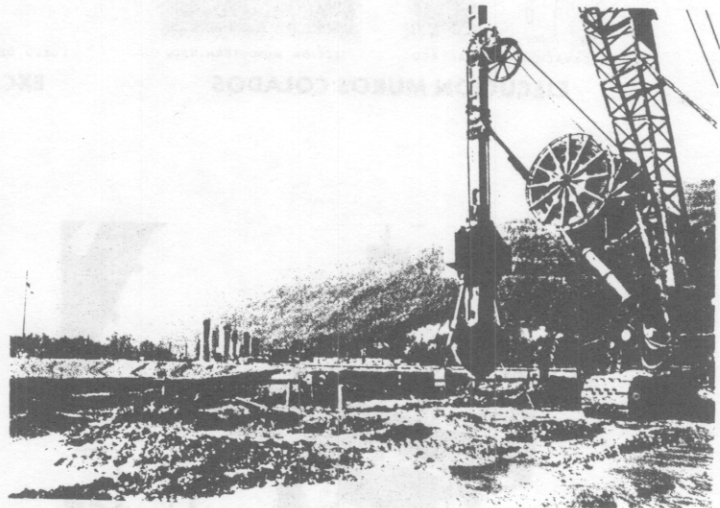
4



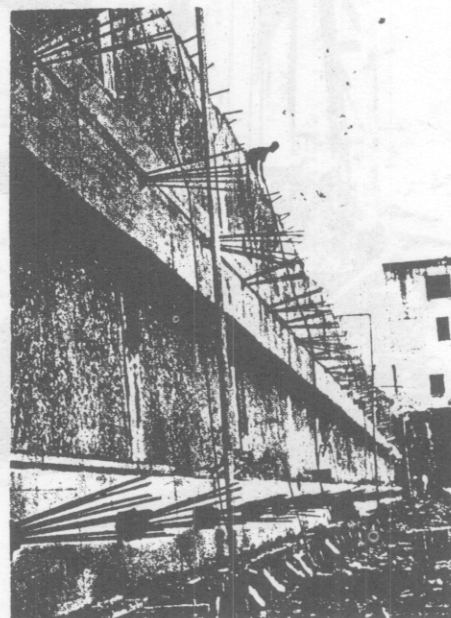
5

muros colados

(Cortesía de Fundaciones Soletanche)



b)



Muro colado atirantado - Parque Central

A continuación se retiran los tubo-juntas antes de que fragüe el concreto. Durante el proceso de vaciado del concreto, éste al ir llenando la excavación, expulsa el lodo bentonítico, que tiene menor peso específico y es recuperado en la superficie, para limpiarlo y decantarlo, y luego ser usado en la construcción del siguiente panel. Los diferentes paneles se construyen en forma alternada de modo que en los impares, que se vacían primero, se utilizan dos tubos de encofrado, y en los pares, o intermedios, ninguno.

Cuando el muro colado ha sido completado en toda su extensión, comienza la excavación del terreno, y a medida que ésta progresa, se van asegurando los muros adecuadamente mediante anclajes - postensados, un sistema de apuntalamiento, o contrafuertes. Finalizada la operación, los muros colados pueden incorporarse a la estructura definitiva del edificio, como paredes de sótanos.

15.12.- MUROS DE PILOTES

Se pueden construir muros estancos de pilotes, como ataguías o para contención de tierras según tres formas diferentes:

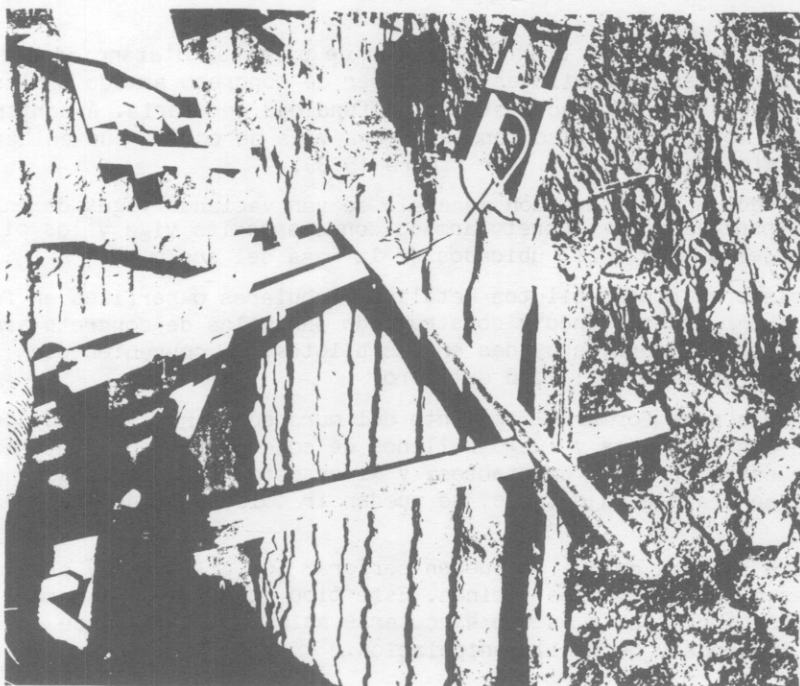
- * Con pilotes tangentes
- * Con pilotes secantes
- * Con pilotes y pantallas

15.12.1.- MUROS DE PILOTES TANGENTES

Se usan pilotes perforados o hincados, formando una fila, en contacto unos con otros o machihembrados. Cuando los pilotes son vaciados in situ, como muestra la figura 15.31 se barrena hasta la profundidad deseada, luego se rellena el hueco con lodo bentonítico, se coloca la armadura resistente y se vacía el concreto, en una operación similar a la de los muros colados.

Se obtiene de esta forma un muro continuo e impermeable, en línea recta o poligonal, que sirve de carga o de contención, y también como pantalla de impermeabilización de diques o presas. Los pilotes usados pueden ser también de camisa metálica perdida, hincando primero los pilotes impares y luego los pares, o bien en una secuencia continua. Para lograr mayor estanqueidad, se pueden usar dos diámetros diferentes de pilotes, como se ve en el esquema b).

Estos muros de pilotes son económicos únicamente para alturas moderadas, trabajando en volado. En caso contrario, se deben apuntalar convenientemente o anclar mediante cables postensados. Si los pilotes resisten el empuje del suelo como volados, su deflexión crece notablemente a medida que se incrementa la altura y la erosión del suelo en la zona de empuje pasivo puede hacer peligrar la estabilidad del muro, por lo cual ésta debe ser controlada rigurosamente, en forma periódica.



b) Pantalla de pilotes de diferentes diámetros

a)

Pilotes Franki, machihembrados formando una pantalla impermeable.

Figura 15.31

(Cortesía de Fundaciones Franki)

15.12.2.- MUROS DE PILOTES SECANTES

Preferidos como ataguías en estructuras permanentes, los muros de pilotes secantes se construyen vaciándolos in situ y perforando el suelo primero para los pilotes impares, con un diámetro aproximadamente de 50 a 70 cm. El concreto vaciado va adicionado de un retardador de fragüe, y apenas comenzado el fraguado (unas 24 horas después de hormigonados) se procede a realizar la perforación de los pilotes pares, pero el trépano usado es de aleta cortante, con la cual se desvastan los bordes de los pilotes ya colocados, para luego vaciar los pilotes pares, que resultan así secantes - con los primeros. De esta forma se construye un muro de pilotes, los cuales pueden o no llevar armadura - resistente. Ver figura 15.32.

Para completar la impermeabilidad, se inyecta un mortero de cemento en el suelo - que rodea al muro, junto a ambas caras del mismo, en toda la altura del muro, y hasta una profundidad de al menos 5 m debajo de las puntas de los pilotes.

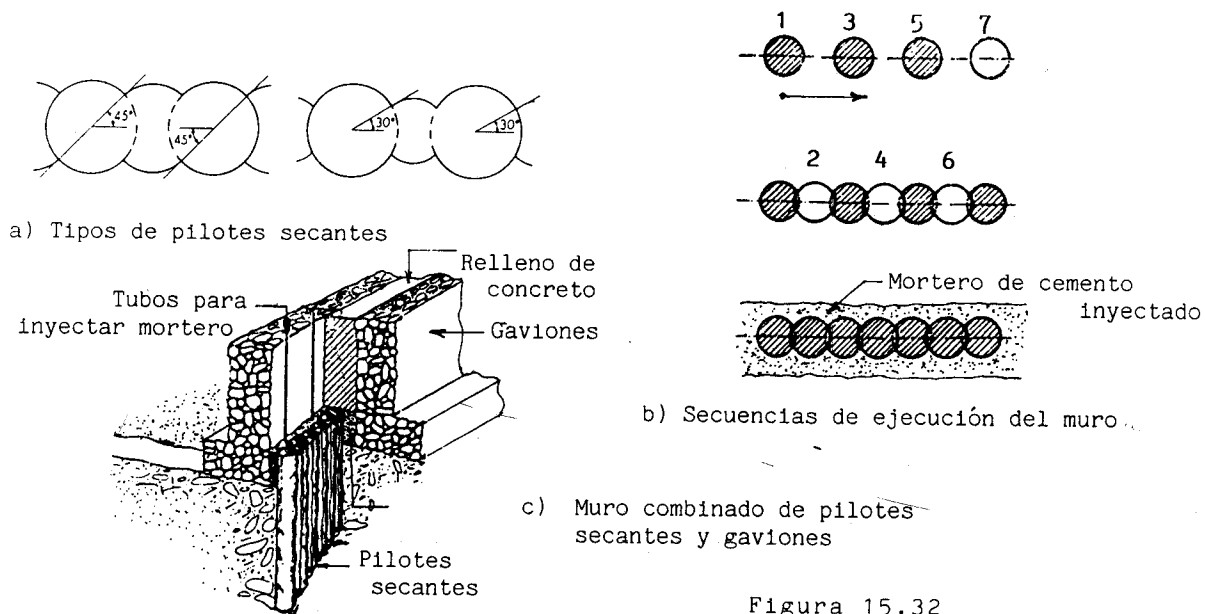


Figura 15.32

15.12.3.- PILOTES Y PANTALLAS

En este caso, el muro consiste en una combinación de pilotes, distanciados de 1 a 1,5 m entre sí, y conectados mediante pantallas. Los pilotes pueden ser de concreto armado prefabricados o de camisa metálica no recuperable que se hincan hasta la profundidad necesaria. A continuación se excava una zanja en la línea de los pilotes y se construye una viga de corona que enlaza las cabezas de los mismos, de modo de dar rigidez al conjunto. Ver figura 15.33.

A medida que se procede a la excavación general, se van vaciando vigas de enlace cada 4 m de separación en la altura, y pantallas de concreto armado conectando las viga y los pilotes. Estas pantallas usualmente llevan anclajes postensados, ubicados en la masa del suelo.

Otra solución consiste en hincar pilotes metálicos tubulares o perfiles en forma de H, convenientemente distanciados, y luego ir excavando y construyendo pantallas de concreto armado con vigas o refuerzos intermedios de madera o acero, apoyadas en los pilotes. En conveniente en todos los casos anclar las pantallas para asegurar la estabilidad del muro.

Los pilotes utilizados para formar el conjunto del muro con pantallas, no son de base encanchada, sino que se prefieren los entubados y luego rellenos de concreto. Se los utiliza usualmente para reparación y recalce de estructuras ya existentes, y si en estos casos la altura de operación es limitada, especialmente si se trabaja bajo techo, se pueden ir colocando tubos cortos que se van soldando a medida que penetran.

Otra ventaja de este sistema es que se pueden perforar los pilotes muy próximos a obras ya realizadas, quedando tangentes a los obstáculos vecinos. Este tipo de muros se ha usado con éxito en fundaciones costeras de muelles o puentes, y pueden ejecutarse asimismo en zonas de difícil acceso porque se ejecutan con equipos livianos y de fácil manipulación.

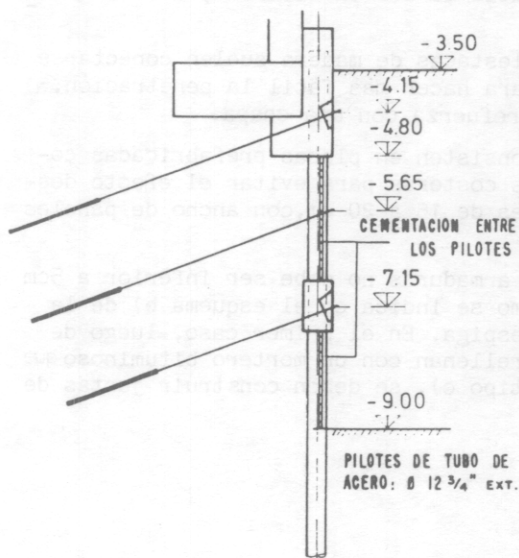
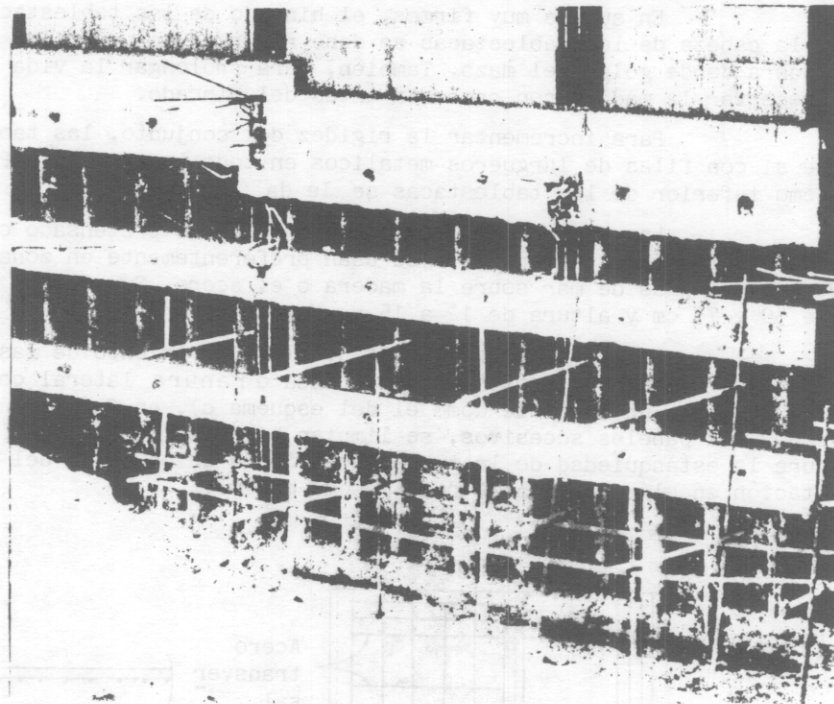


Figura 15.33



Muros de pilotes y pantallas

(Cortesía de Fundaciones Frankl)

15.13.- TABLESTACADOS

El tablestacado es una forma usual y práctica de muros de contención de tierras en riberas, por ser totalmente estanco y de fácil colocación. Se los utiliza asimismo para estabilizar taludes y protegerlos de la erosión.

Para construir las tablestacas se procede a hincar sucesivamente elementos que se van acoplando entre sí, hasta la profundidad necesaria, y en la longitud total del muro. Las tablestacas se pueden clasificar según el material empleado o la forma de apoyo. Según el material empleado, las tablestacas pueden ser :

- De madera
- De concreto armado
- Metálicas

Las tablestacas de madera se usan generalmente en regiones ricas en bosques, y para obras provisionarias de tramos cortos, o bien en entibación de excavaciones. Consisten en paneles de tramos machihembrados, en espiga o con encajes diagonales, como muestra la figura 15.34 a), y conectados mediante anillos dentados, grapas nervadas o algún otro tipo de conectores para madera.

Paneles machihembrados

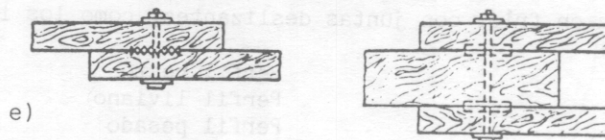
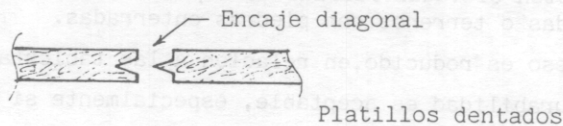
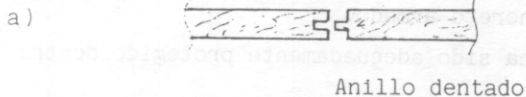


Figura 15.34

En suelos muy firmes, el hincado de las tablestacas de madera se dificulta, por lo - cual la cabeza de las tablestacas se debe reforzar con perfiles metálicos para evitar que se desgarre la madera donde golpea el mazo. También, para prolongar la vida útil de las tablestacas, es conveniente preservar la madera con creosota antes del hincado.

Para incrementar la rigidez del conjunto, las tablestacas de madera suelen conectarse entre si con filas de largueros metálicos en toda la longitud. Para hacer más fácil la penetración, al extremo inferior de las tablestacas se le da forma de cuña y se refuerza con una chapa.

Las tablestacas de concreto armado o pretensado consisten en placas prefabricadas colocadas en forma de tableros que se usan preferentemente en zonas costeras para evitar el efecto destructivo del agua de mar sobre la madera o el acero. Su espesor es de 15 a 20 cm, con ancho de paneles entre 50 y 75 cm y altura de 12 a 15 m. Ver la figura 15.35.

Para evitar la corrosión, el recubrimiento de las armaduras no debe ser inferior a 5cm. Las placas de concreto presentan una muesca o ranura lateral como se indica en el esquema b) de la figura 15.35, o un ensamble como el del esquema c), en forma de espiga. En el primer caso, luego de hincados los paneles sucesivos, se limpian bien las juntas y se rellenan con un mortero bituminoso que asegure la estanquidad de la tablestaca. Si la unión es la del tipo c), se deben construir juntas de dilatación en el muro cada 20 o 25 m como máximo.

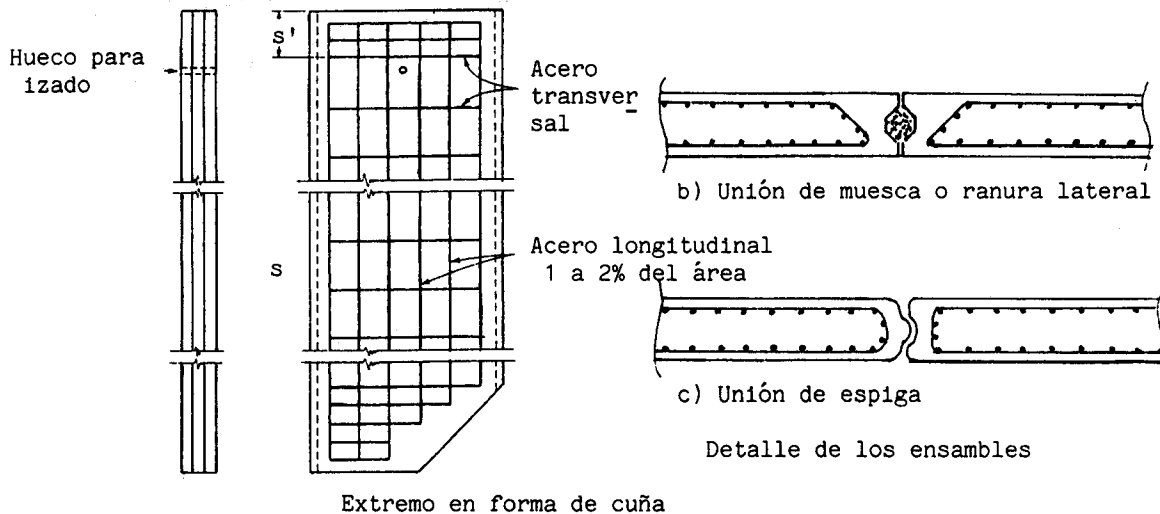


Figura 15.35

Tablestacas de concreto armado

Las tablestacas de acero son las más comunes, y presentan las siguientes ventajas :

- * Resisten elevadas fuerzas de impacto durante el hincado, especialmente en suelos firmes, rocas blandas o terrenos con piedras enterradas.
- * Su peso es reducido, en relación a las tablestacas de concreto armado.
- * Su durabilidad es aceptable, especialmente si el metal ha sido adecuadamente protegido contra la corrosión.
- * Pueden ser reusadas luego de extraídas
- * Su altura se incrementa fácilmente, mediante conexiones soldadas
- * Se hincan con facilidad, sin grandes vibraciones ni ruidos molestos, empleando martinetes de aire comprimido.

Las tablestacas de acero se construyen ensamblando elementos de acero laminado o chapa doblada en frío, con juntas deslizantes, como los indicados en la figura 15.36, según los siguientes tipos :

Perfil recto
Perfil liviano
Perfil pesado

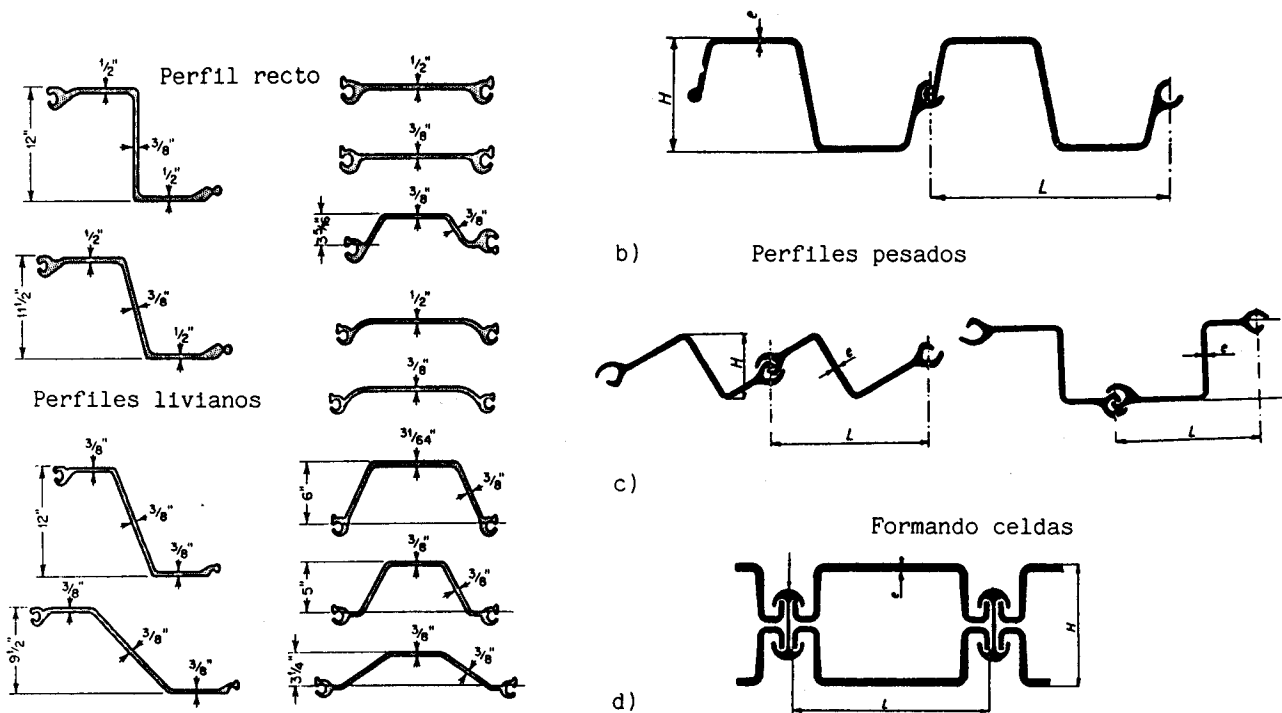


Figura 15.36 Diferentes tipos de tabestacas

Los perfiles rectos se usan generalmente para soportar esfuerzos de tracción, y los livianos son aptos para resistir limitadas flexiones. Las tablestacas de perfiles pesados, al acoplarse entre sí, adquieren un gran momento de inercia, por lo cual se las utiliza en el caso de que existan flexiones importantes, como ocurre con las tablestacas en Cantilever.

Para las tablestacas metálicas en agua de mar, se debe prever una adecuada protección mediante pinturas especiales, procesos catódicos electroquímicos o utilizando acero cúprico. Las tablestacas pueden ser rectilíneas, formando un cortina plana de estanqueidad, de perfil quebrado, o limitando recintos cerrados. En el caso en que los elementos de las tablestacas se ensamblen tipo celda, como muestra la figura 15.36 d), su capacidad de carga se incrementa notablemente, y además se pueden rellenar de tierra, preferiblemente arcillosa, de modo de mejorar la estabilidad y estanqueidad de la obra.

En todos los casos, las tablestacas se hincan luego de haber acuñado las juntas para ajustarlas entre sí. El proceso de colocar in situ las tablestacas es similar al de los pilotes prefabricados. Sin embargo, en aguas agitadas por el viento, la operación de hincado de las tablestacas flexibles se dificulta, por lo cual bajo estas condiciones es preferible utilizar tablestacas formadas por celdas circulares y elípticas, como muestra la figura 15.37, que pueden colocarse con mayor exactitud, sin distorsiones, delimitando un recinto central que luego se desagota para trabajos en su interior. Estas celdas, rellenas de tierra arcillosa, sirven para múltiples usos, tales como rompeolas, escolleras, muelles o pilas de puentes.

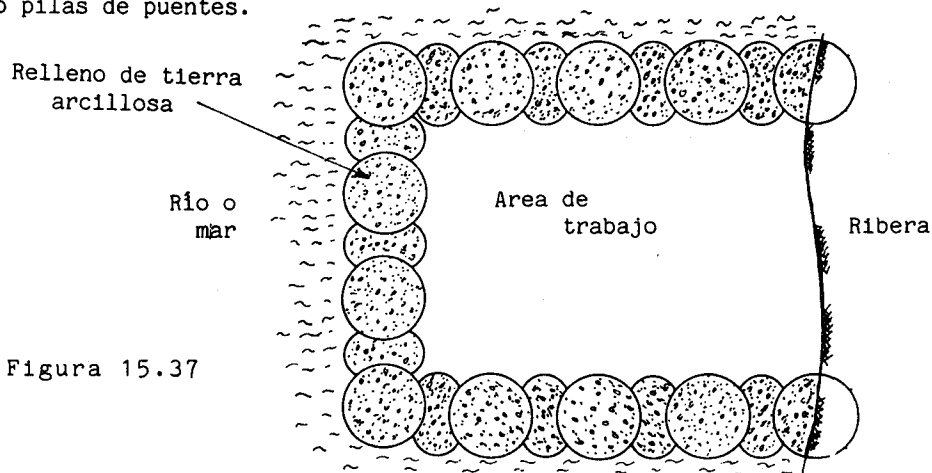


Figura 15.37

Según la forma de apoyo, las tablestacas pueden ser : (Ver la figura 15.38)

- * En Cantilever
- * Ancladas
- * Apuntaladas

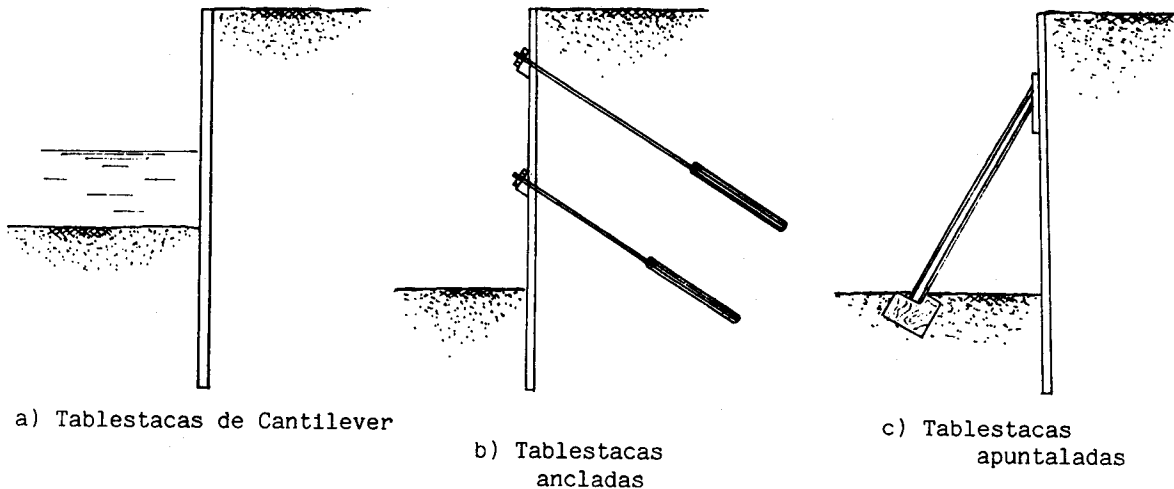


Figura 15.38

Tablestacas en Cantilever

Las tablestacas en Cantilever o volados se sustentan hincadas en el suelo de fundación, - por lo cual su altura no puede ser muy elevada, ya que de lo contrario, los momentos flectores se incrementan excesivamente y las deflexiones se vuelven inadmisibles. La figura 15.39 a) muestra una tablestaca en Cantilever, con la línea de dragado y el punto pivote 0 alrededor del cual se asume que la tablestaca gira como un cuerpo rígido, bajo los empujes del suelo.

Es muy importante el control de la erosión y la socavación alrededor del punto A, ya que - ello disminuye el empuje pasivo en la parte posterior del tablestacado. La distribución aproximada de las presiones activa y pasiva sobre la tablestaca se indica en el esquema b), y una simplificación de estos diagramas se da en el esquema c), a los fines de diseño.

Es práctica usual que para mantener el equilibrio en las tablestacas, la altura de enterramiento H' debe cumplir :

$$H' \geq H$$

Es conveniente en todos los casos, sin embargo, verificar la altura H' en suelos granulares ($c = 0$) y cohesivos ($\phi = 0$), según se analiza a continuación, aplicando los criterios de Coulomb, tomando en consideración la fricción entre el suelo y el muro, o de Rankine, con fricción nula. El comportamiento de las tablestacas en suelos mixtos, con cohesión y fricción, puede deducirse de la superposición de los efectos mencionados.

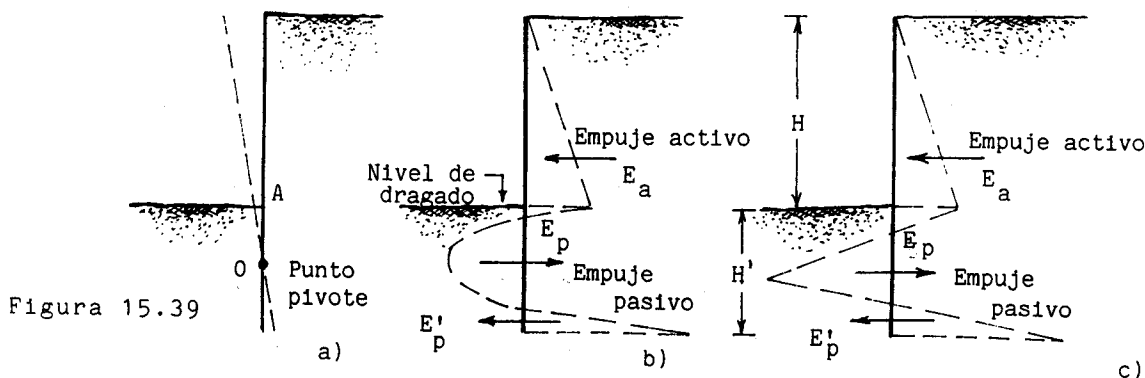


Figura 15.39

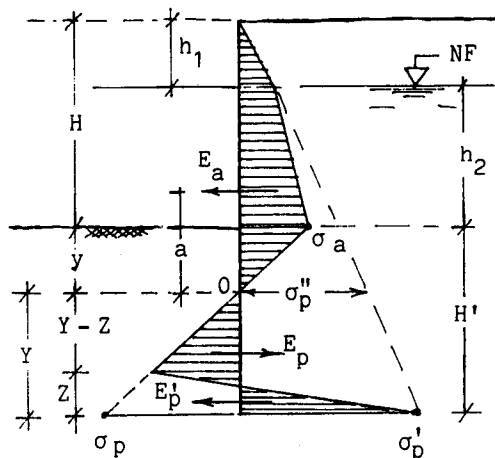
CASO A) TABLESTACAS EN CANTILEVER EN SUELOS GRANULARES ($c = 0$)

La figura 15.40 muestra la distribución simplificada de las presiones activa y pasiva sobre una tablestaca en Cantilever hincada en suelo granular, con nivel freático a la profundidad h_1 . Las características del suelo son: γ , ϕ , K_a y K_p en cada estrato por encima del nivel del agua subterránea, y γ' , ϕ' , K'_a y K'_p en cada estrato por debajo de ese nivel.

La distancia "y" del nivel de dragado al punto pivote 0 resulta:

$$y = \frac{\sigma_a}{\gamma' (K'_p - K'_a)} = \frac{\sigma_a}{\gamma' K'} = \frac{\sigma_a}{C} \quad (15.50)$$

$$\text{para } C = \gamma' K' \quad (15.51)$$



$$\sigma_p = C Y \quad (15.52)$$

$$\sigma'_p = \sigma_p + \sigma''_p \quad (15.53)$$

$$\sigma''_p = [\gamma h_1 + (h_2 + y) \gamma'] K'_p - \gamma' y K'_a \quad (15.54)$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales:

$$E_a + (\sigma_p + \sigma'_p) Z/2 - \sigma_p Y/2 = 0 \quad (15.55)$$

$$\text{Despejando: } Z = \frac{\sigma_p Y - 2 E_a}{\sigma_p + \sigma'_p} \quad (15.56)$$

Figura 15.40

Y tomando momentos estáticos con respecto al pie de la tablestaca se obtiene:

$$E_a (Y + a) + (\sigma_p + \sigma'_p) \frac{Z}{2} \frac{Z}{3} - \sigma_p \frac{Y}{2} \frac{Y}{3} = 0 \quad (15.57)$$

Sustituyendo la ec. 15.56 en 15.57 y simplificando, resulta la siguiente ecuación de 4º grado en Y:

$$Y^4 + Y^3 \frac{\sigma_p''}{C} - Y^2 \frac{8 E_a}{C} - Y \left[\frac{6 E_a}{C^2} (2 a C + \sigma_p'') \right] - \frac{6 E_a a \sigma_p'' + 4 E_a^2}{C^2} = 0 \quad (15.58)$$

De la ec. 15.58 se puede despejar el valor de Y y de H':

$$H' = Y + y \quad (15.59)$$

Conocido el valor de H' necesario, se acostumbra adoptar el H' incrementado en un 30% por razones de seguridad.

EJEMPLO 15.4.-

Halle la longitud H' necesaria para enterrar la tablestaca de la figura, en suelo granular con $\gamma = 1.900 \text{ Kg/m}^3$, $\phi = 30^\circ$ y $\delta = 20^\circ$. El nivel del agua subterránea se halla a 3,5 m de la superficie.

