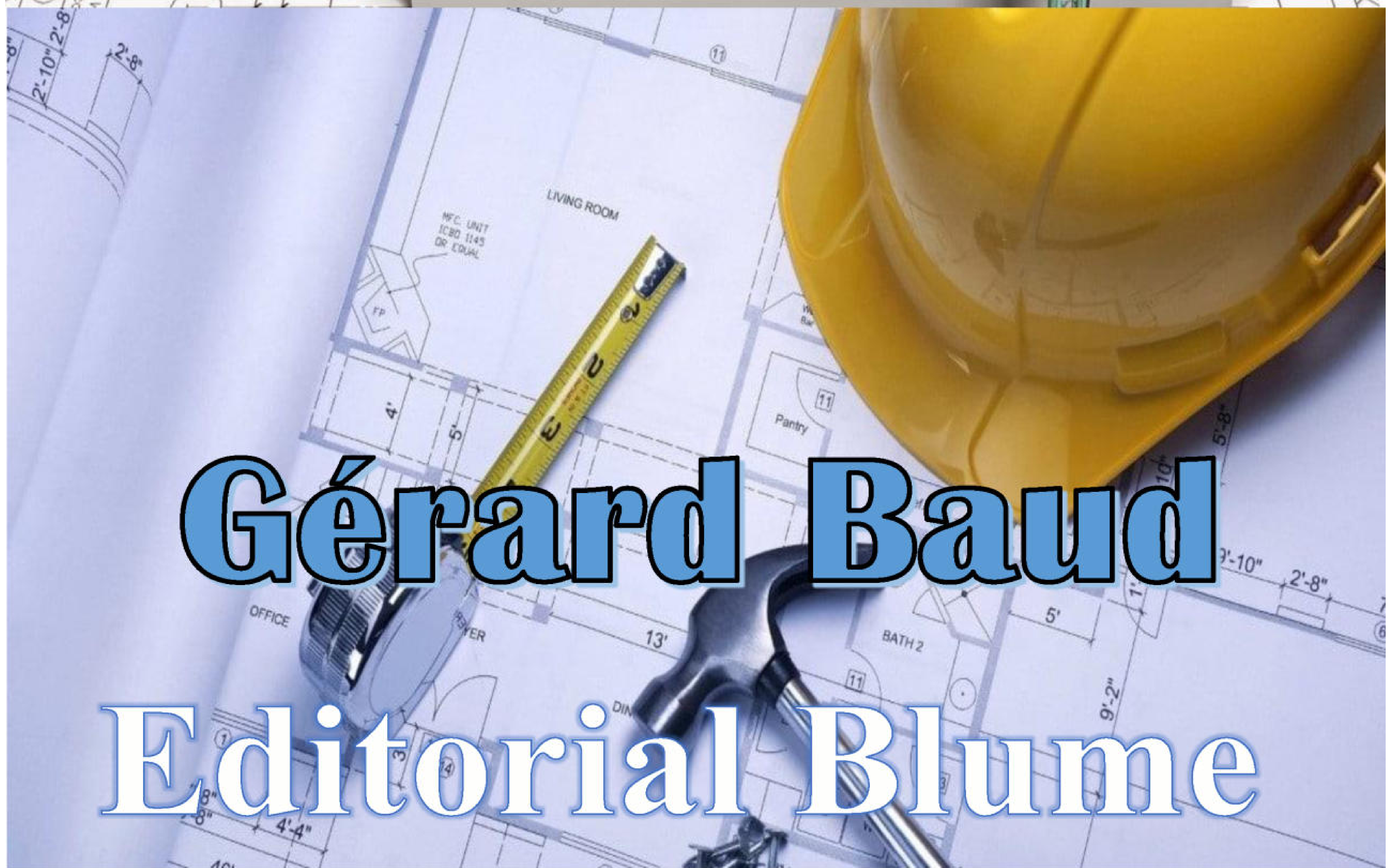




Tecnología de la Construcción



Gérard Baud

Editorial Blume

G. BAUD

Ingeniero Consultor

Profesor

TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

Traducción de

ADRIÁN MARGARIT

Ingeniero



EDITORIAL BLUME

MILANESADO, 21-23, BARCELONA-17

PRÓLOGO

Edificar es utilizar inteligentemente las fuerzas y los materiales elegidos con el fin de poner a disposición de los hombres, sobre cimientos estables, una porción de espacio bien dispuesta y acondicionada a su conveniencia y con un elevado grado de seguridad.

El edificio ha de estar distribuido en función de la naturaleza y de las necesidades del hombre, y dotado de buenas condiciones de aireación, de luz, de temperatura y de silencio, cualesquiera que sean el clima y el ambiente general en que se levante la construcción. De este modo se crean el ambiente y la seguridad en que el hombre ha de vivir, como quiera que de uno a otro edificio transcurre su vida de familia, de negocios o trabajo y de beneficiario de servicios como la escuela, la iglesia, el hospital, los comercios y las diversiones.

A través del edificio, el saber profesional condiciona, pues, la vida del hombre. Por lo cual los constructores de edificios deben poseer conocimientos cada vez más varios y complicados cuyos nuevos elementos se hallan dispersos en gran número de publicaciones científicas o técnicas. Es imposible que todo el mundo pueda seguir el curso de semejante evolución; por eso es útil y afortunado que un maestro, dedicado a la enseñanza del arte de construir y a la instrucción de los jóvenes, como el autor del presente libro, haya agrupado en un solo volumen la colección completa de los elementos teóricos y prácticos de esta materia tan varia y dispersa. Lo ha hecho con una competencia poco corriente que resultará, para muchos, una revelación, incluso para los especialistas en la materia. Le estamos muy agradecidos.

Los conocimientos son también unos materiales de que se sirve la conciencia profesional. Mantener presentes, en forma permanente, las hipótesis de cálculo que condicionan las soluciones; observar la naturaleza con el respeto que merecen sus caracteres permanentes o accidentales; armonizar los elementos de las edificaciones con los de la naturaleza, en función del hombre: tal es la responsabilidad del constructor, cualquiera que sea su puesto en la sucesión de los trabajos.

Grave responsabilidad ciertamente, pero actividad enriquecedora cuando se conserva en el ánimo el sentido del servicio que se presta a las innumerables personas que con el curso del tiempo se benefician de unos edificios sanos, higiénicos, seguros, agradables y humanos, en cuyo interior nuestro espíritu se siente también como en su propia casa.

ROGER BONVIN

Ingeniero E.T.H.
Consejero Federal

INTRODUCCIÓN

Los progresos realizados en el conocimiento de los materiales, la evolución de las técnicas de la puesta en obra, el aumento de las preocupaciones de todas clases, de las reglamentaciones y de los diversos problemas que vienen a sumarse al estudio y ejecución de los proyectos, exigen de los constructores la plena posesión de un bagaje técnico constantemente puesto al día así como un esfuerzo de memoria considerable, a fin de que puedan en el momento oportuno dar a los problemas que se van planteando las respuestas precisas y convenientes.

El examen de la situación actual demuestra que las solicitudes múltiples de los constructores veteranos no les dejan muchas oportunidades para poderse dedicar a la iniciación de los jóvenes. Otros, movidos por preocupaciones estéticas o por contingencias materiales, se separan del terreno de la realidad, descuidan el sentido constructivo y se olvidan de las exigencias lógicas de la construcción, lo cual acaba por conducirles a soluciones onerosas.

Debido a los contactos que he tenido ocasión de establecer con estudios de arquitectos, con oficinas técnicas, con contratistas y con el personal de las obras, he podido darme cuenta de que con frecuencia se cometen errores por falta de conocimientos precisos o por simple ignorancia de ciertas técnicas cuya adquisición no presenta en nuestros días dificultad de ninguna clase. La experiencia personal no puede aportar su benéfica contribución a todos los sectores, por lo que está muy indicado aprovechar la de los demás. Con este pensamiento y con esta intención he procedido a la redacción del presente libro.

Así, pues, esta obra ha sido escrita con el fin de facilitar, en la medida de lo posible, la tarea a los constructores jóvenes; para que sirva de ayuda a todos aquellos a quienes la construcción pone en contacto con otras esferas de interés (artístico, técnico, práctico); y para lograr, finalmente, la síntesis racional de todos los conocimientos adquiridos.

El campo que he intentado cubrir comienza en la fase de perfeccionamiento del hombre que trabaja a pie de obra, con el enunciado de las técnicas elementales de puesta en obra y de trazado, para extenderse hasta los conocimientos indispensables a los dirigentes de los trabajos y al personal que está al frente de las oficinas técnicas. Entre estos límites extremos, cabía la exposición detallada de problemas clásicos y de su solución, de la cual sacarán partido los proyectistas arquitectos o técnicos y, en general, cuantos en las oficinas o estudios trabajan en la confección de los planos.

Se observará que, para lograr un estudio racional de las materias, la sucesión de los capítulos corresponde al avance normal de las obras en una construcción. El índice facilitará a los constructores la localización de una materia determinada o las referencias indispensables para sus cálculos. Numerosas tablas y gráficos contienen además las medidas y valores precisos para el equilibrio estático de la construcción.

No quisiera terminar este preámbulo sin dejar constancia de mi agradecimiento para todos los que han contribuido al estudio de mi profesión: a mis padres, a mis profesores, a los arquitectos e ingenieros con quienes he tenido el gusto de colaborar, a los contratistas, capataces y maestros así como a mis discípulos.

Es mi deseo que todos hallen en el noble arte de la construcción tanta satisfacción como yo he hallado en él.

EL AUTOR

ÍNDICE

	Págs.		Págs.		Págs.
Abscisa	37	Almohaza recta	162	Armadura (doblado a 45°)	431
Abujardado	200	Aluminio	54	— (lista de pedidos)	356
Acartelamiento	347	Aluminoso (cemento)	308	— (perímetro)	429
Aceleradores del fraguado	323	Amasado	309	— (peso)	429
Acero (módulo de elasticidad)	363	— (agua de —)	168, 309	— (plan de —)	355, 394
— (tensiones admisibles a la tracción).	359	Amasadora de acción	318	— (recubrimiento)	345
— grabado	343	Anaerobios	149	— (sección).	429
Acimutes	50	Análisis de las rocas	57	— (tensión).	359
Acodalamiento (nervadura de acodalamiento).	193	— granulométricos	299	— de ángulos	347
Acuífero (obras en terreno —)	104	Anclaje de las armaduras	345	— de esfuerzo cortante (reparación)	401, 402
Acumulación (fosa de —)	152	— de los cables patentados	350-352	— de muros	171
Acústico (aislamiento)	155	Andamio de madera	242	— de pilares	348
Achicador	153	— metálico	242	— de torsión	390
Adaraja	222	Angledozer	86	Armaduras principales de flexión (cálculo)	362
Adherencia de las armaduras	385	Ángulo	245, 434-437	Armazón (pared con —)	177
Adintelada (bóveda)	222	— (armadura del —)	347	Arquitecto	18
Aditivos	169, 320	— (cadena del —)	166	Arranque (dovela de —)	222
Afloramientos	56	Anotaciones utilizadas en el cálculo del hormigón armado	357	Artesones (losas de —)	197, 389
Ágata	57	Antecámbrico	57	Asfalto	60
Aglomerados de hormigón (fabricación)	162	Antepecho	220, 221, 227	Asiento	90
Aglomerante	305-310	Anticlinal	62	— (junta de —)	122
Agotamiento de la excavación	69	Antracita	60	— (unión de —)	120
Agua (hormigonado bajo —)	325	Anticongelante	323	— del hormigón	328
— de amasado	168, 309	Aparatos elevadores	24	— previo del terreno	120
Aguas atmosféricas (cantidades)	136	Aparejo	157	Aspiración (zonas de —)	216
— pluviales (diagrama que determina el diámetro de bajantes)	131	— de ladrillos	164	Aspirador (sombbrero)	216
— selenitosas	309	— de mampostería	158	Ataguía	110
— usadas (cantidades)	135	— de una esquina (encadenamiento)	166	Atmósfera	54
— usadas (caudal)	125	Apeo	336	Avances sucesivos (nivelación por —)	47
Ahuesamiento	161	Apisonado del hormigón	328	Avenamiento	93, 123, 152, 200
Aire comprimido (bomba)	324	Apoyo (reacción de los —)	269	Bajante de aguas pluviales	130
— comprimido (transporte)	324	Apuntalado	336	Balde	316
Aireante	323	Apuntalamiento de excavaciones	71	Bancos	56
Aislamiento	105	Arcilla	57-59, 61	Barandilla	212
— acústico	155	— (obra de ladrillo de — co-cida)	178	Barisfera	54
— térmico	155	— plástica	61	Barracas	21
Albañiles	123	Arcilloso (gres)	61	Barras	269
Albardilla	178, 179	Arco	433	— (doblado)	348
Alcantarilla	123	— carpanel	247	— de espera	346
— (cálculo de secciones)	139	— carpanel (dintel de —)	222	— oblicuas (cálculo)	383
— (cuenca de recepción)	139	— en rampa	248	— oblicuas (distancia maximal)	392
— (ejemplo de cálculo)	143	— escarzano	222, 246	Barro tixotrópico	113, 133
— (elección de secciones)	141	— medio punto	246	Basalto	60-62
— (materias a excluir)	123	— rebajado	222, 246	Basamento (zapata)	100
— (pendientes y velocidades del agua)	141	Arena	62	Bastidor-cierre	226
Alféizar	221	Arenas	301	— inmóvil	227
— (ceja)	221, 227	— (montón de —)	257	Basuras (evacuación de —)	219
— (derrame)	221	Áridos	167, 300	Bauxita	58, 166, 308
Alineación	31	— (diámetro máximo)	302	BBRV (pretensado)	352
Almacenado (peso unitario de materias)	410	— en bruto	301	Bentonita	61, 113
Almacenaje	21	Aristas desportillables	61	Betún	60
— del cemento:		Armadura	342	Bisectriz	245
sacos	21	— (adherencia).	385	“Bistre”	215
silos	21	— (anclaje).	345	Bloque de hormigón	162
Almádana	162	— (caballete)	345	Bomba	69
Almohaza oblicua	162	— (calzo)	345	— de aire comprimido	324
		— (capa superior)	390, 391	Bóveda	222
		— (doblado)	344	Brecha	60
				Brochal	182

INDICE

	Página		Página		Página
Armadura	167	Cable	57, 61	Cizallamiento del hormigón	
Armadura	85	Capa aglomerante	185, 199-200	(tensiones)	379
Caballete de armadura	190	de agua (reducción)	111	Clasificación de las tierras	66
de montaje de cables para		de piedra	200	Clasificación de terrenos	69
el pretensado	155	trática	65	Clave	222
Caballetes	40	subterránea (reducción)	111	Clavos o granzones	61
metálicos	241	superior (armadura)	390, 391	Clinker	307
Cadena de repuentes a pie de		Capas libres	67	Clinógrafo	248
cable	441, 442	Capitel de hormigón	195	Clisímetro	45, 52
de pretensado (anclaje)	150-152	Cara	227	Cocina colectiva (canalización)	132
de pretensado (caballete de		interna del marco	221, 224	Codales	182
exhibición)	354	Caracol	204	Coefficiente de escurrimiento	137
Cadena (resistencia)	441	Carbonato	57	— de seguridad	288
de ángulo	166	Carbonosas (rocas)	60	— para el cálculo de vogas	
Caja	203	Carborundo	200	continuas	423-428
Cajón	116	Carburo de silicio	166	Coefficientes para el cálculo de	
fluyente	121	Carga de seguridad de las vi-		hormigón armado (búsque-	
para persiana enrollable	224	guetas HEA o DIE	417	da de los —)	366
Cal aérea	306	— de seguridad de las vigne-		— para el cálculo del hormi-	
— apagada	306	tas HEB o DIN	418	gón armado (tablas)	368-378
— grasa	306	— de seguridad de las vigne-		Coke	60
— magra	306	tas HEM o DIR	419	Colada llena	193
— hidratada	306	— de seguridad de las vigne-		Colocación de cables de preten-	
— viva	306	tas IPE o IPER	415	sado (caballetes)	355
Cálculo (regla de —)	367	— de seguridad de las vigne-		— de drenes (profundidad)	153
— de armaduras principales de		tas IPN	416	Colores convencionales (geoló-	
flexión	362	— de seguridad de las vigne-		gicos)	57
— de cimentaciones	101	tas UAP	420	Collarín	204
— de las barras oblicuas	383	— de seguridad de las vigne-		Compactado	200
— de las vigas continuas (coe-		tas UPN	420	Compactador con neumáticos	90
eficiente para el —)	423-428	Cargadero	223	Composición de hormigones	
— de las vigas de madera	421	Cargadora (pala)	85	(cálculo)	314
— de las vigas en T	387	Cargas soportadas por puntales		— de morteros	167
— de los estribos	382	de madera (diagrama)	422	Compresión	289
— de los pisos nervados	387	Carpanel (dintel de arco —)	222	— (resistencia de los hormi-	
— de una losa (ejemplo)	393	Carretilla	88	gones a la —)	313
— de una viga en hormigón		Catastro	44	— (tensiones admisibles en el	
armado	398	Caudal de aguas residuales	125	hormigón a la —)	360, 361
— del hormigón armado (mé-		Cavernoso (hormigón)	162, 312	Compresiones admisibles sobre	
todo expeditivo)	379	Cazo	153	las obras de fábrica	172
— del hormigón armado (nota-		C. E. B.	357	Comprimido (aire)	324
ciones)	357	Ceja del alféizar	221, 227	Concreciones	60
— del hormigón armado para		Celdas	215	Conducto de humos	214
n = 15 (tablas)	405-407	Celosía	269	Conglomerado	60
Caliza	57, 58, 61	Celular (hormigón)	162, 312	Cono (tronco de —)	259
Calzos de las armaduras	345	Cement gun	328	Consistencia de los hormigones	312
Camión	88	Cemento (cantidad para las		Contención (muro de —)	155, 256
Campana	213	hormigoneras)	430	Continuas (coeficiente para el	
Canalización	123	— (inyección)	327	cálculo de vigas —)	423, 428
— (empalme de —)	134	— aluminoso	308	Contraclave	222
— (gráfica determinando el		— magnésico	201	Contrafuerte	256
diámetro)	126	— Portland	307	Contrahuella	202
— (rama de —)	134	Cementos naturales	306	Contraventana	225
— (rejuntado)	146	— rápidos	306	Control del hormigón armado	
— circular (resistencia al aplas-		— romanos	306	a pie de obra	350
tamiento)	148	Ceniceros	61	— del nivel de anteojo	51
— de garajes	132	Cenital	53	Conversión de sexagesimales en	
— horizontal	127	Central hormigonera	320	centesimales	436, 437
Canalizaciones	123	Centrifugación	329	Cordón de soldadura	295
— de cocinas colectivas	132	Centro de gravedad	266	Coronamiento	159, 178
— de mataderos	133	Cerca (paredes de —)	178	Coronas	255
— del edificio	124	Cilindro	258	Correa	239
Canalones	324	Cimentación	93	Corredizo (encofrado)	412
Cangilones (excavadoras de —)	84	— (ejemplo de cálculo)	101	Corta-fuegos (paredes)	180
Cantidad de cemento para una		— (profundidad)	93	Cortante (esfuerzo)	273
hormigonera	430	Cimentaciones de superficie	120	Cortina (muro —)	177
Cantidades de aguas atmosfé-		— en terrenos malos	120	Coseno	254
ricas	136	Cinzel dentado	162	Cota	32
— de aguas residuales	135	Cinta métrica arrollable	29	Cotangente	254
Cañón de cemento (cement		— transportadora	324	Cribas	301
gun)	328	Circulación (vías de acceso)	21	Cric de tracción	354
		Círculo	253	Cruceta	221
		Cizallamiento	273, 292		

	Págs.		Págs.		Págs.
Cruz de San Andrés	271	Dimensiones relativas de algunos elementos en hormigón armado	391	Enlucido (ejecución)	175
Cruzada o forjada (losa —)	389	Dintel	221	— (pan de —)	178
Cuaderno de levantamiento (página tipo)	52	— (post- —)	221	Ensayo de los hormigones (probeta)	313
Cuarcita	57	Diorita	60-62	Ensayo de las obras acabadas en hormigón armado	349
Cuartas partes (método de las cuartas partes).	39	Distancia máxima entre barras oblicuas	392	Entarimado falso	185
Cuarto de vuelta	203	— máxima entre estribos	392	Entibación	105
Cuarzo	166	División centesimal	436, 437	Entrepaño	227
Cubeta	316	— de los tiempos geológicos	59	Entretención del material	26
— múltiple	89	— de una recta	250	Envolvente	215
Cuchara de empuje (excavadora con —)	81	— sexagesimal.	436, 437	— de los momentos (curva)	395-397
— prensadora (pala mecánica con —)	84	Doblado de las armaduras	344	Equilibrante	262
— (rendimiento de la excavadora con —)	82	Dodecágono.	250	Equivalencia n (factor de —)	363
Cuenca de recepción de alcantarillas	137	Dosificación de hormigones	312	Eras (geología)	59
Cuerda	433	— de morteros	432	Erosión	55
Culmann	271	— ponderal.	314	Errores de nivelación.	50
Cultelación	33	— volumétrica.	314	Esbeltez	289
Curado (tratamiento)	171, 308, 334	Dovela	222	Escaleras.	202
— envolvente de momentos	395-397	— de arranque	222	— (ejecución)	207
— granulométrica.	431	Dragado	300	— (pendiente)	205
— maestra	43	Dragalina (pala mecánica con dragalina)	82	— (perfil de los peldaños)	211
Curvas de nivel	42	— (rendimiento de la pala con dragalina)	82	— exterior	209
Cuvelaje	105	Drenaje	93, 123, 152, 200	— inferior	209
— en una construcción existente (aislamiento flexible)	107	Drenes	152	Escarificadora	86
— en una construcción existente (aislamiento rígido)	107	— (profundidad de colocación de —)	153	Escapada.	203, 204
		Dumper	89	Escarpadora.	86
Chañán	417	Dyke	63	Escarzano	222
Chimeneas	213	Eflorescencias	175	Escayola	305
— (delantal de —)	213	Eje neutro	283	Esclerómetro	349
Decágono	250	Ejecución de escaleras	207	Escoda de corte	162
Decantación (fosa de —)	150	— de la obra en tiempo de heladas	173	— de desbaste	162
Decauville (vagoneta).	88	Elástica (línea)	298	Escorias	302, 312
Delantal	213	Elasticidad (módulo)	289	— (hormigón de —)	163
Densidad.	314	— del acero (módulo de —)	362	Escuadra.	31
— (hormigón de fuerte —)	313	— del hormigón (módulo de elasticidad)	363	Ecurridero	221, 227
Dentada	162	Electrodos revestidos	294	Ecurrimiento (coeficiente ϕ)	137
Depresión	214	Elemento de fachada	177	Esfera.	258
Depurador (filtro)	151	Elipse (trazado)	251	Esfuerzo cortante	273
Derrumbamientos	56	Embaldosado	200	— cortante (repartición de armaduras)	401, 402
Desaguadero	153	Embrochalada (viga)	182	— cortante (tensión del hormigón al —)	361
— (profundidad de colocación de —)	153	Empalme con alcantarillas públicas.	134	— cortante de viga continua	423-428
Desbaste	161	Empleo de morteros	432	Esfuerzos cortantes en el hormigón armado (repartición de los —)	384
Descansillo (peldaño de —)	209	Empotradas (losas)	391	Espera (barra de —)	346
— de piso	204	Empotramiento.	342	Espesor aproximado de losas	391
— intermedio	203	— en las mamposterías	391	— de paredes	156, 160
Desencofrado	340	— en las paredes de hormigón	391	— mínimo de paredes	172
Deslizamiento longitudinal y transversal	273	Empuje de tierras contra las paredes de entibación	74	Esponjamiento.	70
Deslizante (encofrado)	340	Encadenamiento (aparejo de una esquina)	166	Espuma silíceo	54
Desmezclado	323	Encofrado	336, 337	Esquema de instalación de un taller de pie de obra	24
Desmochado	161	— (plan de —)	355	Esquistos bituminosos	60
Desmochadora	86	— de elementos aglomerados	172	— cristalinos	54, 60
Desmoche de tierras	68	— de paredes	168	Estación de hormigonado	23
Desmonte	68	— deslizante	340	Estadimétrico	34
Desnudo	40, 161	— rodante o corredizo	339	Estática	260
Desportillado	160	Encofrados trepadores	340	Estereotomía	160
Desviación	215, 216	Endurecimiento.	305	Estiércol líquido (fosa de —)	152
Diabasa	60	Eneágono	250	Estratificaciones	54
Diagrama para determinar el diámetro de los bajantes de aguas pluviales	131	Enlace de dos paredes (tirante alforjado)	166	Estratos	56
Diámetro de canalizaciones (gráfica)	126	Enlosado.	201	Estrellas	54
— máximo de agregados	302	— en cemento	199	Estribo	223
		Enlucido	175	— (cálculo).	382
				Estribos (distancia máxima entre —)	392
				— (repartición)	398
				Estructura de las rocas	58
				Euler	290
				Evacuación de aguas pluviales	130

	Página.		Página.		Página.
Evacuación de basuras	219	Giro (radio de — de las seccio- nes circulares)	411	Hormigón armado (notaciones del cálculo)	357
Exágono	250	— (radio de — de las seccio- nes rectangulares)	412, 413	— cavernoso	162, 312
Excavación	68	Gneiss	60	— celular	162, 311
— (agotamiento)	68	Goterón	221, 227	— de alta densidad	313
Excavadora con cuchara (ren- dimiento)	82	Grabados (aceros)	344	— de escorias de hulla	163
— con dragalina (rendimiento)	82	Grader	86	— de limpieza	199
— de cangilones o de noria	84	Grado	254, 436	— ligero	312
— mecánica:		— geotérmico	57	— poroso	312
con cuchara prensora	84	Gráfica: Cálculo rápido de la- drillos de hormigón arma- do:		— pretensado	312
con cuchara de empuje (cu- chara alta)	81	acero especial	194	— puzolana	163
con dragalina	82	acero dulce	192	Hormigonado (reanudación)	330
retroexcavadora	83	— cálculo de pisos de madera	184	— (congelación)	332
Explosivos	91	— cálculo rápido de pisos me- tálicos	188	— (bajo el agua)	325
Extractor de muestras	97	— que determina el diámetro de canalización	126	Horst	63
Fabricación de hormigón	22, 317	Grafito	60	Hueco	204
Factor de equivalencia n	363	Granito	60-62	— (línea de —)	203
Fachada (elemento de —)	177	Granitoide	60	Huella	202
Falso entarimado	185	Granulométrico (análisis)	303	Hulla	60
Falla (pliegue)	54, 62	— curva	431	Humedad natural	314
Fibra neutra	283	Granzones (clavos)	61	Humos (conducto de —)	214
Filtro depurador	152	Gravas	302	Impermeabilización de grietas	107
Finos	300	Gravedad (centro de —)	266	Incendio (protección de edifi- cios)	179
Fisonomía (carácter)	56	Gravilla	62	Inercia (momento de —)	286
Flecha	283, 292, 433	Gres	60	— (momentos de — de las secciones circulares)	411
— de un piso metálico	185	— arcilloso	61	— (momento de — de las secciones rectangulares)	412, 413
Flexión	291	Grieta (impermeabilización)	107	Inglesa (patinillo a la —)	227
— (cálculo de las armaduras principales de —)	362	Grietas	61, 298	Instalación de talleres (esque- ma)	24
— (momento de —)	276	Gun (cement)	328	Instalaciones de talleres a pie de obra	19, 20
— compuesta	297	Helada (hormigonado en tiem- po de —)	333	Instrumentos de replanteo	29
Flexoring	146	— (ejecución de mampostería)	173	Intemperies	331
Flexuras	62	Heladizo	61-64	Intersección	245
Flores	61	Hendidura según los estratos	58	Intradós	221, 222
Fluencia	335	Heptágono	250	Inventario	26
Forjados	189	Hidrocarburos	60	Inyección de cemento	327
Forma	199	Hidrófugo	167, 322	Isobatas	43
Fórmula de Euler	290	Hidrología	65	Jácena enrasada	199
— de Rankine	290	Hidrosfera	54	Jalón	29
Fosa (vaciado)	152	Hierros (listas de pedido de los hierros)	394, 397, 403	Jamba de la ventana	221
— de decantación o sedimen- tación	150	Hilos	61	Jambas	221-224
— de estiércol	152	Hiperestático	260	Jaulas	243
— digestiva	152	Hogar (base del —)	213	Junta de asiento	122
— séptica	151	Hooke (ley de —)	283	— de obra de fábrica con la- drillo	166
Fósil	55-57	Horizonte	42	— de obra de fábrica de mo- rrillo o mampuesto	157-159
Foso	227	Hormigón (apisonado)	327, 328	Ladrillo (ejemplo de cálculo)	393
Fraguado	305	— (asiento)	328	— (espesor aproximado)	371
— (acelerador)	323	— (central de —)	320	— (piso —)	195
— (retardador)	323	— (consistencia)	311	— (tolva o tramoya en —)	346
Freyssinet	352	— (dosificado)	312	— cruzada	389
Fuerza	260	— (módulo de elasticidad)	363	— de arcilla cocida (obra de ladrillo)	163
Fuerzas (polígono de las —)	263	— (puesta en obra)	325	— de artesones	197, 389
Fumarolas	57	— (resistencia a la compre- sión)	313	— de nervaduras	193
Fungiformes (pisos —)	195	— (tensión al esfuerzo cortan- te)	361	— de paramento	164
Funicular	263	— (tensiones admisibles a la compresión)	360, 361	— en cemento armado (cálcu- lo rápido), armadura de acero dulce	192
Gabbros	62	— (tensiones admisibles a la tracción)	359	— en cemento armado (cálcu- lo rápido) hormigón trans- lúcido	194, 195
"Gaiza"	309	— (vibración)	329	— en pendiente	181
Gancho (longitud necesaria para formar los —)	429	— árido	312	— encastrado	181
Garage (canalización)	132	— armado	298	— lleno	182
Garages para bicicletas	21	— armado (control a pie de obra)	350		
Garfio	84	— armado (medición)	356		
Gato de tracción	354				
Geología	54				
Geólogo	55				
Geometría	244				
Geosinclinales	56				
Giro (radio de —)	287				

	Página		Página		Página
Ladrillo prefabricado	198	Materias almacenadas (peso		Nervaduras (losa a —)	193
— semi-prefabricado	198	unitario)	410	Nife	54
— sílico-calcáreo	166	Maza	108	Nivel de círculo horizontal	31
Ladrillos	163	Medianera (pared)	155	— de anteojo	31, 45
— (aparejo de —)	164	Mediatriz	245	— esférico	46
Lana mineral	216	Medición de movimientos de		— piezométrico	67
Lanceta	221	tierras	91	— tubular	46
Larguero	239	— del hormigón armado	356	Nivelación	42
Laterita	60	Mediciones	32	— (errores)	50
Lavas	63	Medio punto	223	— de superficie	48
Lecho	155	— punto (arco)	246	— por avances sucesivos	47
Levantamiento	29	Ménsulas	239	Niveladora	86
— de perfiles transversales	48	Meseta de llegada	204	"No concertada" (mamposte-	
Ley de Hooke	362	Metálico (andamio)	242	ria)	158
— de Navier	362	— (caballete)	243	Noria (excavadoras de —)	84
Ligazón (mortero)	167	— (piso)	186	Nudo	269
Ligero (hormigón)	312	Metamorfismo	57	Obelisco	257
Lignito	60	Método de cuartas partes	39	Obra aglomerados de hormigón	161
Limo	62	— de replanteo	37	— de fábrica (rejuntado)	174
Limpieza de tierras	68	— expeditivo de cálculo del		— de hormigón	168
Línea elástica	298	hormigón armado	379	— de ladrillo de arcilla cocida	163
— de hueco	203	Mica tostada	312	— de morrillo o mampuesto	156
— de huellas	202	Mineralogía	55	— de piedra en seco	160
Lisa	162	Micasquisto	57-60	— de piedra labrada	160
Lista de pedido de armaduras		Mixto (mortero)	167	Obsidiana	60
356, 377, 394, 403		Módulo de elasticidad	289	Obturación de grietas	107
Litosfera	54	— de elasticidad del acero	363	Octógono	250
Loess	60	— de elasticidad del hormigón	363	Oficina de las obras	21
Longitud de sinuosidad	290	— de resistencia	283	Ojiva	222, 247
Longitud para formar los gan-		— de resistencia de secciones		Ojo	204
chos	429	circulares	411	— (línea de —)	203
Losa inclinada (escalera sobre		— de resistencia de secciones		Opus incertum (mampostería	
losa)	211	rectangulares	412, 413	no concertada)	158
— portante inclinada	211	Molasa	60	Ordenada	37
Lluvias (repartición)	139	Molde	169, 337	Organización de talleres a pie	
Maceta	162	Momento de inercia	286	de obra	17
Madera (andamios de —)	242	— de resistencia	283	— administrativa del taller a	
— (diagrama de cálculo de las		— estático	271	pie de obra	27
vigas de —)	421	— flector de viga continua 423-428		Origen	37
— (pisos de —)	182	— flector o de flexión	276	Ovoide	248
— (puntales de —)	422	Momentos de inercia de las sec-		— (trazado del —)	248
Magma	54	ciones circulares	411	Pala cargadora	85
Magnésico (cemento)	201	— de inercia de las secciones		— (rendimiento aproximado)	85
Magnesio	54	rectangulares	411, 412	Palanca	271
Mainel	227	— negativos (reducción de los		Palastro ondulado (techo)	186
Mampostería "no concertada"	158	momentos)	395	Paleo por banquetas	80
Mampuesto	157	Monolítico	221	Pan de enlucido	177
Mampuestos	157	Monolitismo	167	Pandeo	289
— (aparejo de —)	164	Montón de arena	257	Parábola (trazado)	252
— (obra de fábrica)	156	Morrenas	64	Paralelepípedo	257
Manguito	216	Morrillo	157	Paralelo	245
Mantillo	62	Morrillos (aparejo de —)	164	Paralelogramo	256
Marciavanti	78	— (obra de fábrica)	156	Paramento	229
Marco	220	Mortero (composición)	167	— (ladrillo de —)	164
— (cara interna del —)	221, 224	— (dosificación)	432	Pared	154
Marcha avant	78	— bastardo	167	— (armadura)	171
Marga	60, 306	— de inyección	327	— (encofrado)	168
Mármol	57, 60-61	— ligazón de obras de fábrica	167	— (espesor)	156, 160, 172
Martellina	162	— mixto	167	— con armazón	177
Martillo-pico	162	— refractario	218	— corta-fuego	180
Martinete	108	Movimiento de tierras	68	— cortina	178
Mataderos (canalizaciones de		— (medición)	91	— de cerca	179
mataderos)	133	Muros de sostenimiento (cálcu-		— de contención	155, 230
Material	21	lo)	237	— de gravedad	229
Materiales (representación sim-		— de sostenimiento (estabili-		— medianera	155
bólica)	409	dad)	233	— moldeada	112
— (resistencia de —)	260	n (factor de equivalencia)	363	Paredes de cerca	178
— empleados en construcción		Nebulosas	54	Parque de abastecimientos	21
(peso unitario)	410	Navier (ley de —)	283, 362	Parte fija o inmóvil	227
Materias a excluir de las alcan-		Nervadura de acodalamiento	193	Pasamanos	212
tarillas	123	Nervaduras (cálculo de pisos		Pata-tirante	166, 167
		a —)	387		

	Página		Página		Página
Patinitillo a la inglesa	227	Plan de armadura	394	Rampa (arco —)	242
Pedida de las armaduras (lista)	356	Plan de encofrado y de armadura	355	Rampa (losa en —)	242
— de los hierros (lista de —)	394, 397, 403	— de instalación del taller de pie de obra	19	Rankine (fórmula de —)	242
Peldaño (longitud de —)	202	Planetav	54	Rascador	162
— descansillo	209	Planning de la marcha de los trabajos	18	Reacción de apoyo	267
— repartido compensado	207	Plano de armadura	394	— de apoyo de la viga conti- nua	423-428
Peldaños de escalera (perfil)	211	— de comparación	42	Realización de instalación, ma- no de obra	26
Pekos	61	— de encofrado y de armadura	355	Reanudación del hormigonado	330
Pendaries (trazado de —)	384	Plastificante	322	Recipiente a pie de obra (cabi- da)	432
Pendiente de las escaleras	205	Plegado de armaduras	344	Recristalización	57
Penetrómetro	95	— de armaduras a 45°	431	Recubrimiento de armaduras	345
Pentágono	250	— de barras	346	Reducción de la capa de agua	311
Perfil de los peldaños de esca- lera	211	Pliegue-falla	54, 62	— de los momentos negativos	395
— transversal (levantamiento)	48	Plinto	221	Refractario (mortero)	213
Perímetro de las armaduras	429	Polar (radio)	264	Regla de cálculo	367
Periodos	57	Polea	440	— de nivelar	45
Perno	292	Poliedro	258	Reja de barrotes	229
Perpendicular	244	Polígono de fuerzas	263	Rejuntado	173
Perpiano	156, 162	— funicular	263	— de albañilería	174
Persiana enrollable (cajón)	224	— regular (trazado)	251	— de tuberías	146
Perspectiva normal	438, 439	Polipasto	440	Releje	160
Pervibración	329	Polo	263	Rellenos	300
Peso de las armaduras de hor- migón	429	Ponderal (dosificación)	314	Remaches	292, 293
— de las construcciones	94	Pórfido	60	Remolques (semi- —)	89
— del litro	214	Portland (cemento)	307	Rendimiento de la mano de obra	28
— específico	214	Post-dintel	221	Repartición	304
— unitario de materiales alma- cenados	410	Potencia (geología)	56	— de estribos	398
— unitario de materiales em- pleados en construcción	410	Pozo artesiano	67	Repartido (peldaño)	207
Petrografía	55	Pozo de arena	121	Repisa	221
Petróleo	60	Presión del hormigón contra los encofrados	169	Replanteo	29
Pie de obra (control del hor- migón armado a —)	245	Pretensado (anclaje de cables)	350-352	— (método de —)	37
Piedra (capa de —)	200	— (caballete de colocación de los cables)	353	— de coordenadas polares	37
— de yeso	305	— (hormigón)	350	— de coordenadas rectangu- lares	37
— labrada	160	Prisma	257	— de curvas	38
— pómez	60, 163	Probeta de ensayo de los hor- migones	313	— por triangulación	37
— seca (mampostería)	160	Profundidad de cimentaciones	93	Representación simbólica de materiales	59
Pies de cabra (rodillo)	89	Programa detallado	19	Resalto	222
Piezas huecas	195	— general	18	Resina dilatada	128
Pilar	223	Proporción de los componen- tes de los morteros	432	Resistencia (módulo)	243
Pilares (armadura de —)	348	Prospector	55	— (módulo de — de las sec- ciones circulares)	221
Pilón	108	Protección de edificios contra incendios	179	— (módulo de — de las sec- ciones rectangulares)	412, 413
— mecánico	90	Pudinga	60	— (momento)	223
Pilote moldeado en el terreno	117	Puente térmico	162	— de cadenas	227
— premoldeado	116	Puesta en obra de los hormi- gones	325	— de cementos a la compre- sión	213
Pilotes cónicos	121	Puesto de preparación del hor- migonado	23	— de las canalizaciones circu- lares al aplastamiento	145
— flotantes	120	Puntales de la madera (cargas maximales)	421	— de las tuberías al aplasta- miento	147
Piquete metálico de ojo	31	Puntos de referencia de la al- tura	43	— de los cordones de solda- dura	246
Pirámide (tronco de —)	257	Puzolana	218, 309	— de materiales	246
Pirosfera	54	— (cemento de —)	163	Resultante	227
Piso (sobrecarga)	181	Quinto (ojiva de un —)	222	Retallo	98, 182
— con nervaduras (cálculo)	387	Radián	254	Retardador de fraguado	324
— chapa ondulada	387	Radio de giro	287	Retracción	324
— de madera	182	— de giro de las secciones circulares	411	Retroexcavadora (pala mecá- nica)	24
— de madera (ejemplo de cálculo)	183	— de giro de las secciones rec- tangulares	412, 413	Revestimiento	71
— de madera (gráfica que per- mite el cálculo)	184	— polar	263	— de excavaciones	199
— fungiforme	195	Radio polares	263	— del suelo	175
— losa	195	Rama de albañal	134	Revoques	222
— metálico	186			Riñón	142
— metálico (ejemplo de cálcu- lo)	187			Riostras	86
— metálico (flecha)	186			Ripper	
— metálico (gráfico que per- mite un cálculo rápido)	188				
Pisos (geológicos)	57				
Pizarra	61				

Págs.		Págs.		Págs.	
Roca	56	Solicitaciones admisibles sobre		Tranquero	221
Roca ácida	56	los suelos	96	Translúcido (losa de hormigón)	197
— básica	56	— de acero a la tracción	359	Transportadora (cinta)	324
Rocas (análisis de las —)	57	— del hormigón al esfuerzo		Transporte de aire comprimido	324
— (estructura de las —)	58	cortante	361	Trapezio	255
— carbonosas	60	Sombrerete aspirador.	215	Traquita	66
— metamórficas	56	Subpresión	104	Trasdós	222
— sedimentarias	56	Subpresiones (obras sometidas		Tratamiento de curado	308, 334
— silíceas	61	a —)	104	— de curado de hormigones	171, 172
Rodante (encofrado)	339	Suelos (tierras)	62	Travesaños	40
Rodillo de pies de cabra	89	Sumidero.	69	Traxcavator	85
Roturas	54	Superficie del sector circular	434	Trayectoria de tensión	359
Rústica	162			Trazado de ángulos cualesquie-	
Salitre.	175	T (cálculo de vigas en —)	386	ra	36
San Andrés (cruz de —)	271	Tabiques.	154, 178	— de ángulos rectos	34
Schlump test	311	Tabla de cálculo de hormigón		— de la elipse	251
Scraper	86	armado (para $n = 15$)	405-407	— de la parábola	252
Sección de armaduras del hor-		Tablero entre vigas	185	— de las paralelas	36
migón	428	— (encofrado de —).	169	— de líneas	31
Secciones circulares (módulo		Tablestaca	108	— de Pendariès	384
de resistencia de las —)	411	Talud	70	— de perspectivas normales	438, 439
— circulares (momentos de		Talleres (de importancia media)	20	— de polígonos regulares	251
inercia de las —)	411	— (grandes).	20	Trazado y situación	40
— circulares (radio de giro de		— (pequeños)	20	Trepador (encofrado).	340
las —)	411	— (plan de instalación)	19	Triangulación	271
— rectangulares (momentos de		— de pie de obra (instalación)	19-20	Triángulo	249-255
inercia de las —)	412, 413	Tangencial (tensiones)	379	Trigonometría	254
— rectangulares (radio de giro		Tangente	254	Trituradora	300
de las —)	412, 413	Tapia	169	Trommel	301
Sector circular	433	Taquímetro	45	Tronco de cono	259
Sector de círculo	256	Tectónica	54	— de pirámide.	257
Sedimentos	55-56	Telemétrico	34	Tubería de fibro-cemento	149
Segmento	256	Tensión (trayectoria de —)	359	— oval	143
— circular	433	Teodolito.	31, 45	Tubo	215
Segregación	323	Tercio.	222	— de cerámica	214
Seguridad (coeficiente de —)	288	Térmico (aislamiento)	155	— de reducción	217
Selenitosas	309	— (puente)	162	Turba	60-64
Seno	244	— (volante)	155	Turbo-amasadoras.	308
Séptica (fosa)	151	Terraplén	68		
Sexagesimal	254, 436, 437	Terrazas	61	Umbral metálico	227
Shunt (tubo)	217	Terreno acuífero (obra en —)	104	Undecágono.	250
Sial	54	Terrenos (clasificación)	56, 69		
Sienita	62	Tiempo de amasado	320	Vaciado de fosas	152
Signo de momentos flectores	277	Tiempos geológicos (división de		Vagoneta Decauville	88
Silicatos	54	los —)	59	Vanos	220
Silicio	54	Tierra arable	62	Ventilación	218
— (carburo de —)	166	— de batán	61	Vermiculita	312
Sílico-calizo (ladrillo).	166	— roja	60	Vestuarios	21
Sima	54	Tierras o suelos	62	Vetas muelles	61
Símbolo de los materiales	409	— (clasificación)	62	Vías de acceso y circulación	21
Símbolos (geología)	63	Tiesa	61	Vibración del hormigón	329
Sinclinal	62	Tirante alforjado (enlace de dos		Vierteaguas	221
Sinclinales	56	paredes)	166	Viga	183
Sistema de alcantarillas	124	Tirante (pata- —)	167	Viga continua (esfuerzo cor-	
Situación (trazado y —)	40	Tiro	214	tante).	423-428
Sobrecarga de pisos	181	Tixotrópico (barro)	112, 161	— continua (momento flector)	423-428
Soga	156, 200	Tizones	156	— continua (reacción de apo-	
Soiltest	95	Tolva	182	yo)	423-428
Solado	199	— en las losas (armadura)	346	— embrochalada	182
Soldadura	293	Tonel	259	— en hormigón armado (cálcu-	
Solera.	214	Torsión	296	lo de una)	398
Solicitud	287	— (armadura de —)	390	— en madera (diagrama de	
— admisible en las armaduras	359	Tracción	288	cálculo)	421
— de cizallamiento del hormi-		— (cric o gato)	354	— enrasada	199
gón	379	— (tensiones admisibles a la		Vigas continuas (coeficiente pa-	
— tangencial	379	tracción)	362	ra el cálculo de las —)	423-428
Solicitaciones admisibles del		— (tensiones admisibles del		— (tablero entre —)	185
acero a la tracción	359	hormigón a la —)	359	— en T (cálculo)	386
— admisibles del hormigón a		— (tensiones del acero a la —)	359	Viguetas HEA o DIE (carga	
la compresión	360, 361	Tragaluz	220	de seguridad)	417
— admisibles del hormigón a		Tramo	203		
la tracción	359	Tramoya	182		
		— en las losas (armadura)	346		

	Página		Página		Página
Viguetas HEB o DIN (carga de seguridad)	418	Volcanes	63	Zapata aislada en cemento armado	100
— HEM o DIR (carga de seguridad)	419	Volquete	88	— continua para pilares	103
— IPE y IPER (carga de seguridad)	415	Volumétrica dosificación	314	— de hormigón armado	98
— IPN (carga de seguridad)	416	W.C.	21	— debajo de paredes	97
— UAP (carga de seguridad)	420	Yeso	57, 216	— descentradas debajo de muros	100
— UPN (carga de seguridad)	420	Zampeado	103	— en escalones	99
Volante térmico	155	Zanca	203, 210, 211, 301	Zócalos	179
		Zapata aislada	100	Zonas de aspiración	215
				Zunchos	348

ÍNDICE DE MATERIAS

	Págs.
Prólogo	1
Introducción	3
Índice alfabético	5
Lista de tablas	13

Capítulo primero. — Organización de los talleres a pie de obra

Principios generales	17
"Planning" de la marcha de los trabajos	18
Programa general.	18
Programa detallado	19
Instalación de talleres de pie de obra.	19
Estudio del plan de instalación y ordenación del taller	19
Importancia de las instalaciones	20
Vías de acceso y circulación	21
Grupos de barracas	21
Instalaciones (o parque de abastecimientos)	21
Material.	21
Las hormigoneras	22
Aparatos elevadores	24
Aparatos para obras pequeñas	24
Aparatos para obras medianas y grandes	24
Esquema de instalación de un taller de pie de obra	24
Realización de las instalaciones del taller de pie de obra, entretenimiento del material, mano de obra	26
Inventario	26
Entretenimiento del material	27
Organización administrativa del taller a pie de obra	27

Capítulo II. — Replanteo y trazado

Conceptos generales	29
Instrumentos utilizados	29
Bases del replanteo	31
Trazado de alineaciones	31
Mediciones	32
Trazado de ángulos rectos y paralelas	34
Métodos de replanteo:	
Por triangulación	37
Por coordenadas polares	37
Por coordenadas rectangulares	37
Replanteo de curvas	38
Trazado y situación	40

Capítulo III. — Nivelación

Introducción	42
Material utilizado	45
Métodos de nivelación:	
Regla de nivelar	45
Nivel de anteojo	45
Nivelación por avances sucesivos	47
Levantamiento de perfiles transversales	48
Nivelación de la superficie	48
Errores	50
Control del nivel de anteojo	51
Nivelación con el clisímetro, con el teodolito y con el taquímetro	52

	Págs.
Capítulo IV. — Nociones elementales de geología	
Formación de la corteza terrestre	54
Estudio sumario de la corteza terrestre	55
Definiciones	55
Composición de la corteza terrestre	55
Aspecto de la corteza terrestre	56
División de los tiempos geológicos	57
Las rocas	57
Análisis sumario de las rocas	57
Clasificación de las rocas	58
Las rocas de uso corriente	60
Las rocas carbonosas	60
La arcilla	61
Las piedras para la construcción	61
Las tierras o suelos	62
Subdivisión preliminar:	
granulometría	62
Símbolos empleados	63
Subdivisión de detalle	63
Subdivisión de detalle de las arcillas y de los limos	63
Identificación de las turbas	64
Designación y clasificación de las tierras	64
Heladicidad de los terrenos	64
Hidrología	65

Capítulo V. — Los movimientos de tierras

Introducción	68
Excavaciones	68
Agotamiento de la excavación	69
Clasificación sumaria de los terrenos y características necesarias para la valoración de los movimientos de tierra	69
Esponjamiento.	70
Talud natural de las tierras	70
Apuntalamiento (o revestimiento) de las excavaciones.	71
"Marciavanti" ("Marcha adelante")	78
Realización de los movimientos de tierras	80
La pala mecánica	81
La pala cargadora (o traxcavator)	85
El "bulldozer"	85
El "angledozer"	86
La niveladora (o "grader")	86
La escarificadora (o "ripper")	86
La desmochadora o escarpadora ("scraper")	86
Transporte de las tierras	88
La carretilla	88
El volquete.	88
La vagoneta Decauville.	88
El camión	88
Los "dumpers" y los semirremolques	89
Los terraplenes	89
Medición en metros de los movimientos de tierras	91
Explosivos	91

Capítulo VI. — Las cimentaciones

Principios generales	93
Profundidad de las cimentaciones	93

	Págs.
Drenaje del terreno	93
Disposición de las cimentaciones.	94
Materiales utilizados.	94
Cálculo del peso de la construcción.	94
Clasificación de los terrenos de construcción	95
Cimentaciones sencillas	97
Basamentos debajo de paredes	97
Con obra de fábrica	98
Con hormigón armado	99
Zapatas del basamento descentradas debajo de los muros	100
Zapatas de basamento, aisladas, debajo de pilares	100
Con obra de fábrica	100
Con hormigón armado	100
Ejemplos de cálculo de un conjunto de cimentaciones	101
Zapatas continuas bajo pilares	103
Zampeado general	103
Obras en terrenos fuertemente acuíferos	104
Obras sometidas a subpresiones	104
Ejecución de trabajos por debajo del nivel de las capas de agua	108
Cortina de tablestacas	108
Reducción de la capa de agua subterránea mediante bombas de extracción	112
Paredes moldeadas en el terreno. Recintos moldeados	113
Realización de las cimentaciones bajo la protección de una congelación artificial del terreno	114
Cimentaciones por medio de cajones	116
Cimentaciones sobre pilotes	116
Pilotes hincados	117
Pilotes moldeados en el terreno	117
Cimentaciones en terrenos malos	120
Cimentaciones de superficie	120
Cimentaciones después de asiento previo del terreno	121
Cimentaciones sobre pilotes flotantes	121
Cimentaciones sobre pilotes cónicos	121
Cimentaciones por medio de cajones flotantes	121
Mejora de los terrenos para preparar las cimentaciones	121
Juntas de asiento	121

Capítulo VII. — Canalizaciones o albañales, alcantarillas y drenajes

Introducción	123
Sistemas de alcantarillado	124
Canalizaciones en los edificios:	
Bajantes de aguas sucias y de aguas pluviales	124
Canalizaciones "horizontales"	127
Evacuación de las aguas pluviales	129
Aguas recogidas en la superficie del terreno. Pendiente de las capas de revestimiento	132
Garajes	132
Cocinas colectivas. Mataderos, tocinerías, lecherías, etc.	133
Limpieza de los albañales	134
Evacuación de las aguas afuera del edificio. Empalme con las alcantarillas públicas	134
Las alcantarillas	134
Cantidades de agua:	
Aguas residuales	135
Aguas de las precipitaciones atmosféricas	136

	Págs.
Cálculo de las secciones de las alcantarillas	139
Elección de la sección	141
Pendiente de las alcantarillas y velocidad del agua	141
Ejemplo de cálculo de un sector de alcantarilla	143
Principios para la colocación y características de las tuberías	145
Las fosas.	149
Fosa de decantación o sedimentación	150
Fosa séptica	151
Fosa digestiva	152
Avenamiento o drenaje	152

Capítulo VIII. — Paredes y tabiques

Consideraciones generales	154
Mampostería de piedra natural:	
Mampostería ordinaria	156
Naturaleza de las piedras	157
Disposición de las piedras	157
Juntas	160
Espesor de las paredes	160
Fábrica de piedra labrada o sillería	160
Fábrica de aglomerados de hormigón	162
Obra de ladrillo de arcilla cocida	163
Esquinas y enlaces de paredes	166
Mortero de ligazón	167
Obra de hormigón	168
Encofrado	168
Hormigonado	169
Armaduras	171
Tratamiento de los hormigones	172
Encofrado de elementos aglomerados	172
Características técnicas y ejecución de las obras de fábricas	172
Ejecución de la obra en tiempo de heladas	173
Rejuntado	174
Cantidad de materiales puestos en obra en diversos tipos de fábrica	174
Revoques y enlucidos.	175
Eflorescencias	175
Principio de realización de los enlucidos	176
Composición del mortero de las tres capas citadas	176
Paredes con armazón.	177
Tabiques y paredes divisorias	178
Paredes de cerca	179
Protección de los edificios contra el fuego	179

Capítulo IX. — Pisos y losas

Principios generales	181
Pisos de madera	182
Pisos metálicos	186
Pisos o losas de hormigón armado	189
Losas o forjados realizados en obra	189
Pisos fungiformes y pisos-losas	195
Losas de hormigón translúcido	197
Losas semi-prefabricadas	198
Losas prefabricadas	198
Encadenados o ligazones anulares	199
Enlosado de cemento, chapa, revestimiento o solado	199

Capítulo X. — Escaleras

Consideraciones generales, terminología	202
Repartición	204
Realización	207
Escaleras exteriores	209
Escaleras interiores	209

	Págs.		Págs.
Capítulo XI. — Chimeneas, conductos de humos, ventilación		Estudio de los sistemas triangulados o reticulados.	
Chimeneas	213	Método de Cremona:	
Conducto de humo	214	Definición	269
Materiales utilizados	218	Casos particulares	271
Ventilación	218	Recta de Culmann.	271
Evacuación de basuras	219		
		<i>Estática analítica</i>	
Capítulo XII. — Vanos		Las palancas	271
Principios generales	220	Reacción de apoyo de las vigas simples	272
Ventanas y puertas	220	Esfuerzos cortantes	273
El dintel	221	Momentos flectores o momentos de flexión	276
Las jambas.	224	Centro de gravedad	281
La repisa	227	Momento o módulo de resistencia	283
El antepecho	227	Momento de inercia	286
Los tragaluces	227		
		<i>Segunda parte: Resistencia de materiales</i>	
Capítulo XIII. — Muros de contención		Las sollicitaciones	287
Principios generales	229	Coeficiente de seguridad y sollicitaciones admisibles	288
Dimensionado	230	Cálculo de piezas sometidas a la tracción (o a la extensión)	288
Método gráfico de Poncelet	230	Cálculo de piezas sometidas a la compresión	289
Estabilidad de los muros de gravedad	230	El pandeo	290
Principios de ejecución	237	Cálculo de las piezas sometidas al pandeo	290
		La flexión. La flecha	291
Capítulo XIV. — Andamios		El cizallamiento o esfuerzo cortante	292
Principios generales	239	Cálculo de las ensambladuras	292
Andamios de madera	242	Cálculo de las uniones remachadas y de las realizadas con pernos	293
Andamios metálicos	242	Espaciado de los roblones y de los pernos	293
Andamios de distintas clases	243	Unión por soldadura	294
		Sección de los cordones de soldadura	295
Capítulo XV. — Elementos de Geometría		Resistencia de los cordones de soldadura	296
Trazado de algunas construcciones geométricas por medio de la regla y el compás	244	La torsión	296
Perpendiculares y paralelas	244	Flexión compuesta	297
Ángulo e intersecciones	245		
Trazado de las curvas empleadas en construcción.	246	Capítulo XVII. — Hormigón armado	
Dibujo de ángulos mediante las escuadras de uso corriente	248	Introducción	298
El triángulo	249		
Los polígonos regulares	250	<i>Primera Parte: Materiales, fabricación, transporte</i>	
Trazado de la elipse	251	Áridos	300
Trazado de la parábola	252	Arenas	301
El círculo y sus particularidades	253	Gravas	302
Repaso de Trigonometría	253	Escorias	302
Superficies, perímetros, centros de gravedad y volúmenes	255	Composición granulométrica	303
		Los aglomerantes	305
Capítulo XVI. — Resistencia de los materiales		Los aglomerantes aéreos:	
Introducción	260	La piedra de yeso, el yeso o escayola	305
<i>Primera parte: Estática</i>		La cal viva	306
Nociones generales	260	La cal aérea, cal hidratada o cal apagada	306
<i>Estática gráfica</i>		Los aglomerantes hidráulicos	306
Las fuerzas: su composición y descomposición	260	La cal hidráulica	306
Descomposición de una fuerza según dos direcciones	261	Los cementos naturales y los rápidos	306
Composición de fuerzas	261	Los cementos Portland; cementos Portland artificiales	307
Caso particular: fuerzas paralelas	262	Conservación de los cementos Portland	307
Polígono de fuerzas y polígono funicular	262	El cemento Portland de alta resistencia; cemento especial; cemento de alta resistencia inicial	308
Composición de fuerzas paralelas	265	El cemento aluminoso o cemento fundido; o electrofundido (cemento Lafarge).	308
Aplicaciones	265	Cementos puzolánicos.	309
Determinación del centro de gravedad de una figura	266	Agua de amasado: calidad y cantidad	309
Determinación de las reacciones de los apoyos	267	Los morteros	312
Cargas uniformemente repartidas	268		

	Págs.
Los hormigones	312
La resistencia de los hormigones a la compresión	313
Cálculo de la composición de los hormigones	314
Fabricación del hormigón	317
Mezcla a mano	317
Amasado mecánico	318
Aditivos para hormigones y morteros	321
Transporte y puesta en obra de los hormigones y los morteros	323
Puesta en obra de los hormigones	325
Hormigonado bajo el agua	325
Las inyecciones de cemento	327
Proyección de los morteros mediante el "cement gun" o cañón de cemento	328
Asiento del hormigón	328
Postvibración y revibración	330
Juntas y reanudación del hormigonado	330
Influencia de la intemperie y de la temperatura sobre el hormigón fresco; retracción y tratamiento para el curado	331
Tratamiento para el curado del hormigón	334
La retracción	334
La fluencia	335
Encofrados	335
Desencofrado	340
Las armaduras	342
Doblado	344
Ensayo de las obras acabadas	349
El hormigón pretensado	350
Tensado previo de una armadura	351
Tensado de un cable alojado en una vaina reservada dentro del hormigón	351
Planos del encofrado y de la armadura del hormigón armado	355
Medición (en metros) del hormigón armado	356

Segunda parte: Cálculo de hormigón armado

	Págs.
Notaciones	357
Generalidades	358
Solicitaciones o tensiones admisibles	359
Tensiones admisibles en el acero a la tracción	359
Tensiones admisibles en el hormigón a la compresión y a la flexión	360
Tensiones admisibles en el hormigón al esfuerzo cortante	361
Cálculo de las armaduras principales de flexión	362
Hipótesis básicas	362
Factor de equivalencia n	363
Flexión simple, fórmulas generales:	
Determinación de las tensiones	363
Cálculo de dimensiones	365
Cizallamiento, esfuerzo cortante, fórmulas generales:	
Determinación de las tensiones	379
Cálculo de los estribos	382
Cálculo de las barras oblicuas	383
Adherencia	385
Las vigas en T	386
Anchura b de la tabla de compresión	387
Vigas en T cuando $h_0 \geq x$	388
Vigas en T cuando $h_0 \leq x$	388
Construcción, realización de las vigas en T	389
Losas apoyadas por todo su contorno	389
Las losas empotradas	391
Dimensiones relativas de algunos elementos de hormigón armado	391
Aplicaciones numéricas	393

Capítulo XVIII. — Datos

Selección de tablas e indicaciones útiles para los constructores	408
--	-----

CAPÍTULO PRIMERO

ORGANIZACIÓN DE LOS TALLERES A PIE DE OBRA

1. PRINCIPIOS GENERALES

La organización de un taller de pie de obra es el conjunto de disposiciones consideradas convenientes para la ejecución de la obra prevista en las mejores condiciones posibles.

Esta organización consiste, pues, en definir y coordinar los medios necesarios para la realización de la obra respetando siempre fielmente las directrices generales impuestas por el propietario de la obra.

Esas directrices generales se concretan a ciertos elementos que son:

- la rapidez,
- la economía,
- la calidad.

Aun cuando están enlazadas entre sí, dentro del marco de la organización de ciertas obras, una cualquiera de tales directrices puede revestir carácter predominante.

La **rapidez**, exigida por el propietario o el director de la obra o por el rendimiento financiero de la operación es, en muchos casos, el objetivo principal. Es erróneo tomarlo en cuenta aisladamente o unido tan sólo con el factor economía. Podemos añadir a él la calidad, una vez que el proyecto se haya estudiado suficientemente con tal finalidad precisa. Si la rapidez se traduce en una economía en el momento de la financiación de la obra, no sucede siempre lo propio durante la realización. Una ejecución excesivamente rápida exige, con frecuencia, el empleo de procedimientos de mucha importancia.

La **economía** es, en gran medida, resultado de una organización racional. Para garantizarla es necesario un profundo estudio del proyecto y una pronta distribución de planos de detalle a los dirigentes responsables de los talleres de pie de obra. La sincronización de la actuación de las distintas empresas que van a colaborar en la obra produce una disminución de tiempos "muertos" y de maniobras equivocadas y constituye por este solo hecho uno de los factores más importantes para la economía y la rapidez. La reducción de movimientos innecesarios, la elección acertada de las instalaciones, la pulcritud y el orden son otros tantos factores que influyen en la economía.

La calidad se obtiene principalmente por medio de un conocimiento a fondo de los materiales y de su puesta en obra, mediante la selección de la mano de obra y de los cuadros de personal llamados a colaborar. Una marcha racional de las obras, evitando deterioros, reparaciones y retoques favorece la calidad del trabajo realizado. La limpieza y pulcritud en los talleres, el orden y el buen alumbrado en los mismos son elementos que determinan una mejora de la calidad de los trabajos.

Dada la diversidad de tipos de obras que se llevan a cabo, de sus formas, de los materiales empleados, de los procedimientos de construcción, del material, de las condiciones locales, de los medios de financiación, de la calidad de la mano de obra y de los cuadros de personal, puede decirse que cada taller de pie de obra constituye un caso particular de organización.

Para cada taller de pie de obra, el problema de su organización se basa con una serie de datos inseguros. Así, pues, únicamente mediante el estudio de casos semejantes, de los resultados en ellos obtenidos y de las conclusiones que de ellos se dedujeron pueden plantearse los principios básicos a seguir en la organización de los talleres en cuestión.

Para establecer el plan de la organización y de la marcha general de los talleres de pie de obra de que es responsable, el director de la obra procura obtener la colaboración de los contratistas que han de cooperar en la realización de la misma.

En el caso de grupos de empresas solidarizadas, el papel de la coordinación de los trabajos se suele confiar a una empresa principal. Por regla general, la mayor parte de esta organización corresponde al contratista de la obra de fábrica cuyos trabajos son más importantes y de mayor duración. Las otras entidades se limitan a incorporar sus trabajos a la obra mayor de la construcción.

La solución consistente en ir nombrando a los representantes de las demás actividades y gremios a medida que hayan de intervenir en la obra, conduce generalmente a manipulaciones equivocadas, a errores, que deben atribuirse a falta de preparación.

De la estrecha colaboración entre los diversos participantes en la obra ha de nacer el acuerdo que permitirá una realización sin tropiezos, con el mínimo de maniobras equivocadas y, por consiguiente, una ejecución rápida, económica y de calidad.

El "planning" de la marcha de los trabajos lo establece el director de la obra con el fin de coordinar para su debido tiempo la actuación de las diversas empresas que toman parte en la construcción.

En la mayor parte de los trabajos de carácter privado el director de la obra es un arquitecto que recibe del propietario el encargo de dirigir los trabajos después de haber concebido el proyecto y realizado el estudio. En las obras públicas ejecutadas por cuenta de la Administración, generalmente es el personal de ésta quien asume la dirección y conducción de sus propios talleres de pie de obra.

Para que resulte válida la elaboración del programa debe tener en cuenta las condiciones exigidas por el propietario y las condiciones técnicas derivadas de los contratos firmados con las diversas empresas adjudicatarias. Es evidente que en las previsiones han de estar incluidos los períodos de interrupción debidos a las inclemencias del tiempo, así como los permisos y vacaciones legales concedidos por las empresas. La duración media de los días en que el trabajo llega a ser imposible por causas meteoroló-

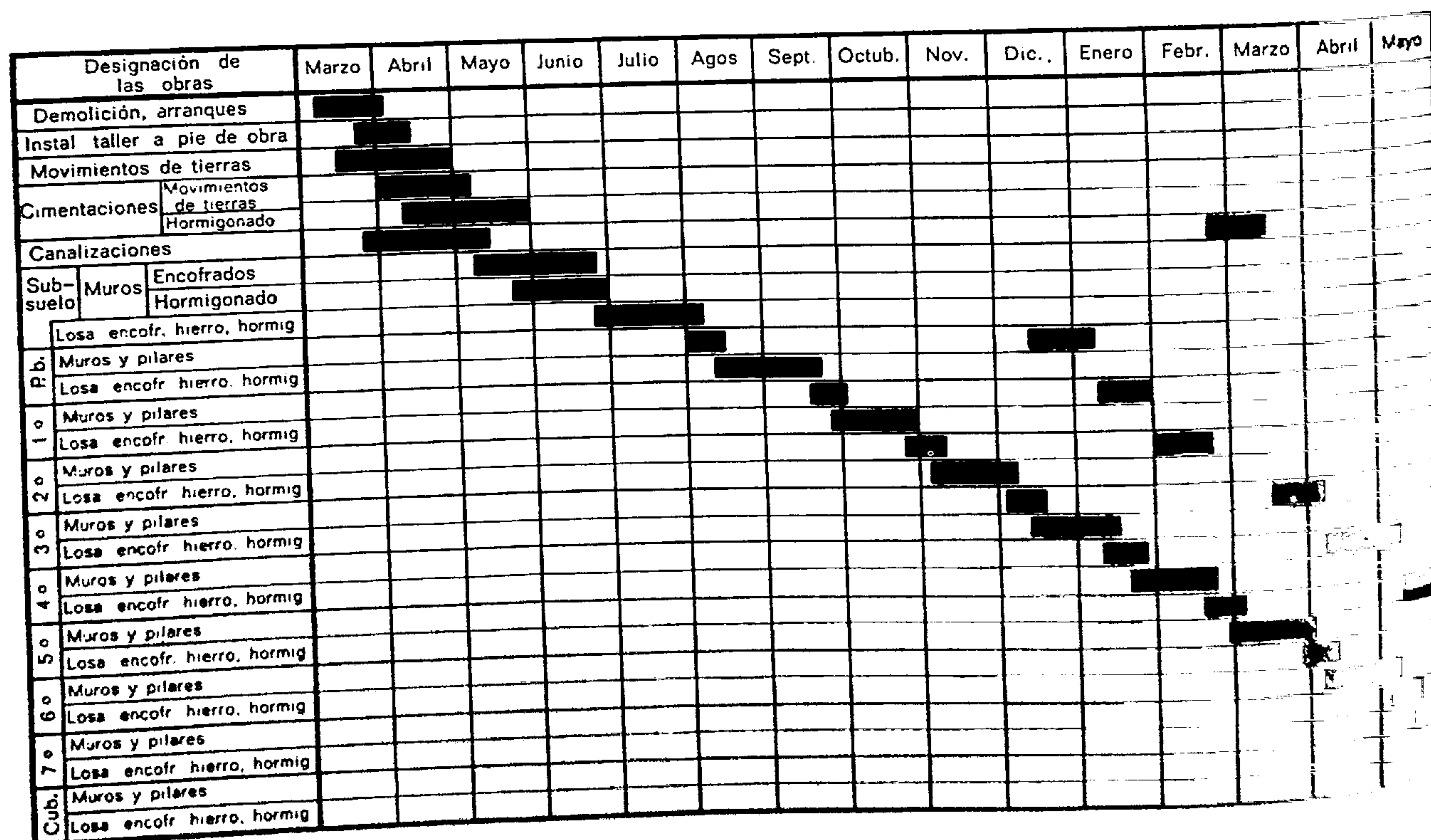
Los "plannings" no son generalmente muy detallados; muchas veces no fijan, para los equipos de cada oficio, más que las fechas de intervención y de terminación de los trabajos.

En lo que atañe a la construcción de inmuebles, tal sistema de programas gráficos no se ha generalizado, ni mucho menos. Sin embargo, el plazo de ejecución siempre suele exigirse al hacer el encargo de la obra y la empresa contratista se compromete a cumplimentarlo, así como los precios y la buena calidad de la obra.

En los trabajos de menor importancia pueden obtenerse buenos resultados redactando una lista de los trabajos a realizar o de comentarios relativos a los mismos, con objeto de evitar maniobras equivocadas y el derroche de tiempo y materiales.

El valor de un "planning" general de la marcha de los trabajos es independiente de la forma de su representación. Su objeto es ofrecer a las empresas contratistas las informaciones pertinentes sobre la duración y escalonamiento de las fases de la construcción.

El planning de la marcha de los trabajos está destinado a prevenir la coordinación de la labor de los distintos oficios. Con él se puede fijar la duración y escalonamiento de las fases de la construcción. El cuadro adjunto señala la obra mayor de un edificio de 7 plantas y la ejecución de los trabajos de hormigón armado.



De este modo, cada contratista podrá comparar los compromisos que puede aceptar con las posibilidades de su explotación. Se facilita por tanto la planificación de las actividades de una empresa y se contribuye a ofrecer al director de la obra una garantía segura del plazo de ejecución.

El contratista incorpora así el programa detallado de sus actividades dentro de los límites fijados por el "planning" de la marcha de la obra.

2.3. EL PROGRAMA DETALLADO

El establecimiento de un programa detallado es misión del técnico o eventualmente del director de los trabajos. El práctico debe estar en condiciones de leerlo e interpretarlo, lo mismo que los planos de construcción de la obra. Para facilitar la interpretación de un programa dado, el contraamaestre o el jefe de los talleres tendrá interés en redactar su propio programa de trabajo.

Del examen del programa se deduce la importancia que hay que dar a los talleres de pie de obra y a sus instalaciones así como al material que en ellos hay que emplear.

3. INSTALACIONES DE LOS TALLERES DE PIE DE OBRA

Cualquiera que sea la importancia de los talleres de pie de obra es necesario prever su instalación y organización.

Una instalación racional permite, en gran medida, respetar los plazos impuestos, evitando el derroche de mano de obra, de materiales y enseres y máquinas y facilitando una buena ejecución. Esta organización deberá ser preparada de antemano: en la oficina técnica, para los talleres de importancia, o a pie de obra para los menos importantes, aunque siempre con suficiente antelación. Las discusiones, los cambios de impresiones entre la dirección de los talleres y los prácticos, los que dirigen los trabajos, contraamaestres, etc., serán siempre provechosos cuando haya que proceder a la instalación de talleres a pie de obra.

Las instalaciones de esos talleres comprenden todas las construcciones auxiliares y las máquinas necesarias para la ejecución de una obra.

En ellos se encuentran, por ejemplo:

- las vías de acceso y los caminos;
- las vallas, cercas y señalizaciones;
- los barracones y talleres;
- las instalaciones y parques de abastecimientos;
- las instalaciones necesarias para la producción del hormigón;
- las instalaciones destinadas al transporte y a la elevación en los talleres;
- las instalaciones para la producción de aire comprimido, para la ventilación y para los trabajos de bombeo;

los empalmes con los servicios públicos de agua, electricidad, aguas residuales, teléfono;

los andamiajes;

los elementos de encofrado metálico, etc.

Por otra parte, pueden también considerarse como comprendidos entre las instalaciones de pie de obra, el parque de máquinas y aparatos móviles utilizados en la construcción, como son:

los camiones,

los volquetes,

los rodillos compresores,

las palas mecánicas, etc.

La distribución de los gastos ocasionados por las instalaciones de los talleres a pie de obra depende de la importancia de los trabajos. Generalmente, esos gastos se distribuyen de la manera siguiente:

Pequeños talleres a pie de obra: los gastos relativos a las instalaciones suelen incluirse en los precios unitarios.

Talleres de importancia media: el coste de las instalaciones propiamente dichas acostumbra a constituir una partida a tanto alzado, mientras que los gastos de alquiler de ciertas máquinas van comprendidos en los precios unitarios.

Talleres grandes a pie de obra: el precio de las instalaciones forma una partida a tanto alzado que engloba las instalaciones fijas y el arrendamiento de toda la maquinaria y material pesado.

4. ESTUDIO DEL PLAN DE INSTALACIÓN Y ORDENACIÓN DEL TALLER DE PIE DE OBRA

La instalación del taller a pie de obra, tanto si es sencilla como complicada, debe ser objeto de un estudio realizado con la suficiente antelación, o sea antes de iniciarse la ejecución del grueso de la obra si es posible.

Dicho estudio debe encargarse al personal técnico de la empresa, al técnico. El trabajo puede confiarse a los que dirigen los trabajos o bien a los contraamaestres si se trata de una instalación modesta. Para los grandes talleres a pie de obra, el plan general de su instalación y ordenación debe ser elaborado por ingenieros en la oficina de estudios técnicos.

Sobre la base de un plano de situación o en un croquis se figuran los esquemas de organización de los citados talleres. La lista de pedidos del material necesario se enviará con anticipación suficiente al depósito de la empresa.

No existe ningún tipo que pueda servir de modelo para la organización de unos talleres perfectos a pie de obra: la disposición de las instalaciones dependerá de la situación de los talleres, de su emplazamiento y de la obra que hay que ejecutar. Por otra parte, se determinará la capacidad de las máquinas según la

importancia de la construcción y según las disponibilidades de la empresa, elementos tributarios del plan de financiación y del plazo de ejecución.

Podemos, sin embargo, mencionar ciertas reglas generales relativas al estudio de la organización de un taller de pie de obra:

Es indispensable, antes de proceder a esquematizar el equipo del taller, el conocimiento del lugar y la situación del terreno donde va a levantarse la construcción; hay que conocer también las vías de acceso y las posibilidades de enlace con las diferentes redes de canalización de agua, de electricidad y de teléfonos.

Resulta posible a continuación disponer la instalación principal (por ejemplo la grúa o el montacargas por los cuales deberán pasar todos los materiales que han de ser elevados a los pisos superiores) imaginando la obra terminada. No hay que perder de vista, al efectuar este replanteo esquemático, el gálibo definitivo de la obra, teniendo en cuenta los diversos salientes (balcones, plintos, cornisas) que no figuran en el trazado a nivel del suelo.

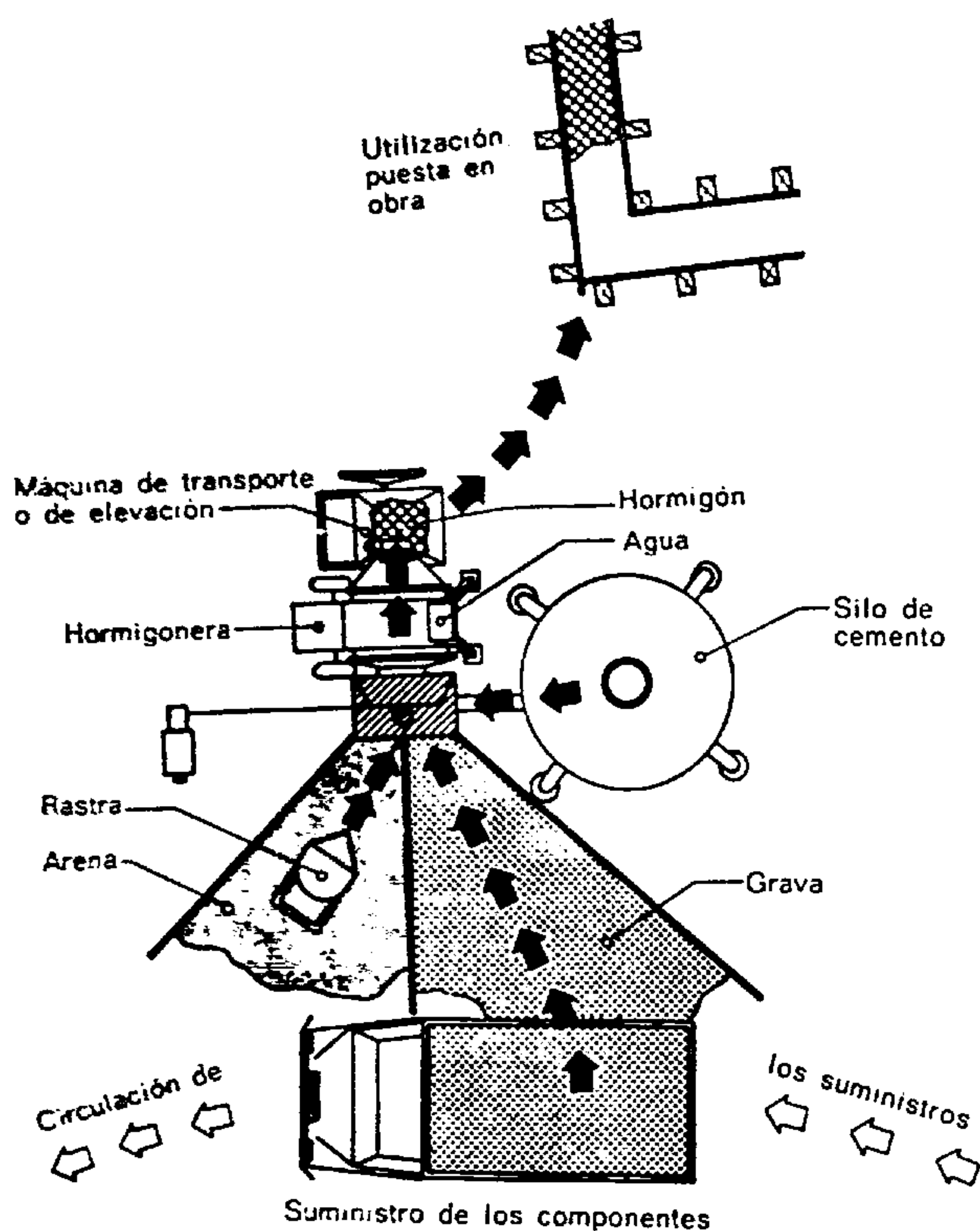


Fig. 2.

Organización de la preparación de hormigones

Todas las acciones deben converger en el aparato realizador. Las vías de circulación no deben cruzarse.

El resto del equipo se dispone en función de la instalación principal, teniendo en cuenta que en un taller de pie de obra todos los trabajos deben efectuarse en una misma *dirección* (fig. 2). Se trata, en efecto, de evitar transportes manuales importantes, de reducir la obstrucción causada por el amasijo de las instalaciones, con lo que se eliminará el derroche de mano de obra.

En la disposición de los barracones, vestuarios,

etcétera, se procurará, cuanto sea posible, que se reduzcan al mínimo los recorridos inútiles de los operarios, teniendo siempre en cuenta las condiciones locales y la configuración del terreno.

Para los talleres situados en las aglomeraciones urbanas y cuando la superficie disponible para las instalaciones queda reducida a pocos metros cuadrados, solamente a fuerza de prodigios de ingenio y de sentido práctico se llegan a realizar instalaciones que dan resultados satisfactorios.

5.1. IMPORTANCIA DE LAS INSTALACIONES

La importancia de las instalaciones debe ser proporcionada al volumen del trabajo a realizar. La capacidad del equipo depende del plazo de ejecución, así como de la naturaleza e importancia de la obra. El número de obreros llamados a trabajar en el taller a pie de obra está íntimamente relacionado con esos diferentes factores.

De una manera general, para los talleres normales de pie de obra, en edificios u obras similares, puede trazarse el esquema de la instalación de la manera siguiente:

Talleres pequeños a pie de obra (hasta 15 operarios):

- una chabola o barraca con dos departamentos separados; cajas para herramientas;
- W.C.;
- una hormigonera cuya capacidad no exceda de 250 l;
- una grúa pequeña, un torno o un montacargas;
- pocas instalaciones eléctricas.

Talleres a pie de obra, de importancia media (de 15 a 60 operarios):

- un despacho de taller, con teléfono;
- un almacén;
- vestuarios;
- un garaje para bicicletas;
- W.C.;
- una hormigonera cuya capacidad no exceda de los 500 l;
- una grúa de torno o cabrestante;
- instalaciones eléctricas;
- sierras de cinta, etc.

Grandes talleres a pie de obra (de 60 a 200 operarios):

- un despacho para el personal técnico, con teléfono;
- un despacho para el jefe del taller y los contramaestres, con teléfono;
- un almacén;
- vestuarios;
- un parque de estacionamiento para coches y un garaje para bicicletas;
- W.C.;
- un taller mecánico;

- un taller de carpintero;
- una instalación hormigonera cuya capacidad puede variar entre 500 y 3.000 l;
- varias grúas;
- una instalación de aire comprimido;
- una instalación eléctrica, etc.

El establecimiento de esos equipos en el taller de pie de obra, sus dimensiones aproximadas y algunas características particulares pueden completar estas reglas generales.

5.2. VÍAS DE ACCESO Y CIRCULACIÓN

Las vías de acceso al taller de pie de obra, así como los caminos hacia el interior del mismo deben hallarse en buen estado y ser practicables cualquiera que sea el tiempo que haga.

Tales caminos deben permitir el acceso a todos los puntos del taller que sea necesario aprovisionar, de manera que se reduzcan los transportes a mano de los materiales. Por otra parte, deben ser suficientemente anchos para que puedan cruzarse cómodamente dos vehículos.

5.3. GRUPOS DE BARRACAS

En general, al replantear, debe de evitarse que las barracas queden demasiado arrimadas a la obra. Por otra parte, mediante su orientación se evitará en lo posible disponer las aberturas en la dirección de los vientos dominantes. La superficie conveniente de las barracas viene dada en función del número de obreros que trabajan en el taller de pie de obra.

La oficina o despacho de dicho taller ocupará preferentemente, en el conjunto de la instalación, una posición tal que desde allí se pueda ver la entrada de los talleres y el lugar de trabajo. El despacho debe quedar independiente de los vestuarios. La instalación de un teléfono, que tiende a generalizarse en los despachos de pie de obra, presta inestimables servicios.

El enlace permanente del taller de pie de obra con la sede de la empresa y con las oficinas de estudios permite evitar gran número de maniobras equivocadas. La superficie de los despachos será de unos 0,20 a 0,60 m² por operario.

Los vestuarios. — Situados lo más cerca posible de los lugares de trabajo, los vestuarios estarán equipados de tal manera que los operarios puedan lavarse e incluso ducharse si los talleres de pie de obra revisten ya gran importancia. La superficie de los vestuarios estará calculada a razón de 1 a 2 m² por obrero.

Los almacenes, o depósitos del material pequeño, dependen en gran medida de la naturaleza de la obra ejecutada. Su superficie se calcula a base de 0,20 a 0,60 m² por obrero.

Los W.C. — Instalados lo más cerca posible de las canalizaciones de aguas residuales, los W.C. no de-

ben sin embargo estar demasiado cerca de los grupos de chabolas. Se calcularán de 1 a 2 W.C. por fracción de 50 obreros.

Los garajes para las bicicletas. — Se construirán junto a los vestuarios y se planearán a base de 4 a 8 puestos por cada 10 obreros (o fracción).

Los talleres. — Son necesarios para la realización de los elementos prefabricados confeccionados a pie de obra; los talleres de reparaciones del material se establecerán de acuerdo con la importancia de las piezas que deban reparar y del ritmo de trabajo que se desee alcanzar.

5.4. INSTALACIONES (O PARQUE DE ABASTECIMIENTOS)

Se las dispondrá de tal forma que haya permanentemente una reserva a pie de obra para dos o tres jornadas de trabajo. Deberá aumentarse este margen de seguridad cuando se prevean retrasos en materia de aprovisionamientos. Las reservas almacenadas de áridos, de cemento y de hierro para la construcción deben tener fácil acceso y cómoda distribución.

El almacenado de los áridos permite que la arena se vaya escurriendo, cosa que favorece una mejor y más regular dosificación del agua. La reserva previsible depende por una parte del ritmo de utilización y por otra de las posibilidades.

La reserva almacenada de cemento se presenta bajo dos formas principales: en sacos o a granel (en silos).

El almacenado en sacos debe estar en lugar seco dentro de un barracón. La reserva que hay que prever corresponderá al cemento utilizado en una jornada de trabajo. Hay que contar de 4 a 6 m² de superficie por cada 100 litros de hormigonera.

Se pueden calcular unos 12 sacos por metro cuadrado de barracón. La altura de los apilados no debe exceder de 1,60 metros, por razones prácticas.

El almacenado en silos, que tiende a generalizarse entre los talleres de pie de obra de importancia media, ofrece numerosas ventajas: disminución del entretenimiento, fácil dosificación, descenso del precio de compra del cemento, etc. Sin embargo, para que esa instalación sea provechosa es preciso que el consumo de cemento a pie de obra sea por lo menos de 100 toneladas, en un plazo normal. La capacidad de los silos de pie de obra es de unas 15 a 20 toneladas.

La reserva que conviene prever será la de media jornada de hormigonado como mínimo. El metro cúbico de silo corresponde a 1,2 ó 1,3 t de cemento almacenado.

5.5. MATERIAL

Entendemos por material todos aquellos elementos útiles para la ejecución y puesta en obra de las materias que sirven para la realización de una construcción. Como tal consideramos: las instalaciones

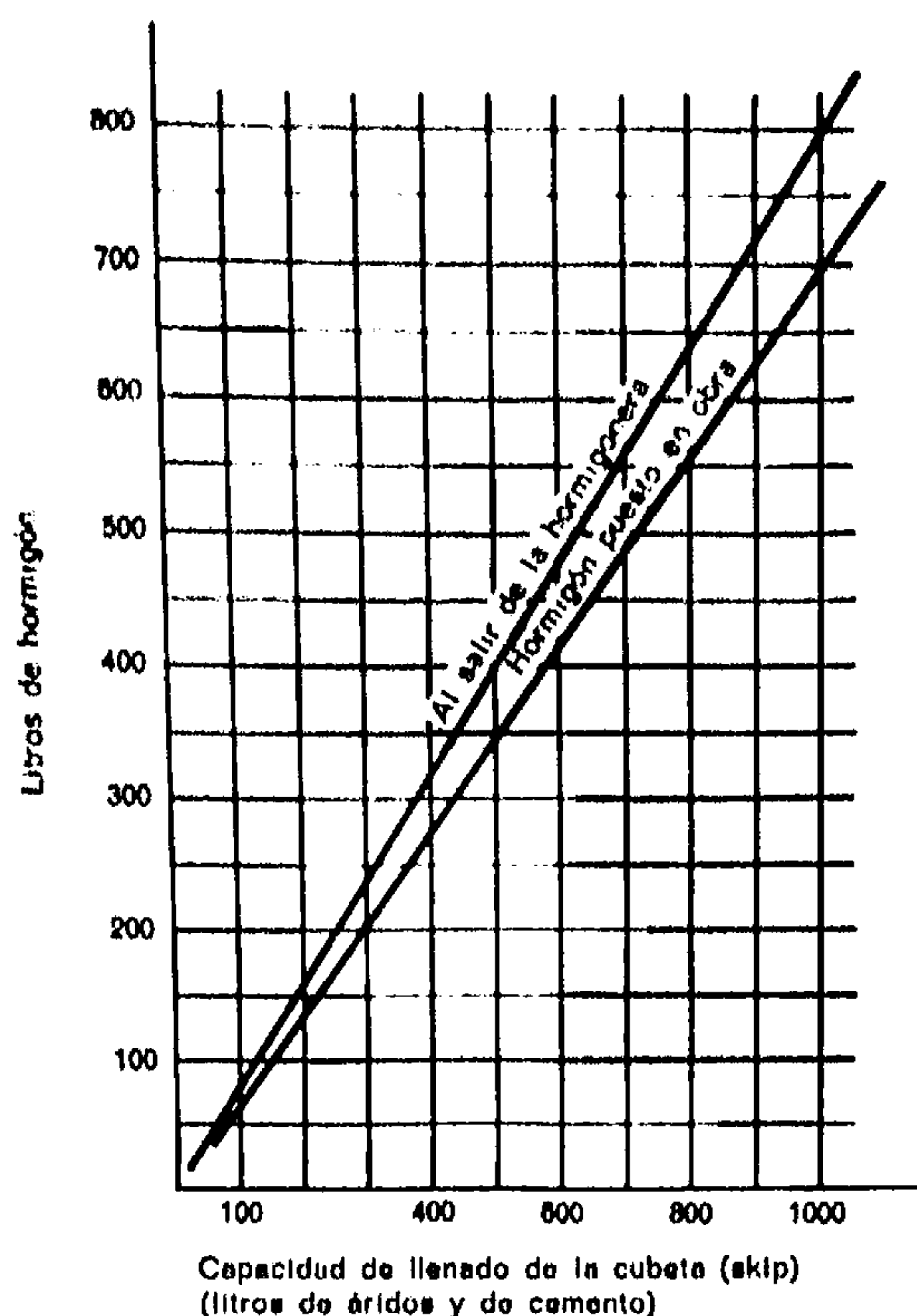


Fig. 3.

Producción de las hormigoneras de libre caída en función de la capacidad de la cubeta (skip o tolva). Los valores dados indican las cantidades a la salida de la hormigonera después de la puesta en obra de los encofrados y de las pérdidas. La producción está definida sobre la base de 20 a 25 amasadas por hora, lo cual en una jornada de 10 horas da de 200 a 250 amasadas. Puede estimarse a grandes rasgos la producción diaria multiplicando por 150 la capacidad de llenado de la máquina.

necesarias para la fabricación del hormigón, las hormigoneras; los aparatos y máquinas relativos al transporte y elevación de los materiales, las carretillas, las volquetas, los tornos y cabrestantes, el montacargas, las grúas, etc. Este material puede ser propiedad de la empresa o alquilarse para el tiempo de duración de las obras. Esta cuestión es más de cuenta de los contratistas que de incumbencia de la dirección de las obras. Los encofrados, los puntales y riostras, las tornapuntas, los postes y las tablas necesarias para la puesta en obra de los materiales pertenecen igualmente a esta partida. Si el material que se emplea depende de la importancia de las obras y de los plazos señalados, también depende en gran parte de las posibilidades de la empresa contratista.

El número de obreros destinados a un taller de pie de obra se halla en relación con el material utilizado para la realización del programa.

Por lo que se refiere al material utilizado para la realización de los movimientos de tierras, remitimos al capítulo especial destinado a esa fase de las ejecuciones (capítulo IV: *Movimientos de tierras*).

En condiciones ideales, el material se elegirá de acuerdo con el volumen del trabajo a realizar. Importa, por lo tanto, conocer el rendimiento práctico de las máquinas utilizadas a pie de obra. Es conveniente llamar la atención del práctico sobre la diferencia que existe entre el rendimiento teórico y el rendimiento

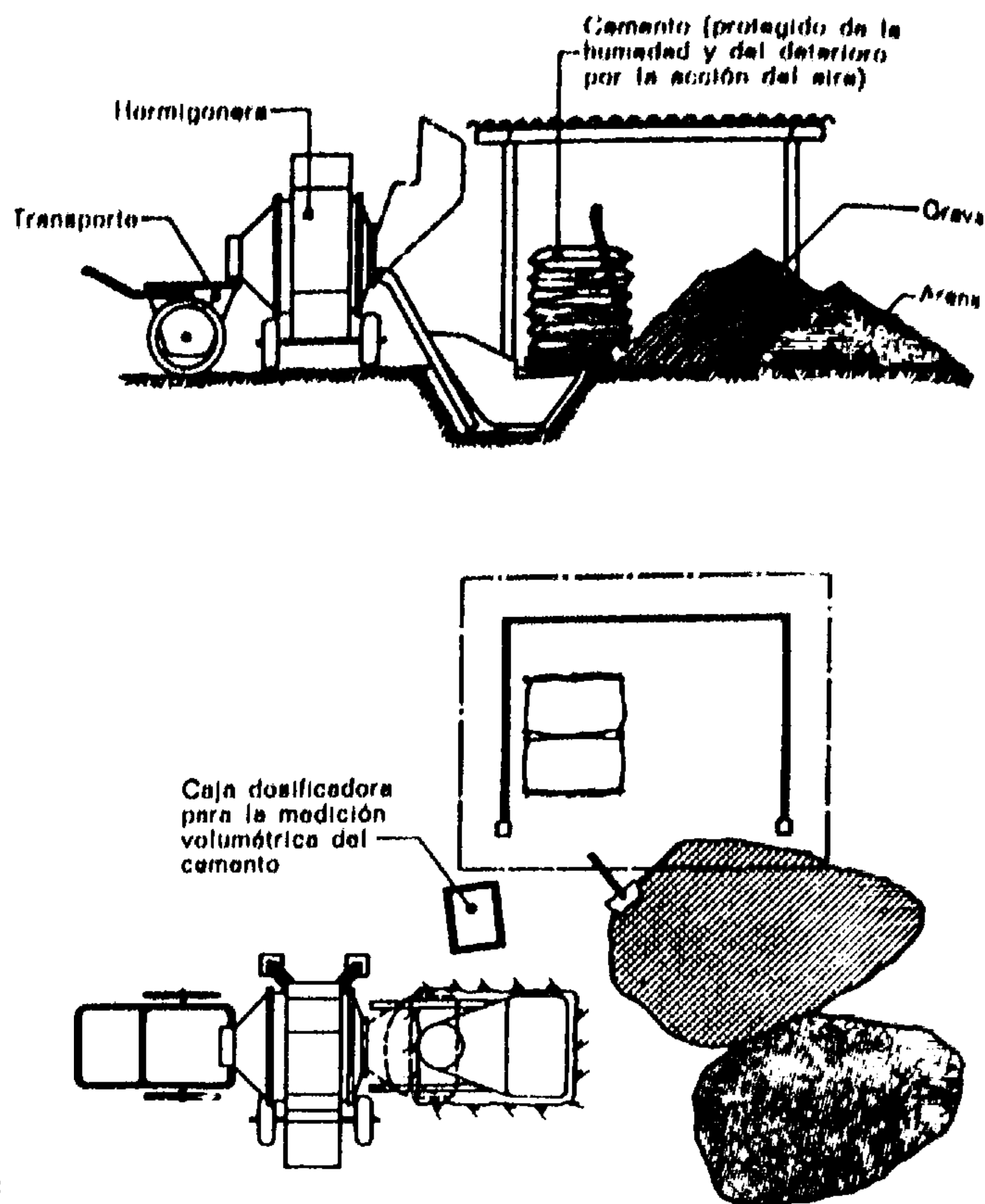


Fig. 4.

Instalación de fabricación del hormigón para un pequeño taller a pie de obra

Áridos separados y cemento en la proximidad de la hormigonera; dosificación volumétrica de los componentes. La agrupación de los materiales junto al lugar de su utilización evita las pérdidas de tiempo durante la puesta en obra.

práctico de las máquinas. Conviene, pues, examinar los diferentes aparatos y máquinas que se utilizan en las obras.

5.6. LAS HORMIGONERAS

Según las regiones, la capacidad de las hormigoneras viene dada o bien en función de la capacidad de la cubeta de carga, o bien en función del volumen de hormigón producido en cada amasada (fig. 3).

El rendimiento máximo ideal de un puesto de hormigonado corresponde al funcionamiento ininterrumpido de la hormigonera. En la práctica, para evitar la fatiga de la máquina y del equipo encargado de su servicio, no es posible mantener un ritmo semejante.

Se admite generalmente que es posible, sin peligro para las máquinas y sin fatiga para el personal, mantener sin interrupción un ritmo medio de 20 amasadas por hora. La producción de una amasada cada 3 minutos es un ritmo normal para las hormigoneras de tipo corriente.

Bastará, pues, para obtener la producción horaria de una hormigonera multiplicar por 20 la cantidad de hormigón por amasada.

Ejemplo: Una hormigonera cuya capacidad de amasado es de 300 litros produce aproximadamente

250 litros de hormigón por amasada, hormigón que puesto en obra ocupa un volumen de 210 litros. La producción horaria de dicha máquina es de:

$210 \text{ l} \times 20 = 4.200 \text{ l/h}$, o sea $4,2 \text{ m}^3/\text{h}$ de hormigón acabado.

Para establecer la producción diaria se deducirá el tiempo de puesta en marcha, una cierta disminución de la marcha hacia el fin del trabajo, y el tiempo necesario para la limpieza de la máquina y para la ordenación y arreglo del puesto de hormigonado.

Se calcula que el tiempo de producción de una estación o puesto de preparación de hormigonado es inferior en una hora, aproximadamente, a la duración del trabajo.

La elección de la capacidad de una hormigonera depende evidentemente de la cantidad de hormigón que hay que poner en obra. Prácticamente puede admitirse:

una hormigonera de 100 a 200 l para menos de 200 m^3 de hormigón acabado,

una hormigonera de 200 a 500 l para 200 a 2.000 m^3 de hormigón acabado,

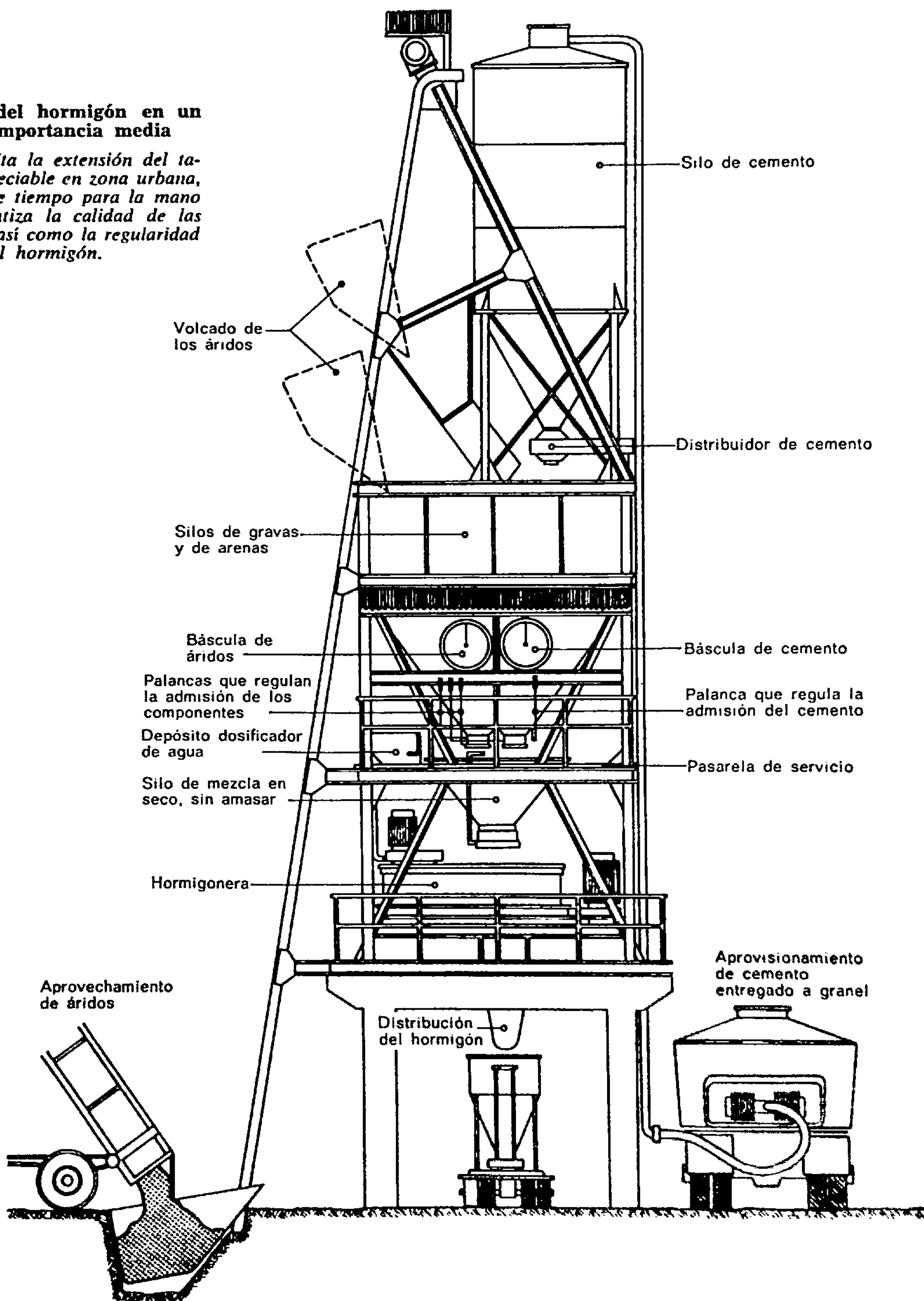
una hormigonera de 500 a 1.500 l para 2.000 a 20.000 m^3 de hormigón acabado,

una o varias hormigoneras de 1.000 a 3.000 l para más de 20.000 m^3 de hormigón acabado.

Fig. 5.

Instalación de fabricación del hormigón en un taller a pie de obra de importancia media

Una disposición como ésta limita la extensión del taller a pie de obra, cosa muy apreciable en zona urbana, y reduce mucho las pérdidas de tiempo para la mano de obra. Por otra parte garantiza la calidad de las mezclas y de las dosificaciones, así como la regularidad en la fabricación del hormigón.



La instalación del puesto de hormigón puede presentarse bajo gran número de aspectos. A título de ejemplo los dos croquis (fig. 4 y 5) muestran algunas disposiciones típicas.

La producción de una hormigonera está íntimamente relacionada con el transporte y puesta en obra del hormigón fabricado. Conviene, pues, para obtener un rendimiento óptimo, escoger con cuidado el sistema de puesta más adecuado.

Los medios de transporte del hormigón son, como elementos sencillos, las carretillas y las carretillas japonesas.

Luego, ya más mecanizados, tenemos los "dumpers", las cintas transportadoras, las bombas de hormigón, etc. En materia de aparatos elevadores, existen los cabrestantes y tornos, los montacargas, las grúas.

Importa, en la organización del transporte del hormigón, procurar unos medios de capacidad proporcionada a la producción de la hormigonera, de forma que la fabricación pueda ser continua. Por otra parte dicho equipo estará también en relación con la potencia del elevador que se haya destinado al taller de pie de obra.

Puede admitirse en la práctica que:

1. Para una hormigonera de una capacidad máxima de 100 l los medios y aparatos de transporte del hormigón pueden reducirse a las carretillas y, para la elevación, al torno o cabrestante;
2. Para una hormigonera de 200 l: carretillas japonesas, grúa pequeña o montacargas con torno;
3. Para una hormigonera que no pase de 500 l: carretillas japonesas sencillas o motorizadas (dumpers), vagonetas Decauville, grúas;
4. Para las hormigoneras que no exceden de 1.500 l: dumpers, camiones, vagonetas Decauville, bomba para hormigón, grúa de gran capacidad, o varias grúas.

5.7. APARATOS ELEVADORES

La gama de aparatos elevadores ofrecida a las empresas contratistas de obras es importante. Conviene escoger aquellos cuyas características permiten empleos diversos, son manejables y dan un rendimiento máximo. La rapidez y la facilidad de montaje, así como la adaptación de dispositivos de transporte sobre neumáticos son factores que influyen considerablemente en el rendimiento y en la economía.

5.8. APARATOS PARA OBRAS PEQUEÑAS

Hay dispositivos ingeniosos de tornos, pescantes y poleas que permiten realizar excelentes medios de elevación utilizables en los talleres de pie de obra de poca importancia. Su fuerza es de 1 a 2 toneladas en tanto que la velocidad de elevación puede alcanzar de 60 a 100 m por minuto.

Las grúas de aguilón elevable en vacío (para modificar el brazo de alcance) y de montaje rápido

elevan pesos de 150 a 300 kg con salientes o brazos de 5 a 6 m. La altura hasta el gancho varía en estas grúas de 10 a 20 m. Hay algunos modelos que circulan por vías férreas.

5.9. APARATOS PARA OBRAS MEDIANAS Y GRANDES

Para la construcción de inmuebles que tengan más de 3 ó 4 pisos, hay grúas de potencia media que levantan cargas de 1 a 3 toneladas con brazos de alcance de 16 a 20 m, que circulan sobre carriles y van equipadas con motores eléctricos o de combustión interna, y cuya velocidad de elevación varía entre 10 y 80 m por minuto. Las velocidades de giro y de traslación intervienen en el rendimiento y se sitúan entre 1 y 2 vueltas/minuto para el giro y de 20 a 50 m/min. para la traslación.

La evolución de las técnicas y el perfeccionamiento constante del material implican ciertas reservas en cuanto a las descripciones relativas a esos aparatos de pie de obra.

Hay también otros aparatos de entretenimiento y de transporte, como vagonetas elevadoras, transportadores a nivel, elevadores de cangilones, que se emplean también en los talleres a pie de obra pero cuya aplicación está menos generalizada.

Los andamiajes forman parte también de las instalaciones de pie de obra. Sin embargo, dada la importancia que revisten, se les dedica un capítulo completo (capítulo XIII: *Los andamiajes*).

6. ESQUEMA DE INSTALACIÓN DE UN TALLER DE PIE DE OBRA

Conociendo ya el terreno sobre el que se va a edificar la construcción así como las características de las máquinas escogidas para la realización de la obra, es posible representar sobre el plano de situación de la obra el esquema de las instalaciones.

Las máquinas, dibujadas a la escala del plano, en el emplazamiento proyectado para ellas, con el sitio que han de ocupar junto con su radio de acción, permitirán formarse una idea clara de la ocupación del terreno. El trazado de caminos, de los enlaces con los diferentes servicios públicos y de la situación de barracas y barracones, completarán el esquema general de la organización del equipo de pie de obra.

Las numerosas soluciones que se pueden obtener en torno de una misma obra y con las mismas máquinas obligarán al constructor a estudiar minuciosamente su proyecto.

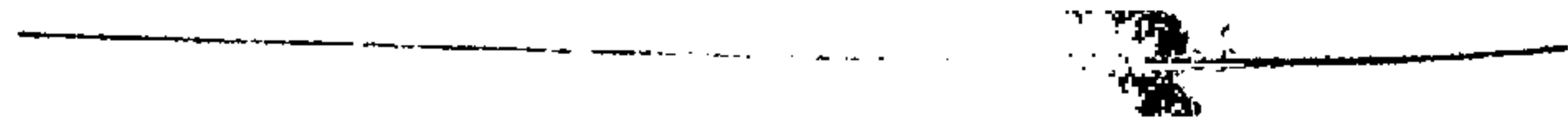
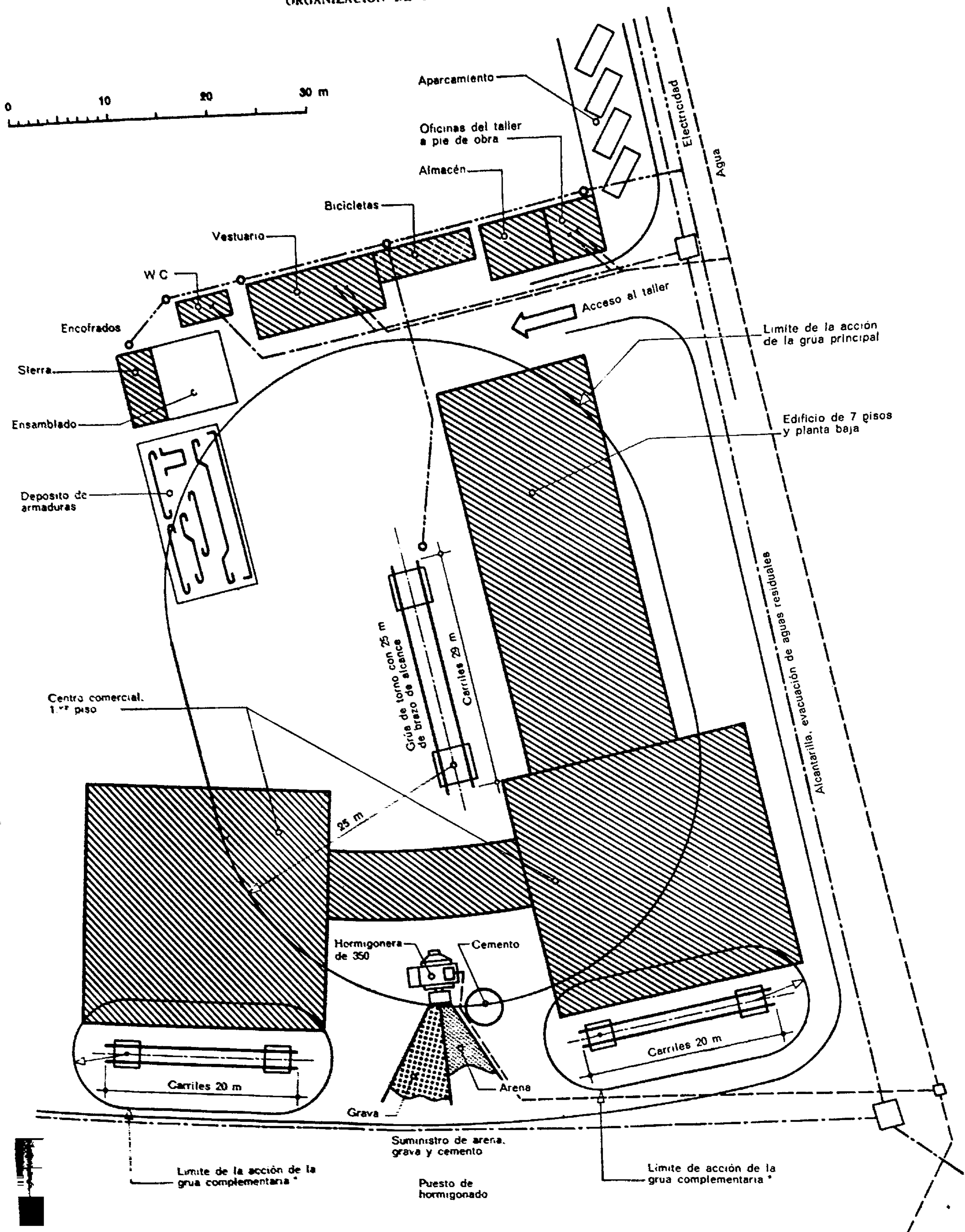


Fig. 6.

Ejemplo de instalación de un taller a pie de obra

La organización debe comprender la traída del agua y de la electricidad, así como la evacuación de las aguas residuales. Esta organización se traza sobre el plano general de la construcción, definiendo el radio de acción de los aparatos elevadores, fijando la situación de barracas y barracones, de las máquinas utilizadas en la producción y de los almacenes de las reservas.



* No se prevé mas que una grúa complementaria porque la construcción del centro comercial puede ser llevada a cabo en dos etapas.

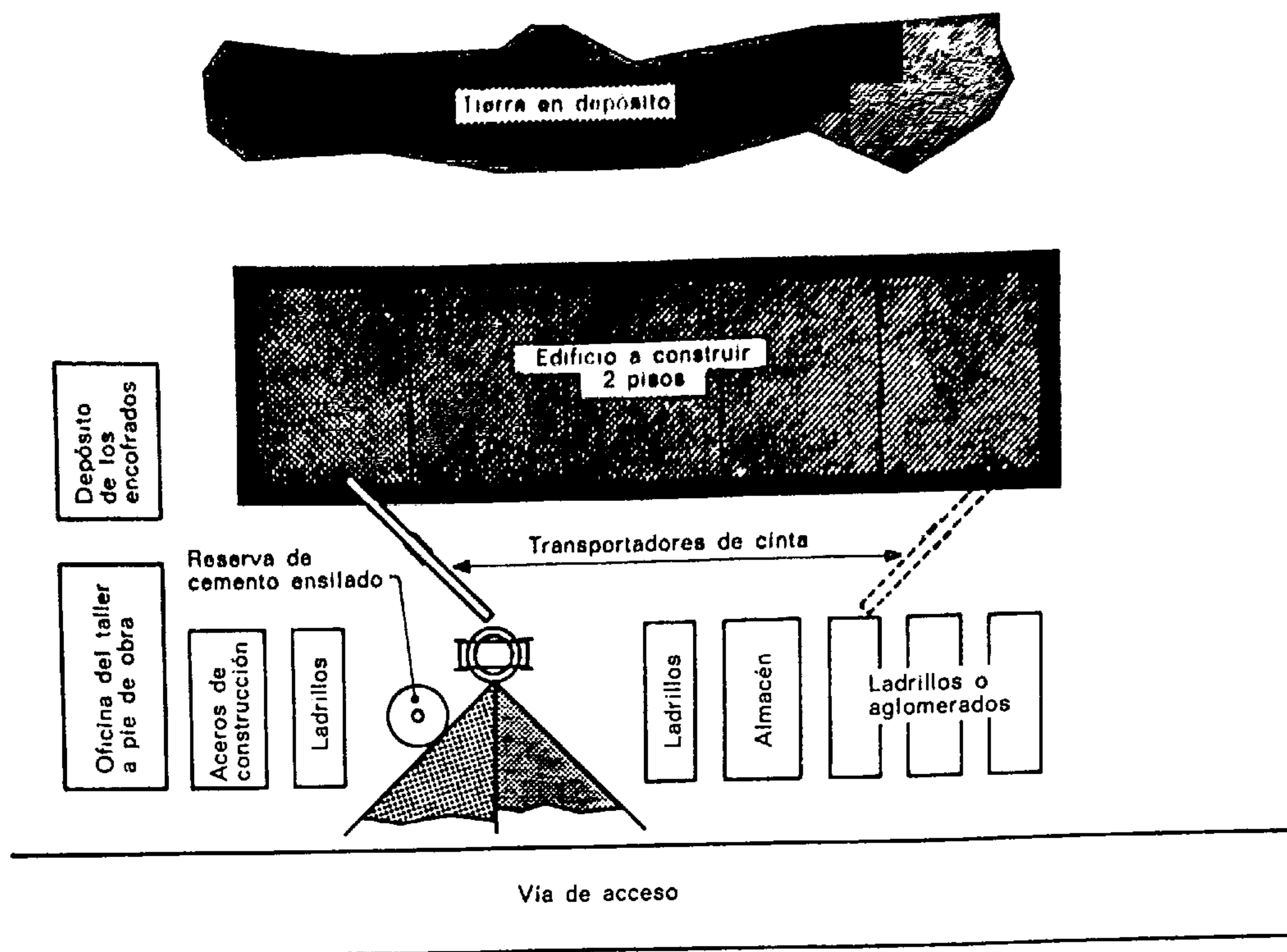


Fig. 7.

La instalación del taller a pie de obra y su organización dependen del material que se utilice, de las características de la construcción y del terreno de que se disponga.

En la ejecución de casos sencillos, esta disposición del equipo puede realizarse sobre el terreno, pero siempre, según ya hemos dicho, antes de la iniciación del grueso de la obra.

7.1. REALIZACIÓN DE LAS INSTALACIONES DEL TALLER DE PIE DE OBRA, ENTRETENIMIENTO DEL MATERIAL, MANO DE OBRA

En los talleres de pie de obra de pequeña importancia y en los de importancia media incumbe al contraamaestre la tarea de ejecutar los trabajos de instalación del taller de pie de obra. En cambio, la instalación y la puesta a punto de ciertas partes mecánicas de las instalaciones eléctricas, del teléfono o del agua son realizadas por equipos de especialistas. Por otra parte los montadores de las casas proveedoras pueden también ser llamados a prestar su concurso.

En los grandes talleres a pie de obra, la preparación de esas instalaciones está generalmente realizada por equipos de especialistas.

Ciertas construcciones particulares, como la vía o pista de rodadura de la grúa, ciertos silos, etc., requieren cálculos estáticos. Deben ser estudiados por personal competente y su ejecución exige una atenta vigilancia.

Al equipo previsto en el capítulo de las instalaciones de pie de obra, se agrega el inventario de enseres, herramientas y demás material indispensable en un taller de pie de obra.

7.2. INVENTARIO

La lista previamente redactada por el jefe del taller de pie de obra, de acuerdo con lo que conceptúa necesario, se remite a la sede o domicilio social de la empresa y comprende, por regla general, el siguiente material:

- cajas y arcones para material;
- zapapicos, palas;
- mazas, macetas;
- barras de minero, tenazas;
- reglas;
- escuadras;
- nivel de anteojo, mira;
- alambres, puntas, tornillos, tenazas;
- linternas y faroles, llanas o talochas, frotadores, brochas;
- cintas métricas (arrollables);
- balsa de agua, toneles y cubas;
- carretillas de mano;
- tubos de rociado, regaderas;
- gatillos de carpintero (sergents), cables de amarre;
- madera de encofrado, pértigas, bridas, tablas;
- cubos, cajas para amasar, artesas;
- escaleras;
- llaves inglesas;
- material de farmacia necesario para las primeras curas.

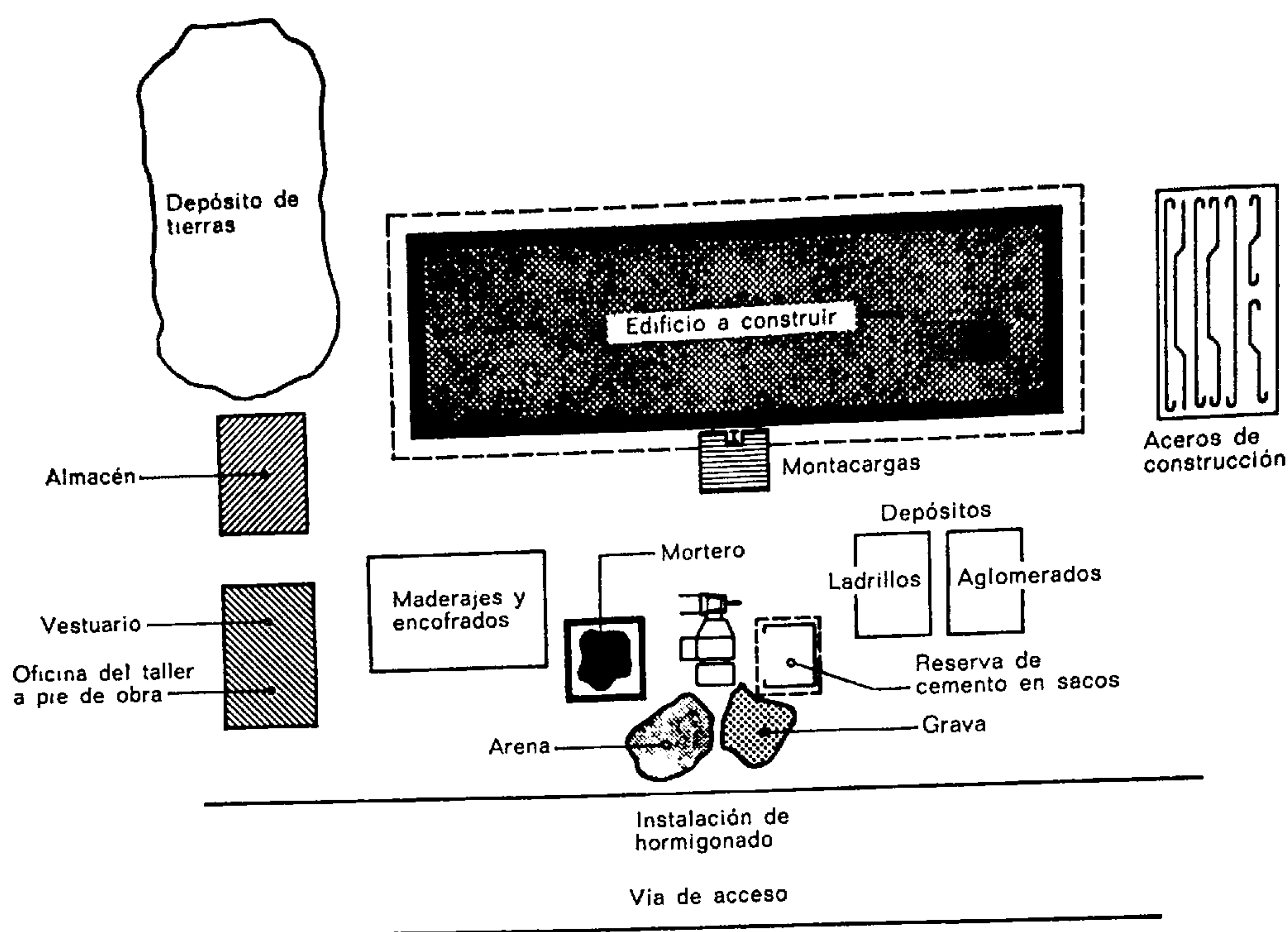


Fig. 8.

El material almacenado y los materiales que hay que desplazar y poner en obra deben hallarse, en una buena organización de los talleres a pie de obra, junto a los aparatos elevadores y de transporte.

7.3. ENTRETENIMIENTO DEL MATERIAL

El entretenimiento del material del taller a pie de obra se hará periódicamente.

El material relativo a las instalaciones de hormigonado (hormigoneras, silos de hormigón, carretillas, vagonetas, por ejemplo) debe ser lavado a chorro tan pronto como se acaba de hormigonar. Cuando han desaparecido todos los restos de hormigón se rocían todas las superficies con una mezcla de aceite pesado y aceite usado, lo cual crea una capa de protección que impide la adherencia del hormigón.

Los engrasadores de las máquinas se llenarán con regularidad y se dejarán bien accesibles. Periódicamente se vaciarán los motores, a fin de evitar toda sorpresa desagradable en el momento de la ejecución de los trabajos.

Todo el material que sirve para la construcción debe ser comprobado cuidadosamente, antes de su empleo en la obra, por persona calificada perteneciente a la empresa.

Esa comprobación se efectuará también con las máquinas del taller, lo mismo que con las escaleras, las pasarelas y los puntales y pies derechos.

Las maderas, especialmente las tablas, las plataformas y las pértigas o montantes deben estar sanos y en condiciones de soportar los esfuerzos a que estarán sometidos durante el curso de los trabajos, esfuerzos que se calcularán con un importante margen de seguridad.

Los cables y las cuerdas serán objeto de una atención particular.

8. ORGANIZACIÓN ADMINISTRATIVA DEL TALLER A PIE DE OBRA

El taller a pie de obra depende de la sede central de la empresa constructora. El director de los trabajos o el contraamaestre es, a pie de obra, el representante de la empresa. Según la importancia del taller el contraamaestre dirige a los jefes de los equipos, que a su vez mandan a sus compañeros (albañiles, encofradores, herreros, etc.) y a los peones o auxiliares.

El papel del contraamaestre no se limita a las responsabilidades técnicas y a la organización del taller de pie de obra; engloba igualmente las cuestiones administrativas y financieras. Los informes o partes diarios que redacta referentes a los materiales y a la mano de obra sirven de base para el establecimiento de los precios de coste y de la facturación. En ciertos casos, el contraamaestre está llamado a tratar directamente con los proveedores, circunstancia que aumenta sus responsabilidades.

El contraamaestre, además, es considerado con frecuencia, en el trabajo, como el asesor técnico del arquitecto. Por sus conocimientos prácticos y técnicos de la ejecución puede prestar, en efecto, un valioso concurso para el establecimiento de ciertos detalles inherentes a otros gremios u oficios.

En su calidad de jefe de un grupo de trabajadores, el contraamaestre tiene igualmente una responsabilidad moral. Es responsable del rendimiento y de la buena calidad del trabajo realizado por sus subordinados.

Para llenar plenamente sus funciones, un contra-

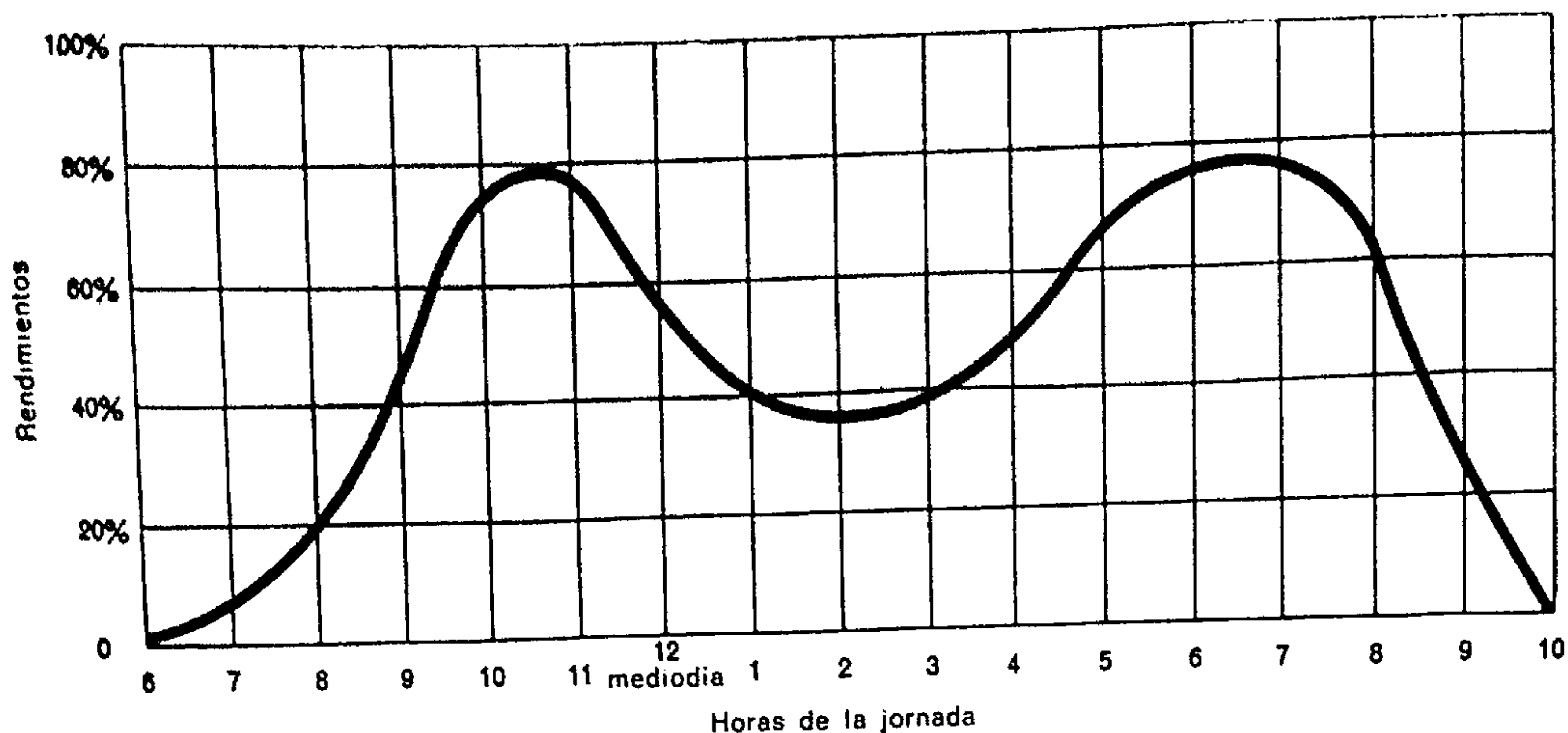


Fig. 9.

Variación del rendimiento de la mano de obra según la hora del día

Esta determinación del rendimiento de los trabajadores proviene de la media calculada en gran número de empresas.

maestre debe conocer perfectamente su oficio y poseer abundantes nociones generales de los otros trabajos de la construcción. Debe conocer los trabajos administrativos y dar pruebas de ser buen sicólogo al guiar y dirigir a los obreros. Todas esas cualidades humanas y profesionales sólo se adquieren mediante una larga práctica en los talleres a pie de obra.

Su compañero, el albañil, debe presentarse a la obra conociendo perfectamente su oficio. Además de otras cualidades profesionales, será concienzudo en la ejecución de su trabajo.

El albañil posee herramientas personales. Su caja generalmente contiene:

- una paleta normal, una paleta hamburguesa (para la obra de fábrica y para los revoques);
- un paletín para la ejecución de trabajos delicados, para acabados y para hacer las juntas;
- una plomada completa, con plaquita cuadrada;

- un doble metro;
- un cordel largo de albañil para el trazado de las alineaciones;
- un martillo-hacha, que permite cortar y arrancar las puntas;
- un nivel de burbuja de aire, de unos 50 cm de longitud;
- una escuadra de hierro de grandes dimensiones;
- un lápiz, una tiza;
- una maceta;
- una brocha;
- tijeras, brocas, etc.

El peón de albañil forma pareja con el operario, para facilitarle la tarea y permitirle obtener un rendimiento máximo, con un consumo normal de sus fuerzas.

El estudio del rendimiento de los obreros en las obras ha sido objeto de numerosas investigaciones. En general puede establecerse su variación por medio del gráfico adjunto (fig. 9).

CAPITULO II

REPLANTEO Y TRAZADO

1. CONCEPTOS GENERALES

La primera fase de la ejecución de una construcción es el trazado.

El *trazado* consiste en marcar sobre el terreno, según las indicaciones del *plano de masas*, la situación exacta de la futura construcción, mientras que el levantamiento es el hecho de llevar a un plano lo que hay en el terreno.

El trazado en tamaño natural, que representa la construcción al nivel del suelo (o de su planta baja), debe realizarse con precisión.

El *replanteo* es la operación de clavar piquetes a fin de marcar los puntos importantes del trazado.

Se ejecuta a partir de los lindes que fijan los límites del terreno, de las esquinas de las construcciones y muros próximos o también con relación a las alineaciones prescritas por los servicios públicos.

Esta tarea pueden llevarla a cabo el contratista de la obra de fábrica, sus técnicos, los directores de los trabajos o los contramaestres o capataces, cuando se trata de trazar sobre el terreno una construcción cuya distancia a los límites no exige más que una precisión relativa.

En una zona urbana, por ejemplo, es prudente, por no decir indispensable, confiar este trabajo a un geómetra quien, más preparado para esta clase de trabajos y con mejores instrumentos, realizará el trazado sin peligro de reclamaciones ulteriores.

2. INSTRUMENTOS UTILIZADOS

Los instrumentos necesarios para la realización del trazado y el replanteo son: los jalones, la cinta métrica arrollable, la regla-nivel, los piquetes metálicos de ojo, las escuadras de agrimensor, de espejo o de prismas, el nivel de círculo horizontal, el teodolito y la mira, los piquetes de madera, la plomada, etc. (fig. 10).

Los *jalones* sirven para trazar las alineaciones, para determinar las bases y para marcar puntos particulares sobre el terreno.

La *cinta métrica* arrollable, que ha sustituido a la cadena de agrimensor, debe ser de acero a fin de

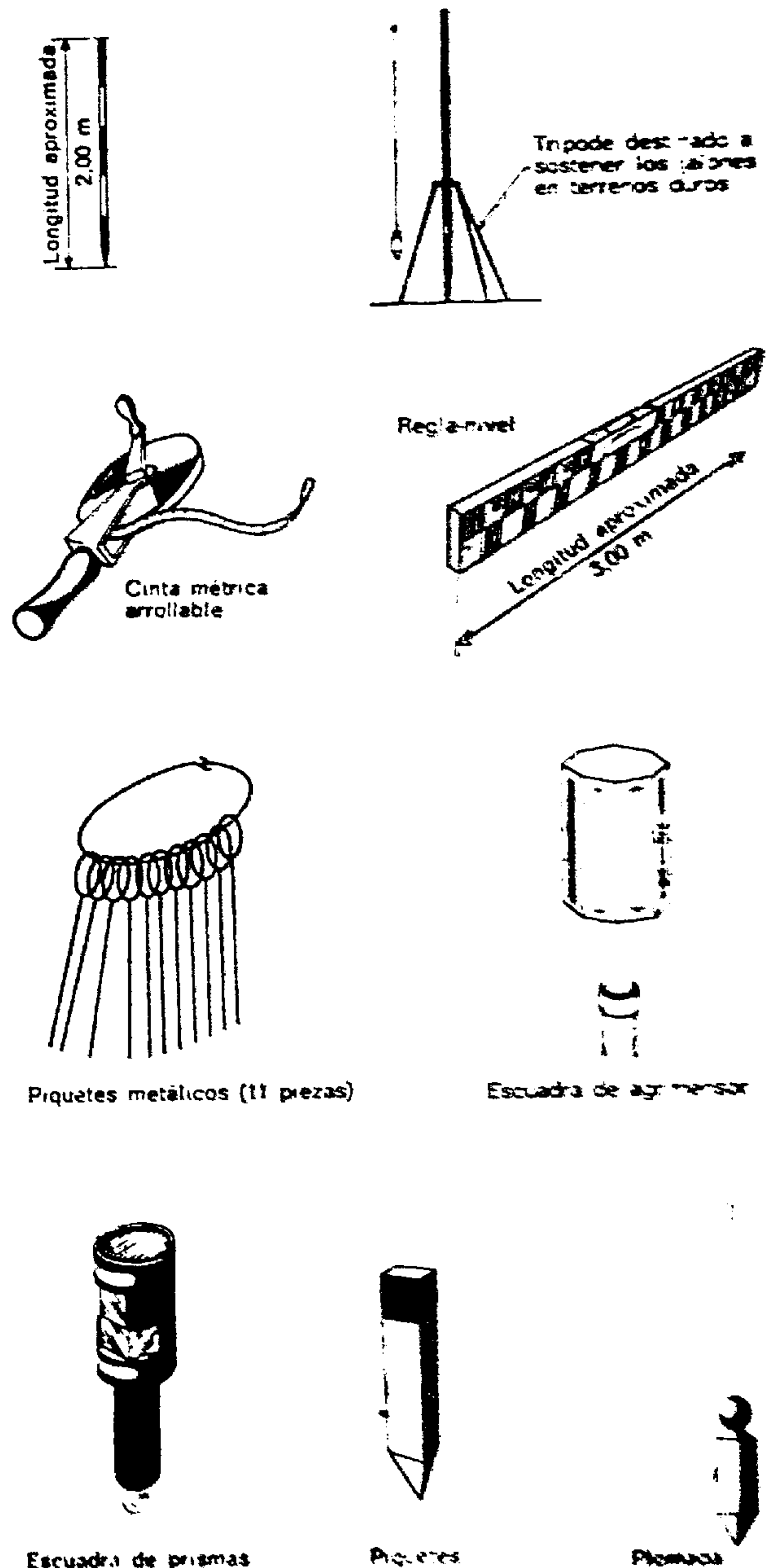


Fig. 10.

Material necesario para el replanteo

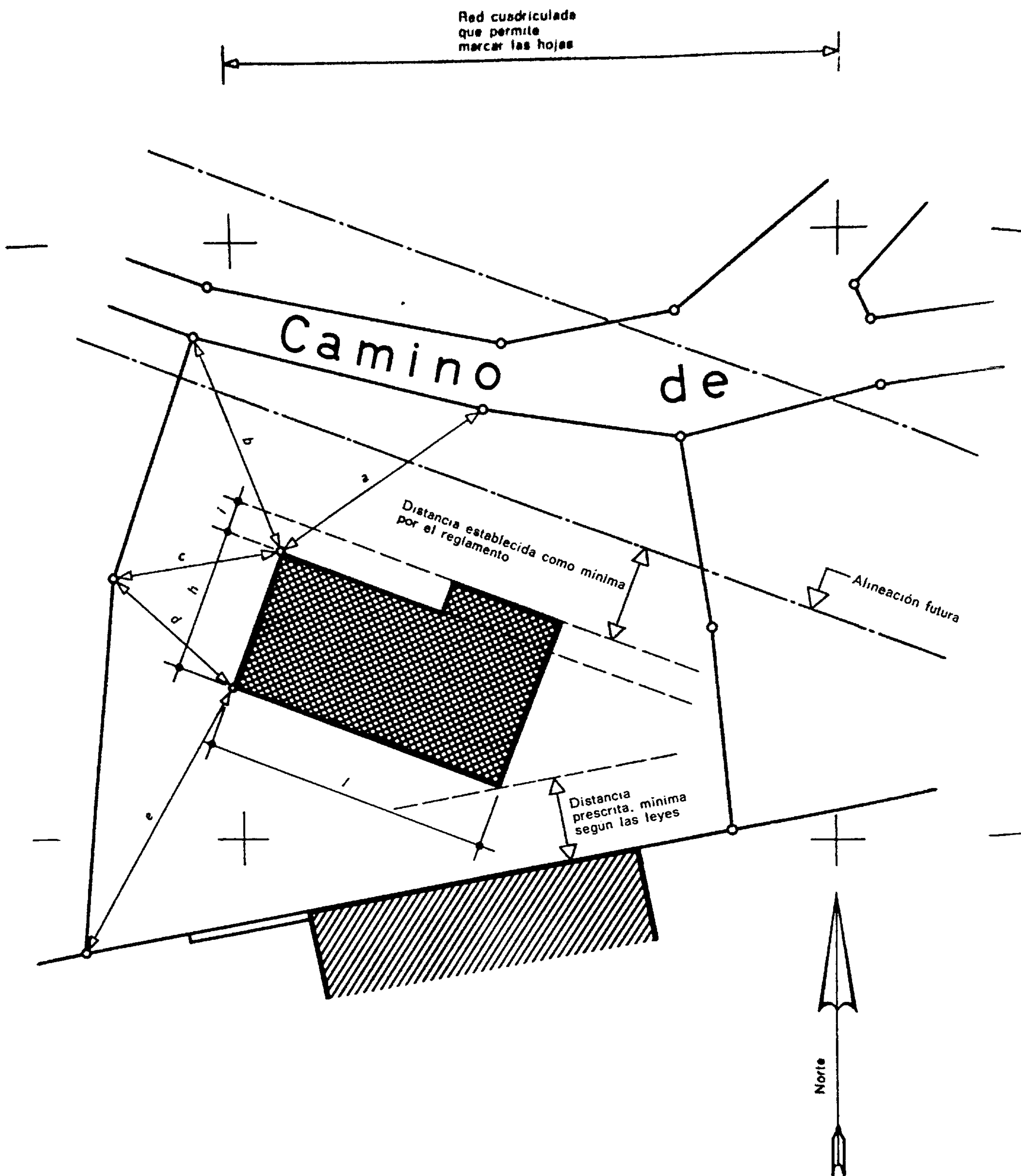


Fig. 11.