De las Tablas 14.3 y 14.4, según la Teoría de Coulomb se lee:

$$K_a = K'_a = 0,297$$

$$K_p = K'_p = 6,105$$

$$K' = K'_p - K'_a = 5,808$$

$$C = \gamma' K' = 900 \times 5,808 = 5.227 \text{ Kg/m}^3$$

$$\sigma_1 = K_a h_1 = 1.900 \times 0,297 \times 3,5 = 1.975 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_a = \sigma_1 + 900 \times 0,297 \times 2,5 = 2.643 \text{ Kg/m}^2$$

CASO B) TABLESTACAS EN CANTILEVER EN SUELOS COHESIVOS ($\phi = 0$)

Los suelos cohesivos tienen un comportamiento menos predecible que los suelos granulares, ya que los primeros pueden sufrir consolidaciones en la zona de empujes pasivos o fisuras en la zona de empujes activos, por efecto de la tracción producida. Estas fisuras se llenan de agua con el paso del tiempo, e incrementan las presiones sobre el muro.

De las ecs. 14.10 y 14.20 se obtiene, para suelos cohesivos sin fricción :

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = 1 \quad K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = 1 \quad (15.60)$$

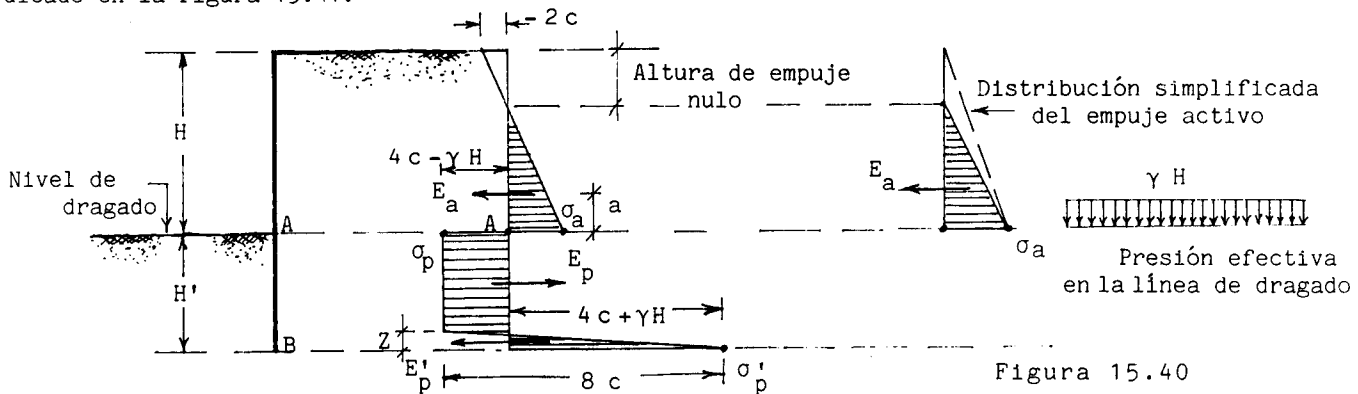
$$(15.61)$$

Por lo tanto, de ecs. 14.14 y 14.26 :

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} = \gamma H - 2c \quad (15.62)$$

$$\sigma_p = \gamma H' K_p + 2c\sqrt{K_p} = \gamma H' + 2c \quad (15.63)$$

El diagrama de los empujes sobre la tablestaca en suelos cohesivos sin fricción, se acepta como el indicado en la figura 15.41.



La presión neta en el punto A, sobre la línea de dragado es :

$$\sigma_p - \sigma_a = 2c - (\gamma H - 2c) = 4c - \gamma H \quad (15.64)$$

En el punto B, al pie de la tablestaca se deduce :

$$\text{Por la izquierda} \dots\dots\dots \sigma_p = \gamma H + \gamma H' + 2c \quad (15.65)$$

$$\text{Por la derecha} \dots\dots\dots \sigma_a = \gamma H' - 2c \quad (15.66)$$

$$\therefore \sigma_p - \sigma_a = 4c + \gamma H \quad (\text{actuando hacia la izquierda de la tablestaca}) \quad (15.67)$$

$$\text{El equilibrio estático de las presiones exige :} \quad E_a - E_p + E'_p = 0 \quad (15.68)$$

$$\text{Por lo tanto :} \quad E_a - (4c - \gamma H) H' + 8c Z/2 = 0 \quad (15.69)$$

Despejando :

$$Z = \frac{(4c - \gamma H) H' - E_a}{4c} \quad (15.70)$$

Para determinar la altura H' de penetración mínima necesaria para la estabilidad del muro se toman momentos estáticos con respecto al punto B :

$$E_a (H' + a) - (4c - \gamma H) H'^2/2 + 8c Z^2/6 = 0 \quad (15.71)$$

Sustituyendo ec. 15.70 en 15.71 se obtiene :

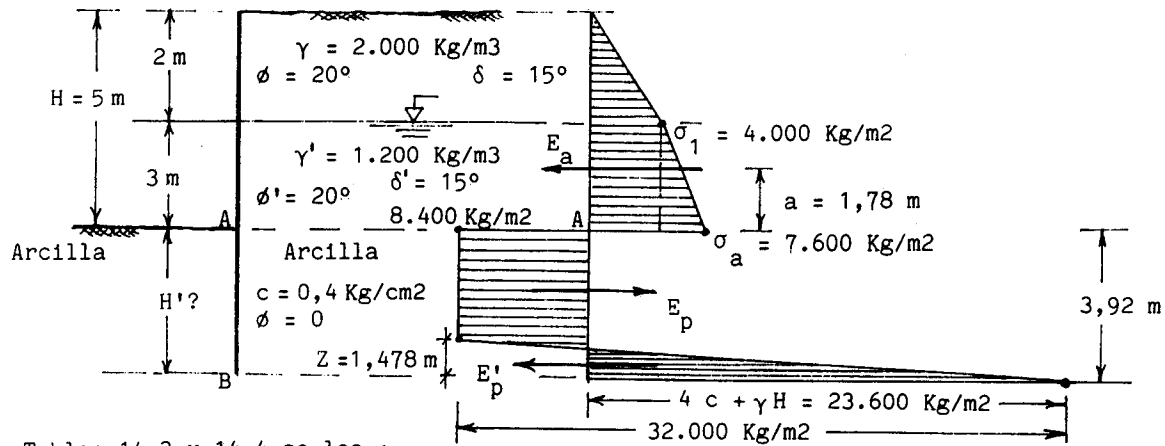
$$H'^2 (4c - \gamma H) - 2H' E_a - \frac{E_a (12ca + E_a)}{2c + \gamma H} = 0 \quad (15.72)$$

De la ecuación 15.72 se despeja H'. Este valor, por razones de seguridad adicional, se incrementará en un 30% para el diseño de la tablestaca.

A continuación se desarrolla un ejemplo numérico de tablestacas en suelos cohesivos sin fricción.

EJEMPLO 15.5.-

Halle la profundidad necesaria de penetración H' para la tablestaca de la figura, hincada en arcilla mediana, con las características del suelo indicadas por estrato. El nivel de agua se halla a 2 m de la cota superior del terreno.



De las Tablas 14.3 y 14.4 se lee :

$$K_a = K'_a = 0,434$$

$$K_p = K'_p = 3,029$$

La presión efectiva en la línea de dragado es :

$$\gamma H = 2.000 \times 2 + 1.200 \times 3 = 7.600 \text{ Kg/m}^2$$

Y el empuje activo :

$$E_a = (2 \times 2.000 + 4.000 \times 3 + 3.600 \times 3 / 2) \times 0,434 = 9.288 \text{ Kg/m}$$

Tomando momentos estáticos con respecto al punto A del nivel del dragado :

$$9.288 a = 1.736 \times (3 + \frac{2}{3}) + 5.208 \times \frac{3}{2} + 2.344 \quad \therefore a = 1,78 \text{ m}$$

$$4c - \gamma H = 4 \times 4.000 - 7.600 = 8.400 \text{ Kg/m}^2$$

$$12c a + E_a = 12 \times 4.000 \times 1,78 + 9.288 = 94.728 \text{ Kg/m}$$

$$2c + \gamma H = 2 \times 4.000 + 7.600 = 15.600 \text{ Kg/m}^2$$

Sustituyendo en la ecuación 15.72 se obtiene :

$$8.400 H'^2 - 2 H' \times 9.288 - \frac{9.288 \times 94.728}{15.600} = 0$$

$$\text{Se despeja : } H' = 3,92 \text{ m}$$

Se verifica el equilibrio estático :

$$E_a - E_p + E'_p = 0$$

Para ello se debe conocer la distancia Z. De la ec. 15.70 :

$$Z = \frac{(4c - \gamma H) H' - E_a}{4c} = \frac{8.400 \times 3,92 - 9.288}{4 \times 4.000} = 1,478 \text{ m}$$

$$\therefore E_a \dots\dots\dots = 9.288$$

$$8.400 \times 3,92 \dots\dots\dots = -32.928$$

$$32.000 \times 1,478 / 2 \dots\dots\dots = 23.648$$

$$\Sigma \approx 0$$

La altura H' calculada se incrementa en un 30% por seguridad adicional :

Resulta :

$$H' = 1,3 \times 3,92 = 5 \text{ m} = H$$

Correcto

Tablestacas ancladas

Las tablestacas ancladas se utilizan cuando la altura libre es elevada, generalmente mayor a 6 m. El anclaje provee un soporte lateral que reduce las deflexiones y los momentos flectores, así como la profundidad necesaria de penetración de la tablestaca. Los anclajes pueden ser:

- * Mediante cables conectados a pilotes y dados de concreto (Ver la figura 15.41 a)
- * Con anclajes postensados ahogados en bulbos de concreto (esquema b)

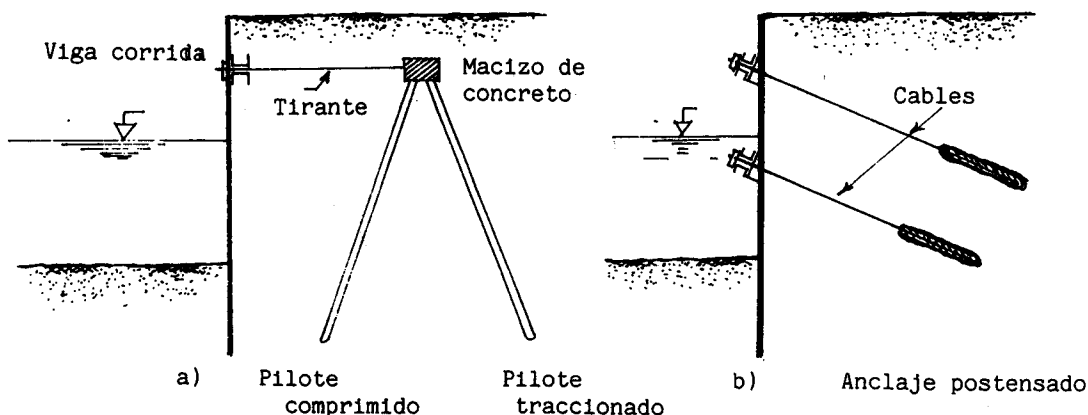


Figura 15.41

Las tablestacas ancladas se usan generalmente en diques y muelles de puertos, para amarrar de los barcos. También sirven para contener el empuje del suelo en la base de vías férreas y carreteras costeras o zonas de descarga de barcos.

Para el diseño de las tablestacas ancladas se usan en la práctica diferentes métodos entre los cuales se mencionan :

- * Método de la tierra suelta
- * Método de la tierra fija

El método de la tierra suelta es el más utilizado, por su gran simplicidad. Supone que la tablestaca es rígida y puede rotar alrededor del punto de anclaje N. Ver la figura 15.42.

Los empujes activo y pasivo actúan sobre la tablestaca en la forma indicada en la figura, para los casos de suelos granulares ($c = 0$) y suelos cohesivos ($\phi = 0$).

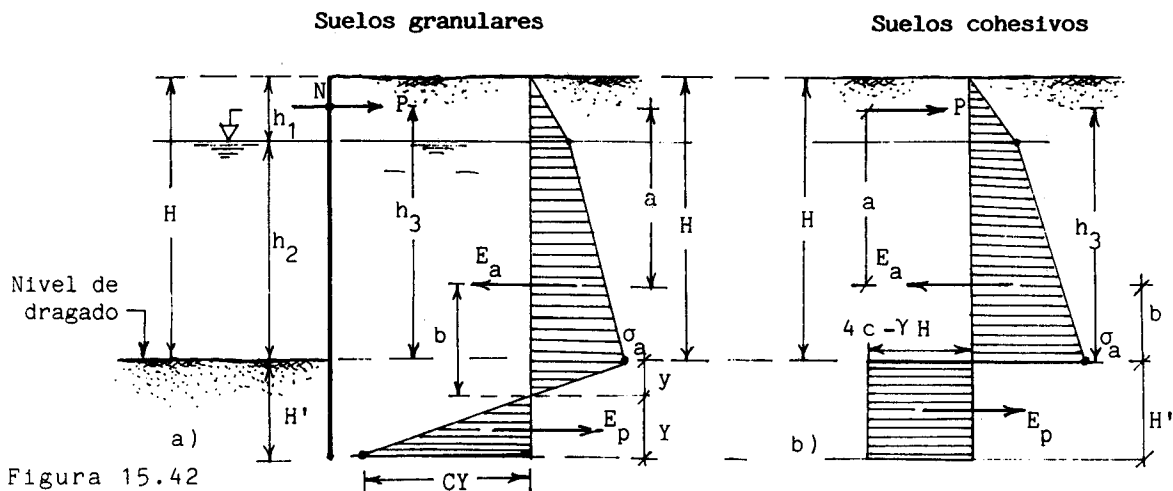


Figura 15.42

Para suelos granulares :

$$C = \gamma' K' \quad K' = K'_p - K'_a$$

$$y = \frac{\gamma H}{\gamma' K'} = \frac{\gamma H}{C}$$

$$E_p = \frac{C Y^2}{2} \quad (15.73)$$

Se debe cumplir, tomando momentos estáticos con respecto al punto N de anclaje :

$$2 Y^3 + 3 Y^2 (h_3 + y) - \frac{6 E_a \cdot a}{C} = 0 \quad (15.74)$$

y se despeja Y.

La fuerza de anclaje P se obtiene por estática, de modo que se cumpla :

$$P = E_a - E_p \quad (15.75)$$

Para suelos cohesivos

$$E_a \cdot a - H' (4c - \gamma H) (h_3 + \frac{H'}{2}) = 0 \quad (15.76)$$

Se obtiene así la siguiente ecuación :

$$H'^2 + 2 H' h_3 - \frac{2 E_a \cdot a}{4c - \gamma H} = 0 \quad (15.77)$$

Observando la figura 15.42 b) se deduce que si :

$$4c \leq \gamma H \quad \text{o} \quad \frac{c}{\gamma H} \leq 0,25 \quad (15.78)$$

resulta $E_p \leq 0$ y la tablestaca es inestable.

La relación $c/\gamma H$ se conoce en literatura técnica como factor de estabilidad :

$$S_e = \frac{c}{\gamma H} \quad (15.79)$$

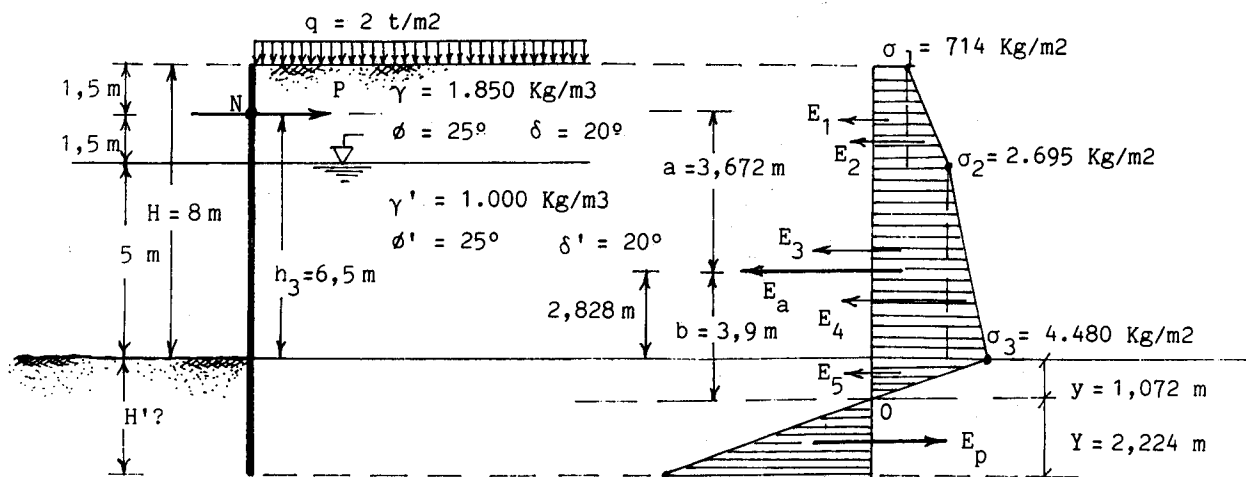
Cuando existe adherencia entre el suelo arcilloso y la tablestaca se acepta :

$$S_e = \frac{1,25 c}{\gamma H} \quad (15.80)$$

A este factor de estabilidad se lo afecta generalmente de un coeficiente de seguridad de 1,5 a 2.

EJEMPLO 15.6.-

Aplicando el método de la tierra suelta, halle la profundidad de penetración H' necesaria para la tablestaca anclada de la figura, y la fuerza de anclaje P, en suelo granular.



De las Tablas 14.3 y 14.4 se obtiene :

$$\begin{aligned}
 K_a &= K'_a = 0,357 & K_p &= K'_p = 4,536 \\
 K' &= K'_p - K'_a = 4,179 & C &= \gamma' K' = 1.000 \times 4,179 = 4,179 \text{ Kg/m}^3 \\
 \sigma_1 &= 2.000 \times 0,357 = 714 \text{ Kg/m}^2 & E_1 &= 714 \times 3 = 2.142 \text{ Kg/m} \\
 \sigma_2 &= 714 + (1.850 \times 3) \times 0,357 = 2.695 \text{ Kg/m}^2 & E_2 &= (2.695 - 714) \frac{3}{2} = 2.971 \text{ Kg/m} \\
 \sigma_3 &= 2.695 + 1.000 \times 5 \times 0,357 = 4.480 \text{ Kg/m}^2 & E_3 &= 2.695 \times 5 = 13.475 \text{ Kg/m} \\
 & & E_4 &= (4.480 - 2.695) \frac{5}{2} = 4.462 \text{ Kg/m} \\
 y &= \frac{4.480}{C} = 1,072 & E_5 &= 4.480 \times 1,072 / 2 = 2.401 \text{ Kg/m} \\
 E_a &= E_1 = 25.452 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

Tomando momentos estáticos de los empujes con respecto al punto 0 se puede despejar la distancia b :

$$25.452 b = 2.142 \times 7,572 + 2.971 \times 7,072 + 13.475 \times 3,572 + 4.462 \times 2,739 + 2.401 \times 0,715$$

$$\text{Resulta : } b = 3,9 \text{ m} \quad a = h_3 - 6,5 - 2,828 = 3,672 \text{ m}$$

$$3(h_3 + y) = 22,716 \text{ m} \quad \frac{6 E_a \cdot a}{C} = 134,18 \text{ m}^3$$

De la ec. 15.74 se despeja el valor de Y : $2 Y^3 + 22,716 Y^2 - 134,18 = 0 \quad \therefore Y = 2,224 \text{ m}$

$$\text{Resulta : } H' = 2,224 + 1,072 \approx 3,3 \text{ m} \quad \text{Y el empuje pasivo :}$$

$$E_p = C Y^2 / 2 = 4,179 \times 2,224^2 / 2 = 10,335 \text{ Kg/m}$$

Se puede calcular la fuerza de anclaje con ec. 15.75 :

$$P = E_a - E_p = 15,117 \text{ Kg/m}$$

Se debe verificar el equilibrio estático del conjunto, tomando momentos con respecto al punto N del anclaje :

$$E_a \cdot a - E_p (h_3 + y + \frac{2}{3} Y) = 0$$

$$25.452 \times 3,672 - 10,335 (6,5 + 1,072 + 2 \times 2,224/3) \approx 0 \quad \text{Correcto}$$

Por seguridad adicional, se adopta : $H' = 1,3 \times 3,3 = 4,3 \text{ m}$

EJEMPLO 15.7.-

La tablestaca de la figura se hince en suelo arcilloso y soporta el empuje de un suelo granular como el indicado. Halle la fuerza de penetración H' y la fuerza del anclaje. Para la cohesión se adoptará un factor de seguridad de 1,5.

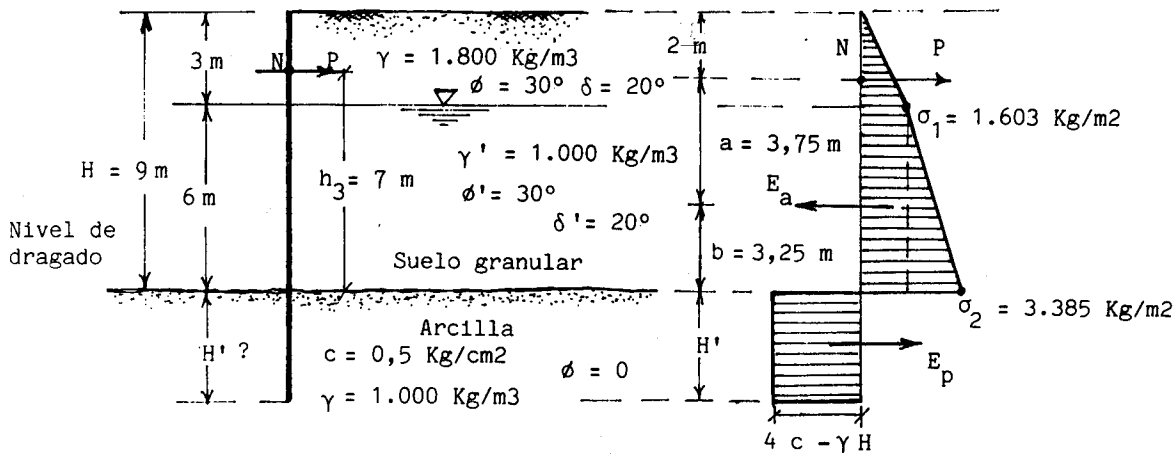
$$\text{De las Tablas 14.3 y 14.4 se obtiene : } K_a = K'_a = 0,297 \quad K_p = K'_p = 6,105$$

$$\begin{aligned}
 \gamma H &= 1.800 \times 3 + 1.000 \times 6 = 11.400 \text{ Kg/m}^2 & \frac{4 c}{1,5} - \gamma H &= \frac{4 \times 5.000}{1,5} - 11.400 = \\
 \sigma_1 &= 1.800 \times 3 \times 0,297 = 1.603 \text{ Kg/m}^2 & &= 1.933 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = 1.603 + 1.000 \times 6 \times 0,297 = 3.385 \text{ Kg/m}^2 \quad E_a = 17.368,5 \text{ Kg/m}$$

Para despejar la distancia b se toman momentos estáticos con respecto al punto 0.

$$17.368,5 b = 2.404,5 \times 7 + 9.618 \times 3 + 5.346 \times 2 \quad \therefore b = 3,25 \text{ m} \quad a = 3,75 \text{ m}$$



De la ec. 15.77 :

$$H'^2 + 2 H' \times 7 - \frac{2 \times 17.368,5 \times 3,75}{1.933} = 0 \quad \therefore H' = 3,8 \text{ m}$$

$$H' = 3,8 \times 1,3 \approx 5 \text{ m}$$

El empuje pasivo resulta :

Por seguridad adicional se adopta $H' = 5 \text{ m}$

$$E_p = H' \left(\frac{4c}{1,5} - \gamma H \right) = 3,8 \times 1.933 = 7.345 \text{ Kg/m}$$

La fuerza de anclaje se obtiene de la ecuación de equilibrio de las fuerzas horizontales :

$$P = E_a - E_p = 17.368,5 - 7.345 = 10.023,5 \text{ Kg/m}$$

Se verifican los valores obtenidos, tomando momentos estáticos con respecto al punto N :

$$E_a \cdot a - E_p \left(\frac{H'}{2} + h_3 \right) = 17.368,5 \times 3,75 - 7.345 \times (1,9 + 7) \approx 0 \quad \text{Correcto}$$

El resultado no es exactamente 0 pues al tomar valores aproximados, el error se acumula y afecta el monto final. Las magnitudes grandes de los empujes producen una rápida acumulación de error aún para valores pequeños de redondeo.

Previamente se han analizado los casos de tablestacas ancladas en suelos granulares, con $c = 0$ y arcillosos, con $\phi = 0$. En el caso de suelos mixtos, con $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$, o en depósitos irregulares o erráticos, el método de la tierra suelta puede aplicarse igualmente, con la distribución de las presiones indicadas en la figura 15.43.

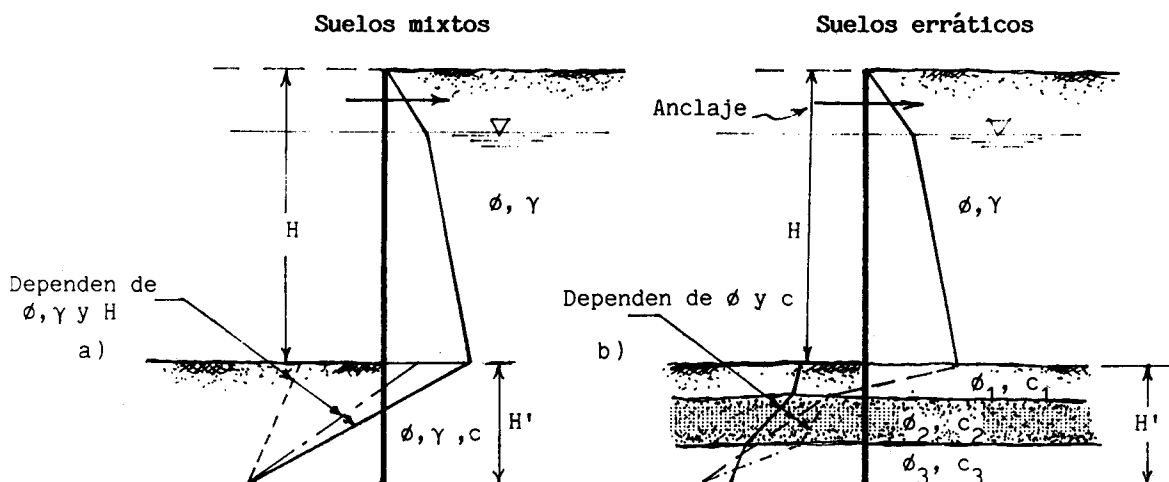


Figura 15.43

15.14.- MUROS DE CONCRETO PROYECTADO

Por su sencilla y rápida técnica de ejecución y su bajo costo, los muros de concreto proyectado son muy utilizados en la construcción de paredes de contención de tierras con altura limitada, o para la estabilización de taludes. Su diseño se basa en el empuje activo de Rankine.

El concreto proyectado consiste en eyectar un mortero bien dosificado, mediante un sistema controlado de bombeo, sobre mallas de acero convenientemente dispuestas, con un encofrado simple vertical, o siguiendo el perfil del talud.

Las mallas de acero se atan o sueldan en puntos discretos, superpuestas en grupos de 4 a 16, colocándolas junto a las caras interior y exterior del muro, en forma equidispersa. También puede usarse metal desplegado, el cual presenta la ventaja de permanecer plano durante la colocación, mientras que las mallas resultan curvas pues se enrollan para su transporte.

A medida que se proyecta el concreto a presión, penetra entre las mallas de refuerzo o el metal desplegado y queda allí firmemente adherido. Cuando se ha completado la operación, se debe proceder al alisado de la superficie exterior con fratas y al curado del muro durante un período de 7 a 28 días. El espesor de la pared resulta de 20 a 25 cm, si bien cuando los espesores son mayores debe usarse ecofrado doble.

La técnica del concreto proyectado, conocido también por la expresión inglesa "Shotcrete" o la denominación española "Gunitado", barbarismo que proviene del inglés "gun" (pistola) tiene su origen en la técnica del ferrocemento, inventada en 1848 por Jean Luis Lambot en París para la construcción de embarcaciones y difundido y experimentado 90 años después en Roma por el Ing. Pier Luigi Nervi.

Utilizando ferrocemento, con concreto proyectado, se han construido infinidad de diferentes tipos de barcos, silos, bóvedas, túneles, piscinas, cisternas, autopistas, alcantarillas y todo tipo de revestimientos y aislaciones. Entre las ventajas que presentan los muros de concreto proyectado se pueden enumerar :

- * Facilidad de ejecución
- * Buena adherencia
- * Rapidez de ejecución
- * Resistencia a la abrasión y la corrosión
- * Resistencia al fuego y a las heladas
- * Facilidad de reparación
- * Monolitismo y perfecta continuidad
- * Gran durabilidad
- * Limitada fisuración

Los materiales se bombean a través de una manguera y pueden estar secos o húmedos. En el caso de mezcla húmeda, los agregados y el cemento se unen al agua antes de proyectarlos, y se eyectan con una única manguera, mientras que si la mezcla es seca, los sólidos se eyectan por un lado y el agua sale a presión, simultáneamente, por otra boquilla del extremo de la manguera.

Usualmente se utiliza la mezcla seca en el caso de áridos porosos ligeros, pero presenta el inconveniente del rebote del mortero al chocar contra la superficie de proyección, que ocasiona pérdida de los materiales del orden del 25 al 40%, dependiendo de la velocidad de eyección, la distancia de la boquilla de salida al paramento del muro, el ángulo de inclinación de la manguera y la pericia del operario. El mortero debe ser rico en cemento, con relación en peso :

Arena/cemento $\approx$ 1,5 a 2

Agua/cemento $\approx$ 0,35 a 0,5

Con el contenido más bajo de agua no se logra hidratar suficientemente el cemento y si se agrega agua en exceso, resulta un concreto con baja resistencia. A mayor cantidad de agregados gruesos, se evidencia un mayor rebote del material, y cuando se incrementa la cantidad de agregados finos, aumenta la retracción. Generalmente se utilizan adecuados aditivos, los cuales aceleran el fragüe e impermeabilizan el muro.

Una gran ventaja de estos muros es que en ellos la fisuración resulta limitada por la presencia de mallas equidifusas de pequeño diámetro, junto a las caras, lo cual disminuye el creep del material cementicio. Los muros de concreto proyectado se construyen por paneles en forma alternada, como muestra la figura 15.44, para el caso de estabilización de un talud. Primero se coloca la malla cubriendo todo el panel, y los anclajes distribuidos simétricamente en el área. Luego se eyecta el mortero, se alisa la superficie y se procede a su curado durante un mínimo de 7 días. A continuación se tensan los cables al 50% de su capacidad portante y se continúan ejecutando los restantes paneles.

Si se cuenta con equipos de gran capacidad, se puede proceder a eyectar varios paneles simultáneamente. Se suelen construir primero los paneles alternados impares y luego los pares, dejando entre ellos las longitudes necesarias de empalme del acero de refuerzo, para lograr una buena continuidad del muro, en las sucesivas etapas del vaciado.

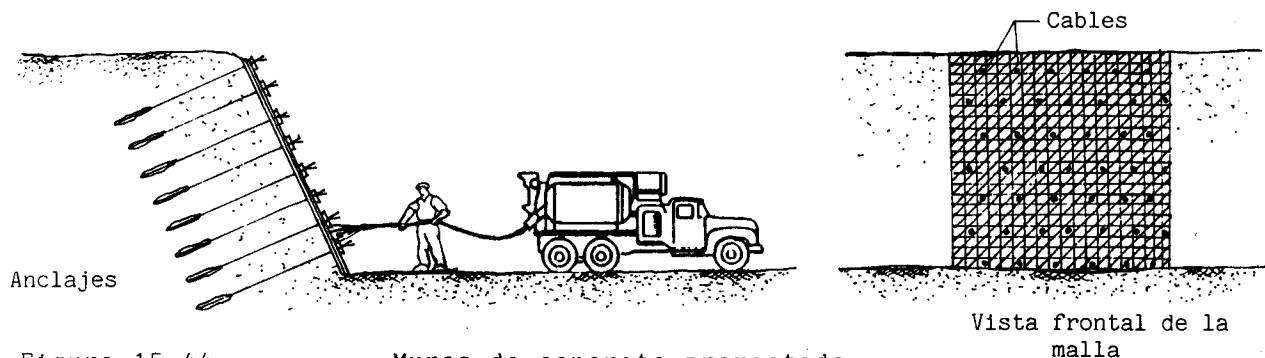


Figura 15.44

Muros de concreto proyectado

Luego que se ha completado la totalidad del muro, y que el concreto ha endurecido, se terminan de tensar los extremos vivos de los cables de anclaje a su capacidad total de diseño, y se fijan con topos cónicos, para evitar el punzonado.

En los muros de concreto proyectado, se debe instalar un adecuado sistema de drenaje, para evitar que se acumule agua en el suelo, la cual incrementa el empuje lateral sobre el muro. En el caso de estabilización de taludes o de reparación de perfiles quebrados de rocas, como muestra la figura 15.45, se debe limpiar primero la superficie total del talud o roca, sobre la cual se extienden las mallas o el metal desplegado, siguiendo la topografía del lugar, y luego de colocar los anclajes, se proyecta el mortero de concreto. Generalmente el proceso se realiza de arriba para abajo.

El resultado logrado mediante este método es muy efectivo, si bien el acabado final de los muros de concreto proyectado resulta algo tosco. Cuando la altura de los muros es mayor, es usual construirlos en terrazas escalonadas, como muestra la figura 15.45 b).

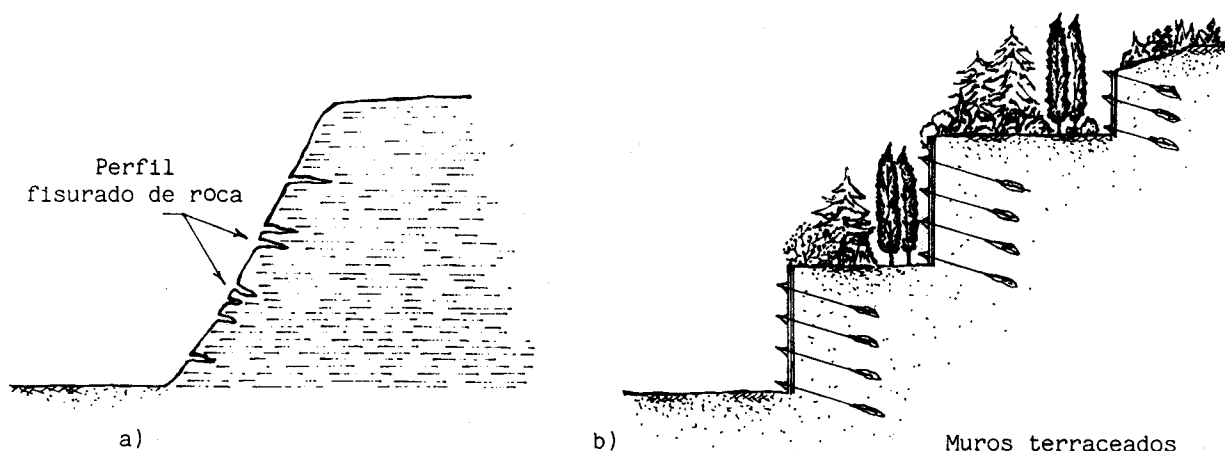


Figura 15.45

En el caso de muros terracedados, existe la posibilidad de combinarlos con el emplazamiento de árboles y variada vegetación, lo cual permite una integración con el paisaje circundante mejorando la estética del conjunto.