Trazado de la construcción sobre el terreno

Las construcciones se replantean y trazan con relación a los lindes límites, a las construcciones y muros próximos o con relación a las alineaciones señaladas por los servicios públicos. Las distancias horizontales se establecerán de manera que determinen los ángulos de la futura construcción. Para mayor precisión y para facilitar el control se procede siempre formando triángulos (triangulación).

ofrecer cierta garantía de precisión. (Las cintas métricas de tela están con frecuencia sujetas a variaciones de longitud y a discrepancias producidas por las fluctuaciones de temperatura o por las tracciones ejercidas, etc.) Se utilizan cintas métricas enrollables metálicas de 20 m (de doble decámetro) con preferencia a las de 10 m (de decámetro), a fin de reducir el número de anotaciones y las posibilidades de imprecisión.

Los *piquetes metálicos de ojo* sirven para marcar las posiciones características durante las mediciones.

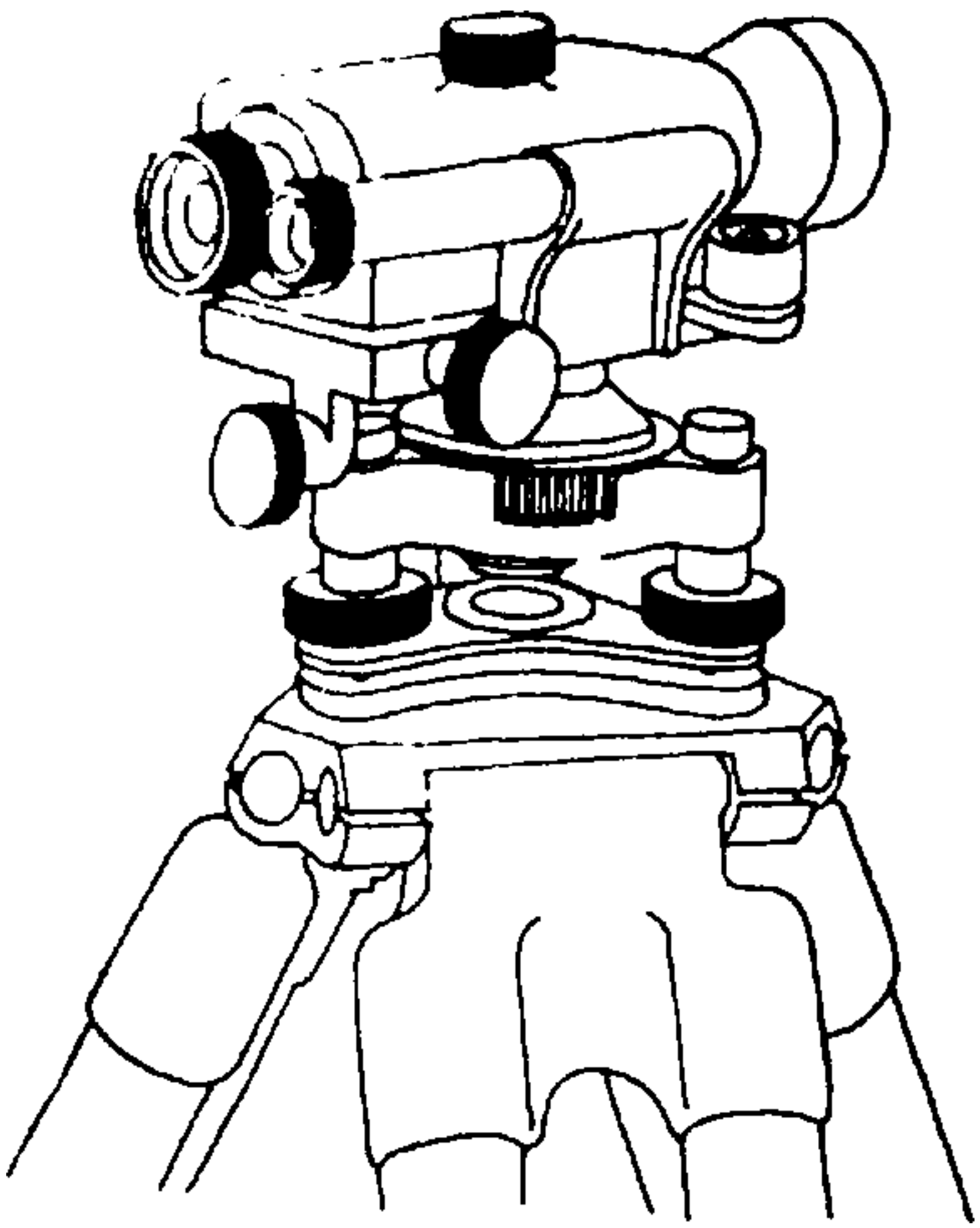


Fig. 12.

Nivel de anteojo de círculo horizontal

Se clavan en el suelo en forma tal que permiten la acumulación precisa de longitudes de cinta.

Las *escuadras* de agrimensor, las escuadras de espejo y de primas son adecuadas para realizar el trazado de los ángulos rectos sobre el terreno. Son, pues, instrumentos indispensables para llevar a cabo trazados y replanteos de precisión. La ventaja de la escuadra de prismas estriba en la facilidad de su empleo y en su precisión inalterable.

Los *niveles de círculo horizontal* y los *teodolitos* permiten trasladar ángulos y distancias al terreno. Ofrecen así la posibilidad de reconstruir el plano a gran escala. Sin ser complicado, el empleo de esos instrumentos para trabajos de tipo corriente es bastante raro.

Los puntos importantes de un replanteo se marcan sobre el terreno por medio de piquetes provistos de un clavo, por medio de pernos empotrados, etc.

3.1. BASES DEL REPLANTEO

La mayor parte de las obras se componen de líneas rectas y, a veces, curvas. Importa, pues, saber trazar esas figuras sobre el terreno.

A tal efecto, es útil conocer cómo debe hacerse para proceder eficaz y rápidamente.

3.2. TRAZADO DE ALINEACIONES

Una *alineación* se materializa mediante dos puntos o por medio de un punto y una dirección. Se puede fácilmente prolongarla a "ojo" con una precisión suficiente o bien intercalar puntos intermedios.

Estas operaciones se practican con jalones.

Para obtener resultados satisfactorios hay que respetar escrupulosamente cierto número de principios:

- Disponer los jalones sobre los puntos con precisión y con verticalidad perfecta;
- Enfilar las alineaciones según la descripción de la figura a fin de obtener la máxima precisión (fig. 13).

El trazado de las alineaciones presenta algunas particularidades cuando los dos puntos determinantes no pueden verse simultáneamente.

En tal caso hay que proceder por tanteos o aproximaciones sucesivas. Supongamos que haya que tra-

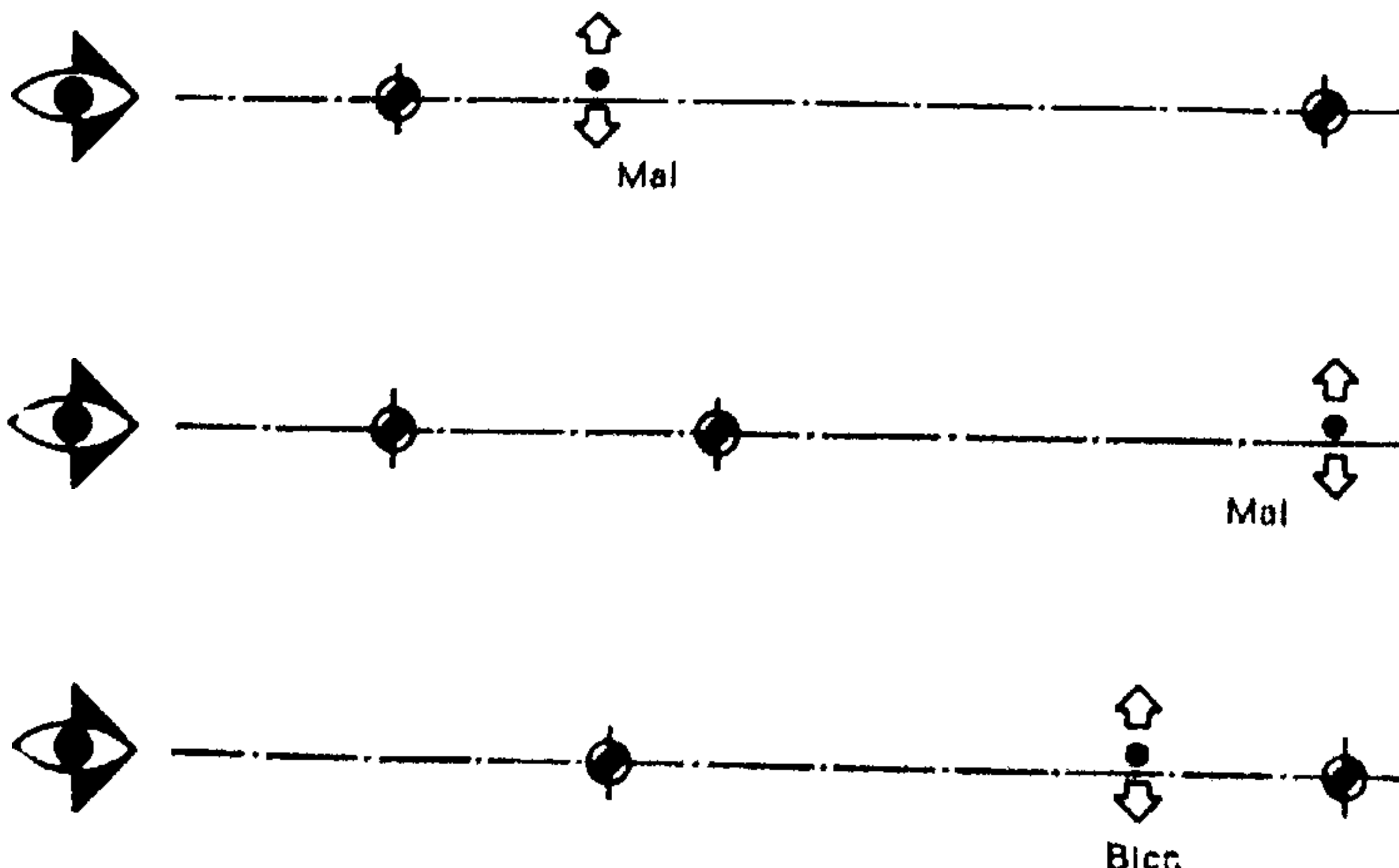


Fig. 13.

Enfilar de una alineación

Intercalación de jalones intermedios para trazar una base.

- Jalones que definen la alineación dada.
- ⊕ Jalón que hay que situar en una alineación dada.

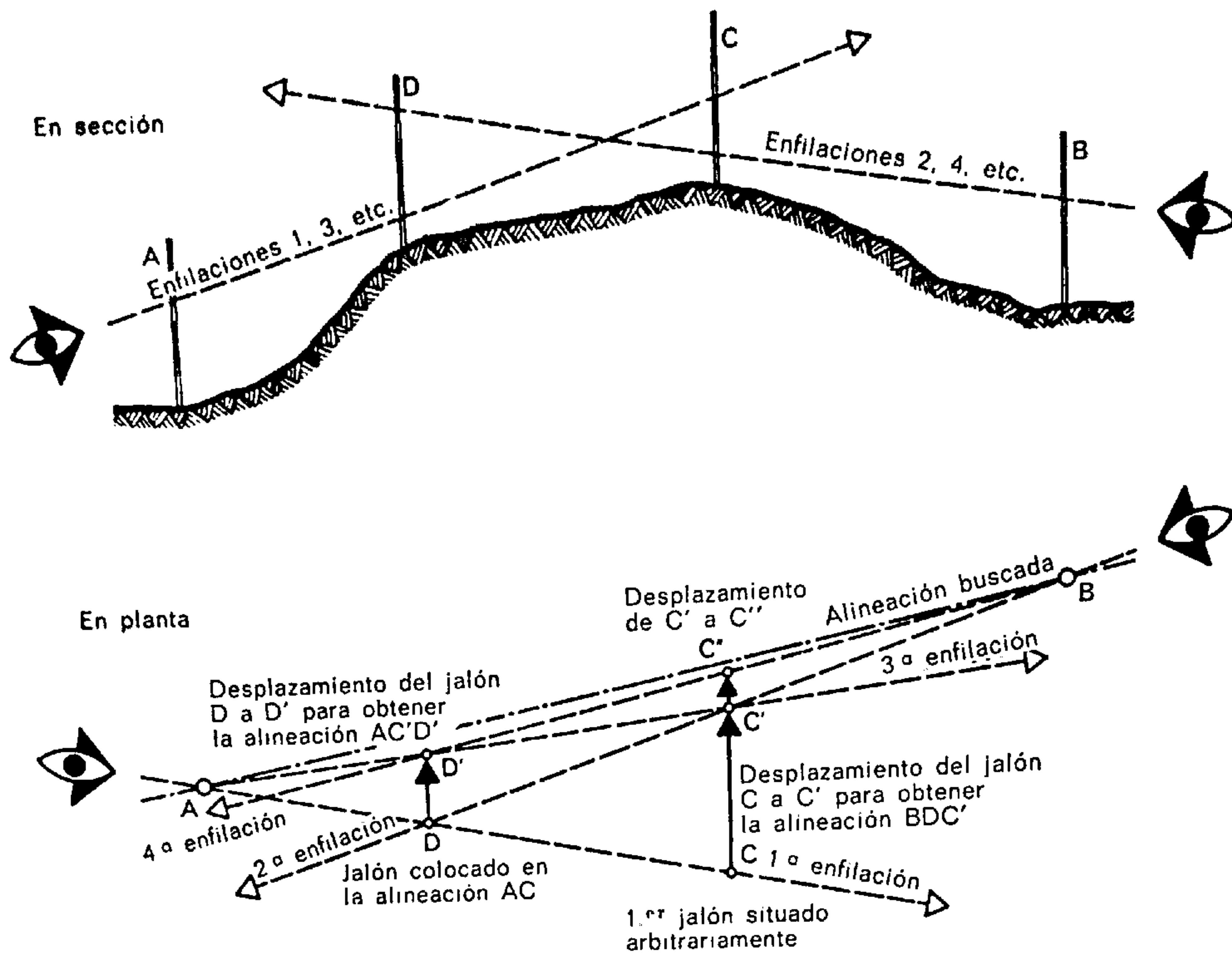


Fig. 14.

Trazado de una alineación por encima de un obstáculo

Cuando un obstáculo impide la enfilación directa de un punto A a otro punto B.

A y B
puntos dados de la alineación;
C, C', C'', etc.
D, D', etc.
puntos intermedios que conducen a la alineación AB por tanteos sucesivos.

zar una alineación entre los dos puntos A y B separados por una elevación de terreno: habrá que proceder de la manera siguiente (fig. 14):

Se sitúa el jalón C en un sitio cualquiera en las inmediaciones presuntas de la alineación. A continuación se clava el jalón D en un sitio cualquiera de la alineación CA. Después se desplaza C de manera que se obtenga la alineación DC'B. Después se desplaza el jalón D y se le lleva dentro de la alineación C'D'A, y así sucesivamente hasta obtener la alineación del segmento CD dentro de la alineación dada por AB.

Este trabajo puede simplificarse empleando escuadras con doubles prismas, que permiten determinar con precisión un punto intermedio sobre una recta y elevar una perpendicular por ese punto.

El trazado de una alineación en una vaguada o un barranco se efectúa con el auxilio de una plomada (fig. 15).

3.3. MEDICIONES

En las líneas materializadas sobre el terreno por los jalones se van a aplicar entonces las cotas marcadas en el plano de situación.

Todas las distancias mencionadas en los planos, salvo indicaciones particulares, son distancias horizontales. Es necesario, pues, que sobre el terreno se apliquen horizontalmente. La suma de cotas acumuladas (distancia de cada punto con relación a un mismo origen) presenta menos peligro de error que la suma de las cotas parciales, como quiera que el error de una de ellas modifica la situación de los otros puntos sucesivos (fig. 16).

La forma geométrica natural que toma una cinta de acero sostenida por sus extremos es la de una catenaria. La flecha de esta curva puede ser reducida aumentando la tensión ejercida en sus extremos. Para obtener una exactitud interesante, es preciso, pues, tensar fuertemente la cinta patrón (fig. 17a).

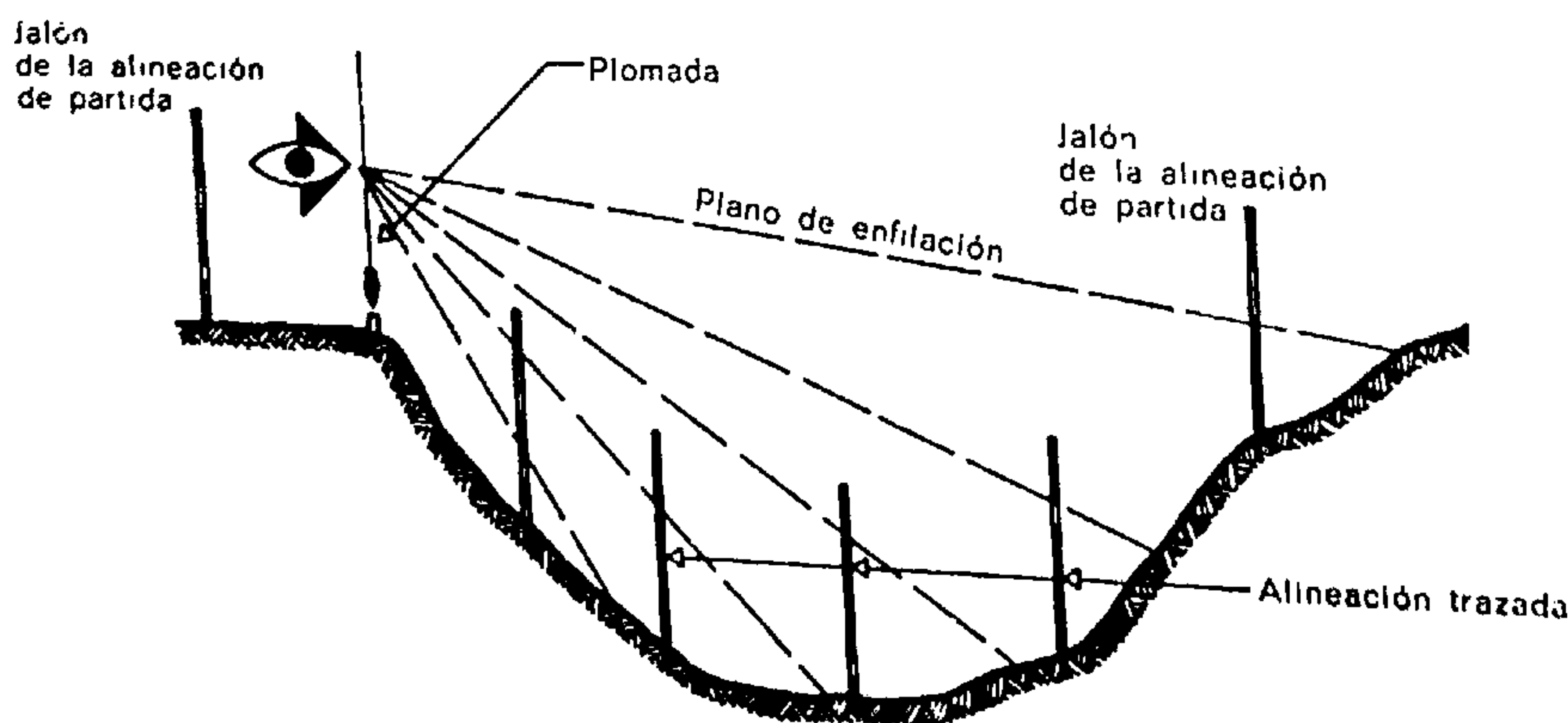


Fig. 15.

Trazado de una alineación en una hondonada

Se opera con una plomada, determinando con un jalón de alineación un plano de enfilación.

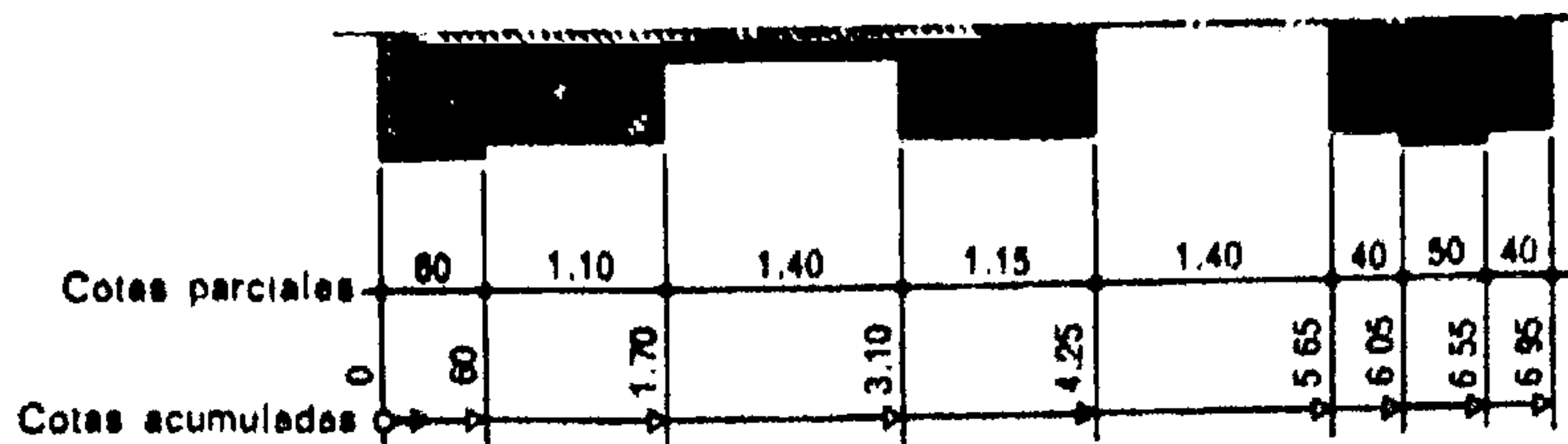


Fig. 16.

Acumulación de cotas en los croquis

La suma de las cotas acumuladas presenta menos riesgos de error que la de las cotas parciales.

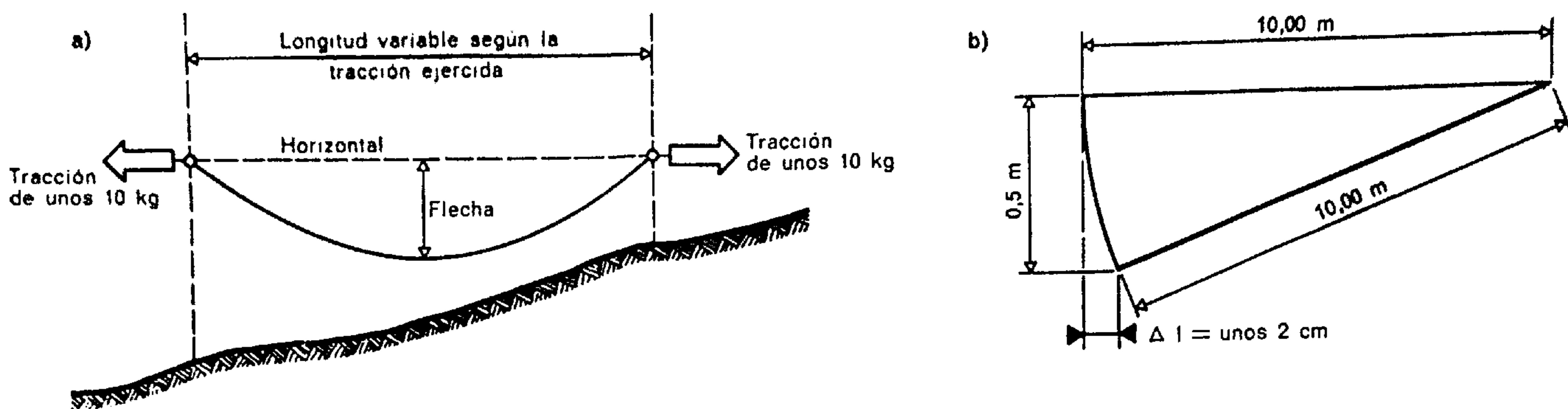


Fig. 17.

Precisión de las mediciones

- a) *La tracción de la cinta métrica hace disminuir la flecha y aumenta así la precisión de la medida.*
b) *Los errores procedentes de la falta de horizontalidad de la cinta métrica no son despreciables.*

Por otra parte, para que la distancia medida sea horizontal, importa que las dos extremidades de la cinta métrica estén en el mismo nivel (fig. 17b).

En terreno horizontal, para facilitar la operación es interesante trabajar a ras del suelo. Es preciso, sin embargo, tener cuidado con las acodaduras que puede formar el doble decámetro. La distancia debe medirse en línea recta y en la alineación dada.

En terreno inclinado, partiendo del punto más elevado se miden tramos horizontales escalonados empleando la plomada en la forma que indica la

figura 18. El empleo de la cinta métrica arrollada para operaciones de esta clase no es tan sencillo como el de la regla de nivelar, que por otra parte permite un trabajo de mayor precisión. Este método de medición se suele llamar *método por cultelación*.

La lectura de las distancias con ayuda de instrumentos de óptica (nivel de anteojo, teodolito) permite obtener una gran precisión.

La distancia entre el aparato y el punto sobre el cual se halla la mira es igual a 100 veces el valor leído en la mira comprendido entre los dos trozos o

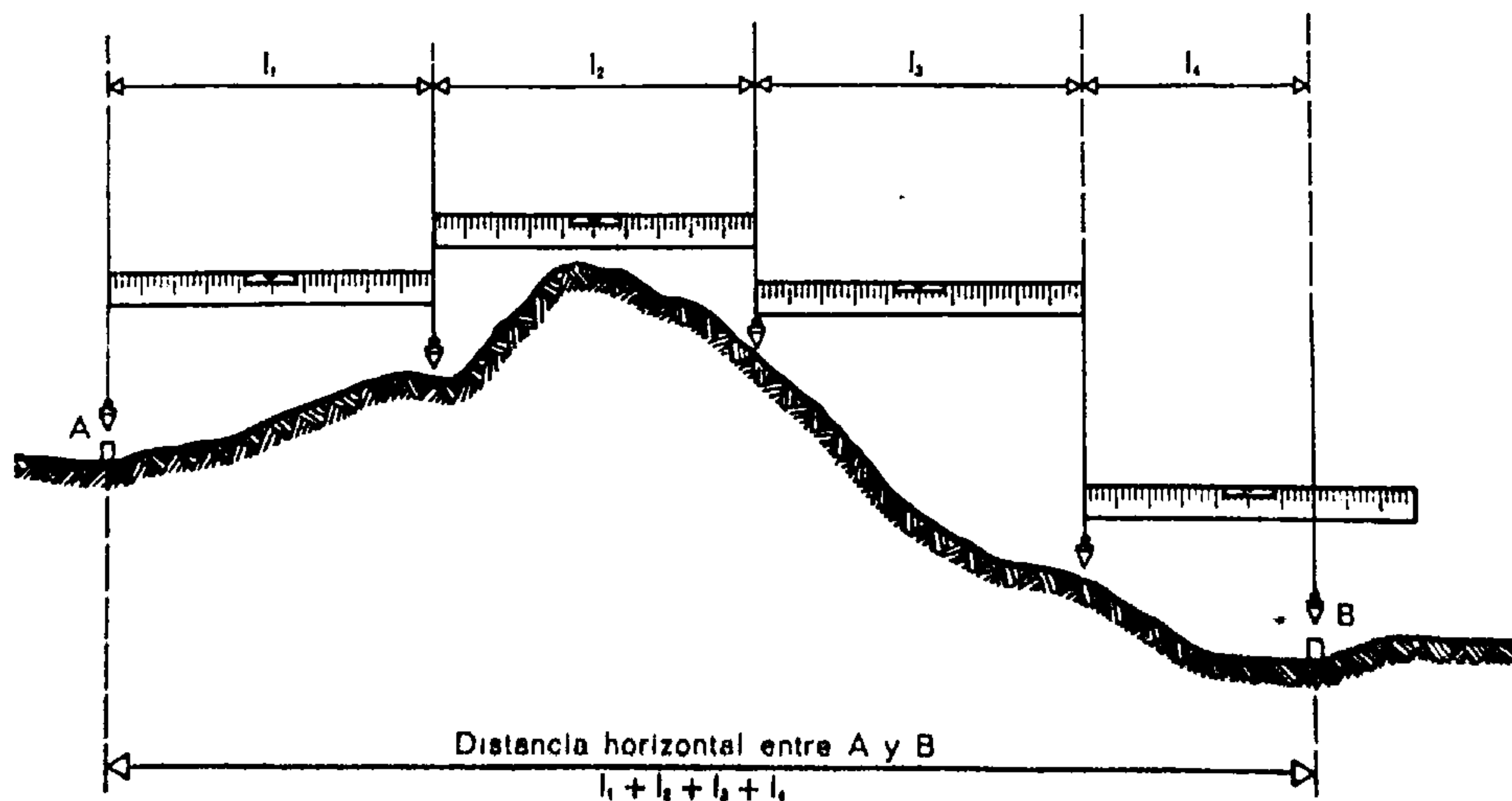


Fig. 18.

Medición por "cultelación"

La distancia horizontal entre 2 puntos puede medirse con ayuda de la regla de nivelar, por medio de mediciones sucesivas.

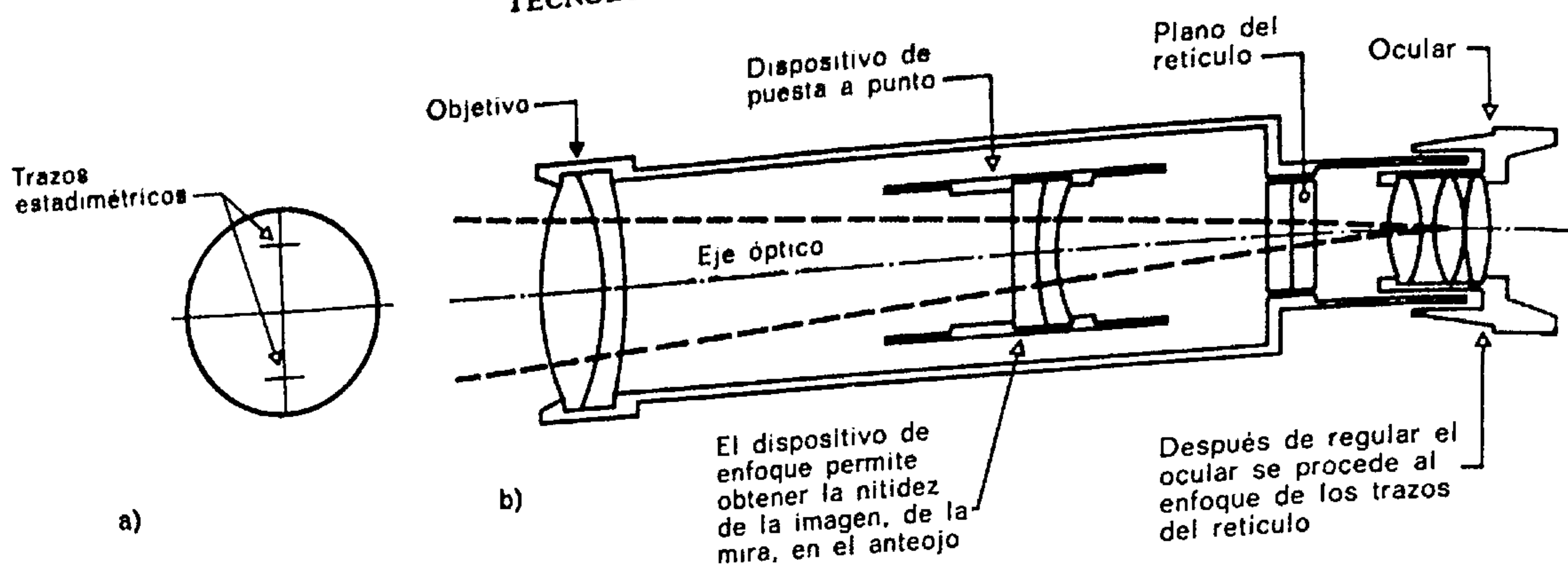


Fig. 19.

Principio esquemático del nivel de anteojo

Los trazos estadimétricos definen en el sistema un ángulo constante que permite determinar la distancia de la mira al aparato.

- a) Vista a través del anteojo, campo e imagen del retículo.
b) Corte esquemático del nivel de anteojo.

hilos del retículo (superior o inferior) visibles en el anteojo (fig. 19 y 20).

$$D = 100 \cdot d$$

Con este método, es conveniente que la línea visual hacia la mira esté próxima a la horizontal.

El empleo del teodolito permite eliminar esta última condición. Efectivamente, mediante correcciones relativas al ángulo de la visual, es posible medir

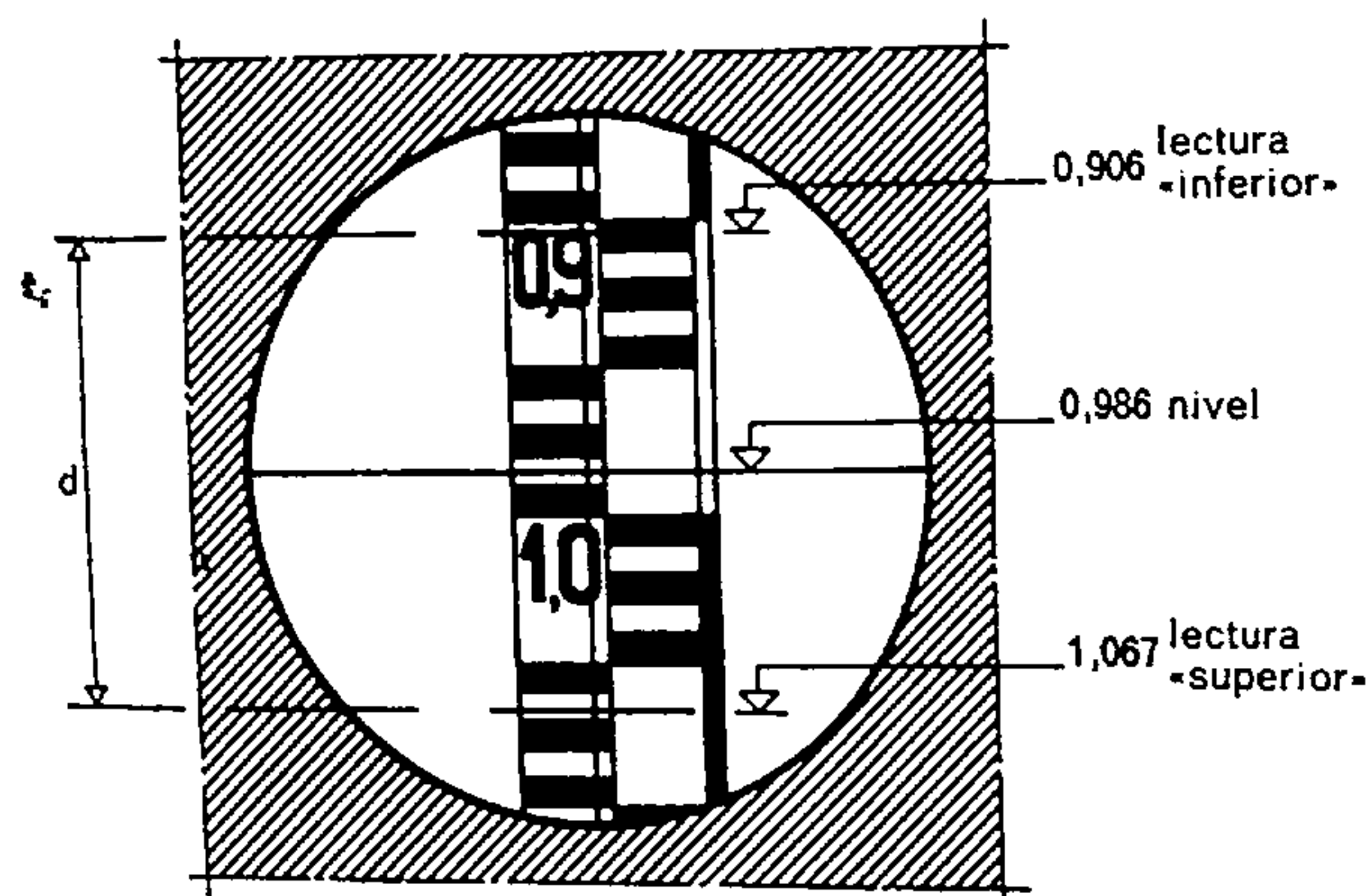


Fig. 20.

Campo visual del anteojo con mira

La lectura de los valores en correspondencia con los trazos estadimétricos (o telemétricos) permite definir la distancia.

Distancia del aparato al punto elegido: $D = d \cdot 100$, siendo

$$d = \text{lectura superior} - \text{lectura inferior}$$

$$d = 1,067 - 0,906 = 0,161 \text{ cm}$$

$$D = 0,161 \cdot 100 = 16,1 \text{ m}$$

distancias sin que dicha visual tenga que ser horizontal. El empleo del teodolito está explicado en el capítulo III: Nivelación.

3.4. TRAZADO DE ANGULOS RECTOS Y PARALELAS

Es indispensable saber trazar perpendiculares sobre el terreno para poder situar puntos exteriores a las alineaciones. Efectivamente, la situación de tales puntos viene dada por las coordenadas correspondientes, una en la dirección de la alineación y la otra perpendicular a ella (fig. 21).

Si el punto se halla a una distancia inferior a 2 m a contar desde la alineación, la perpendicular puede ser trazada a ojo por un operador práctico, sin gran riesgo de error.

Si la distancia es de más de 2 m, es conveniente emplear una construcción geométrica para el trazado de la perpendicular.

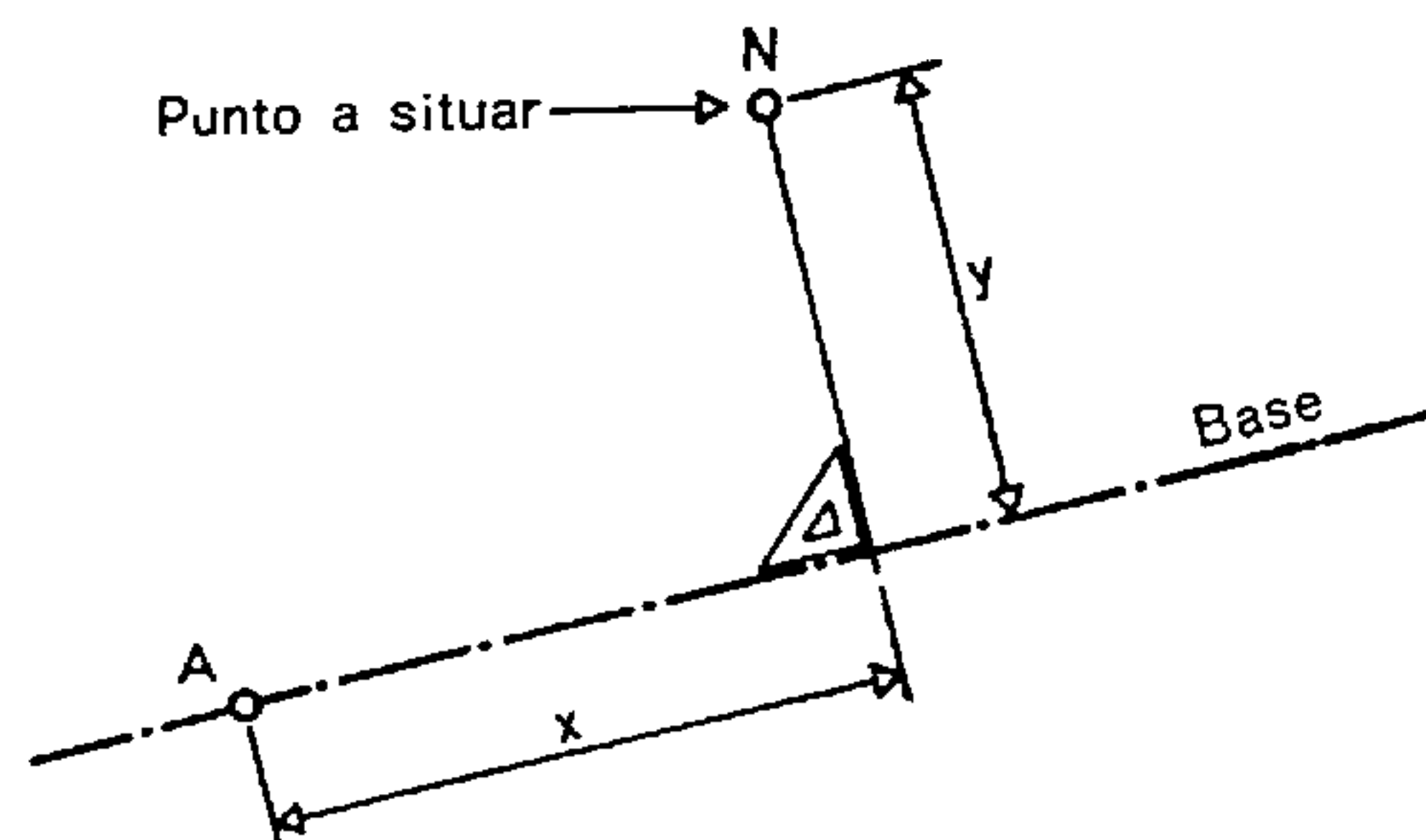


Fig. 21.

Coordenadas de un punto

x e y sirven para fijar la situación del punto N con relación al punto A y a la base dada.

Un método sencillo para ello consiste en formar un triángulo cuyos lados midan 3, 4 y 5 m (ó 6, 8 y 10 m para obtener mayor precisión), haciendo coincidir un lado del ángulo recto con la alineación de base (fig. 22).

Si se utiliza la cinta métrica y el cordel, considerados como grandes compases, es posible igualmente trazar perpendiculares. Tomando una distancia cualquiera a una y otra parte del punto que ha de servir de pie de la perpendicular, se obtienen dos centros. Describiendo dos arcos de círculo de igual radio se hallará en su intersección un punto por donde debe pasar la perpendicular, tal como indica la fig. 23.

Es posible trazar rápidamente perpendiculares por medio de la escuadra de espejo o de la escuadra de prisma. El principio de estos instrumentos está basado en la reflexión de los rayos luminosos. La enfílación se hace como lo expresan los croquis adjuntos (fig. 24 a 26).

La precisión de esos instrumentos implica un error de 2 a 3 cm por 30 m.

TRAZADO DE ANGULOS RECTOS Y ENFILACIONES CON LAS ESCUADRAS DE PRISMAS

(Figs. 22 a 28)

Fig. 22.

La relación de los lados 3, 4 y 5 permite trazar un triángulo rectángulo.

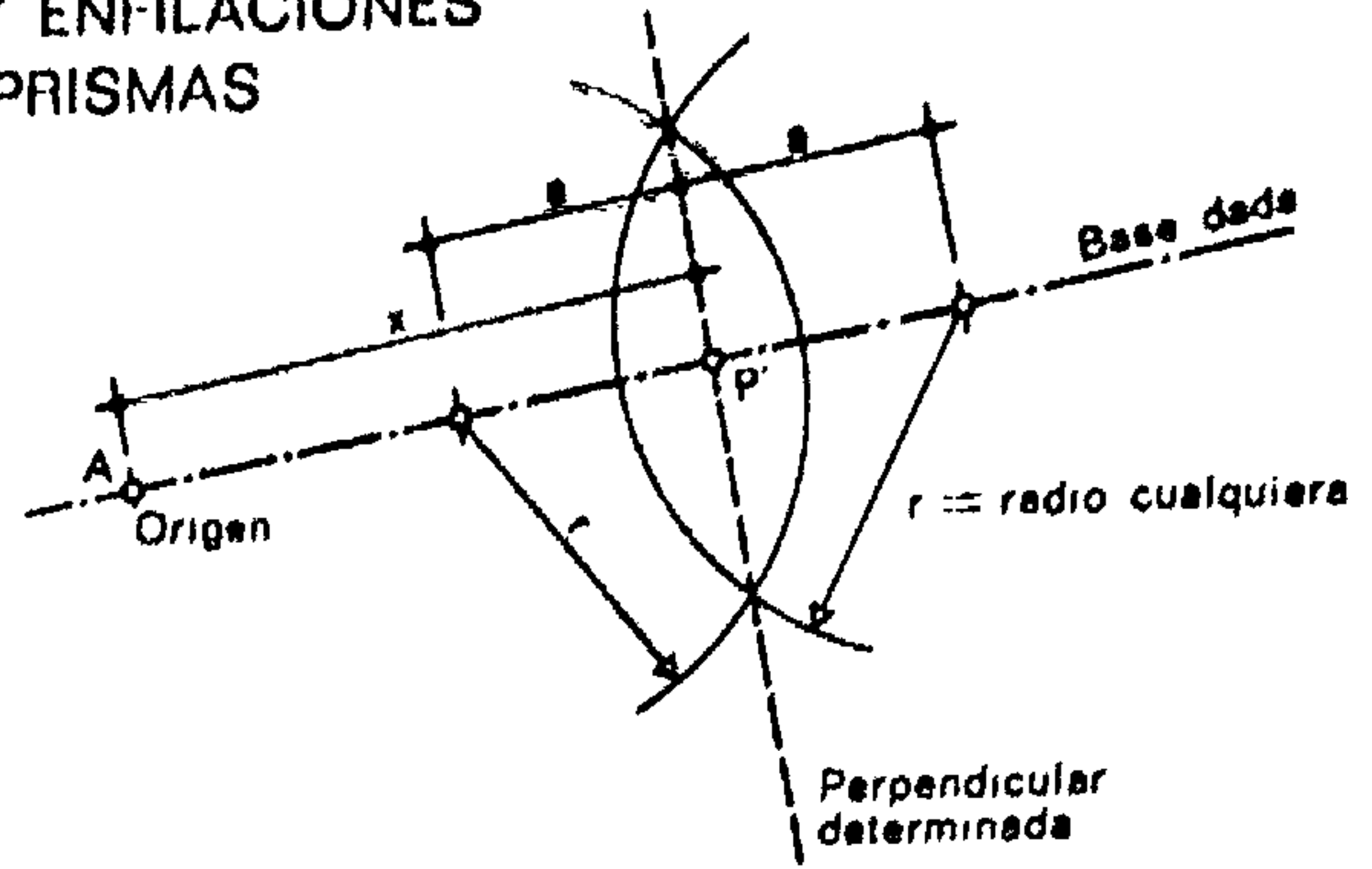
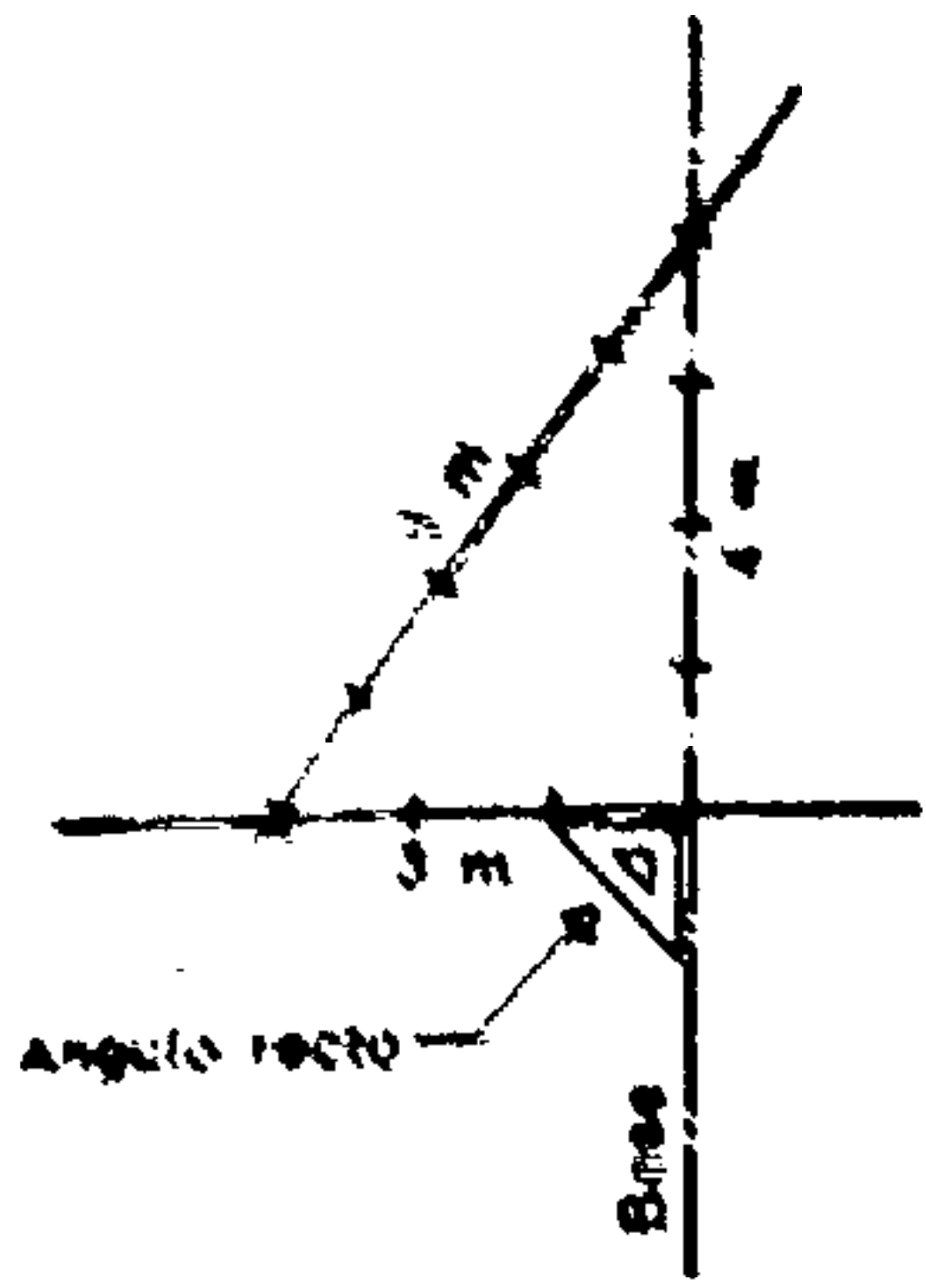


Fig. 23.

a = distancia cualquiera
 P' = situación del punto en la línea de base.

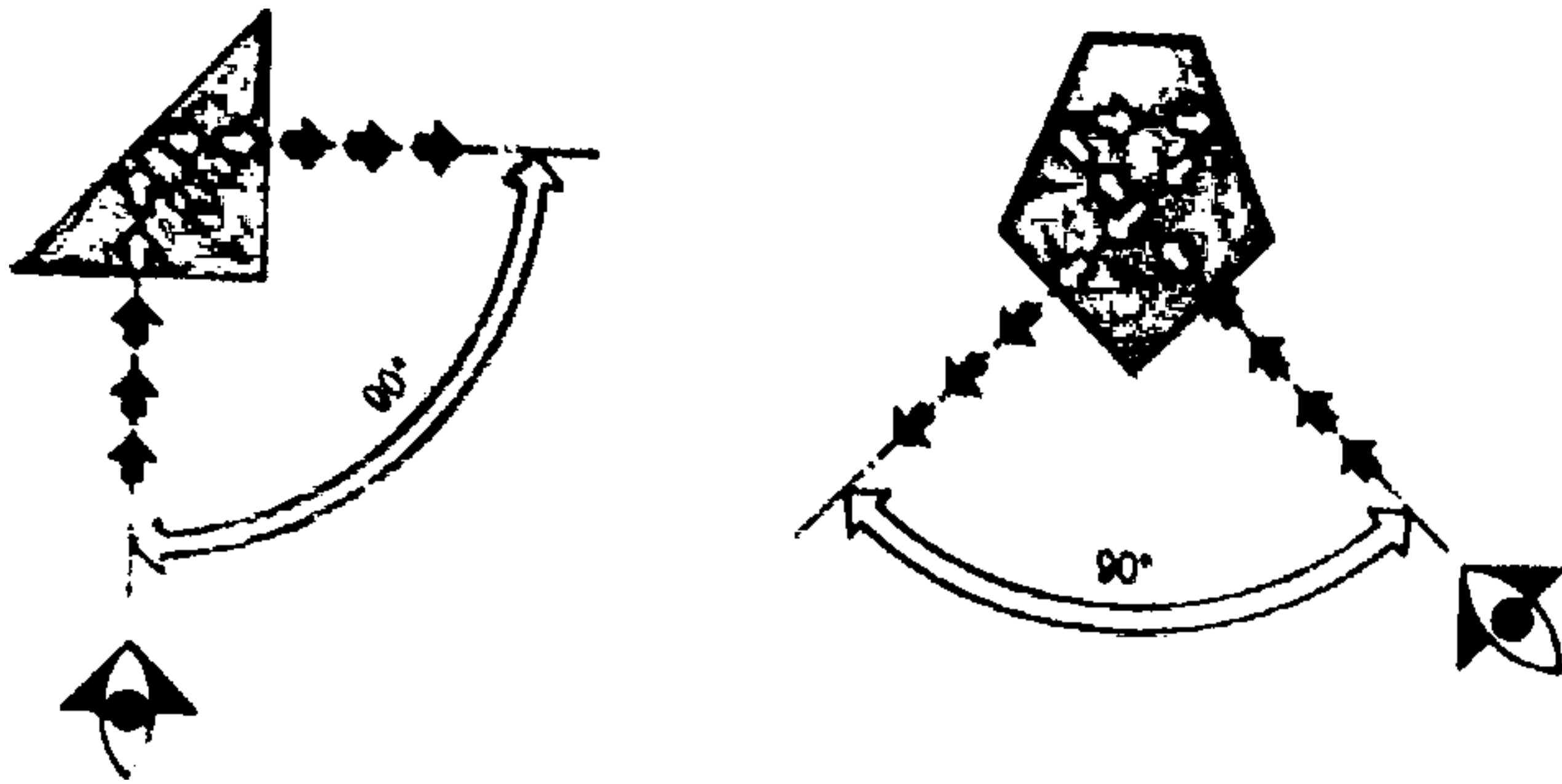


Fig. 24.

Trayectoria del rayo visual en los prismas de vidrio.

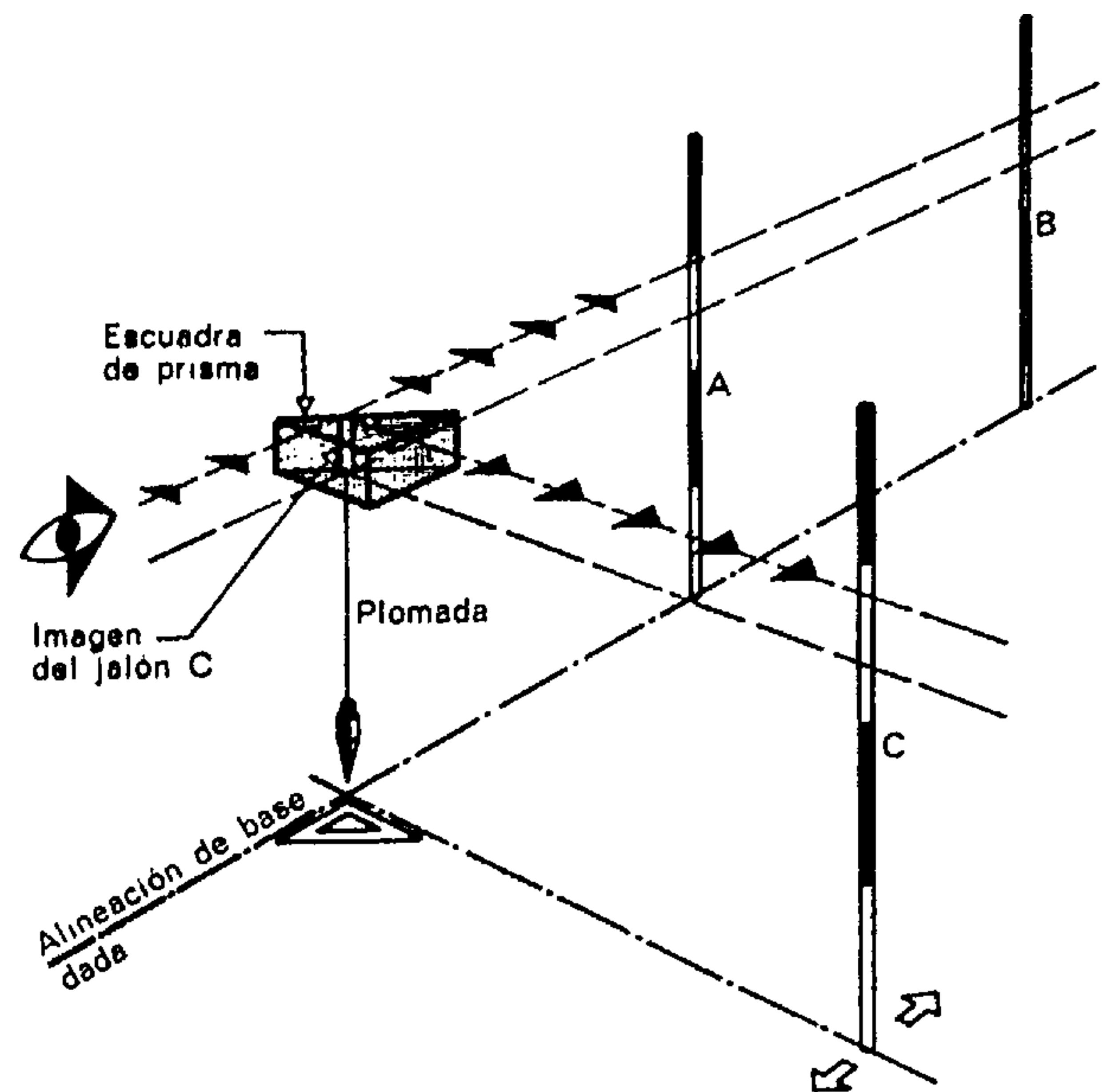


Fig. 25.

La escuadra refleja la imagen del jalón dispuesto en la dirección de la perpendicular. El ángulo es recto cuando la imagen del jalón C en la escuadra está en el plano de AB. La plomada cae sobre el punto de donde se eleva la perpendicular. Véase la figura 26: cómo se presenta la enfilación en la escuadra de prisma sencillo.

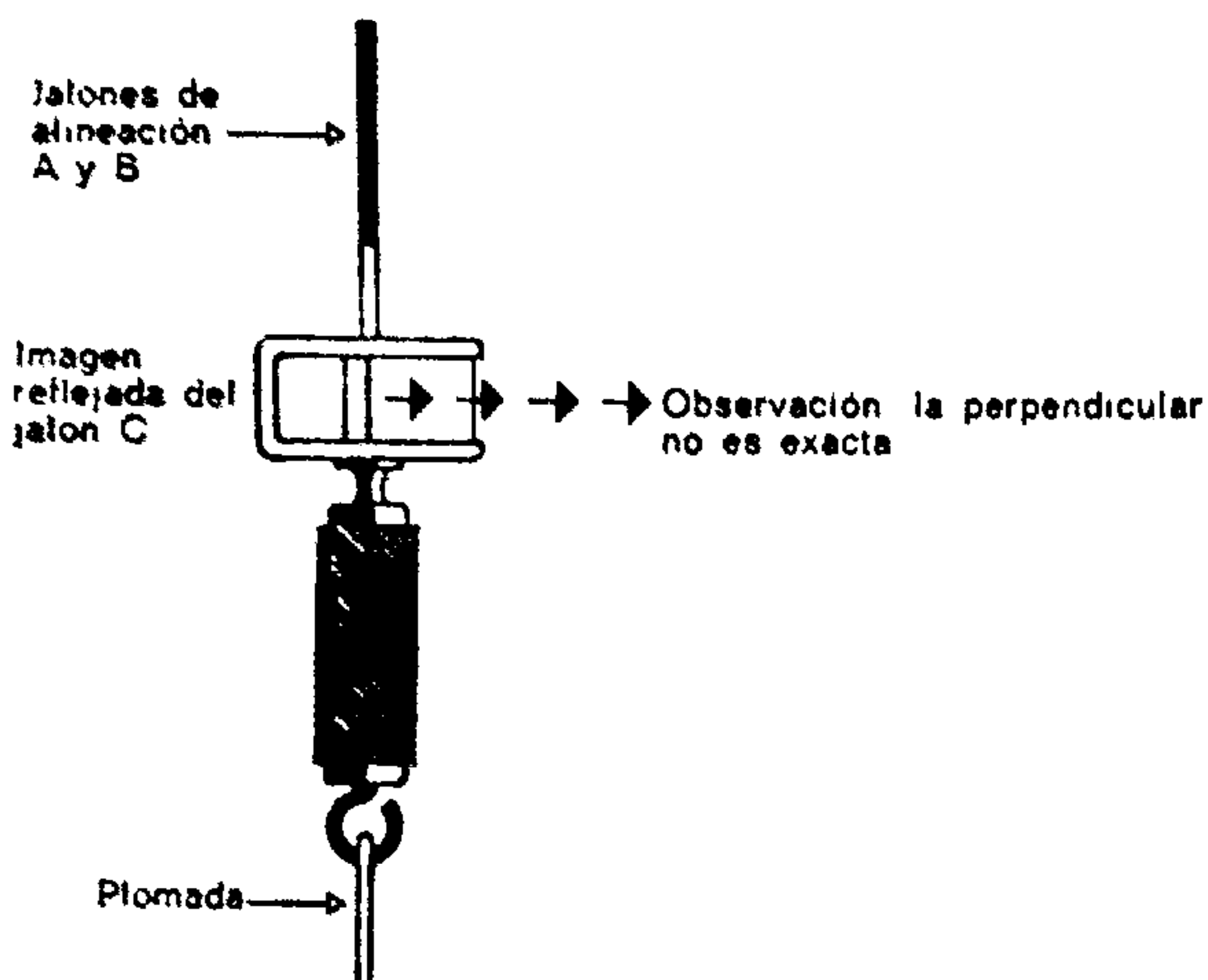


Fig. 26.

Escuadra de prisma único

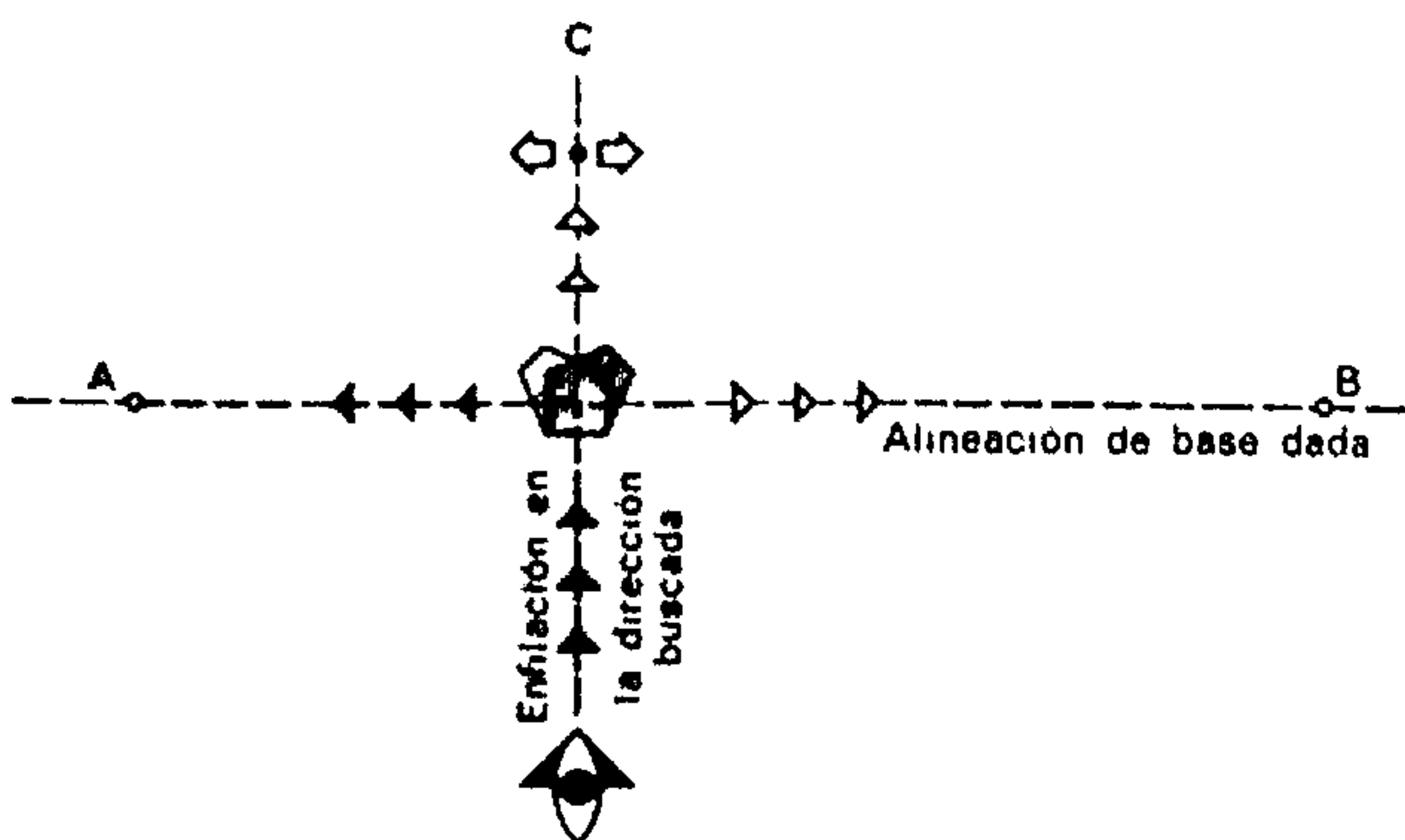


Fig. 27.

Trazado de una perpendicular a una alineación por medio de una escuadra de doble prisma.

Véase la figura 28: cómo se presenta la enfilación en la escuadra de doble prisma.

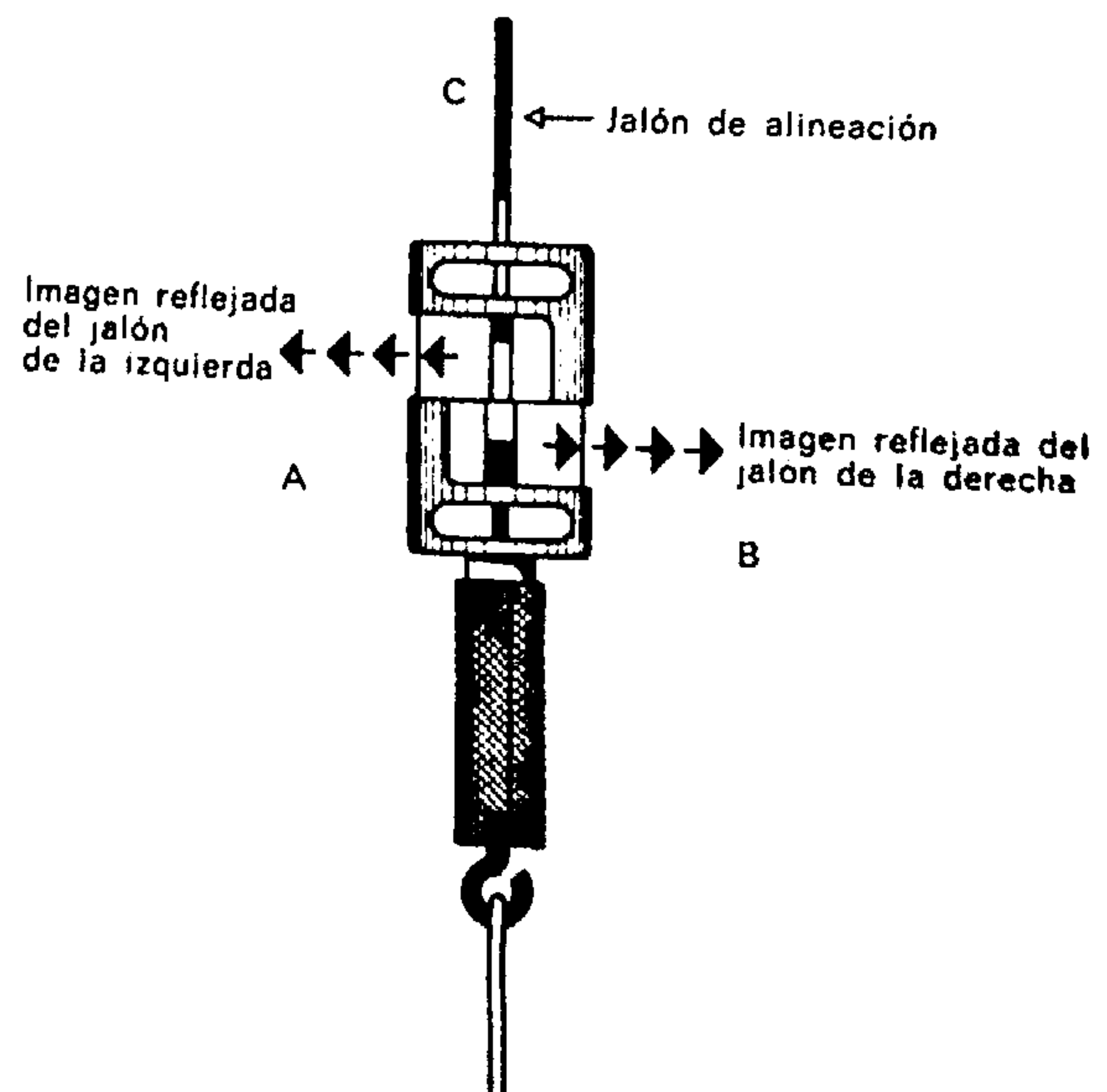


Fig. 28.

Escuadra de doble prisma: La perfecta alineación o la perpendicular exacta se obtienen cuando los ejes de los jalones están perfectamente alineados unos a continuación de otros.

Algunas escuadras llevan dos prismas superpuestos. Ofrecen la posibilidad de trazar una perpendicular a una alineación dada (figs. 27 y 28).

Se observa que, si se hace girar ligeramente el prisma, sólo se mantiene fija la imagen situada a 90° de la línea de enfilación, siendo móviles las otras imágenes en el campo visual.

La escuadra de agrimensor permite trazar dos líneas que formen ángulo recto sobre el terreno, por medio de dos enfilaciones perpendiculares entre sí (fig. 29).

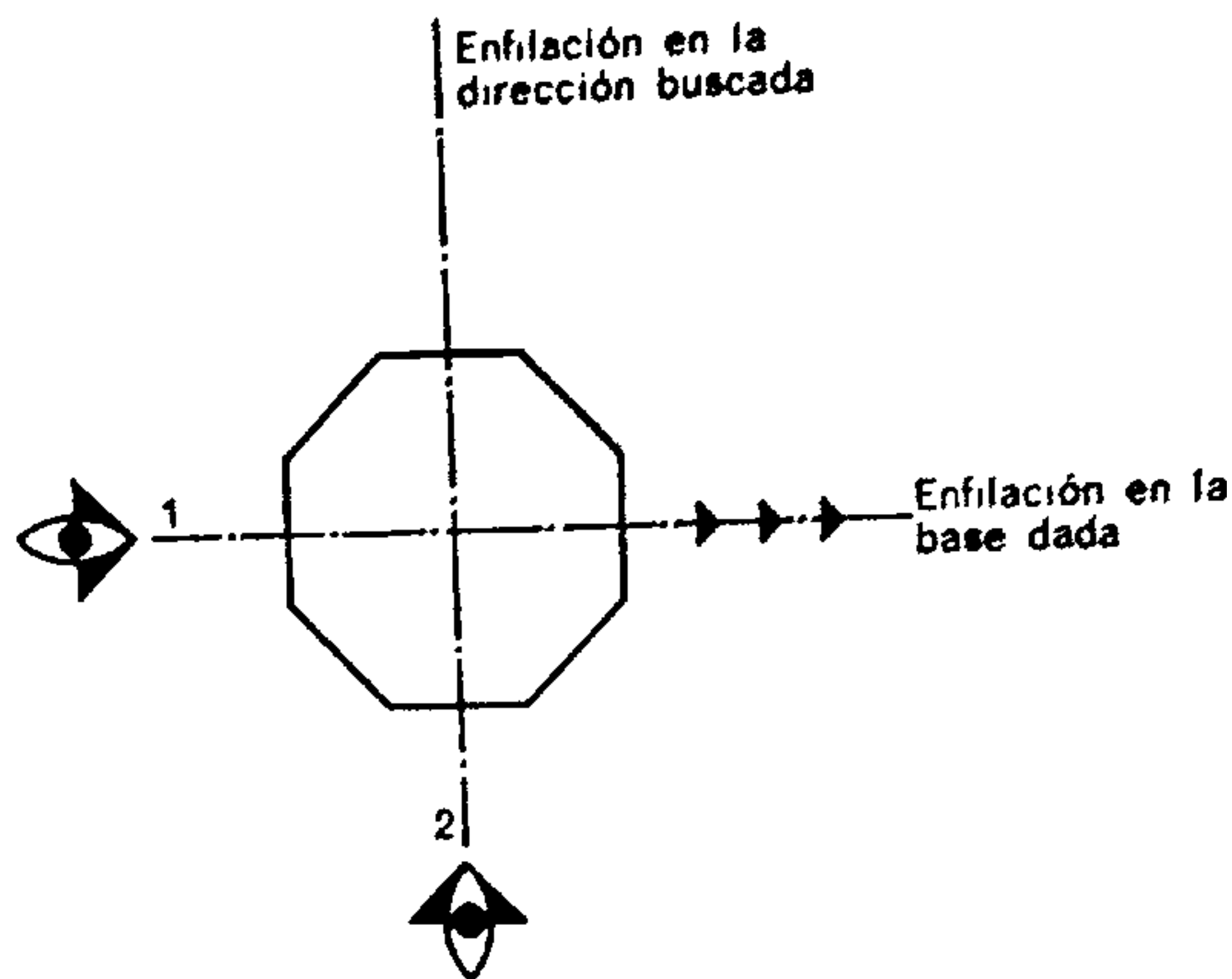


Fig. 29.

El trazado de ángulos rectos por medio de la escuadra de agrimensor se realiza con dos enfilaciones sucesivas.

El trazado de dos líneas paralelas se obtiene tomando perpendicularmente a la base dada la distancia que ha de existir entre ambas paralelas. Esto conviene hacerlo en puntos lo más distantes posible uno de otro. Sólo queda después hacer pasar la alineación por los dos puntos hallados (fig. 30).

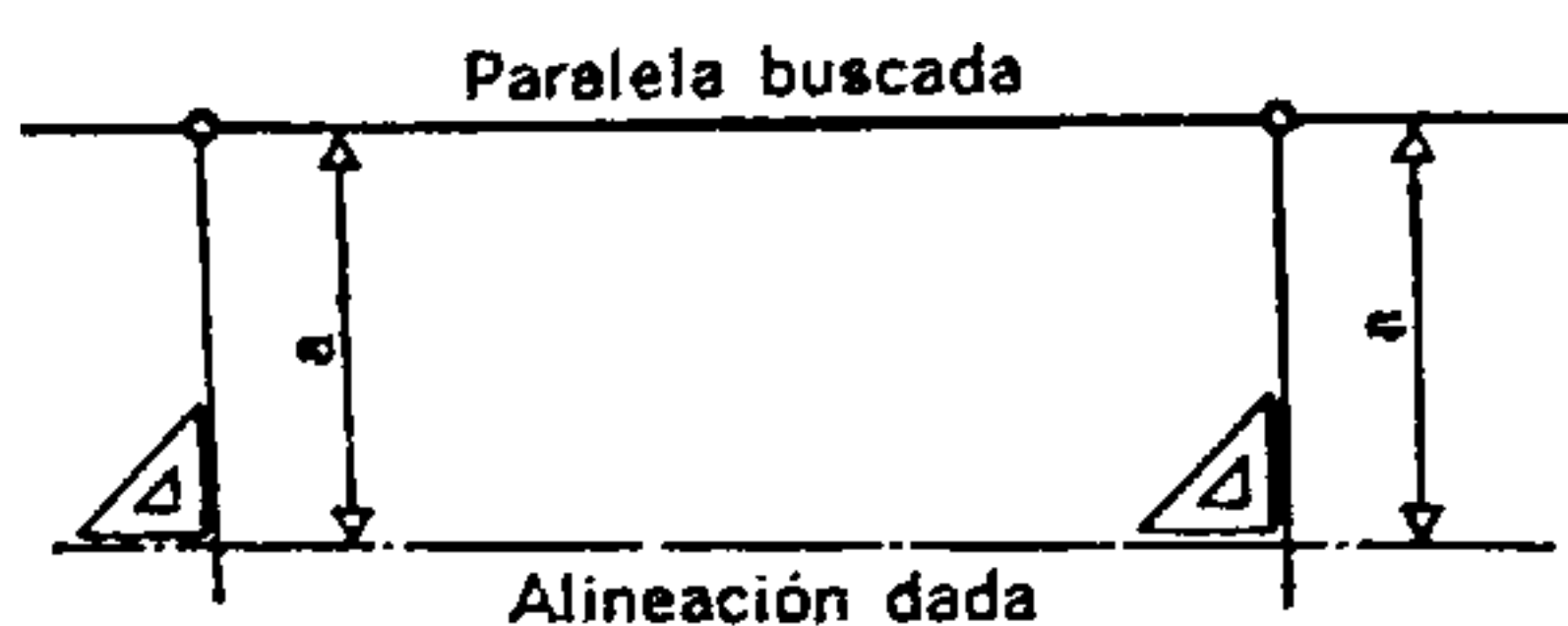


Fig. 30.

Trazado de una paralela a una base dada transportando la distancia requerida sobre dos perpendiculares.

Cuando se dan la alineación de base y un punto de la paralela buscada, es posible proceder de la manera siguiente:

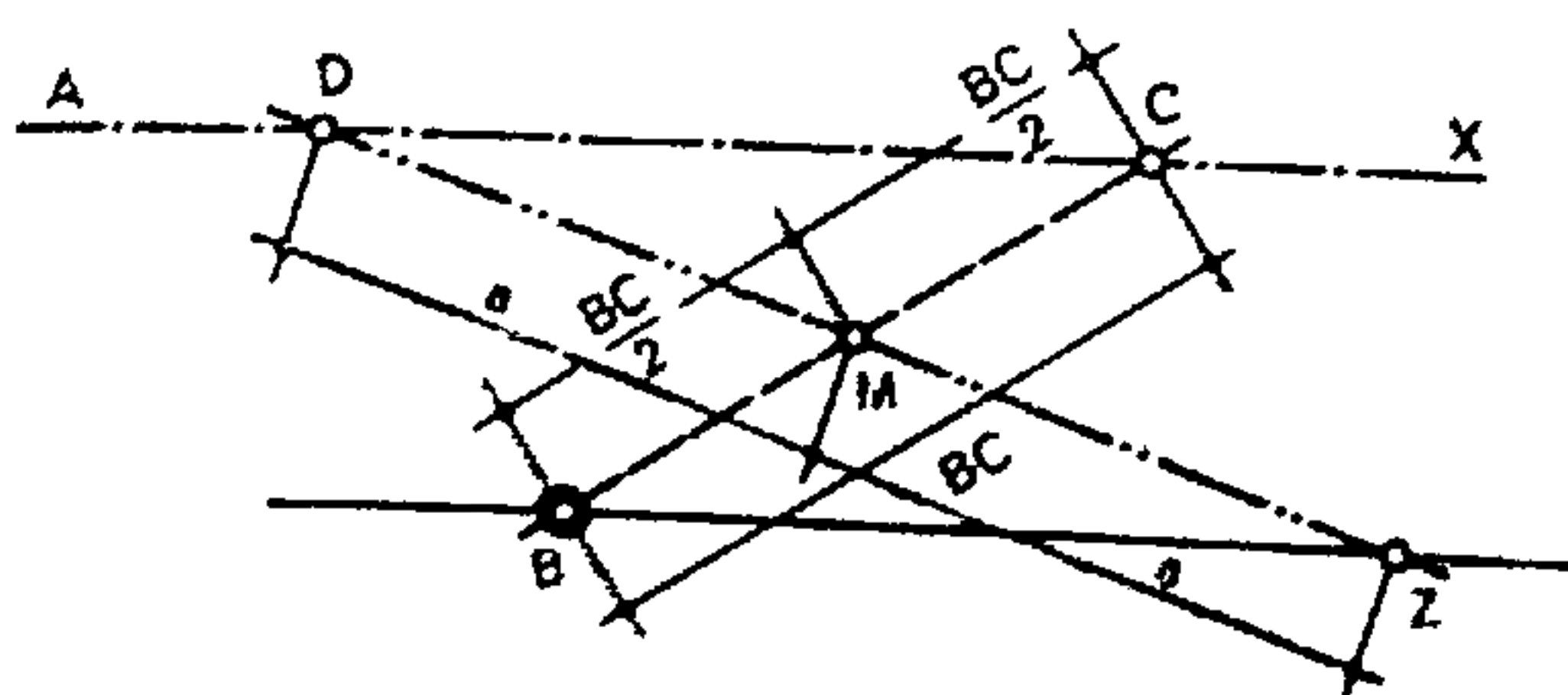


Fig. 31.

Trazar una paralela a una alineación dada AX por un punto dado. B, C, D : puntos escogidos arbitrariamente; Z : punto buscado de la alineación BZ .

Ejemplo: Por el punto B , trazar una paralela a la alineación AX dada.

Bastará trazar desde el punto B una alineación cualquiera BC , estando C situado sobre AX ; dividir luego el trozo BC en dos partes iguales para obtener el punto M . Por un punto D elegido arbitrariamente sobre AX se trazará la alineación DM y llevando, a partir de M una distancia sobre éste igual a DM ($= a$) se obtiene el punto Z por el cual ha de pasar la paralela BZ a AX (fig. 31).

3.5. TRAZADO DE ÁNGULOS CUALESQUIERA

Si la precisión requerida no es muy grande, puede hacerse ese trazado partiendo de la base y tomando el valor de la tangente trigonométrica del ángulo dado. El valor de las tangentes trigonométricas se encuentra en tablas o directamente en las reglas de cálculo. Cuanto mayor sea la longitud de la base escogida tanto mayor será la precisión de ángulo construido.

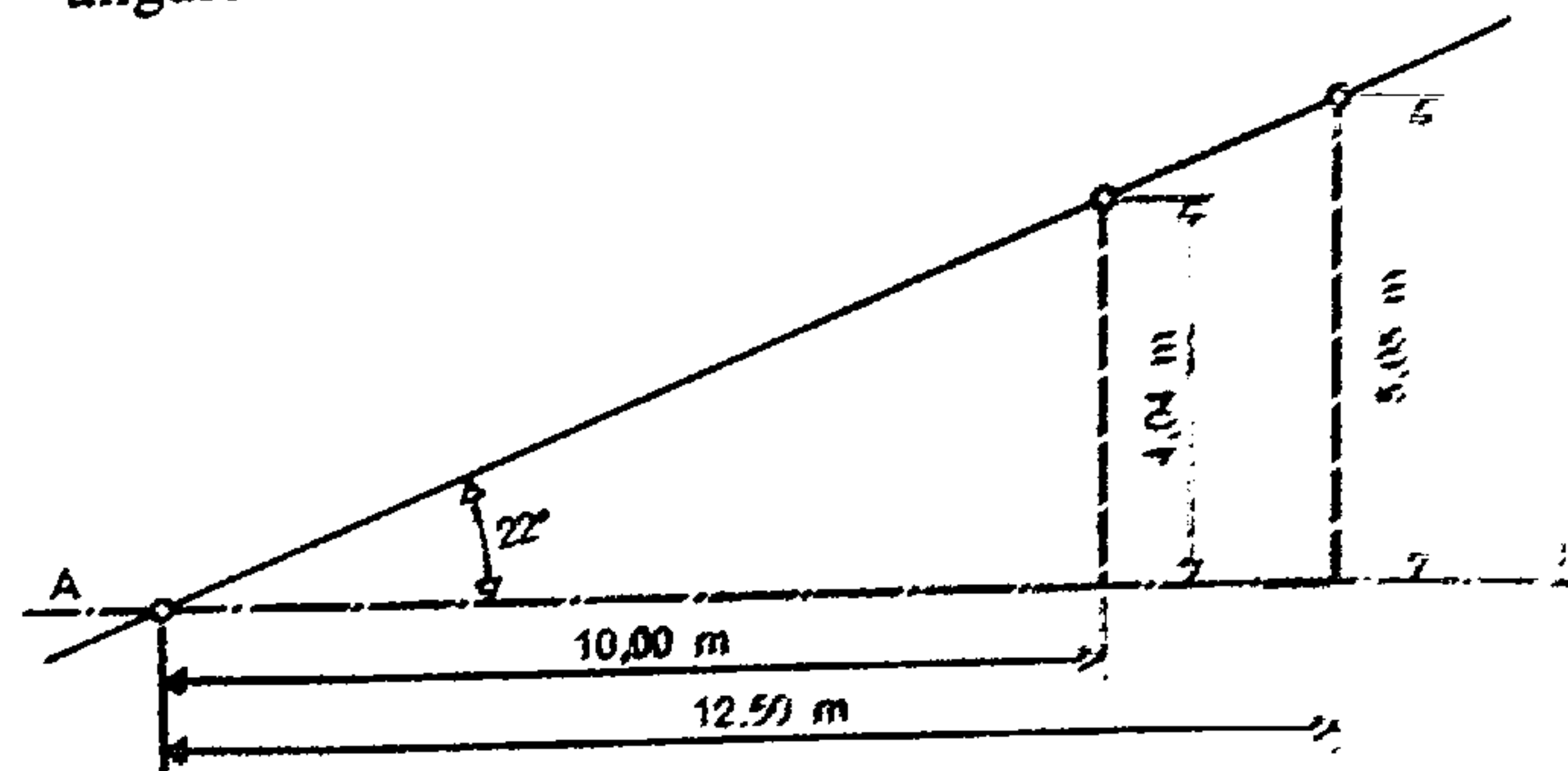


Fig. 32.

Levantar un ángulo de 22° sobre una base AX dada.

tricas se encuentra en tablas o directamente en las reglas de cálculo. Cuanto mayor sea la longitud de la base escogida tanto mayor será la precisión de ángulo construido.

Ejemplo: Trazar un ángulo de 22° sobre la base AX (fig. 32):

$$\operatorname{tg} 22^\circ = 0,40403;$$

para trazar este ángulo basta tomar ese valor (0,40403) perpendicularmente a la base, a una distancia de 1 m del vértice. Pronto se ve que una base de esta longitud no ofrece una precisión suficiente. La base deberá ser como mínimo de 10 m. Con esa base de 10 m, serán 4,04 los metros que habrá que tomar perpendicularmente. Si la base tiene una longitud cualquiera, 12,50 m, por ejemplo, la distancia a tomar será entonces:

$$12,50 \cdot 0,404 = \text{unos } 5,05 \text{ m.}$$

La construcción o trazado de ángulos cualesquiera puede realizarse por medio del nivel de círculo horizontal, del teodolito, de los goniómetros etc.

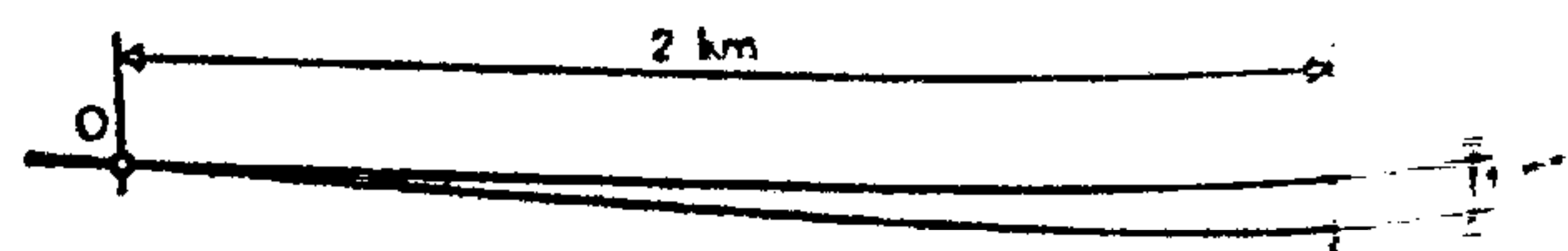


Fig. 33.

La precisión de las enfilaciones depende de la calidad de los aparatos y puede llegar a una diferencia de sólo un milímetro en una base de 2 km.

La precisión de la operación depende del valor de los aparatos utilizados. Puede llegar a ser del orden de...

den de $1/10$ de segundo de arco, lo cual presenta 1 mm de discrepancia para una base de 2 km de longitud (fig. 33).

4. MÉTODOS DE REPLANTEO

4.1. POR TRIANGULACIÓN

Este método, que consiste en el trazado de ángulos partiendo de puntos conocidos, permite situar o marcar puntos buscados sin tener que recurrir a las distancias que los separan. Este procedimiento empleado por especialistas es el que se utiliza en las grandes obras, presas hidráulicas, etc., cuando es imposible medir las distancias (fig. 34).

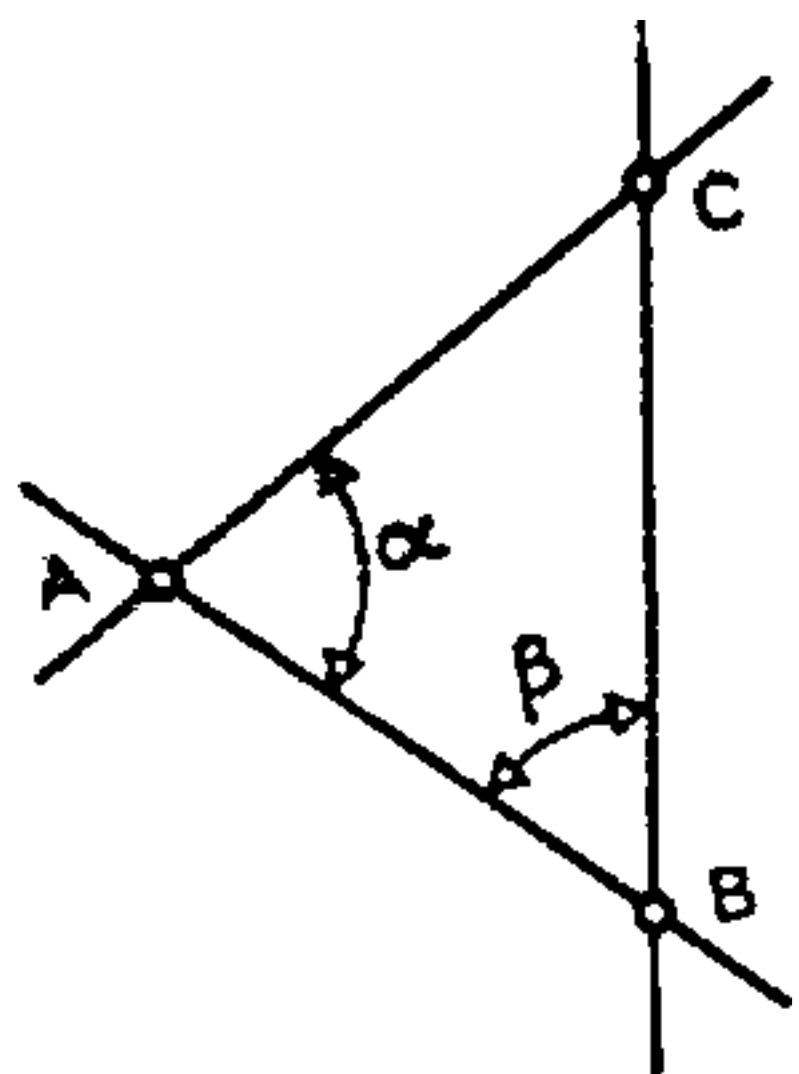


Fig. 34.

Se puede realizar el trazado transportando ángulos conocidos. Si se conocen los ángulos α y β y la base AB es posible situar el punto C.

4.2. POR COORDENADAS POLARES

Este procedimiento se usa más para levantamientos de planos que para replanteos de obras; permite fijar la situación de los puntos buscados con relación a un centro común, construyendo ángulos y tomando distancias (fig. 35).

Es poco cómodo para trabajos corrientes y su uso está reservado para ciertos especialistas.

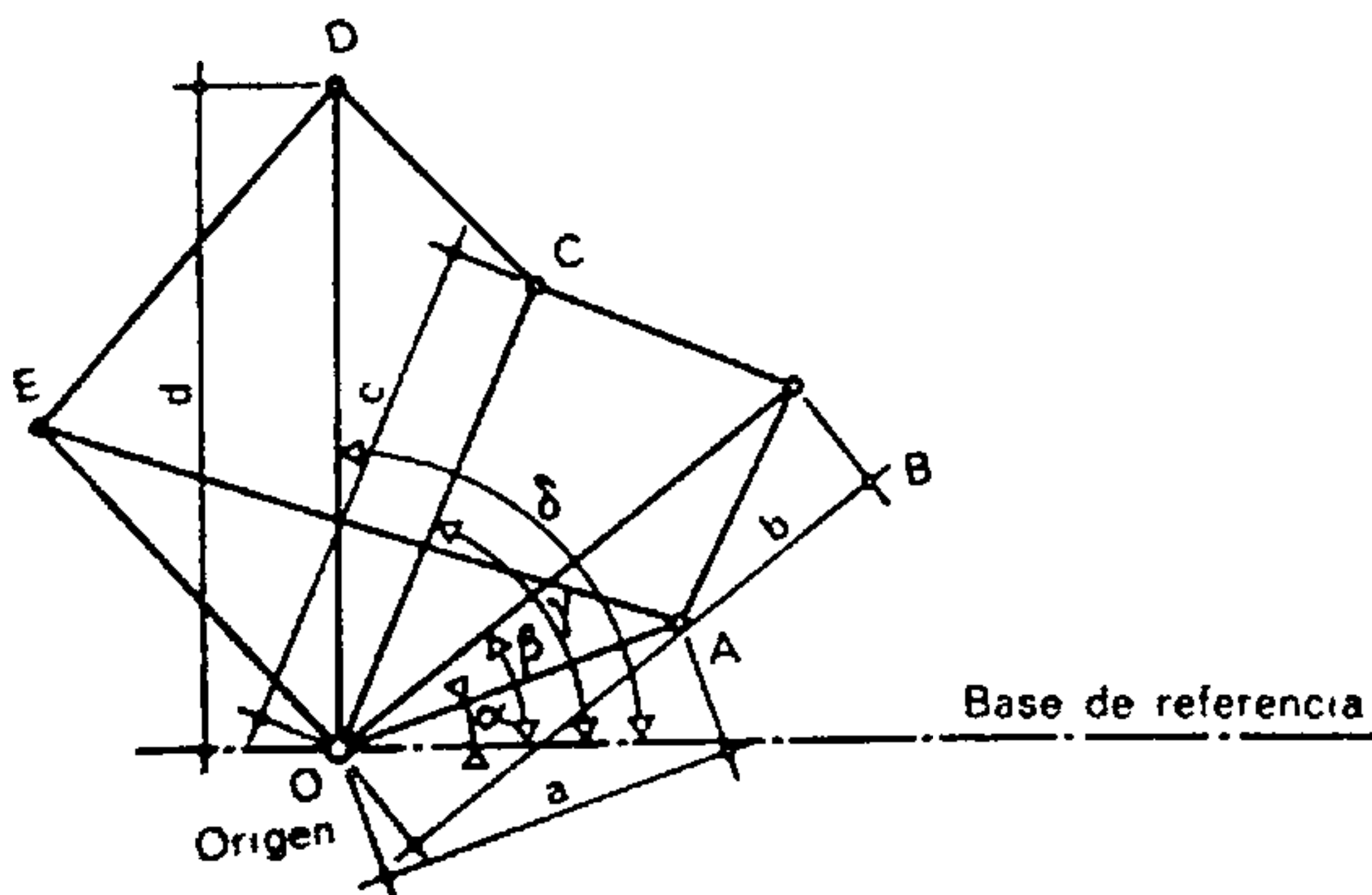


Fig. 35.

Trazado mediante transporte de ángulos y distancias.

4.3. POR COORDENADAS RECTANGULARES

Este medio es sencillo y es realizable con los instrumentos ordinariamente utilizables en las contratas: jalones, cinta métrica, escuadra de prisma, plomada, doble metro, etc. Consiste en fijar los puntos por medio de dos valores: una distancia sobre un eje y una distancia perpendicular a dicho eje (fig. 36).

Sobre una base prevista en los planos y trazada sobre el terreno, las distancias se toman con relación a un origen (punto O). Estas distancias pueden

ser negativas (—) o positivas (+); según los convenios admitidos, se toman a un lado u otro del origen.

Las ordenadas son las distancias que separan la base de los puntos considerados. Las ordenadas se

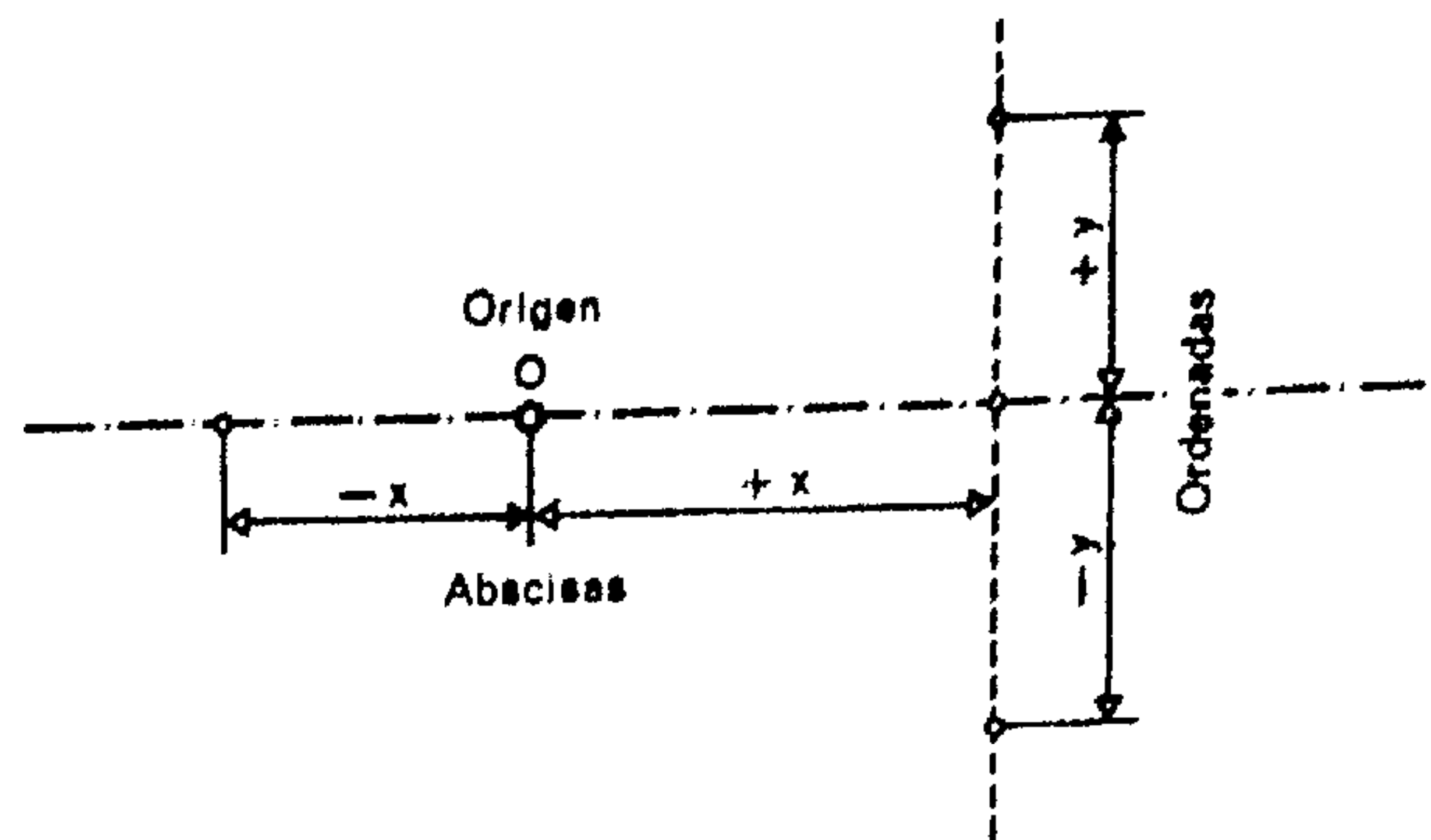


Fig. 36.

Trazado por coordenadas rectangulares.
Principio general.

toman perpendicularmente a las abscisas. También éstas pueden ser positivas o negativas, según el lado que ocupan con relación a la base.

Para fijar el punto P, por ejemplo, con relación al origen O, se tomará la distancia x; después, desde el

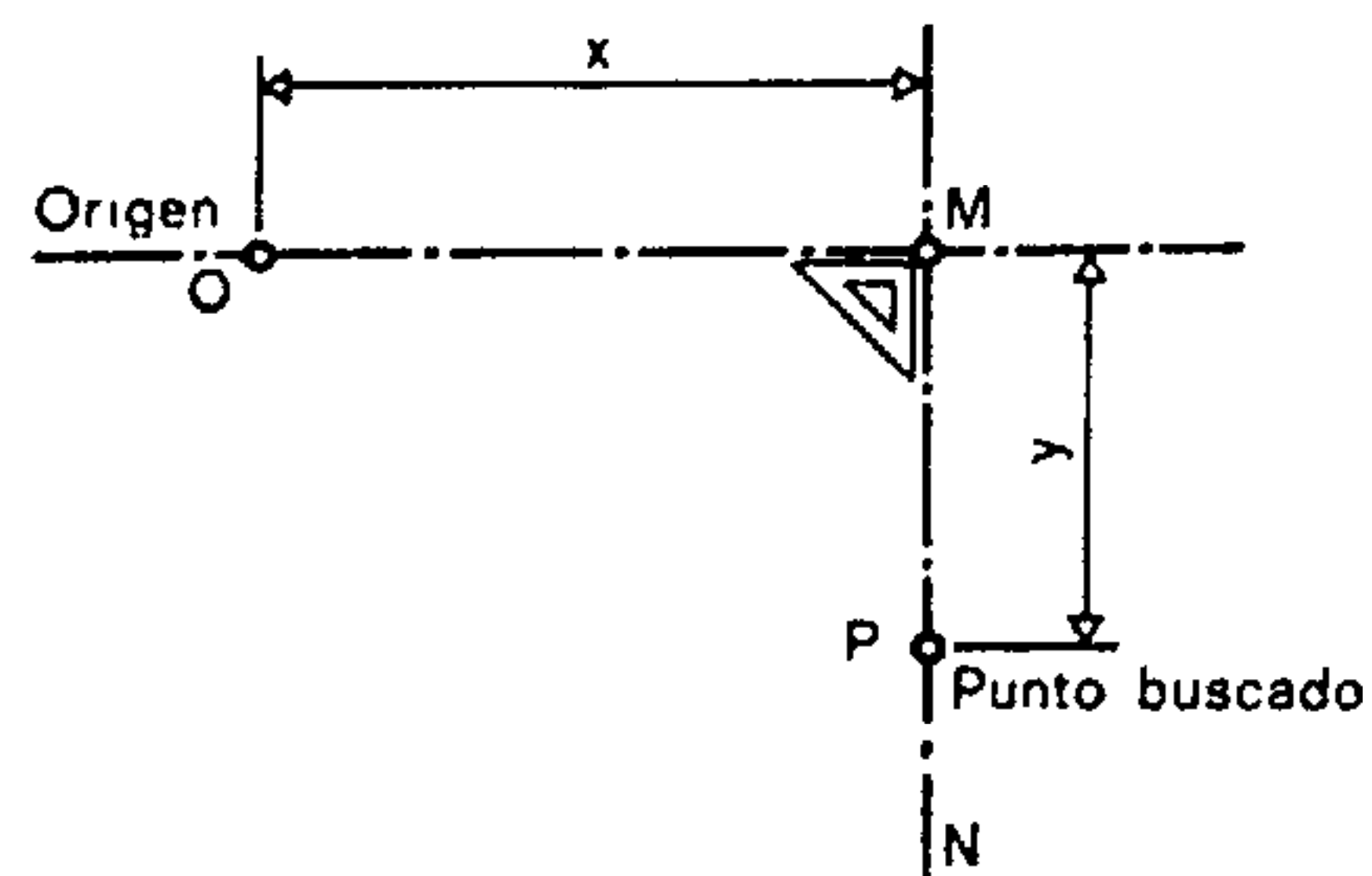


Fig. 37.

Situación de un punto mediante coordenadas rectangulares.

punto marcado M sobre la alineación, levantando una perpendicular con ayuda de la escuadra de prisma se define la alineación MN, sobre la cual, desde la base, se toma la distancia y (fig. 37).

Así puede fijarse sobre el terreno, procediendo de la misma manera para todos los puntos, el contorno del plano trazado en los dibujos (fig. 38).

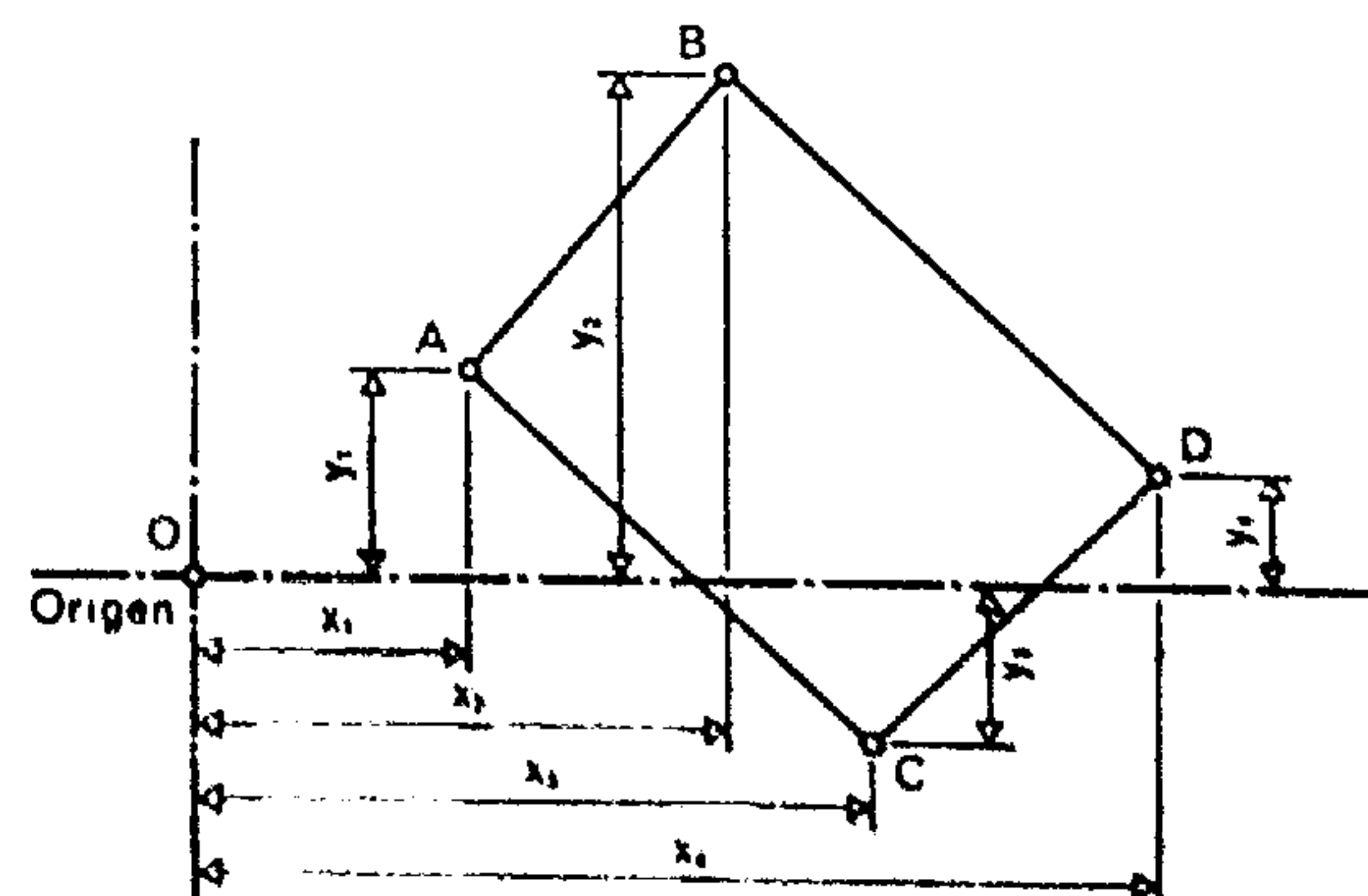


Fig. 38.

Trazado de una construcción mediante coordenadas rectangulares

A fin de obtener un grado de precisión suficiente, es importante comprobar el trazado reproducido sobre el suelo, por medio de la medición de las diagonales de este trazado. La longitud de estas últimas puede calcularse fácilmente aplicando el teorema de Pitágoras:

$$x^2 + y^2 = D^2 \text{ (fig. 39).}$$

(Este control o comprobación se efectuará también sobre la longitud de los trazados no paralelos a la base.)

El método de las coordenadas rectangulares permite trazar todas las formas geométricas sobre el terreno.

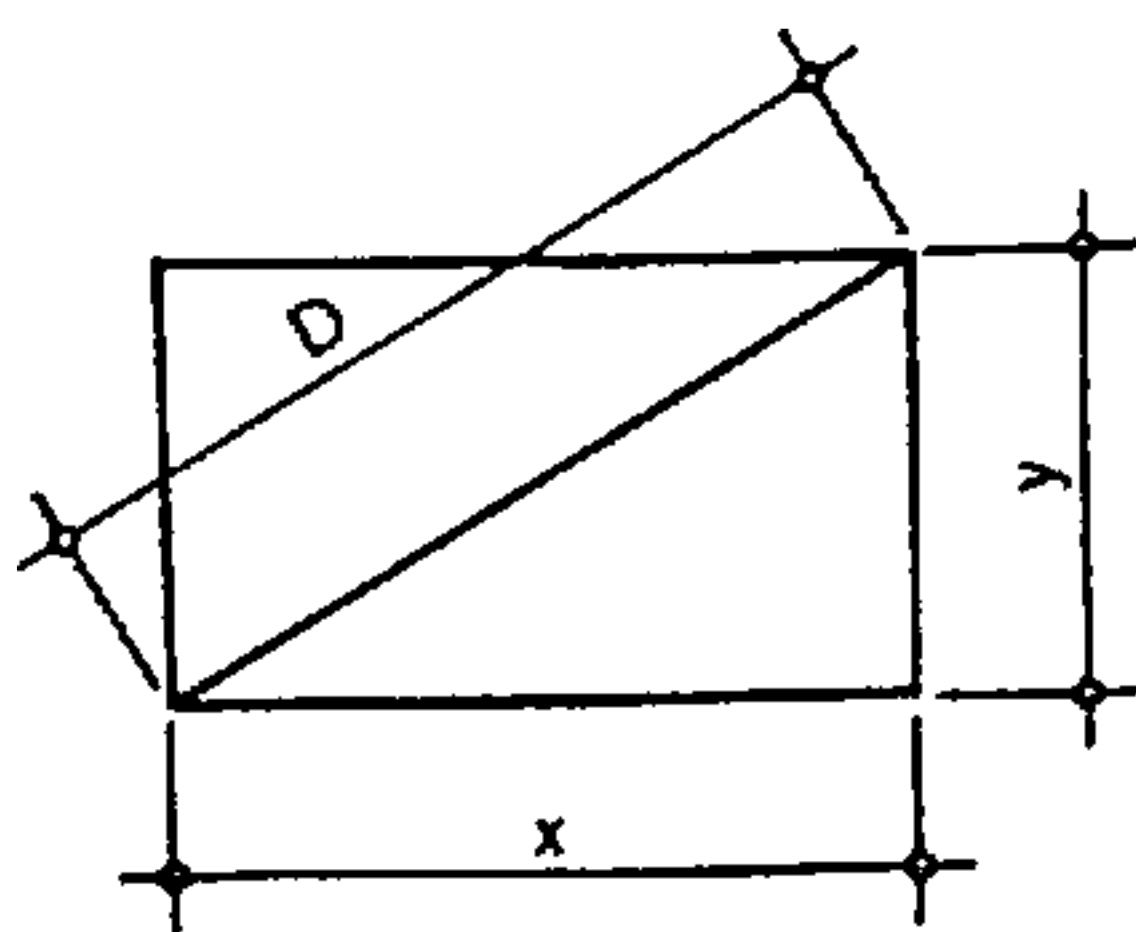


Fig. 39.

Control del trazado de las coordenadas rectangulares por medio del cálculo de la longitud de la diagonal.

$$\sqrt{x^2 + y^2} = D.$$

5. REPLANTEO DE LAS CURVAS

Replanteo y cálculo de los puntos característicos de los enlaces circulares sencillos.

Para realizar el replanteo de curvas con precisión, conviene fijar sobre el terreno cierto número de pun-

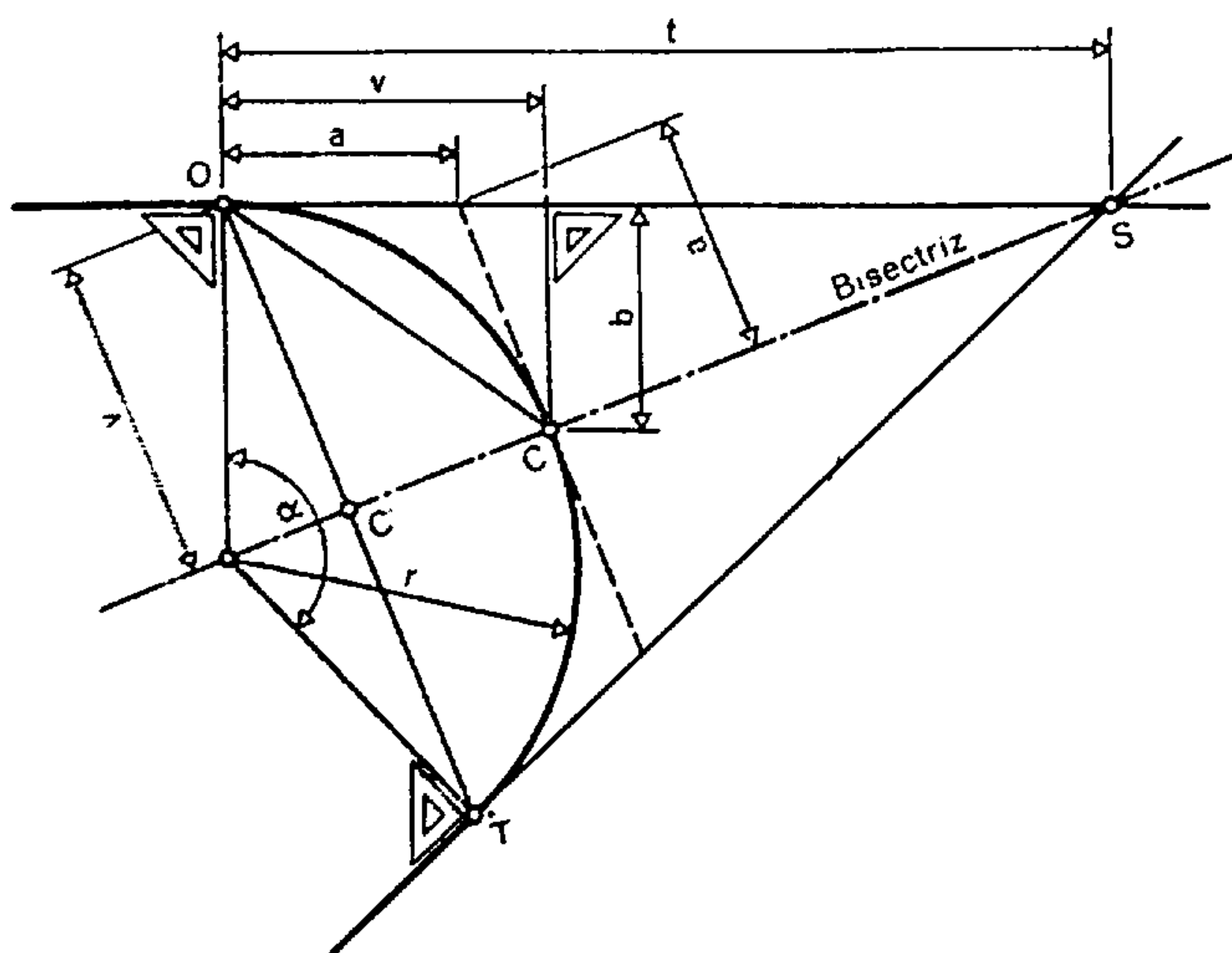


Fig. 40.

Replanteo de los puntos característicos de los enlaces circulares simples.

tos característicos. En efecto, la longitud de las tangentes principales, de la bisectriz del ángulo en el centro, la longitud del arco y de las cuerdas son valores indispensables para situar y trazar las curvas circulares (fig. 40).

Longitud de las tangentes: $OS = ST = r \cdot \tan \frac{\alpha}{2}$

Longitud de la bisectriz: $SC = r (\sec \frac{\alpha}{2} - 1)$

Longitud del arco: $OCT = r \cdot \frac{\pi \alpha}{180}$

Longitud de la cuerda: $OC = \sqrt{v^2 + b^2}$

$b = r \left(1 - \cos \frac{\alpha}{2} \right)$; $v = r \cdot \frac{b}{a}$

$a = r \cdot \frac{b}{v}$ o bien $a = r \tan \frac{\alpha}{4}$

(véase capítulo XIV: Geometría).

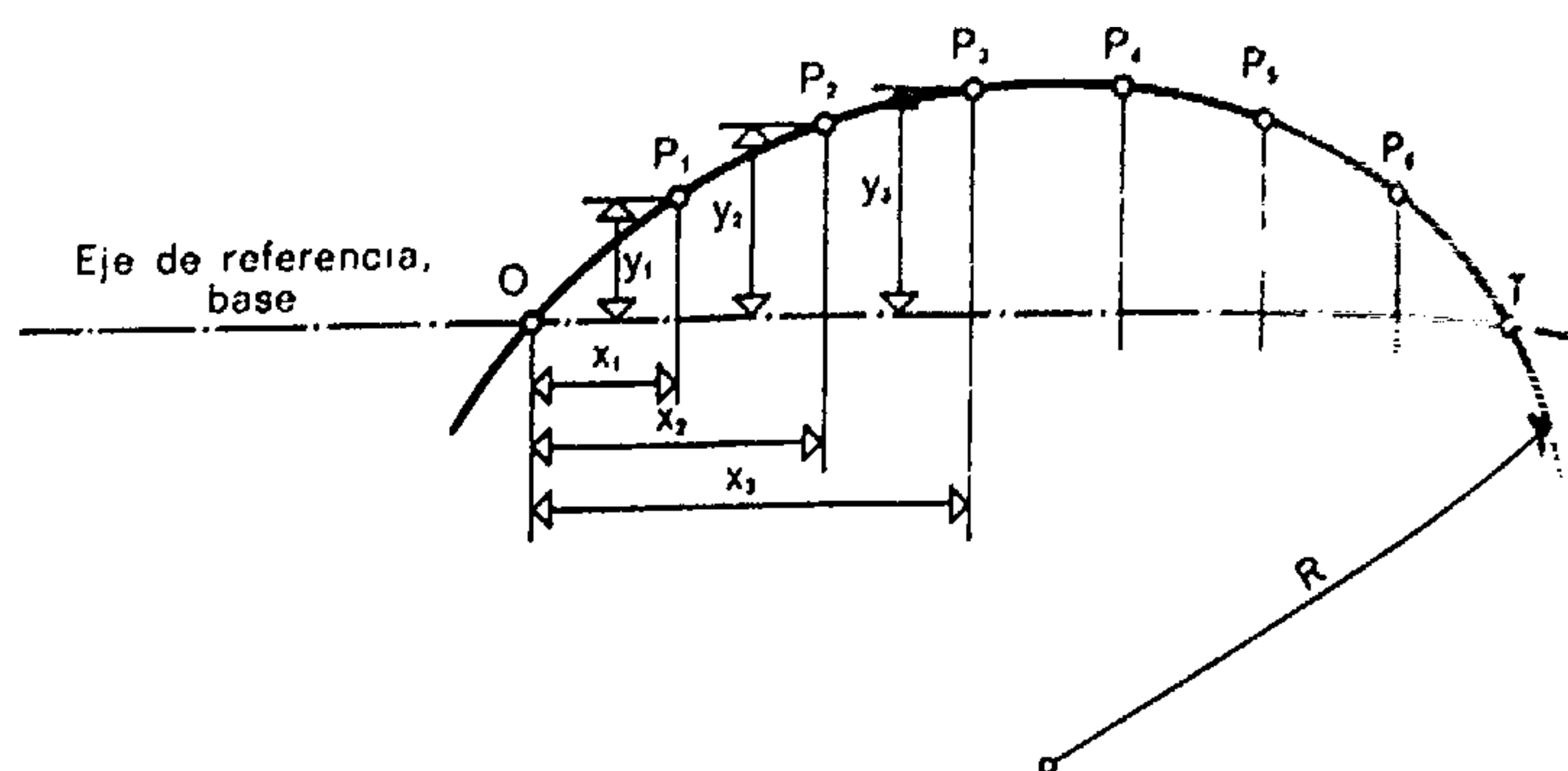


Fig. 41.

Trazado de los arcos de círculo y situación de curvas por medio de abscisas y ordenadas.

$x = \text{abscisa}$

$y = \text{ordenada}$

Caso en que el eje de referencia corta la curva.

Conociendo los puntos característicos, es posible trazar los puntos de la curva.

El replanteo de curvas puede realizarse fácilmente por el método de las coordenadas rectangulares; éste puede ser aplicado de dos maneras:

A. El eje de referencia es la cuerda de la curva (figura 41); los valores x e y son calculados entonces por los que redactan el proyecto. En este caso el problema no estriba más que en llevar al terreno las cotas dadas por el plano, después de haber marcado con precisión el origen y el final de la curva. El cálculo de estos valores se simplifica mediante el empleo de tablas (por ejem-

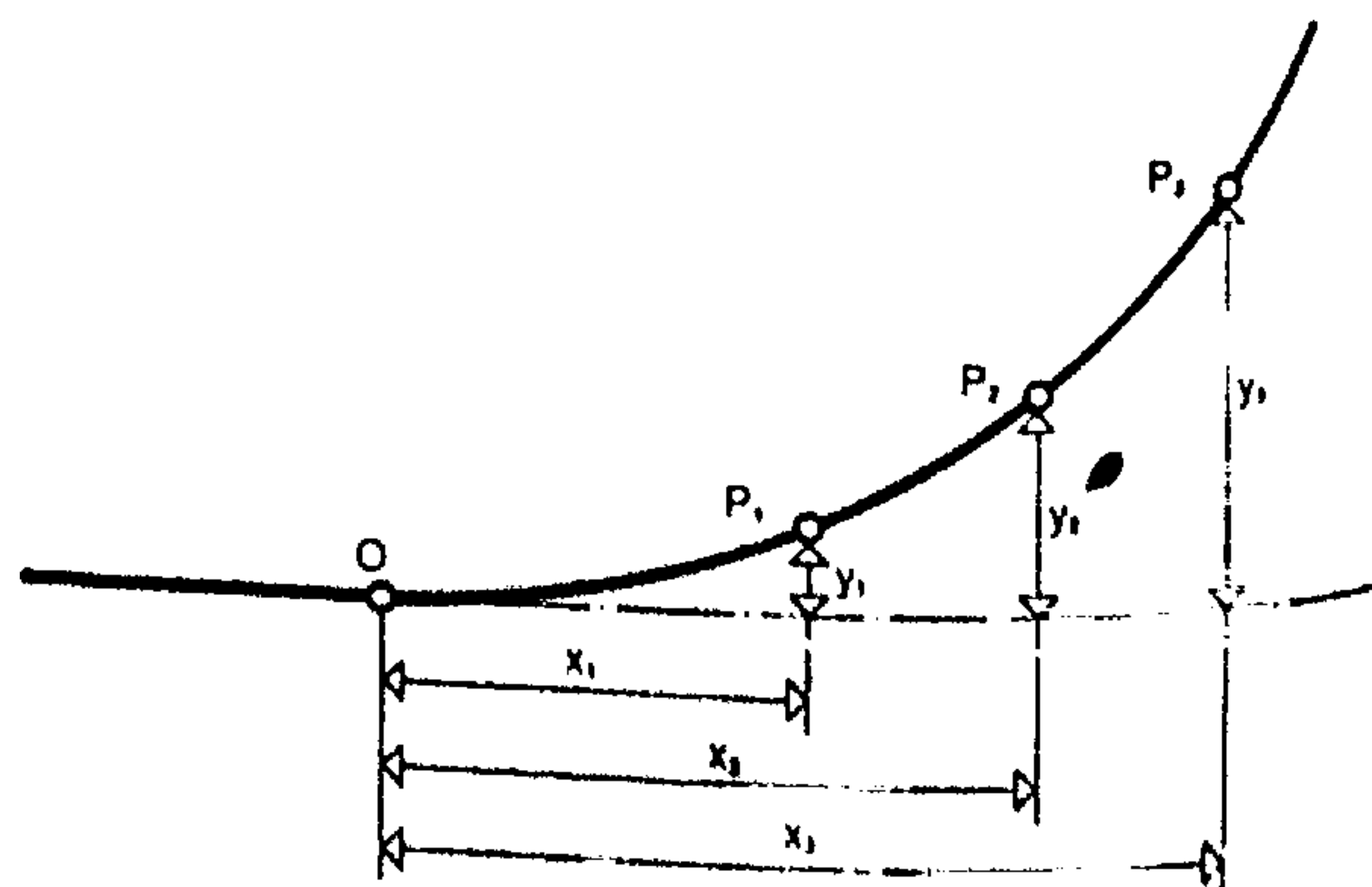


Fig. 42.

Trazado de los arcos de círculo y situación de curvas por medio de abscisas y ordenadas, siendo el eje de referencia tangente a la curva.

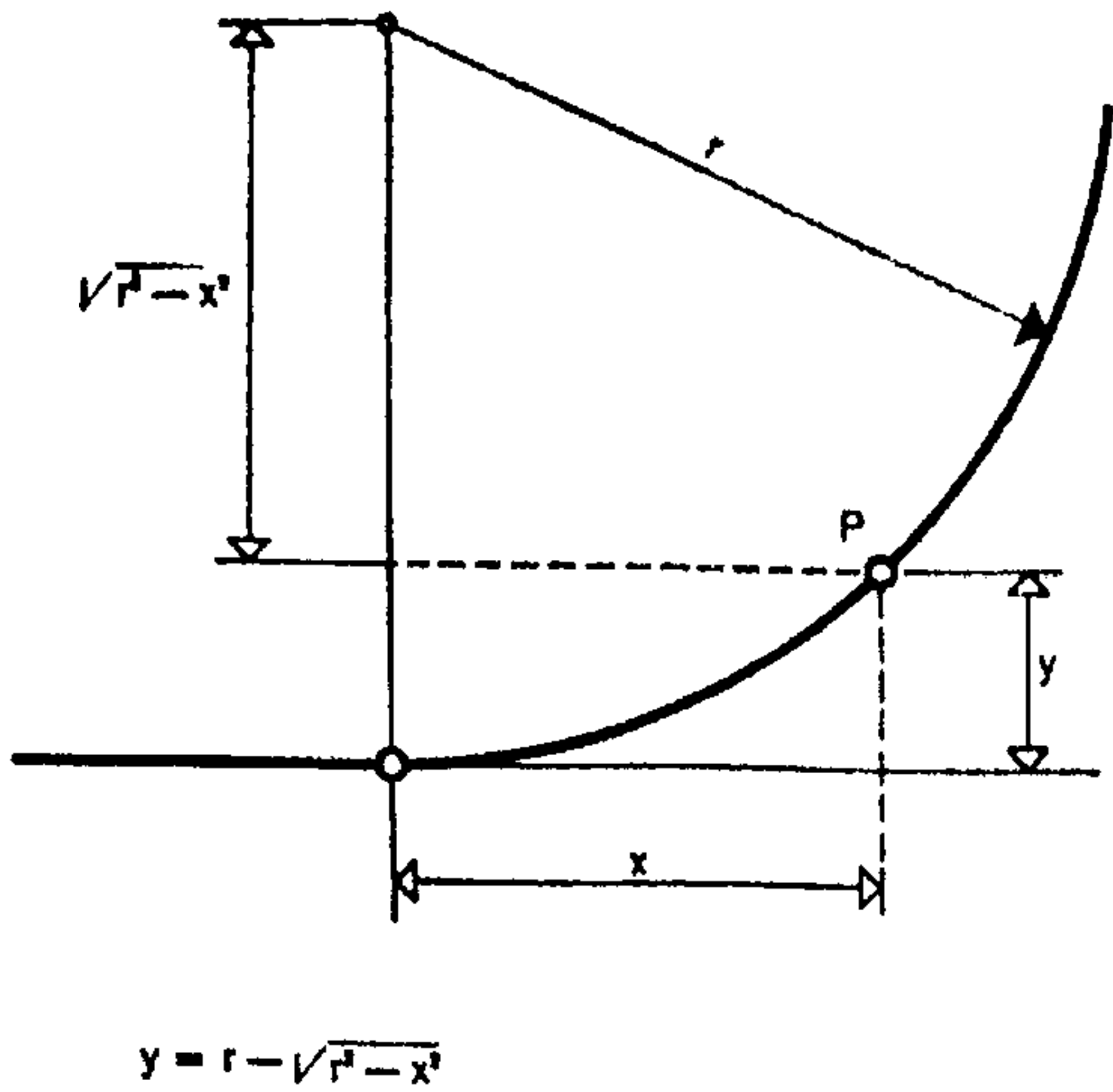


Fig. 43.

Trazado de un arco de círculo por puntos, por medio del cálculo de las ordenadas

Siendo determinado o fijado arbitrariamente el valor de las abscisas.

plo de Gaunin). Una fórmula simplificada, válida si el radio R es mayor de 100 m, permite determinar el valor de y :

$$y = \frac{x^2}{2R}.$$

B. El eje de referencia es tangente a la curva. Este método resulta el más práctico. Es el que se emplea generalmente para el replanteo de los arcos de círculo (fig. 42).

Cuando el radio de la curva es conocido y cuando son asimismo conocidos el origen y el fin del trazado circular, se puede aplicar fácilmente el método siguiente que no exige conocimientos de trigonometría (fig. 43).

Fijando el valor de los x (distancia del punto de tangencia de la curva a la proyección del punto buscado) se puede calcular fácilmente las abscisas (y). Del examen de la figura se deduce:

$$r = y + \sqrt{r^2 - x^2}$$

$$\text{de donde: } y = r - \sqrt{r^2 - x^2}$$

$$\text{o bien: } y = r - \sqrt{(r + x)(r - x)}.$$

Será posible entonces calcular la posición de cualquier punto de la curva.

Si, en cambio, se desean obtener puntos situados a igual distancia sobre el eje circular a trazar, es preciso emplear entonces el método siguiente (figura 44):

Para un radio dado cualquiera

$$x = r \sin \alpha$$

porque x representa el seno del ángulo en el centro α ; y entonces

$$y = r (1 - \cos \alpha).$$

Observación: Para que los puntos estén a igual distancia entre sí, en el eje trazado, es necesario que la progresión del ángulo en el centro sea uniforme.

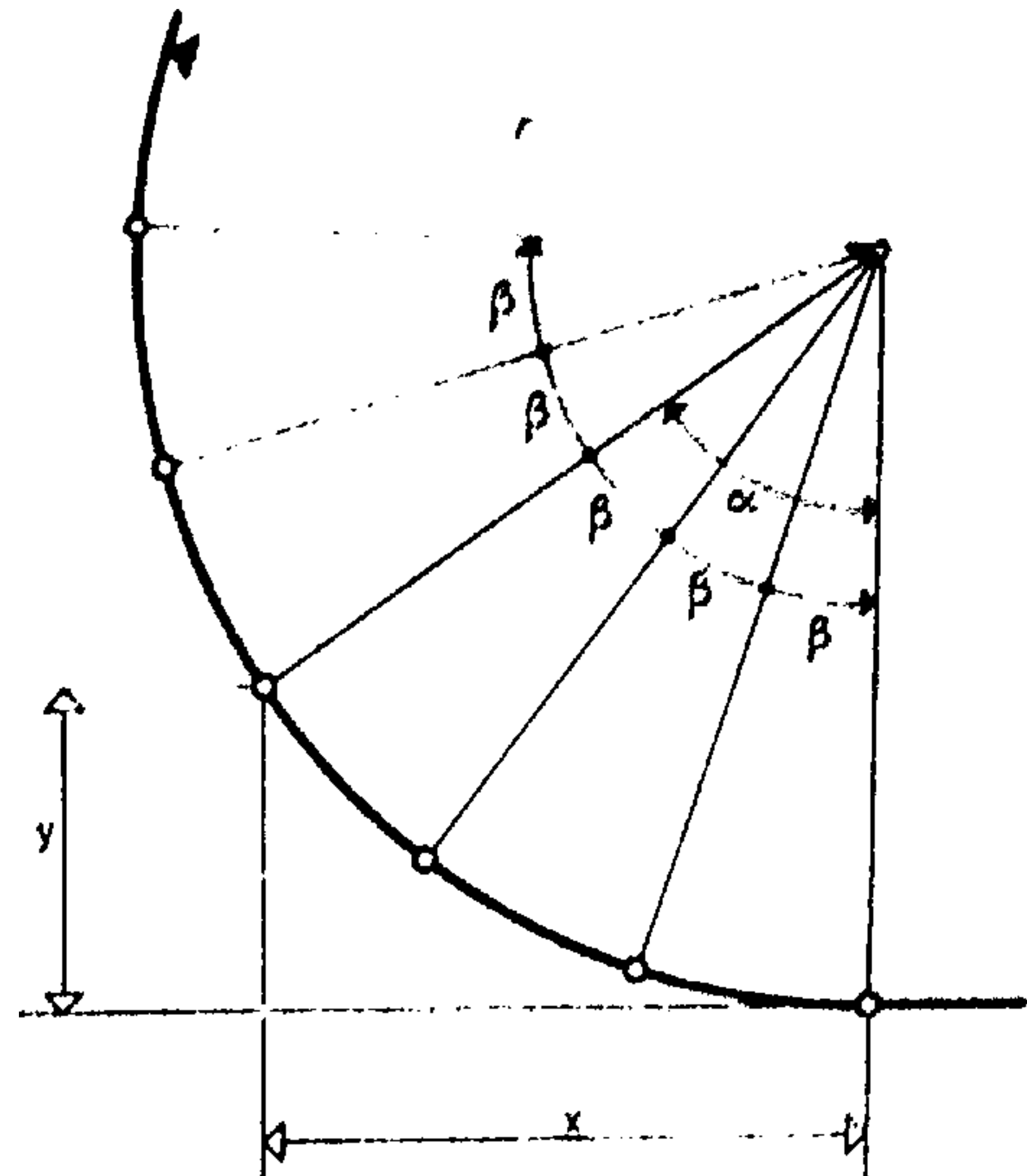


Fig. 44.

Trazado de un arco de círculo por medio de puntos equidistantes

El ángulo del centro entre punto y punto es constante.

$$x = r \sin \alpha \quad y = r (1 - \cos \alpha).$$

El método aproximado, llamado *método de las cuartas partes*, basta para gran número de casos de trazados de carreteras. Consiste en aplicar sucesivamente, sobre la cuerda obtenida con la flecha precedente, la cuarta parte de este último valor. Se hallan así por aproximaciones sucesivas todos los puntos de la curva circular (fig. 45).