La gran flexibilidad de este tipo de muros le otorga múltiples ventajas en relación a los muros tradicionales, y le permite levantar obras directamente sobre terrenos de cimentación compresibles o con pendientes poco estables. Además, la economía considerable que se logra es otro de los factores que le ha dado popularidad a este tipo de muros.

15.15.- COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN TIPO PANTALLA

El comportamiento de los muros de contención tipo pantalla, cuya estabilidad y resistencia dependen de los anclajes en la masa del suelo, se ve afectado por diferentes factores, algunos de los cuales se mencionan a continuación :

- * La profundidad de penetración del pie del muro en el suelo
- * La rugosidad del paramento interno del muro
- * La variación en la rigidez del muro
- * La deformación producida en el sistema de anclaje
- * El nivel de calidad en la ejecución del muro

La profundidad de penetración o enterramiento del pie de los muros, por debajo del nivel de excavación o dragado, adquiere fundamental importancia en el comportamiento del conjunto muro-suelo. En el caso de muros colados, muros de pilotes, tablestacas, etc., no es muy exacto referirse a la longitud de empotramiento del muro, sino que es preferible realizar su diseño basándose en la longitud de penetración, ya que el concepto de empotramiento se ajusta mejor al caso de elementos estructurales rígidamente vinculados a grandes volúmenes de concreto armado.

Para los suelos, el empotramiento perfecto de los muros es casi imposible de realizar y aún en teoría el punto exacto donde se produce este tipo de vínculo en la longitud hincada, es algo incierto, que sólo puede obtenerse en forma aproximada utilizando sofisticados programas de computación que toman en cuenta la interacción suelo-muro.

Por el contrario, la longitud enterrada es una dimensión real, fácil de determinar en el diseño. La influencia que tiene en un muro tipo Cantilever la longitud enterrada del mismo, ha sido analizada por Verdeyen E. Gritel en 1969, tomando en consideración la importancia de la rugosidad variable del paramento interno del muro.

El resultado de estas investigaciones se grafica en la figura 15.46, para los dos casos diferentes estudiados : una pantalla en Cantilever y otra con un anclaje cercano al tope. La magnitud "y" es el desplazamiento horizontal del extremo superior del muro en el primer caso, y el de la longitud de penetración en el segundo, en su punto medio.

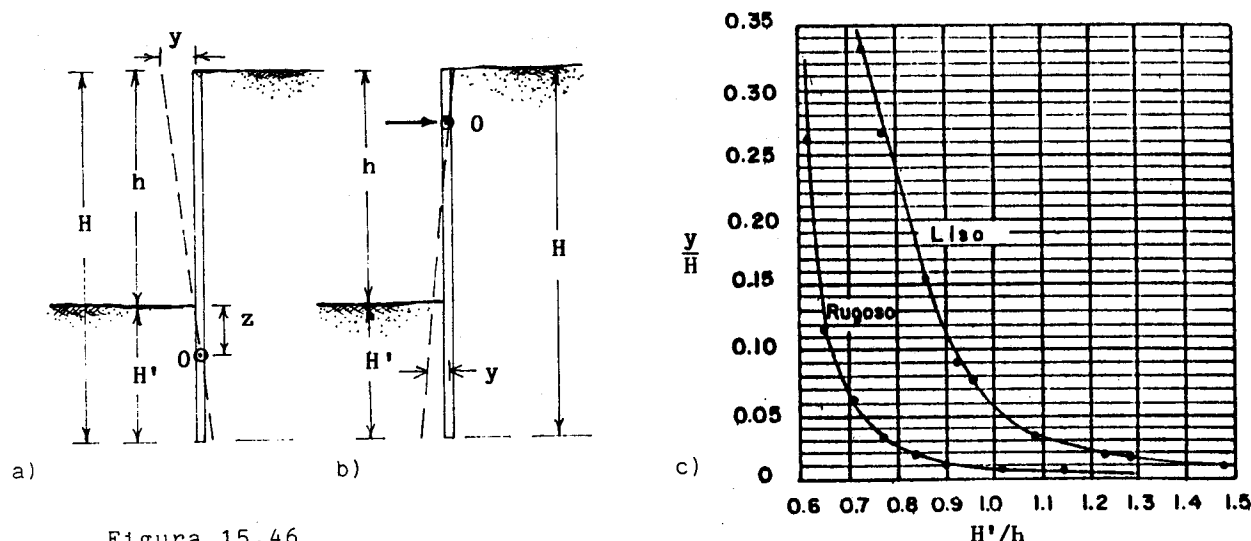


Figura 15.46

En el caso a) de la pantalla en Cantilever, la profundidad z corresponde a la del punto pivote O alrededor del cual gira el sistema bajo el empuje del suelo, y el valor de "y" depende de z . Del gráfico c) se evidencia que a medida que crece H' para un valor fijo de H , "y" disminuye, pero es necesario que el suelo donde se entierra la punta de la pantalla sea muy firme. También se observa que las deformaciones laterales son menores cuanto más rugoso es el paramento interno del muro en contacto con el suelo contenido.

Para el caso de las pantallas ancladas, no es tan evidente la magnitud de "y" en -

función de la profundidad de penetración H' , pero el gráfico c) demuestra que para una relación H'/h creciente, "y" disminuye.

Por otra parte, cuanto más flexible es una pantalla, mayores resultan las deformaciones producidas por los empujes del suelo. Por ejemplo, un muro colado deforma menos que un tablestacado metálico, pues el primero es más rígido que el segundo. Esto no significa sin embargo que un muro colado sea una estructura rígida, sino que es menos flexible que otros tipos de pantallas, por lo cual su deflexión lateral es menos pronunciada.

Determinar el grado de rigidez o flexibilidad de estos tipos de pantallas, ancladas o no, no resulta en definitiva algo sencillo, pues intervienen numerosos factores aleatorios, pero la experiencia ha demostrado que los muros colados evidencian un comportamiento más rígido que las tablestacas, y éstas sufren mayores asentamientos que los primeros.

Sin embargo, en muchos casos, los movimientos ocurridos en los muros colados dependen de la secuencia de construcción y del método de excavación, siendo también un factor de consideración las características de esfuerzo-deformación de la masa del suelo.

Otro problema serio lo constituye la posibilidad de que se produzcan deformaciones inadmisibles en el sistema de anclaje, y las pérdidas en las cargas de postensado. Estas deformaciones de los cables o tirantes se producen siempre en el sentido longitudinal del eje de los mismos y dan por resultado que las pantallas atirantadas deflecten hacia la excavación abierta.

Especialmente cuando falla el sistema de fijación en el extremo vivo de los cables, los muros pueden colapsar por ausencia de anclaje. Cuando esto ocurre, generalmente el muro comienza a deformar lateralmente lenta pero progresivamente, hasta alcanzar elaciones inadmisibles. La causa de una excesiva deformabilidad en el sistema de anclaje debe buscarse casi siempre en un error de estimación de la magnitud de los empujes laterales del suelo, o bien de una construcción e inspección deficientes. También puede ser debida a una fijación débil de algunos de los extremos de los cables tensados.

Es preferible en todos los casos, para evitar accidentes, realizar un diseño conservador de estos cables, pues de ellos depende la seguridad del muro. Se debe realizar asimismo una esmerada inspección de obra y revisión de las tensiones de cierre de los anclajes. Los cables no deben quedar nunca ni sobretensionados ni con esfuerzos por debajo del valor establecido en el proyecto, pues resultan flojos, lo cual representa un peligro latente de derrumbe del muro, o de deformaciones inadmisibles que lo dejan fuera de servicio, por falta de funcionalidad.

15.16.- SISTEMAS DE ANCLAJES

Los sistemas de anclaje en los muros colados, las tablestacas, los muros de pilotes o los de concreto proyectado, permiten asegurar la estabilidad de los mismos, disminuir las deflexiones y desplazamientos laterales y lograr una mejor interacción suelo-muro.

Existen diferentes tipos de anclajes, entre los cuales se distinguen :

- * Barras roscadas y tensadas conectadas a los largueros de las tablestacas
- * Cables postensados ahogados en bulbos de concreto enterrados
- * Tirantes anclados en bloques de concreto simples o con pilotes

El caso de tirantes formados por barras roscadas y tensadas conectados a los largueros de las tablestacas se muestra en la figura 15.47 a), para la construcción de diques, muros de muelles, escolleras, etc. con tablestacas paralelas delimitando un recinto que se rellena de tierra compactada.

Las tablestacas llevan vigas corridas o largueros que pueden ubicarse en su interior o junto al paramento externo. Si son externas, apoyan directamente sobre la pantalla, quedando sujetas por la fuerza de tracción debida a la fijación de los cables mediante pernos ajustados con llaves calibradas mecánicamente hasta alcanzar el torque deseado. (Ver Ref. 4 Sección 2.4).

Generalmente los largueros se ubican en la parte interna de las pantallas, soldados en los puntos de contacto con la pared de la tablestaca. Las barras tensadas se conectan en su punto medio con manguitos roscados o acopladores que aseguran una unión firme, logrando la estabilidad del conjunto frente a los empujes que debe soportar. Los largueros son vigas I o canales, colocados de forma que permitan pasar entre ellos las barras de anclaje, como muestra el esquema b) de la figura 15.47. Las tuercas y contratueras aprietan sobre un plato de cabeza que asegura un apoyo firme.

Para proteger las barras de la corrosión, generalmente se las pinta con un material asfáltico. La determinación de la magnitud de las fuerzas de tracción en las barras de anclaje se logra aplicando los criterios de la Sección 15.13.

Como esfuerzo admisible de diseño se acepta $F_t = 0,6 F_y$. Ver Ref. 4 Sección 4.2. Los largueros se diseñan como vigas continuas, apoyadas en los puntos de unión con los anclajes, y soportando el empuje del suelo como una carga uniformemente distribuida en toda su longitud. La magnitud de esta carga varía con la ubicación de cada larguero. Asumiendo que w es la carga sobre el larguero, el momento flector resulta :

$$M = \frac{w L^2}{10}$$

siendo L la distancia horizontal entre anclajes. Los perfiles de los largueros se sueldan a tope entre sí, para asegurar la continuidad estructural, y con soldadura de filete en los puntos de contacto con la pared de la tablestaca.

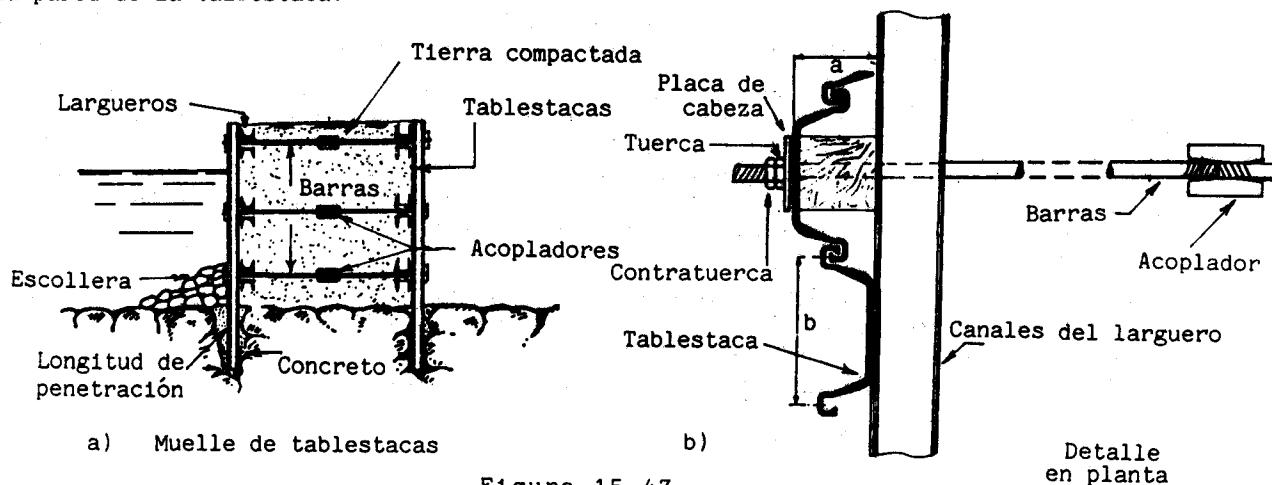


Figura 15.47

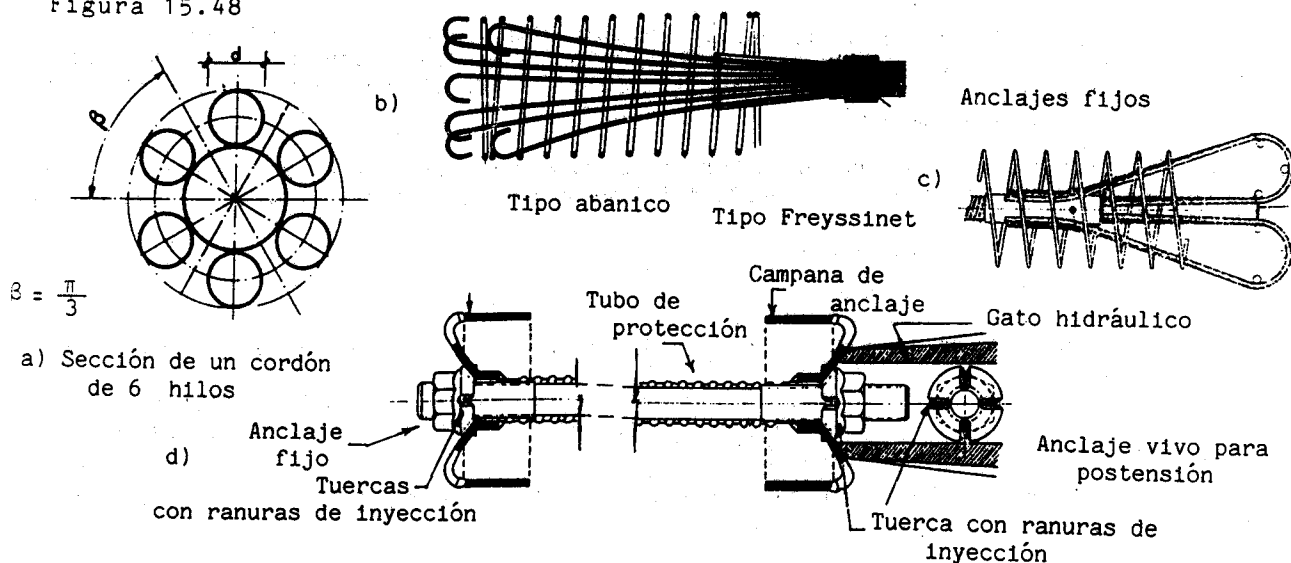
Cuando no hay filas paralelas de tablestacas como se indica en la figura 15.47, las barras traccionadas pueden asimismo anclarse en las bases existentes de la estructura, o bloques de concreto conectados con pilotes hincados en forma de Δ para resistir los empujes horizontales, como se analiza a continuación.

Usualmente los cables postensados se anclan en bulbos de concreto enterrados en el suelo adyacente con la suficiente profundidad, para que resulten estables. Los cables utilizados son de acero de alta resistencia, con $F_y = 15.000$ a 25.000 Kg/cm², formando tendones o cordones trenzados con hilos de 10 a 12 mm de diámetro, como muestra la figura 15.48 a).

El factor de eficiencia de estos cordones es :

$$\eta = \frac{\text{Carga límite del cordón}}{\sum \text{Carga límite de los hilos aislados}} \quad (15.81)$$

Figura 15.48



La instalación de los cables se realiza generalmente con un barreno o taladro de vástago hueco, de unos 25 a 30 cm de diámetro, que se hace penetrar hasta la profundidad deseada, y con la inclinación prevista. Dentro de este vástago se instala el cable o cordones a tensar, con el extremo fijo en forma de gancho con rizados o en abanico como muestra la figura 15.b) y c), con una hélice de refuerzo en espiral.

También dentro del vástago del barreno se introduce la manguera de inyección del mortero de cemento, y cuando se ha penetrado hasta la profundidad necesaria, se retira algo el equipo y se bombea la suspensión que alcanza un $f' \approx 200 \text{ Kg/cm}^2$. La presión lograda se controla con un manómetro, de modo de asegurar la correcta penetración del mortero en la cavidad del suelo. La inclinación de los cables anclados no debe superar los 15° a 30° en relación a la horizontal, para evitar que la fuerza de anclaje produzca componentes verticales de importancia, lo cual afectaría la estabilidad de la obra -al comprimir la masa del suelo sostenida- y la de las construcciones vecinas.

En todos los casos, los bulbos de anclaje deben ubicarse fuera de la zona activa, y rodeados de suelo firme, sin alteraciones, o en roca, para evitar deslizamientos de la masa del suelo, o falla localizada. En el caso de cables desnudos, luego que el concreto del bulbo donde está el anclaje fijo endureció, se tensan los cables y se realizan las pruebas de carga necesarias para asegurarse de alcanzar los esfuerzos previstos, y luego se termina de rellenar todo el hueco en el suelo con mortero, inyectándolo alrededor del tensor, para evitar que el contacto con el terreno produzca la corrosión de los cordones.

Si el cable se halla alojado dentro de un tubo protector, como se muestra en la figura 15.48 d), en toda su longitud excepto en el anclaje, no es necesario realizar esta última inyección de suspensión en el suelo, luego de tensado el conjunto.

La resistencia de estos anclajes de bulbo puede obtenerse aplicando la siguiente ecuación

$$P_{adm} = \pi D L \left[\gamma h K \operatorname{tg} \phi + c_a \right] \quad (15.82)$$

P_{adm} es la carga admisible del anclaje, L la longitud del bulbo, h la profundidad media en relación a la superficie del suelo, γ el peso específico del suelo y D el diámetro del bulbo. K es un factor que depende de la forma como se ha hecho penetrar el mortero. Si se lo bombea a presión, $K = K_o$ y en caso contrario (lo cual raramente ocurre) $K = K_a \cdot K_o$ y K_o y K_a son los coeficientes de empuje de tierras en reposo y empuje activo respectivamente, dados en la Sección 14.2.

c_a es el factor de adherencia, el cual generalmente se acepta como $c_a \approx 0,8 c$, siendo c la cohesión del suelo.

La capacidad de carga de los bulbos debe ser comprobada en cada uno de los anclajes con las correspondientes pruebas de carga que consisten en imprimir cargas iguales a $1,2 P$ en el caso de anclajes provisionales y de $1,5 P$ en anclajes permanentes, considerando que el lapso de servicio es usualmente de 50 años. Adicionalmente, es conveniente controlar cada 6 a 12 meses la fuerza de tensado de algunos de los cables elegidos aleatoriamente, de modo de verificar la posibilidad de pérdidas de carga por creep o fluencia lenta de los materiales. También se acostumbra colocar medidores de esfuerzos en la cabeza del anclaje vivo, para lograr un control permanente de la fuerza de tracción en la totalidad de los anclajes.

La figura 15.49 a) muestra un anclaje de bulbo típico, con las características analizadas y el esquema b) corresponde a un sistema con cables o tirantes que se anclan en bloques de concreto enterrados, de considerable peso y volumen, pudiendo recibir el empuje de varios tensores simultáneamente, según se grafica en el esquema c).

Designando por L la longitud total del macizo de concreto enterrado, y por a su altura, cuando L es considerablemente mayor a la profundidad de apoyo h_2 , la fuerza admisible que resiste el macizo será :

$$P_{adm} = \frac{(E_p - E_a) L}{F.S.} \quad (15.83)$$

La ec. 15.83 es válida para el caso en que : $h_1 \leq 0,5$ a $0,7 h_2$ y el factor de seguridad se adopta : $F.S. = 1,25$ a $1,5$.

E_p y E_a son los empujes pasivo y activo respectivamente, que actúan sobre el bloque de concreto. Debe tenerse presente que los macizos de concreto se ubicarán fuera de la zona activa de Rankine, como indica la figura 15.49.

Para suelos granulares, cuando $L \leq 1,5 a$, la carga admisible del bloque se obtiene :

$$P_{adm} = \frac{C \gamma \left(h_2 + \frac{a}{2} \right)^2 L K_p}{F.S.} \quad (15.84)$$

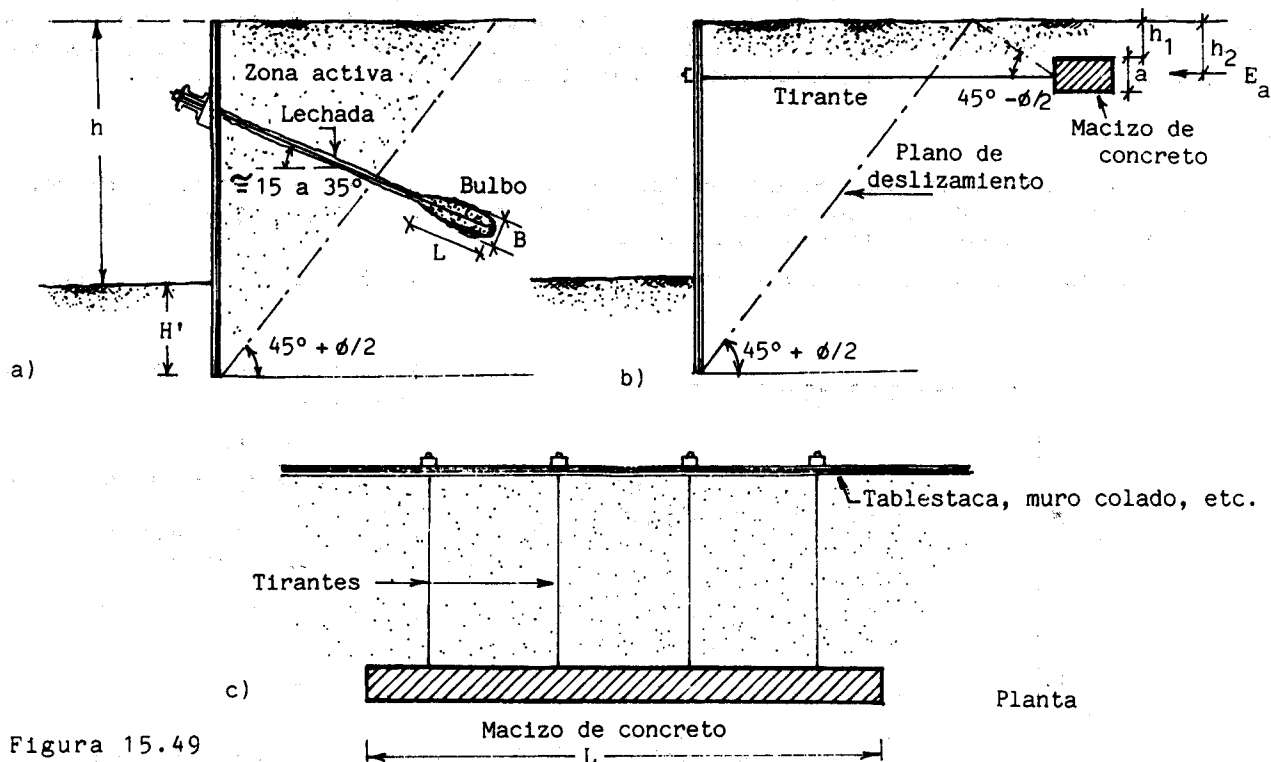


Figura 15.49

K_p es el coeficiente del empuje pasivo de Rankine, y el factor de seguridad aquí es :
 F.S = 1,5. C es un factor de minoración que se adopta :

$C = 0,5$ en tablestacas de acero y $0,65$ en muros colados o muros de pilotes

Para el caso en que resulte $\phi = 0$ (suelos cohesivos), la carga admisible se acepta (Ref. 13) :

$$P_{adm} = 9 c a L \quad \text{para : } (h_1 + a)/a \geq 3 \quad (15.85)$$

$$P_{adm} = 9 c (h_1 + a) L \quad \text{para : } 0 \leq (h_1 + a)/a < 3 \quad (15.86)$$

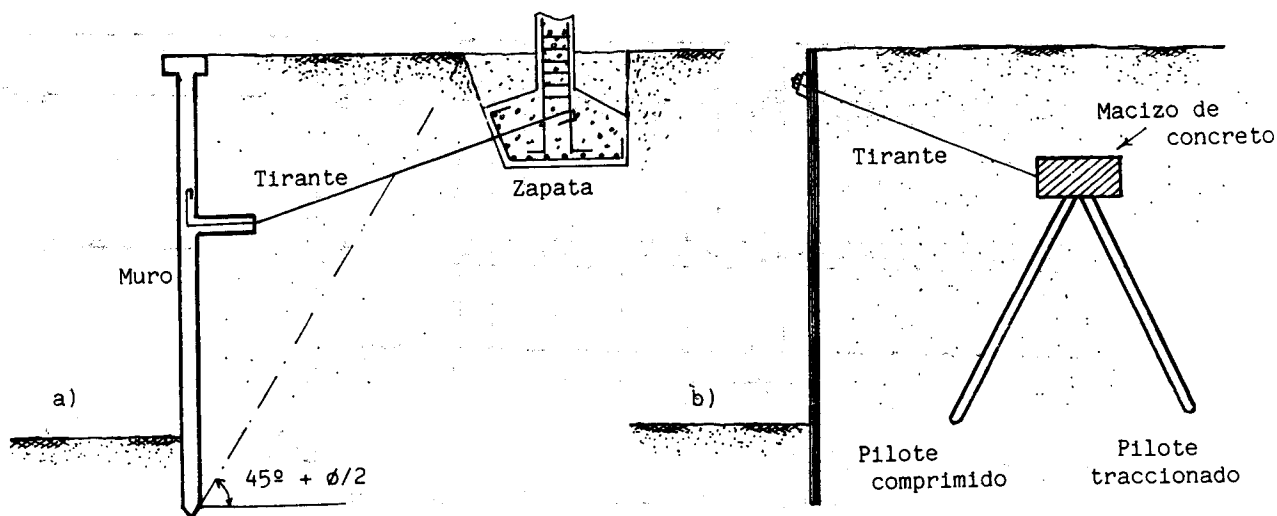


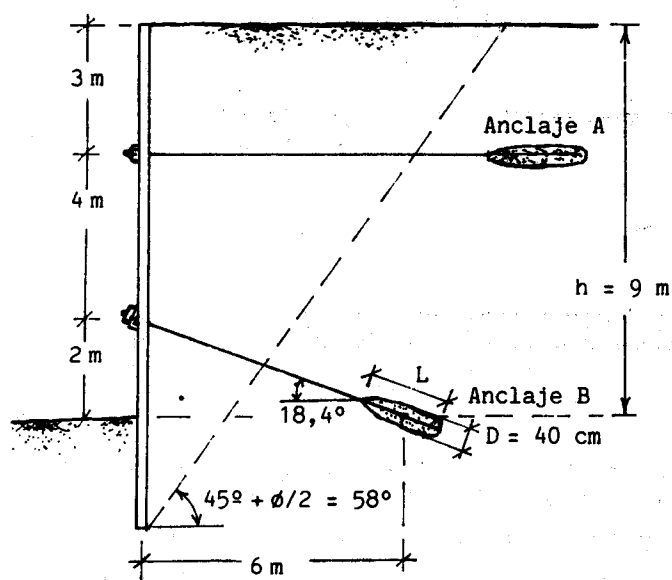
Figura 15.50

La figura 15.50 muestra otras posibilidades de anclar los tirantes o cables tensados que sostienen los muros o pantallas indicadas, solicitadas por los empujes del suelo. En el esquema a) el anclaje se ubica en la zapata de una columna de la construcción, y en el esquema b) se recurre al anclaje mediante pilotes. Esta última solución se utiliza cuando el macizo de concreto enterrado resulta insuficiente para contener la fuerza de tracción impuesta por el tirante. El pilote comprimido se diseña según los criterios expuestos en el Capítulo 12, con resistencia a punta y por fricción, mientras que el pilote traccionado se asume trabajando únicamente a fricción. Ver Sección 12.15.

EJEMPLO 15.7.-

Determine la longitud mínima del bulbo de anclaje B para el muro colado indicado, el cual debe resistir una fuerza de tracción de 20 t. El diámetro previsto del bulbo es $D = 40$ cm. La inyección del mortero de cemento se realizará a presión.

El suelo es arcilla arenosa seca, con $\phi = 26^\circ$ y $c = 0,3$ Kg/cm² $\gamma = 1.900$ Kg/m³



Por ser inyección del mortero a presión :

$$K = K_0 = 0,5$$

El valor de K_0 se obtiene de la Tabla 14.1.

La longitud necesaria del bulbo, según la ec. 15.82 es :

$$L = P/D(\gamma h K \operatorname{tg} \phi + c_a) \pi$$

$$\text{para : } c_a = 0,8 \text{ c} = 0,24 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto,

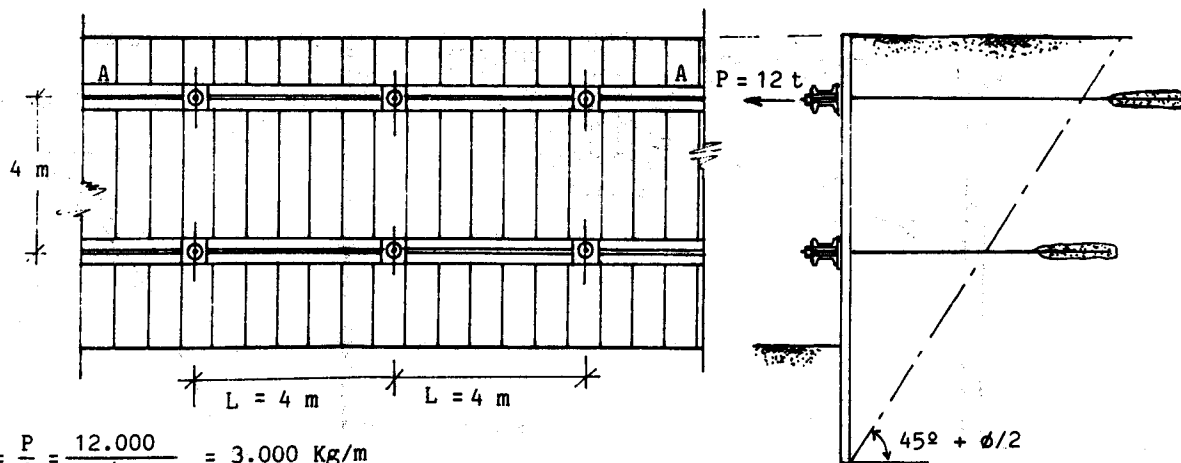
$$L = 20.000 / \pi 0,4(1.900 \times 9 \operatorname{tg} 26^\circ + 2.400)$$

Resulta :

$$L \approx 1,5 \text{ m}$$

EJEMPLO 15.8.-

Diseñe el larguero A-A del muro de tablestacas metálicas de la figura, utilizando dos canales de acero PS25. Cada tirante resiste una carga de 12 t. El espaciamiento entre anclajes es de 4 m.



$$w = \frac{P}{L} = \frac{12.000}{4} = 3.000 \text{ Kg/m}$$

$$M = w L^2 / 10 = 3.000 \times 4^2 / 10 = 4.800 \text{ Kgm}$$

Según Ref. 4, Sección 6.4 :

$$S_{\text{req}} = \frac{M}{F_b} = \frac{48 \times 10^4}{0,6 F_y} = 320 \text{ cm}^3 \quad \text{para } F_y = 2.500 \text{ Kg/cm}^2$$

De la Tabla II del Apéndice A de Ref. 4 se lee :

$$2U \ 240 \times 65 : S_x = 2 \times 202 = 404 \text{ cm}^3$$

Verificando deflexiones :

$$\frac{L}{d} = \frac{400}{24} = 16,6 < \frac{56.000}{F_y} = 22,4 \quad \text{Cumple}$$

Distancia máxima entre puntos de soldadura del larguero a la tablestaca : (Verificación por pandeo lateral torsional)

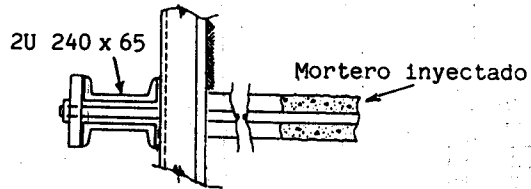
$$\text{Por torsión clásica de Saint-Venant : } L_{SV} = \frac{1,41 \times 10^6}{F_y (d/A_f)} = \frac{1,41 \times 10^6}{2.500 \times 24/6,5} = 152 \text{ cm}$$

$$\text{Por torsión de alabeo : } L_A = \frac{640 b_f}{\sqrt{F_y}} = 640 \times 6,5/50 = 83 \text{ cm}$$

Como se ha asumido en el diseño $F_b = 0,6 F_y$, controla la luz mayor $L = 1,52 \text{ m}$ por pandeo lateral torsional.

Esto significa que los canales del larguero deben soldarse a la pared de la tablestaca en los tercios de la luz.

Detalle del larguero



15.17.- MUROS DE SÓTANOS DE EDIFICIOS

Los muros de sótano de grandes edificios son por lo general muros colados, muros - de pilotes, o combinados de pilotes y pantallas, los cuales permiten excavar amplias áreas libres a los fines de destinarlas a estacionamientos, depósitos, talleres, etc. En edificios de dimensiones - más reducidas, los muros de sótanos pueden ser placas o losas de concreto armado, que resisten los empujes del suelo, transmitiéndolos a la estructura aporticada o con muros de flexión y corte que se apoyan en el terreno mediante bases directas o pilotes.

Las placas de sótano se conectan a las vigas y columnas de lindero, o a los muros ortogonales, formando estructuras tipo cajones de fundación. Ver la figura 15.51.