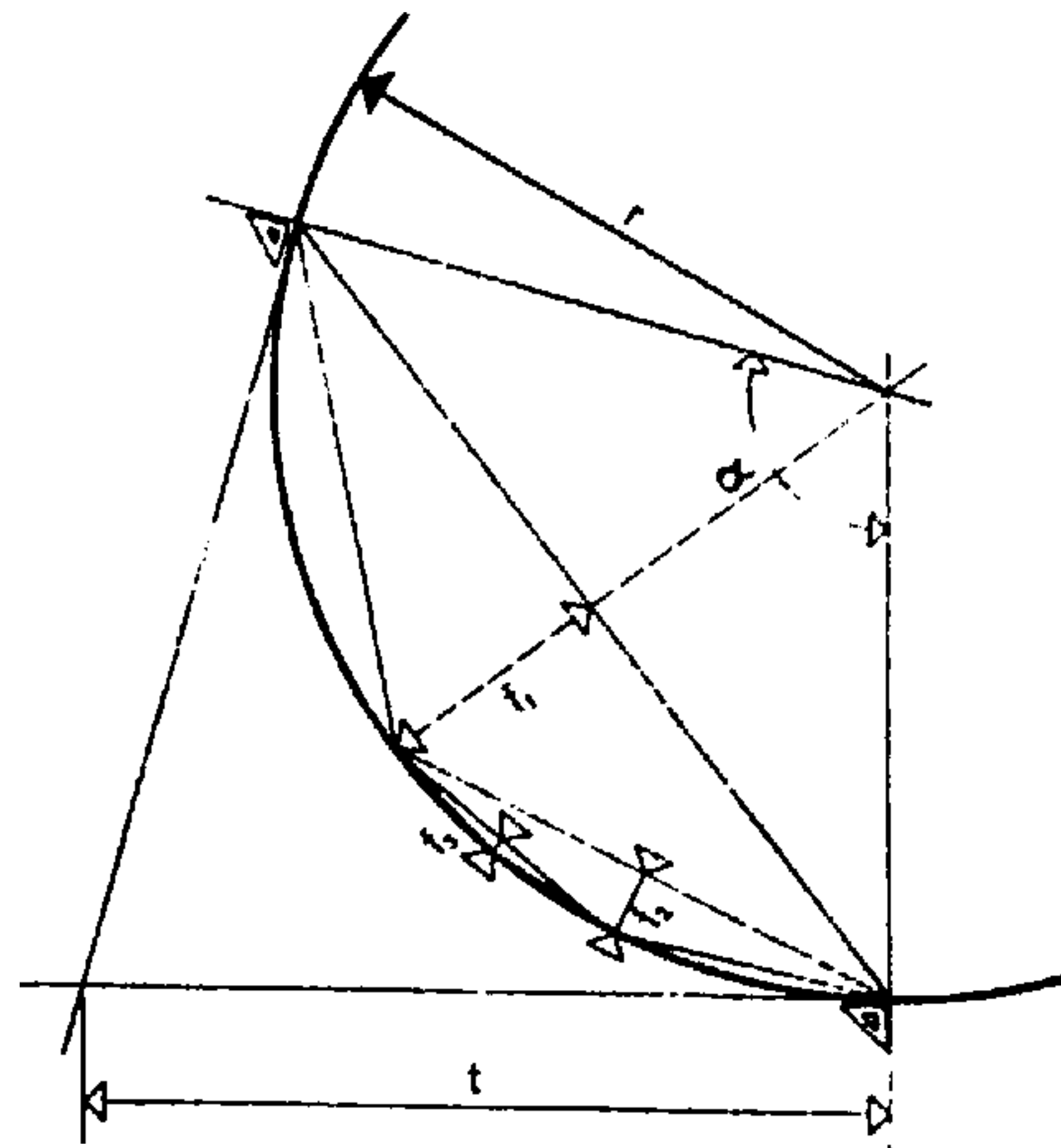


Fig. 45.

Situación de puntos de un arco de círculo mediante el método de las flechas

$$f_1 = r \left(1 - \cos \frac{\alpha}{2} \right) \quad f_2 = \frac{f_1}{4} \quad f_3 = \frac{f_2}{4}$$

Podemos calcular la flecha f_1 :

$$f_1 = r \left(1 - \cos \frac{\alpha}{2} \right) \text{ o bien } f_1 = r - \sqrt{r^2 - t^2}$$

y a continuación:

$$f_2 = \frac{f_1}{4}; \quad f_3 = \frac{f_2}{4}; \text{ etc.}$$

valores que se irán situando sobre las perpendiculares en los puntos medios de las cuerdas precedentemente determinadas.

Ejemplo: Propongámonos determinar los puntos de una curva circular de 30 m de radio, cuyo ángulo en el centro es de 120° :

$$f_1 = r \left(1 - \cos \frac{120^\circ}{2} \right) = 30 (1 - 0,5)$$

$$f_1 = 15 \text{ m}$$

$$t = r \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = 30 \cdot \operatorname{tg} \frac{120^\circ}{2}$$

$$t = 30 \cdot 1,732 = 51,9 \text{ m}$$

$$f_1 = 30 - \frac{900}{\sqrt{900 + 2693}} \approx 15 \text{ m}$$

$$f_2 = \frac{15,00}{4} = 3,75 \text{ m}$$

$$f_3 = \frac{3,75}{4} = 0,93 \text{ m}$$

etc.

Es evidente que si el radio del círculo a trazar es inferior a 20 m, si el centro es accesible y el terreno casi llano, será más interesante trazar la curva con la cinta métrica. Hay que desconfiar de los cordeles, cuyos alargamientos son una fuente de contradicciones.

Los enlaces de curvatura progresiva, *lemniscatas*, *clotoides*, *parábolas*, etc., sin ser complicados se salen del cuadro fijado para esta obra. Sin embargo, si esas curvas han sido calculadas por el autor del proyecto su traslado al terreno no ofrecerá problemas nuevos.

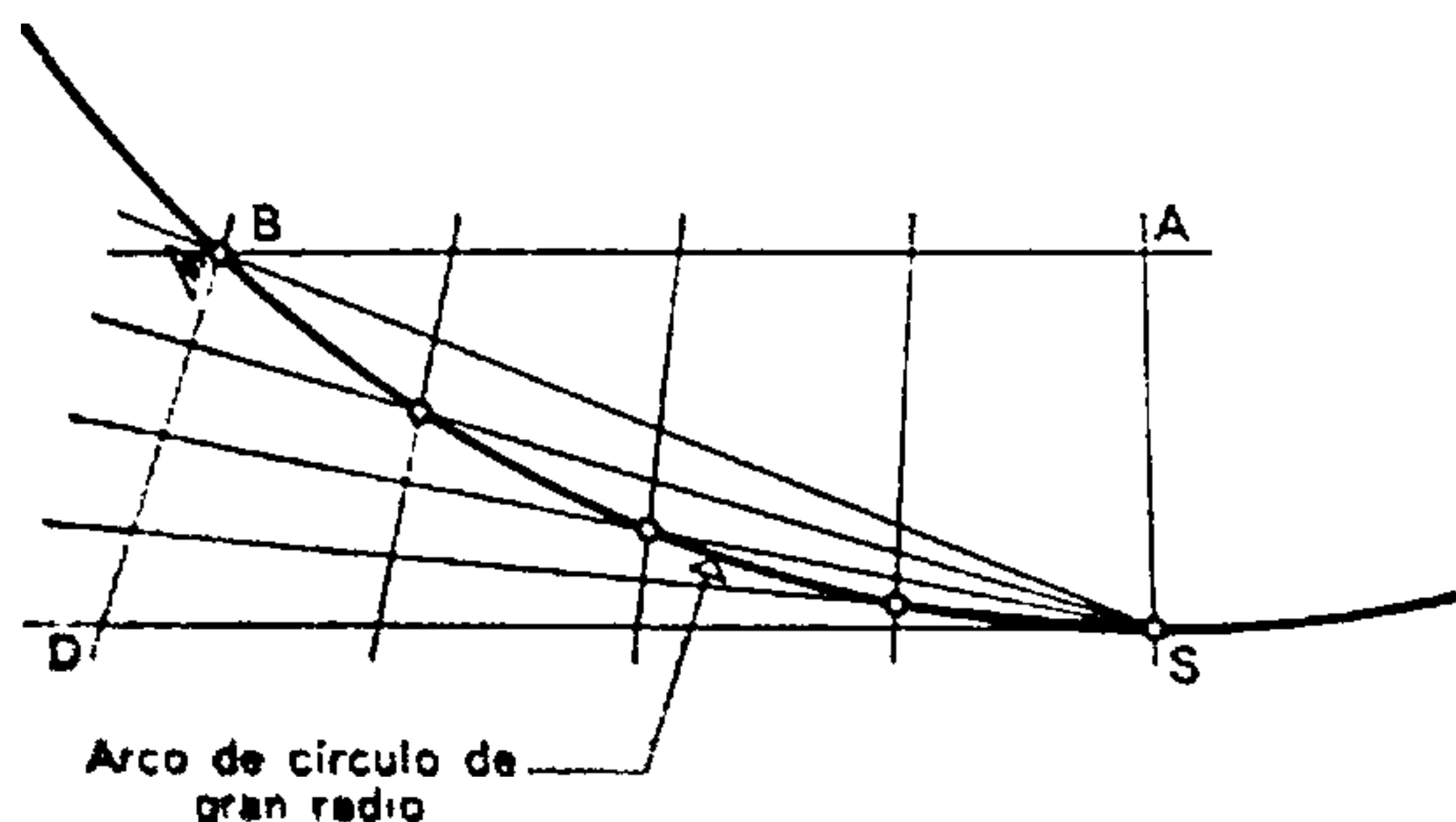


Fig. 46.

Método aproximado para trazar arcos de círculo de gran radio

$SA = \text{flecha dada.}$

- 1) Trazar SB.
- 2) Trazar BD, perpendicular a SB en B.
- 3) Dividir AB, SD y BD en un mismo número de partes iguales.
- 4) Unir los puntos determinados; la curva pasa por los puntos de intersección de la red así trazada.

6. TRAZADO Y SITUACIÓN

Los puntos importantes dados por los planos, generalmente las esquinas de la construcción, trazados y situados sobre el terreno por medio de jalones o piquetes, fijan definitivamente la situación de la futura construcción.

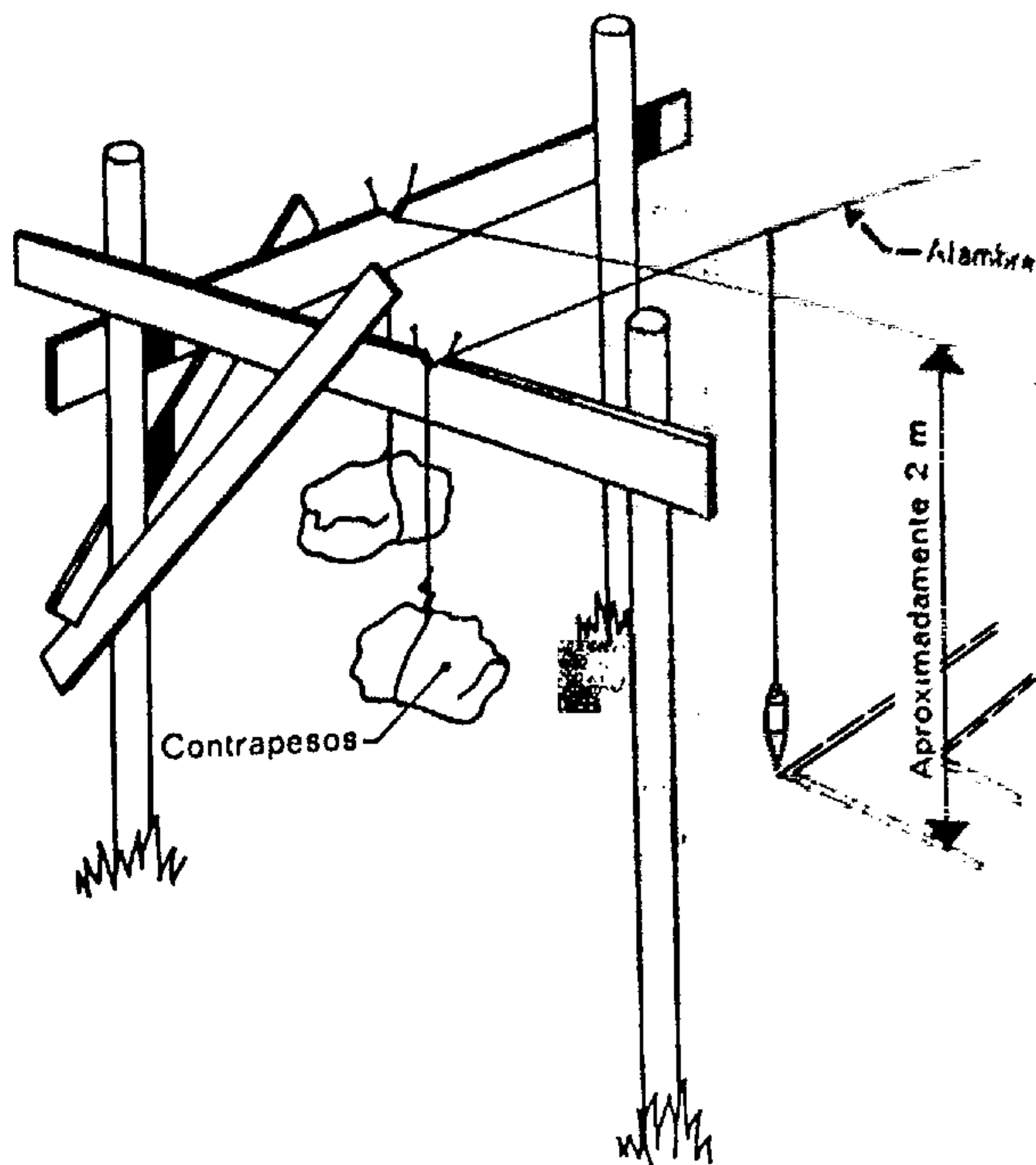


Fig. 47.

Los caballetes son construcciones provisionales que soportan la red de alambres. La intersección de los alambres define el paramento exterior de las paredes acabadas. También es posible tender varios alambres, uno para el paramento exterior, otro para el interior y otros para los basamentos o muros de la cimentación.

Las alineaciones que pasan por esos puntos permiten trazar el *desnudo* o cara exterior de los muros de fachada.

A fin de que este trazado no desaparezca durante la ejecución de las obras, conviene reemplazar los piquetes por puntos situados en la misma alineación pero separados del *recinto* de la construcción.

Este replanteo se efectúa por medio de unos caballetes de madera.

Éstos están formados (fig. 47) por unos travesaños de tablas sostenidos por estacas clavadas por lo menos 50 cm en el suelo; los travesaños están situados a unos 2 m por encima del terreno. Esta altura debe permitir circular libremente por la superficie de pie de obra. Esa construcción provisional debe estar arriostrada y ser suficientemente sólida para soportar sin deformación la carga de los contrapesos destinados a tensar los alambres y cordeles (fig. 47).

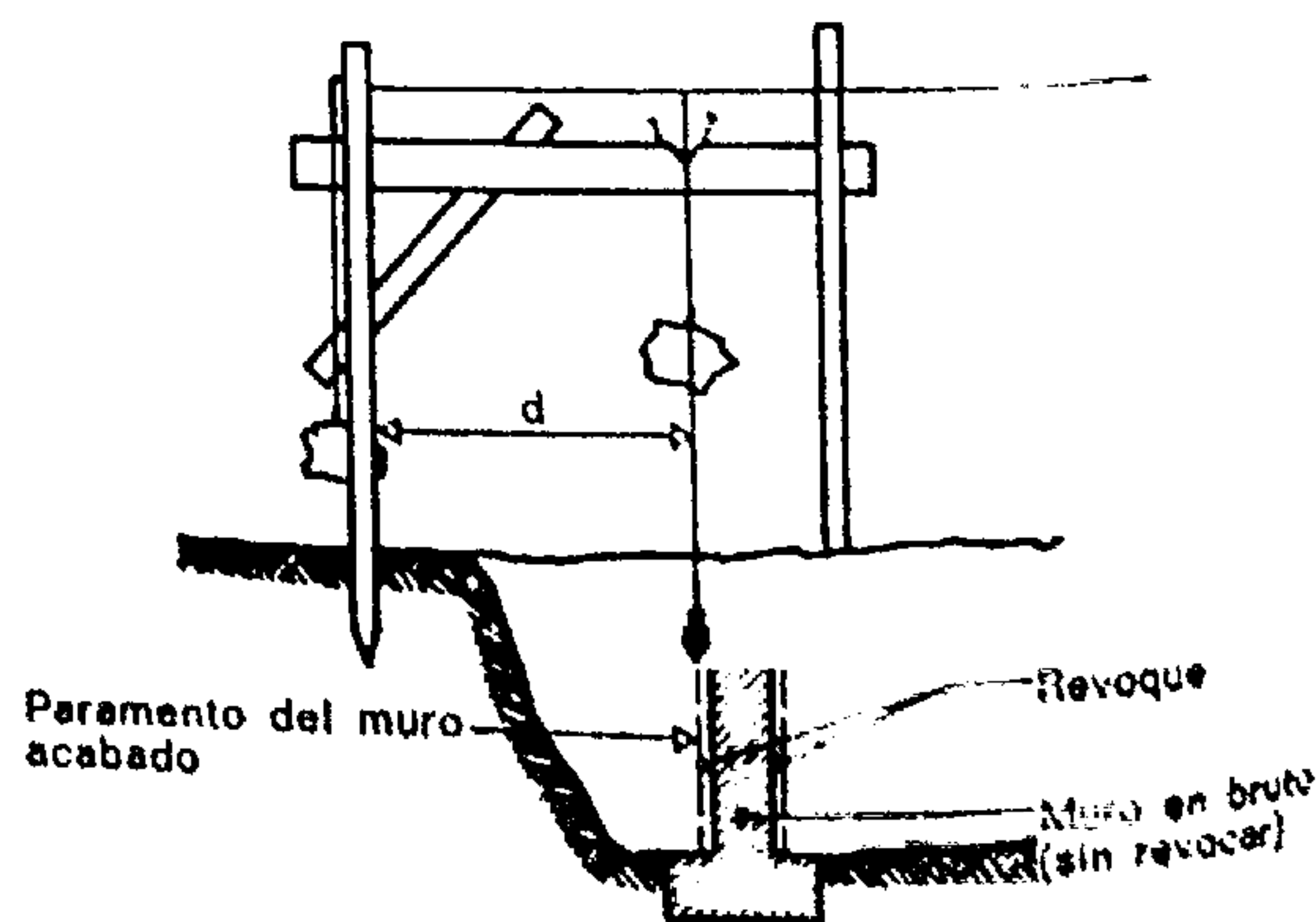
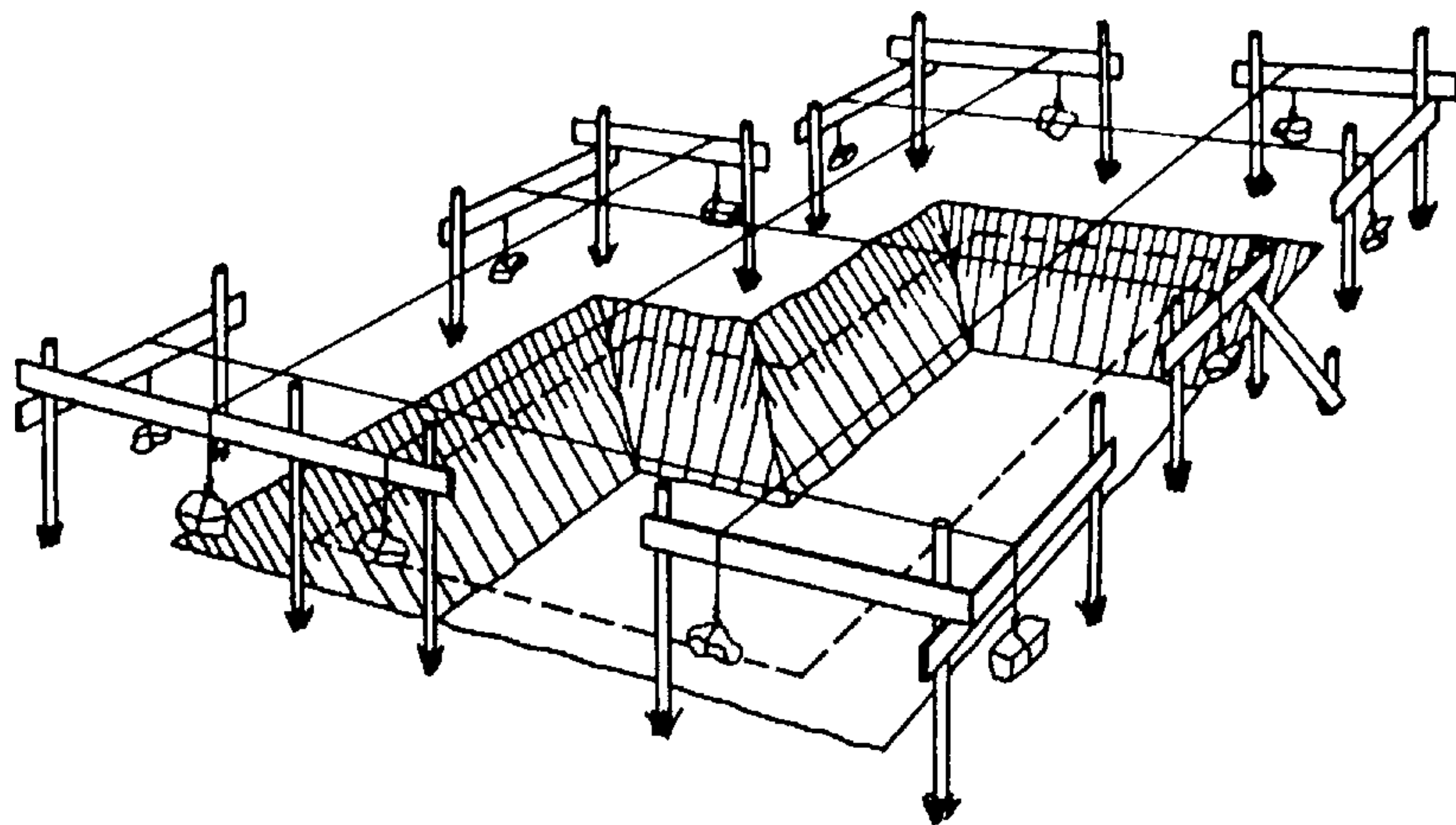


Fig. 48.

La distancia entre el caballete y el paramento del muro debe ser suficiente para evitar los desmoronamientos y permitir el trabajo y la circulación.

Fig. 49.

La red de alambres sostenida por los caballetes o las silletas materializa las alineaciones de las paredes durante la ejecución de las excavaciones, de las cimentaciones y de los muros del subsuelo.



En ciertos casos, en obras de poca importancia o cuando no obstaculicen el paso, los caballetes pueden dejarse a menor altura. Sin embargo, los peligros de errores, de desplazamientos y de deterioros son otros obstáculos para ese modo de proceder.

En la cara superior de los travesaños se dan unos cortes de sierra a modo de entalladuras o se fijan unos clavos que correspondan a la alineación de los muros de fachada o al eje del emplazamiento de los pilares.

Entre esas marcas de un caballete a otro se colocan alambres atirantados por medio de contrapesos. De esos alambres los albañiles podrán colgar su plomada para el trazado de los zócalos y para la construcción de los muros.

El edificio se construye, pues, con relación a esa planta materializada por una red de alambres. Conviene por lo tanto comprobar cuidadosamente el trazado antes de emprender la ejecución.

Observación: No hay que perder de vista al colocar los caballetes que éstos son los que van a situar los “desnudos” de los muros de fachada. A esas paredes se añadirán los ensanchamientos de las cimentaciones, una pequeña banqueta de 20 cm a fin de evitar los desmoronamientos de tierra, o una anchu-

ra todavía mayor que haga posible el revoque exterior de las paredes (fig. 48). El terreno ocupado por los taludes de la excavación que depende de la profundidad de la misma y de la naturaleza del terreno, se añade a esos valores (véase capítulo IV: *Movimientos de tierras*).

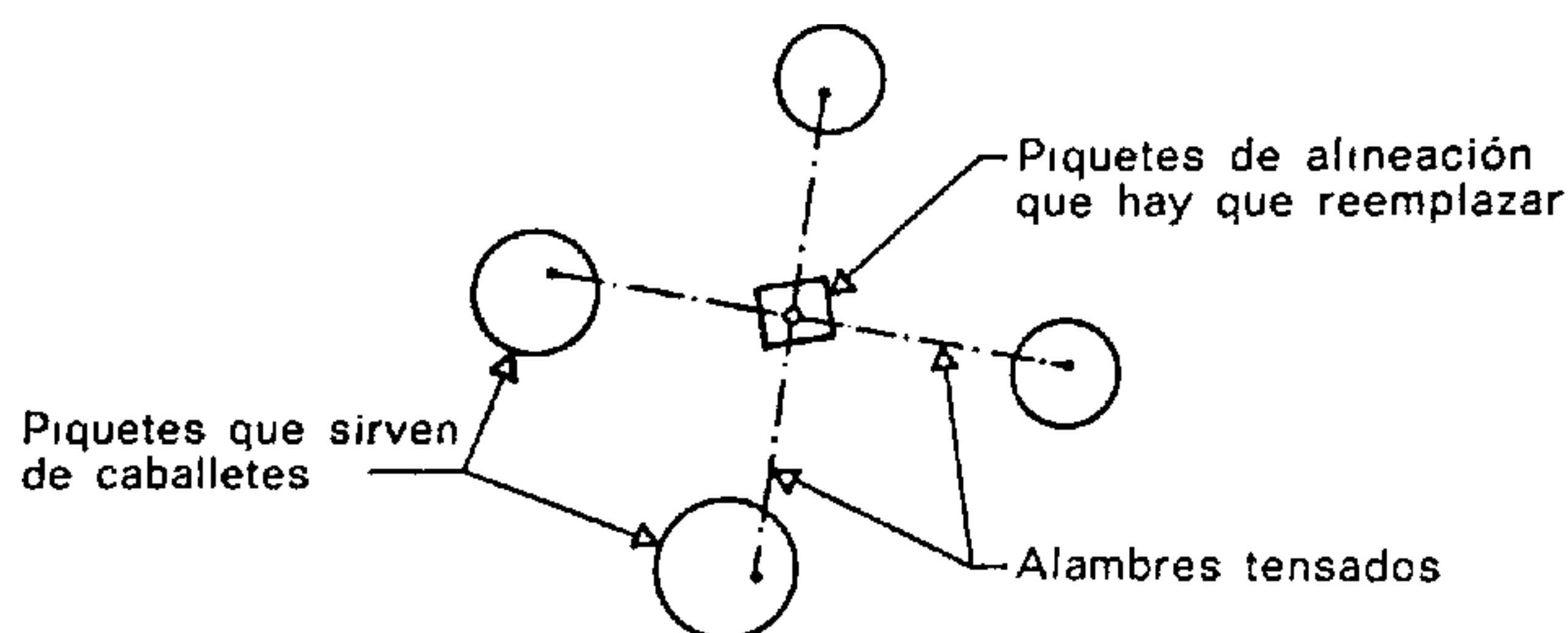


Fig. 50.

Sustitución de un piquete de alineación

Por lo que hace referencia a los pilares, los hilos tensados suelen marcar sus ejes o centros. Lo mismo ocurre con frecuencia con los muros de cerca.

Para reemplazar un piquete de alineación, se procede de la misma manera, substituyendo los caballetes con cuatro piquetes y marcando la situación exacta de aquél por medio de dos alambres cruzados.

CAPÍTULO III

NIVELACIÓN

1. INTRODUCCIÓN

La *nivelación* es la medición de las diferencias de altura entre dos o varios puntos.

La nivelación sirve para definir el relieve de un terreno fijando la altura de un cierto número de puntos. Todas las cotas de altura se dan con relación a un nivel de base llamado *horizonte* o *plano de comparación*.

Las alturas de los mapas geográficos y de los planos topográficos se miden con relación a un nivel de base $\pm 0,00$, correspondiente a la cota 0329 de la escala de mareas del fuerte Saint-Jean (Marsella, Francia). Este nivel corresponde, con un error de unos 2 cm, al nivel medio del Mar Mediterráneo, de donde procede la expresión que suele ponerse a continuación de una cota de altura: sobre o bajo el nivel del mar.

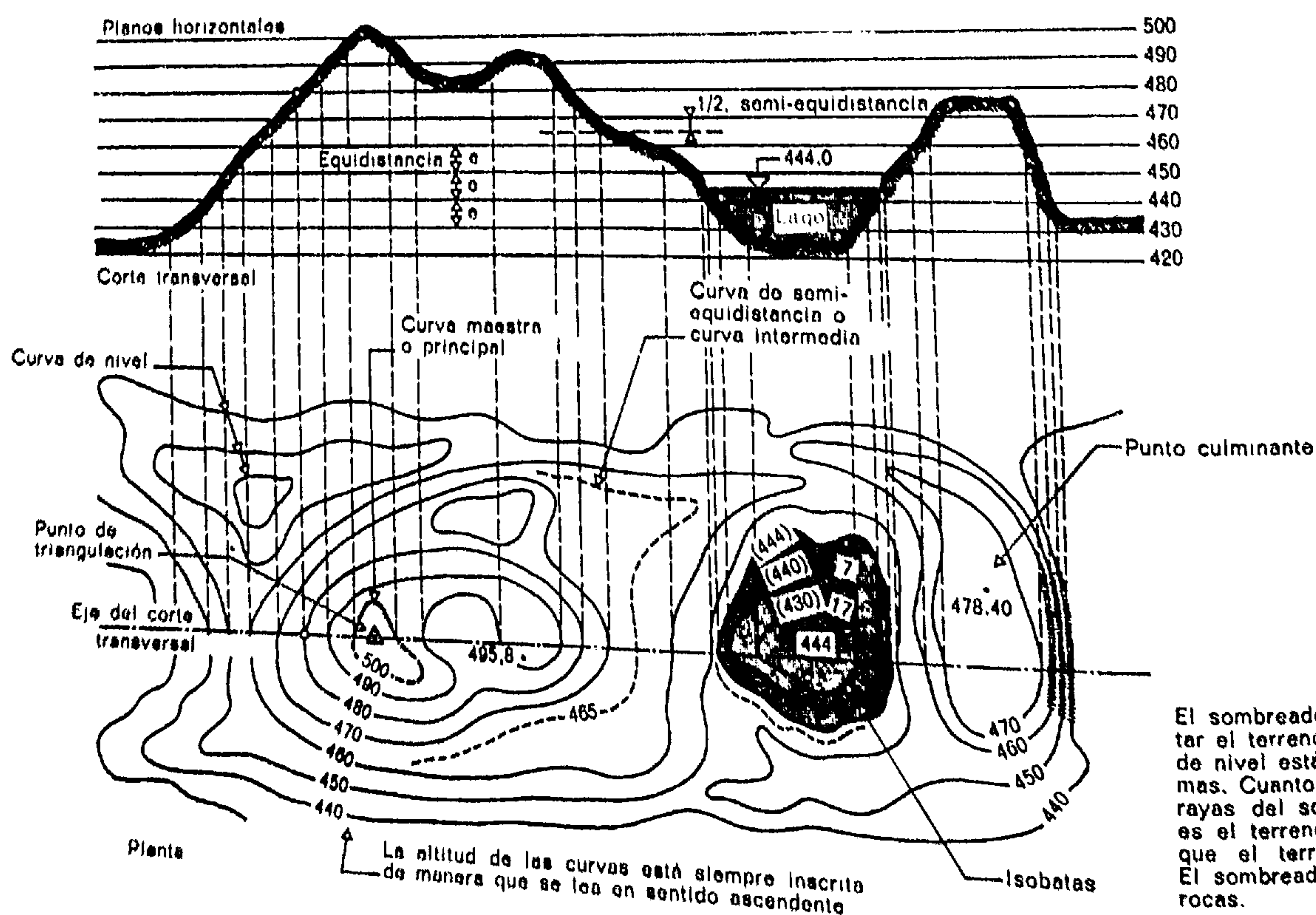
Dos puntos están nivelados cuando están situados en un mismo plano horizontal.

La línea que en los planos topográficos enlaza los puntos que están a un mismo nivel se llama *curva de nivel* o *curva horizontal*. Es pues una línea continua que representa la intersección de un plano horizontal con el terreno.

Las orillas de un estanque o de un lago, representan la definición misma de la curva de nivel.

En los planos y mapas se traza la proyección horizontal de las curvas de nivel, cuya altura, mencionada una sola vez, fija la altura de todos los puntos de dicha curva (fig. 51).

Con la finalidad de aumentar el número de datos de información proporcionados por un plano o mapa topográfico y para representar mejor el relieve del terreno, éste está cortado por una serie de planos ho-



El sombreado permite representar el terreno cuando las curvas de nivel están demasiado próximas. Cuanto más largas son las rayas del sombreado más llano es el terreno; si son cortas es que el terreno es escarpado. El sombreado suele representar rocas.

Fig. 51.

Las curvas de nivel definen en planta el aspecto del relieve de un terreno. La equidistancia elegida depende del relieve del suelo y de la escala de la representación.

* Este nivel + 100 debe ser trazado para todos los trabajos interiores; la primera vez sobre las paredes y tabiques en bruto, la segunda sobre las paredes y tabiques ya enlucidos

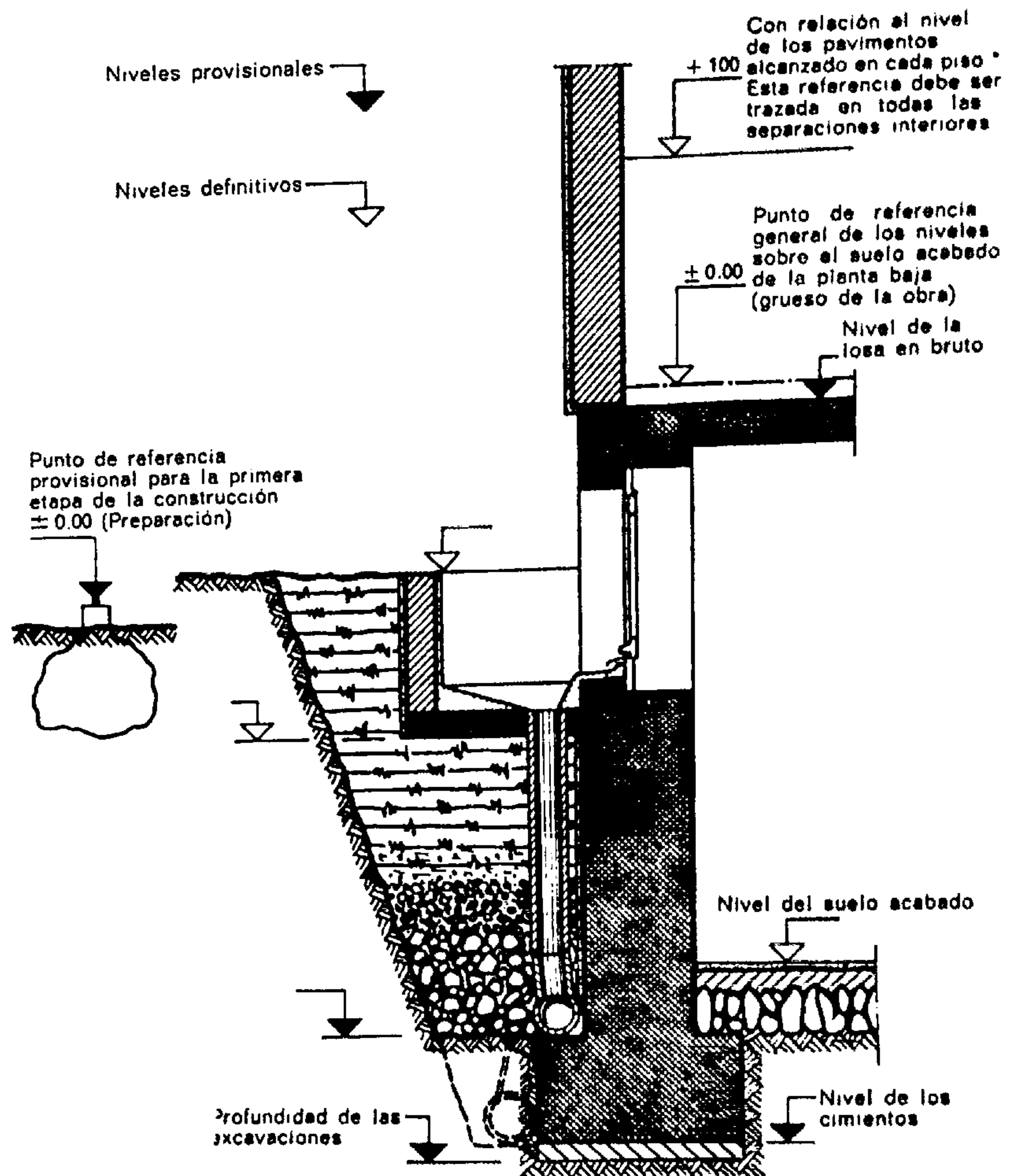


Fig. 52.

Los puntos de referencia de la altura

En la realización de una construcción se establecen diferentes puntos de referencia para la nivelación: preparación, grueso de la obra y referencia general, instalaciones.

rizontales equidistantes que determinan, en planta, una sucesión de curvas de nivel.

La diferencia de altura que separa dos curvas de nivel consecutivas se llama equidistancia. Este valor depende del relieve del terreno de la escala del plano topográfico, etc.

Se llaman *curvas maestras* o *curvas principales* aquellas que representan alturas características: 100 m, 200 m, 300 m, etc.

Las curvas *intermedias* o de *semi-equidistancia* son aquellas que están intercaladas entre las curvas ordinarias. Aparecen en la representación de terrenos poco accidentados y su finalidad es aumentar el aspecto del relieve del suelo.

Las *isobatas* son las curvas de nivel que marcan el relieve del fondo de los lagos. La cota de referencia de las isobatas es a veces la de la superficie del lago contada como ± 0.00 .

Cuando el terreno es escarpado y en consecuencia las curvas de nivel quedan muy próximas, se reemplazan por sombreados para aumentar la claridad de los planos. Las rayas de los sombreados se trazan siempre según la dirección de la máxima pendiente del terreno.

La nivelación general de un país o de una región fija sobre el terreno las alturas de un gran número de puntos denominados *hitos* o *puntos de referencia*.

Se establecen generalmente con marcas fijas en monumentos u obras de arte o bien en puntos característicos, sólidos e inmutables.

Los hitos metálicos, de bronce en la mayoría de los casos, materializan de una manera precisa el punto exacto cuya altura ha sido medida. Esta altura está a veces indicada en el mismo hito.

La posición de todos esos puntos de referencia de la nivelación, así como la altura a la cual se sitúan, está señalada en los planos topográficos y en ciertos planos catastrales (fig. 53, pág. 44).

Para llevar a cabo una nivelación se partirá siempre que sea posible de uno de tales puntos de referencia. En caso de que no hubiera ninguno de esos hitos en las inmediaciones, se tomaría como plano de comparación o plano de referencia el nivel de un punto perfectamente fijo, elegido como punto de referencia.

En los talleres de pie de obra de una construcción y para la primera etapa de los trabajos, el punto de referencia o plano de comparación se elige por ejemplo en un zócalo de hormigón, un mojón importante, una marca sobre un carril, etc. Importa ante todo que ese punto sea fijo, sólido y fácilmente accesible para las lecturas de niveles. Más adelante, cuando ya se construyen las losas (o pavimentos) del edificio, el plano de comparación se traslada a una

Plan catastral 73

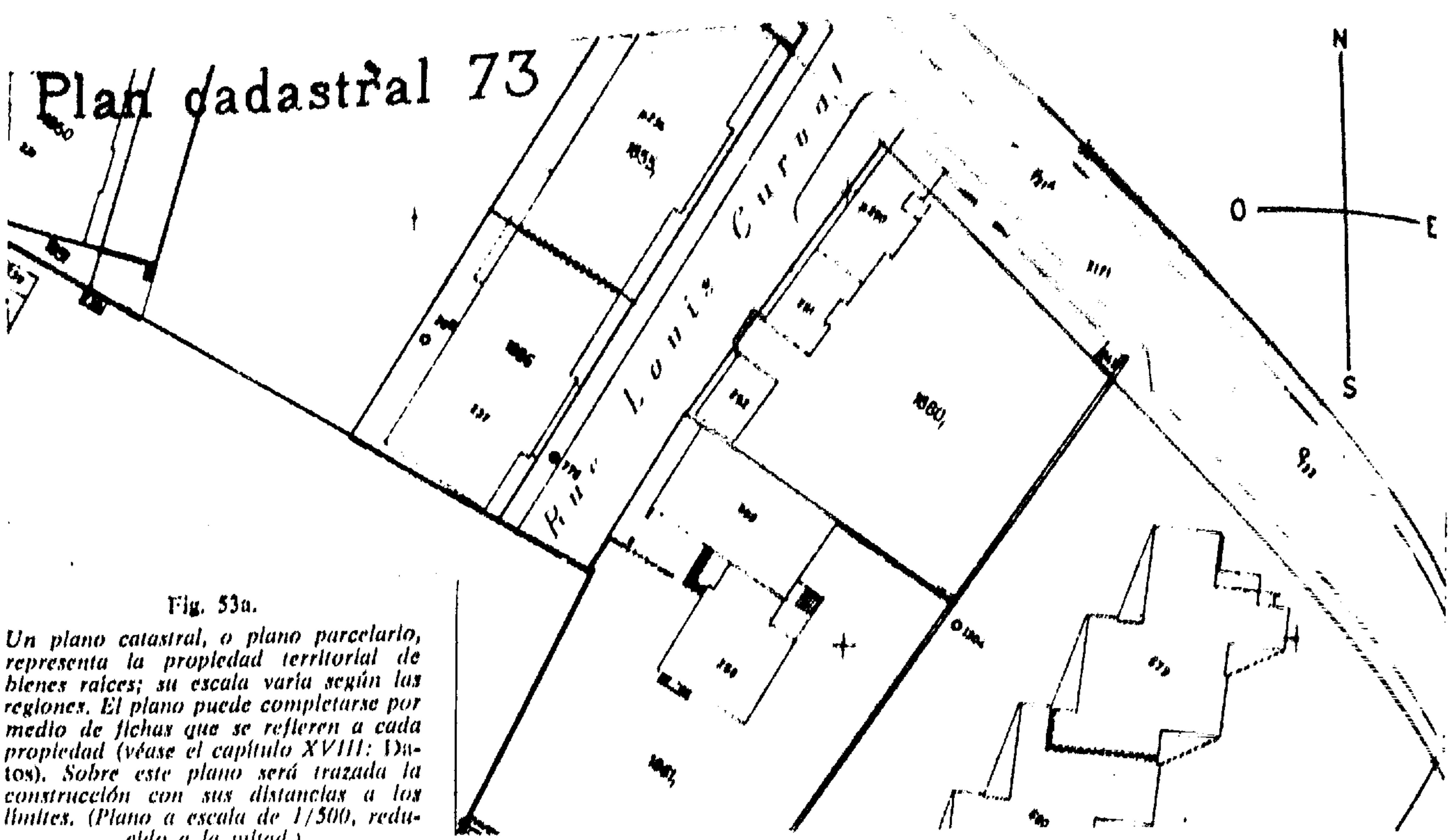


Fig. 53a.

Un plano catastral, o plano parcelario, representa la propiedad territorial de bienes raíces; su escala varía según las regiones. El plano puede completarse por medio de flechas que se refieren a cada propiedad (véase el capítulo XVIII: Datos). Sobre este plano será trazada la construcción con sus distancias a los límites. (Plano a escala de 1/500, reducido a la mitad.)

UUGE

Plan d'ensemble du Canton de Genève

Echelle = 25 m

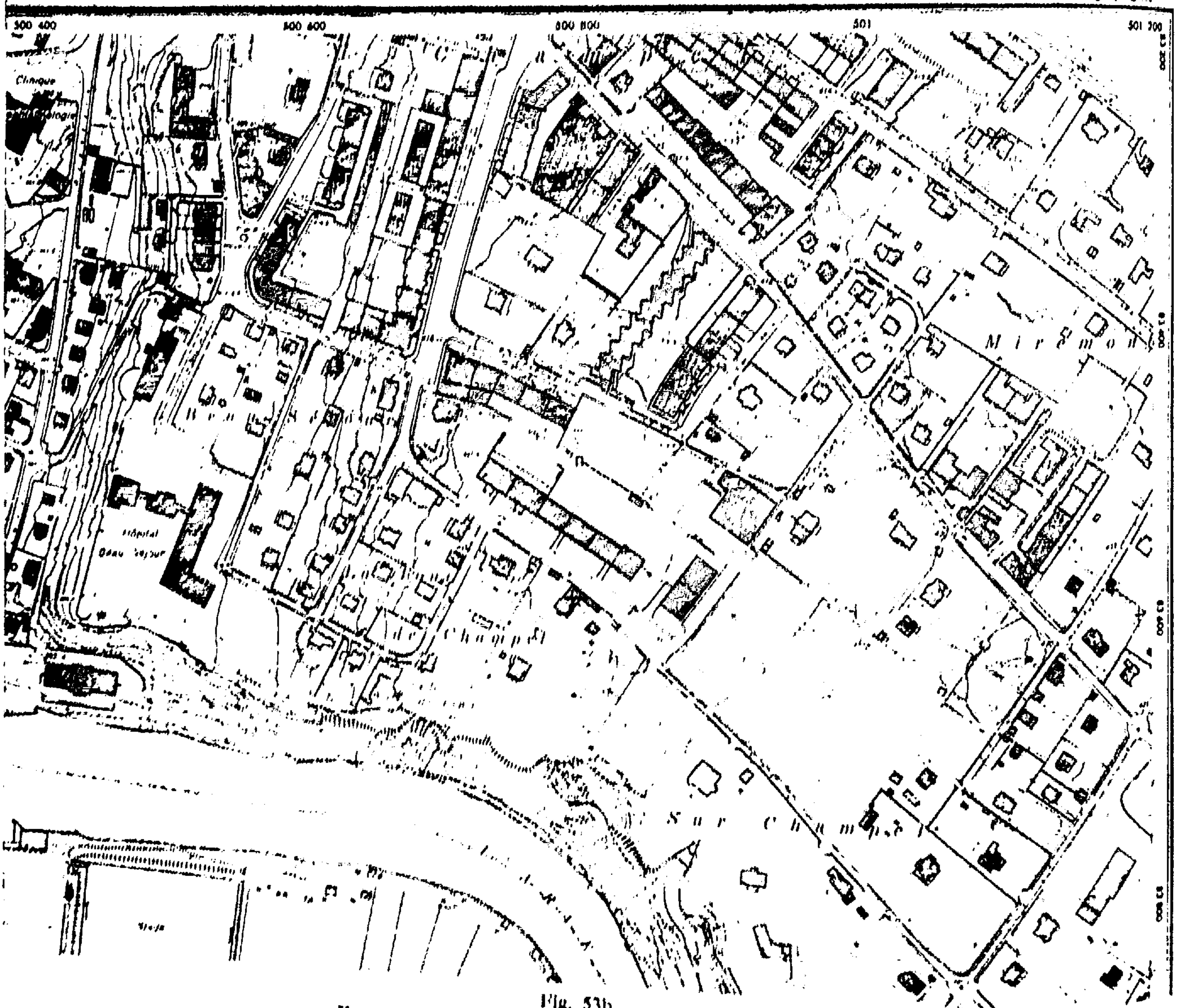
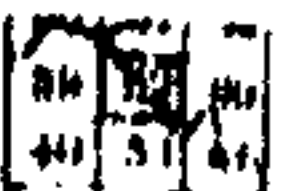


Fig. 53b.

Fragmento de un plano del Atlas topográfico suizo
(Escala 1/2,500; 4 cm = 100 m, reducido a la mitad en esta obra.)

Los planos topográficos dan la planimetría (detalles visibles en la superficie del suelo: construcciones, vegetación, indicaciones parcelarias, carreteras, caminos, etc.) y la altimetría (cotas de altitud, curvas de nivel, etc.) del terreno representado. Se utilizan estos planos en construcción para los planos de urbanismo y para el establecimiento de planos de masa que se unen a las solicitudes de permisos de construcción.

de ellas, que se convierte en la cota $\pm 0,00$ (es, generalmente, el nivel terminado de las losas de la planta baja el que sirve de plano de comparación) (figura 52).

Una vez establecidas las bases de la nivelación sólo resta medir y calcular las diferencias de nivel entre los puntos escogidos.

El grado de precisión de la nivelación depende de las exigencias requeridas por la dirección de la obra y está subordinado a los medios de que se dispone para la ejecución de este trabajo.

2. MATERIAL UTILIZADO

El material utilizado para llevar a cabo una nivelación es el siguiente:

La regla de nivelar o bien una regla sencilla y un nivel tubular de burbuja, la mira, el nivel de anteojo, el teodolito, el taquímetro, el clisímetro, el nivel de agua de caucho, etc.

La *regla de nivelar* no es más que un nivel de burbuja de aire de grandes dimensiones (generalmente de 3 m de longitud). Para compensar el error posible debido a un paralelismo defectuoso de la regla y el nivel, es indispensable dar la vuelta a la regla, o bien proceder a dos lecturas y tomar la media.

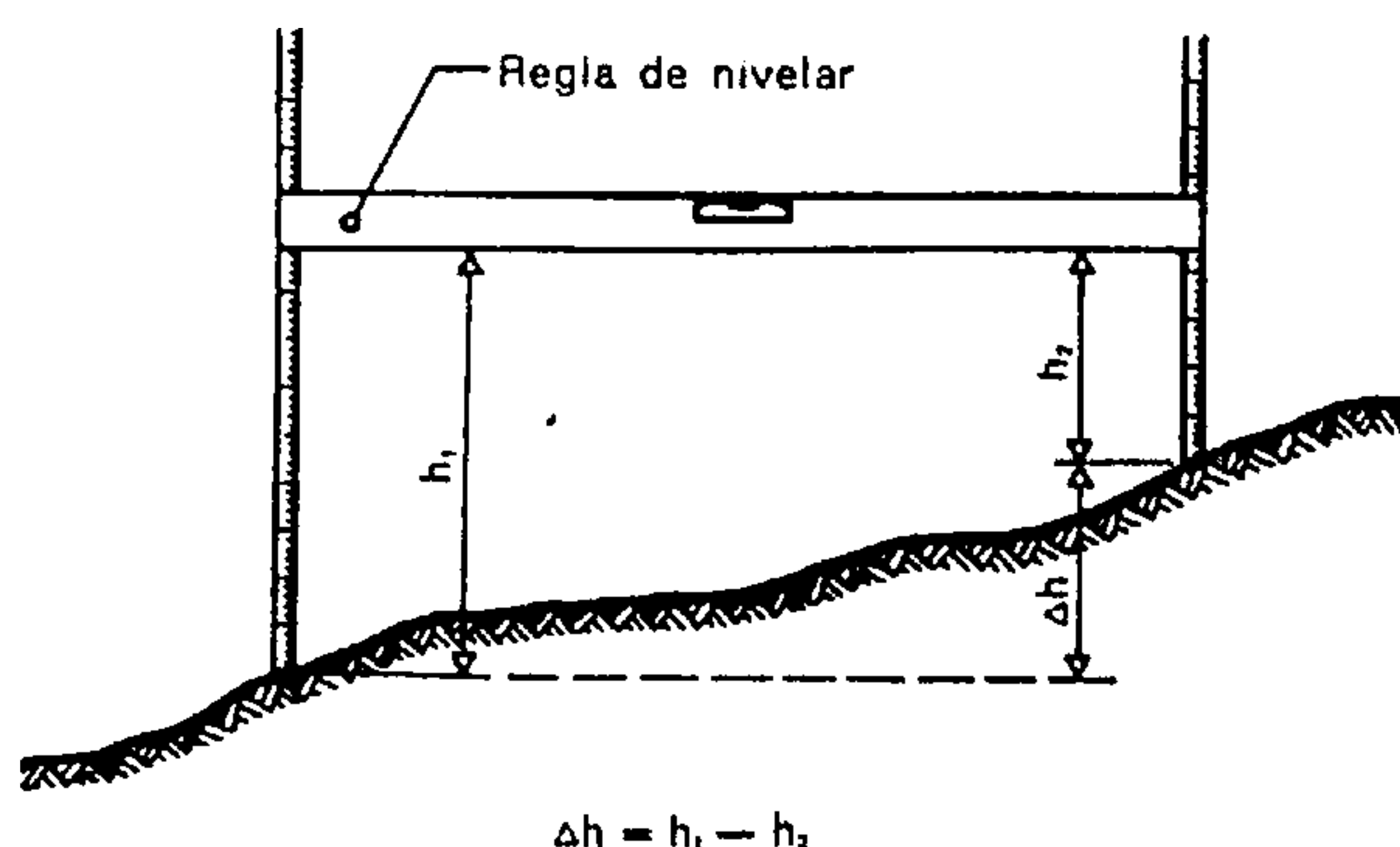


Fig. 54.

Empleo de la regla de nivelar

Este instrumento permite un trabajo preciso y rápido en distancias cortas.

El *nivel de anteojo* constituye el aparato más práctico y más preciso para este género de operaciones, cuando el relieve del terreno no acusa diferencias demasiado importantes.

El *teodolito* y el *taquímetro* cuyo empleo está reservado a los especialistas (ingenieros topógrafos, geómetras, etc.) permiten una realización fácil de las nivelaciones en terrenos accidentados.

El *clisímetro* es un instrumento que permite ejecutar la nivelación de manera poco precisa pero con rapidez. Este aparato, poco voluminoso, se utiliza con preferencia para la realización de anteproyectos.

Las escuadras de prismas y de espejos pueden utilizarse asimismo para trazar rápidamente una nivelación.

Los instrumentos a base del nivel de agua, por

ejemplo los que se fundan en el principio de los vasos comunicantes, poco precisos e incómodos en su empleo, tienden a desaparecer del inventario de las empresas contratistas. Esos niveles exigen el empleo de miras del tipo llamado *parlante*.

El *nivel de agua de caucho*, basado también en el principio de los vasos comunicantes, permite trazar fácilmente niveles en el interior de las construcciones.

La *mira* está destinada a facilitar la lectura de las mediciones.

3. MÉTODOS DE NIVELACIÓN

3.1. REGLA DE NIVELAR

El método más sencillo para medir las diferencias de altura, consiste en utilizar la regla de nivelar y la mira; la regla representa un plano de comparación horizontal, la mira sirve para medir la distancia vertical entre la regla y el terreno (fig. 54).

Este método se emplea principalmente para el levantamiento de perfiles transversales. Cuando la longitud del levantamiento excede la de la regla horizontal, esta última se traslada en forma escalonada (figura 55).

$$\Delta h = h_1 - h_2 + h_3 - h_4 + h_5 - h_6 + h_7 - h_8$$

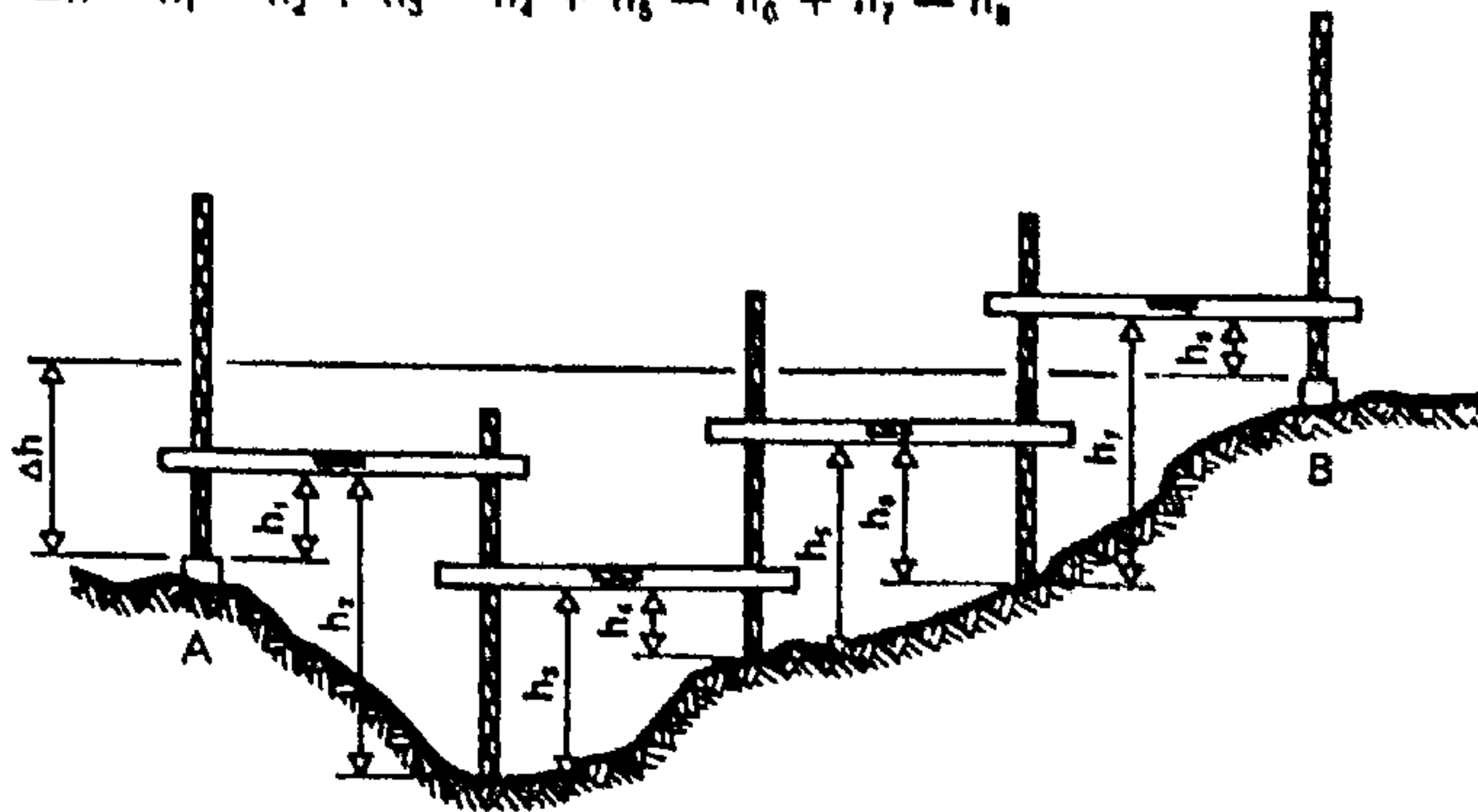


Fig. 55.

Regla de nivelar

Segundo ejemplo de su empleo.

De este modo es posible determinar la diferencia de altura, por medio de cálculo, de un punto cualquiera del perfil levantado y conocer su altura.

Sin embargo, si el perfil que se desea levantar tiene gran longitud, la multiplicidad de desplazamientos de la regla puede engendrar errores notables.

3.2. NIVEL DE ANTEOJO

El empleo del nivel de anteojo y de la mira permite reemplazar la regla de nivelar por un plano horizontal óptico.

Un nivel está formado por un anteojo de mucho aumento, unido a un nivel tubular. La sincronización o paralelismo del eje del anteojo con el del nivel se realiza al fabricar el aparato. Este sincronismo permite situar horizontalmente el eje óptico del anteojo

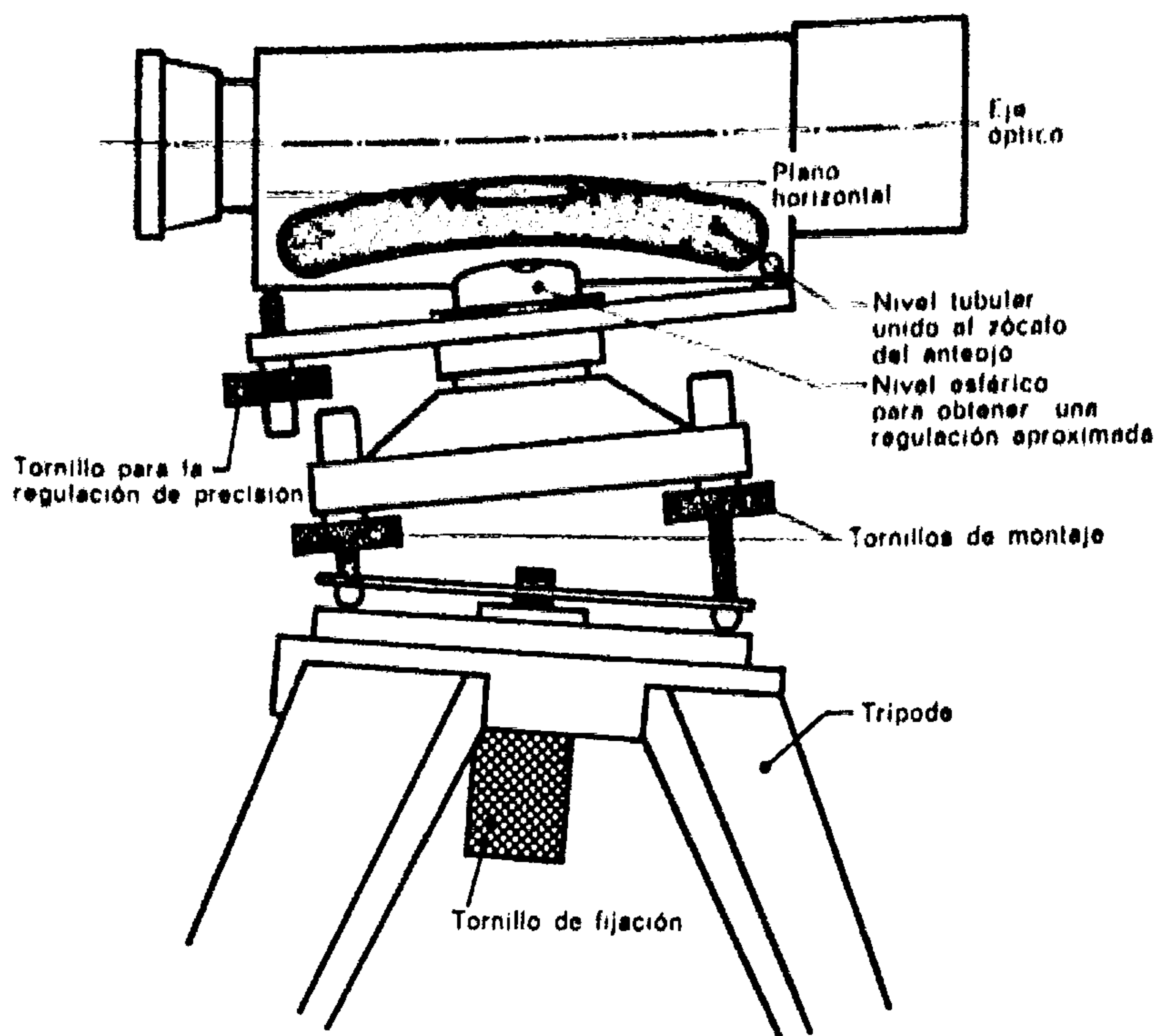


Fig. 56.

Nivel de anteojo

a base de una sencilla regulación del conjunto controlado por el nivel (fig. 56).

De la precisión de esos instrumentos depende, en gran medida, el valor de las nivelaciones realizadas.

Esta precisión es función del aumento del anteojo y de la sensibilidad del nivel tubular, obteniéndose esta última cualidad por el aumento del radio de curvatura del envase. (El líquido contenido en los niveles puede ser alcohol o éter, a fin de evitar el peligro de congelación a bajas temperaturas.) La precisión está asimismo muy influenciada por la estabilidad del trípode utilizado y del terreno sobre el cual se asienta.

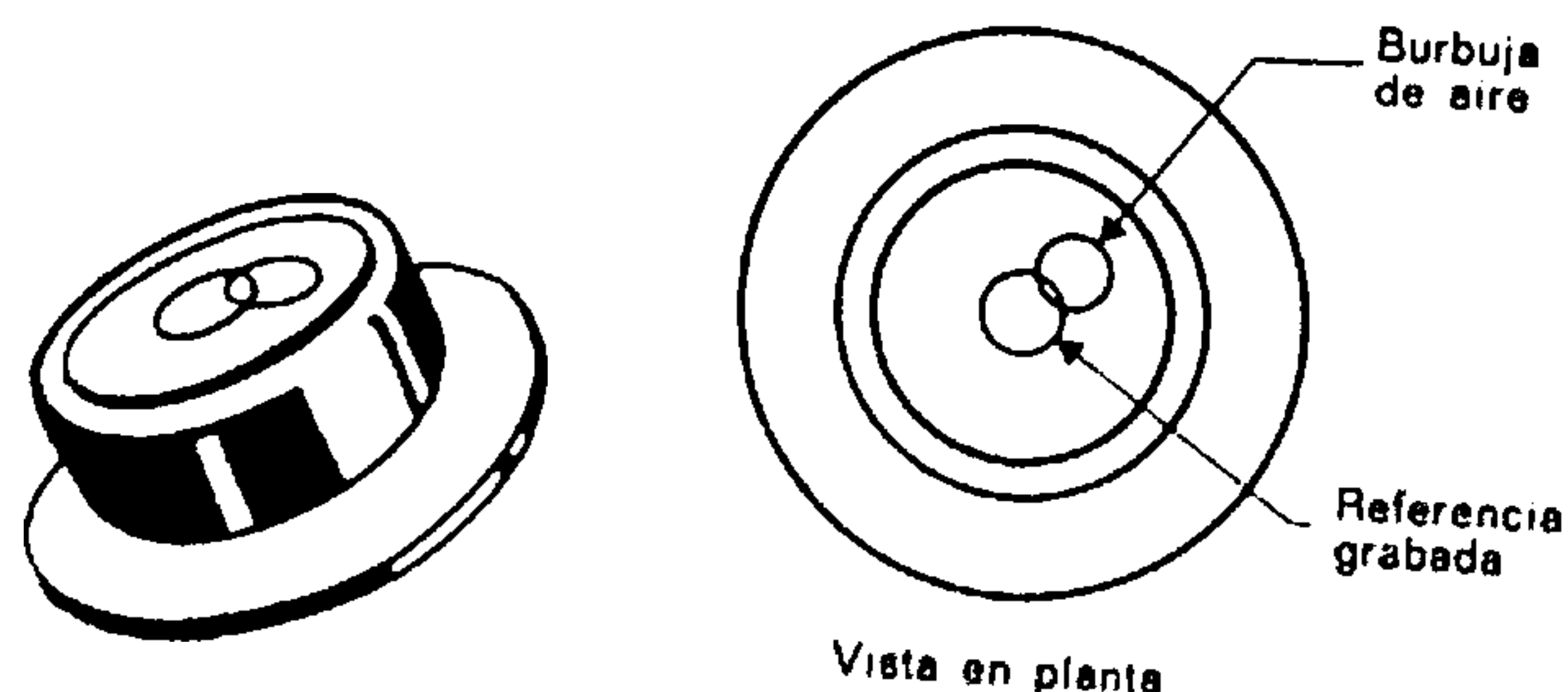


Fig. 57.

Nivel esférico

La coincidencia de la burbuja de aire con la referencia grabada indica que la base está en un plano horizontal.