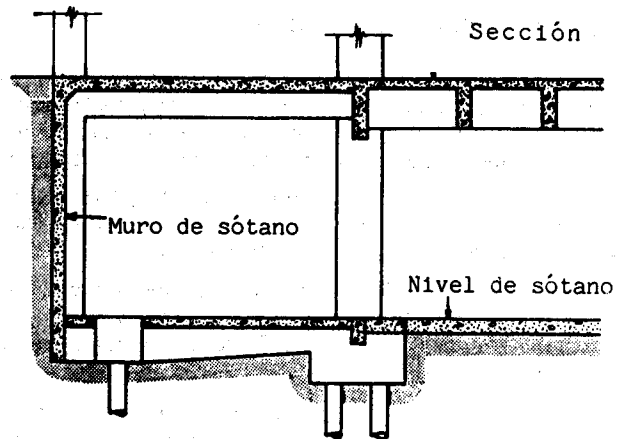
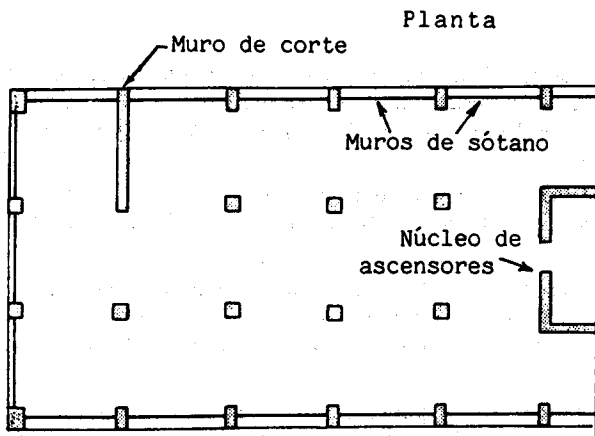


Figura 15.51

Los muros de sótanos pueden apoyarse en dos bordes opuestos únicamente, o ser solidarios con la estructura aporticada en todo su contorno. En el primer caso, trabajan como losas, según muestra la figura 15.52 b) y c), cuyas franjas unitarias unidireccionales se orientan según la ubicación de los apoyos.

Pueden ser :

- Franjas horizontales, para apoyos en columna o muros perimetrales
- Franjas verticales, para apoyos en una viga superior de entrepiso y una viga inferior de encadenado

Para simplificar el análisis, se suponen las franjas solicitadas por una carga uniformemente distribuida obtenida como promedio de los empujes del suelo en el caso considerado.

Si todo el perímetro del muro de sótano es solidario con la estructura aporticada, se lo supone empotrado en sus cuatro lados, como muestra la figura 15.52 d), y su resolución se lleva a cabo aplicando el Método de Marcus Löser de la Sección 10.7. Las barras de la armadura resistente deben distribuirse convenientemente, de modo de resistir los momentos negativos en los apoyos empotrados y los momentos positivos en el centro de los tramos de las franjas unitarias cruzadas.

El diseño de los muros de sótano se realizará para los empujes del suelo mayorados por los respectivos factores de la Sección 7.3 y los factores de minoración de resistencia correspondientes a las solicitaciones de flexión y corte.

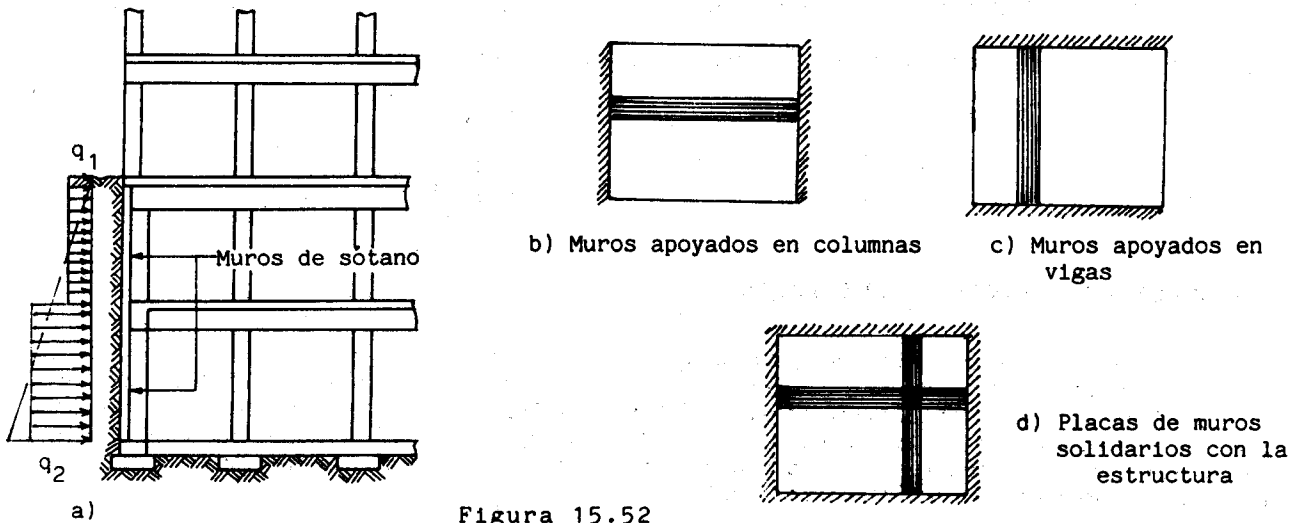


Figura 15.52

15.18.- MUROS DE HIELO

Una forma de estabilizar un talud o proteger las paredes de una excavación, es la de crear un muro de hielo en el sitio, mediante la congelación temporal o permanente del suelo, instalando una planta frigorífica. El método resulta muy conveniente en zonas frías, ya que sólo se debe poner en funcionamiento el sistema en la temporada cálida.

Los terrenos que responden mejor a este tratamiento térmico son aquellos acuíferos débiles y compresibles, tales como arcillas blandas, arenas saturadas, los suelos de relleno no estabilizados y materiales de aluviones.

El método (detallado previamente en la Sección 4.16) consiste en hacer circular un refrigerante por tuberías enterradas, a temperaturas que oscilan entre -20°C y -30°C , hasta que la zona a proteger se congele. Como refrigerante puede utilizarse salmuera, nitrógeno, amoníaco, e incluso en ocasiones se ha inyectado aire frío.

El procedimiento ha sido empleado con éxito en algunas de las excavaciones del Metro de París y Amberes, lográndose también la estabilización de suelos bajo presas de considerable magnitud.

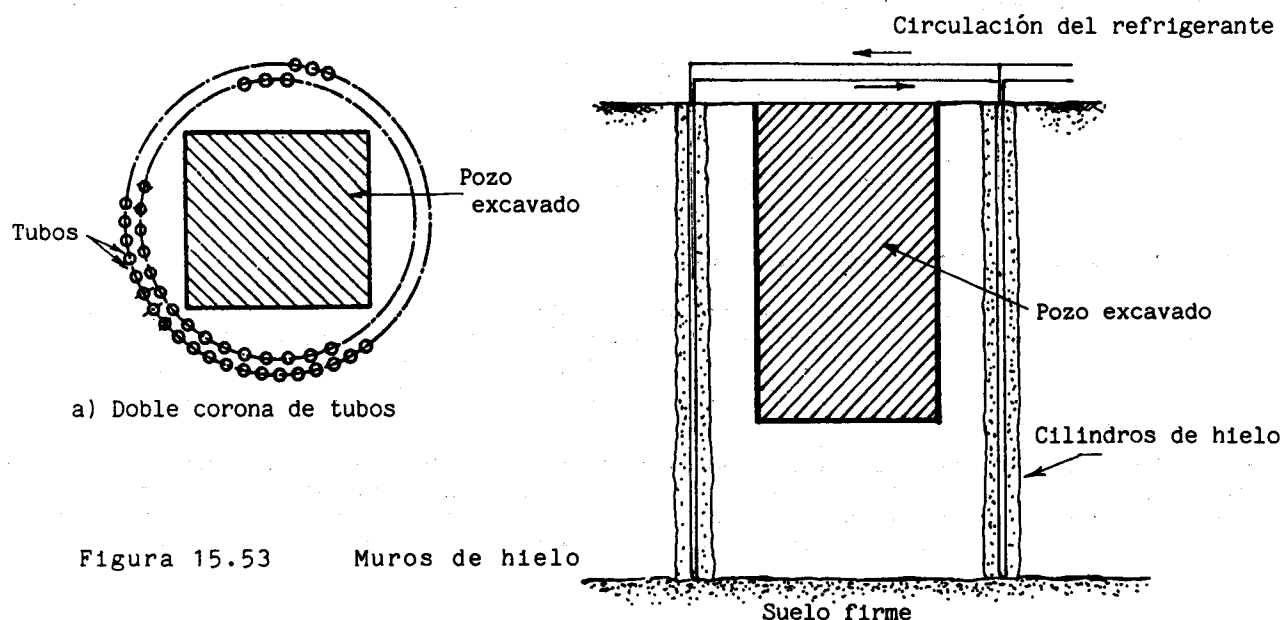
Las ventajas que ofrece este método son múltiples : 1) Profundidad considerable de cimentación, 2) eliminación de tablestacas y entibaciones, 3) ausencia de trepidaciones y derrumbes, y 4) gran rapidez de ejecución.

Por ejemplo, cuando se debe excavar una área rodeada de edificaciones, este método permite evitar el daño a las construcciones vecinas, al eliminar la vibración en la hincia de pilotes, o el impacto que puede producir el choque de los cucharones de almeja para la construcción de muros colados.

La figura 15.53 muestra esquemáticamente la instalación del equipo necesario en la congelación del suelo, para luego poder excavar pozos, abrir zanjas, etc. Para ello se introducen en el terreno por barrenado unos tubos verticales de 50 a 150 mm de diámetro, por donde circulará el refrigerante fluido.

Generalmente se los coloca en círculo doble, rodeando la zona a congelar, a distancias entre 1,2 y 2 m entre sí, y hasta la profundidad deseada. El diámetro de los círculos varía entre 15 y 25 m dependiendo de las exigencias de la obra. Luego de colocar la doble corona de tubos, se hace circular el refrigerante durante el tiempo necesario para que se congele el agua subterránea cercana a los tubos perforados, y se forman así unos cilindros de hielo de 1 a 3 m de diámetro, que sirven de pared al recinto.

En la estación templada, el proceso se prolonga por unos 25 a 40 días, luego de los cuales puede excavar y construir los cimientos de la construcción, ya que el suelo que rodea los tubos, al congelarse, se vuelve rígido, impermeable e incompresible, por efecto del hielo. El inconveniente que presenta este método, sin embargo, es el elevado costo de instalación de la planta frigorífica.



CAPITULO 16

Fundaciones Especiales

16.1.- GENERALIDADES

Las fundaciones especiales agrupan aquellos cimientos no tratados en los capítulos anteriores, por presentar ciertas características que los diferencian de las fundaciones directas o indirectas usuales, en la construcción de edificios. Entre las fundaciones especiales se analizarán las siguientes :

- * Fundaciones de torres atirantadas
- * Fundaciones de chimeneas
- * Fundaciones de estanques y cisternas
- * Cajones de fundación
- * Fundaciones flotantes en el mar

16.2.- FUNDACIONES DE TORRES ATIRANTADAS

Los mástiles y las torres metálicas de gran altura, formadas por perfiles angulares en celosía, como por ejemplo las de alta tensión, retransmisión de televisión, etc., soportan las cargas debidas a su peso propio, los empujes laterales producidos por la acción del viento (Ver Ref. 4), o las vibraciones debidas a los efectos sísmicos, los cuales originan desplazamientos laterales de la estructura, y movimientos oscilatorios.

Estos efectos son especialmente notables en la parte superior de las torres, por lo cual se las debe atirantar mediante cables perimetrales que atensoren la estructura en forma radial en todo su contorno, evitando los desplazamientos excesivos y disminuyendo los esfuerzos de las barras, en la parte inferior del sistema. De esta manera se reducen asimismo las dimensiones de los cimientos.

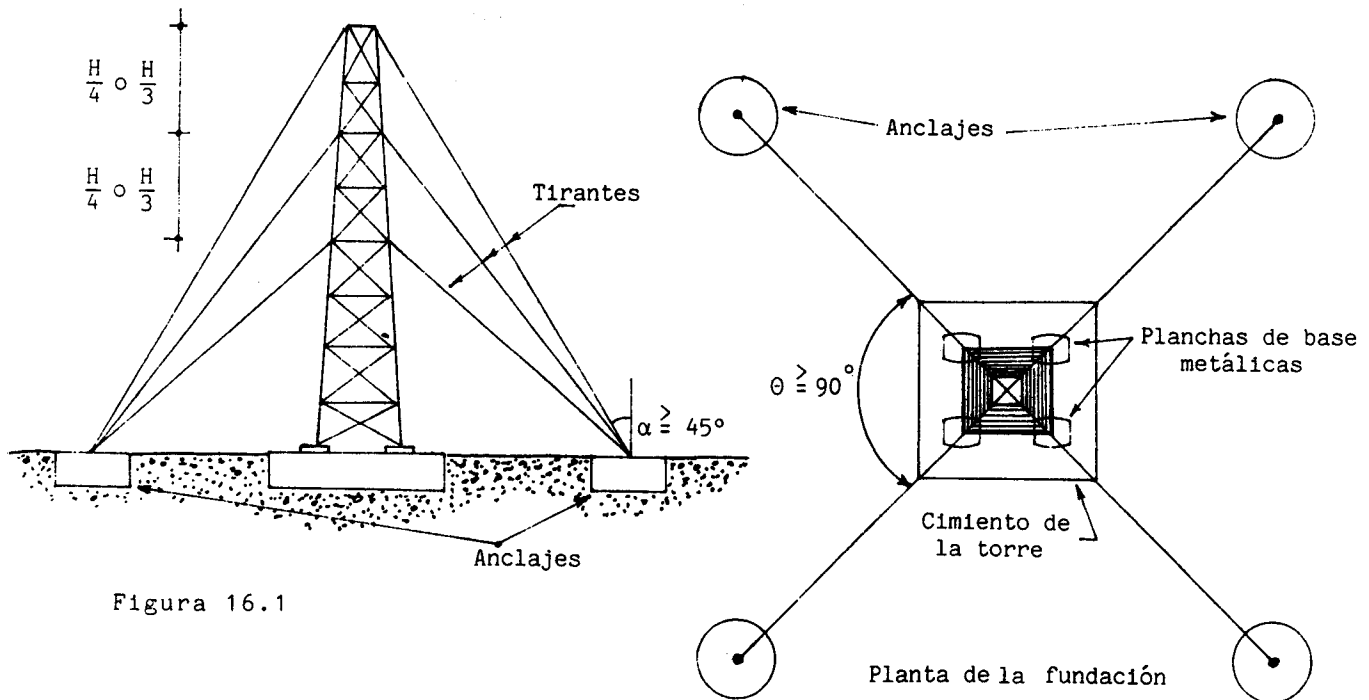


Figura 16.1

Por lo general, los tirantes se agrupan en tres o cuatro cables que se distribuyen - en los tercios o cuartos superiores de la altura de la torre, y se anclan en tres o cuatro bloques de concreto formando ángulos en planta de 90° a 120° entre sí, y concéntricos con el cimientó central. como muestra la figura 16.1.

La inclinación de estos tensores con respecto a la vertical define la magnitud de la fuerza de tracción que debe ser resistida. Cuanto más inclinados se colocan los cables, resultan más eficaces, y cuando el número de tirantes es mayor o igual a cuatro, siempre habrá al menos dos cables traccionados, para cualquier dirección que actúen las fuerzas horizontales. Se aconseja respetar un ángulo α de 45° a 60° para lograr una mayor estabilidad de conjunto.

La magnitud de las cargas originadas por efecto del viento se obtienen de las especificaciones dadas en Ref. 2 y 4, para las torres atriantadas, y la acción sísmica, en Ref. 3. En la Normas se exige que para mástiles o torres atriantadas, la parte superior en voladizo se calcule con 1.25 veces la acción del viento, mientras que el resto de la estructura se supone soportando el 100% o el 75% de las presiones y succiones, cuya combinación permita obtener las máximas sollicitaciones en las barras o miembros.

Independientemente de su posición, cada cable se diseñará para soportar aisladamente la fuerza cortante total que solicita el sistema, y las cargas originadas por el izado del mástil o la torre de celosía, hasta colocarla en su posición vertical. Generalmente los cable utilizados son - de acero de alta resistencia.

Los grupos de cables tensados deben anclarse en bases o bloques de concreto enterrados en el suelo, capaces de resistir las fuerzas de tracción que tienden a levantarlos y las resultantes de las componentes horizontales, con dirección hacia el cimientó de la torre, que tienden a producir el deslizamiento de la base. A las fuerzas verticales se opone el peso propio del bloque de concreto y a las fuerzas horizontales, la fricción del suelo con el plano inferior del bloque, y el empuje pasivo del terreno en contacto con las paredes laterales del bloque de anclaje.

En cada caso, se debe verificar la seguridad al deslizamiento y al volcamiento de estos bloques, y su estabilidad frente a las fuerzas de tracción que le imponen los cables, pues si son muy elevadas, pueden desenterrarlos. La figura 16.2 muestra un bloque de anclaje típico, para los tirantes de una torre en celosía.

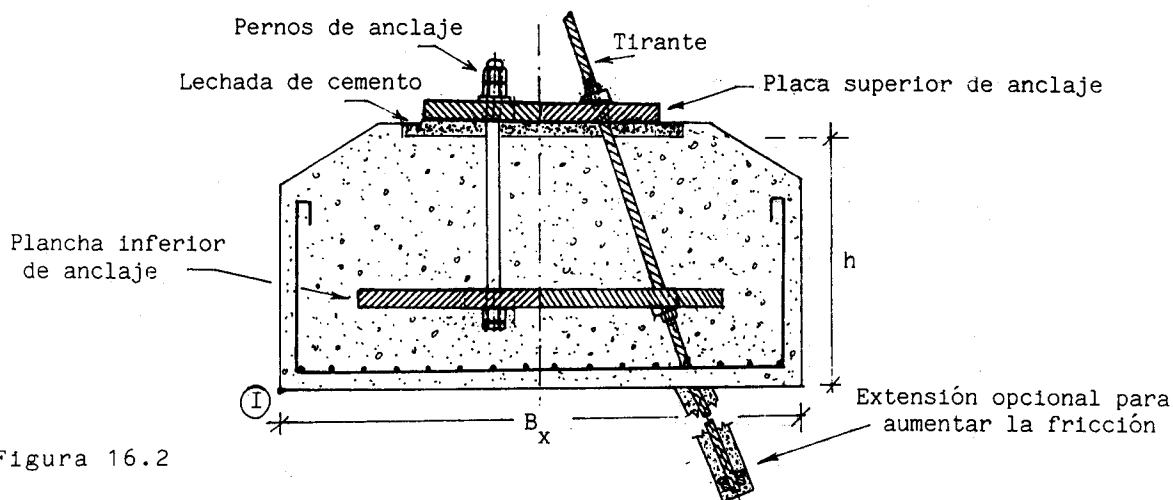


Figura 16.2

Para evitar el levantamiento del bloque de concreto cuando la fuerza vertical de tracción es muy grande, se procede a :

- 1º) Aumentar el volumen del bloque de concreto, para que se incremente su peso propio
- 2º) Fundar el bloque en un estrato más profundo, para que el peso de la tierra de relleno aumente
- 3º) Prolongar la longitud de los tirantes, hincándolos en el suelo, e inyectar una lechada de cemento a su alrededor, para incrementar la fuerza de fricción con el terreno circundante. (Ver figura 16.2).

Para impedir la rotación del bloque, cuando el momento volcador es elevado, se aconseja :

- 1º) Aumentar el ancho B_x del bloque, de modo de incrementar el momento estabilizante con respecto x al centro de rotación I
- 2º) Aproximar el anclaje del cable al punto I , de modo de disminuir el momento volcador

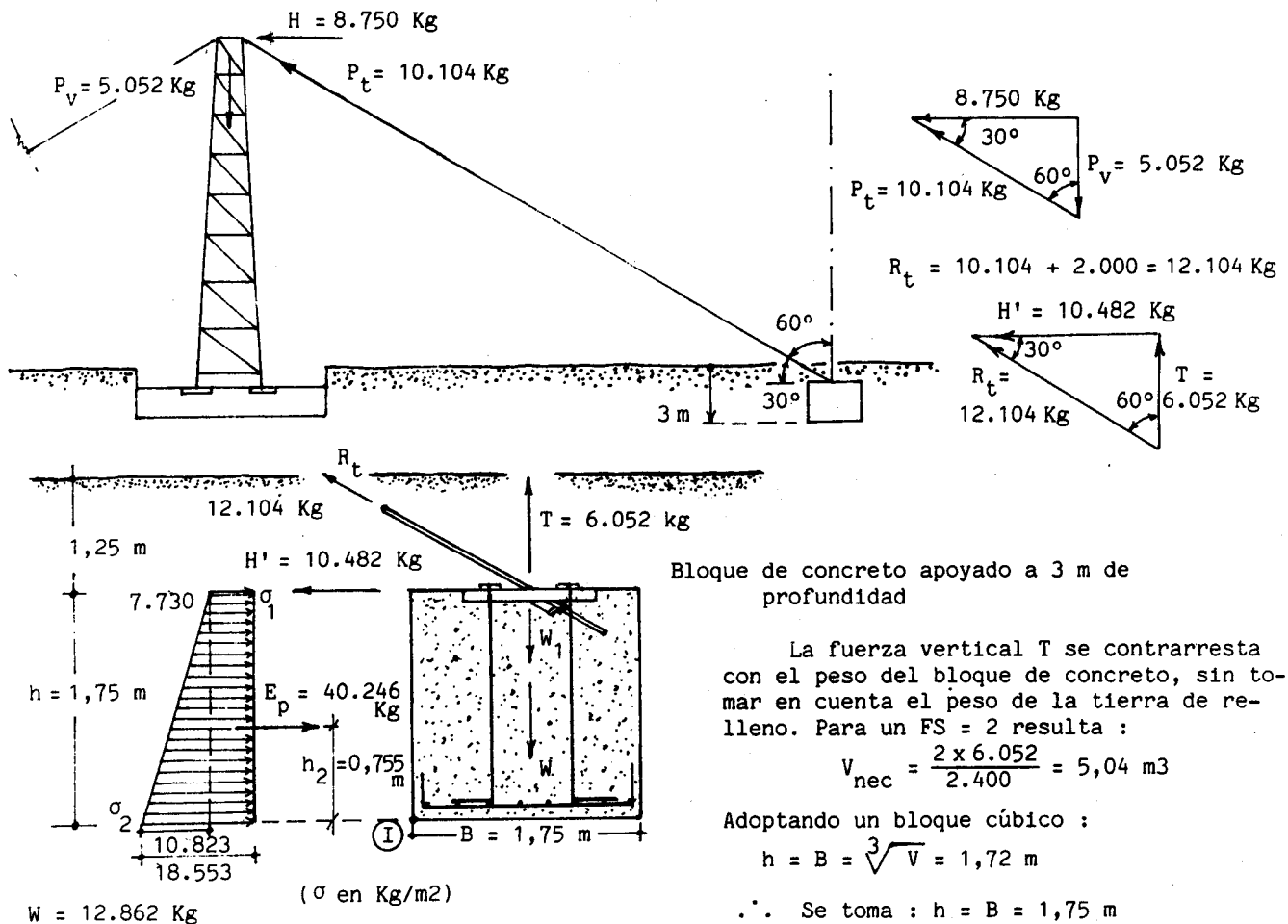
Para anular la posibilidad de deslizamiento lateral del bloque, la solución es :

- 1º) Aumentar la altura del bloque, de modo de incrementar la magnitud del empuje pasivo E_p
- 2º) Aumentar el P volumen del bloque de concreto, para obtener una mayor fuerza de fricción en el plano de apoyo

EJEMPLO 16.1.-

Diseñe los tirantes y el anclaje necesario para una torre elevada de alta tensión, en celosía, que soporta un empuje horizontal de viento de 8.750 Kg. El ángulo que forma el cable con la vertical es de 60° y la calidad del acero de los cables es de 4.800 Kg/cm². Use $\gamma_c = 2.400$ Kg/m³

El suelo de fundación es arena fina húmeda, con $\phi = 32^\circ$, $c = 0$ y $\gamma_s = 1.900$ Kg/m³. Durante el izado de la torre, los cables deben soportar una tracción de 2t. El vaciado de los bloques se realiza a una profundidad de 3 m.



Peso de la tierra de relleno :

$$q_1 = 1,25 \times 1.900 = 2.375 \text{ Kg/m}^2$$

El empuje pasivo se obtiene :

para $\phi = 32^\circ$ $\beta = 0$ De Tabla 14.6 : $K_p = 3,255$

A nivel - 1,25 m :

$$\sigma_{p1} = q_1 K_p = 2.375 \times 3,255 = 7.730 \text{ Kg/m}^2$$

A nivel - 3 m :

$$\sigma_{p2} = \sigma_{p1} + (\gamma H) K_p = 7.730 + 1.900 \times 1,75 \times 3,255 = 18.553 \text{ Kg/m}^2$$

El empuje pasivo resulta:

$$E_p = \left(10.823 \times \frac{1,75}{2} + 7.730 \times 1,75 \right) \times 1,75 = 40.246 \text{ Kg}$$

Por estática, se obtiene la ubicación de la resultante E_p : $h_2 = 0,755 \text{ m}$

Se verifica la seguridad al deslizamiento, sin tomar en cuenta la fricción en el plano de base del bloque de concreto :

$$FS_{\text{desl}} = \frac{40.246}{10.482} = 3,84 > 2 \quad \text{Correcto}$$

Seguridad al volcamiento, tomando momento volcador con respecto al punto I :

$$M_{\text{volc}} = 10.482 \times 1,75 + 6.052 \times 1,75/2 = 23.639 \text{ Kgm}$$

$$\text{El peso de la tierra de relleno resulta : } W_1 = 2.375 \times 1,75^2 = 7.273 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{est}} = (W_1 + W) B_x/2 + E_p h_2 = (7.273 + 12.862) \times 1,75/2 + 40.246 \times 0,755 = 48.003 \text{ Kgm}$$

$$FS_{\text{volc}} = \frac{48.003}{23.639} = 2,03 > 2 \quad \text{Correcto}$$

16.3.- FUNDACIONES DE CHIMENEAS

La construcción de chimeneas altas se ha generalizado, especialmente con motivo de la lucha contra la polución, en áreas urbanas o industriales. Al igual que las torres de celosías analizadas previamente, las chimeneas de concreto armado o metálicas deben soportar su peso propio y las fuerzas debidas a la acción del viento o del sismo.

Con respecto a la acción del viento, las chimeneas metálicas presentan la desventaja, en relación con las de concreto armado, que por su peso limitado soportan mayores vibraciones. Por ello su altura no supera generalmente los 12 m. Además, el reducido espesor de sus paredes propicia el pandeo local de las mismas. Por el contrario, las chimeneas de concreto armado pueden alcanzar los 45 m de altura.

Aunque las chimeneas son estructuras de forma simple, su comportamiento bajo la acción del viento o del sismo no es sencilla, si bien ambos efectos no son aditivos. En zona sísmica, se los debe analizar independientemente, ya que en general, los esfuerzos de corte máximos debidos al sismo, son más importantes que por viento, mientras que el momento volcador por viento es más relevante que por sismo.

La altura de las chimeneas y sus dimensiones, responden a la necesidad de una mínima velocidad requerida para expulsión de los gases. En el diseño, el diámetro inferior de la base debe respetar las exigencias estructurales, de modo de no superar la magnitud de los máximos esfuerzos permisibles bajo la más desfavorable combinación de las solicitaciones actuantes.

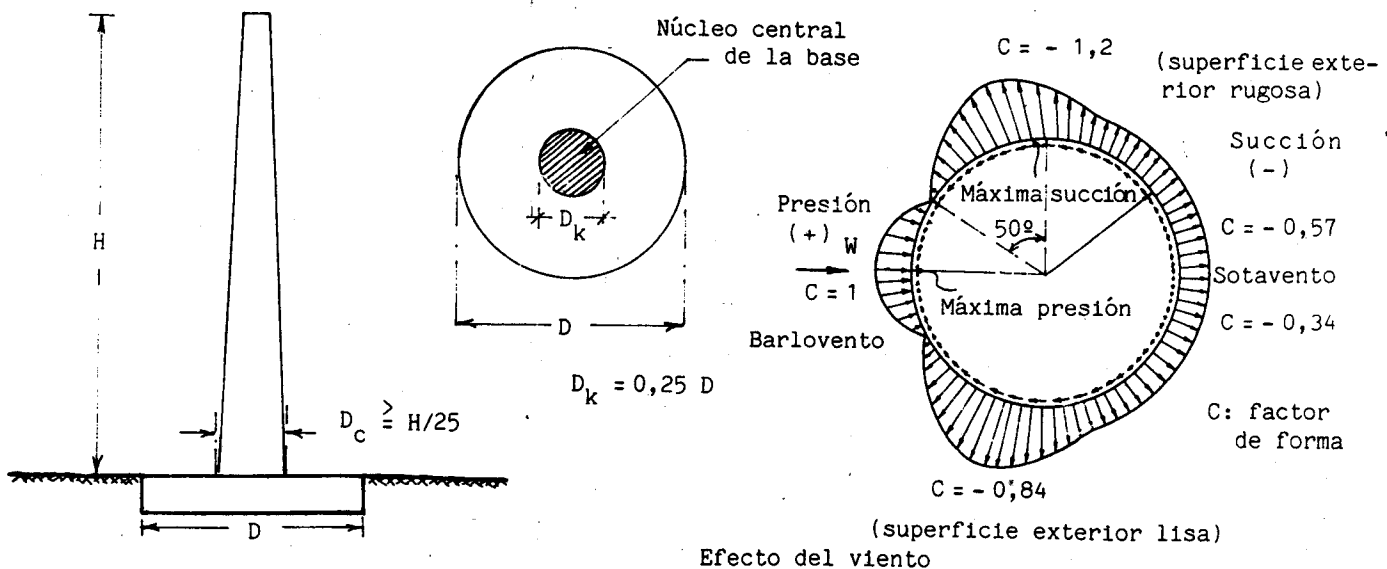


Figura 16.3

La práctica ha demostrado que el cañón de las chimeneas, en su sección inferior, debe tener un diámetro exterior D_c :

$$H/25 \leq D_c \leq H/12 \quad (16.1)$$

para su mayor efectividad. Generalmente los cimientos de las chimeneas son circulares, centrados con el cañón, y su diámetro debe ser tal, que para cualquier combinación de las cargas exteriores actuantes, la resultante debe estar contenida en el núcleo central de la base, como muestra la figura 16.3.

Bajo el efecto del viento, el coeficiente adimensional de forma C va variando alrededor del fuste, dependiendo de la dirección del viento. La cara a barlovento soporta una presión máxima con $C = 1$, y las caras laterales y a sotavento, bajo el efecto de succión, tienen una distribución de esfuerzos como la indicada en el esquema c) de la figura 16.3, con un máximo de $C = -1,2$ para superficie exterior rugosa y $C = -0,84$ para fuste liso.

Los valores de los factores de forma y los esfuerzos máximos debidos a la acción del viento, varían ligeramente según los distintos reglamentos vigentes, y se pueden obtener para viento normal y ráfagas, los cuales se han deducido en general en base a los experimentos realizados en túneles de viento.

Bajo ráfagas de viento, una chimenea entrará en resonancia, si su frecuencia natural, en ciclos por segundo, coincide con el valor :

$$f_n = \frac{f_z}{2\pi} \approx \frac{0,2 v}{D_c} \quad (16.2)$$

siendo v la velocidad del viento, en m/seg.

En zona sísmica, además, se deba analizar el comportamiento dinámico de las chimeneas, en función de los respectivos acelerogramas. El principal problema consiste en determinar el período del modo fundamental de vibración y la fuerza cortante de base, de modo de distribuir las fuerzas laterales en la altura total de la chimenea, para poder calcular los respectivos momentos flectores que solicitan la estructura.

El período T del modo fundamental de vibración de una chimenea (Ver Ref.16), con altura H , diámetro exterior de cañón inferior D_c , diámetro exterior en el tope D_s , y espesores variables entre e_c y e_s (Ver figura 16.4) se obtiene :

$$T = \frac{2\pi H^2}{\Omega} \sqrt{\frac{p}{gEI}} \quad (16.3)$$

I es el momento de inercia de la sección resistente del anillo de base de espesor e y diámetro D_c ; p es el peso unitario a nivel de base, incluyendo el revestimiento, y E el módulo de elasticidad del material. En chimeneas de concreto armado :

$$E_c = 15.100 \sqrt{f'_c}$$

Ω es un factor que depende de las dimensiones de la chimenea, y se lo obtiene en función de :

$$\lambda = \frac{e_s}{e_c} \quad \text{y} \quad \mu = \frac{D_s}{D_c} \quad (16.4)$$

$$(16.5)$$

en el gráfico de la figura 16.4 b). g es la aceleración de la gravedad : $g = 9,81 \text{ m/seg}^2$.

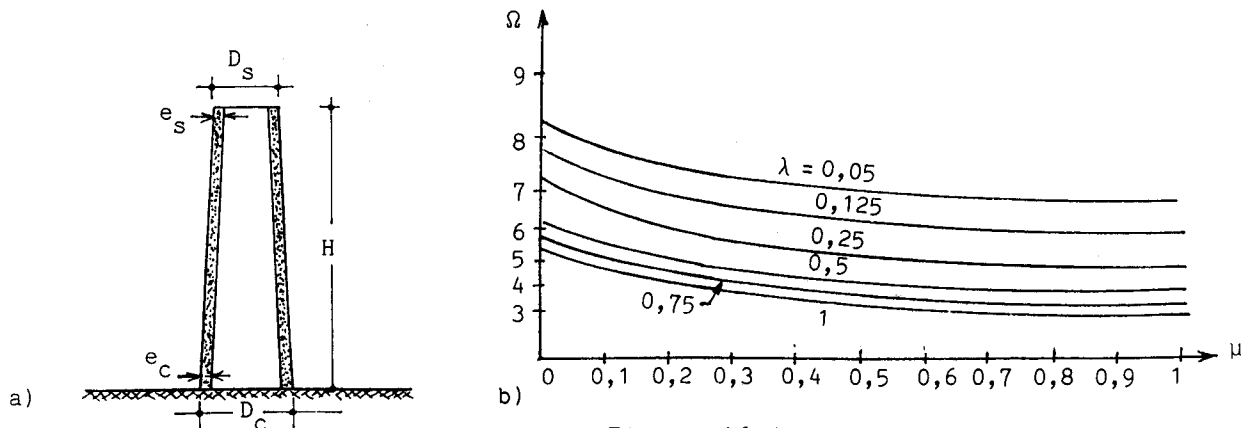


Figura 16.4

La experiencia ha demostrado que durante un movimiento sísmico, las chimeneas vibran generalmente, si bien no exclusivamente, según su modo fundamental. Conocido el peso propio de la chimenea que se analiza, y la distribución de su masa en la altura total, es posible analizar el comportamiento de su estructura bajo las cargas de viento o sismo, aplicando los criterios dinámicos o mediante los métodos estáticos equivalentes. En estos casos, se debe recordar que los esfuerzos admisibles en el suelo de fundación cuando se toma en cuenta el sismo o el viento se adoptan como : $1,33 \sigma_{adm}$.

16.4.- DEPOSITOS DE AGUA. ESTANQUES Y CISTERNAS

Los depósitos de agua o líquidos en general, se construyen de forma cilíndrica o prismática y pueden ser :

- * Estanques sobreelevados apoyados en muros o columnas
- * Depósitos apoyados directamente sobre el terreno
- * Cisternas o depósitos enterrados

La figura 16.5 muestra un tanque de agua cilíndrico sobreelevado, apoyado sobre una estructura metálica de reticulado. Además de las formas mencionadas previamente, los depósitos sobreelevados pueden ser fungiformes, esféricos o adoptar la forma de una gota de agua, etc.