En general, el emplazamiento de un nivel se hace de la manera siguiente:

- se clava o se acuña el trípode en el suelo, procurando dar a cada uno de sus pies una inclinación aproximadamente igual;

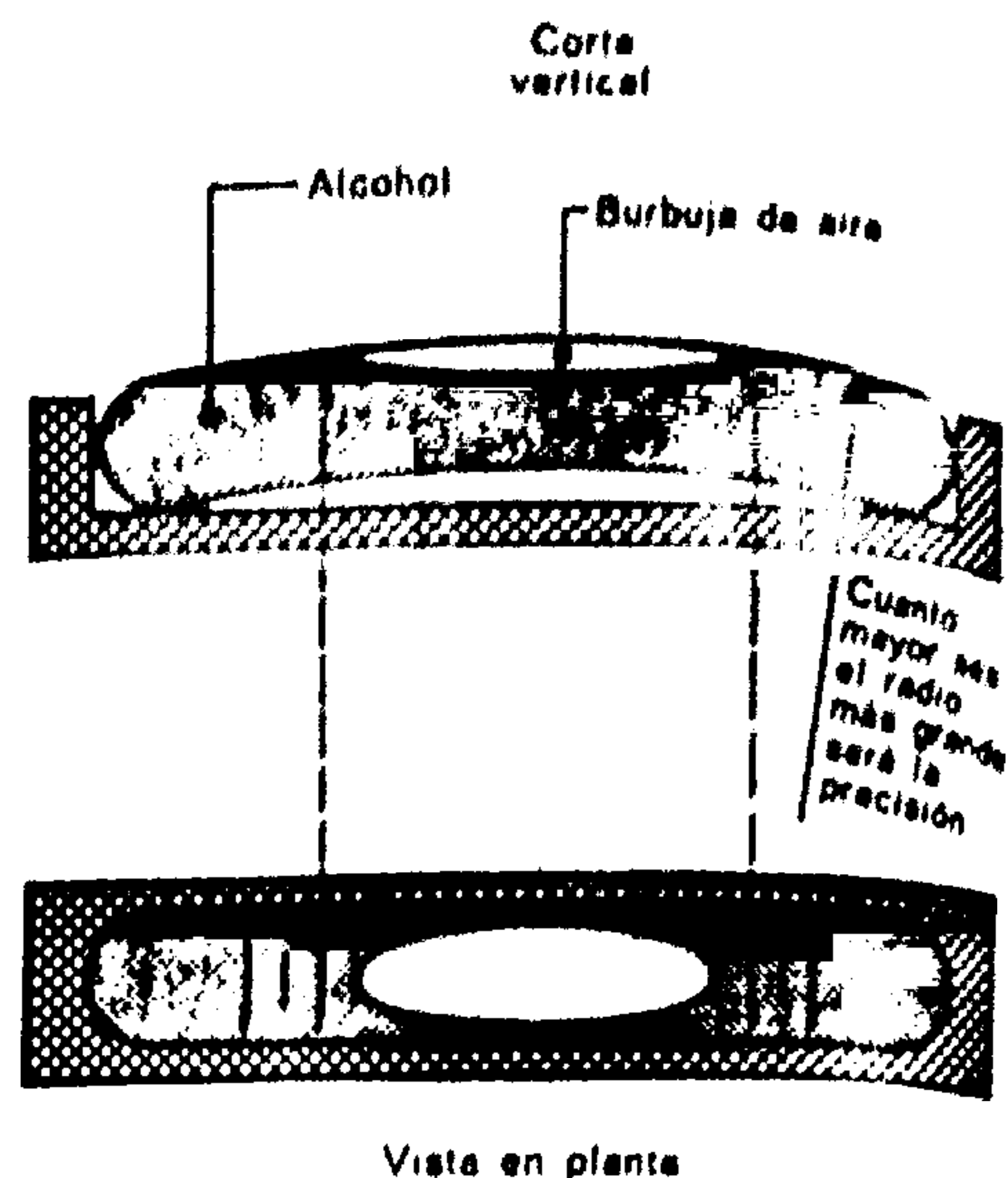


Fig. 58.

El nivel tubular

Permite definir un plano horizontal centrando la burbuja de aire.

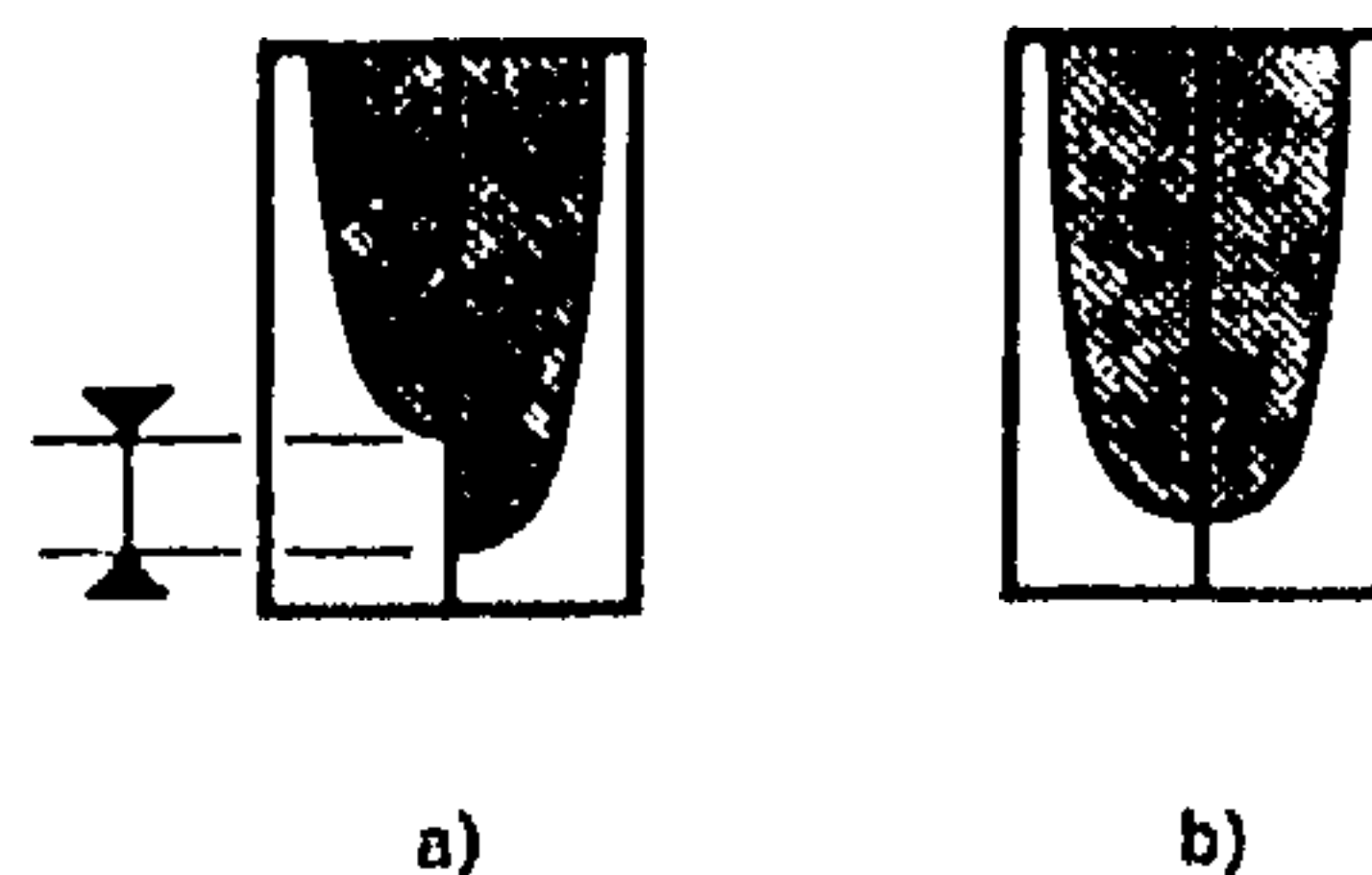


Fig. 59.

Imagen del nivel tubular, tal como aparece por reflexión en los aparatos actuales.

- La burbuja está mal centrada; el plano definido no es horizontal; no hay coincidencia.
- La coincidencia de las dos medias burbujas indica que el plano es horizontal.

- se pone perfectamente vertical el eje de giro del anteojo, utilizando los tornillos niveladores y regulando la horizontalidad del soporte del aparato; la mayoría de los niveles facilitan esa operación por medio de un nivel esférico fijado en el soporte (fig. 57);
- antes de cada lectura y después de cada giro del aparato, se corrige la posición del nivel tubular unido al anteojo (figs. 58 y 59).

Cuando el eje óptico del aparato se halla perfectamente horizontal, es posible medir las diferencias de nivel entre dicho eje y el terreno.

La mira está apoyada sobre el terreno con el 0 sobre el punto cuyo levantamiento hay que hacer. Las graduaciones están marcadas al revés, cosa que facilita la lectura con el anteojo, ya que éste invierte las imágenes (fig. 60).

El principio de la nivelación con el nivel de anteojo se reduce a tres casos:

Sean dos puntos A y B cuya diferencia de nivel desea medirse. Con relación a estos dos puntos, el aparato puede ocupar tres posiciones (fig. 61 a 63).

3.3. NIVELACIÓN POR AVANCES SUCESIVOS

Cuando el terreno presenta obstáculos que limitan las visuales, cuando la distancia de estas visuales está subordinada a la longitud de la mira o cuando la distancia de las visuales resulta demasiado grande para que la lectura de la mira pueda realizarse con precisión, la operación de la nivelación se hace por avances sucesivos. La distancia normal de las visuales es de 50 a 60 m aproximadamente.

Para realizar una nivelación por avances sucesivos se hacen una serie de estaciones desde las cuales se dirige una visual hacia el punto que se ha abandonado y otra hacia un punto situado más adelante, en el sentido del desplazamiento. El punto de *delante* de una visual es el mismo que el punto de *atrás* de la visual siguiente. Por lo tanto es posible, gracias a una

serie de sustracciones y adiciones, determinar la diferencia de altura que existe entre dos puntos. Así, partiendo del punto de referencia R y pasando por los puntos intermedios X, Y, Z, es posible determinar la altura del punto N, siendo la posición de las estaciones sucesivas de nivel las señaladas 1, 2, 3 y 4 (figura 64).

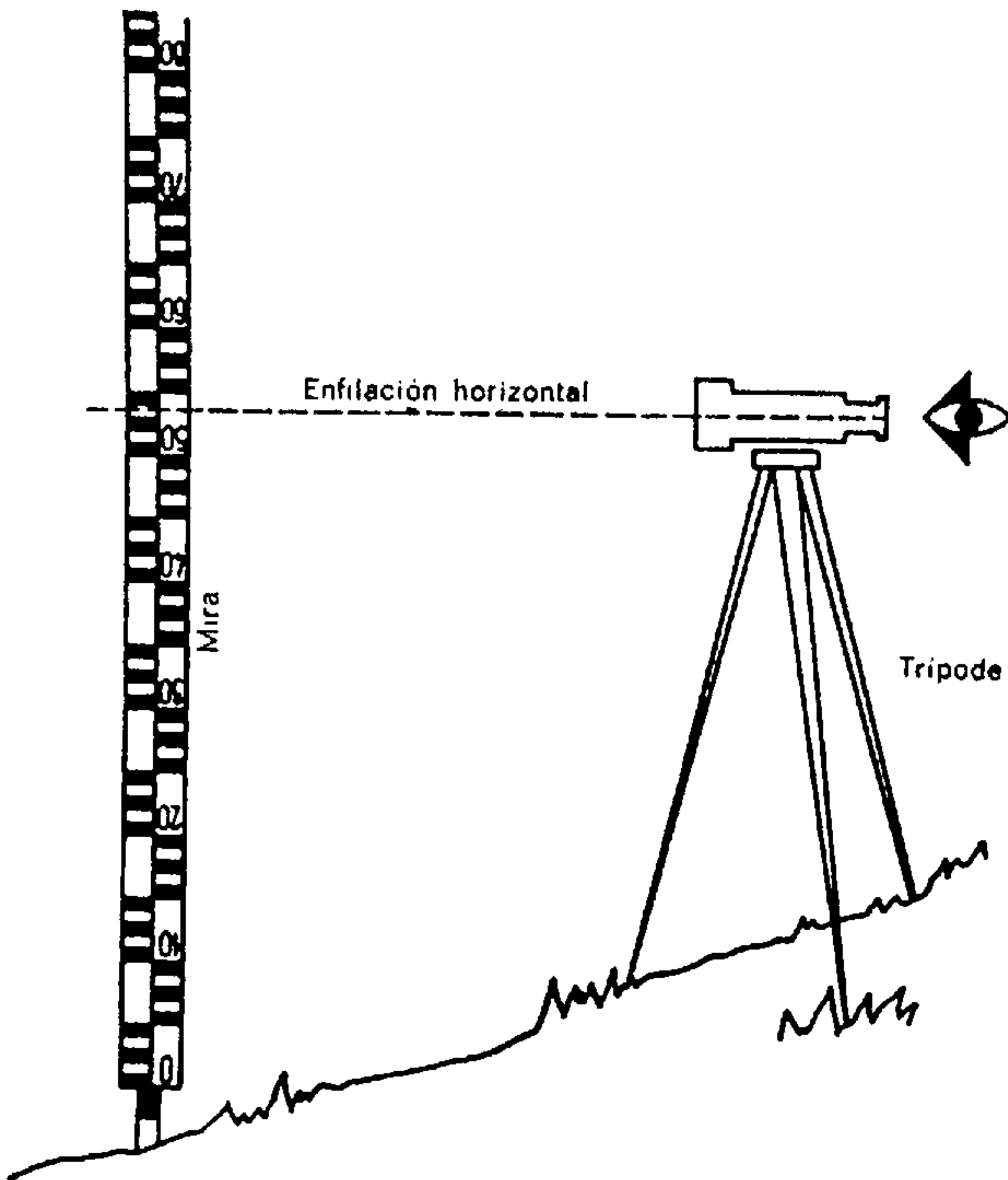


Fig. 60.

Empleo del nivel de anteojo

El eje óptico del aparato define un plano de comparación horizontal. La mira está dispuesta de manera que el cero se halle en el punto cuya altura se busca. Como el complejo óptico invierte la imagen, la lectura se efectúa sin dificultad y se obtiene directamente la altura del punto buscado.

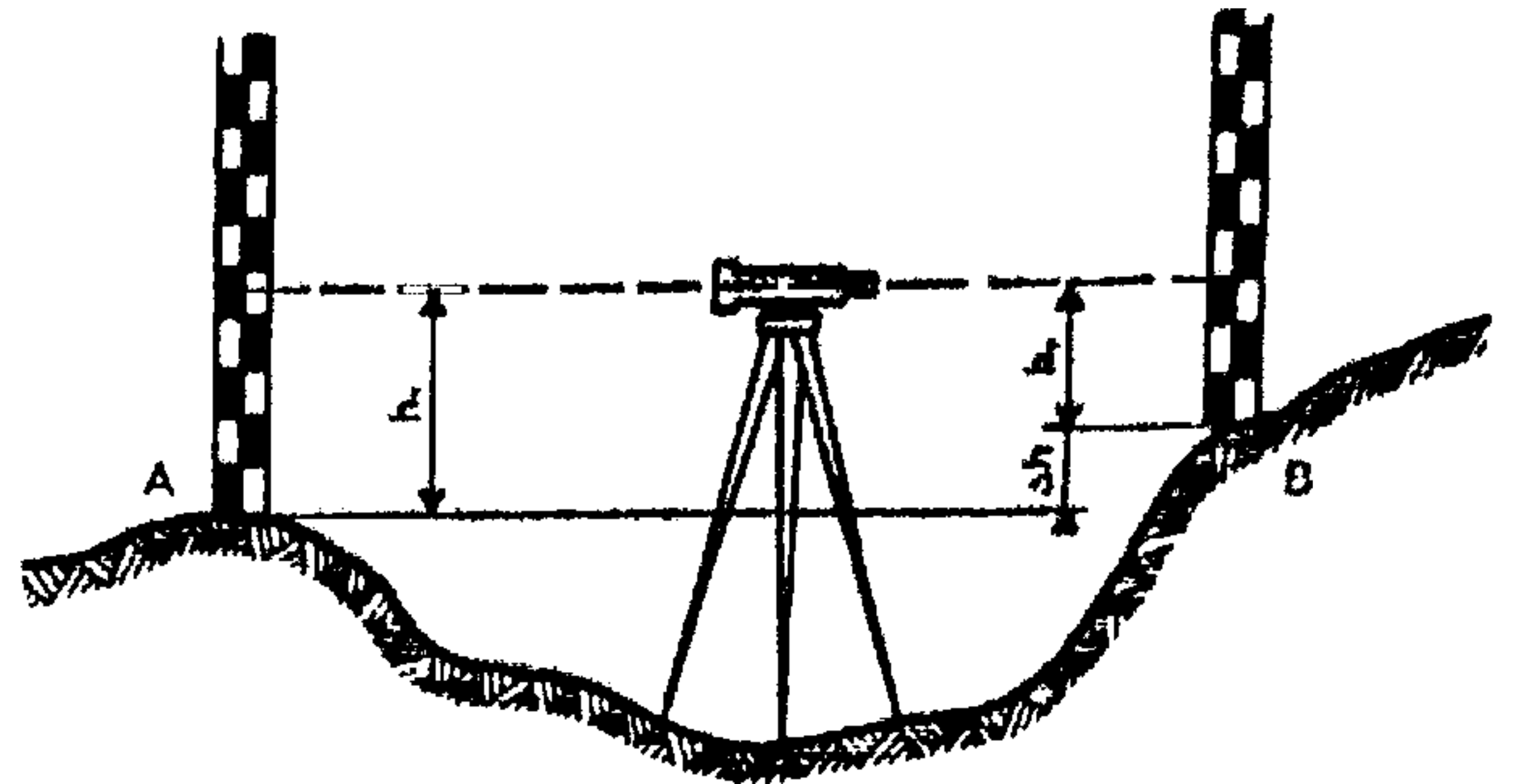


Fig. 61. $\Delta h = h_1 - h_2$

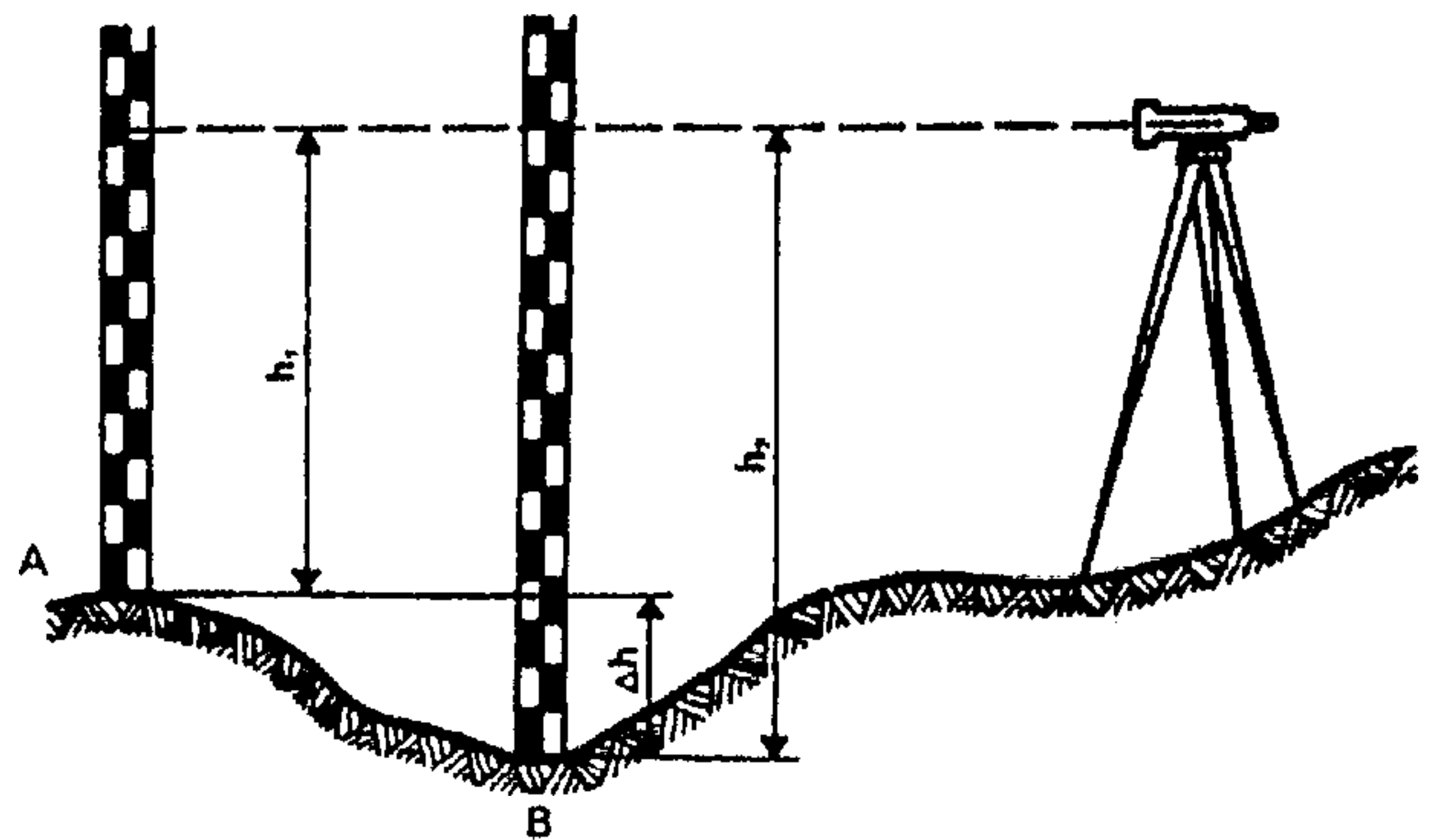


Fig. 62. $\Delta h = h_2 - h_1$

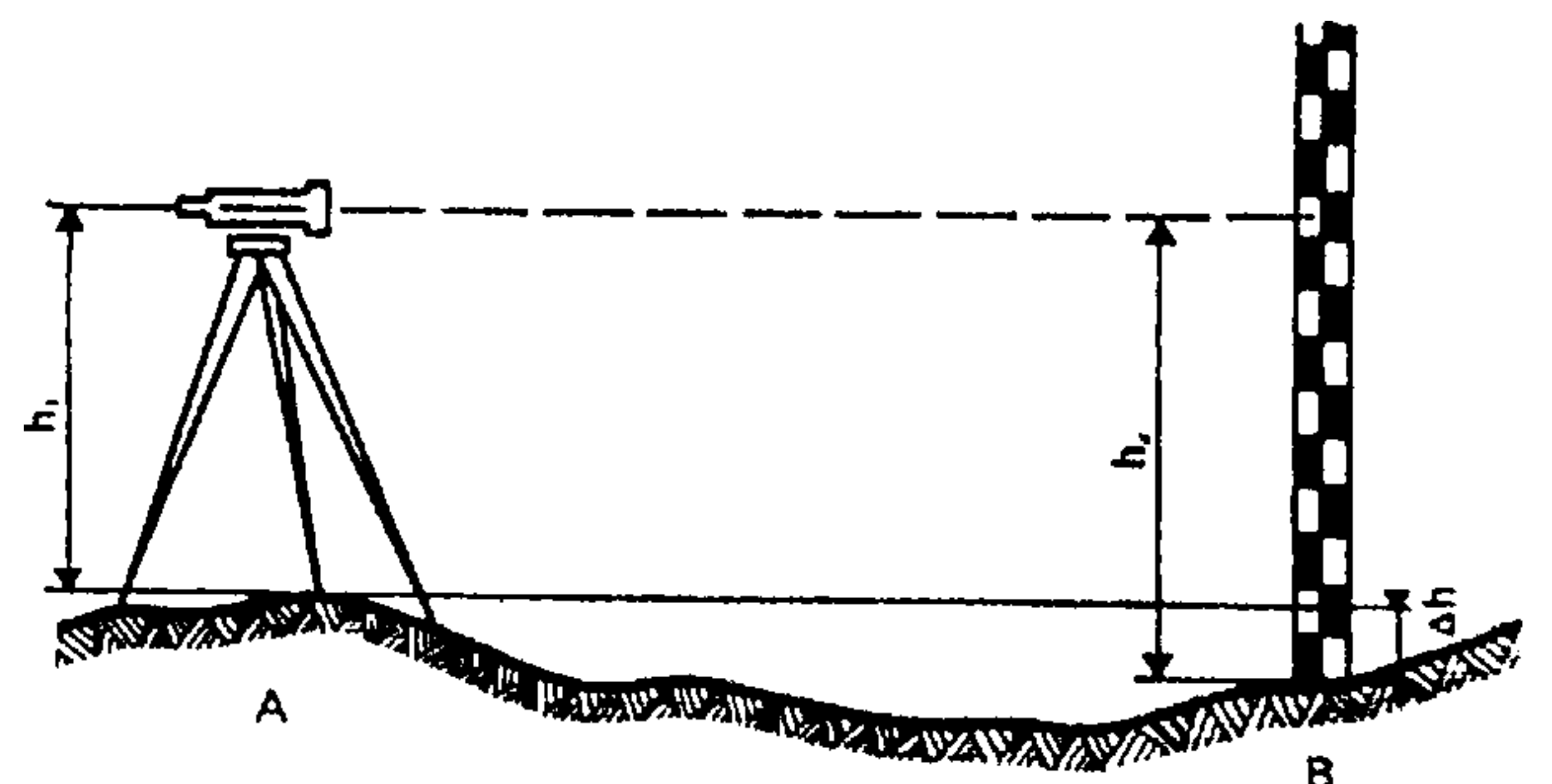


Fig. 63. $\Delta h = h_2 - h_1$

Fig. 61, 62 y 63.

Tres casos típicos de nivelación

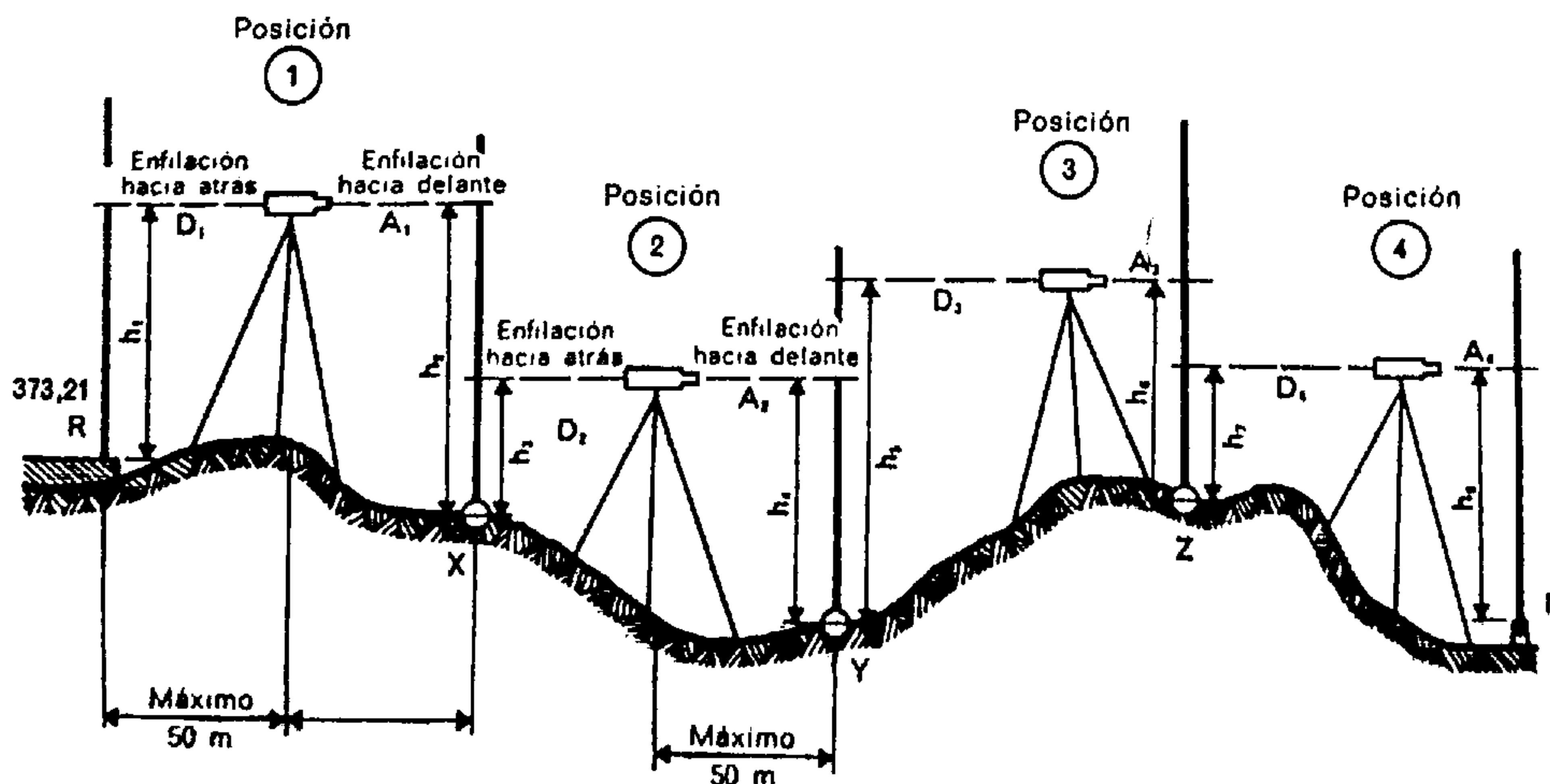


Fig. 64.

Nivelación por avances sucesivos

La altura del punto N se obtiene por adiciones y sustracciones de los diferentes valores hallados:

$$\text{alt. } N = \text{alt. } R + h_1 - h_2 + h_3 - h_4 + h_5 - h_6 + h_7 - h_8$$

Tabla 1.—Página de un cuaderno de levantamientos.

Punto n.º	Croquis de referencia	LECTURA DE LA MIRA			Diferencia de altura		Altura
		atrás	intermedia	adelanto	+	—	
1	R	0,945					373,210
	A		2,397		{ 1,106	{ 1,452	371,758
	B		1,291			{ 0,642	372,864
	C		1,933			{ 0,799	372,222
	D			2,732			371,423
2	D	3,850			{ 1,455		371,423
	E		2,395		{ 1,024		372,878
	F		1,371			{ 1,920	373,902
	G			3,291			371,982
	G	1,190					371,982

Observación: Conviene elegir puntos intermedios sólidos y fijos, a fin de evitar fuentes de errores. Por otra parte, la longitud de las visuales no ha de exceder de 50 m. para obtener valores precisos.

Para impedir los errores al trasladar al papel los valores leídos, es recomendable inscribir las alturas, a medida que se van leyendo, en un cuaderno preparado en la oficina que contenga por lo menos las indicaciones mencionadas en la Tabla 2.

Tabla 2.—Ejemplo de un cuadro de levantamientos.

Puntos n.º	Referencia sobre la figura 15	Visual hacia atrás D	Visual hacia adelante A
R	h _r _____	1,27	
X	h _x _____		1,82
	h _x _____	1,08	
Y	h _y _____		1,78
	h _y _____	1,94	
Z	h _z _____		1,21
	h _z _____	0,85	
N	h _n _____		1,43
		+ 5,14	— 6,24

Total de visuales hacia atrás + 5,14

Total de visuales hacia adelante — 6,24

Diferencia — 1,10

El punto N está 1,10 m más abajo que el de referencia R.
Altura del punto N = 373,21 — 1,10 = 372,11.

Cuando la nivelación no se limita a determinar la diferencia de altura entre los puntos extremos del

avance sucesivo sino que pretende también la determinación del nivel de los puntos intermedios, dicha operación puede verse esquematizada en la fig. 65.

El valor de las cotas determinadas queda inscrito en un cuadro tipo (Tabla 1).

3.4. LEVANTAMIENTO DE PERFILES TRANSVERSALES

El levantamiento de perfiles transversales y longitudinales se realiza con facilidad por medio del nivel de anteojo, y el nivel de los puntos intermedios se mide con relación a los diferentes planos horizontales definidos por el eje óptico del aparato. El adjunto croquis explica el levantamiento de un perfil transversal por medio del nivel de anteojo (fig. 66).

Los perfiles transversales se marcan sobre el eje del levantamiento por un piquete de madera clavado a ras del suelo. Sobre dicho piquete se miden las alturas, y con relación al mismo se calculan las distancias. Para facilitar su localización se le acompaña generalmente de otro piquete que sobresale del terreno y que lleva inscrito el número del perfil (fig. 68).

3.5. NIVELACIÓN DE LA SUPERFICIE

El levantamiento del relieve de la superficie de un terreno implica la determinación de la altura de cierto número de puntos. Estos puntos, distribuidos sobre la superficie del terreno, se escogen o bien en sitios característicos del relieve o bien sobre ejes de fácil localización. Su número depende del aspecto general del terreno y de las exigencias requeridas.

En una nivelación de esta clase, necesaria antes de emprender la construcción de un edificio por ejem-

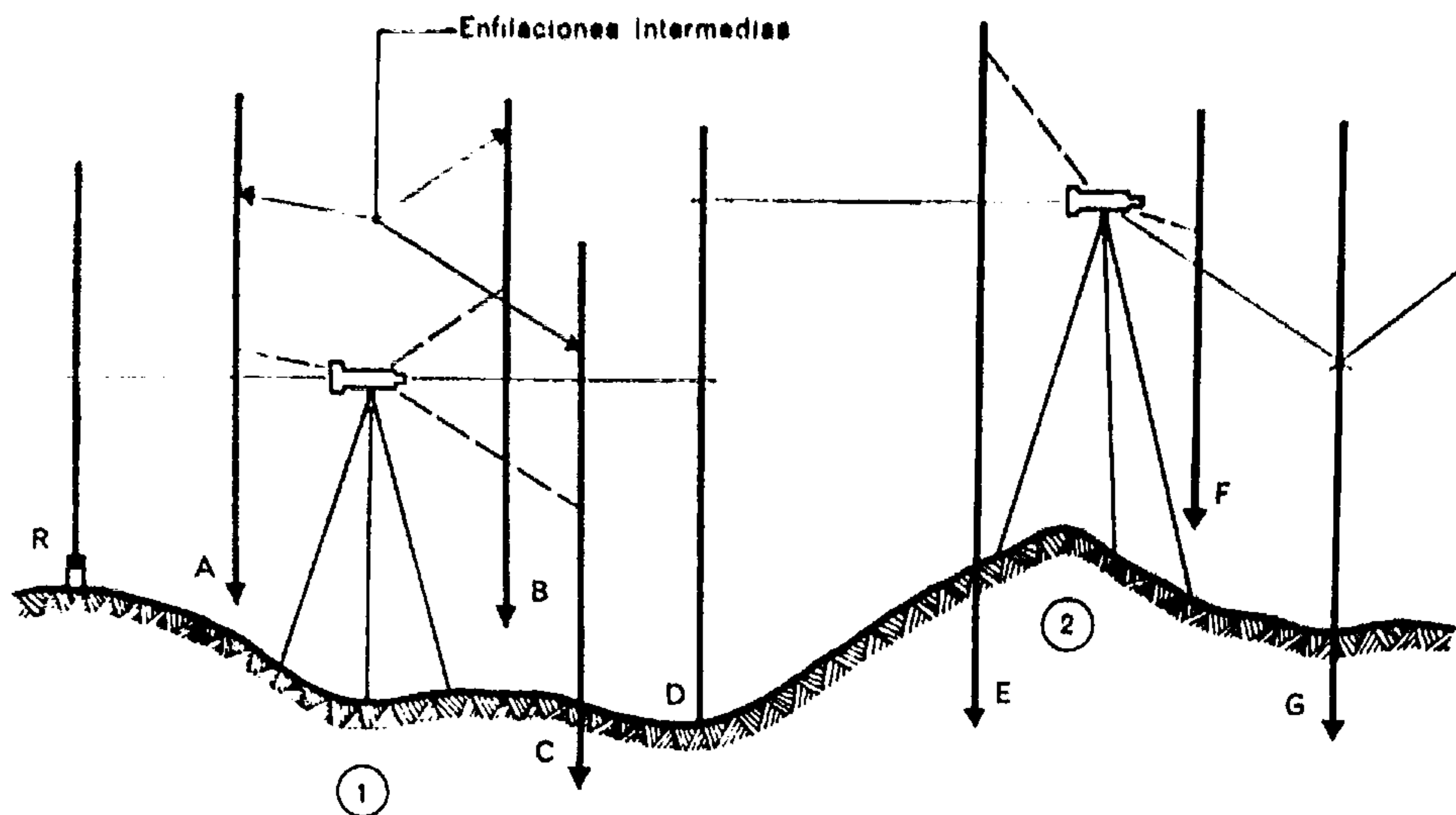


Fig. 65.

Alturas de puntos intermedios

En cada parada (1 y 2) puede ser útil o necesario determinar la altura relativa de puntos intermedios

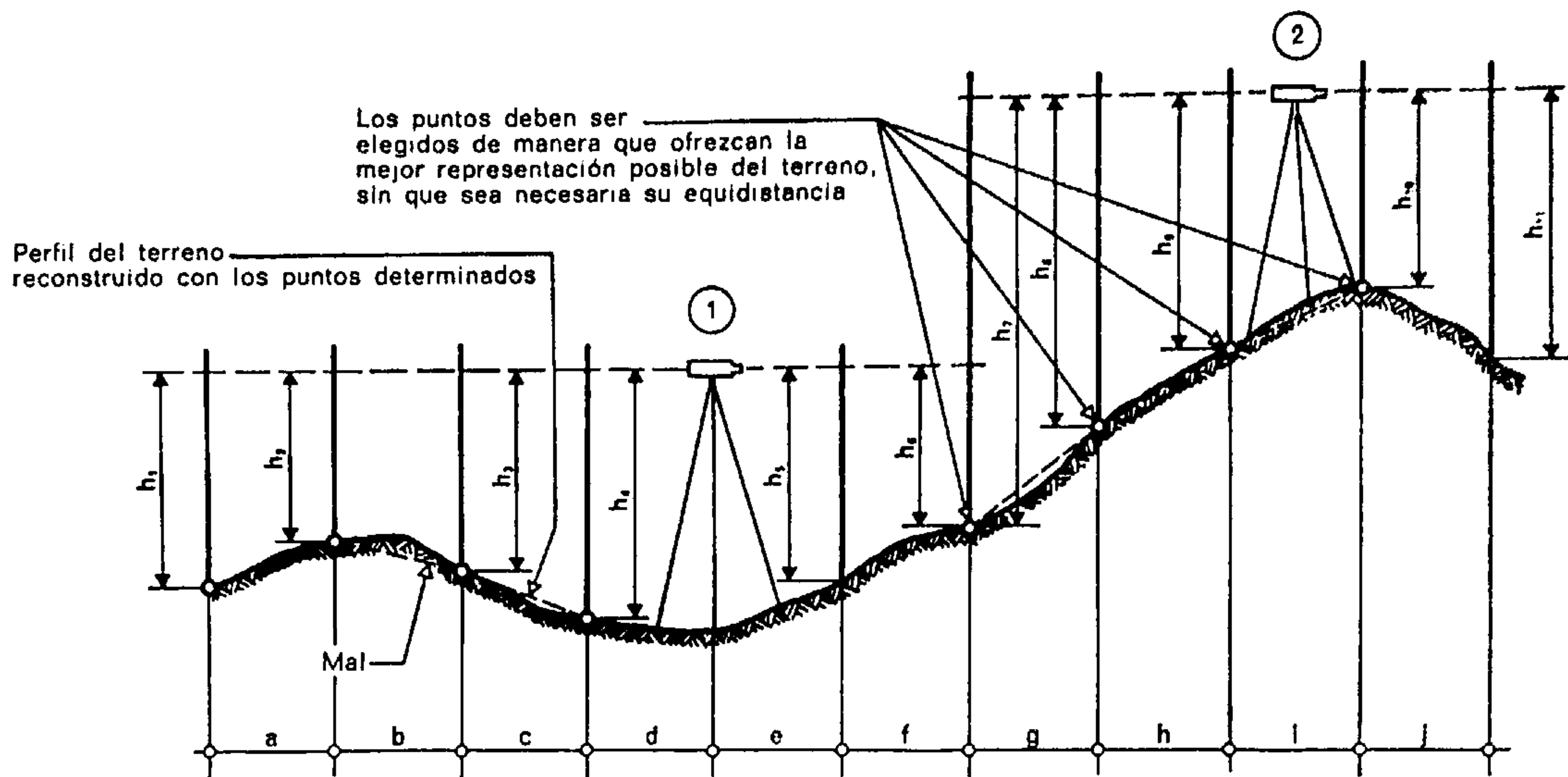


Fig. 66.

Determinación de perfiles transversales o longitudinales

Consiste en medir la altura del terreno con relación al eje óptico del nivel. Ciertos desniveles pueden obligar al desplazamiento del aparato (1, 2).

Vista en planta

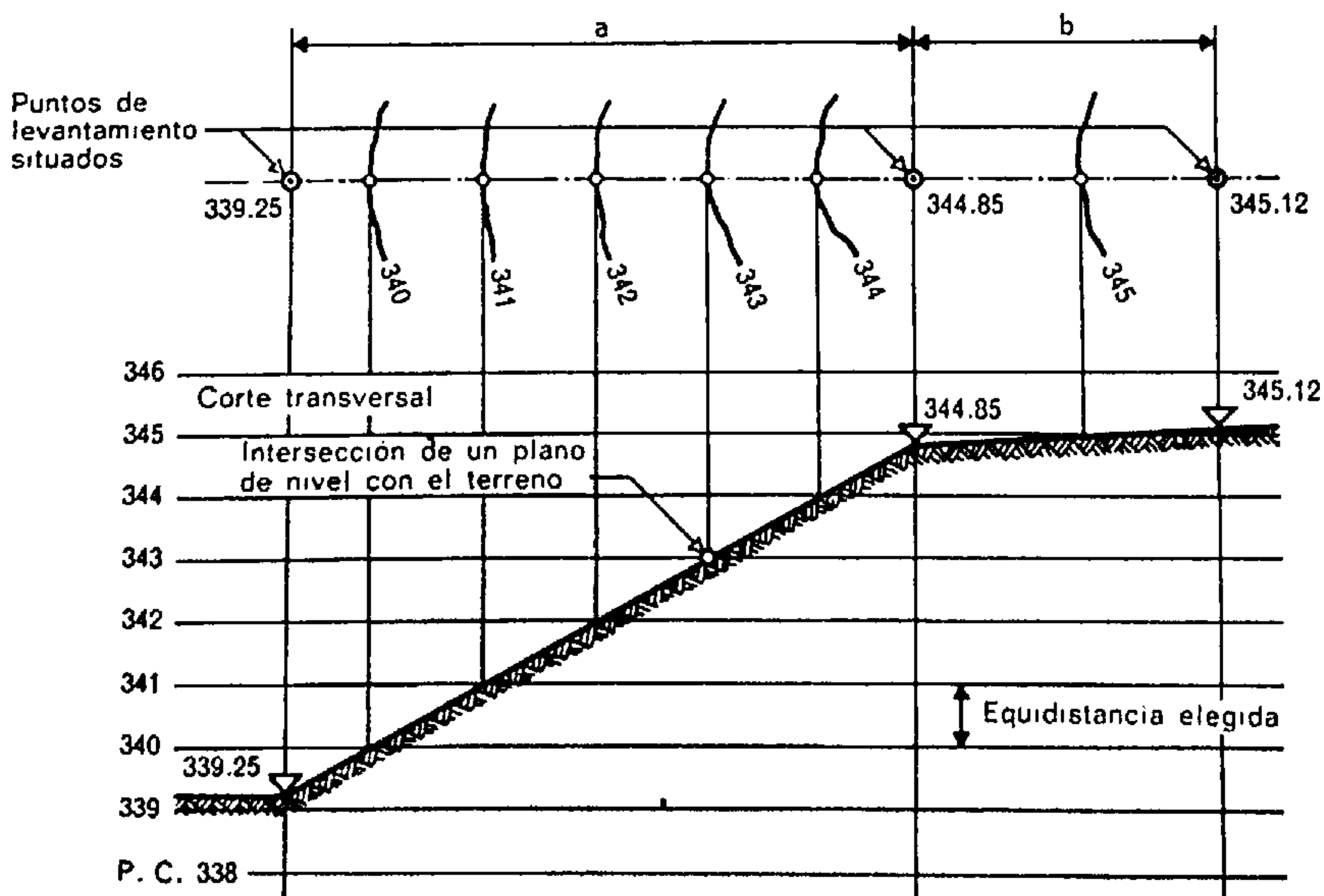


Fig. 67.

Trazado en planta

El trazado de las curvas de nivel se efectúa a partir de los puntos determinados en el levantamiento y ya situados. Reconstruyendo el corte del terreno es posible trazar los planos intermedios que definen las curvas de nivel.

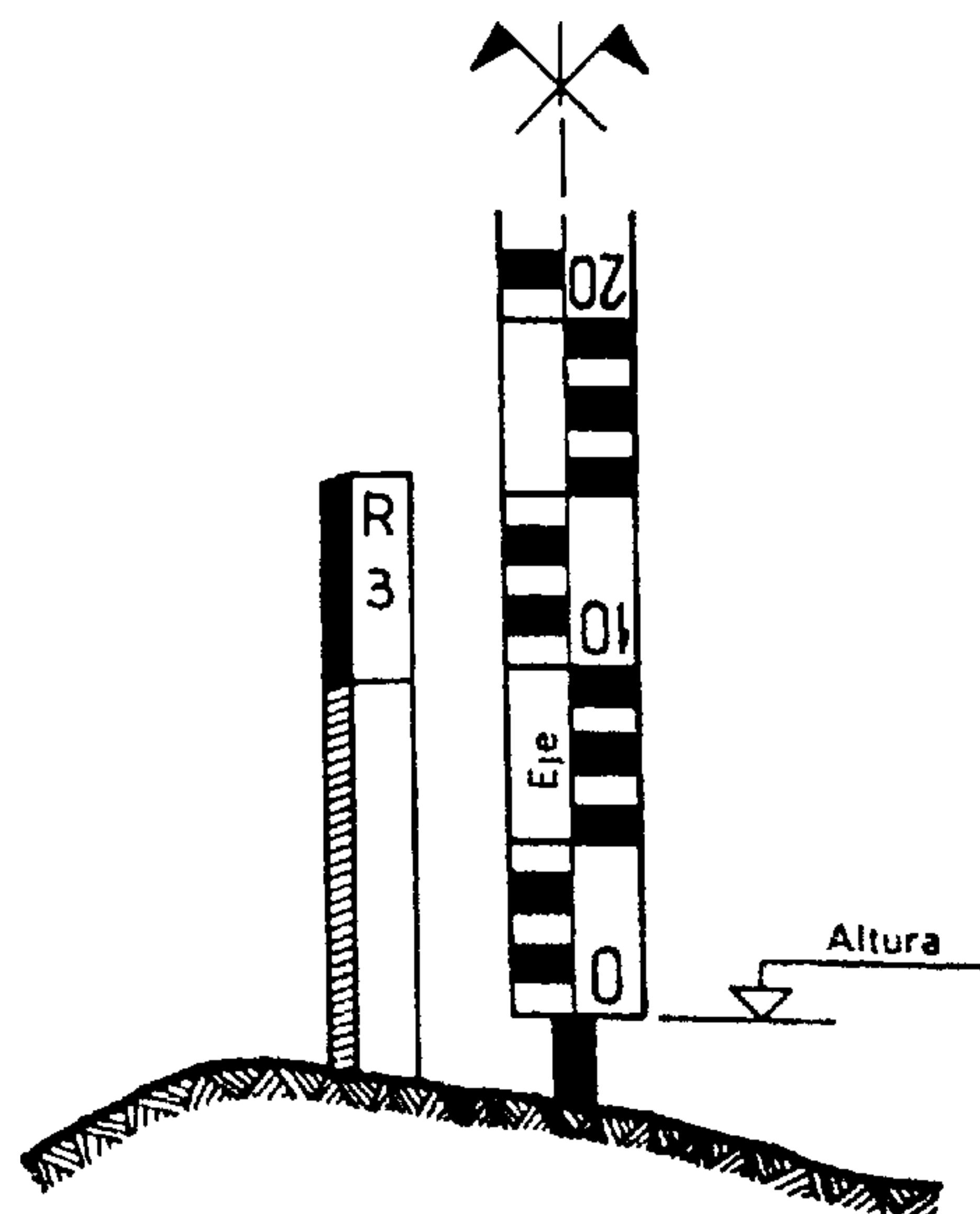


Fig. 68.

Piquete de referencia de la nivelación

Un piquete que generalmente lleva una referencia relacionada con los planos la pone de manifiesto.

plo, la operación puede llevarse a cabo, entre otras, en una de las tres maneras siguientes:

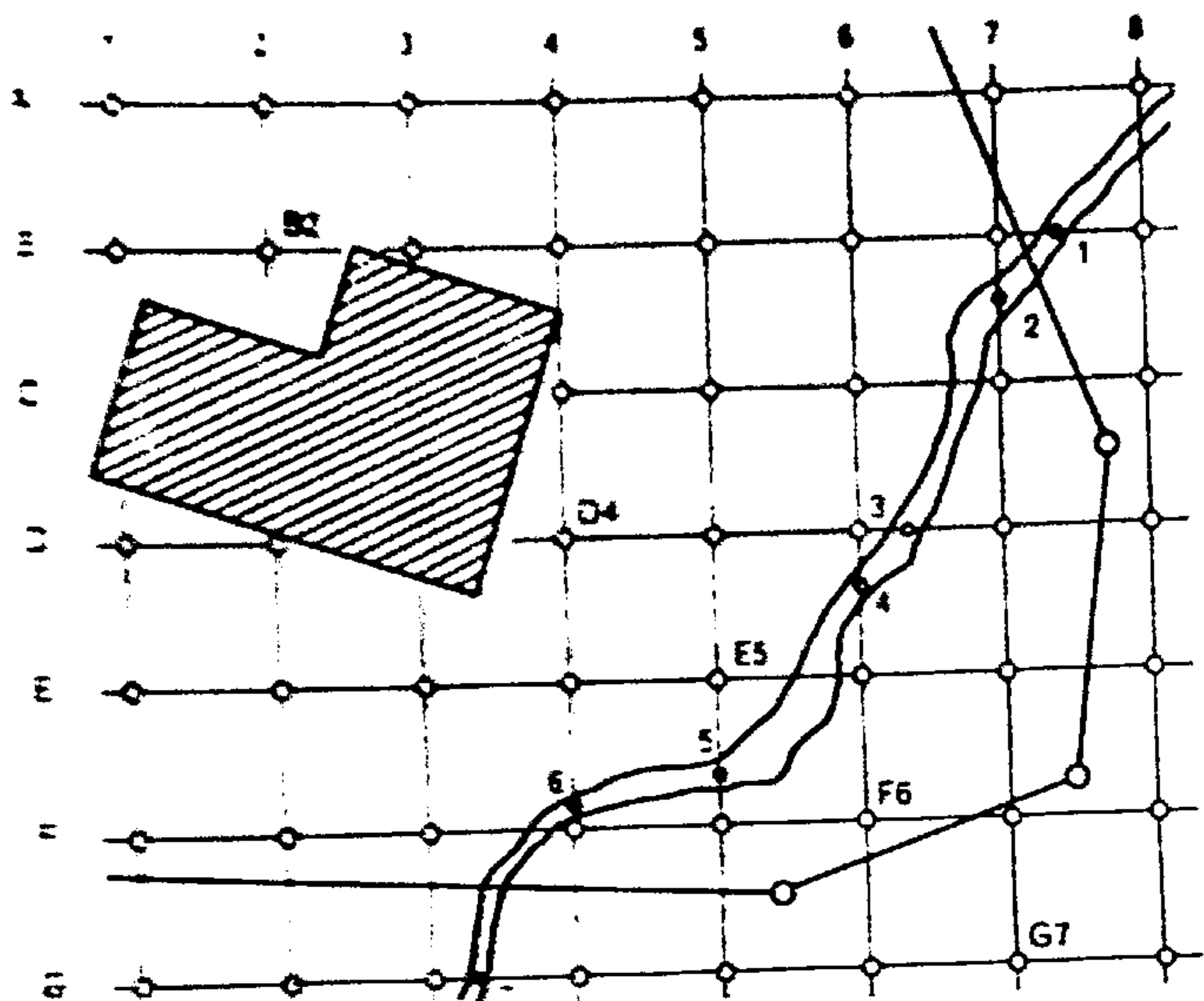


Fig. 69.

Nivelación de superficie

Una cuadrícula trazada sobre el terreno fija la posición de los puntos del levantamiento. Con relación a ese trazado se definen también los puntos característicos del terreno.

a) marcando una cuadrícula sobre el terreno en cuestión; trazada en el sitio debido por medio de la escuadra de prismas (dejando marcados los puntos con piquetes o jalones), esa cuadrícula permite el levantamiento de detalles importantes del terreno así como las alturas de cada punto; la anchura de las mallas de la cuadrícula depende de la naturaleza del terreno y de las exigencias del levantamiento (fig. 69);

b) utilizando un plano ya existente de la zona que se va a levantar y refiriendo a puntos conocidos

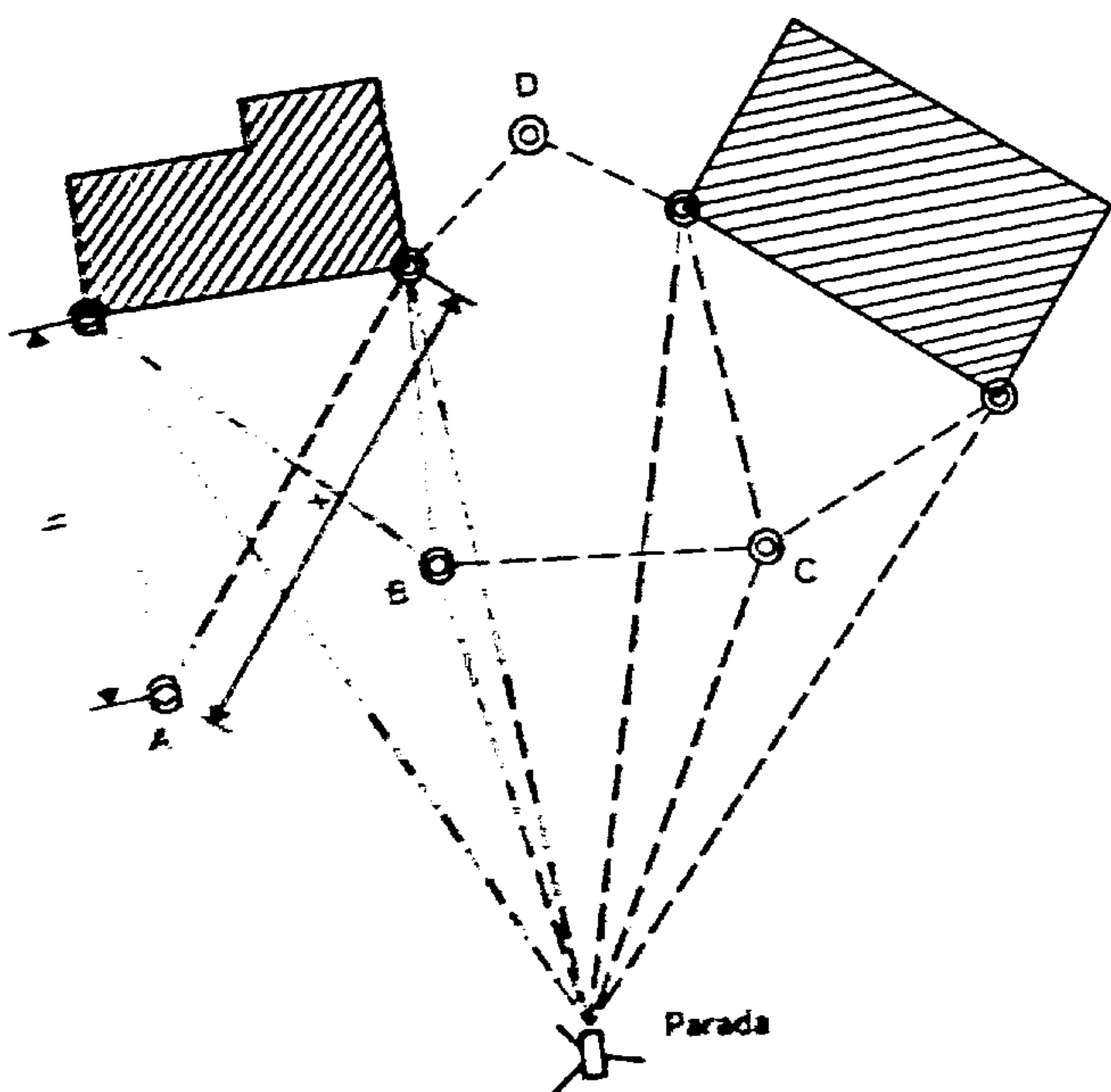


Fig. 70.

Nivelación de superficie

Todos los puntos del levantamiento pueden ser establecidos con relación a puntos conocidos del terreno. Su nivelación se efectúa a continuación.

cierto número de puntos de marcación cuya altura se determinará y cuya posición exacta se medirá con la cinta métrica (fig. 70);

c) determinando, por medio de un nivel de circunferencia horizontal, la posición angular del punto cuya altura y distancia se miden gracias a los hilos o trozos telemétricos (véase el capítulo precedente, párrafo 3.3). Los ángulos horizontales, llamados *acimutes*, son referidos a puntos conocidos o al norte magnético (fig. 71).

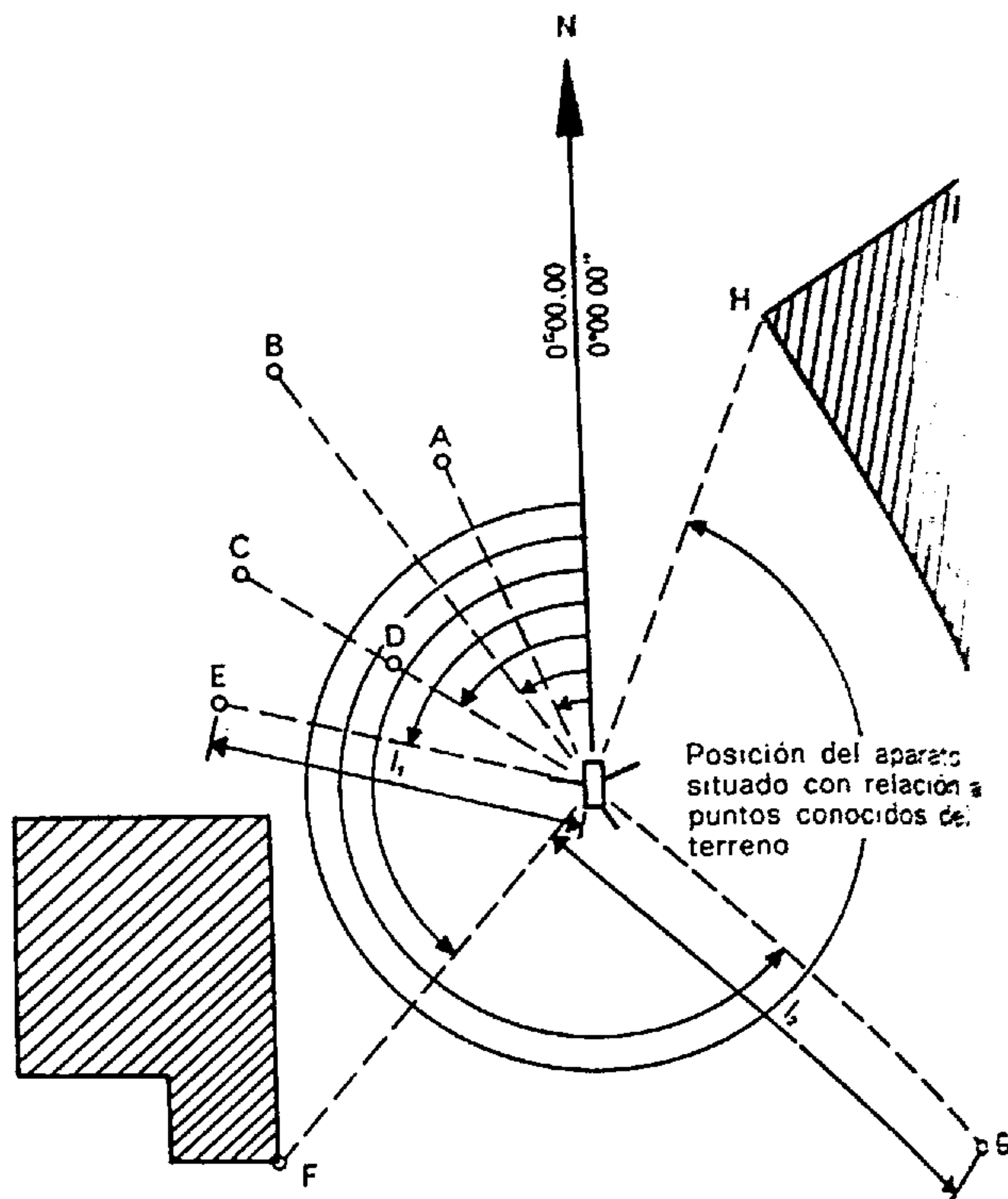


Fig. 71.

Nivelación de superficie

Puesto que la posición del aparato se establece por medio de coordenadas, los diferentes puntos que hay que determinar pueden ser definidos por el valor del ángulo horizontal formado por una dirección conocida N y por su distancia al aparato.

4. ERRORES

Cuando no se conoce la altura de los puntos extremos, es preciso efectuar una doble nivelación, a fin de comprobar la precisión de la nivelación inicial. Esta doble operación se efectúa generalmente en un recorrido de *ida* y otro de *vuelta* al punto base. El recorrido de *ida*, de A a B y el de *vuelta* de B a A.

Una ejecución rigurosa demuestra que la diferencia es nula entre la suma de las visuales hacia atrás tomadas a la ida y a la vuelta y la suma de las visuales hacia adelante realizadas sobre el mismo recorrido. En la práctica, este rigor es difícil de lograr. Los errores llamados *de cierre* proceden de los errores *accidentales* y de los errores *sistemáticos*.

Los errores *accidentales* son aquellos que provienen de montajes poco precisos del nivel, por ejemplo o de un defecto de interpolación en la lectura de la

mira. Dichos errores pueden ser tanto positivos como negativos, por lo que tienden a neutralizarse.

El *error sistemático* proviene de una falta de experiencia de los operadores, o de una falta de cuidado y de atención en la ejecución del trabajo. Puede reducirse en proporciones notables el valor de esos errores, aplicando las reglas siguientes:

- a) elegir emplazamientos muy estables para situar las estaciones del aparato; evitar el deslizamiento y el hundimiento de las patas del trípode;
- b) establecer los puntos de referencia intermedios sobre puntos estables y duros, con el propósito de impedir el hundimiento de la mira y de que se pueda hacerla girar sin que se modifique su altura;
- c) mantener la mira en perfecta verticalidad, operación que se facilita empleando una plomada o un nivel esférico solidario de la mira.

Para evitar burdos errores de lectura es conveniente estudiar la numeración de la mira antes de ponerse a trabajar.

Los mejores resultados son los que se obtienen realizando de una vez lecturas exactas y precisas, sin obstinarse en comprobaciones interminables.

Sin embargo, no es posible evitar todos los errores. Será, pues, preciso conocerlos para poder apreciar el valor de los resultados obtenidos y para corregirlos.

La importancia del error viene dada por la diferencia existente entre la suma de lecturas hacia atrás y la de las lecturas hacia delante. Para repartir este error se dividirá esa diferencia por dos, de tal manera que atribuyendo la mitad de ella a cada suma, se anule la diferencia de ambas (se añadirá una semidiferencia a la suma y se le restará la otra). La corrección afectará igualmente a los puntos intermedios.

Todos los valores determinados sobre el terreno se registrarán de modo bien legible en un carnet preparado de antemano (véase párrafo 3). La corrección de los valores en el momento del reparto del error de cierre se efectuará dejando visible la primera cifra inscrita. De la claridad del carnet depende también el valor de los resultados. El cálculo de las alturas, con relación a la referencia de base, se anotará igualmente en el carnet. Por la sucesión de las adiciones de las *cotas hacia atrás* y de las sustracciones de las *cotas hacia adelante* se determina la altura de los puntos buscados.

Al realizar una comprobación de las alturas, es preferible proceder a estos cálculos estableciendo las diferencias que existen entre cada valor, como se indica en nuestra página modelo de un cuaderno de levantamientos (véase página 52, Tabla 3).

En efecto, como resultado de la acumulación de las sucesivas diferencias de nivel debe obtenerse el mismo resultado que efectuando el cálculo de las discrepancias de altura entre la referencia base y el punto final de la nivelación.

5. CONTROL DEL NIVEL DE ANTEOJO

Es raro, con los instrumentos modernos, que pueda producirse un defecto de paralelismo entre el anteojo y el nivel; sin embargo, es necesario comprobar el nivel antes de utilizarlo, por si ha sufrido alguna caída que lo haya deteriorado o bien por si se trata de un tipo de instrumento no conocido por el operador.

El procedimiento más sencillo de comprobación es el siguiente:

- a) Determinar la diferencia de altura, situando el instrumento exactamente en el centro de la distancia que señala los dos puntos de referencia. Aunque el instrumento sea defectuoso, la diferencia de altura será exacta (fig. 72 a).
- b) Desplazar el instrumento hasta situarlo sobre uno de los puntos de referencia y rehacer, según el método corriente, la diferencia de alturas. Si el instrumento está desarreglado, la cota que se lee en el otro punto de referencia no será e_1 sino l_1 (figura 72 b).

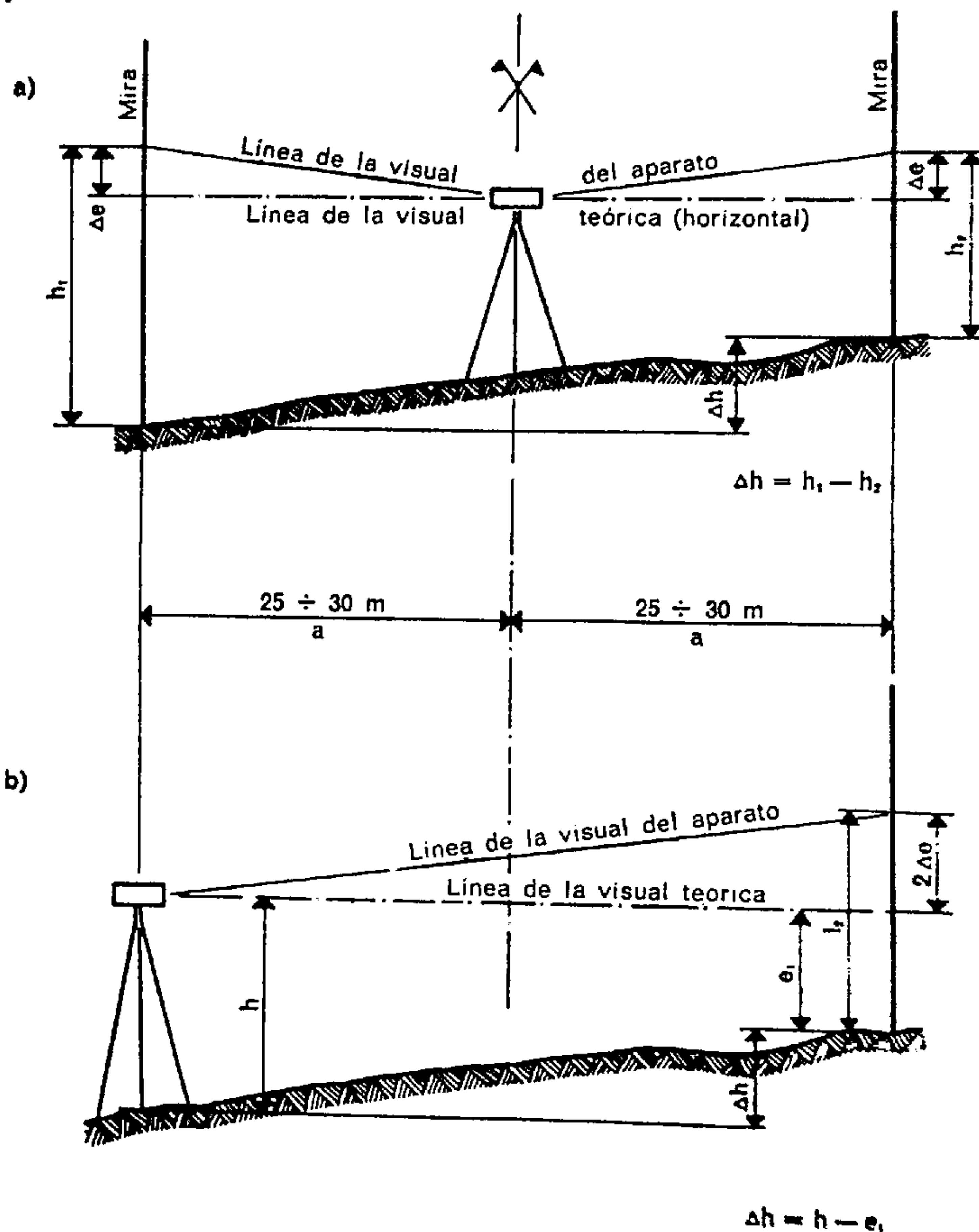


Fig. 72.

Comprobación de un nivel de anteojo

Se lleva a cabo determinando la altura de los puntos y utilizando dos posiciones del aparato.

- a) 1.ª visual: se determina el valor de Δh .
 Δe = diferencia posible de precisión en la posición del eje óptico del aparato.
- b) 2.ª visual: se comprueba el valor de Δh .
La longitud de la visual es doble, por lo que la diferencia también será doble y permitirá descubrir el error.
 $h - l_2 \neq \Delta h$.