Una forma sencilla pero práctica de asumir en un prediseño el peso de un depósito de agua de este tipo, incluyendo la estructura de concreto armado y el peso del agua que contiene, es suponer un peso total igual al doble del peso del líquido contenido.

En zona sísmica, los depósitos elevados soportados por estructuras metálicas livianas, deben ser cuidadosamente diseñados, ya que constituyen un sistema de una gran masa que puede oscilar y sufrir efectos torsionales, bajo la excitación impuesta. En el caso de depósitos soportados por un única columna central, su período y frecuencia propia corresponden a la de un péndulo invertido.

En depósitos sobreelevados, las paredes laterales se diseñan únicamente para el empuje del agua dentro del tanque, y la losa de fondo, para resistir el peso de todo el líquido contenido. Su espesor y la armadura dependen de la forma de apoyo sobre la estructura resistente que la sustenta. El cimiento de los depósitos sobreelevados se diseña en la forma usual de las fundaciones directas analizadas en el Capítulo 8, para suelos con suficiente resistencia, o utilizando pilotes si el terreno es débil o compresible, como se indicó en el Capítulo 12.

En todos los casos se debe minimizar la magnitud de los asentamientos diferenciales producidos, eligiendo para la fundación de los depósitos, suelos firmes y consistentes. En caso necesario, se procederá a mejorar las condiciones del terreno como se detalla en el Capítulo 4. Cuando se trata de suelos arcillosos firmes, puede aceptarse un asentamiento uniforme de pequeña magnitud, tomando la precaución de proveer adecuadas conexiones flexibles a las tuberías de llenado y desagüe del depósito, para evitar daños a la instalación.

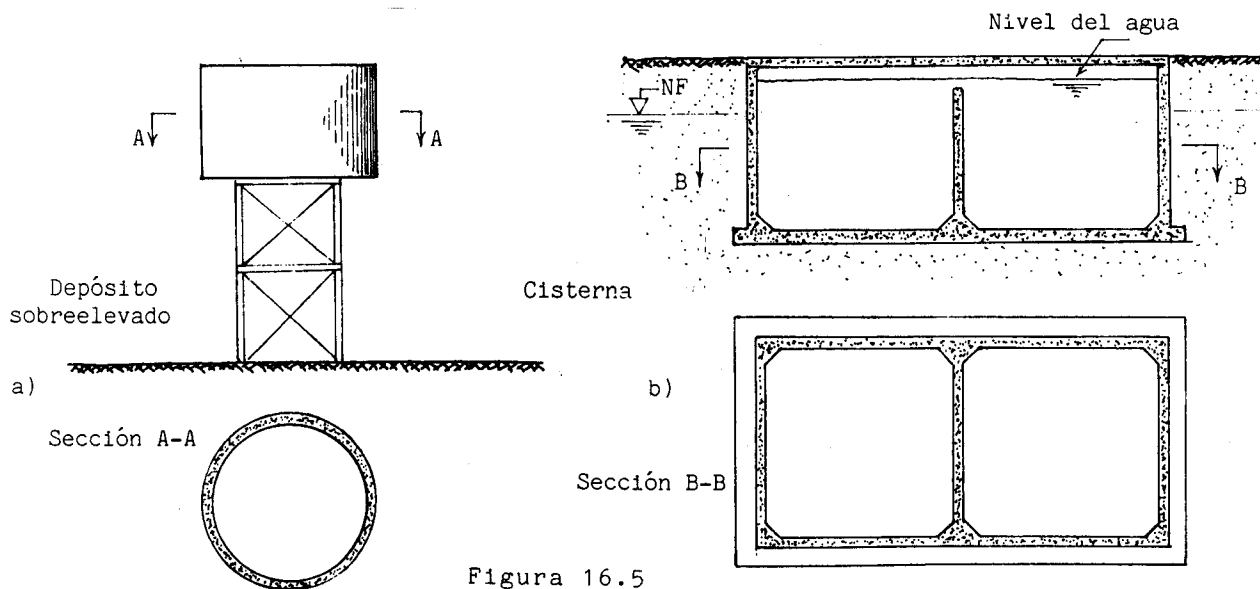


Figura 16.5

En las cisternas o depósitos enterrados, se debe tomar en cuenta además el empuje lateral del suelo sobre las paredes del estanque. El espesor de las paredes laterales se diseñará para el caso más desfavorable de presión interna del agua o presión exterior del suelo, con el depósito vacío.

La superposición de estos empujes no se toma en cuenta, pues sus efectos se contrarrestan. En suelos donde el nivel freático ascienda próximo a la superficie del terreno, se debe tener la precaución de ubicar la cisterna como muestra la figura 16.5 b), con su tope por encima del nivel freático, para evitar la contaminación del agua del depósito. En ciertos casos, se recurrirá al bombeo continuo del agua subterránea, para mantener su nivel en la profundidad deseada.

El concreto a usar en los depósitos de agua en general debe ser de buena calidad y adecuada dosificación, con una resistencia mínima a la compresión de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, y una relación máxima de agua en peso (con agregados de peso normal) de :

$$\frac{\text{agua}}{\text{cimento}} = \begin{cases} 0,5 & \text{para espesores de paredes } \geq 20 \text{ cm} \\ 0,45 & \text{" " " " " " " "< 20 cm} \end{cases}$$

Para evitar una excesiva fisuración, el concreto debe compactarse y someterlo a un esmerado curado. Para ello, luego de fraguado, se debe aflojar el encofrado de las paredes de modo que un flujo continuo de agua humedezca abundantemente la superficie fresca del concreto durante los siete primeros días y luego se puede continuar con un curado por membranas.

Para mejorar la impermeabilidad, las paredes interiores de los depósitos se recubren finalmente con un revoque de cemento. En las juntas constructivas, entre sucesivos vaciados de concreto, se dejarán las barras de continuidad necesarias de modo de lograr un conjunto monolítico, prestando especial atención a estanqueidad de las juntas.

En las losas y paredes de los depósitos de agua o líquidos en general, la armadura mínima por retracción y temperatura junto al borde comprimido, se aconseja que sea del 0,65%, ya que cuantías menores resultan ineficaces para limitar la fisuración. Además, las armaduras deben diseñarse con gran dispersión de barras delgadas, evitando las barras gruesas de área equivalente, pues el crecimiento de las fisuras depende en gran parte, directamente del espaciamiento de las barras.

No se aconseja tampoco el empleo de acero de alta resistencia, siendo preferible el uso de calidades de $f_v \leq 2.800 \text{ Kg/cm}^2$, con una cuantía mecánica :

$$\omega = \rho f_v / f_c' \leq 0,18$$

de modo de obtener un diseño dúctil. Además, el espesor de las paredes debe ser algo mayor que el obtenido mediante los criterios convencionales en el diseño de estructuras de concreto armado. Se respeta por lo general la siguiente relación :

$$\frac{d}{L} = \frac{\text{Espesor de la pared}}{\text{Luz}}$$

$$\geq \frac{1}{12} \quad \text{para losas en Cantilever}$$

$$\geq \frac{1}{16} \quad \text{para losas apoyadas en su contorno}$$

En ningún caso el espesor total de las paredes de los depósitos de agua debe ser inferior a 25 cm, respetando un recubrimiento mínimo de las barras de la armadura de 7 cm en depósitos enterrados y de 5 cm a la intemperie, para evitar la fisuración y consecuente corrosión de la armadura resistente.

Diseño de depósitos rectangulares

Generalmente en torres de agua con depósitos de limitado volumen se prefiere el uso de estanques cilíndricos de concreto prefabricado o de acero, por ser más económicos, ya que resultan de menores espesores y limitada cuantía de acero de refuerzo. Ver ejemplo 16.3.

Pero cuando el volumen de agua se incrementa, como por ejemplo en los tanques de agua de reserva sobreelevados o subterráneos de grandes edificios, se emplea la forma rectangular. El caso más sencillo de depósito es el rectangular simple, con cuatro paredes verticales, una losa de fondo y otra de tapa, como el que muestra la figura 16.6, con su tope a nivel de la superficie del terreno. En el caso de carecer de tapa, el depósito resulta una piscina o un estanque de múltiples usos.

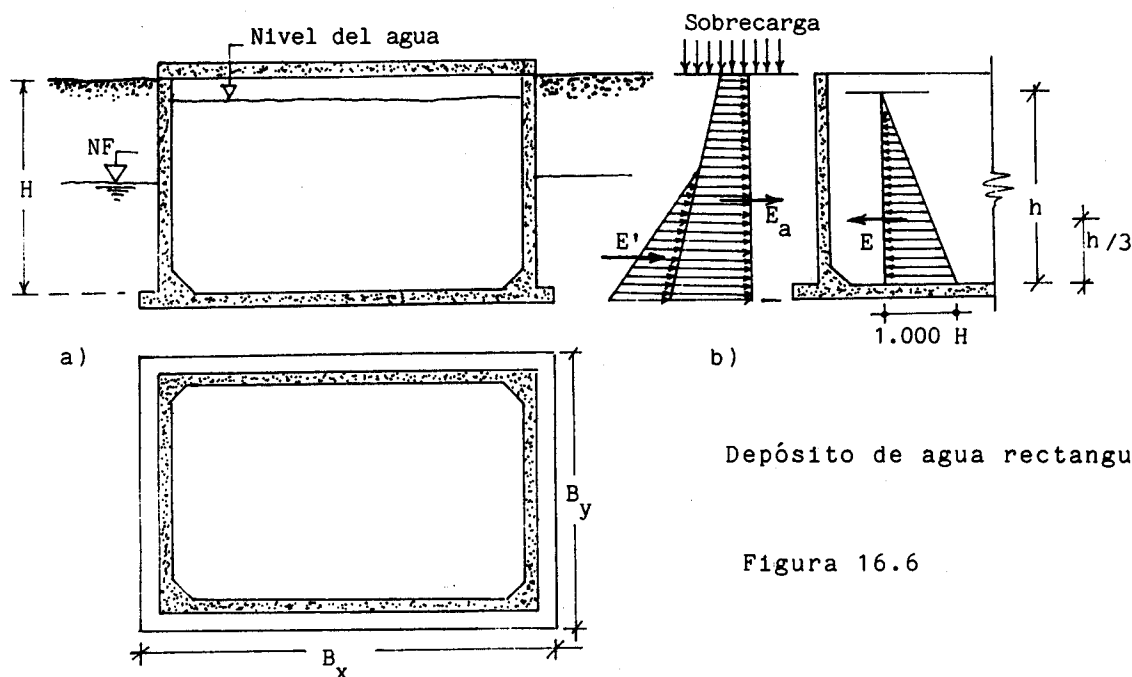
b) de la figura, según una distribución interna triangular, con un máximo en la base de 1.000 H (en Kg/m²) y resultante del empuje :

$$E = \frac{1.000 \text{ h}^2}{2} \quad (16.6)$$

ubicada a la distancia $h/3$ del fondo. Los empujes exteriores son debidos al activo del suelo, de re-

sultante E_a , cuya magnitud depende de las características del terreno, según se analiza en los Capítulos 14 y 15, y de la presión exterior del agua subterránea, cuando su nivel supera la cota inferior del depósito. El diseño de las paredes del estanque o cisterna se realiza para la combinación más desfavorable de las solicitaciones en los siguientes casos :

- Actúa solamente el empuje interno del agua. Es el caso del depósito lleno y el suelo removido, o bien del depósito superficial o sobreelevado.
- Actúa solamente el empuje exterior del suelo, y el del agua subterránea hasta el nivel previsto. Es el caso de la cisterna vacía enterrada.
- Actúan simultáneamente el empuje interior del agua del depósito y el empuje exterior del suelo y del agua subterránea. Es el caso del depósito enterrado, lleno de agua. Esta simultaneidad no se toma en cuenta en el diseño pues no origina el estado de esfuerzos más desfavorable. Ver la figura 16.6.



Depósito de agua rectangular

Figura 16.6

Las paredes de los depósitos de agua se analizan según las diferentes configuraciones de sus apoyos perimetrales, y sus dimensiones. Generalmente para relaciones :

$$0,5 \leq \frac{H}{B} \leq 2 \quad (16.7)$$

las paredes se suponen empotradas en la base inferior y en las paredes laterales, con su borde superior libre, como el caso a) de figura 16.7, y soportando el empuje del agua o del suelo. Su análisis se realiza de acuerdo con los criterios de la Sección 15.5.

Cuando las relaciones H/B exceden los límites dados en la ec. 16.7, las franjas unitarias centrales verticales de las paredes se comportan como losas en Cantilever (caso b), empotradas en la base del estanque. Pero si en el perímetro superior de las paredes se coloca una viga de corona, el caso se grafica en el esquema c) y la placa de la pared se puede analizar mediante el método de Marcus-Löser de la Sección 10.7, suponiéndola empotrada en el borde inferior y en los bordes laterales, y simplemente apoyada en su borde superior. Este caso también corresponde al de un depósito donde las paredes se construyan con continuidad en relación a la losa de la tapa del estanque.

Los esquemas d) y e) corresponden a otras configuraciones posibles que se toman en cuenta en el análisis, para diferentes relaciones de los lados de las placas de las paredes. En los depósitos multicelulares, además, se puede presentar una combinación de los casos mencionados, para las paredes exteriores e internas, y cada una de ellas debe ser diseñada independientemente, para la más desfavorable combinación de los empujes resultantes.

Por otra parte, las paredes de los depósitos, además de los empujes del líquido contenido y del suelo circundante, deben resistir las fuerzas axiales de compresión vertical producidas por la carga de la tapa y las sobrecargas permanentes o accidentes que se aplican sobre ella, y las fuerzas

axiales de tracción o compresión horizontal debidas a los empujes sobre las paredes ubicadas perpendicularmente. En consecuencia, cada placa de pared estará sometida a flexión en la dirección normal a su plano y a solicitaciones biaxiales en su plano.

En la generalidad de los casos, sin embargo, las compresiones verticales y horizontales resultan de limitada magnitud y se las puede despreciar, con excepción de las depósitos de paredes muy esbeltas, con $H > 4,8$ m y una fuerte sobrecarga aplicada sobre la tapa. En estos casos, se deben diseñar las paredes a flexo-compresión y verificar la posibilidad de pandeo.

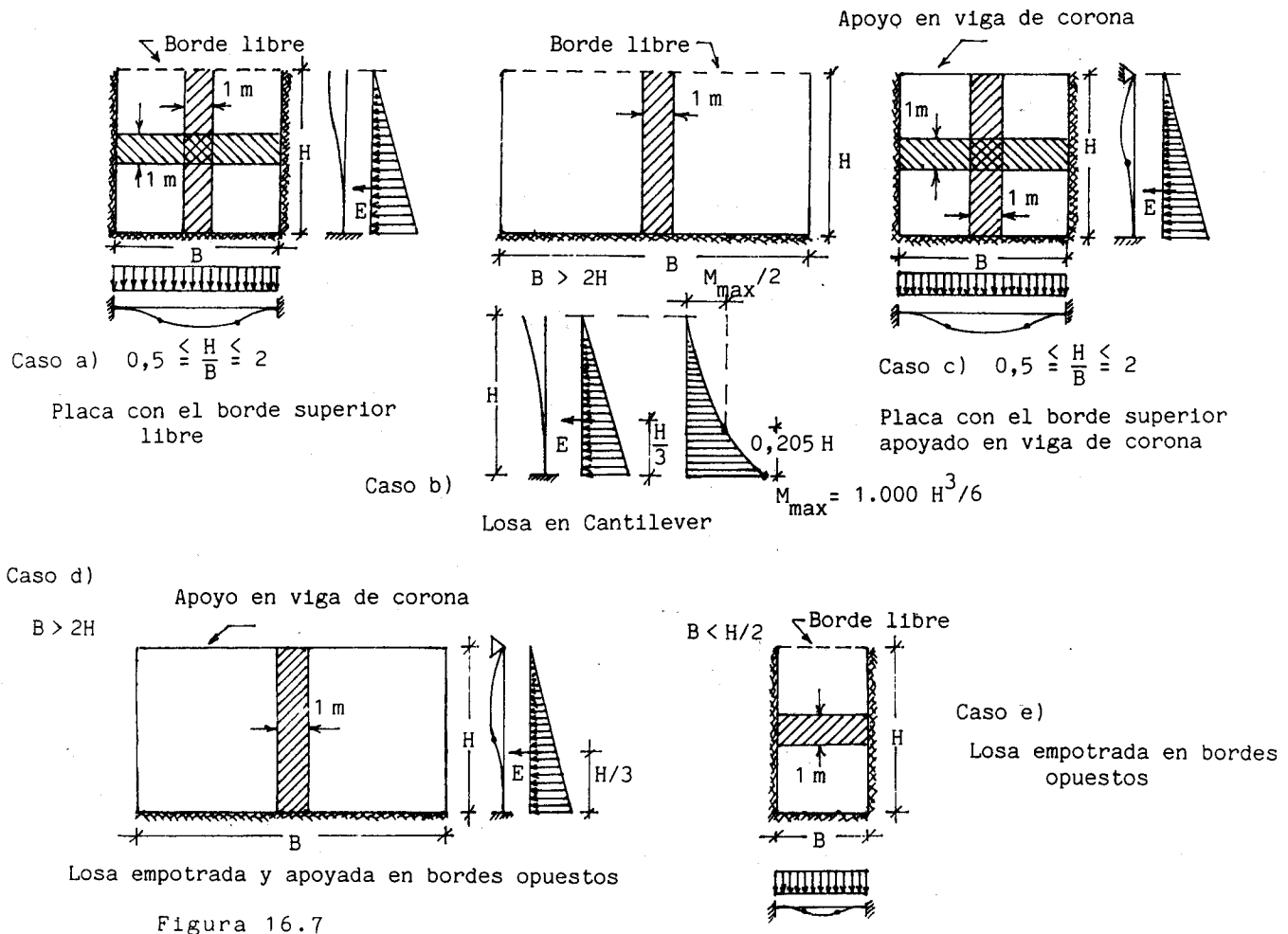


Figura 16.7

Para soportar las solicitaciones axiales de tracción horizontal en las paredes, se distribuirá un acero horizontal :

$$A_{sh} = A_{s \text{ principal}}/3 \quad (16.8)$$

El acero principal es el que se distribuye verticalmente junto al borde traccionado para el mayor empuje lateral de agua o suelo. Para el empuje interno del agua del depósito, el acero vertical se dispone junto al paramento interno si la pared se supone apoyada como en el caso b) que indica la figura 16.7, es decir en volado, empotrada en la base, para relaciones de $B > 2H$. Para otras relaciones de los lados, o cuando hay viga de corona, el acero debe colocarse siempre en el borde traccionado de acuerdo al diagrama de momentos flectores correspondiente, o a la elástica de deformación que se ha dibujado en cada caso en la figura 16.7. Igual razonamiento se aplica cuando actúa el empuje exterior debido al suelo que rodea el depósito y al nivel freático, y colocando para este caso la armadura resistente junto al borde opuesto con relación al caso anterior. Ver ejemplo 16.2. Se debe recordar siempre la relación :

$$A_{s \text{ min}} = 0.0065 b d \quad (16.9)$$

correspondiente al acero necesario por retracción y temperatura para depósitos de líquidos en general, y respetando la condición de máxima dispersión de las barras para evitar la fisuración de las paredes.

Con respecto a la placa de fondo, su forma de apoyo determina el estado de sollicitación a que está sometida. Cuando el fondo no está en contacto directo con el suelo, por ejemplo en los depósitos sobreelevados, la losa de fondo apoya sobre las paredes perimetrales que actúan como vigas de gran altura, entre las columnas que sostienen el depósito. En este caso la losa de fondo debe resistir su peso propio y la carga total del agua contenida. Se la supone empotrada en todo su contorno en las paredes laterales o internas del estanque. Según la relación de sus lados se la diseña como placa, trabajando ortogonalmente en dos direcciones, o como losa, en forma unidireccional, si la relación de sus lados cumple con la condición dada en la figura 16.8.

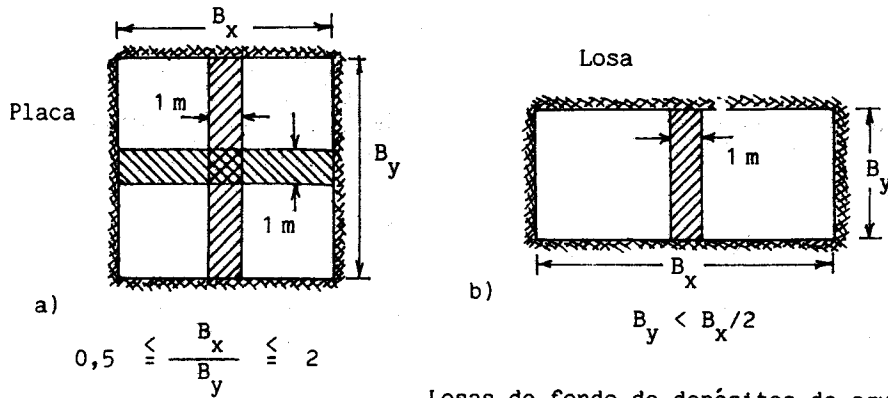


Figura 16.8

Losas de fondo de depósitos de agua

En el caso en que el depósito descansa directamente sobre suelo resistente, la placa de fondo actúa simultáneamente como la fundación del estanque, y se la diseña para soportar todas las reacciones del suelo debidas al peso propio del depósito y las sobrecargas aplicadas sobre él, pero sin tomar en cuenta el peso propio de la losa de fondo ni el agua contenida dentro del depósito, ya que estas cargas mencionadas son resistidas directamente por el suelo bajo la fundación, sin provocar corte ni flexión en la placa de fondo.

La distribución de las presiones en el terreno bajo el depósito depende de la rigidez de la placa de base, si bien para simplificar el problema, se acepta una distribución uniforme como muestra la figura 16.9.

Las combinaciones de cargas para el diseño de la losa de fondo de los tanques de agua apoyados directamente sobre el suelo, son las siguientes :

- 1).- Tanque vacío. Se calculan las cargas debidas a las paredes del depósito y la tapa, más las sobrecargas de tierra de relleno sobre la tapa y las accidentales. Llamando P a la carga total resultante, el esfuerzo en el suelo bajo la fundación se obtiene :

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \quad \sigma_u = \frac{P_u}{B_x B_y} \quad (16.10)$$

(16.11)

Para el diseño de la losa de fondo se deben mayorar los esfuerzos. Para ello, en lugar de tomar la carga total P de servicio, se considera la carga P_u correspondiente a las cargas mayoradas. Ver ejemplo 16.2

- 2).- Tanque lleno. A la carga P obtenida anteriormente se le debe sumar el peso propio de la losa de fondo y la carga total del agua del depósito. A esta carga de servicio se la designa por P' . El esfuerzo en el suelo de fundación se obtiene :

$$\sigma_{\max} = \frac{P'}{B_x B_y} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (16.11)$$

Si no se cumple la ecuación 16.11 se deben aumentar las dimensiones en planta de la base.

Se deduce en consecuencia que de la combinación 1) se obtienen las presiones σ_u que corresponden a las reacciones ficticias del suelo que permiten diseñar la losa de fondo, y de la combinación 2) se verifican los esfuerzos en el suelo de fundación, de modo de no superar los admisibles según el tipo de terreno.

Los diferentes tipos de suelos y sus presiones admisibles promedio se dan en la Tabla A-1 del Apéndice A.

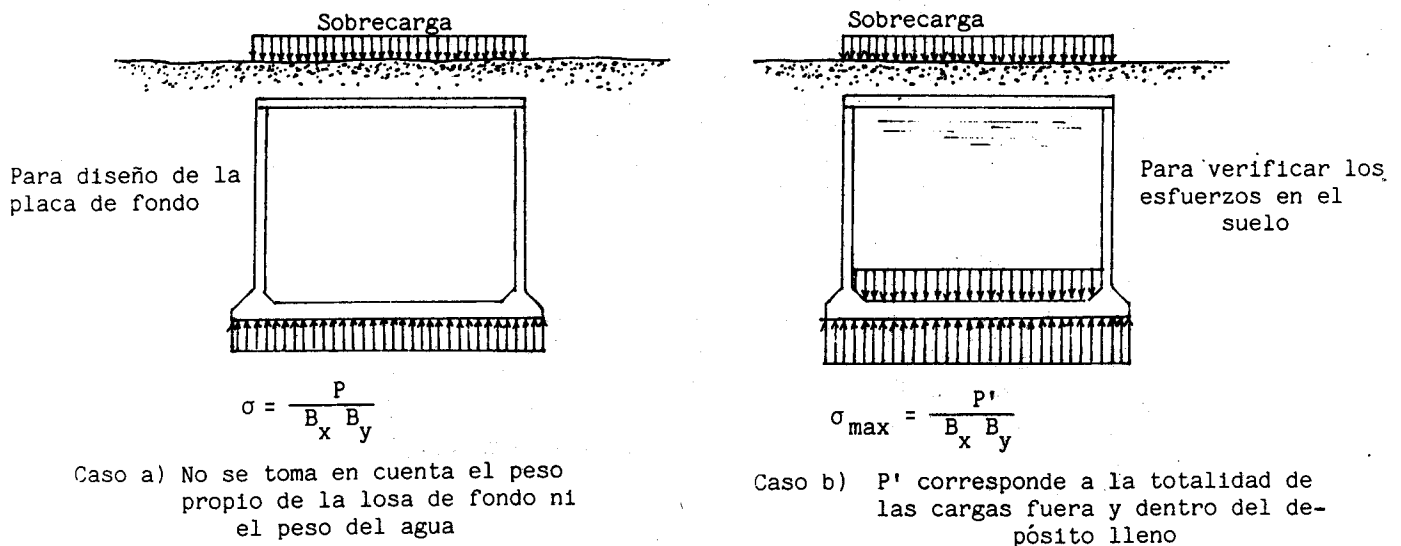


Figura 16.9

La losa de la tapa se diseña como simplemente apoyada en todo su contorno, sobre las paredes perimetrales. Esta losa soporta su peso propio y las cargas permanentes y accidentales aplicadas sobre ella. En depósitos enterrados, asimismo, debe considerarse la posibilidad de que camiones u otros equipos pesados puedan desplazarse en el lugar.

Por último, en los grandes depósitos de planta rectangular, se disponen tabiques o paredes intermedias de concreto armado. Con ello la cisterna queda subdividida en recintos multicelulares conectados entre sí mediante las correspondientes llaves esclusas. Ver la figura 16.10.

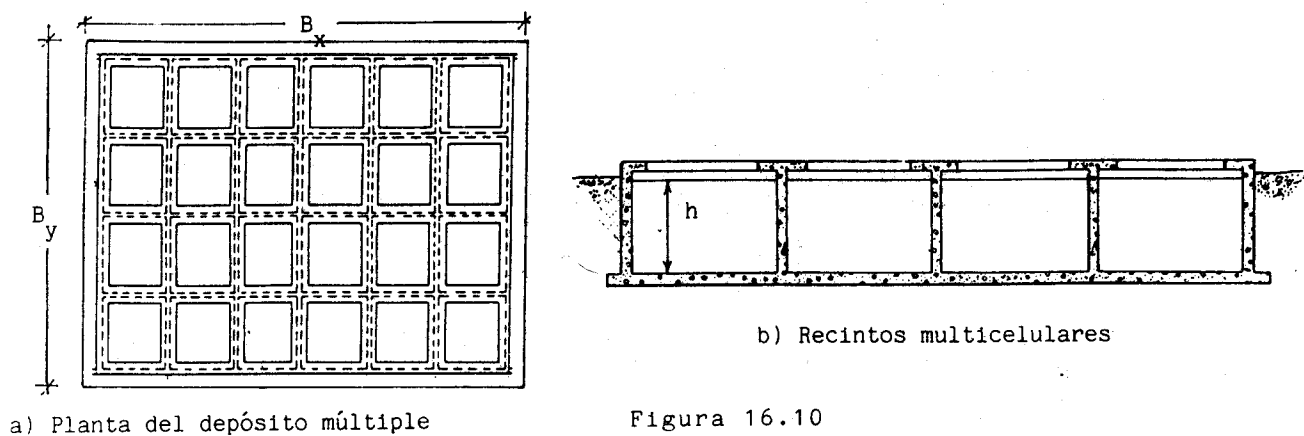


Figura 16.10

Estas paredes se diseñan para la presión interna del agua, dependiendo del criterio operacional del depósito y sirven de apoyo a la losa de tapa. Las paredes perimetrales se diseñan según los criterios expuestos en el caso del depósito rectangular simple de figura 16.6.

Los grandes depósitos de reserva de agua pueden tener también dos o más niveles, como indica la figura 16.11, de una planta de tratamiento de agua. En estos casos se diseñan las losas de piso para la combinación más desfavorable de las cargas, considerando asimismo la posibilidad de que actúen sobrecargas móviles de personas o equipos de trabajo en los compartimientos temporalmente vacíos. Si es necesario instalar bombas de gran capacidad, el diseño del depósito debe respetar las indicaciones dadas en el Capítulo 11, para estructuras y fundaciones bajo sollicitaciones dinámicas, de modo de minimizar el efecto que las vibraciones puedan producir en la cisterna.

En otros casos, el depósito de grandes dimensiones en planta, no tiene paredes intermedias de concreto armado que lo subdividan, por lo cual, para el apoyo de la losa de tapa, es necesario disponer columnas intermedias, conectadas por vigas de techo, en forma ortogonal. Con ello se logra asimismo dar mayor rigidez de conjunto al sistema.

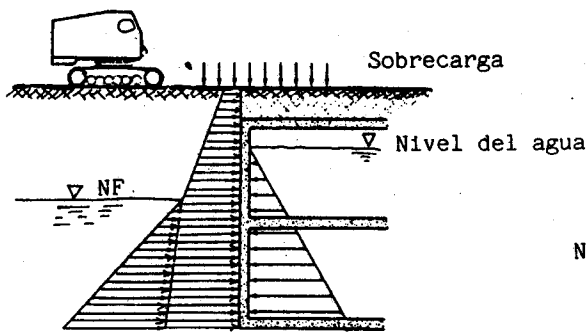
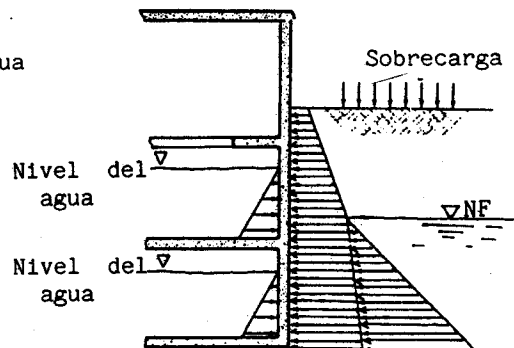


Figura 16.11



EJEMPLO 16.2.-

Diseñe el depósito de agua de la figura, con capacidad de 550 m³, para las siguientes calidades de materiales :

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2.800 \text{ Kg/cm}^2$$

El suelo es arena seca densa, con $\gamma_s = 1.900 \text{ Kg/m}^3$

$$\phi = 20^\circ \quad c = 0$$

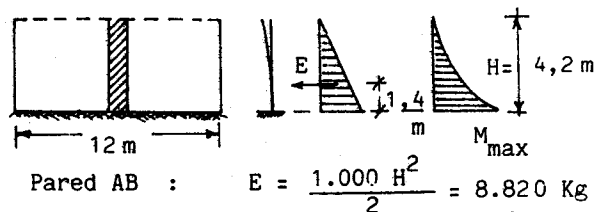
$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

El subsuelo no presenta nivel freático próximo.

Diseño de las paredes

$$B = 12 \text{ m} > 2 H = 8,4 \text{ m} \quad \text{Caso b) de fig.16.7}$$

Caso A) Actúa sólo el empuje interior del agua.



$$M_{max} = E H/3 = 8,82 \times 1,4 = 12.348 \text{ Kgm/m}$$

Caso B) Actúa sólo el empuje del suelo

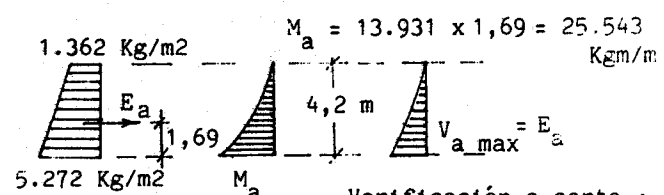
De Tabla 14.3 :

$$K_a = 0,49$$

$$\sigma_{a1} = (500 + 1.900 \times 1,2) 0,49 = 1.362 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a2} = 1.362 + 1.900 \times 4,2 \times 0,49 = 5.272 \text{ Kg/cm}^2$$

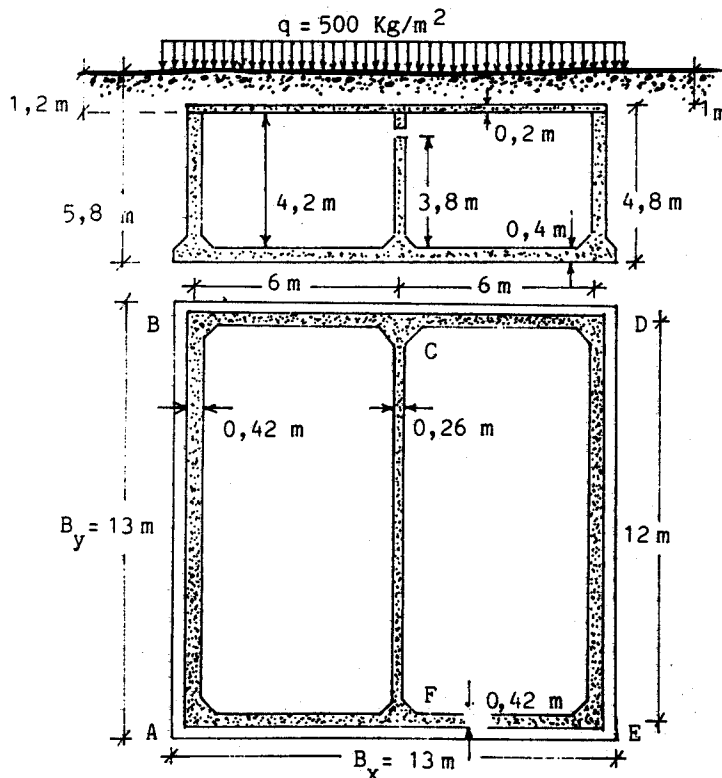
$$\therefore E_a = 13.931 \text{ Kg/m}$$



Verificación a corte :

$$v_u = \frac{13.931 \times 1,7}{0,85 \times 34,6 \times 100} = 8,05 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple



El momento M_a controla el diseño de la pared. Para hallar a la altura útil se lo mayor a :

$$M_u = 25.543 \times 1,7 = 43.423 \text{ Kgm/m}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{43.423 \times 100}{0,1448 \times 250 \times 100}} = 34,6 \text{ cm}$$

$h = 42 \text{ cm}$

Pared BC

Para simplificar el diseño, la pared BC se puede diseñar en forma similar a la AB. Sin embargo, en este caso, dadas las dimensiones del depósito, se analizará en forma más exacta cada una de las diferentes paredes. La relación de aspecto resulta :

$$\frac{H}{B} = \frac{4,2}{6} = 0,7 < 2 > 0,5$$

Como el borde superior está libre, se deben aplicar los criterios de la Sección 15.5 y las Tablas 15.1 y 15.2. Por ejemplo, para el punto 5, de coordenadas $x=y=0$, en la columna 5 de cada tabla, se lee :

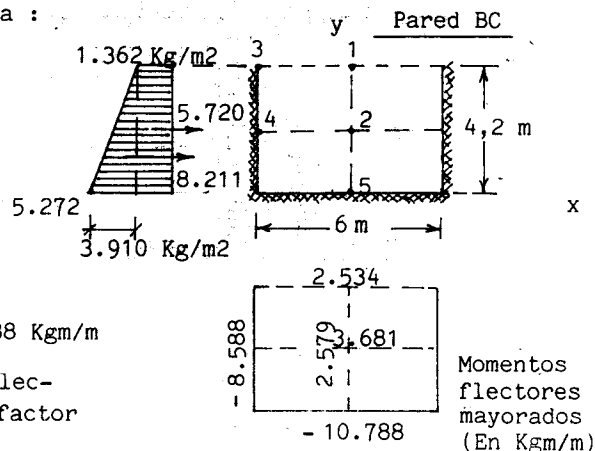
$$\beta_5 = -0,0545 \quad \beta_5 = -0,0261$$

$$M_{0y} = -(0,0545 \times 1.362 + 0,0261 \times 3.910) 6^2 \times 1,7 = -10.788 \text{ Kgm/m}$$

Aplicando criterios similares se obtienen los momentos flectores en los demás puntos de la placa, mayorados por el factor de seguridad 1,7 según lo indicado en la Tabla 7.5.

$$d \geq \sqrt{\frac{10.788}{0,1448 \times 250}} = 17 \text{ cm}$$

Se adopta $d = 34,6 \text{ cm}$; $h = 42 \text{ cm}$ para no superar los esfuerzos máximos de corte, como en el caso anterior.