Tabla 3. — *Página modelo de un cuaderno de levantamientos.*

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto n.º		IDA			VUELTA		Promedio de las diferencias de altura + y —	Altura
		Visual hacia atrás Visual hacia adelante	Diferencia de altura + y —		Visual hacia atrás Visual hacia adelante	Diferencia de altura + y —		
1	↓							441,251
	D ₁	3,293		A ₁	3,145	+ 2,382	+ 2,377	
	A ₁	0,921	+ 2,372	D ₁	0,763			443,628
2				A ₂	1,455	— 0,075	— 0,073	
	D ₂	2,760	— 0,071	D ₂	1,530			443,555
	A ₂	2,831						
3				A ₃	3,779	+ 3,227	+ 3,226	
	D ₃	3,756	+ 3,225	D ₃	0,552			446,781
	A ₃	0,531						
4				↑				
	ΣD	9,809	ΣΔ 5,526	ΣA	8,379	ΣΔ 5,534	ΣΔ 5,530	446,781
	ΣA	4,283		ΣD	2,845			— 441,251
	Δ alt	5,526		Δ alt	5,534			5,530

Error de cierre: Vuelta 5,534
 Ida 5,526
 Diferencia 0,008
 o sea 8 milímetros

Σ significa: suma. Δ significa: diferencia.

El punto 4 está 5,530 m por encima del punto 1 (columna 8).

El avance sucesivo de "ida" da una diferencia de 5,526 m (columna 4).

El avance sucesivo de "vuelta" da una diferencia de 5,534 m (columna 7).

La columna 8 contiene las alturas corregidas, obtenidas promediando los valores de las columnas 4 y 7.

Tabla 4. — *Simplificación de la Tabla 3 (facilita las comprobaciones).*

1	2	3a	3b	4	5	6a	6b	7	8	9
Punto n.º		IDA			VUELTA				Promedio de las diferencias de altura + y —	Altura
		VISUALES		Diferencia de altura + y —	VISUALES		Diferencia de altura + y —			
		hacia atrás	hacia adelante		hacia atrás	hacia adelante				
1	↓									441,251
	D ₁	3,293			A ₁	3,145		+ 2,382	+ 2,377	
	A ₁		0,921	+ 2,372	D ₁	0,763				443,628
2					↑					

Según el modelo del instrumento, el arreglo o rectificación pueden ser delicados. Si se desean obtener resultados de precisión, es preferible mandar que arregle el aparato un especialista.

6. NIVELACIÓN CON EL CLISIMETRO, CON EL TEODOLITO Y CON EL TAQUIMETRO

El *clisímetro*, que es un aparato de muy pequeñas dimensiones, es el instrumento ideal para levanta-

mientos rápidos de reconocimiento. El *clisímetro* posee escalas que permiten la medición de las pendientes y de los ángulos de pendiente, así como una escala estadimétrica o telemétrica para la apreciación de las distancias.

Para ejecutar las visuales el aparato se sitúa muy próximo al ojo suspendido de un dedo por un anillo que es la forma de garantizar su verticalidad. Manteniendo abiertos los dos ojos, el operador ve cómo

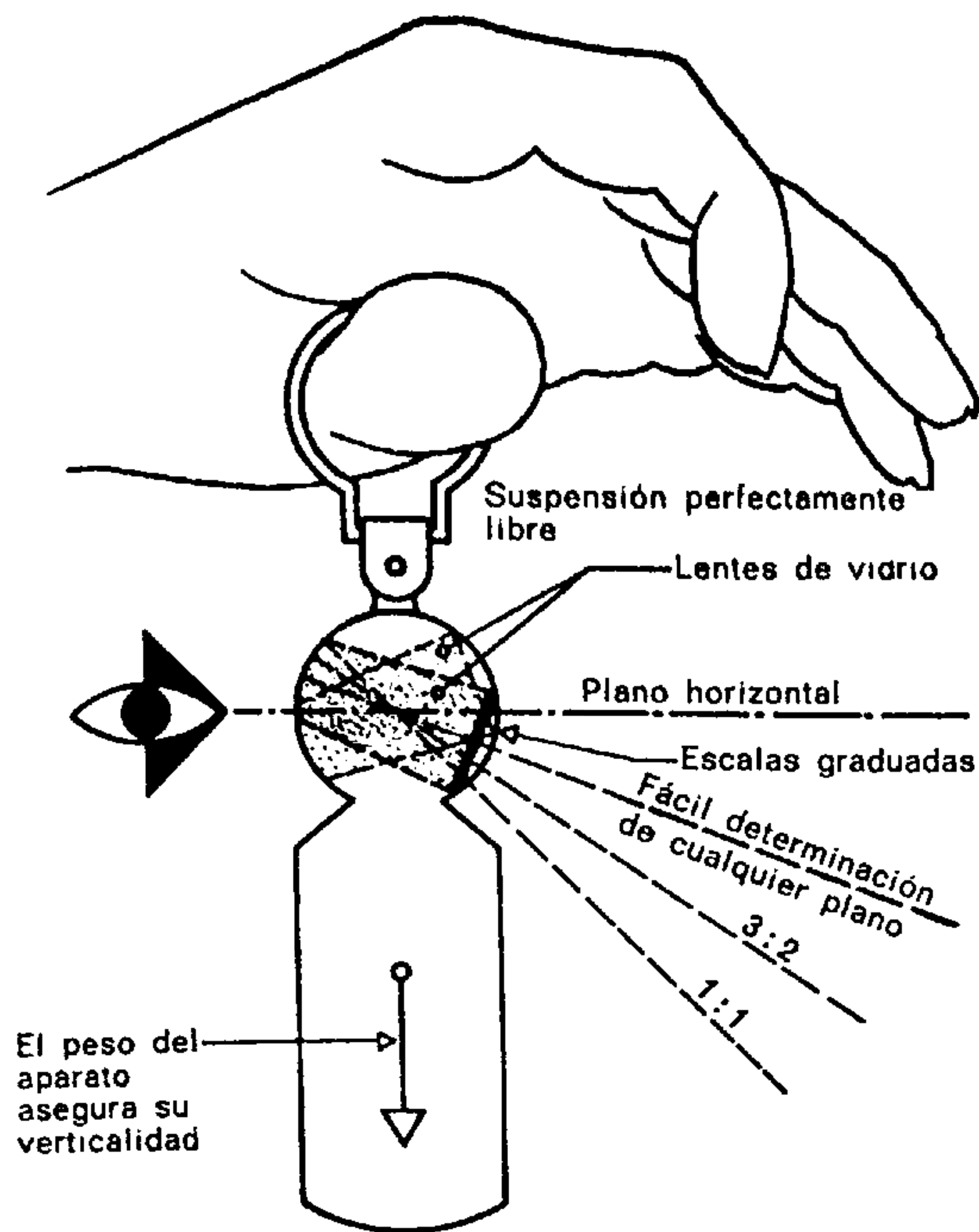


Fig. 73.

El clisímetro

Este instrumento, de reducido volumen, permite la ejecución de levantamientos por definición de planos en el terreno.

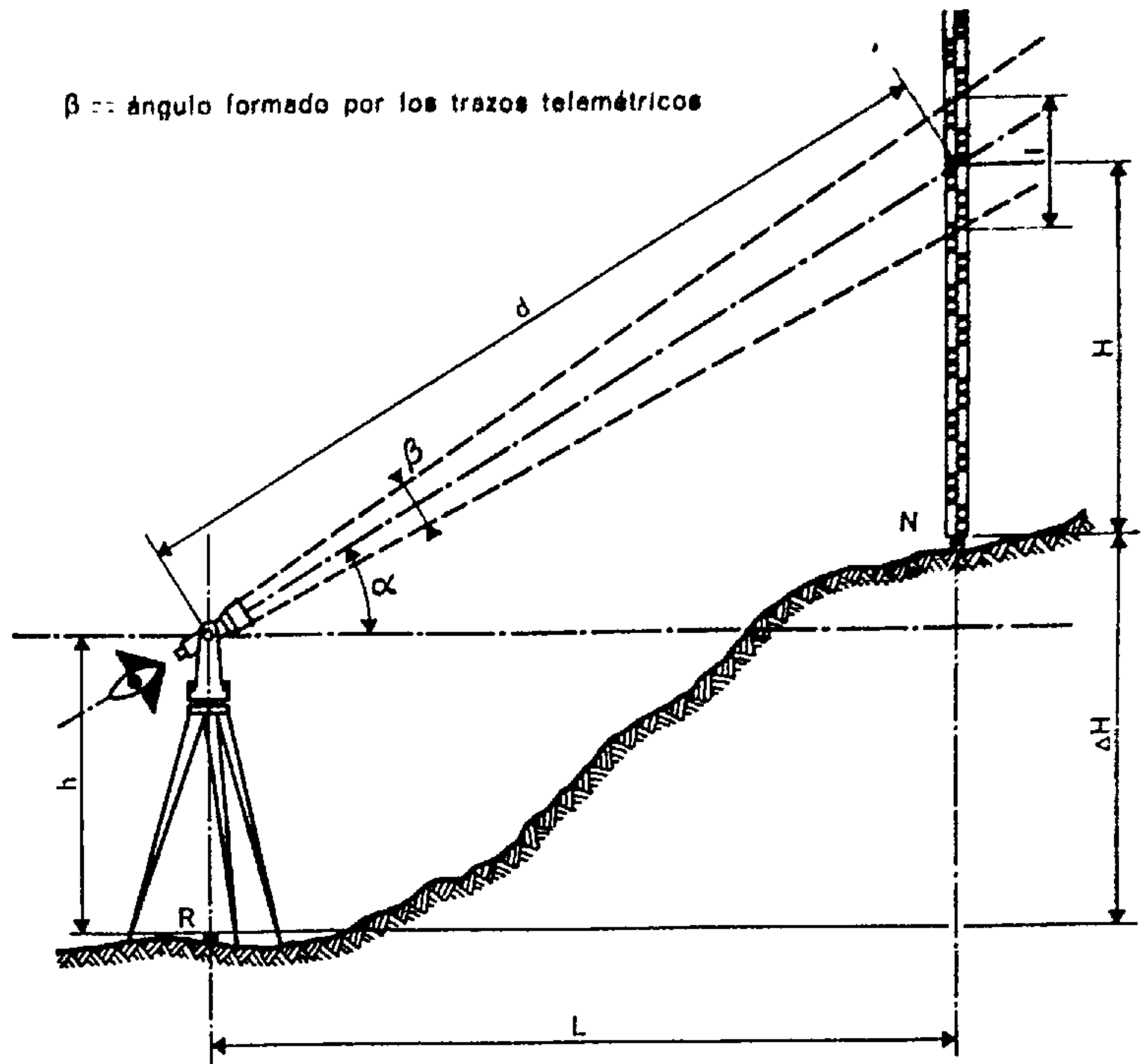


Fig. 75.

Empleo del teodolito

El teodolito y el taquímetro son aparatos que permiten levantar ángulos horizontales (acimuts) y verticales (cenitales). Mediante el empleo de la trigonometría es posible calcular, una vez conocidos el ángulo α y el valor leído en la mira l entre los trazos telemétricos, los valores siguientes:

$$d = \frac{l}{\operatorname{tg} \beta} \cdot \cos \alpha; \quad d = 100 \cdot l \cdot \cos \alpha; \quad \operatorname{tg} \beta = \frac{1}{100} \text{ (caso general)}$$

$$L = 100 \, l \, (1 - \operatorname{sen}^2 \alpha) \text{ o bien } L = 100 \, l \, \cos^2 \alpha$$

$$\Delta H = h - H + L \operatorname{tg} \alpha$$

$$\text{alt. N} = \text{alt. R} + \Delta H.$$

modelos). El clisímetro permite la medición de pendientes con una precisión de 25 a 50 cm por cada 100 m de longitud de la visual (figs. 73 y 74).

El *teodolito* y el *taquímetro* son instrumentos ideados para efectuar la medición de las distancias desde el eje del aparato a la mira, así como la posición angular tanto en el plano horizontal como en el vertical del punto buscado. Estos aparatos son idénticos, salvo la división de los círculos horizontales (o *acimutales*) y verticales (o *cenitales*). Un acimut es un ángulo medido en el plano horizontal. El teodolito está dividido en grados; el taquímetro también, pero las escalas son distintas en ambos instrumentos; su empleo exige cierta práctica y, en muchos casos, conocimientos de trigonometría.

Las correcciones que permiten definir exactamente la distancia y la altura de los puntos buscados se explican en la fig. 75.

Los teodolitos y taquímetros, autorreductores, dan directamente por simple lectura sobre la mira la distancia y la altura de los puntos observados. La utilización de estos instrumentos está confiada a especialistas.

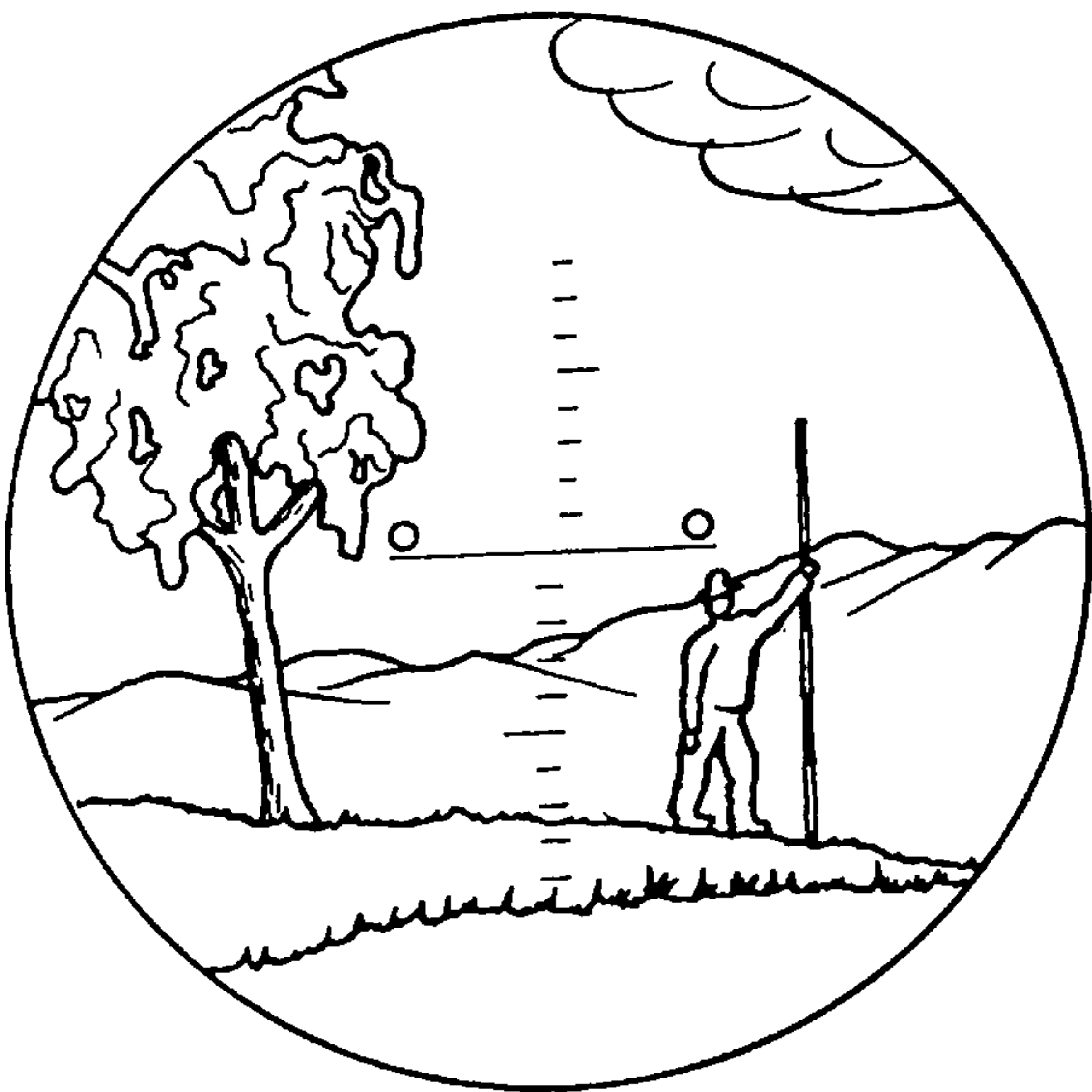


Fig. 74.

Nivelación mediante el clisímetro

En el clisímetro las escalas grabadas permiten una lectura directa, que se perfila sobre el paisaje.

las escalas grabadas se dibujan sobre el punto observado, con lo cual puede estimar la pendiente. La apreciación de las distancias se efectúa a base de una mira de longitud fija (de 1 ó 2 m, según los

NOCIONES ELEMENTALES DE GEOLOGÍA

1. FORMACIÓN DE LA CORTEZA TERRESTRE

La Astronomía nos permite comprobar que en el Universo existen astros de tres tipos:

las *nebulosas*, formadas exclusivamente por gases a causa de su elevada temperatura;

las *estrellas* (o soles) menos calientes que las anteriores, en estado de fusión ígnea;

los *planetas*, constituidos por una envoltura enfriada que contiene una masa en fusión.

Estos tres tipos son en cierta forma tres etapas de la vida de un astro.

La Tierra, procedente de una nebulosa, fue en sus comienzos asimismo una nebulosa, un globo líquido de temperatura muy elevada que el frío del espacio intersidéral ha ido enfriando progresivamente.

Las partes más ligeras de esa masa fundida, los *silicatos*, constituían la superficie de una bola que giraba sobre sí misma. Y fue esa superficie la primera en solidificarse por el descenso de la temperatura. Puede suponerse que, en tal momento, unos gases más ligeros, liberados de la atracción terrestre, constituían la *atmósfera*, estando el agua de los mares en forma de vapor.

La capa de *espuma silícea*, así solidificada, formaba una costra que aislaba la atmósfera del calor central. Debido a lo cual, la atmósfera se condensó y el oxígeno mezclado con el hidrógeno dio origen al agua de los océanos. Esa envoltura líquida, la *hidrosfera*, debía tener unos 3 km de espesor. La corteza terrestre primitiva estaba entonces sometida a muy fuertes presiones tanto exteriores como interiores, lo cual produjo la *estratificación* de las rocas de estructura cristalina que se formaban lentamente. Las rocas que constituyen esa corteza primitiva se denominan *esquistos cristalinos*.

Muy lentamente, esa capa sigue creciendo ininterrumpidamente; su espesor actual debe ser de unos 70 km. Se la denomina *litosfera*. Está constituida en su mayor parte por *sílice* y *aluminio* (de donde deriva su nombre científico: *Sial*). Su densidad se sitúa alrededor de 2,7.

Debajo de esa corteza y a una profundidad de 3.000 km aproximadamente está situada la *pirosfera*. Esa masa pastosa, rica en *silicio* y en *magnesio* (de donde su nombre científico: *Sima*), tiene una densidad

de alrededor de 3,4. El magma está constituido por los elementos de esa capa. En ella las presiones son muy fuertes y las temperaturas muy elevadas.

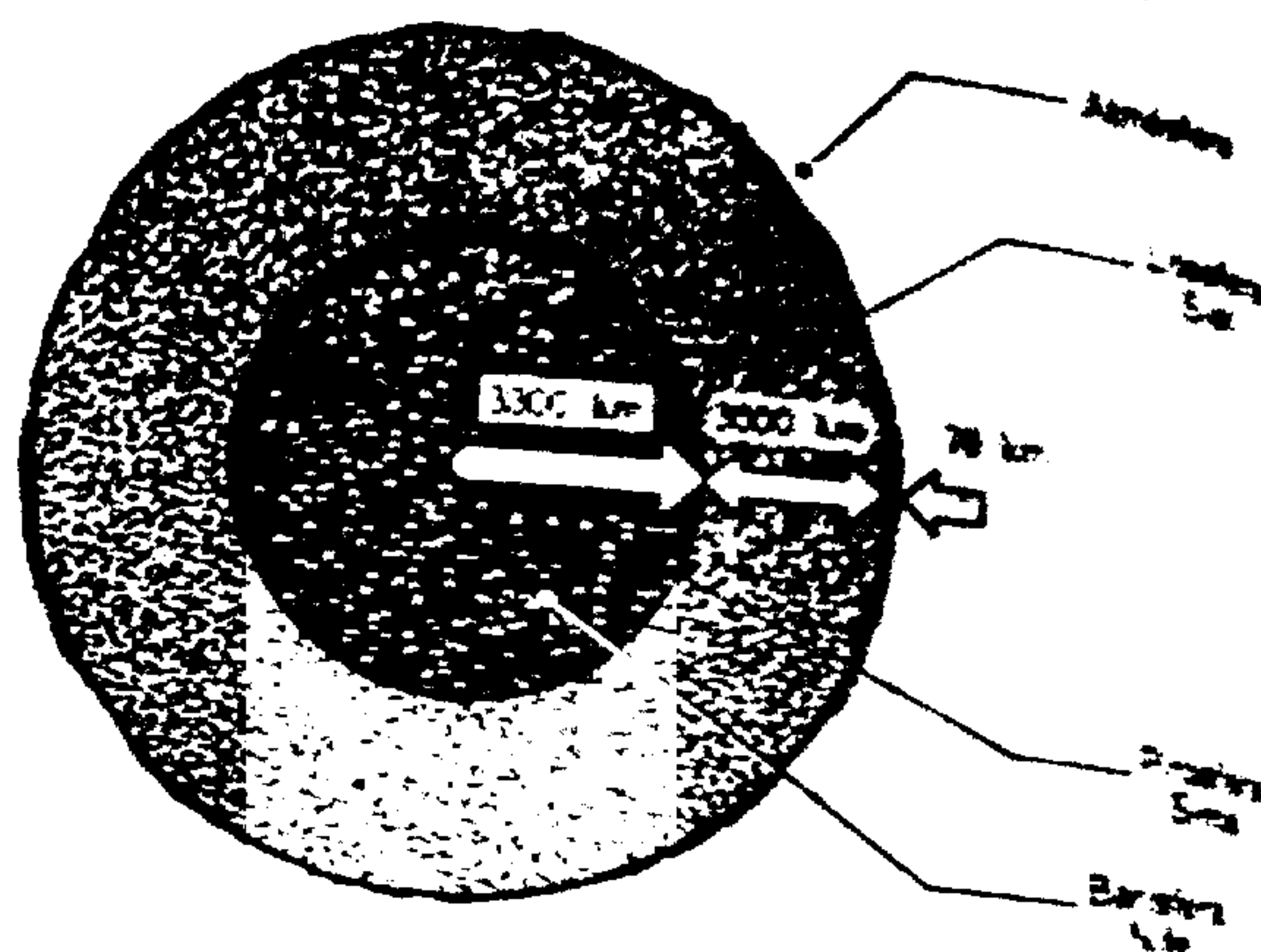


Fig. 76.

Aspecto presunto de la estructura de la Tierra

La *barisfera* constituye el núcleo central de nuestro planeta. Mide aproximadamente 3.300 km de radio; contiene una fuerte proporción de *níquel* y de *hierro* (de donde su nombre científico: *Nife*). Su densidad es de alrededor de 7,8.

La edad de la Tierra es estimada en unos 4.000.000.000 de años (¡con una aproximación de algunos millones!...). Esta estimación se basa en el tiempo necesario para la transformación del uranio en plomo (cuando las rocas contienen esos minerales o en otras consideraciones del mismo orden, pero no es más que una hipótesis).

Pueden atribuirse las dislocaciones de la corteza terrestre a las contracciones provocadas por el enfriamiento gradual del núcleo central del globo. En efecto, la costra, que empezó a formarse cuando la Tierra era más voluminosa, se quedó grande, y por consiguiente se pliega y arruga. Se llama *tectónica* la ciencia que tiene por objeto estudiar la forma de los *pliegues*, de las *roturas* o de las *fallas* de la corteza terrestre. Los primeros pliegues han hecho brotar de la hidrosfera continentes y montañas que desde el principio fueron sometidos a la acción de los agentes atmosféricos. La acción de esos últimos provocó la disgregación de las rocas existentes. Los productos de semejante disgregación, fangos y arenas, se acumularon entonces bajo la forma de *sedimentos* en los

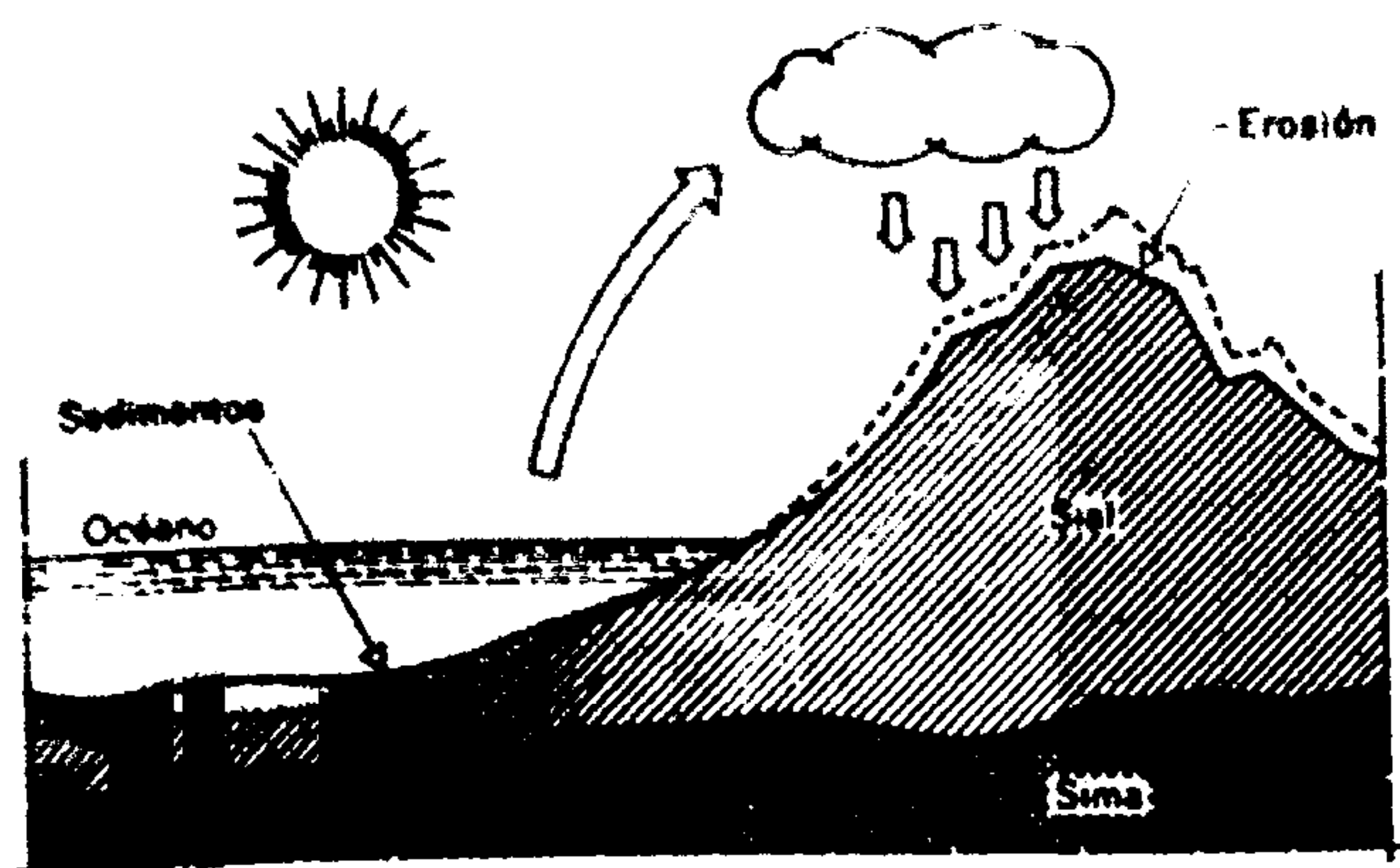


Fig. 77.

El ciclo del agua

Contribuye a la erosión de las rocas primitivas y deposita sedimentos en el fondo de las rocas marinas

océanos dando nacimiento a las rocas sedimentarias. Durante los tiempos geológicos (prácticamente durante cuatro mil millones de años) la forma de la corteza terrestre se ha estado modificando incesantemente (y sigue todavía modificándose...). La distribución de los continentes ha variado, ciertos pliegues han creado las cadenas de montañas y las fosas ma-

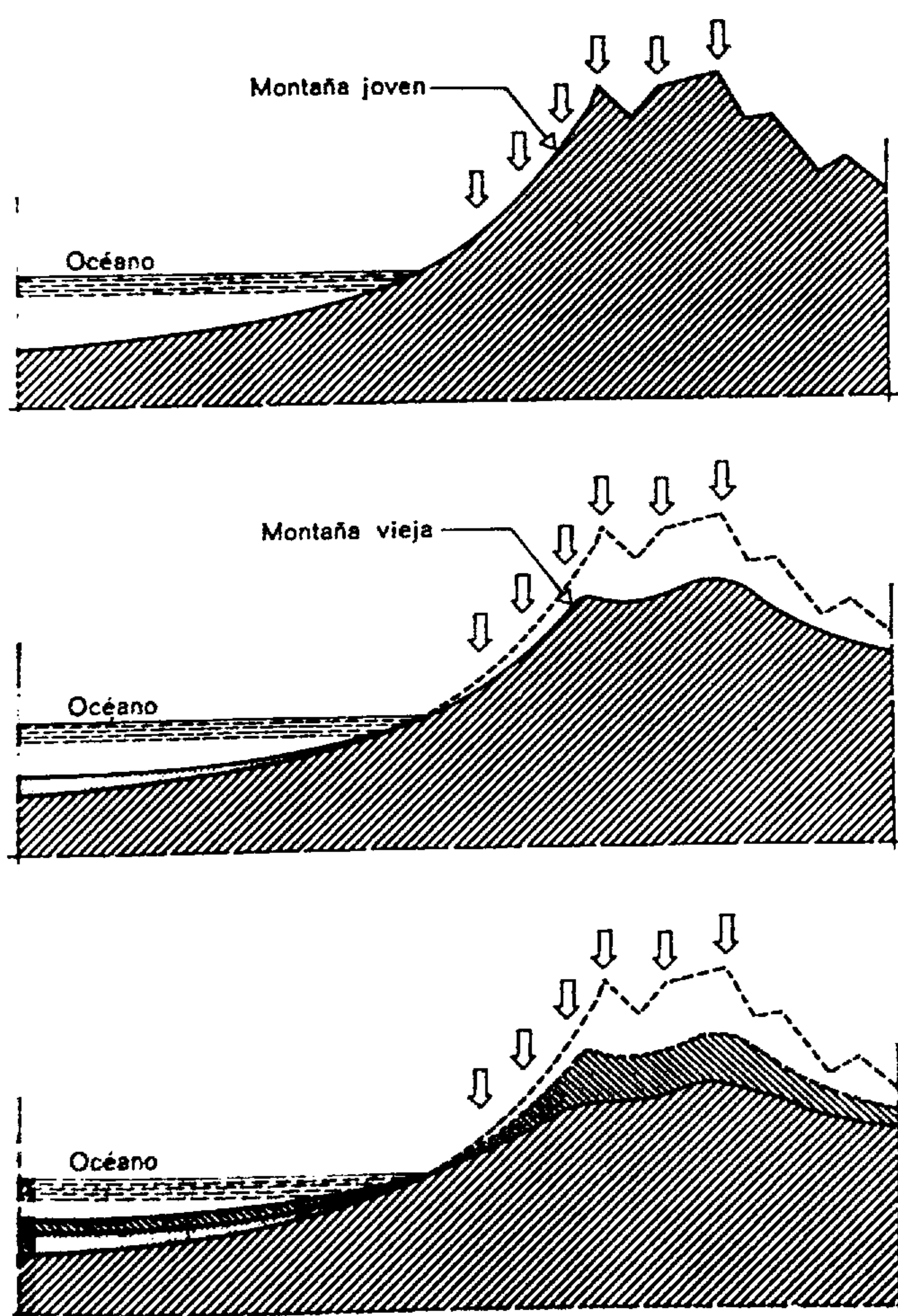


Fig. 78.

Erosión

Durante los tiempos geológicos, la acción del agua ha desgastado las formas primitivas, depositándose los sedimentos e incluso superponiéndose.

rinas mientras que ciertas erupciones han dado origen a montañas o a islas, etc.

2. ESTUDIO SUMARIO DE LA CORTEZA TERRESTRE

2.1. DEFINICIONES

El estudio de la composición de la corteza terrestre es una ciencia compleja, subdividida en cierto número de disciplinas, entre las que pueden contarse la *geología*, la *mineralogía*, la *petrografía*, etc. El florecimiento de cada una de esas ciencias se debe, pues:

- a los *geólogos*, cuya misión consiste en establecer, sobre un mapa topográfico, el mapa geológico de las diferentes rocas y definir el proceso de su formación,
- a los *mineralogistas*, cuya misión es la identificación de los diferentes minerales contenidos en las rocas,
- a los *petrógrafos*, que clasifican y definen las rocas después de haberlas analizado,
- a los *prospectores*, que exploran o buscan una roca o mineral particular y que redactan un inventario de sus existencias con vistas a una posible explotación, etc.

El conocimiento de esas diversas ciencias implica largos estudios y su práctica requiere, a veces, el empleo de un material oneroso o complicado, así como laboratorios disponibles. Frente a los problemas que plantean esas ciencias, el técnico de Obras Públicas o de grandes empresas de edificación se siente con frecuencia incompetente o deficientemente equipado para investigar las soluciones. Se impone, por ejemplo, la cooperación de la ciencia y de la técnica para la ejecución en el terreno de determinados trabajos (cimentaciones) o también para el empleo de ciertas piedras en condiciones particulares. Con el fin de facilitar la colaboración entre el geólogo y el técnico es indispensable que este último posea, al menos, rudimentos de geología. Tales conocimientos le permitirán leer mejor los mapas y cortes geológicos y comprenderá mejor los informes redactados por los geólogos. Ésta es la finalidad con que ha sido redactado este capítulo, limitado al estudio de las rocas y dejando aparte los *fósiles* y los *minerales*.

2.2. COMPOSICIÓN DE LA CORTEZA TERRESTRE

Los análisis químicos realizados con unas mil quinientas especies minerales componentes de la corteza terrestre han demostrado que en ésta se encuentran los elementos o cuerpos simples que sirven de base a toda materia conocida.

Por medio de estos análisis, ha sido posible valorar que, en peso, la corteza terrestre se compone de:

53 % de oxígeno	potasio
26 % de silicio	magnesio
7,5 % de aluminio	sodio
4,2 % de hierro	hidrógeno
3,3 % de calcio	carbono etc.

Se llaman *terrenos* las asociaciones minerales importantes. El conjunto de los terrenos forma el cuerpo terrestre. Un terreno se compone de una reunión de rocas diversas.

Las *rocas* son aglomeraciones de minerales y, juntas, constituyen la casi totalidad de la corteza terrestre. Son raras las formadas por una sola especie mineral (yeso, cuarzo, etc.), siendo lo más frecuente que estén compuestas de varios minerales (granito = cuarzo + mica + feldespato; gres = cuarzo + sílice, etc.). La mayor parte de las rocas están cristalizadas y son coherentes y poco deformables (cuarzo, granito, gres, etc.). Algunas son migadas (arenas) o plásticas (arcillas) y otras son líquidas (petróleo).

Para que dos rocas sean semejantes es necesario que sus masas minerales tengan el mismo origen, la misma estructura y una composición idéntica.

En materia de geología se dice que una roca es *básica* cuando contiene menos del 25 % de sílice, y *ácida* cuando su contenido de sílice excede del 65 %. Entre esos dos extremos se sitúan las rocas *neutras*.

2.3. ASPECTO DE LA CORTEZA TERRESTRE

Arrancados de las rocas primitivas por la lluvia, el granizo, la nieve, el hielo, el viento, las heladas y deshielo subsiguiente, las olas y las mareas, y transportados luego al fondo de los pliegues de la corteza, los *sedimentos* han dado origen a las *rocas sedimentarias*. Esta transformación de rocas de migas superpuestas (fangos y arenas) en rocas coherentes requiere millones de años.

Así, pues, las rocas sedimentarias están compuestas alternativamente de *lechos*, *bancos* o *estratos* (capas) limitados por juntas visibles o no. Tales bancos no son continuos: terminan perdiendo *potencia* (espesor) o bien modificando la *fisonomía* (carácter) de la roca.

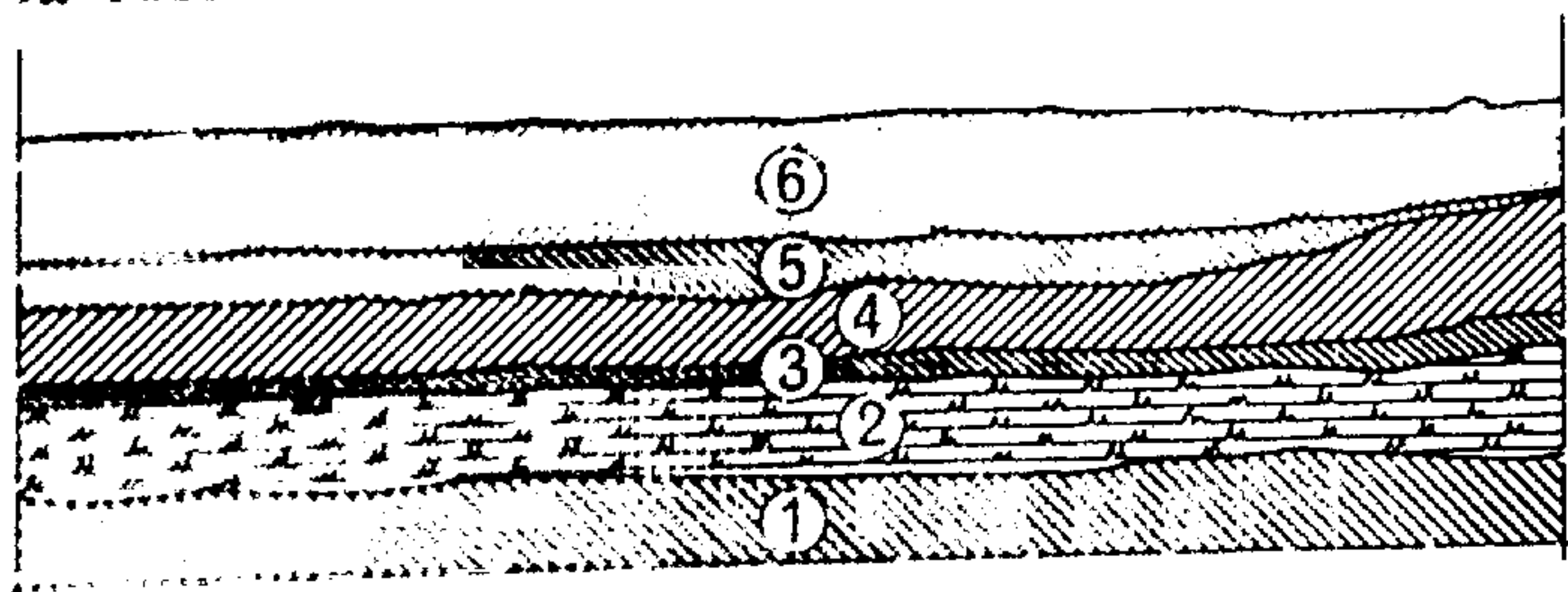


Fig. 79.

Superposición de las capas

Los sedimentos se fueron superponiendo: los más antiguos son los más profundos. El espesor de los estratos o de los bancos de sedimentos no es constante.

Aunque se constituyeron según un orden cronológico, esas rocas no se presentan más que raras veces según tal ordenación. Efectivamente, los continuos

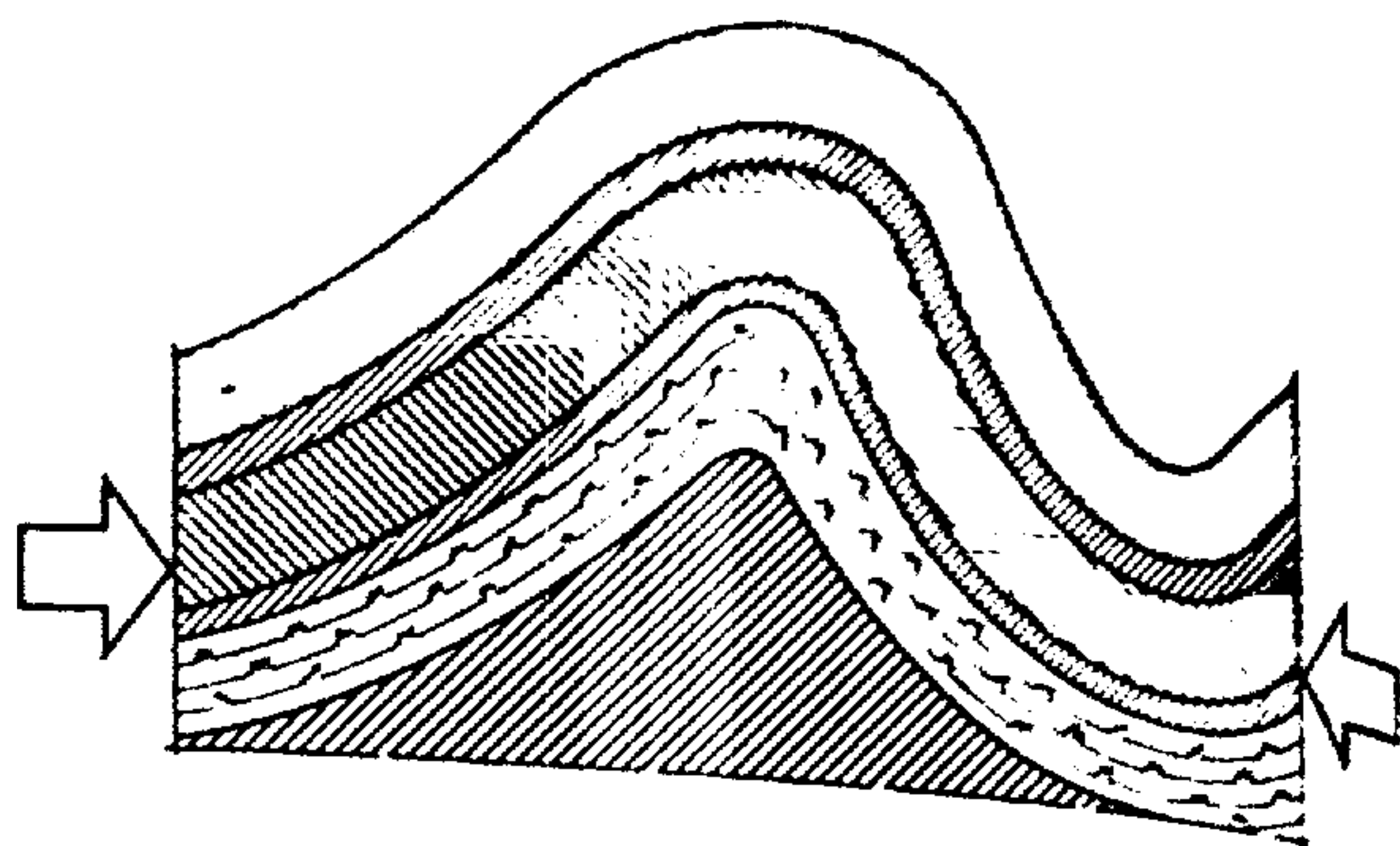


Fig. 80.

Pliegue de la corteza terrestre

Bajo el efecto de potentes fuerzas exteriores e interiores, las rocas se han plegado.

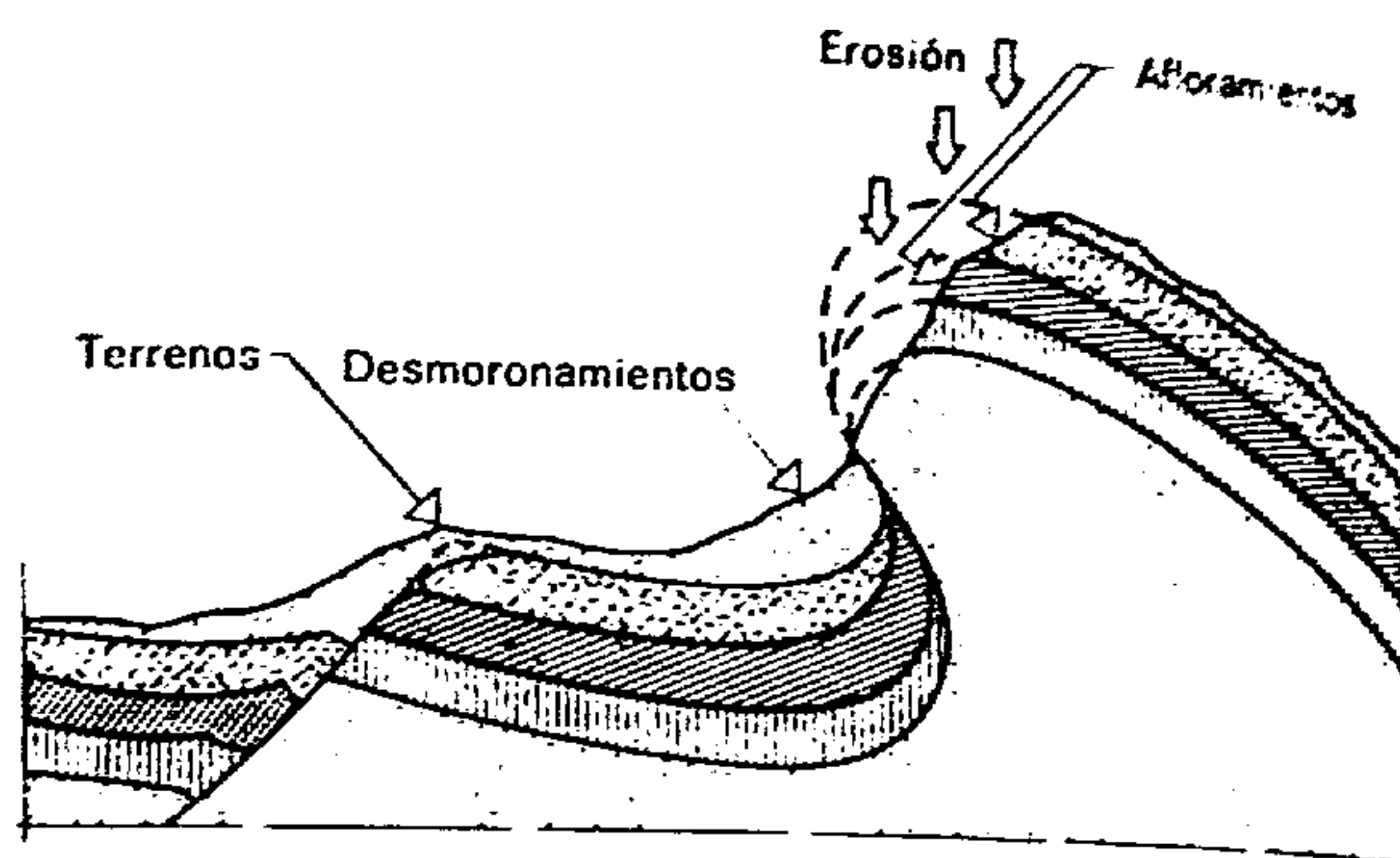


Fig. 81.

Modificaciones del relieve

La erosión desgasta las rocas y provoca depósitos en los huecos de los pliegues, con lo cual se atenúan los relieves. Los afloramientos son las partes visibles en la superficie de una capa de terreno cuyo resto queda escondido o ha desaparecido por erosión.

trastornos de la corteza terrestre han plegado y deslocado dichas formaciones, en tanto que la erosión continuaba su obra. La conjugación de esos efectos durante millones de años ha ido modelando la corteza de nuestro planeta hasta darle el aspecto que nos es conocido. Las corrientes de agua excavaron sus valles; la forma de las montañas ha nacido de la mayor o menor resistencia a la erosión de las rocas que las constituyen.

Las transformaciones geológicas se suceden sin cesar pero a un ritmo tan lento que el ser humano no puede percibir las. No obstante, ciertas manifestaciones tales como los seísmos (terremotos), las erupciones volcánicas, etc., producen a veces modificaciones espectaculares.

Las *rocas metamórficas* provienen de la transformación (metamorfosis) de las rocas eruptivas o sedimentarias. El metamorfismo, modificación química o física de una roca, se produce como consecuencia de los trastornos geológicos de la corteza terrestre. En efecto, ciertas rocas pueden modificarse bajo la influencia de las fortísimas *presiones* creadas por las acumulaciones de sedimentos en el fondo de los pliegues cóncavos (*sinclinales* o *geosinclinales*), por el aumento de la *temperatura* con la profundidad, que es de 1 grado geotérmico cada 30 m (aproximadamente 3 grados cada 100 m de profundización) o bajo la influencia de las *fumarolas*, vapores de productos tales

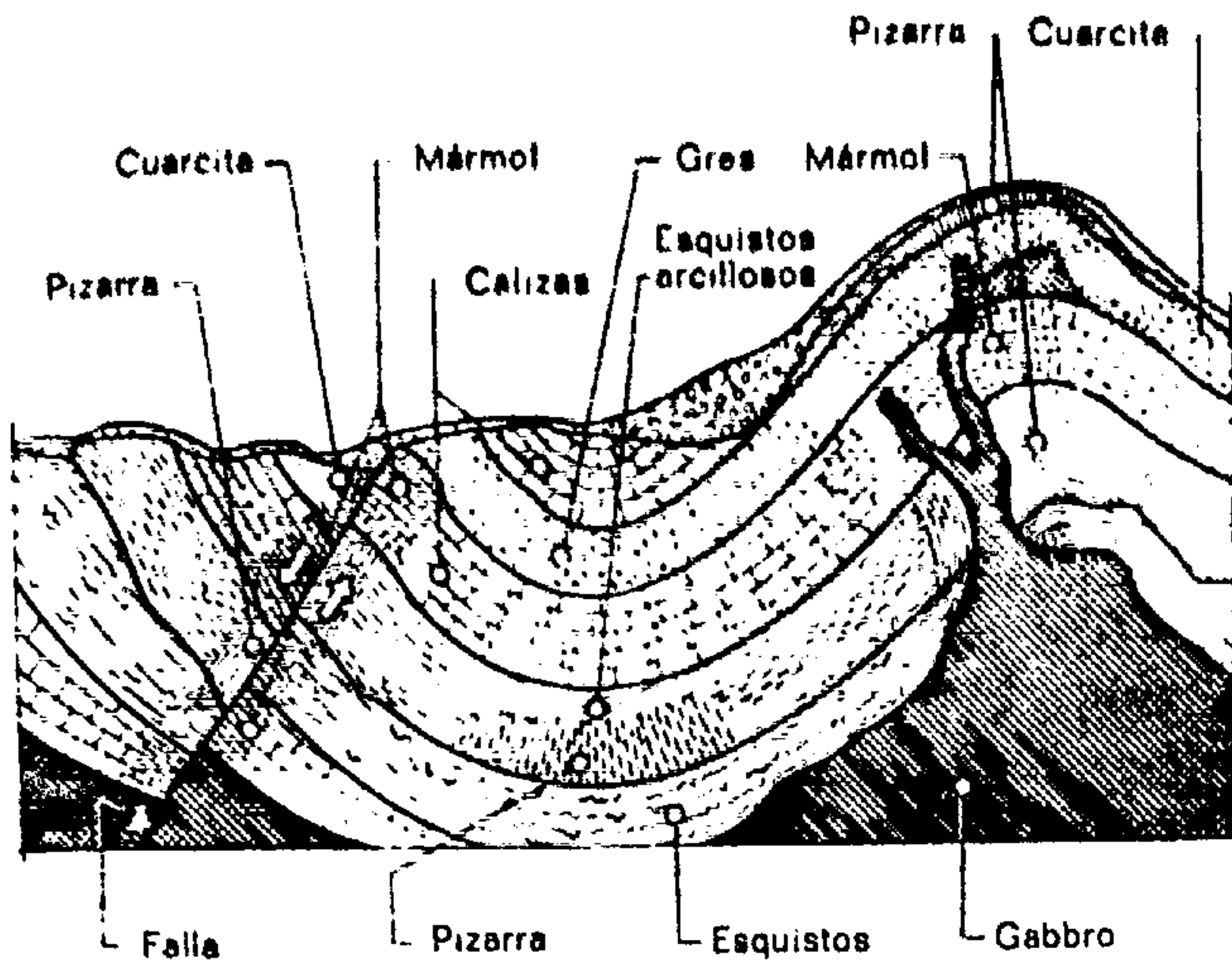


Fig. 82.

Las rocas metamórficas

Están formadas en las profundidades de la tierra por los efectos combinados de los asientos, de la elevación de la temperatura y de la transmutación química.

Por ejemplo:

Caliza metamórfica = mármol

Gres metamórfico = cuarcita

Esquistos arcillosos metamórficos = pizarras.

como el cloro, el fósforo, el flúor, etc., que modifican la composición química de las rocas.

El metamorfismo puede efectuarse asimismo por contacto. En tal caso, las rocas magmáticas penetran en las capas que las rodean y que son así "digeridas". El magma se enriquece entonces con las diversas sustancias contenidas en las rocas atravesadas y metamorfosea estas últimas a la vez que se modifica a sí mismo.

De este modo, en las invisibles y misteriosas profundidades de la tierra, muy lentamente y sin que sea posible reconstituir el fenómeno, los asientos y hundimientos, la elevación de la temperatura y el efecto de la transmutación química provocan en el curso de millones de años una *recristalización* de las rocas sedimentarias (o, a veces, de las rocas eruptivas).

Los *mármoles* son rocas calizas débilmente metamorfoseadas. Las pizarras (esquistos arcillosos) son rocas arcillosas débilmente metamorfoseadas por el magma granítico, en tanto que una transformación más avanzada de esas mismas rocas da los *micasquistos* (rocas con cristales de mica) y luego los *gneiss* (iguales cristales que el granito, pero presentando un aspecto foliáceo). La metamorfosis de las rocas silíceas da por resultado las *cuarcitas*.

2.4. DIVISIÓN DE LOS TIEMPOS GEOLÓGICOS

Los *fósiles* son los restos y las huellas o indicios de animales o de vegetales incluidos en las capas de rocas sedimentarias en la época de su formación. Hoy día esos fósiles ilustran la historia de la vida en nuestro planeta durante el transcurso de los tiempos geológicos. Por otra parte, esos fósiles nos sitúan los cambios climáticos así como el origen y la antigüedad de las rocas.

Un fósil puede ser una parte dura de un animal o de un vegetal conservada en una roca. Puede también estar constituido por un mineral (sílice, fosfato cálcico, etc.) que ha reemplazado molécula por molécula al cuerpo sepultado en la roca; esa *fosilización*, denominada petrificación, está puesta de manifiesto en los troncos de árboles silicificados y convertidos en *ágatas*. A veces la película de carbono residual del animal o de la planta nos permite observar su dibujo sobre las rocas.

Los fósiles descubiertos en las capas "in situ" permiten establecer la clasificación de los sedimentos y asignarles su edad respectiva.

Los tiempos geológicos se subdividen en cuatro eras, que, partiendo de la más próxima a nosotros, son las siguientes:

- la era cuaternaria
- la era terciaria
- la era secundaria y
- la era primaria.

El período que precede a la era primaria se denomina *antecámbrico*. Las rocas del mismo están metamorfoseadas y no encierran fósil alguno. Por lo cual, su clasificación cronológica se hace imposible.

Las eras están subdivididas en *períodos* y cada período en *pisos*.

Los períodos se caracterizan por ciertos tipos orgánicos que les son propios, en tanto que los pisos toman su denominación de la localidad en que aquellos terrenos son más fosilíferos.

Véase la Tabla 5, *División de los tiempos geológicos*, página 59.

En los mapas geológicos, los terrenos de las diferentes eras están representados por medio de colores convencionales. Los matices empleados son:

amarillo pálido	terrenos cuaternarios
amarillo oscuro	terrenos terciarios
lila, verde, azul	terrenos secundarios
pardo	terrenos primarios
rosa	terrenos anteprimarios

3. LAS ROCAS

3.1. ANÁLISIS SUMARIO DE LAS ROCAS

Los sedimentos que constituyen la mayoría de las rocas son generalmente compuestos de *calcio* (Ca) o de *silicio* (Si).

El calcio es la base del mayor número de carbonatos y de sulfatos. El más conocido es el carbonato cálcico o caliza. El yeso es un sulfato de calcio: está menos extendido.

El silicio forma la base de los silicatos.

El cristal de roca o cuarzo es sílice pura.

El silicato de alúmina hidratado en estado puro es el *caolín*. Es explotado para la fabricación de la porcelana.

La *arcilla*, muy generalizada, es un silicato de alumina coloreado por óxidos de hierro e impurezas.

La *bauxita*, que es el principal mineral de aluminio, pertenece al grupo de las arcillas pero contiene una fuerte proporción de alumina.

La mezcla de esos dos elementos, calcio y silicio, se encuentra, por ejemplo, en las margas: mezclas de caliza y arcilla.

Mediante un análisis sumario, es posible establecer una diferenciación entre los diversos tipos de rocas. Entre las pruebas sencillas que pueden dar informaciones importantes pueden citarse los ensayos siguientes:

a) Reacción con el ácido clorhídrico

Bajo la acción de este ácido, todas las rocas calizas entran en efervescencia, tanto más fuerte cuanto más elevada es la proporción de carbonato cálcico.

Las rocas silíceas o arcillosas, si son puras, sin indicios de caliza, no producen reacción alguna. El yeso reacciona con efervescencia con el ácido clorhídrico caliente.

Ese ensayo permite diferenciar el gres silíceo (sin reacción) del gres calizo.

b) Fractura y hendidura por capas

El examen de una fractura reciente permite conocer numerosas particularidades mineralógicas. Una lupa de bolsillo facilitará ese examen generalmente practicado en las rocas eruptivas. Estas últimas, en efecto, se reconocen por su estructura y por la naturaleza de sus cristales. En general, cuanto más rápida ha sido la solidificación de la roca, más pequeños son los cristales. En las *estructuras granulosas* todos los cristales son visibles a simple vista: casi todos son del mismo tamaño. En las *estructuras microgranulosas*, a veces, los cristales son sólo visibles con la lupa y, otras, forman una masa de cristales pequeños en la que hay algunos cristales grandes.

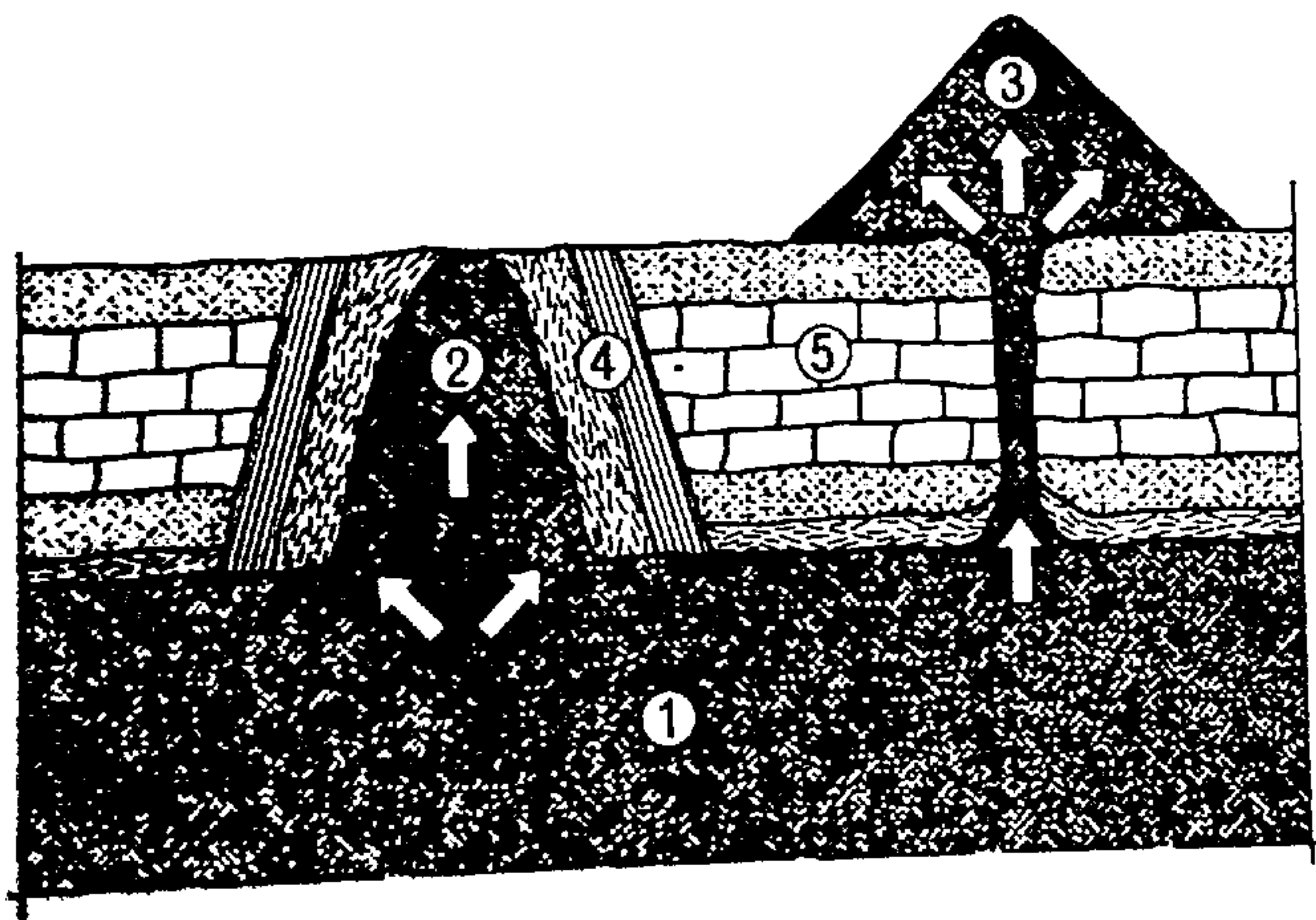


Fig. 83.

La clasificación de las rocas está establecida de acuerdo con su origen

1. Rocas magmáticas
2. Rocas intrusivas o eruptivas de profundidad
3. Rocas volcánicas o eruptivas de superficie
4. Rocas metamórficas
5. Rocas sedimentarias.

En las *estructuras microlíticas*, los cristales grandes están incrustados en una pasta amorfa. En las *estructuras vítreas*, sólo existe una pasta amorfa sin cristales.

La *hendidura* según los estratos o capas, es una fractura provocada según un plano de menor resistencia. Ciertas rocas presentan dicha particularidad y en una misma roca todos los estratos de hendidura son siempre paralelos entre sí.

c) Dureza

La dureza es un carácter distintivo basto que puede ser comprobado con sencillez. Ese ensayo permite clasificar los minerales según la escala de Mohs:

- | | |
|------------------------|--------------|
| 1. Talco | 6. Ortosa |
| 2. Yeso | 7. Cuarzo |
| 3. Calcita | 8. Topacio |
| 4. Fluorina o fluorita | 9. Corindón |
| 5. Apatita o apatito | 10. Diamante |

Pueden utilizarse objetos corrientes para situar aproximadamente la muestra en cuestión. Por ejemplo: si la muestra se raya con la uña, su dureza es de 2,5; si se raya con un vidrio o con la hoja de un cuchillo, es de 5,5; si con una moneda (de níquel), su dureza es de 4; y si se necesita una lima de acero, tiene una dureza de 6,5.

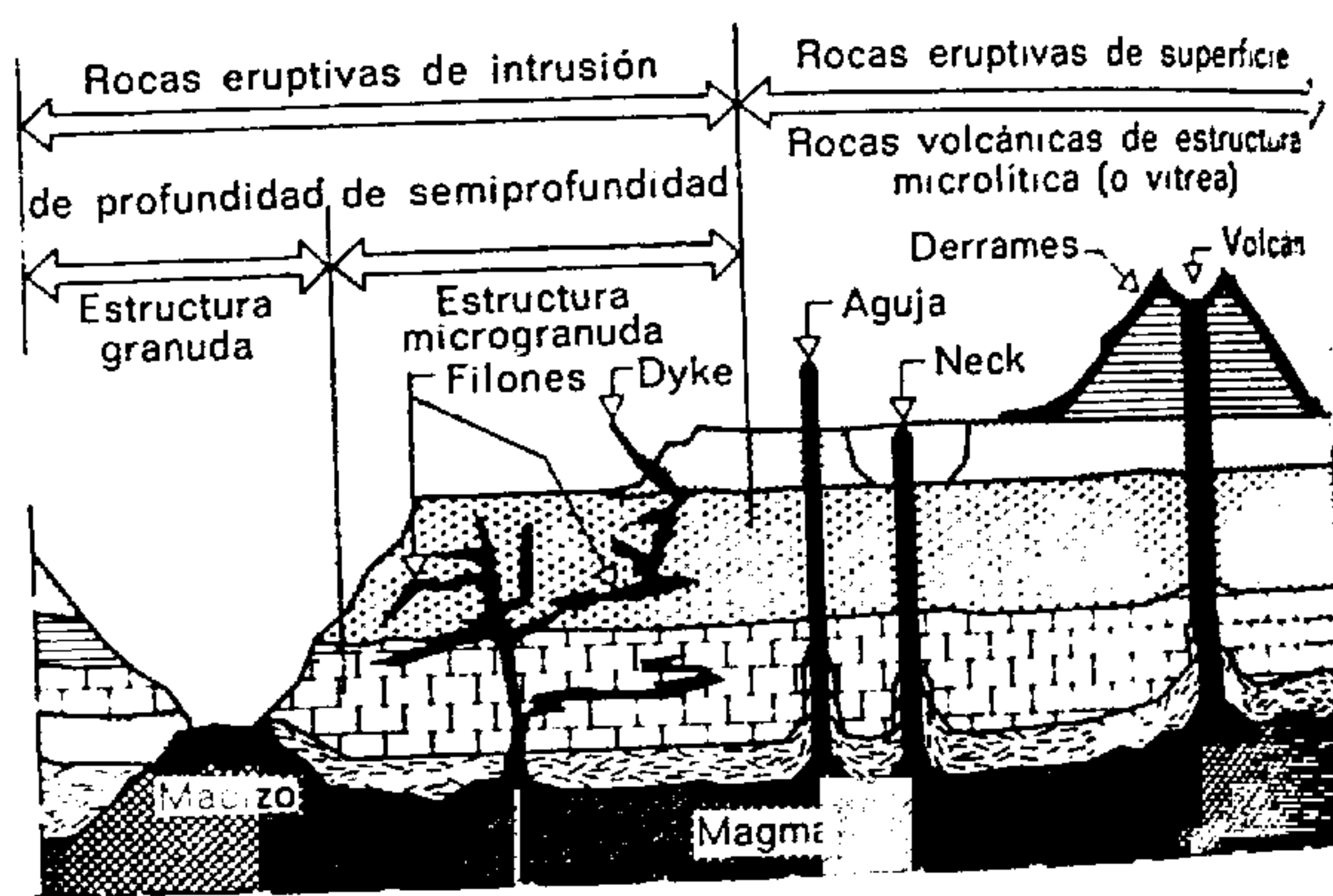


Fig. 84.

Rocas eruptivas
Origen y denominación.

3.2. CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS

Pueden clasificarse por su formación según la Tabla 6 de la página 60.

No siempre resulta fácil la identificación de las rocas. La enumeración que sigue, en correlación con la Tabla 6 de la pág. 60, resume el origen de cada una de ellas:

Los *combustibles minerales*, sólidos o líquidos, provienen de depósitos de restos vegetales.

Las *calizas*, muy numerosas y de gran importancia para la construcción, están formadas generalmente por depósitos orgánicos acumulados en el fondo de los mares, por conchas microscópicas o no y más o menos modificadas.

Tabla 5. — División de los tiempos geológicos.

Como la nomenclatura está dada por el orden en que se depositaron los sedimentos conviene que la lectura de este cuadro se haga de abajo arriba.