Pared CF

Relación de aspecto : $\frac{H}{B} = \frac{3,8}{12} = 0,316 < 0,5$. Se diseña como losa de ancho unitario - en volado, bajo el empuje del agua.

La condición más desfavorable corresponde al caso de un solo compartimiento lleno de agua.

Pared CF

$$E = \frac{1.000 H^2}{2} = 7.220 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\max} = E H/3 = 9.145 \text{ Kgm/m}$$

$$M_{u \max} = 9.145 \times 1,4 = 12.803 \text{ Kgm/m}$$

$$\therefore d \geq \sqrt{\frac{12.803}{0,1448 \times 250}} = 18,8 \quad h = 26 \text{ cm}$$

Diseño de la placa de base (para $\gamma_c = 2.500 \text{ Kg/m}^3$)

Peso de las paredes laterales $0,42 \times 48 \times 4,2 \times 2,5 = 211,7 \text{ t}$

Peso de la pared divisoria central $0,26 \times 12 \times 3,8 \times 2,5 = 29,6 \text{ t}$

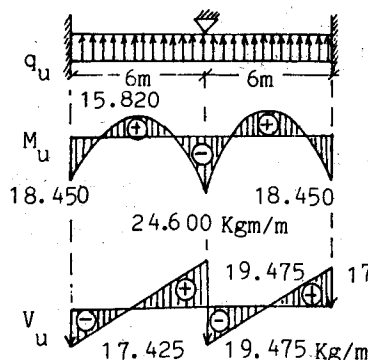
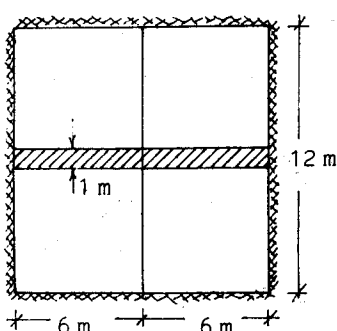
Peso de la tapa del depósito $0,20 \times 12,42^2 \times 2,5 = 77,1 \text{ t}$

Peso de la tierra de relleno $1,9 \times 13^2 = 321,1 \text{ t}$

$$P = 639,5 \text{ t}$$

$$\Sigma P_u = 639,5 \times 1,4 + 0,5 \times 13^2 \times 1,7 = 1.039 \text{ t}$$

$$q_u = \frac{1.039}{13^2} = 6.150 \text{ Kg/m}^2$$

Placa de base

Como la relación de aspecto es :

$$\frac{H}{B} = \frac{6}{12} = 0,5$$

se diseña como losa continua unidireccional, según la luz más corta, en franjas de ancho unitario.

$$\text{En los extremos : } M_u = \frac{q_u L^2}{12} = 18,45 \text{ tm/m}$$

En el apoyo intermedio:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{9} = 24,6 \text{ tm/m}$$

Los momentos máximos intermedios positivos resultan : $M_u^+ = \frac{q_u L^2}{14} = 15,82 \text{ tm/m}$

Los cortes máximos mayorados se obtienen como se indica en el ejemplo 7.8.

Para la placa de base, la altura útil se obtiene :

$$d \geq \sqrt{\frac{24,600}{0,1448 \times 250}} = 25,9 \text{ cm}$$

Se adopta : $d = 32 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

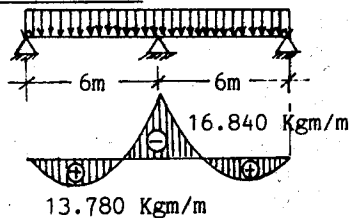
Verificación a corte :

$$v_u = \frac{19,475}{0,85 \times 100 \times 32} = 7,16 < v_c = 8,38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Diseño de la losa de tapa :

La relación de aspecto es la misma que la placa de base. Por lo tanto, también se la diseña como losa de ancho unitario, continua, según la luz más corta.

Losa de tapa



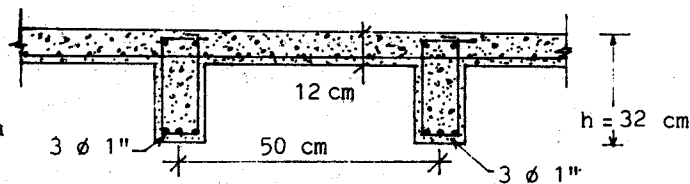
$$q_u = (0,2 \times 2,5 + 1,9) 1,4 + 0,5 \times 1,7 = 4,21 \text{ t/m}$$

$$M_u^- = \frac{q_u L^2}{9} = 16,84 \text{ tm/m} \quad M_u^+ = \frac{q_u L^2}{11} = 13,78 \text{ tm/m}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{16840}{0,1448 \times 250}} = 21,5 \text{ cm} \quad d = 25 \text{ cm} \quad h = 32 \text{ cm}$$

Para alivianar la losa de tapa, se la construye nervada en zona de momentos positivos, con el correspondiente macizado en zona de momentos negativos.

Losa nervada



Verificación de los esfuerzos en el suelo de fundación

A la carga obtenida previamente para el diseño de la base, se debe adicionar el peso del agua contenida y el peso propio de la placa de base.

$$\Sigma P = 639,50 + 550 + (0,4 \times 2,5 + 0,5) 13^2 = 1.443 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{1.443.000}{1.300^2} = 0,853 \text{ Kg/cm}^2 < 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Correcto

$$\text{Volumen de la tierra excavada : } V = 5,8 \times 13^2 = 980,2 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la tierra excavada : } P = 980,2 \times 1,9 = 1.862 \text{ t} > 1.443 \text{ t} \quad \therefore \text{No se prevén asentamientos importantes}$$

Diseño de acero

En cada caso, para las paredes, la placa de base y la losa de tapa, el acero a tracción se diseña aplicando la ecuación :

$$A_s = \frac{M_u}{0,9^2 f_y d} \geq A_{s \text{ min}} = 0,0065 b d$$

Por ejemplo, para la pared AB, bajo el empuje del suelo, el acero necesario junto a la cara exterior resulta :

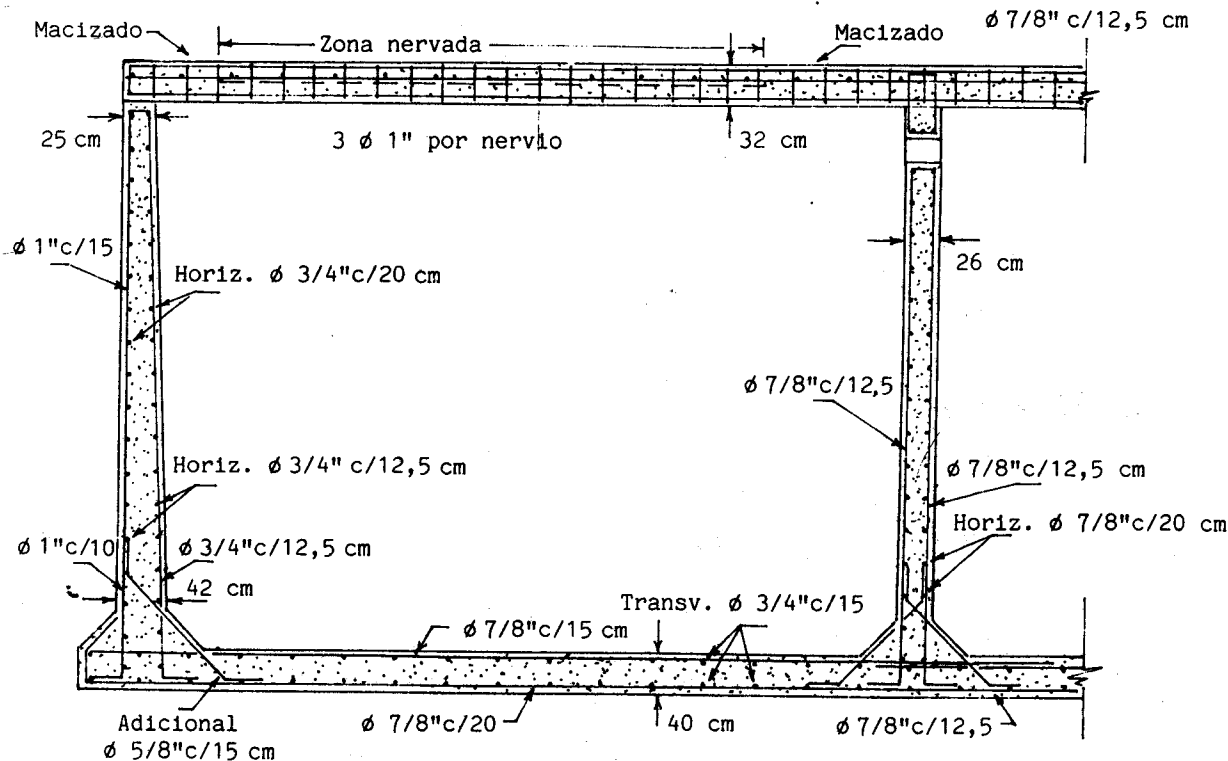
$$A_s = \frac{43.423 \times 100}{0,81 \times 2800 \times 40} = 47,86 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ min}} = 0,0065 \times 100 \times 34,6 = 22,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De Tabla 7.4 : $\phi 1" \text{ c}/10 \text{ cm}$

Se ha adoptado un altura útil $d = 40 \text{ cm}$ por el ensanchamiento del chaflán en el extremo inferior de la pared. El espesor de la pared puede disminuirse a medida que aumenta su altura, de 42 cm a 25 cm en el tope.

Para el empuje interior del agua, la pared AB debe llevar acero junto al paramento interior, según :

$$A_s = \frac{12.348 \times 1,4 \times 100}{0,81 \times 2800 \times 40} = 19 \text{ cm}^2/\text{m} < 22,49 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore \phi 3/4" \text{ c}/12,5 \text{ cm}$$



En las paredes, el acero horizontal se asume : $A_s \text{ máx} / 3$

Diseño de depósitos cilíndricos

En general los depósitos cilíndricos son más económicos que los rectangulares y se los ubica usualmente en torres de agua sobreelevadas. Cuando su capacidad es limitada, se los puede asimilar al comportamiento membranar, con la pared perimetral traccionada, pero si el volumen aumenta, se originan importantes solicitaciones de flexión, especialmente por causa de las perturbaciones de borde en la arista de unión de la pared del tanque con la placa de fondo.

Tomando en cuenta el comportamiento membranar, los esfuerzos de tracción en un anillo de ancho unitario en el nivel z del depósito cilíndrico, se obtienen de la ecuación :

$$N = \gamma z r \quad (\text{en Kg/m}) \quad (16.12)$$

donde γ es el peso específico del agua, z la altura donde está ubicado el anillo que se analiza, y r el radio medio de la sección anular

La armadura resistente en el ancho unitario resulta :

$$A_s = \frac{2 N}{0,9 f_y} \quad (\text{en cm}^2/\text{m}) \quad \text{para } f_y \leq 2.800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (16.13)$$

El espesor de la pared se determina en función de la posibilidad de fisuración debida a la tracción. Ver la figura 16.12.

Tomando en cuenta los esfuerzos debidos a la tracción y la retracción del acero y el concreto, se puede escribir :

$$f_c = \frac{C E_s A_s + N}{A_c + n A_s} \leq \begin{cases} 25 \text{ Kg/cm}^2 \\ 0,06 f'_c \end{cases} \quad (16.14)$$

f_c es el esfuerzo combinado en el concreto, debido a la tracción y retracción simultáneas. C es el factor de retracción del concreto en masa :

$$C \approx 0,035 \text{ cm/m} \quad (16.15)$$

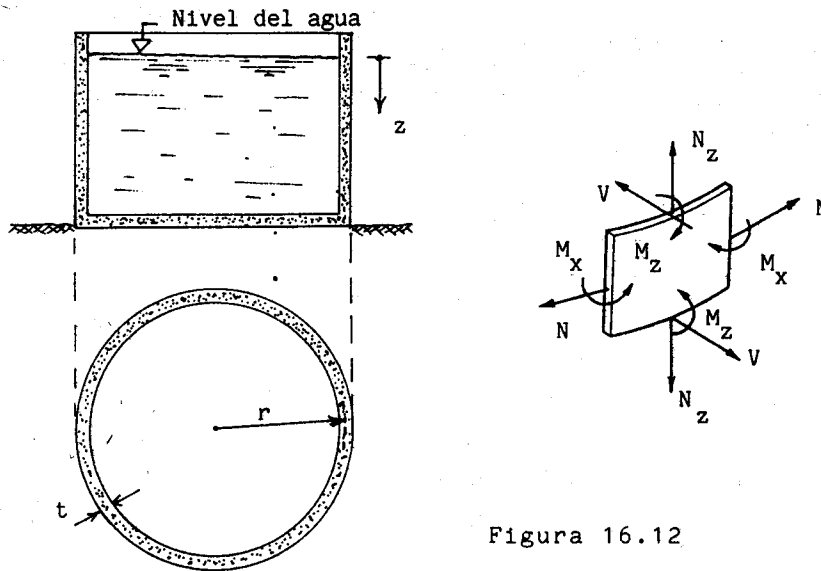


Figura 16.12

Por lo tanto, se obtiene el espesor t necesario del depósito cilíndrico :

$$t = \frac{C E_s + f_s - n f_c}{100 f_c f_s} N \quad (\text{en cm}) \quad (16.16)$$

para : $f_s = f_y / 2 \leq 1.400 \text{ Kg/cm}^2$ N es la fuerza anular de tracción, en Kg. (16.17)

En el sentido transversal, se evidencian también esfuerzos axiales N_z y momentos flectores como muestra la figura 16.12, producidos por el empuje lateral del agua.

La distribución de los esfuerzos anulares y de los momentos flectores M_z se indica en la figura 16.13.

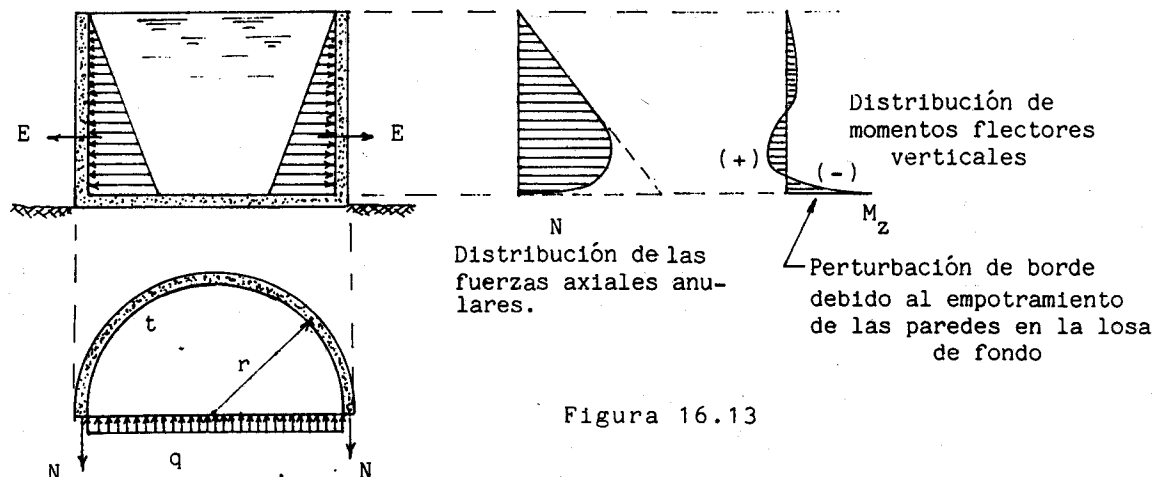


Figura 16.13

Las fuerzas axiales anulares máximas se producen en general en el tercio inferior del depósito, y su valor puede hallarse en la Tabla 16.1, en función del coeficiente K : (Ref. 7)

$$K = \frac{1,3 h}{\sqrt{r t}} \quad (16.18)$$

El espesor del tanque cilíndrico se obtiene de ec. 16.16, dependiendo del valor de N máximo en cada nivel, según se explica en el ejemplo a continuación. El acero anular resulta :

$$A_s = \frac{2 N}{0,9 f_y} \quad (16.19)$$

Los momentos flectores M_z junto a los bordes interior y exterior del depósito se dan asimismo en la Tabla 16.2, y con estos z valores se diseña el acero vertical en ambas caras del tanque. La losa de fondo se supone empotrada en todo su contorno en las paredes y se la debe diseñar para que sea capaz de soportar la reacción del suelo con el depósito vacío, y sirva de anclaje para la base empotrada de las paredes. El diseño de la losa de tapa es similar al aplicado para los estanques de forma rectangular analizados previamente.

T A B L A 16.1

z/h	Valores de v											
	K	2	3	5	8	10	20	25	30	35	40	50
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1		0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
0,2		0,10	0,20	0,20	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
0,3		0,14	0,28	0,29	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
0,4		0,15	0,32	0,38	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
0,5		0,14	0,33	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
0,6		0,12	0,30	0,55	0,58	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
0,7		0,09	0,23	0,50	0,62	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
0,8		0,05	0,14	0,36	0,54	0,76	0,80	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
0,9		0,02	0,05	0,15	0,28	0,40	0,87	0,90	0,90	0,90	0,90	0,92
1		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$$N = v \gamma h r$$

(16.20)

T A B L A 16.2

z/h	Valores de ξ											
	K	2	3	5	8	10	20	25	30	35	40	50
0		0,04	0,01	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1		0,05	0,02	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2		0,06	0,03	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,3		0,07	0,04	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,4		0,07	0,05	0,02	0,01	0	0	0	0	0	0	0
0,5		0,06	0,06	0,03	0,01	0	0	0	0	0	0	0
0,6		0,05	0,06	0,03	0,02	0	0	0	0	0	0	0
0,7		0,02	0,04	0,06	0,05	0,02	0	0	0	0	0	0
0,8		-0,02	0	0,05	0,02	0,06	0	0	0	0	0	0
0,9		-0,07	-0,07	-0,04	0,04	0,04	0,06	0,05	0,02	0,01	0,01	0
0,95		-0,10	-0,10	-0,10	-0,05	0	0,03	0,03	0,06	0,04	0,04	0,03
1		-0,15	-0,20	-0,26	-0,26	-0,26	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28

$$M = \xi \gamma h r t$$

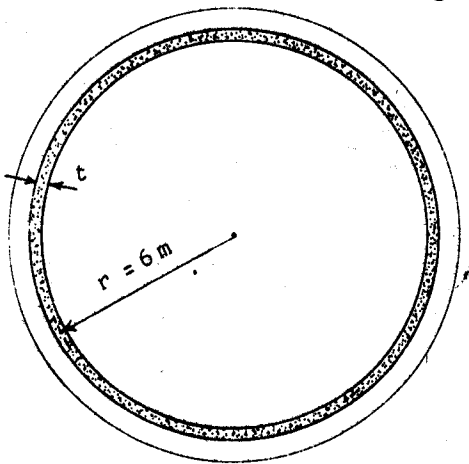
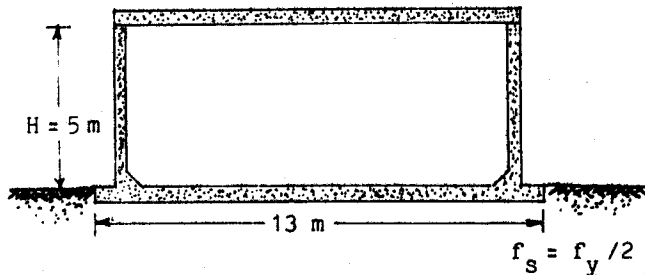
(16.21)

Los valores negativos de momentos corresponden a la cara interna del depósito cilíndrico, y los positivos al paramento exterior. El acero vertical junto a ambas caras, se obtiene:

$$A_s = \frac{1,4 M}{0,9^2 f_y d}$$

EJEMPLO 16.3.-

Diseñe el depósito cilíndrico indicado, con capacidad de 550 m³ de agua, apoyado directamente sobre el suelo de fundación, con $\sigma_{adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2.800 \text{ Kg/cm}^2$.



$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,1 \times 10^6}{15.100 \sqrt{f'_c}} = 9$$

$$f_c = 0,06 f'_c = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{De ec. 16.18 : } K = \frac{1,3 \times 5}{6 \times 0,2} = 6$$

De la Tabla 16.1 se deduce que la fuerza anular - máxima de tracción es, a profundidad $z/h = 0,6$:

$$N = 0,56 \times 1.000 \times 5 \times 6 = 16.800 \text{ Kg}$$

$$A_s \geq 2N / 0,9 f_y = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 5/8" \text{ c}/12,5 \text{ cm}$$

Espesor t de la pared

De la ec. 16.16 para $C = 0,00035$:

$$t \geq \frac{0,00035 \times 2,1 \times 10^6 + 1.400 - 9 \times 15}{100 \times 15 \times 1.400} \times 16.800 = 16 \text{ cm}$$

Se adopta $t = 25 \text{ cm}$ $d = 18 \text{ cm}$

El acero anular debe cumplir :

$$A_s > A_{s \text{ min}} = 0,0065 b d = 0,65 \times 18 = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cumple

Verificación de los esfuerzos

De ec. 16.14 :

$$f_c = \frac{0,0035 \times 2,1 \times 10^6 \times 13,33 + 16.800}{2500 + 9 \times 13,33} = 10,15 \text{ cm} < 15 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

El espesor de la pared se disminuye en los 2 m superiores.

$$\frac{z}{h} = \frac{2}{5} = 0,4 \quad v = 0,39$$

$$N = 0,39 \times 1.000 \times 5 \times 6 = 11.700 \text{ Kg}$$

$$A_s = 9,28 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ min}} = 8,45 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5/8" \text{ c}/15 \text{ cm}$$

De la ec. 16.16 se obtiene $t \geq 11,14 \text{ cm}$

Se adopta $t = 20 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$

Los momentos flectores se calculan para los coeficientes :

$$\xi^+ = 0,06 \text{ en el nivel } z = 3,5 \text{ m}$$

$$M^+ = 0,06 \times 1.000 \times 5 \times 6 \times 0,25 = 450 \text{ Kgm}$$

$$\xi^- = -0,26 \text{ en la unión con la losa de fondo}$$

$$M^- = -0,26 \times 1.000 \times 5 \times 6 \times 0,25 = -1.950 \text{ Kgm}$$

$$\text{Junto al paramento interior : } A_s^- = \frac{1,4 \times 1.950 \times 100}{0,81 \times 2.800 \times 18} = 6,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Diseño de acero vertical

Se adopta :

$$\text{y en la cara exterior del depósito : } A_s = \frac{1,4 \times 450 \times 100}{0,81 \times 2.800 \times 18} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 3/4" \text{ c}/20 \text{ cm}$$

Diseño de la losa de tapa

Se supone la tapa simplemente apoyada en todo su contorno, trabajando como cruzada en franjas de 1 m de ancho. Para resolverla se aplica el método de Marcus Löser (Ver Sección 10.7) Para ello se consideran dos franjas cruzadas centrales ortogonales, articuladas en sus extremos. De la Tabla 10.2 para el caso 1 se lee : Para $\lambda = 1$ $\alpha = \beta = 0,0365$ $\kappa = 0,5$

Peso de la losa, asumiendo un espesor de 25 cm : $0,25 \times 2,500 \times 1,4 = 875 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecarga : $100 \text{ Kg/m}^2 \times 1,7 = \dots\dots\dots = 170 \text{ ''}$

$$q_u = 1.045 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_u = \alpha q_u L^2 = 0,0365 \times 1.045 \times 12^2 = 5.492 \text{ Kgm}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{5.492}{0,1448 \times 250}} = 12,5 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad h = 25 \text{ cm}$$

Diseño de la losa de fondo

Peso de las paredes 108,4 t

Peso de la tapa 70,68 t

$$P_u = 179,08 \times 1,4 + 11,31 \times 1,7 = 270 \text{ t}$$

$$P = 179,08 \text{ t}$$

$$\sigma_u = \frac{270}{6,5^2 \pi} = 2,03 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga : } 100 \times 6^2 \times \pi = 11,31 \text{ t}$$

De la Tabla 10.2 : $\alpha = \beta = 0,0179 \quad \kappa = 1/2$

$$M_u^+ = 0,0179 \times 2.030 \times 12^2 = 5.232 \text{ Kgm}$$

$$M_u^- = \frac{2.030 \times 12^2}{2 \times 12} = 12.180 \text{ Kgm}$$

$$d = 30 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm}$$

Verificación de los esfuerzos en el suelo

Peso de las paredes, la losa de fondo y la de tapa :

$$P = 311,81 \text{ t}$$

Sobrecarga :

$$= 11,31 \text{ t}$$

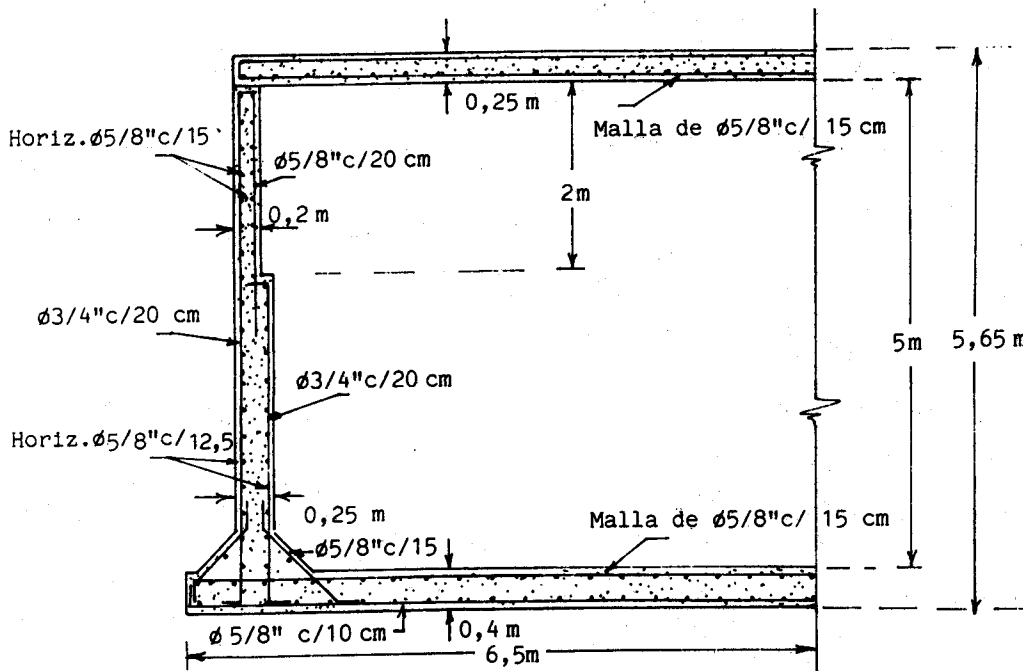
Peso del agua

$$= 550,00 \text{ t}$$

$$\Sigma P = 873,12 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{873.120}{650^2 \pi} = 0,65 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Correcto



El acero en las losas de tapa y fondo se diseña en la forma usual. En las paredes, es conveniente que el espaciamiento no supere los 12,5 cm en el tercio inferior, y los 15 cm en el resto de la altura, para el acero anular, ya que la mayor dispersión de las barras previene la fisuración.

En el caso que el depósito cilíndrico esté enterrado, se deben considerar asimismo los empujes debidos al suelo que lo rodea y el agua subterránea, según el criterio del ejemplo anterior.

16.5.- CAJONES DE FUNDACION

Los cajones de fundación son cimientos de grandes dimensiones, de sección transversal hueca, que se hacen penetrar a través de los estratos débiles o compresibles del suelo, para apoyar sobre terreno firme, y dar adecuado soporte a las construcciones importantes o de peso considerable.

Por lo general, este tipo de fundaciones se reserva para proyectos de gran envergadura, debido a su elevado costo y la necesidad de utilizar maquinaria pesada y mano de obra especializada, dando por resultado bases muy estables y seguras, capaces de transmitir las cargas a estratos profundos, y en zonas donde fallan otros sistemas de cimentación.

La forma en planta de los cajones de fundación puede ser variada : circular, ovalada o prismática, del tipo uni o multicelular, con dimensiones de hasta 30 m de lado. Los multicelulares o de tipo panal, resultan con gran rigidez de conjunto, ya que sus paredes o diafragmas internos otorgan mayor estabilidad y resistencia al cajón.

Este tipo de fundaciones cumple un papel similar al de las pilas o pilotes convencionales analizados en el Capítulo 12, si bien se diferencian de ellos por el método constructivo y el peso. Los cajones generalmente se construyen fuera del lugar y luego se los transporta hasta el sitio y se los hace penetrar en el suelo, a medida que se excava en su interior, como en el caso de los cajones huecos. Si los cajones son cerrados, en fundaciones marinas, se los hunde con laste, como una sola unidad.

Debido al gran volumen de su masa, resultan aptos especialmente para la construcción de pesadas pilas de puentes colgantes con tramos en volados y bases macizas de compuertas de presas o construcciones costeras como diques, muelles o puertos.

Su costo, sin embargo, es elevado, no competitivo con otros tipos de fundaciones para profundidades menores a los 20 m, pero entre los 30 y los 50 m, las fundaciones mediante cajones resultan aceptablemente económicas. Con relación a otros tipos de cimientos, presentan ciertas ventajas, entre las cuales se mencionan :

- * Cuando el vibrado producido por la hincas de pilotes puede afectar las construcciones circundantes
- * Si el área de la sección transversal de los pilotes resulta insuficiente para soportar las grandes cargas impuestas
- * Cuando se prefiera apoyar sobre un mismo elemento estructural un grupo de columnas y muros para evitar descensos diferenciales.

La construcción mediante cajones no es nueva. El procedimiento tiene su origen en la más remota antigüedad y fue ampliamente utilizado en la época del imperio romano, cuando era usual cavar grandes pozos de descenso en forma manual. En la actualidad, sin embargo, el proceso se ha perfeccionado con equipos de alta tecnología mecánica.

Previamente a la colocación in situ de los cajones, los estratos del subsuelo deben explorarse exhaustivamente, mediante pruebas de laboratorio con las muestras obtenidas del suelo a diferentes niveles, para determinar las características resistentes del terreno y las condiciones y profundidad del agua subterránea.

No obstante, durante el descenso de los cajones pueden presentarse inconvenientes no previstos, tales como la presencia de bloques rocosos no detectados, grandes troncos de árboles enterrados, pilotes trancos de construcciones anteriores, o suelos muy duros en declive. Cualquiera de estas causas pueden provocar una desviación del cajón de la vertical, lo cual acarrea serios impedimentos para el apoyo de la superestructura, ya que resulta un inconveniente difícil de corregir, sin el empleo de equipos adecuados.

Una vez que el cajón alcanzó la profundidad necesaria, se puede dejar su interior vacío o rellenarlo con concreto o materiales granulares tales como piedra partida, arena, grava, etc, según las exigencias resistentes de la superestructura, por la magnitud de las cargas que ésta transmite al cimiento.

Los materiales de construcción de los cajones son básicamente el concreto armado y el acero. Los primeros tienen mayores espesores de paredes y mayor peso, lo cual facilita el hundimiento, pero presentan menor área libre interna para excavar. Los de acero tienen paredes más delgadas, si bien deben protegerse de la corrosión, pero presentan la ventaja que su facilidad a ser soldados permite acoplar nuevos tramos y unidades a medida que descienden y avanza la obra. Según sus características constructivas, los cajones se clasifican en:

- # Cajones abiertos
- # Cajones cerrados
- # Cajones neumáticos

La figura 16.14 muestra algunos ejemplos de estos tipos de cajones, los cuales pueden constuirse combinándolos entre si.

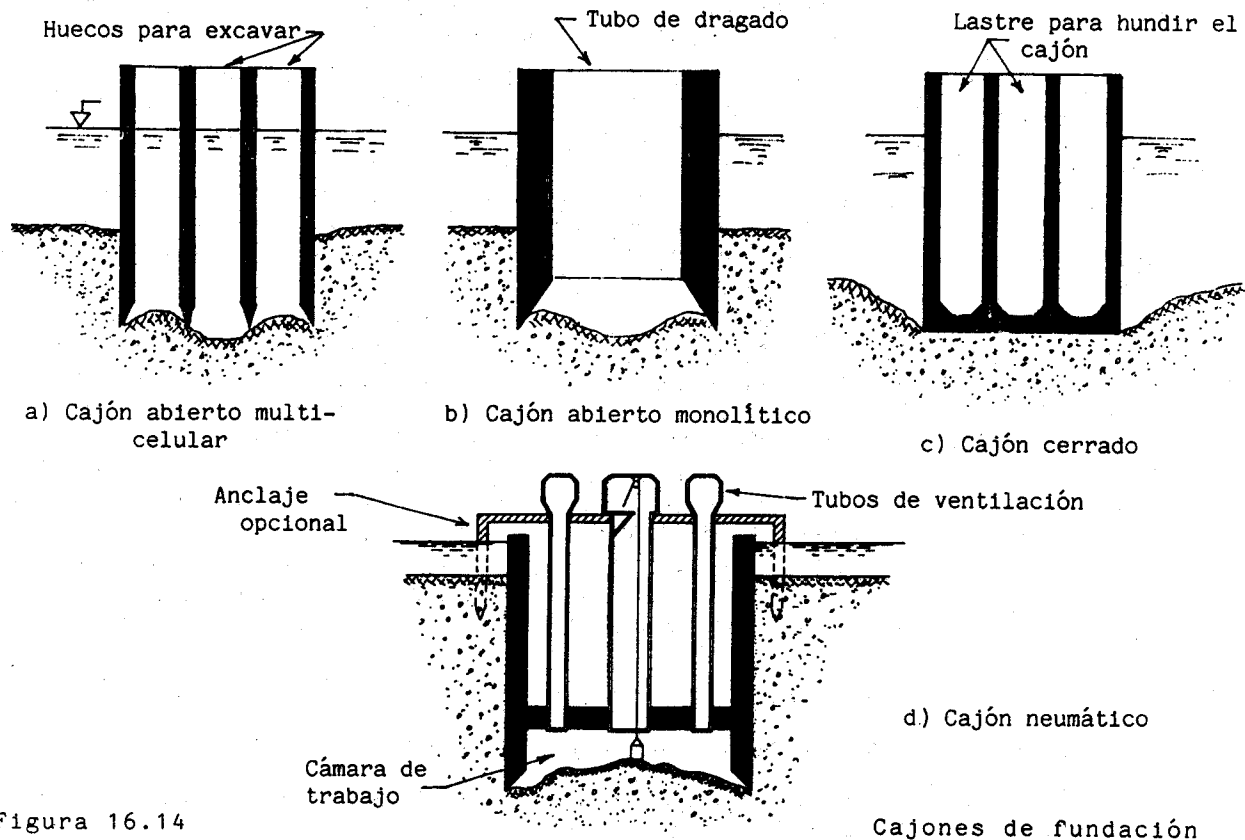


Figura 16.14

Cajones de fundación

Cajones abiertos

Se designan abiertos los cajones con ambos extremos libres, y paredes perimetrales terminando en forma de cuchillas en su borde inferior, para facilitar la penetración.

El descenso se realiza por peso propio, el cual puede incrementarse con sobrecargas aplicadas para acelerar el proceso, o bien utilizando chorros de agua o lodo bentonítico a presión, en el nivel de las cuchillas, para ablandar el suelo perimetral y reducir la fricción producida entre el suelo y las paredes del cajón. Otra forma de facilitar el descenso es que las paredes exteriores sean muy lisas o recubrirlas con sustancias bituminosas.

La figura 16.15 muestra un cajón cilíndrico simple, de reducidas dimensiones, que penetra paulatinamente en el terreno a medida que se excava en su interior con un cucharón prensil, una draga vertical de mandíbulas con grúa giratoria, o una excavadora de succión, con una tubería unida a una boca de aspiración del lodo y la arena del fondo del pozo. En algunos casos, la operación se completa con un eyector de aire comprimido para ablandar el suelo a excavar.

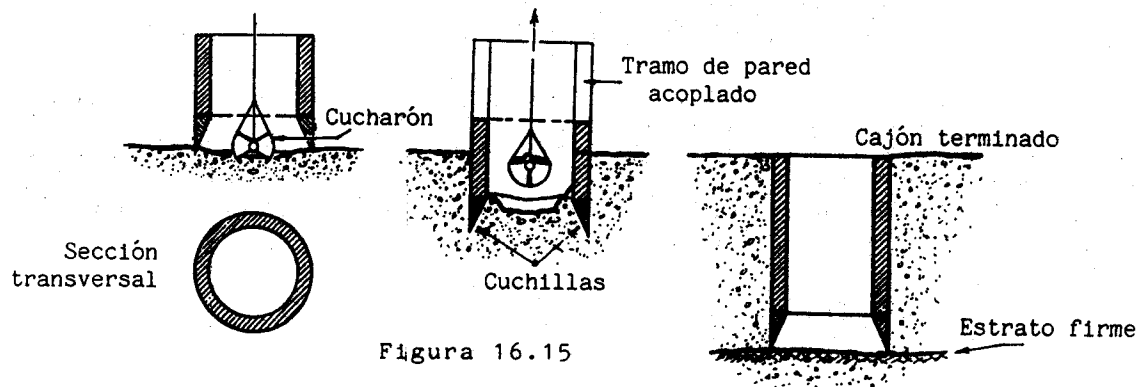


Figura 16.15

Las paredes de los cajones se deben diseñar para soportar las presiones del suelo - que los circunda. En los de concreto armado se dispondrá la armadura necesaria a tal fin, así como - las tracciones accidentales producidas por una inclinación temporal del cajón, al encontrar algún obstáculo en su descenso que provoque un giro, haciendo que una parte del cajón cuelgue de otra.

Si los cajones de concreto armado se construyen con anillos superpuestos, se deben prever las barras de la armadura con suficiente longitud de solape para dar continuidad a los diferentes tramos a medida que avanza el proceso constructivo y obtener un conjunto monolítico final.

Las cuchillas inferiores deben ser particularmente resistentes y van ancladas firmemente a las paredes. La figura 16.16 muestra algunos perfiles de cuchillas en acero y concreto armado. Las de acero aceleran el proceso de hundido y las de concreto armado son generalmente prefabricadas con concreto de alta resistencia, para poder soportar los esfuerzos que la penetración le impone.

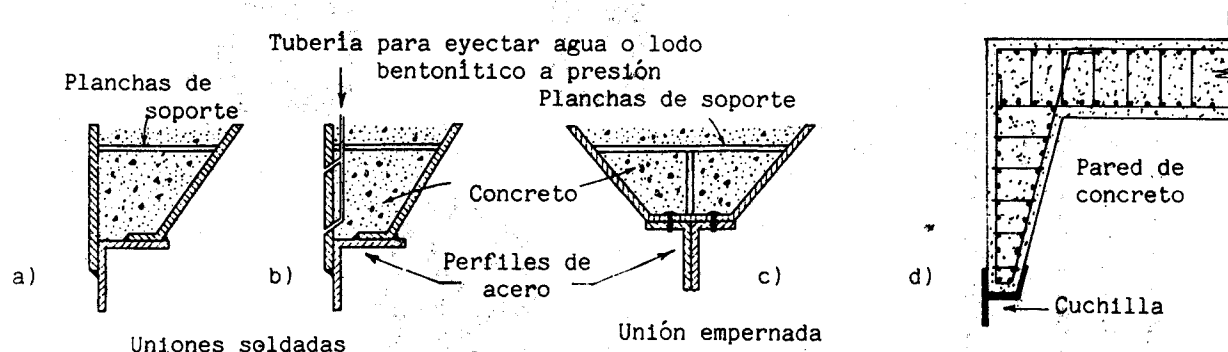


Figura 16.16 Detalles de cuchillas en los extremos de las paredes de los cajones

El cajón debe hundirse hasta alcanzar la profundidad del estrato resistente, en el cual se debe realizar una inspección detallada para determinar las características del suelo que servirá de apoyo a la fundación. En algunos casos, se instala en el fondo de la excavación un circuito cerrado de televisión para observar si el agua subterránea inunda el hueco, en cuyo caso se debe proceder a sellar el fondo, luego de extraer el agua por bombeo, con concreto de bajo contenido de humedad. El vaciado de este concreto se realiza con tolvas que lo hacen descender hasta el fondo donde apoya el cajón, luego de lo cual se procede a un esmerado curado del mismo durante el tiempo necesario. Esta capa de concreto seco impide el ascenso del nivel freático dentro del cajón y en caso que éste sea recuperable, evita una explosión del suelo al retirar el equipo de excavación.

Los cajones perdidos permanecen en el lugar, vacíos, o se los rellena de concreto, arena grava o piedras partidas. Pero si son recuperables, pueden reutilizarse para construir otra base posteriormente. En este caso, a medida que se van extrayendo, se procede a vaciar el concreto en su interior, hasta completar el llenado de la excavación.

Los cajones de fundación no se ubicarán muy próximos entre si o con respecto a otras fundaciones, pues una excesiva proximidad produce la superposición de los esfuerzos cortantes en el suelo, los cuales pueden alcanzar magnitudes inadmisibles para la estabilidad del conjunto.

Generalmente se incrementa la capacidad portante de los cajones de fundación cilíndricos, ampliando su base en forma de campana, como muestra la figura 16.17, o bien construyéndolos con anillos o dovelas superpuestas de diámetro decreciente con la altura, y rebordes salientes para aumentar la fricción con el terreno.

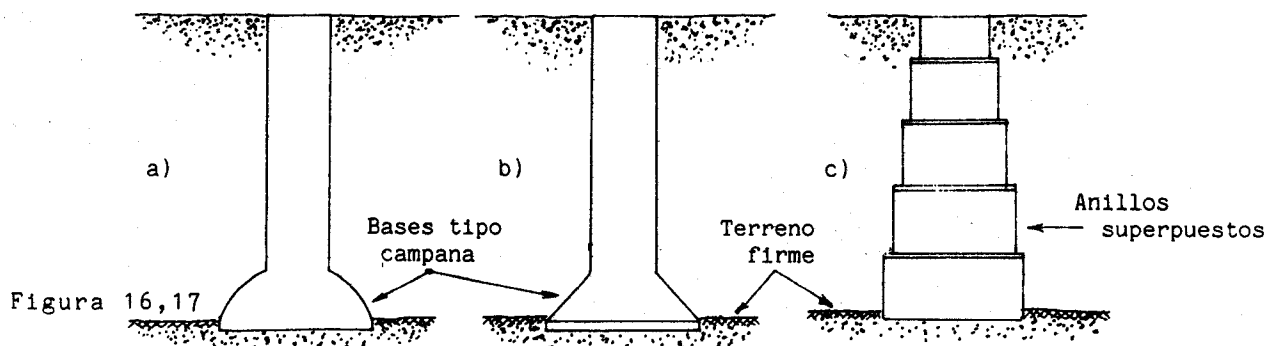


Figura 16,17

Los cajones multicelulares tienen diferentes secciones transversales, como muestra la figura 16.18, con vanos intermedios suficientemente amplios para poder excavar en su interior. Todas las paredes o diafragmas del cajón presentan cuchillas en su extremo inferior para facilitar la penetración. Las paredes perimetrales del cajón son algo más largas que los diafragmas internos (unos 50 cm) para permitir un mejor dragado del fondo. En cada caso, se usará el cajón adecuado con las características del subsuelo y las exigencias estructurales de la superestructura.

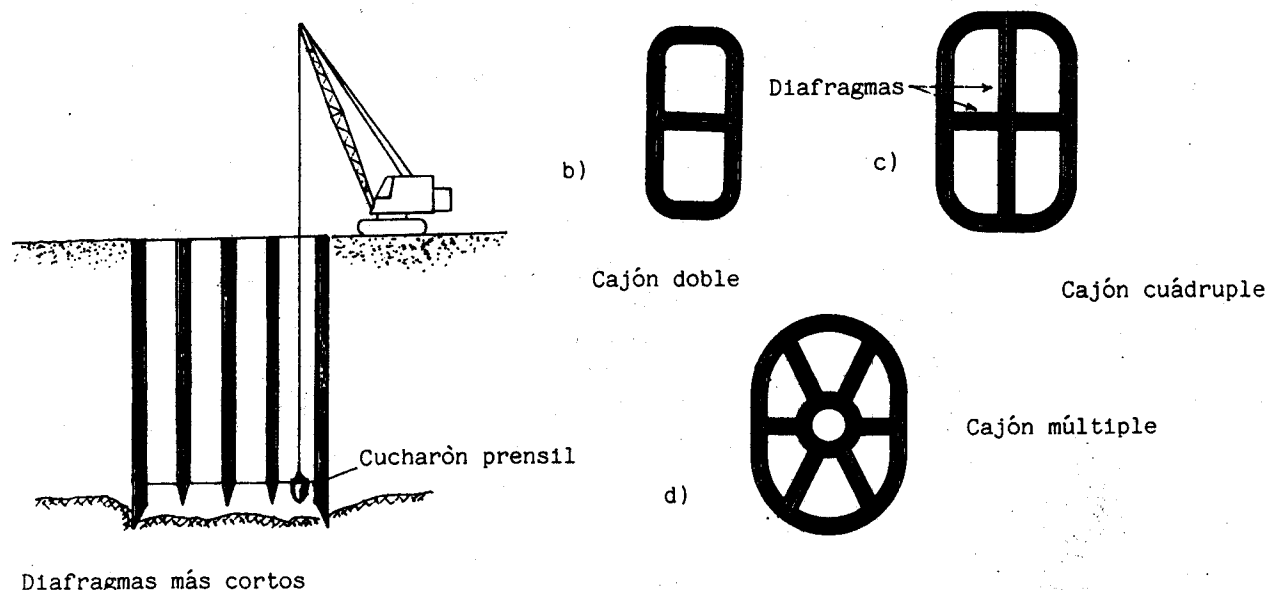


Figura 16.18

Secciones transversales de diferentes cajones

La experiencia ha demostrado que los cajones de planta redondeada tienen un mejor comportamiento estructural que los de bordes rectos, pues las esquinas en ángulo favorecen la inclinación del cajón si se excava en forma irregular. Pero por otro lado debe tenerse en cuenta que las paredes de los cajones de planta circular u ovalada tienden a pandear, curvándose en forma de arco en las cercanías de las cuchillas, a medida que descienden.

La capacidad portante axial de los cajones de concreto armado se acepta generalmente como :

$$P = \frac{A_g f'_c}{4} + \frac{A_s f_y}{2} \quad (16.22)$$

A_g es el área gruesa de las paredes del cajón, y A_s el área del refuerzo vertical, el cual no debe tener una cuantía menor al 1% de acero.

Según se evidencia en la ecuación 16.22, los esfuerzos en el concreto se adoptan muy reducidos, previniendo algún error de ejecución por excesiva velocidad en el vaciado, que produce vacíos o bien por la infiltración del agua subterránea o suelo arcilloso durante la ejecución del hormigonado. En los cajones de acero se acepta :

$$P = A f_y / 3 \quad (16.23)$$

Además de las cargas axiales mencionadas, los cajones deben diseñarse para soportar también ciertas cargas horizontales y de impacto, tales como las fuerzas de sismo o viento que afectan la superestructura, el choque de embarcaciones o vehículos en las pilas de puentes, etc.

Con referencia a la capacidad resistente del suelo de fundación, se desprecia generalmente la influencia de la fricción lateral del suelo con las paredes del cajón, ya que a medida que éste desciende, el terreno alrededor de las cuchillas es socavado, y luego relleno con materiales blandos o sueltos, por lo cual las fuerzas de fricción se desestiman.

Sin embargo, en ciertos casos, debe tenerse en cuenta la posibilidad de que las condiciones del suelo originen fricciones negativas, como se analiza en la Sección 12.15. o se produzcan perturbaciones locales, como ocurre con las arcillas sensibles, si bien se reconsolidan con el paso del tiempo.

Cuando los cajones abiertos se colocan en zonas costeras, bajo el nivel de las aguas, es necesario buscar soluciones alternas para su puesta en obra. Una posibilidad consiste en construir una escollera artificial provisoria, conocida como isla de arena, según se indica en la figura 16.19 a).

Para ello se hincan tablestacas formando un recinto cerrado y estanco, el cual se desagota y posteriormente se rellena de arena y piedras hasta la altura necesaria.

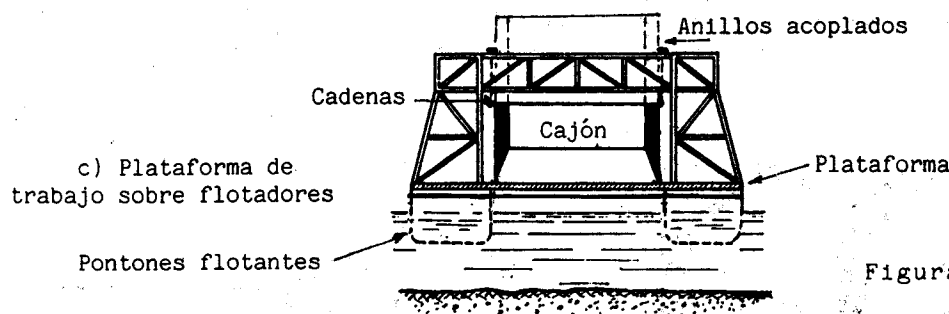
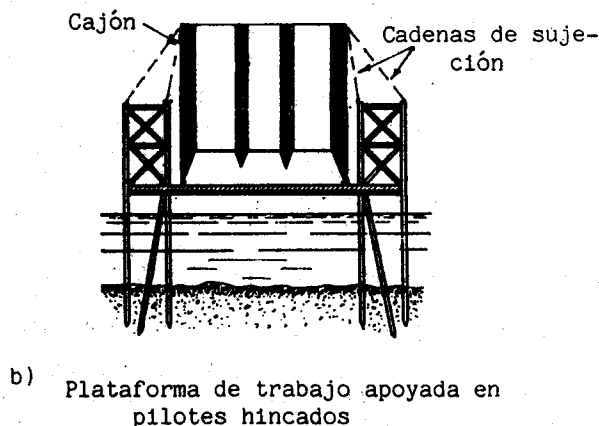
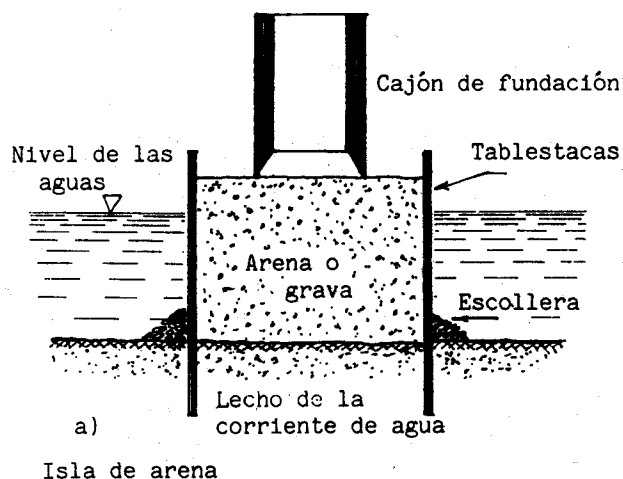


Figura 16.19

Las islas de arena constituyen un suelo auxiliar, por encima del nivel de las aguas, sobre el cual se apoya el cajón y se comienza la excavación, haciéndolo descender en la forma usual, hasta alcanzar el estrato resistente.

De esta manera, las islas de arena evitan la construcción de costosos andamios, pero su empleo está reservado a una altura de aguas inferior a los 7 m. En ciertos casos, tampoco es conveniente la solución mediante islas de arena, pues reducen el cauce de los ríos o corrientes de agua.

Por lo tanto, cuando se debe trabajar en aguas más profundas, se utiliza una plataforma provisional de trabajo, como las que muestra la figura 16.19 b) y c). En el primer caso, cuando la profundidad lo permite, la plataforma de trabajo apoya sobre pilotes hincados. En aguas profundas, se utilizan plataformas con pontones flotantes, desde donde se hace descender el cajón sosteniéndolo mediante cadenas.

Cajones cerrados

Los cajones cerrados, ya sean de concreto armado, acero o combinación de estos materiales, son similares a los abiertos mencionados previamente, con la diferencia que los primeros tienen una placa inferior de cerramiento, unida a las paredes laterales. Ver figura 16.14 c) y 16.20.

Estos cajones se utilizan en obras marítimas y se diseñan para ser hundidos bajo el agua a grandes profundidades, y sirven de cimiento a faros, rompeolas, muelles y dársenas.

Generalmente se construyen en seco en los astilleros y luego se los remolca flotando hasta el sitio donde deben colocarse. También pueden trasladarse sobre andamiaje flotante. Durante el transporte, su calado es de aproximadamente de 12 a 15 m. Por estas características también se los

conoce por cajones flotantes. El terreno donde apoyarán debe ser previamente dragado y nivelado, y un equipo de buzos debe extender sobre él una capa de grava de 60 cm a 1 m de espesor, de modo de darle un asiento firme que evite que su posición se aleje de la vertical luego de colocado.

Si el suelo firme está muy profundo, es necesario hincar previamente en el sitio pilotes para asegurar la estabilidad del cajón. Luego que el mismo ha sido remolcado hasta el lugar indicado, se lo fondea abriendo las válvulas de las paredes, previstas para tal fin, o se lo rellena de lastre de arena y piedra, dejándolo hundir por peso propio. Generalmente las paredes quedan finalmente sobresaliendo unos dos o tres metros sobre el nivel de las aguas.

Los cajones cerrados presentan una gran masa y peso propio considerables y deben ser capaces de resistir el embate de las olas del mar, la socavación del lecho marino, el empuje de las corrientes y el eventual choque de embarcaciones.

Durante el transporte, se deben tomar las necesarias precauciones para que el oleaje o el viento no los voltee. Una vez fondeados, los cajones cerrados, si se hallan inundados, deben desagotarse en cada uno de sus compartimientos, para luego rellenarlos paulatinamente de concreto. Su peso oscila entre las 6.000 y las 10.000 t, con dimensiones de hasta 40 m de lado en planta.

Si el vaciado de concreto debe realizarse bajo el agua, se vierte primero un volumen suficiente de concreto para equilibrar las subpresiones, de modo de hundir el cajón, luego se extrae el agua de las células o compartimientos y se termina de vaciar el concreto, lo más seco posible. Cuando se ha finalizado el hormigonado de todo el cajón, se construye sobre él una placa continua, la cual resulta el apoyo de la futura superestructura.

Estos cajones se diseñan preferentemente con un elevado número de divisiones, ya que ello ayuda a la verticalidad del cajón, mediante un adecuado control del lastre, de modo de variar el peso de cada célula individual. También se utilizan cables o cadenas de sujeción, para tal fin.

Las losas de fondo presentan salientes o cartelas perimetrales, y nervios inferiores, para poder penetrar mejor en el suelo de fundación y darle estabilidad al cajón ante eventuales desniveles del lecho marino de apoyo, o ante imprevistos empujes o impactos laterales.

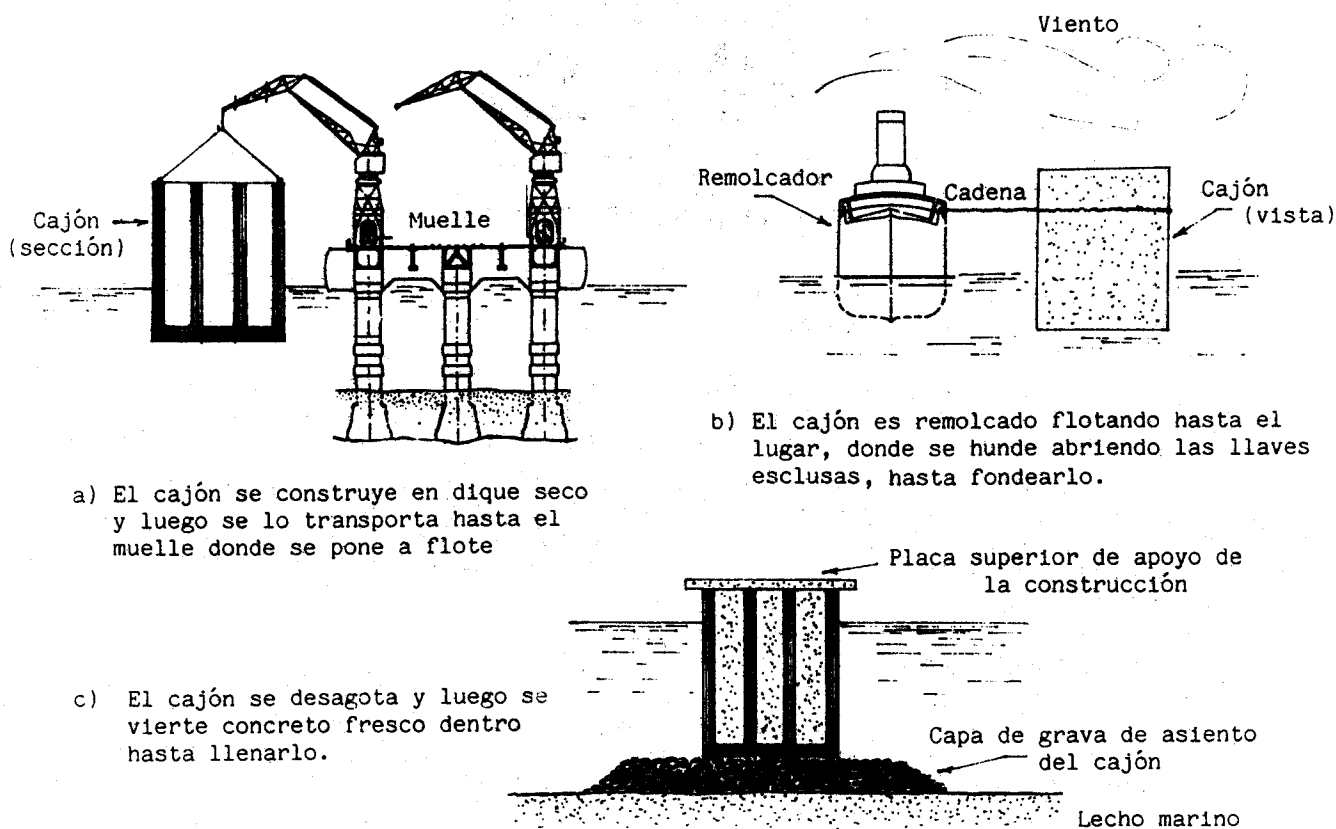


Figura 16.20 Etapas constructivas de un cajón cerrado sumergido

Cajones neumáticos

Este tipo de cajones se utiliza cuando la profundidad de la excavación supera los 20 m en terrenos inundables o en construcciones costeras, bajo el nivel del agua. La técnica de los cajones neumáticos se debe al Ing. John Wright, quien en 1851 realizó los primeros ensayos con cámaras de trabajo subterráneas, bajo presión de aire, para fundar las pilas del Rochester Bridge.

Básicamente un cajón neumático consiste en un gran recinto hermético en el cual una fuerte presión de aire interna mantiene la cavidad libre de lodo o agua subterránea, y dentro de la que es posible excavar en seco. Por lo general, la excavación comienza con un cajón abierto y al alcanzar la profundidad del nivel freático, se continúa con un cajón neumático, hasta llegar al estrato de suelo firme.

La figura 16.21 muestra la sección transversal de un cajón neumático típico, el cual consta de los siguientes elementos :

- * Cámara de trabajo (1)
- * Cámaras de descompresión (2 y 3)
- * Válvulas de control de aire (4)
- * Conductos de acceso del personal (5)
- * Instalaciones para retiro del suelo excavado (6)
- * Puertas esclusas herméticas (7 y 8)
- * Vertedero de escombros (9)
- * Sistemas de anclaje (10)
- * Equipos para bombear concreto

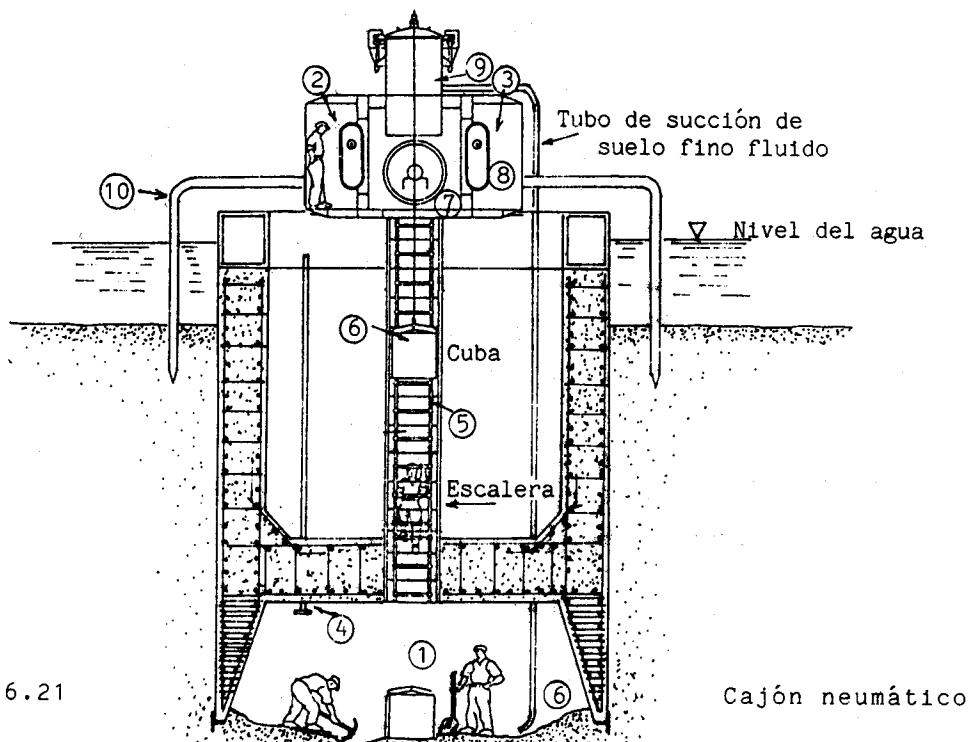


Figura 16.21

La cámara de trabajo es una cavidad espaciosa, con techo plano o abovedado, para resistir mejor las presiones a que está sometida, por una inyección constante de aire a presión, que recibe desde la instalación superior del equipo. Sus dimensiones usuales son de 100 a 200 m² en planta, y su altura de 2,5 m como mínimo. En esta cámara trabaja una cuadrilla de obreros, usualmente en número de 6 a 10, excavando el suelo con picos y palas, y lo introducen en cubas de unos 60 litros.

Luego que se llena, la cuba es izada mediante un motor eléctrico hasta el vertedero de escombros, donde el suelo excavado se retira del lugar. A medida que se excava, el cajón neumático va penetrando en el terreno, por peso propio y ayudado por las cuchillas perimetrales que bordean la cámara y cortan el suelo.

La presión de aire dentro de la cámara, por un lado favorece el trabajo, al permitir expulsar continuamente el agua y el suelo fluido o el lodo que de otro modo inundarían el recinto, pero por otro lado obstaculiza el fácil descenso del cajón neumático. Por ello, para que este tipo de cajón pueda hundirse a medida que se excava, debe tener un peso considerable.

Además, la fricción del suelo con la cara exterior de las paredes del cajón, también impide la libre penetración. En suelos firmes, para disminuir esta fricción, se inyectan chorros de agua o lodo bentonítico bajo las cuchillas de modo de ablandar el suelo. También es aconsejable dar al paramento exterior del cajón una inclinación mínima de 1:20, para facilitar el deslizamiento, o alisar muy bien las paredes con un enlucido de cemento y una capa de pintura bituminosa.

El personal accede a la cámara de trabajo por un conducto central metálico, de 1 a 1,2 m de diámetro, con una escalera interna tipo mariner. Cuando el cajón ha descendido mucho, se deben subir unos 30 m, lo cual equivale a unos 10 pisos. Bajo la gran presión existente en la cámara y en el conducto de ingreso y egreso del personal, este ascenso puede volverse dificultoso, por lo cual este diámetro no debe ser muy grande, para que los obreros puedan apoyarse en las paredes opuestas, en las pausas para tomar aliento mientras suben la escalera.

Las cámaras de descompresión están ubicadas en la parte superior del cajón, junto a la puerta de salida al exterior. Mientras en una de ellas la presión interna se aumenta lentamente, en la otra el proceso es inverso. Cada cámara de descompresión debe tener cabida para 6 personas como mínimo.

En las cámaras de descompresión deben haber dos compuertas herméticas: la primera es la que comunica con el exterior, y la segunda, con el conducto de ingreso o egreso a la cámara de trabajo.

El personal tiene turnos continuos de trabajo las 24 horas del día. El proceso de ingreso de un obrero es el siguiente: Por la puerta que da al exterior, penetra a la cámara de descompresión, la cual en ese instante, tiene la misma presión que al aire libre. Esta puerta se cierra herméticamente, y se comienza a incrementar la presión interna de aire de la cámara, hasta igualarla a la existente en la cámara de trabajo. En este momento, se abre la compuerta que comunica con el interior del cajón neumático, y el obrero desciende por la escalera marinera hasta su lugar de labor.

El mismo proceso, pero en secuencia inversa, se realiza para el egreso del personal luego de cumplido su turno de trabajo. El operativo de compresión y descompresión de las cámaras es lento, por lo cual con dos de ellas, se agiliza el cambio de operarios. La espera para este proceso puede alcanzar los 70 minutos, y la duración promedio, para las diferentes presiones efectivas de aire dentro de la cámara de trabajo, se indican en la Tabla 16.3. Esta Tabla también indica cual es la jornada máxima de trabajo, de acuerdo con la magnitud de la presión interna.

T A B L A 16.3

Presiones efectivas de aire en atmósferas dentro de la cámara de trabajo	Duración máxima de la jornada de trabajo (horas)	Permanencia mínima de reposo durante la descompresión (minutos)
1	8	20
1,5	7	30
2	6	40
2,5	5	50
3	4	60
3,5	3	70

La presión interna de la cámara de trabajo se mantiene siempre constante, con 1 a 3,5 atmósferas (1 Atmósfera = 10.332 Kg/m² = 1,0332 Kg/cm²), ya que el cuerpo humano no resiste presiones mayores. Aún a 3,5 atmósferas, algunas personas son incapaces de realizar ninguna tarea, y otras lo pueden hacer tan sólo por una hora. Por lo tanto, esto limita la profundidad de la fundación a 36 m bajo el agua, y si se debe descender aún más, es necesario reducir el nivel de agua sobre el cajón, o bien continuar la excavación en forma mecánica únicamente, sin obreros. En este caso se deben utilizar cucharones prensiles para dragar el suelo, como se analizó para los cajones abiertos, dirigiendo la operación desde la superficie mediante endoscopios, que son aparatos ópticos que simultáneamente iluminan y transmiten la imagen desde el fondo del pozo.

Normas sanitarias y de seguridad industrial determinan con exactitud las condiciones laborales para los obreros que se desempeñan en los cajones neumáticos, ya que las mismas pueden resultar riesgosas si no se toman las debidas precauciones. La permanencia máxima en la cámara de descompresión debe ser rigurosamente controlada para evitar lamentables consecuencias de lesiones en los

oídos, las articulaciones y el corazón, así como la formación de bolsas de aire bajo la piel, por descompresión excesivamente rápida. Estas lesiones pueden ocasionar incapacidad temporal o permanente en los operarios, y aún la muerte.

Además, en cada cajón neumático, los trabajadores deben tener asistencia médica permanente así como una enfermería próxima, equipada a tal fin, con servicio paramédico las 24 horas, para atender cualquier emergencia que se presente. Se exige asimismo la tramitación trimestral de certificados médicos de salud, para poder continuar trabajando bajo estas especiales condiciones de salubridad.

La cámara de trabajo debe estar iluminada con suficiente luz artificial, utilizando corriente de 50 voltios y será permanentemente inyectada con 30 a 40 m³ de aire fresco por hora, por cada obrero, durante todo el tiempo de su permanencia en el lugar. También se debe colocar un doble sistema de válvulas de seguridad para emergencias, de modo de disponer siempre de uno de reserva, evitando que una súbita descompresión o pérdida de aire por debajo de la cuchillas perimetrales, arrastre a los obreros y provoque el pánico.

En toda cámara de trabajo se conectará un teléfono que comunique con la cámara de descompresión y con el exterior, y en muchos casos, también se instala un circuito cerrado de televisión. El aire con que se suple la cámara de trabajo estará acondicionado, para evitar la humedad excesiva y asegurar una temperatura óptima de 10 a 15°C. Dentro de la cámara no se permite fumar ni colocar bombillos desnudos, pues siempre existe la posibilidad de que gases explosivos emanen del suelo.

También deben tomarse precauciones cuando se excava en estratos de turba, ya que la oxidación rápida de ésta, priva de oxígeno al aire de la cámara, provocando la asfixia de los obreros. Las cámaras de descompresión deben quedar siempre por encima del nivel de las aguas, con suficiente margen de seguridad, puesto que cualquier hundimiento inesperado del cajón puede sumergirla, con el consecuente peligro para los operarios que trabajan en el lugar.

Todas las puertas de acceso a las cámaras de descompresión y al vertedero de escombros, deben tener dispositivos de seguridad que impidan que se abran simultáneamente, dado que comunican con ambientes de diferente presión. Para el vaciado de las cubas que llegan al vertedero, el proceso de descompresión y recompresión es similar al de las cámaras de acceso del personal, con la diferencia que para el paso del suelo excavado, y posterior retorno de la cuba a la cámara de trabajo, la operación es mucho más rápida.

A medida que el cajón neumático desciende en el suelo de fundación, se deben ir agregando nuevas dovelas a las paredes laterales para incrementar su altura, así como también nuevos tramos a los conductos y escalera de acceso y egreso de la cámara de trabajo, y al conducto de salida de la cuba.

El método descrito para fundar mediante cajones neumáticos es efectivo, mientras los suelos sean fácilmente excavables. En caso contrario, se debe aplicar una de las siguientes soluciones alternas para hacer descender el cajón :

- * Disminuir la presión interna del aire dentro de la cámara de trabajo
- * Aflojar el suelo mediante chorros de agua o agua a presión
- * Emplear explosivos para pulverizar el suelo en el estrato duro

Para llevar a cabo cualquiera de las operaciones mencionadas, la cámara de trabajo debe estar libre de ocupantes. El procedimiento de disminuir la presión interna del aire dentro de la cámara consiste en abrir las válvulas de control de aire, midiendo el descenso de la presión con un manómetro, hasta lograr el hundimiento requerido del cajón, por efecto de su peso propio.

La limitación que presenta este método es que si existen grandes piedras enterradas bajo las cuchillas del cajón, al descender, éste puede perder verticalidad, lo cual es un inconveniente difícil de resolver. Para ello, es necesario que en la parte superior del cajón se instale un sistema de anclajes que controle la verticalidad del descenso. Tampoco se aconseja disminuir la presión interna cuando se excava en estratos sueltos o disgregables, pues el suelo puede penetrar con facilidad dentro de la cámara de trabajo, causando grandes asentamientos en las construcciones vecinas.

Para aflojar el suelo mediante aire comprimido, se usa un eyector o sifón de aire, aplicado directamente sobre el terreno, y en el caso de agua a presión, una tubería de 4" de diámetro. Cuando el material excavado es limo o arcilla, forma con el agua una pasta fluida, que luego se extrae por succión, a razón de unos 15 m³ de material disgregado por hora.

El empleo de explosivos se muestra en la figura 16.22. Para ello se instalan mechas contenidas dentro de revestimientos plásticos impermeables, en huecos de poca profundidad, barrenados en el lugar, y uniformemente distribuidos en toda el área. Las cargas de dinamita deben ser pequeñas para que la explosión no dañe las paredes de la cámara, ni las instalaciones.

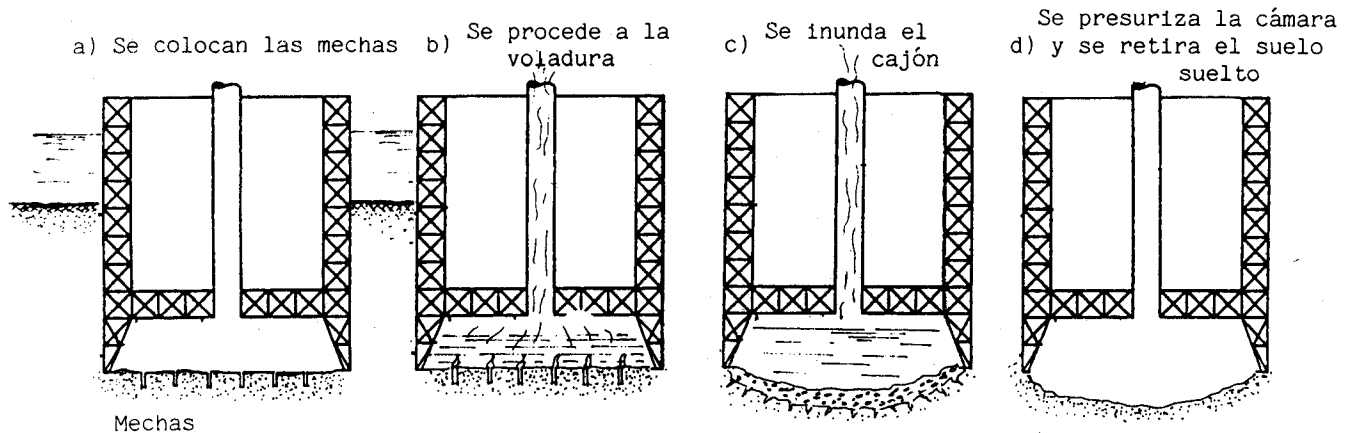


Figura 16.22 Empleo de explosivos en cajones neumáticos

A continuación se hace ascender un poco el nivel del agua o suelo fluido dentro de la cámara y se produce la voladura accionando un detonador desde el exterior. Terminada la operación, se inunda totalmente la cámara de trabajo para expeler los gases nocivos, producto de la explosión, luego de lo cual se comienza a inyectar aire a presión para que la cavidad quede nuevamente libre de lodo y agua subterránea, de modo que los obreros puedan regresar a la cámara de trabajo y retirar el material suelto, generalmente mediante el tubo de succión.

La operación de extracción del suelo debe continuarse hasta alcanzar el estrato resistente. Los cajones neumáticos ofrecen la ventaja que a medida que avanzan los trabajos, se pueden ir tomando muestras del suelo, para su análisis en el laboratorio. Esta posibilidad adquiere especial importancia en el caso de suelos arcillosos blandos, en los cuales es previsible que se produzca un descenso brusco del cajón si el lastre es excesivo. Existen dos tipos de cajones neumáticos :

- Cajones perdidos
- Cajones recuperables

Los perdidos son los que permanecen en el lugar luego de finalizada la obra y sirven de encofrado al cimiento en forma permanente, mientras que los recuperables o móviles son reutilizables luego del vaciado de la base, ya que se van extrayendo a medida que se hormigona.

En ambos casos, cuando se ha alcanzado el estrato previsto, se detiene la excavación y se desmantelan las instalaciones de la cámara de trabajo, manteniendo constante la presión de aire. A continuación comienza el proceso del vaciado del concreto, el cual se prepara en el exterior de la cámara y luego se hace pasar por una puerta esclusa especial y por tuberías hasta el fondo de la cavidad, como muestra la figura 16.23 a).

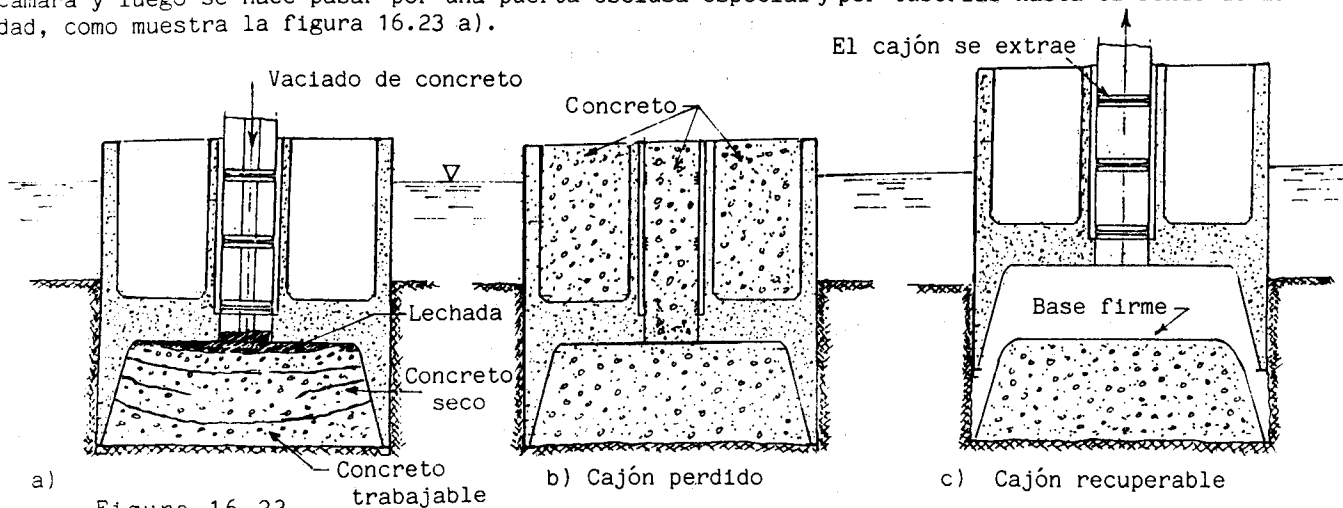


Figura 16.23

La cámara de trabajo se va llenando de concreto, con capas sucesivas de 50 a 60 cm de espesor, bien compactadas contra las paredes y las cuchillas, para llenar todos los huecos del recinto. El concreto debe ser seco, para lograr una mayor resistencia, y durante el vaciado se debe mantener la misma presión dentro de la cámara. Luego que se ha llenado todo el espacio inferior, dejando libres unos 50 cm del techo de la cámara, se suspende el vaciado de concreto seco y en su lugar se comienza a

inyectar una lechada de mortero fluido a presión, con relación cemento/arena de 1:1, de modo de llenar todos los espacios vacíos de la parte superior del cimiento. La presión de aire se mantiene invariable por varios días hasta que el concreto endurece, y se haya efectuado el correspondiente curado.

Si el cajón es perdido, se lo utiliza como encofrado y se continúa vaciando el concreto - por encima de la cámara de trabajo, hasta el completo llenado del cimiento, como muestra el esquema b), con la cota superior del mismo por arriba del nivel de las aguas.

Pero si el cajón es recuperable, al terminar el vaciado del concreto dentro de la cámara de trabajo, se retira el cajón luego que el concreto ha fraguado, dejando en el lugar la base maciza de grandes dimensiones, apoyada sobre suelo resistente. Ver esquema c). Cuando la fundación debe formar un macizo continuo de grandes dimensiones, como en el caso de cimientos de muelles, se debe prever la unión entre cajones, colocados sucesivamente.

16.6.- ESTRUCTURAS FLOTANTES

Desde que Jean Luis Lambot inventara sus barcos de concreto armado en París, en 1848, y el Ing. Pier Luigi Nervi construyera en Ostia, Italia, el velero Irene en 1940 en ferrocemento, son muchas las embarcaciones construidas con esta técnica, tales como sampanes, barcos de pesca, comerciales y de guerra.

También ha proliferado la construcción de muelles y escolleras flotantes en todos los - puertos del mundo, especialmente utilizando el concreto pretensado que ofrece un mejor comportamiento en el agua de mar, por prevenir la fisuración. De esta manera, al poder controlar la formación y tamaño de las fisuras, la totalidad de las secciones resisten los esfuerzos locales de flexión. El concreto pretensado también mejora la resistencia a la abrasión del material, y a los impactos por colisiones o a la fatiga.

Se ha usado asimismo con éxito el concreto liviano cuando se lo pretensa, obteniéndose un material ideal para la construcción de barcos, por su gran resistencia, durabilidad y reducido peso. Con relación a las estructuras flotantes se pueden mencionar numerosos ejemplos, tales como :

- * Helipuertos y pistas de aterrizaje de aviones
- * Puentes, escolleras o diques flotantes
- * Plataformas marinas para diferentes usos
- * Cajones flotantes de fundación

Debido a la falta de espacio y al constante aumento del tráfico aéreo, son muchos los aeropuertos que han debido construir extensiones de sus pistas de aterrizaje sobre las aguas. Tal el caso del aeropuerto La Guardia en Nueva York, o el de Honolulu en Hawái, con superficies de área superior a los 40 acres, (unos 162.000 m²), para el despegue y arribo de los aviones.

La mayoría de estas pistas consisten en grandes placas de concreto apoyadas en pontones o flotadores, entre los cuales se han pasado cables, tensados posteriormente en conjunto, de modo que la estructura resulte un todo monolítico y rígido. Por lo general se pretensan las losas individualmente y luego se postensan en unión a los pontones.

En el caso de los puentes flotantes, cuando su longitud es considerable, se pueden producir oscilaciones excesivas debidas al empuje de las olas y del viento, en especial durante las tormentas. Por lo tanto, para mejorar su estabilidad, es aconsejable que las diferentes losas se conecten entre sí mediante juntas de concreto epoxi y luego se postensan en grupos de 3 o 4.

Las plataformas marinas flotantes, las cuales generalmente sirven simultáneamente de helipuertos, tienen múltiples usos y aplicaciones, tales como la extracción de petróleo, investigación de la fauna y flora marinas, y observatorios meteorológicos. Estas plataformas, según su uso, se han - construido también sobre grandes cilindros verticales de considerable longitud, los cuales presentan la ventaja que hacen descender el centro de masa del conjunto por debajo del nivel de las aguas, evitando así que las olas y el viento causen daños a la estructura.

De esta forma se limitan substancialmente las vibraciones y oscilaciones producidas, así como la inclinación de la plataforma por acción de las fuerzas exteriores. Estos cilindros se pretensan antes de colocarse, para poder resistir la presión hidrostática y las cargas axiales que les transmite la plataforma. Por último, los cajones flotantes que se remolcan hasta el lugar y luego son fondeados mediante lastre o con válvulas para permitir la entrada de agua, ya han sido tratados en la Sección 16.5.

APENDICE A

PROPIEDADES MECANICAS Y CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS

T A B L A A-1

Peso específico γ y capacidad portante σ_{adm}

CLASE DE SUELO	PESO ESPECIFICO γ (Kg/m ³)	CAPACIDAD PORTANTE σ_{adm} (Kg/cm ²)		OBS.
		Suelo seco	Suelo inundado	
Roca dura, estratificada, sana y compacta	2.800 a 3.000	60 a 100	-	(1)
Roca no estratificada, con algunas fisuras	2.700	40 a 50	-	(1)
Rocas estratificadas	2.600	25 a 30	-	(1)
Piedra caliza compacta	2.500	10 a 20	-	
Piedra caliza porosa	2.000	8 a 10	-	
Esquistos o roca blanda	1.800 a 2.000	8	-	
Grava con arena compacta (al menos 1/3 de grava de 70 mm)	2.000	5 a 8	2 a 4	
Arena gruesa firme y con algo de humedad (1 a 3 mm)	1.900 a 2.000	4 a 6	2	(2)
Arena gruesa seca	1.800	3 a 5	-	(2)
Arena fina húmeda	1.750	2 a 5	1 a 2	(2)
Arena fina seca	1.700	1 a 2	-	(2)
Arena arcillosa mediana y densa	1.900	2 a 3	0.5 a 1	
Arena arcillosa seca y suelta	1.700	1 a 2	-	
Arcilla dura compacta	1.800	4	-	
Arcilla muy firme	1.800	2 a 3	-	
Arcilla semidura	1.750	1 a 2	-	
Arcilla mediana	1.700	0.5 a 1	-	
Arcilla blanda	1.700	<0.5	-	
Limos	1.700	<0.4	-	
Fango, lodo o turba inorgánica	900	-	-	(3)
Suelos orgánicos	1.600	-	-	(3)
Tierra vegetal seca	1.700	-	-	(3)
Rellenos sin consolidar	1.700	-	-	(3)

- (1) Cuando la roca presenta estratificación inclinada o desfavorable, se debe adoptar una capacidad portante del 50% de las cifras dadas.
- (2) En el caso en que el nivel freático diste de la superficie de apoyo de la base menos del ancho B, en los suelos no cohesivos se adoptará un σ_{adm} igual al 0.8 del σ_{adm} que aparece en la Tabla.
- (3) En general, resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el σ_{adm} .

T A B L A A-2

Angulos ϕ de fricción interna y δ de fricción entre suelo y muro o pilote

CLASE DE SUELO	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ϕ		ANGULO DE FRICCIÓN ENTRE SUELO Y MURO O PILOTE δ		$f = \text{tg } \delta$
	Suelo seco	Suelo húmedo	Suelo seco	Suelo húmedo	
Arena gruesa y mediana, bien compactada	40° a 42°	35° a 37°	38°	30°	0.7 a 0.58
Arena gruesa y mediana normal	38°	27°	32°	26°	0.62 a 0.48
Arena gruesa y fina	37°	30°	29°	27°	0.55 a 0.5
Arena mediana y fina	35°	28° a 30°	25°	21°	0.46 a 0.38
Arena fina limosa	36°	29°	29°	26°	0.55 a 0.48
Limo arenoso	35°	26°	28°	25°	0.53 a 0.46
Limo arcilloso y arena mediana	-	31°	-	29°	0.55
Arcilla arenosa	16° a 20°	10° a 18°	17°	12°	0.3 a 0.25
Tierra vegetal	20° a 26°	-	12°	9°	0.2 a 0.15
Limo	15°	-	6°	-	0.1
Turba	5°	-	-	-	-

T A B L A A-3

Valores de la cohesión c en suelos arcillosos

CLASE DE SUELO	c (Kg/cm ²)
Arcilla muy blanda	-
Arcilla Blanda	0.05 a 0.10
Arcilla mediana	0.25 a 0.50
Arcilla firme	0.60 a 0.80
Arcilla muy firme	0.80 a 1
Arcilla dura y compacta	1 a 1.2
Arcilla arenosa densa	0.40 a 0.60
Arcilla arenosa suelta	0.10
Limo	0.10 a 0.30

T A B L A A-4

Número de golpes N de resistencia
a penetración standard

CLASE DE SUELO	N (Golpes/pie)
Grava y arena gruesa compacta	50
Arena gruesa uniforme densa	40 a 42
Arena mediana firme	36 a 38
Arena fina firme	30 a 32
Arena suelta	10 a 20
Arena muy suelta	<10
Arena arcillosa mediana	25
Arena arcillosa suelta	15

T A B L A A-5

Angulo β de talud natural

CLASE DE SUELO	β	PENDIENTE vert/horiz
Arenas muy sueltas	30°	1:1,75
Arenas sueltas	35°	1:1,45
Arenas y gravas	32° a 36°	1:1,4 a 1,6
Arenas medianamente compactas	40°	1:1,2
Arenas compactas	50°	1:0,85
Arcillas fluidas	20°	1:2,75
Arcillas blandas	30°	1:1,75
Arcillas medianas	34° a 36°	1:1,4 a 1,5
Arcillas semiduras	40°	1:1,2
Arcillas duras	50°	1:0,85
Arcillas arenosas	26° a 30°	1:1,75 a 2
Limo, fango	20°	1:2,75
Suelos orgánicos	25°	1:2
Rellenos sin consolidar	28°	1:1,9
Rellenos consolidados	35°	1:1,45
Turba	10° a 18°	-

REFERENCIAS

- 1.- Estructuras de concreto armado para Edificaciones. Análisis y diseño. Norma Venezolana. Covenin Mindur 1757-87. Ministerio de Fomento Comisión Venezolana de Normas Industriales.
- 2.- Estructuras de acero para edificaciones. Proyecto, fabricación y construcción. Covenin-Mindur 1618-82
- 3.- Normas Venezolanas para Edificaciones Antisísmicas. Covenin-Mindur. 1756-82 articulado y comentarios.
- 4.- Fratelli María Graciela. Proyectos Estructurales de Acero. Caracas, Venezuela.
- 5.- Fratelli de Cámpora G. Cálculo Plástico. Editorial Panamericana. Buenos Aires. Argentina.
- 6.- Liu Cheng/Evett Jack. Soils and Foundations. Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs. N.Jersey.
- 7.- Jimenez Montoya P. Hormigón Armado. Editorial Gustavo Gili S.A.Barcelona. España.
- 8.- Terzaghi K. Evaluation of Coefficients Of Subgrade Reaction. Geotechnique. Wiley and Sons
- 9.- Timoshenko S. Theory of Elasticity. Mc. Graw Hill. New York. N.Y.
- 10.- Barkan D.D. Dynamics of Bases and Foundations Mc. Graw Hill. Series Books Inc. New York.
- 11.- Tschebotarioff Gregory. Mecánica del suelo. Editorial Aguilar. Madrid. España.
- 12.- Terzaghi Karl. Mecánica de suelos en Ingeniería práctica. Editorial El Ateneo. Barcelona.
- 13.- Bowles Joseph. Foundations. Analysis and Design. Mc.Graw Hill Book Co. New York. N.Y.
- 14.- IV Seminario de Mecánica de suelos. Interacción Suelo-Estructura. Sociedad Venezolana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. C.I.V. Caracas, Venezuela.
- 15.- Goodman Louis. Theory and Practice of Foundation Engineering. MacMillan Series in Civil Engineering Lited. London.
- 16.- Fintel Mark. Handbook of Concrete Engineering. Van Nostrand Reinhold Co. New York. N.Y.
- 17.- Landa B. Carlos. Diseño de elementos de Concreto Armado. Ediciones Lanca. Caracas.
- 18.- Sansoni Renato. Pali e Fondazioni su Pali. Editorial Hoepli. Milano. Italia.
- 19.- Baykov V.y Sigalov E. Estructuras de Concreto Armado. Editorial Mir. Moscú.
- 20.- Ivanoff Victor. Cálculos y proyectos de cimientos para máquinas. Editorial Librería Mitre Buenos Aires. Argentina.
- 21.- Barberot E. y Grivaud L. Tratado práctico de armaduras de madera. Edit. Béranger-Dunod.Paris
- 22.- Instituto del Cemento Portland Argentino. Estructuras de Hormigón Armado. Buenos Aires.
- 23.- Davidian Zaven. Pilotes y cimentaciones sobre pilotes. Editores Técnicos Asociados.Barcelona
- 24.- Creixell Jose. Estabilidad de las construcciones. Editorial Continental. Mexico.
- 25.- Lambe T.y Whitman R. Soil Mechanics. John Wiley & Sons Inc. New York. N.Y.
- 26.- Galabré P. Cimentaciones y Túneles. Editorial Reverté. Barcelona.
- 27.- Moliterno Antonio. Caderno de Muros de Arrimo. Editora Blücher. São Paolo. Brasil.
- 28.- Tsytovich N. Soil Mechanics. Mir Publishers Moscow.
- 29.- Bastidas R.y Bastidas G. Tratamiento de suelos con cal. Ministerio de Obres Públicas.Ecuador.
- 30.- Ingersoll-Rand. Compaction Handbook. Shippensburg. Pa. U.S.A.
- 31.- Leonhardt F. Prestressed Concrete. Design and Construction. Editorial Ernst. Berlin.
- 32.- Sowers B.y Sowers F. Introducción a la Mecánica de suelos y cimentaciones. Centro Regional de Ayuda Técnica. Mexico.
- 33.- Arnal Eduardo. Concreto Armado. Ediciones Vega. Caracas. Venezuela.
- 34.- Ambrose James. Simplified Design of Building Foundations. John Wiley & Sons. New York. N.Y.

- 35.- Fuentes Albert. Cálculo práctico de Estructuras de Edificios de Concreto Armado. Editores Técnicos Asociados. Barcelona.
- 36.- Wiegel Robert. Earthquake Engineering. Prentice Hall International London.
- 37.- Telford Thomas. Vertical Drains. Institution of Civil Engineering. London.
- 38.- Stamatopoulos Aris y Kotzias Panagiotis. Soil Improvement by preloading. John Wiley & Sons London.
- 39.- Hammond Rolt. Foundation Engineering. Editor Odhams Press Limited. London
- 40.- Peck- Hanson- Thornburn. Foundation Engineering. Editor John Wiley & Sons New York.
- 41.- Gasc Y. Bertin R. Cimentaciones y obras de recalce. Editores Técnicos Asociados. Barcelona.
- 42.- Tomlinson M.J. Foundation Design & Construction. Editorial Wiley and Sons. London.
- 43.- Manual del Ingeniero. Academia Hütte. Berlin. Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona.
- 44.- Calavera J. Cálculo de Estructuras de Cimientos. Ediciones Intemac. Buenos Aires.
- 45.- Moretto Oreste. Cimientos profundos. Síntesis escogida del Estado Actual del Conocimiento sobre la Interacción con el Suelo. Buenos Aires. Argentina.
- 46.- Escobar Ricardo. Estabilización Electroquímica de Suelos. Método simplificado para el Diseño de Pavimentos flexibles. Organización Condor. Caracas Venezuela.
- 47.- Escobar Ricardo. Estabilización Electroquímica de suelos. Estado de la Tecnología a julio de 1991. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Caracas Venezuela.
- 48.- Curso de fundaciones profundas. Sociedad Venezolana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. C.I.V. Caracas. Venezuela.
- 49.- Seminario sobre Fundaciones Profundas Especiales. Expositor Hans Koreck Sociedad Venezolana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Caracas. Venezuela.
- 50.- Portland Cement Association. Soil Cement Slope Protection. Chicago Illinois
- 51.- Génie Construction. La Consolidation Dynamique des Sols de Fondation. Geopac. Paris.
- 52.- Butler R.C. Ground Improvement using Dynamic Compactation. University of California. U.S.A.
- 53.- Barendsen A and Kok L. Prevention and repair of Flow-slides by Explosive Densification. ECSMFE Helsinki.
- 54.- Menard Techniques Ltd. Rycote Place 50 Pall Mall London. England.
- 55.- Pearce R.W. Foundations. Dynamic Consolidation by the Menard System. The Consultant Engineering. April 1974.
- 56.- Pérez Guerra Gustavo. Fundaciones. Universidad Católica Andrés Bello Caracas. Venezuela.
- 57.- Hough B. K. Basic Soil Engineering. Ronald Press Comapny. New York
- 58.- Casagrande A. The Determination of the preconsolidation Load and its Practical Significance Conf. Soil Mechanics. Cambridge. Mass. U.S.A.
- 59.- Teng Wayne C. Foundation Design. Prentice Hall. Englewood Cliffs N.J. U.S.A.
- 60.- Gregg L.E. Earthwork. Highway Engineering Handbook. Mc. Graw Hill Book Company. New York.
- 61.- Taylor D.W. Stability of Earth Slopes J. Boston Soc. Civil Eng,
- 62.- Taylor D.W. Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons. New York . N.Y.
- 63.- Tien Hsing Wu. Soil Mechanics. Allyn and Bacon Inc. Boston.
- 64.- Schertmann J.H. The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay. ASCE. U.S.S.
- 65.- Westergaard H. M. A problem on elasticity suggested by a problem in soil mechanics. Mac. Millan Publishing Co. Inc. New York.
- 66.- Skempton A.W. and Bishop A.W. The Measurement of the Shear Strength of Soils. Geotechnique 2.
- 67.- Yoder E.J and Witczak M.W. Principles of Pavement Design. John Willey & Sons Inc. New York.
- 68.- Atterberg A. Varios artículos publicados en el Int. Mitt. Bodenkd. California. U.S.A.
- 69.- McCarthy David. Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Reston Publishing Co. Canada.
- 70.- Meyerhof G. The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering. Switwerland.

Oficina:

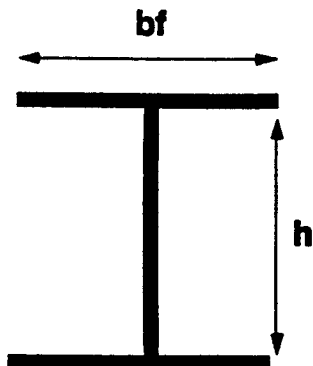
Av. Ppal. Los Cortijos de Lourdes,
Edif. Maploca II, P.B.
Tlfs.: 238.25.22
238.29.44 - 238.09.11
Fax: (02) 239.28.64
Telex: 25437. Caracas

Planta:

Zona Industrial La Hameca
Calle Autopista c/c Gustavo
Dalem, Telex: 48271
Telf.: (043) 54.78.21
Fax: (043) 54.57.40
Maracay - Edo. Aragua

Disponibilidad inmediata en todo el país a través de los principales distribuidores de acero.

USO DE PERFILES ELECTROSOLDADOS COMO PILOTES HINCADOS



$h \text{ mín} = 200 \text{ mm.}$
 $bf > 0.85 h$

**CAPACIDAD MÁXIMA DE TRABAJO
ESFUERZOS MÁXIMOS DURANTE
LA HINCA**

DESIGNACION	AREA (cm ²)	Carga Máxima de trabajo (ton)	Esfuerzo Máximo durante la hinc (Kg/cm ²)
I CP 240 H 68.4	77.8	97.58	2277
I CP 260 H 65.7	83.6	105.75	2277
I CP 280 H 58.1	63.8	80.78	2277
I CP 220 H 55.3	78.4	89.88	2277
II UP 200 H 36.8	91.6	115.98	2277
II UP 240 H 37.8	96.4	121.95	2277
II UP 250 H 44.2	113.8	142.95	2277
II UP 300 H 47.8	122.8	154.38	2277
II UP 350 H 56.8	143.8	188.98	2277
II UP 400 H 64.2	164.8	207.58	2277
II UP 420 H 67.5	167.8	211.25	2277

**CAPACIDAD ÚLTIMA DE LOS PERFILES
PROPERCA EN ARENA**

DEFINICION DEL AREA DE TRABAJO

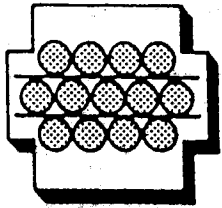


TIPO DE PILA	Ap (cm ²)	As/L (cm)	Ap (cm ²)	As/L (cm)	Ap (cm ²)	As/L (cm)
CP 240 H 68.4	77.88	142.28	576.88	96.88	336.28	128.88
CP 260 H 65.7	83.68	154.76	676.88	104.88	366.56	138.88
CP 280 H 58.1	63.88	118.28	488.88	88.88	248.28	98.88
CP 220 H 55.3	78.48	138.24	484.88	88.88	286.22	118.88



TIPO DE PILA	Ap (cm ²)	As/L (cm)	Ap (cm ²)	As/L (cm)	Ap (cm ²)	As/L (cm)
UP 200 H 36.8	293.76	115.88	588.88	98.88	397.88	182.58
UP 240 H 37.8	336.76	128.88	576.88	96.88	456.88	188.88
UP 250 H 44.2	431.66	148.88	758.88	118.88	598.83	125.88
UP 300 H 47.8	511.16	158.88	988.88	128.88	785.58	135.88
UP 350 H 56.8	684.16	175.88	1125.88	148.88	984.58	158.88
UP 400 H 64.2	882.16	208.88	1688.88	168.88	1241.88	188.88
UP 420 H 67.5	923.56	218.88	1888.88	164.88	1381.68	184.88

Los pilotes electrosoldados, pueden ser utilizados adecuadamente para resistir cargas axiales, de tracción y laterales siempre que puedan ser emplazados a una profundidad segura



tierra armada c. a.

APLICACIONES:

VIALIDAD: MUROS DE CONTENCIÓN
ESTRIBOS DE PUENTES

URBANISMO: TERRACEOS, EDIFICIOS,
OBRAS QUINTAS

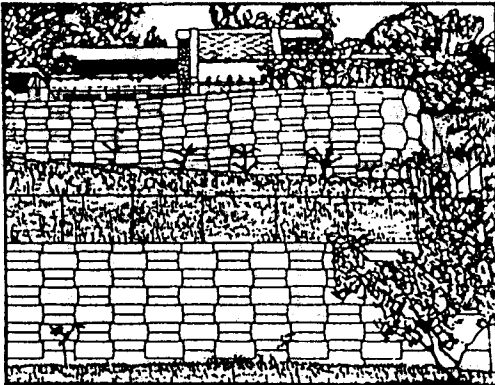
HIDRAULICAS: PRESAS DE TIERRAS
ENCAUZAMIENTOS

INDUSTRIA: DIQUES DE RETENCIÓN PARA
TANQUES DE PETRÓLEO O G.N.L.

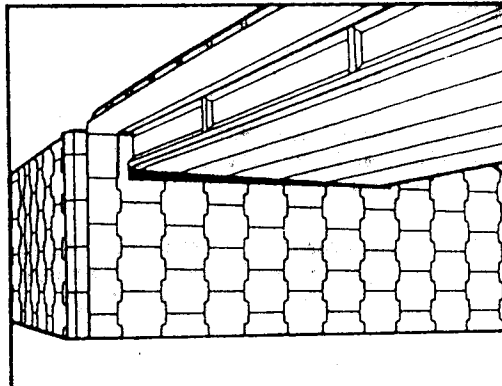
MINERIA: ESTACIONES DE MACHAQUEO
SILOS DE ALMACENAMIENTO

VENTAJAS

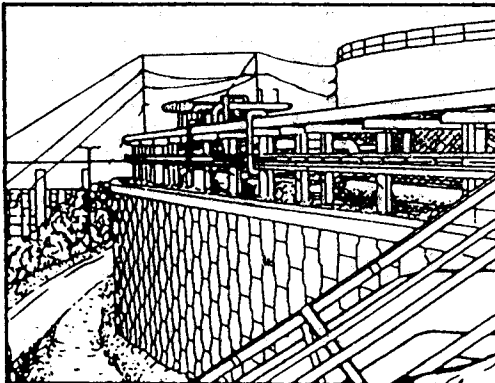
- GRAN RESISTENCIA
- FLEXIBILIDAD
- ADAPTABLE A MALAS CIMENTACIONES
- RAPIDEZ DE EJECUCIÓN
- ECONOMÍA
- ESTÉTICA



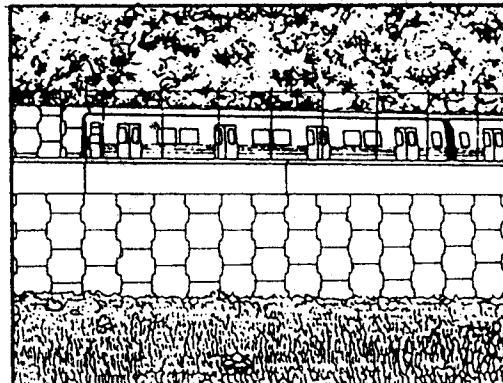
QUINTA LA LAGUNITA



DISTRIBUIDOR CARICUAO



TACOA



METRO-CARICUAO

Pedidos al (02) 576.70.40 ó al Telefax: (02) 573.34.28
Apartado 17628 Correo Parque Central - Caracas - Venezuela

Impreso por:
BONALDE EDITORES
Teléfono: (02) 41.57.22
Caracas - Venezuela