ERAS; desarrollo de la vida animal y vegetal, manifestaciones	PERÍODOS		PISOS Y ROCAS CARACTERÍSTICAS		
CUATERNARIA aprox. 1 millón de años Fauna actual Desaparición de los animales de las cavernas y de los grandes mamíferos Grandes rumiantes y carnívoros Desarrollo de los hombres Época glacial	HOLOCENO		Actual		
	PLEISTOCENO		Magdalenense	Estación prehistórica de las cavernas de la Madeleine en Tursac (Dordoña)	
			Musteriense Chelense	Estac. prehistórica de Moustier (Dordoña) Chelles: estación prehistórica de Seine-et-Marne	
			Rissense	Glaciación del Riss, afluente del Danubio	
TERCIARIA aprox. 50 millones de años Aparición del hombre (?) Grandes elefantes y mastodontes Aparición de los monos Desarrollo de los mamíferos Desaparición de los animales reunidos en colonias bajo la forma de lentejas (numulitas) Dislocaciones alpinas, Alpes, Pirineos Volcanes de Auvernia Flora muy variada, al principio tropical, después templada y luego actual	NEOGENO	PLIOCENO	Calabriense	Conglomerados de Calabria (Italia)	
			Astiense Plasenciense	Arenas amarillas de Asti (Italia) Margas azules de Plasencia (Italia)	
		MIOCENO	Pontiense Tortonense Helveciense Burdigaliense	Formaciones del Ponto Euxino (Mar Negro) Margas azules de Tortona (Italia) Molasa de Helvecia (Suiza) Margas conchíferas de Burdeos	
	OLIGOCENO		Aquitaniense Estampiense Sannoisense	Margas conchíferas de Aquitania Arenas de Etampes (S.-et-O., Francia) Margas de Sannois (S.-et-O., Francia)	
	PALEOGENO	EOCENO	Ludense Bartonense Luteciense Cuisense Esparnatiense Thanetiense Montiense	Margas de Ludes (Marne, Francia) Margas de Barton (Inglaterra) Calizas de Lutecia (París) Arenas de Cuise (Oise, Francia) Lignitos de Epernay (Marne, Francia) Arenas de Thanet (Inglaterra) Calizas de Mons (Bélgica)	
			CRETÁCEO		Daniense Senoniense Turonense Cenomanense Albiense Neocomiense
	JURASICO	SUPERIOR	Portlandiense Kimeridgiense Oxfordiense Calloviense Bathonense Bajociense	Calizas de Portland (Inglaterra) Margas de Kimeridge (Inglaterra) Margas de Oxford Calizas de Kellways (Inglaterra) Calizas de Bath (Inglaterra) Calizas de Bayeux (Calvados, Francia)	
		LIÁSICO	Toarciense Charmutiense Sinemuriense Hettangiense Rhetiense	Margas de Thouars (Deux-Sèvres, Francia) Margas de Charmouth (Inglaterra) Calizas de Semur (Côte-d'Or, Francia) Gres de Hettange (Mosela, Francia) Esquistos de los Alpes Réticos (Suiza)	
	SECUNDARIA aprox. 150 millones de años Extinción de los grandes saurios Extinción de los peces de forma antigua (ganoideos) Desarrollo máximo de los saurios Movimientos tectónicos de conjunto Sedimentación tranquila Climas diferenciados, vegetales superiores Aire purificado Multiplicación de los saurios Primeros mamíferos (marsupiales)	TRIÁSICO		Keuper Muschelkalk Bundsandstein	Caliza conchífera de los Vosgos Gres o arenisca abigarrada de Alemania Esquistos de Turingia (Alemania)
		PÉRMICO		Turingiense Sajoniense Autuniense	Margas irisadas de Alemania Conglomerados de Sajonia (Alemania) Esquistos de Autun (Francia)
CARBONIFERO		Estefaniense Westfaliense Dinantiense	Hulla de Saint-Etienne (Francia) Hulla de Westfalia (Alemania) Caliza de Dinant (Bélgica)		
DEVÓNICO		Fameniense Frasniense Givetiense Eifeliense Coblenciense Gediniense	Esquistos de Famenne (Bélgica) Esquistos de Frasnes (Bélgica) Caliza de Givet (Ardenas, Francia) Caliza de Eifel (Alemania) Gres de Coblenza (Alemania) Pudingas de Gedinne (Bélgica)		
		SILÚRICO		Gothlandiense Ordoviciense	Caliza de la isla de Gothland Esquistos del Ordovicio (País de Gales)
		CAMBRICO		Potsdamiense Acadiense Georgiense	Gres de Potsdam (Estado de Nueva York) Gres de Acadia (Canadá) Gres de Georgia (Estado de Nueva York)
ANTECAMBRICA					

Tabla 6. — Clasificación de las rocas de acuerdo con su formación.

Rocas sedimentarias o exógenas	orgánicas	combustibles, calizas, yesos, etc.
	químicas	concreciones lateritas tierras rojas, etc.
	detríticas	loess arcillas, margas gres y molasas conglomerados brechas
Rocas metamórficas o cristalofílicas		mármoles micasquistos esquistos cristalinos gneiss
Rocas eruptivas de superficie o de intrusión, rocas endógenas		piedras pómez obsidianas basaltos traquitas pórpidos dioritas, diabasas gneiss granitoides granitos

Las *concreciones* son precipitados químicos provocados por el agua.

La *laterita* es una transformación de la arcilla.

La *tierra roja* es una arcilla producida por decalcificación, una caliza descompuesta.

El *loess* es probablemente un depósito de polvo.

Las *arcillas* (así denominadas sobre todo cuando se presentan bajo la forma de una pasta aglutinante) provienen de la destrucción de rocas ricas en feldespato.

Las *margas* son mezclas naturales de caliza y de arcilla, pulverización completa de ciertas rocas.

Los *gres* y las *molasas* están formados por aluviones de arena depositados en mares poco profundos o en lagos y aglomerados por un cemento.

Las *pudingas* o *conglomerados* están formados por cantos rodados cementados.

Las *brechas* están constituidas por aglomeraciones de guijarros brutos más o menos aplastados.

Los *mármoles* son calizas metamorfoseadas, recristalizadas.

Los *micasquistos* son rocas metamórficas finamente foliadas que contienen muchas laminillas de mica.

Los *esquistos cristalinos*, como los *gneiss*, son antiguos depósitos cristalinos metamorfoseados, de constitución basta.

Los *gneiss* se asemejan a los granitos.

La *pumita* o *piedra pómez* es espuma de lava.

La *obsidiana* es un vidrio volcánico.

Los *basaltos*, las *traquitas*, los *pórpidos*, las *dioritas* y las *diabasas* son lavas antiguas.

Los *gneiss granitoides* y los *granitos* son rocas

eruptivas antiguas con cristales grandes, que cristalizaron en zonas profundas.

3.3. LAS ROCAS DE USO CORRIENTE

Son las rocas y minerales que proporcionan los elementos indispensables para nuestra vida. La metalurgia y las industrias química y farmacéutica extraen de las rocas y de los minerales las sustancias que luego transforman.

Los minerales, las rocas carbonosas y las tierras de labor están efectivamente ligadas a la vida cotidiana del hombre.

El estudio de los minerales (rocas que contienen algún metal en cantidad suficiente para ser explotadas) es demasiado complejo y se sale del marco fijado para esta obra.

3.3.1. LAS ROCAS CARBONOSAS

Generalmente combustibles, son rocas sedimentarias orgánicas que provienen de la descomposición de restos vegetales en aguas poco profundas. Están constituidas por agua, materias volátiles y carbono.

La *turba* es una masa negruzca de débil consistencia, grasa al tacto y que contiene del 50 al 60 % de carbono y una fuerte proporción de agua. Es un combustible de baja calidad.

El *lignito*, de color pardo-negro, de estructura fibrosa semejante a la del carbón vegetal, se disgrega en forma de escamas cuando se seca. Contiene un 70 % de carbono, arde desprendiendo mucho humo y deja abundantes cenizas.

La *hulla* es una roca negra compacta rica en carbono (85 %). Unas partes de ella son duras y brillantes y otras blandas y mates que ensucian cuando se tocan. La hulla puede ser grasa o seca según contenga más o menos materias volátiles. Por destilación de la hulla se obtiene el gas del alumbrado; que como residuo el carbón de *coque*. La hulla es la roca que proporciona mayor cantidad de primeras materias para las industrias química y farmacéutica.

La *antracita* es una hulla seca que contiene alrededor de un 95 % de carbono. Desprende mucho calor, arde sin humo y sin llama y apenas deja cenizas.

El *grafito* es carbono muy puro en su forma más blanda (así como el diamante en su forma más dura).

El *petróleo* es una roca líquida formada por una mezcla compleja de diferentes hidrocarburos (combinaciones diversas de carbono e hidrógeno). En bruto, se presenta bajo el aspecto de un líquido aceitoso, viscoso, negruzco y más ligero que el agua. Por destilación, se obtienen las gasolinas, el gas-oil, los aceites pesados y la parafina.

El *betún* y el *asfalto* son variedades de hidrocarburos o petróleos más o menos solidificados por oxidación y la evaporación.

Los *esquistos bituminosos* son esquistos arcillosos consolidados que encierran hidrocarburos solubles. Aunque el rendimiento sea bajo, por destilación se extrae el petróleo que contienen.

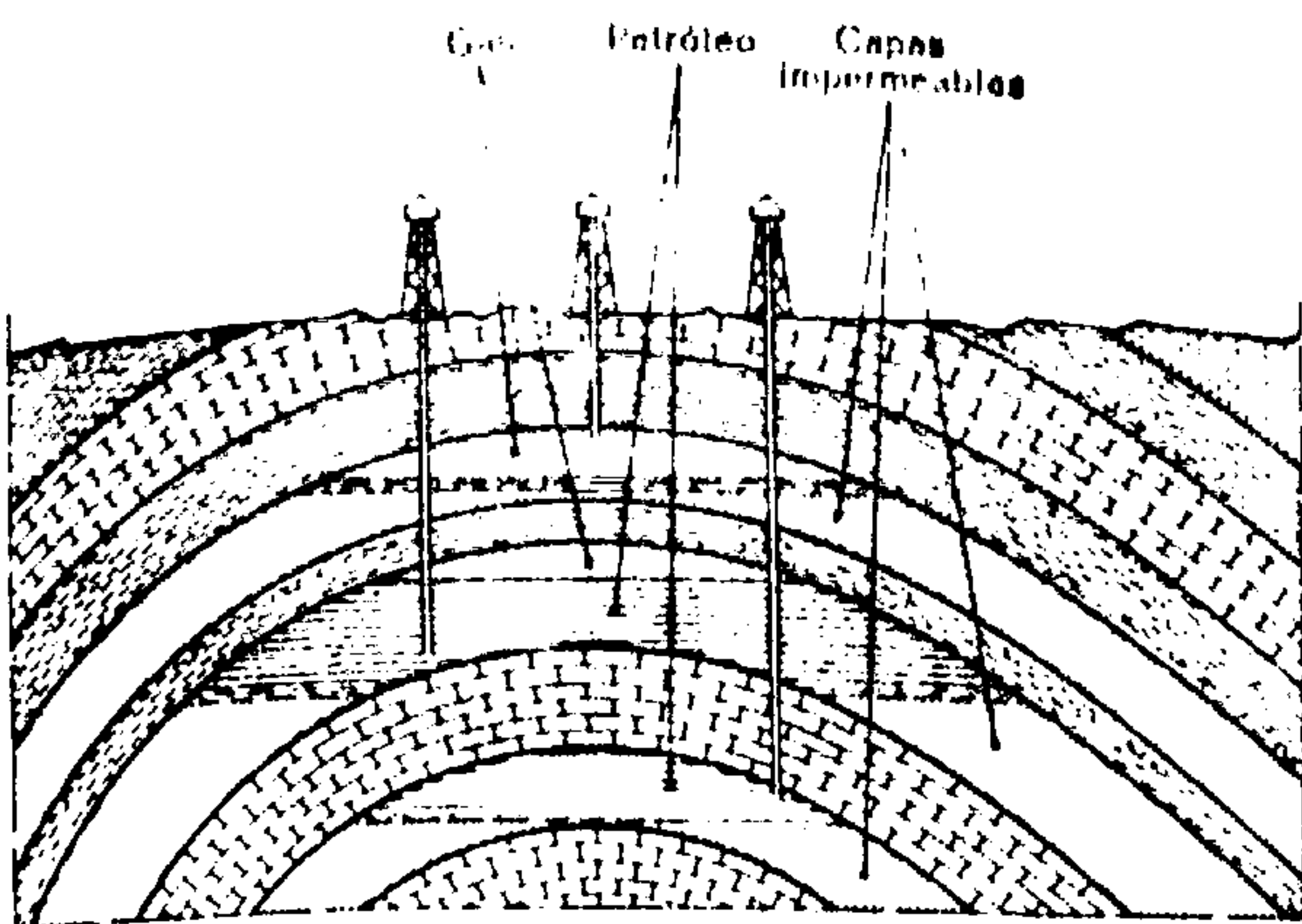


Fig. 85.

Los hidrocarburos

Los petróleos y los gases se concentran en el vértice de los anticlinales. Están bajo presión entre las capas impermeables.

Los gases naturales son una forma invisible que pueden revestir los hidrocarburos.

3.3.2 LA ARCILLA

La arcilla está constituida por partículas sumamente pequeñas (del orden de 1/1.000 de milímetro) que provienen de la descomposición de los feldspatos, que a su vez pertenecen a las rocas eruptivas. La arcilla es un silicato de alúmina hidratado.

Las rocas arcillosas pueden también contener otros constituyentes finos: sílice, caliza, etc., y también impurezas a las que deben su coloración.

Ciertas arcillas, muy extendidas, son amarillas o azules; otras son grises o rojas y también las hay abigarradas con mezclas de esos colores.

Al mojarse, la arcilla desprende un olor característico y da origen a una pasta aglutinante: la arcilla plástica empleada en modelado.

Saturada de agua, la arcilla se vuelve impermeable.

La arcilla se utiliza desde hace varios milenios para la fabricación de tejas, ladrillos, alfarería, etc. Calentándola a una temperatura de unos 1.200°, la arcilla se transforma en terracota o productos cerámicos. Su color gris al principio se vuelve rojo a consecuencia de las impurezas ferruginosas que la roca contiene.

El *caolín* es arcilla muy pura que se utiliza para la fabricación de la porcelana.

La *tierra de batán*, es una arcilla esméctica o detergente (que tiene la propiedad de absorber las materias grasas).

La *bentonita* es una arcilla rica en magnesio. Mezclada con agua, da un barro tixotrópico (que posee dos estados: uno pseudosólido cuando está en reposo y uno líquido cuando está en movimiento). Se utiliza para la ejecución de cimentaciones especiales.

3.3.3. LAS PIEDRAS PARA LA CONSTRUCCIÓN

Las rocas empleadas en la construcción deben presentar características mecánicas y estéticas que

ofrezcan excelentes garantías de longevidad. Conviene atribuir gran importancia a su elección y proceder a ensayos y a su examen minucioso.

Los principales defectos que pueden alterar las piedras son:

- las *grietas o resquebrajaduras*, a veces muy finas, que pueden atravesar los bancos de su formación o ser paralelas a ellos;
- los *hilos o pelos*, venas delgadas de materias terrosas que absorben la humedad y hacen saltar la piedra;
- las *flores o partes tiernas*, que a veces están interpuestas entre los estratos de formación en las calizas;
- las *vetas muelles* o blandas, rellenas de materias terrosas;
- los *ceniceros o terrazas*, hendiduras o cavidades rellenas de materias pulverulentas;
- Los *clavos o granzones*, muy duros, diseminados en la piedra, que dificultan mucho su labra;
- las *aristas desportillables*, cuando la piedra arenisca se desmorona con la humedad o bajo la acción de la herramienta con que se trabaja;
- se dice que una piedra es *heladiza* cuando al ser higrópica absorbe el agua por capilaridad y se disgrega bajo la acción de las heladas;
- se dice que una piedra es *tiesa o enterca* cuando es dura, frágil y difícil de labrar.

Entre las piedras más empleadas, pueden citarse:

Las *calizas*, cuya clasificación se hace por su dureza y su color. Comercialmente son conocidas con el nombre de rocas o piedras duras, sémiduras o blandas. Unas se utilizan para las mamposterías y adoquinados, otras para la piedra labrada o la sillería. Entre las calizas pueden citarse la caliza gredosa, las lumaquelas, la caliza colítica, el travertino, el alabastro calizo, etc.

Las rocas *silíceas*, de las que algunas, muy duras, son difíciles de trabajar. En cambio, hay otras especies más blandas como el *gras arcilloso* o la *arenisca* que se trabajan con facilidad pero resisten desigualmente las intemperies. Entre las rocas silíceas pueden citarse las areniscas rojas (de los Vosgos), las abigarradas (del Mosela), las arcosas, las pudingas, las brechas, el sílex, las moleras, etc.

Las *pizarras* utilizadas para las cubiertas provienen de la región de Angers, de la Alta Saboya, etc.

Los *mármoles* son calizas ligeramente metamorfoseadas que admiten pulimento, ofreciendo excelentes recursos para la decoración. Pueden ser blancos o de diversos colores. Proviene de Italia, de Francia, de Bélgica, etc. Los mármoles pueden expendirse en placas delgadas que se utilizan para revestimientos de paredes así como para enlosados y pavimentos.

Los *granitos* son piedras difíciles de extraer de las canteras pero que constituyen excelentes materiales para la construcción. Son duros y susceptibles

de un hermoso pulimento. Pueden aserrarse en forma de placas delgadas, empleándose en revestimientos y enlosados. También se emplean para bordillos de aceras y para adoquinados.

Los guberos se parecen a los granitos pero no contienen cuarzo; es el caso de la sienita y de la diorita. El basalto es una piedra para construcción dura y resistente.

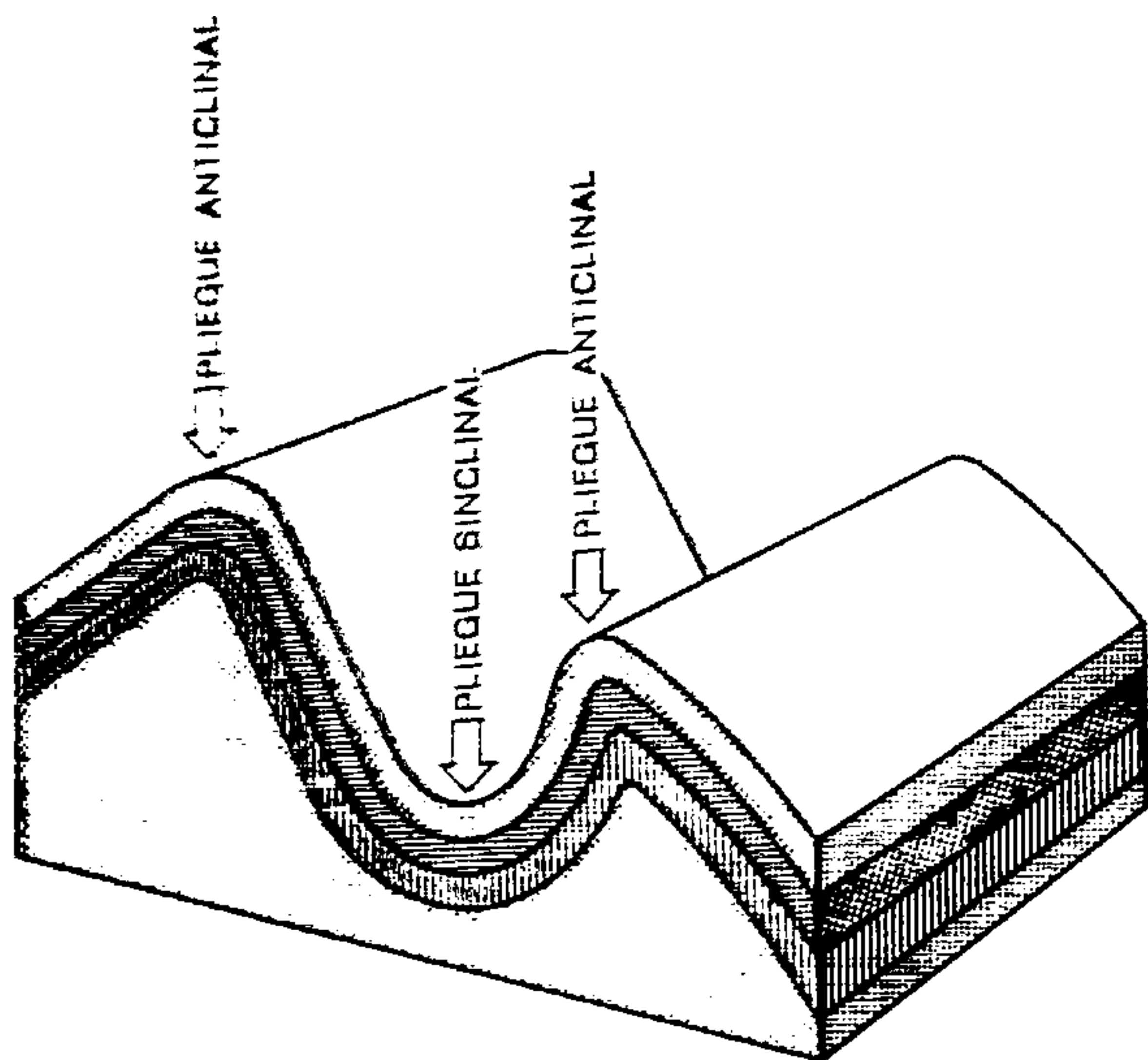


Fig. 86.

Los bloques diagramas

Permiten expresar en tres dimensiones un compartimiento de terreno. Los geólogos denominan anticlinales y sinclinales a los pliegues convexos y cóncavos respectivamente.

3.4. LAS TIERRAS O SUELOS

Las tierras o suelos son los depósitos poco consistentes creados por el desmoronamiento o pulverización de las rocas duras. Esos elementos inorgánicos producidos por efectos químicos, mecánicos o biológicos se mezclan con el mantillo de origen orgánico. El mantillo está constituido por los residuos de plantas muertas. El valor agrícola de las tierras depende de su contenido de materias nutritivas minerales y de la humedad indispensable para el desarrollo de la vida orgánica. La tierra arable es la que puede ser labrada.

En el marco de esta obra únicamente se examina el aspecto geotécnico de los terrenos.

A fin de uniformar la denominación de las tierras y poder efectuar su clasificación mediante análisis sencillos practicados a pie de obra puede adoptarse el método norteamericano U.S.C.S.

Establecido por el "Bureau of Reclamation" y el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Norteamericano bajo el título de "Unified Soil Classification System: U.S.C.S.", Denver, Colorado, 1953 & Vicksburg, Mississippi, 1953, este método permite una identificación de las tierras no aglomeradas a base de

- la composición granular (o granulométrica),
- la plasticidad, y

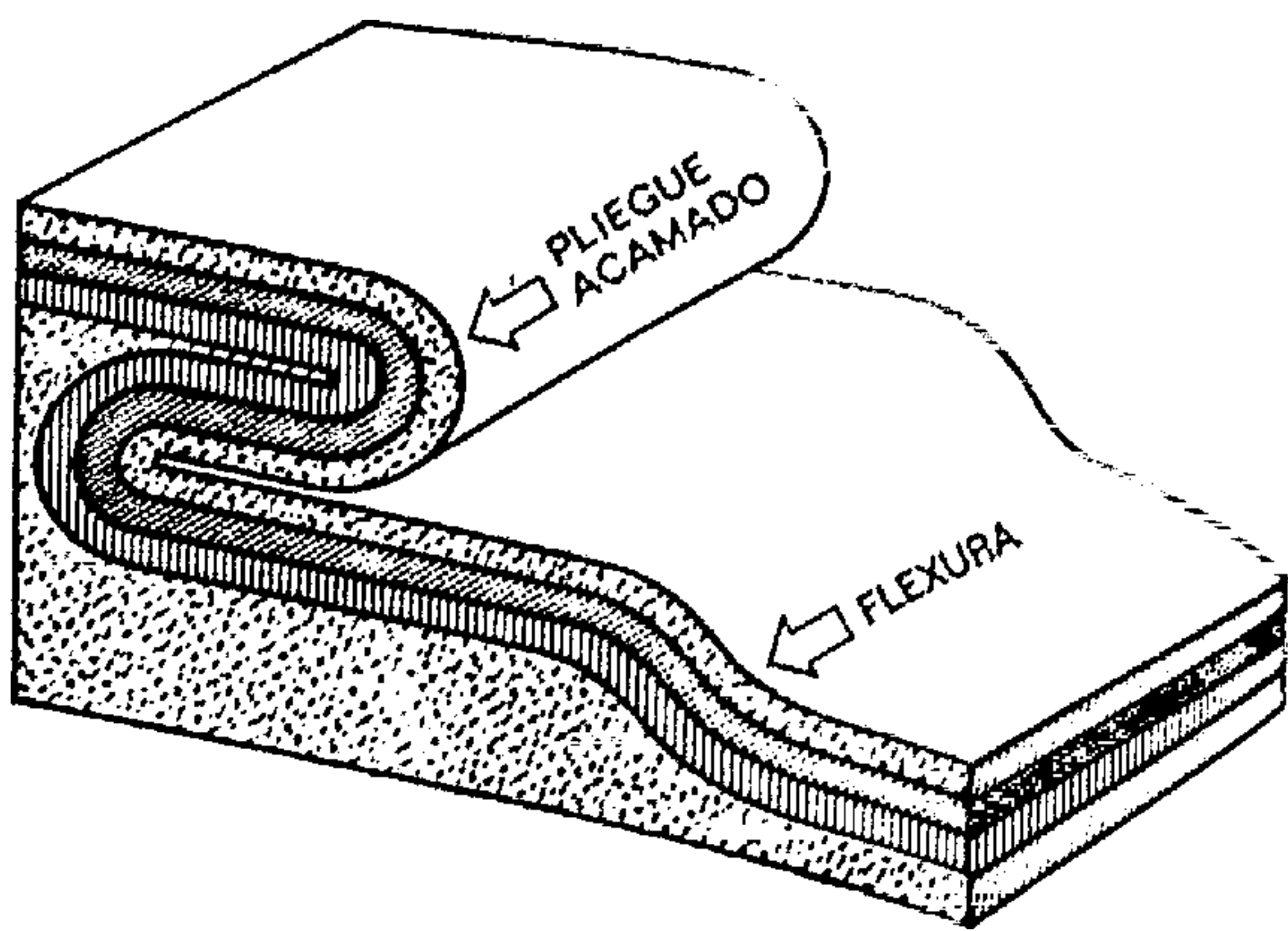


Fig. 87.

Los pliegues acamados y las flexuras son deformaciones que se producen lentamente bajo la acción de empujes considerables.

— las materias orgánicas (cuando éstas influyen en la plasticidad).

3.4.1. SUBDIVISIÓN PRELIMINAR: GRANULOMETRÍA

Para la clasificación sólo se consideran los granos cuyos diámetros están comprendidos entre 0 y 60 mm. Se subdividen en categorías según la nomenclatura siguiente:

Diámetros	Nombre de las categorías	Clasificación
0,000 a 0,002 mm	arcilla	grano fino
0,002 a 0,06 mm	lino	
0,06 a 2,00 mm	arena	grano medio
2,00 a 60,00 mm	gravilla	grano grueso

En la clasificación, el peso de cada una de esas categorías se expresa en tanto por ciento del peso

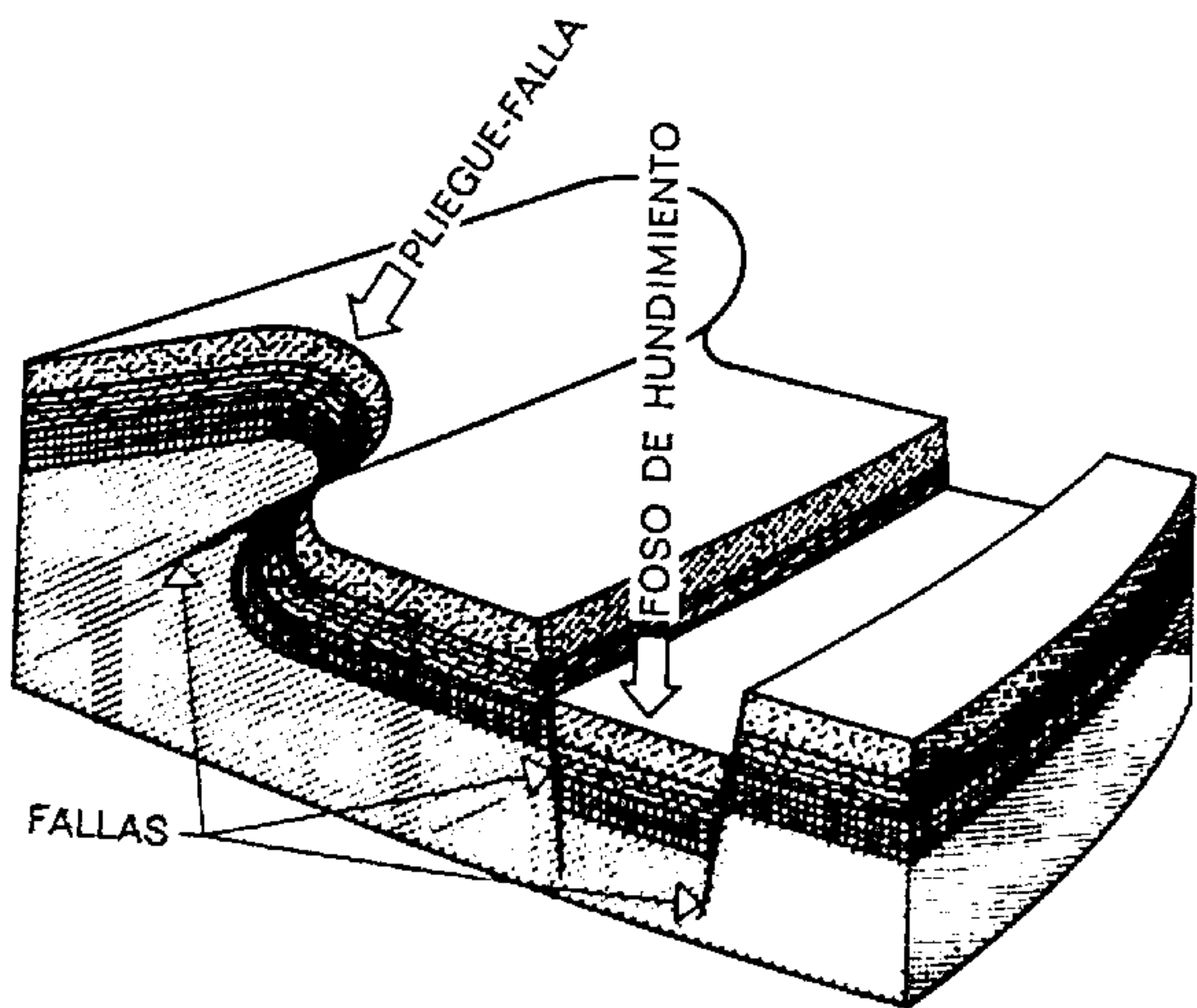


Fig. 88.

Producidos por enormes fuerzas aparecen los pliegues-fallas y fosos de hundimiento.

total de los granos comprendidos entre 0 y 60 mm. Cuando la tierra contiene elementos de un diámetro superior a 60 mm, el peso de esos elementos y el de cada categoría quedan expresados en tanto por ciento del peso total (Peso de los granos de 0 a 60 mm + peso de los elementos de diámetro superior = 100 por ciento).

La nomenclatura de los elementos grandes es la siguiente:

De 60 a 200 mm, piedras;
de 200 mm en adelante, bloques.

La primera subdivisión se rige por la estimación de las proporciones en que entran los granos de diámetro inferior o superior a 0,06 mm. Ese diámetro corresponde a los granos más pequeños que pueden distinguirse a simple vista.

La estimación de granos inferiores o superiores a 2 mm permite subdividir las tierras de grano superior a 0,06 mm en tierras de grano medio (arenas) y tierras de grano grueso (gravilla y grava).

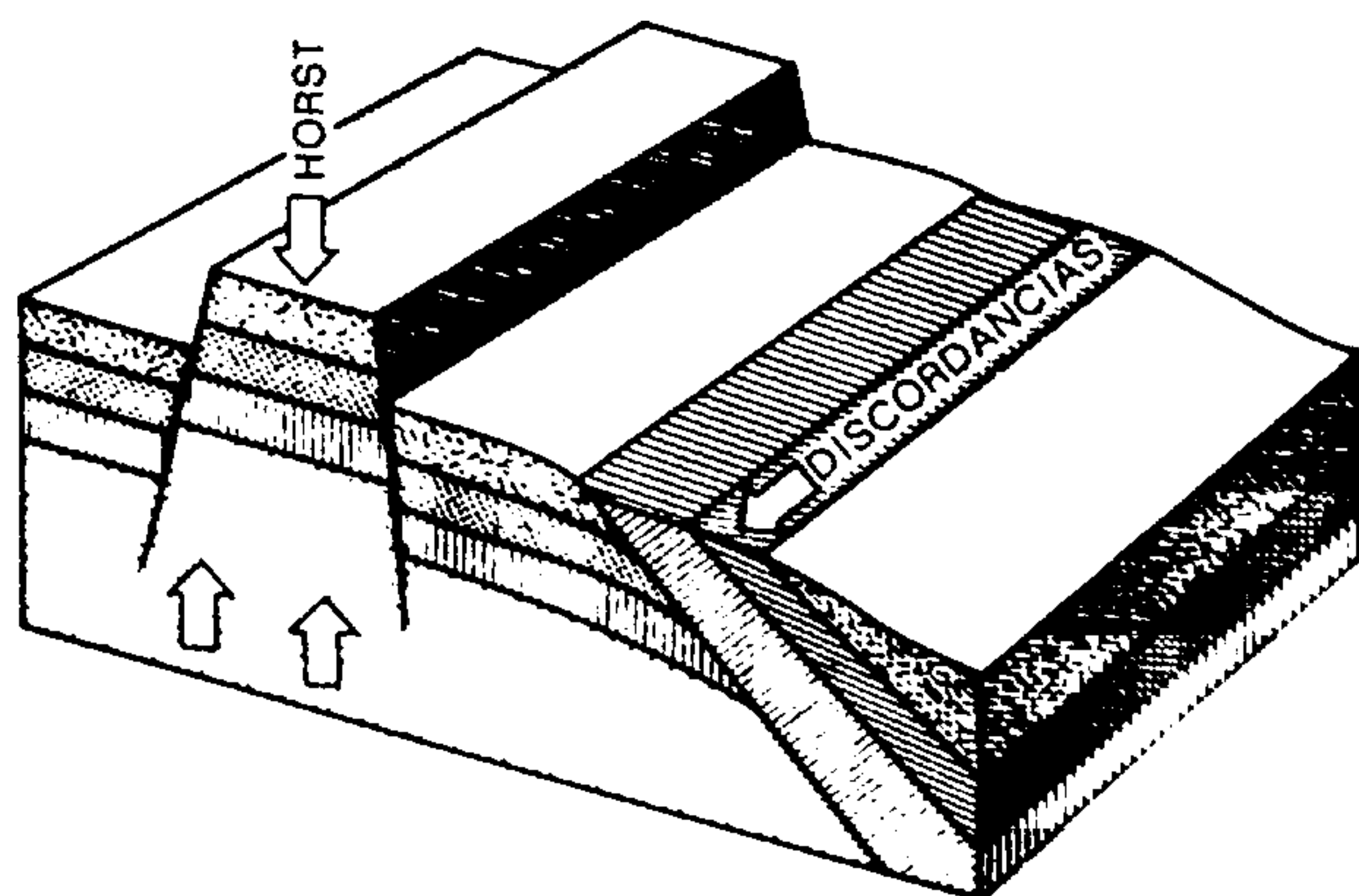


Fig. 89.

Los "horst" son levantamientos de una parte del terreno; engendran fallas en el suelo. Las discordancias son las pruebas de las dislocaciones sucesivas cuya edad relativa puede ser determinada.

3.4.2. SIMBOLOS EMPLEADOS

Los símbolos utilizados en la literatura geotécnica anglosajona son los siguientes:

G = cuando la grava o gravilla es la fracción principal.

S = cuando la arena es la fracción principal.

M = cuando el limo es la fracción principal o secundaria.

C = cuando la arcilla es la fracción principal o secundaria.

Pt = la turba.

W = la tierra que contiene granos de todos los tamaños pero sin predominio de ninguno.

P = predomina un grupo de granos del mismo tamaño.

H = límite de liquidez elevado.

L = límite de liquidez débil.

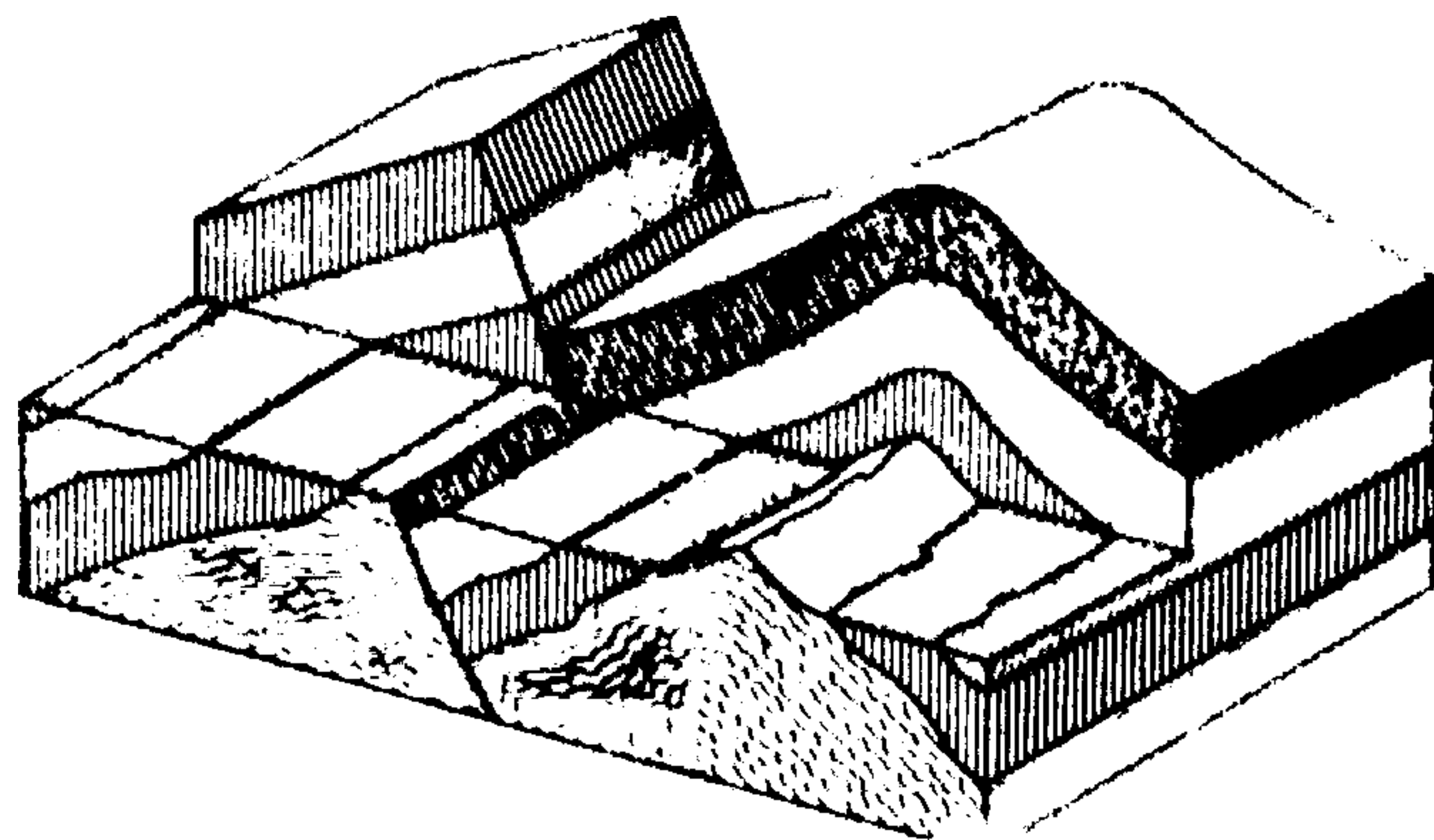


Fig. 90.

La erosión ha provocado afloramientos incluso en las partes tabulares. Hay rocas que resisten la erosión mejor que otras. La alternancia de los afloramientos puede ser modificada por las fallas que precedieron a la erosión.

3.4.3. SUBDIVISIÓN DE DETALLE

Las tierras con granos medios y las de granos gruesos se subdividen de la manera siguiente:

a) Limpias y desprovistas de elementos finos, pertenecen a una de las clases que siguen:

SW Arena limpia con granulometría que comprende granos de todas las categorías.

SP Arena limpia que comprende una categoría predominante.

GW Gravilla o grava limpia con granulometría que comprende granos de todas las categorías.

GP Gravilla o grava limpia que comprende una categoría predominante.

b) Con elementos finos, después que haya sido definido el carácter del predominio arcilloso o fangoso (véase la subdivisión de las arcillas y de los limos o fangos), pertenecen a las clases siguientes:

SM Arena fangosa.

GM Grava fangosa.

SC Arena arcillosa.

GC Grava arcillosa.

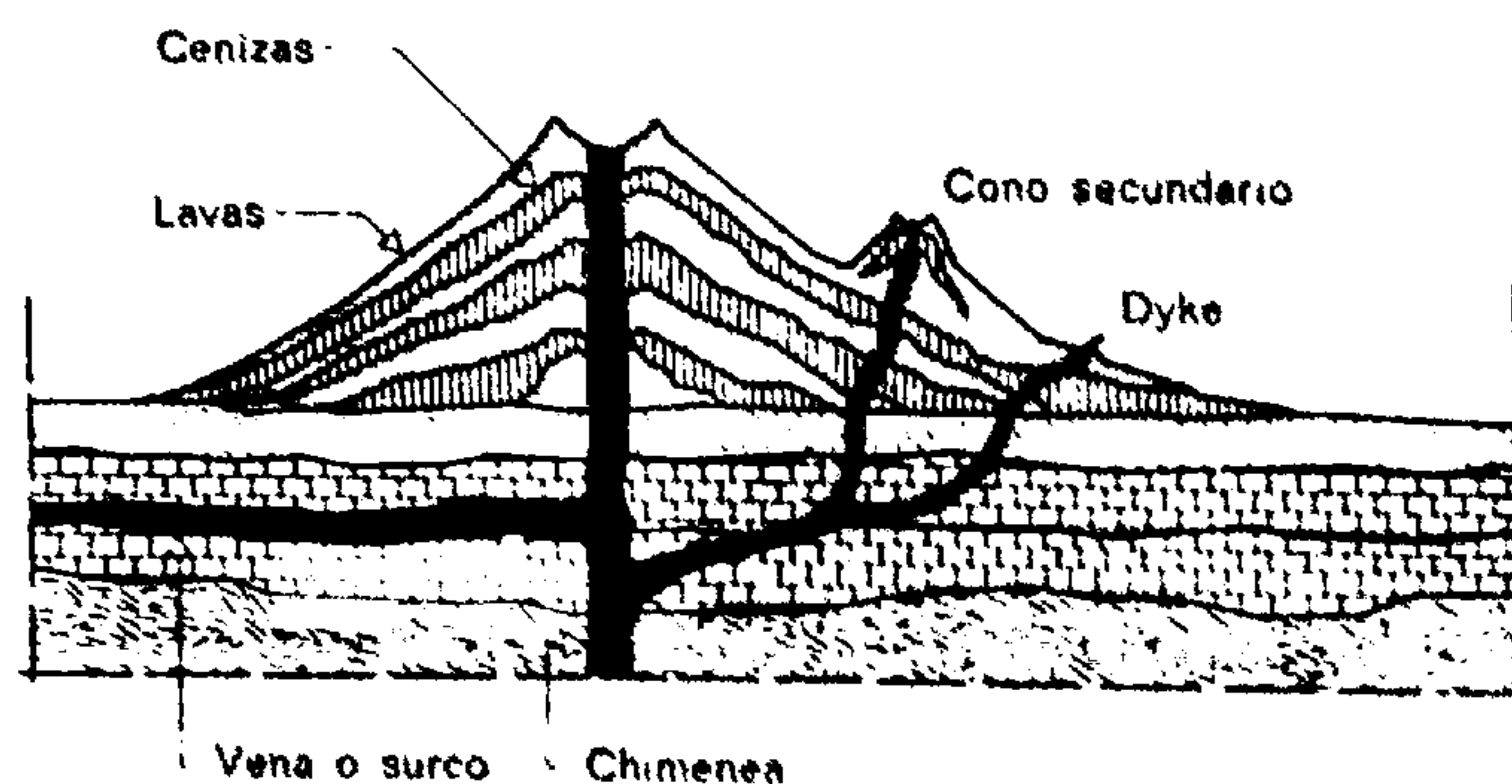


Fig. 91.

Los volcanes

Están constituidos por una superposición de lava y de ceniza.

3.4.4. SUBDIVISIÓN DE DETALLE DE LAS ARCILLAS Y DE LOS LIMOS

La subdivisión de las tierras de grano fino se hace a base de tres ensayos efectuados a pie de obra. Las

muestras empleadas para esos ensayos no deben contener granos de más de 0,5 mm de diámetro que estorbarían el amasado. Amasadas, humedecidas o desecadas deben volverse plásticas sin ser aglutinantes.

a) Ensayo de agitación

La agitación de la muestra en el hueco de la mano hace aparecer más o menos rápidamente agua en su superficie, que se vuelve brillante. Oprimida ligeramente entre el pulgar y el índice, la muestra cambia de aspecto.

La observación de la reacción define los constituyentes:

Si la superficie se vuelve brillante rápidamente, es arena fina.

Si la superficie se vuelve brillante lentamente, es limo.

Si la superficie se conserva mate, es arcilla.

b) Ensayo de consistencia

Amasando la muestra y haciéndola girar entre las palmas de las manos, se le da la forma de un cilindro de unos 3 mm de diámetro. Esta operación debe repetirse hasta que el cilindro se desmigaja. Entonces, por aplastamiento, puede estimarse la consistencia. Cuanto mayor sea ésta, mayor es el contenido de arcilla.

c) Ensayo de resistencia en estado de sequedad

Este ensayo se practica rompiendo o triturando una muestra secada al aire, al sol o al horno. La

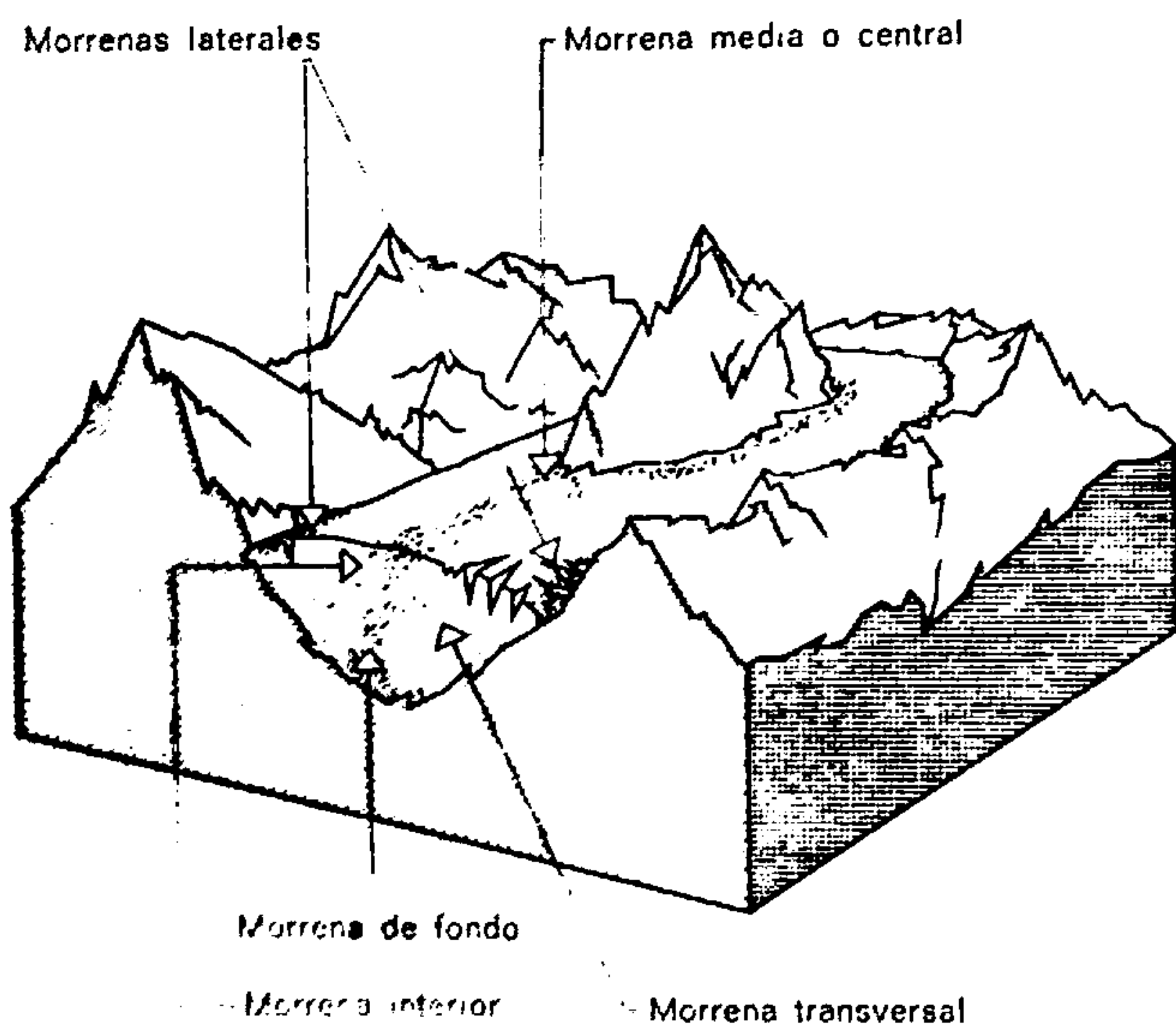


Fig. 92.

Las morrenas

Son amontonamientos de restos de rocas transportados por los glaciares o heleros.

resistencia de las arenas finas fangosas y de los limos o fangos es débil. La de las arcillas es grande. La diferencia entre los limos y las arenas finas fangosas es que estas últimas contienen granos perceptibles al tacto después de su pulverización.

3.4.5. IDENTIFICACIÓN DE LAS TURBAS

Las turbas son tierras en las que predominan las materias orgánicas. Puede establecerse una clasificación oprimiendo en la mano la materia a determinar y si entre los dedos sale:

- agua clara o débilmente amarilla parda, es una turba no descompuesta;
- agua turbia y alrededor de una tercera parte de la sustancia turbosa, cuya estructura fibrosa aparece más distintamente que en la masa no aplastada, es una turba ligeramente descompuesta;
- toda la materia o casi toda, es una turba completamente descompuesta.

3.4.6. DESIGNACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LAS TIERRAS

La designación geotécnica de las tierras, objeto de la clasificación está resumida en la Tabla 9 de la página 66, que define los terrenos típicos de cada clase.

Véase la Tabla 9 de la pág. 66.

Sin embargo, para ser completas, las denominaciones deben darse según el esquema indicado en las Tablas 7 y 8, aumentadas con indicaciones relativas al color, a la estratificación, al aspecto micáceo, etc.

3.4.7. HELADICIDAD DE LOS TERRENOS

La penetración del hielo en un terreno puede traer consigo el enriquecimiento en agua del mismo. Ese fenómeno provocado por el desplazamiento del agua superficial o bien por su ascensión desde una capa subterránea es sumamente peligroso cuando afecta al terreno subyacente a los cimientos.

Los daños producidos por los efectos de las láminas o fibras de hielo en el terreno pueden ser:

- el levantamiento de la construcción como consecuencia del aumento de volumen del agua al helarse;
- el asiento de la construcción como consecuencia de la concentración producida por la humedad que reduce la aptitud de sustentación del terreno al deshelarse.

La profundidad de penetración de la helada depende de la temperatura exterior y de la duración de las bajas temperaturas. La densidad y la compactación de los terrenos facilitan la penetración de la superficie isotérmica 0° C (límite de la helada). El aumento del contenido de agua de un terreno acrece también los riesgos de helada. Se admite comúnmente una penetración de 5 a 8 cm en el terreno por grado de temperatura debajo de 0° C.

En general puede decirse que un terreno es heladizo cuando no está aglomerado y contiene más de un 3 % (con relación al peso total de la muestra) de elementos de un diámetro inferior a 0,02 mm. No es

Tabla 7.—Designación geotécnica de las tierras con elementos gruesos y medios.

Designación de la fracción principal	Adjetivo que califica la propiedad principal	Designación de la fracción secundaria	Designación eventual de una tercera fracción a precisar si es necesario
Gravilla (grava)	limpia fangosa * arcillosa *	con poca arena mucha (3-15 %) (16-30 %) (31-49 %)	y bloques piedras materias orgánicas turba
Arena	limpia fangosa * arcillosa *	con poca gravilla mucha (3-15 %) (16-30 %) (31-49 %)	y bloques piedras materias orgánicas turba

* Los resultados de los ensayos a pie de obra pueden conducir a reemplazar esos adjetivos por "muy fangosa" o "muy arcillosa".

Tabla 8.—*Designación geotécnica de las tierras finas.*

Designación de la fracción principal	Adjetivo que califica la propiedad principal	Designación del grado de plasticidad *	Designación de la fracción secundaria
Limo	— arcilloso *	$\left. \begin{array}{c} & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \end{array} \right\} \begin{array}{c} \text{nula} \\ \text{débil} \\ \text{media} \\ \text{grande} \end{array}$	con $\left\langle \begin{array}{c} \text{pocos, as. a} \\ \text{muchos, as. a} \end{array} \right\rangle \left\{ \begin{array}{c} \text{bloques} \\ \text{piedras} \\ \text{grava} \\ \text{arena} \\ \text{turba} \end{array} \right.$
Arcilla	— fangosa * (so)		

* Las materias orgánicas que tengan alguna influencia deben mencionarse.

heladizo cuando el contenido de elementos menores de 0,02 mm es inferior al 3 %.

Ciertos factores todavía no precisados crean una disposición a la helada de algunos terrenos.

Según su predisposición a la helada, los terrenos pueden ser clasificados en cuatro categorías. La selección puede efectuarse *de visu* o a base de los ensayos precedentes descritos. Tal clasificación comprende:

los terrenos no heladizos:

gravilla limpia, arena limpia;

los terrenos poco heladizos:

gravilla fangosa o arcillosa;

los terrenos de heladicidad media:

arena fangosa o arcillosa,
arcilla de alta plasticidad,
arcilla de plasticidad media
mezclada con elementos
orgánicos;

los terrenos muy heladizos:

fangos poco o nada plásticos,
fangos arcillosos de poca a
mediana plasticidad,
fangos arcillosos de débil
plasticidad con elementos
orgánicos.

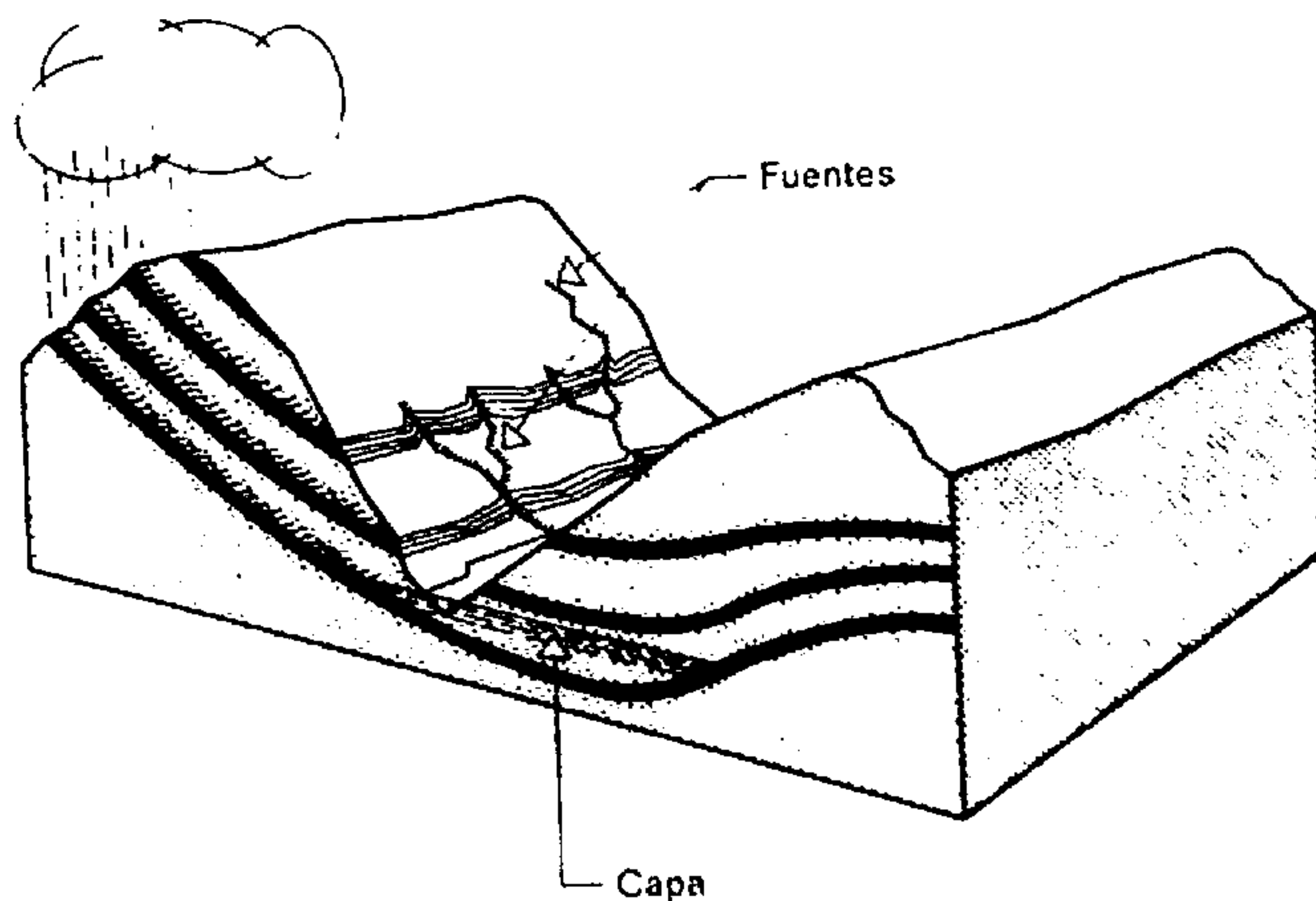


Fig. 93.

Las fuentes

Afloran sobre los costados de los valles, por encima de las capas impermeables.

4. LA HIDROLOGIA

La hidrología, o ciencia que trata de las aguas, sus propiedades y características, está íntimamente ligada a la geología. Interesa al constructor por sus problemas relativos a las captaciones, a sus intubaciones, a las cimentaciones, etc. Sin entrar en los de-

La clasificación U.S.C.S. es la adoptada por las normas suizas de los profesionales de la carretera.

SIGNIFICACIONES GEOTECNICAS		MARCHA A SEGUIR		TIERRAS en que más de la mitad de los elementos tienen un diámetro superior a 0,06 mm		inferior a 0,06 mm	
Símbolo U.S.C.S.		TIERRAS CON GRANOS GRUESOS		TIERRAS CON GRANOS MEDIOS		TIERRAS CON GRANO FINO	
		sin elementos finos	con elementos finos	sin elementos finos	con elementos finos	sin elementos finos	con elementos finos
GW	gravilla limpia	en la parte de granos gruesos están representados todos los diámetros, sin predominio de ninguno		los elementos finos carecen de cohesión		rápida o lenta	
GP	gravilla limpia	en la parte de granos gruesos predomina un grupo de granos del mismo tamaño		los elementos finos son coherentes		nula o lenta	
GM	gravilla fangosa	los elementos finos carecen de cohesión		los elementos finos son coherentes		lenta	
GC	gravilla arcillosa	en la parte de granos medios están representados todos los diámetros, sin predominio de ninguno		los elementos finos carecen de cohesión		lenta o nula	
SW	arena limpia	en la parte de granos medios predomina un grupo de granos del mismo tamaño		los elementos finos son coherentes		nula	
SP	arena limpia	los elementos finos carecen de cohesión		los elementos finos son coherentes		pequeña o media	
SM	arena fangosa	los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		pequeña o media	
SC	arena arcillosa	los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		gran. o muy gran.	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes		los elementos finos son coherentes		media o grande	
		los elementos finos son coherentes					

Tabla 9. — Clasificación de las tierras resumida del método norteamericano U.S.C.S.

talles, conviene dar a conocer cierto número de términos que ningún técnico debe ignorar.

Se llaman *capas freáticas* las láminas de agua subterránea que han experimentado generalmente una filtración natural. Esas láminas de agua, contenidas en una capa permeable encerrada entre dos lechos impermeables, se hallan protegidas y retenidas bajo presión. Un *pozo artesiano*, perforado en aquella capa, provoca una subida del agua que brota hasta la altura de su *nivel piezométrico*. Éste puede hallarse situado encima o debajo del nivel del suelo natural. La alimentación de la capa cautiva se efectúa por la cara del afloramiento.

Las *capas* libres alimentadas por las lluvias se forman en los lechos permeables próximos a la superficie. Se las denomina a veces capas superficiales.

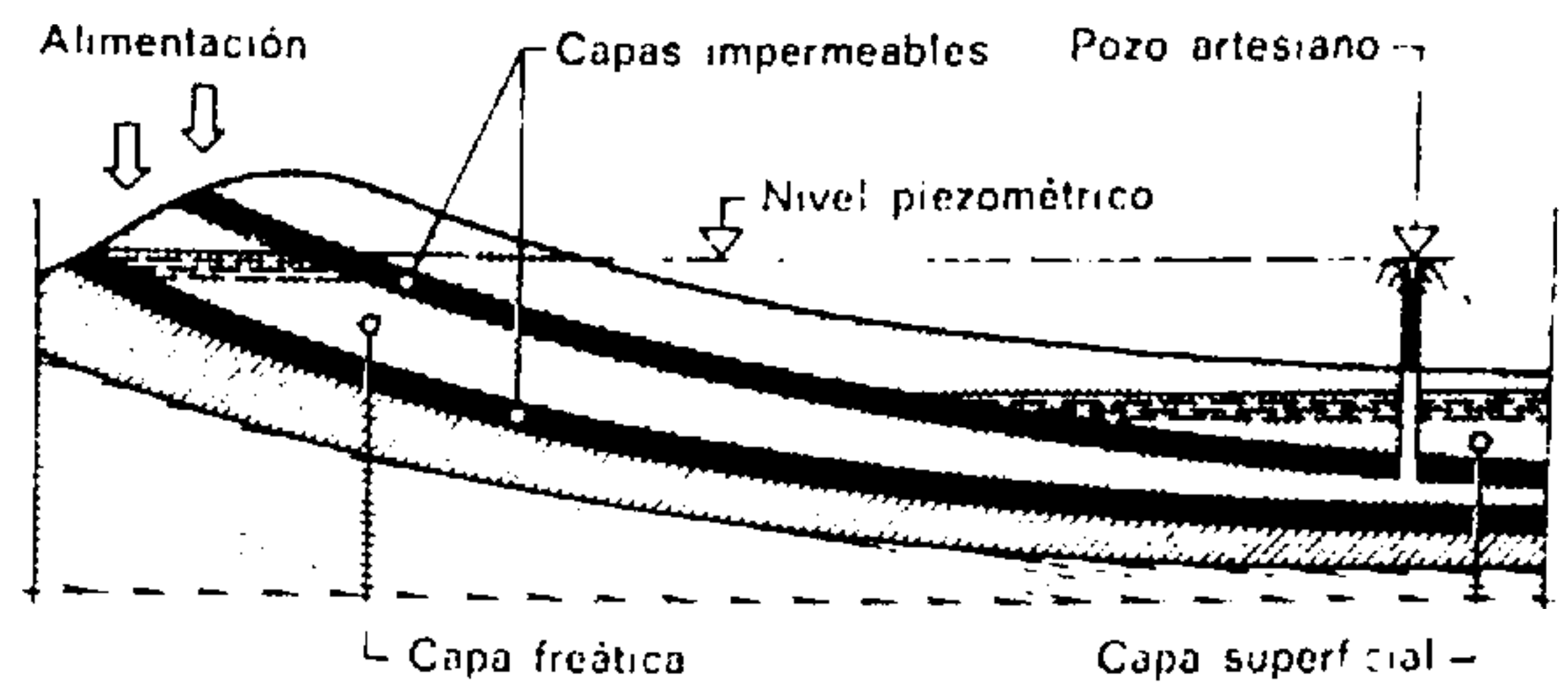


Fig. 94.

Lámina o capa freática

Las láminas freáticas están contenidas en el seno de capas permeables situadas entre dos capas impermeables. Se hallan bajo presión.

Si no se someten a un tratamiento previo, esas aguas son, en general impropias para el consumo.

UTN

FACULTAD REGIONAL

SAN RAFAEL

LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS

1. INTRODUCCIÓN

Se denominan movimientos de tierras aquellos trabajos que se relacionan con la modificación del relieve de un terreno. Esta modificación de niveles del suelo se realiza por la ejecución de desmontes y terraplenes.

El *desmante* consiste en rebajar el nivel del terreno por extracción de las tierras; el *terraplén*, en aporte de tierras para elevar aquel nivel. Desmante y terraplén representan asimismo, en términos del oficio, volúmenes de tierras extraídas o amontonadas a consecuencia de un movimiento de tierras (fig. 95).

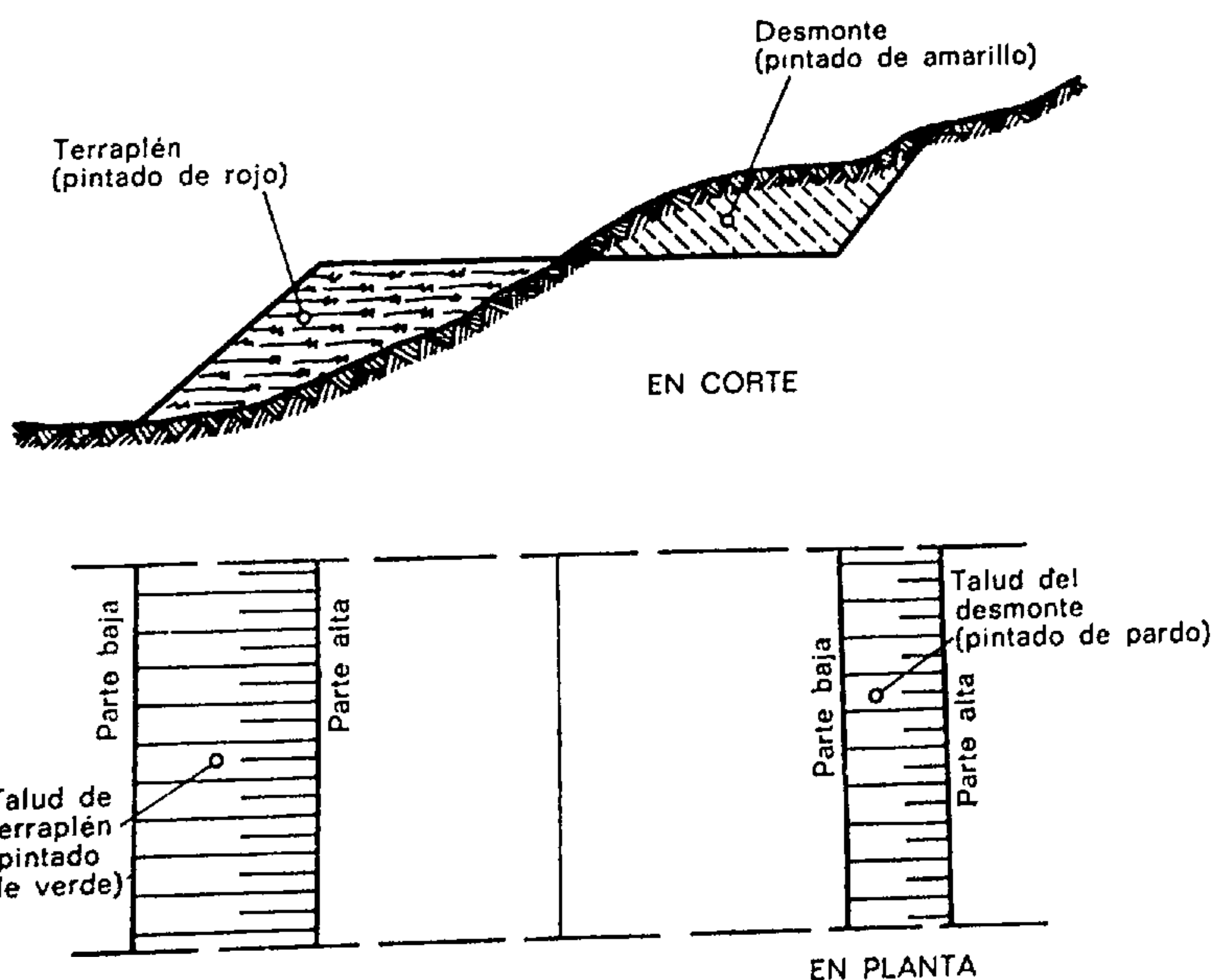


Fig. 95.

Representación de los desmontes y los terraplenes

(Con indicación de los colores convencionales utilizados en los cortes y las plantas.)

En planta, las dobles rayas del sombreado indican siempre la parte alta del talud.

Los *movimientos de tierras*, en términos generales, son los que abarcan una gran superficie y se ejecutan en terreno descubierto (para la realización de carreteras, aeródromos, etc.).

La *limpieza o desmoche de tierras* es un movimiento de tierras de muy escasa profundidad (de unos 25 cm) y de gran superficie (se denomina también *despeje de terrenos*).

Las *excavaciones* son movimientos de tierras cuya profundidad, en relación con la superficie o la anchura, es más importante. Las excavaciones sirven para la ejecución de los edificios.

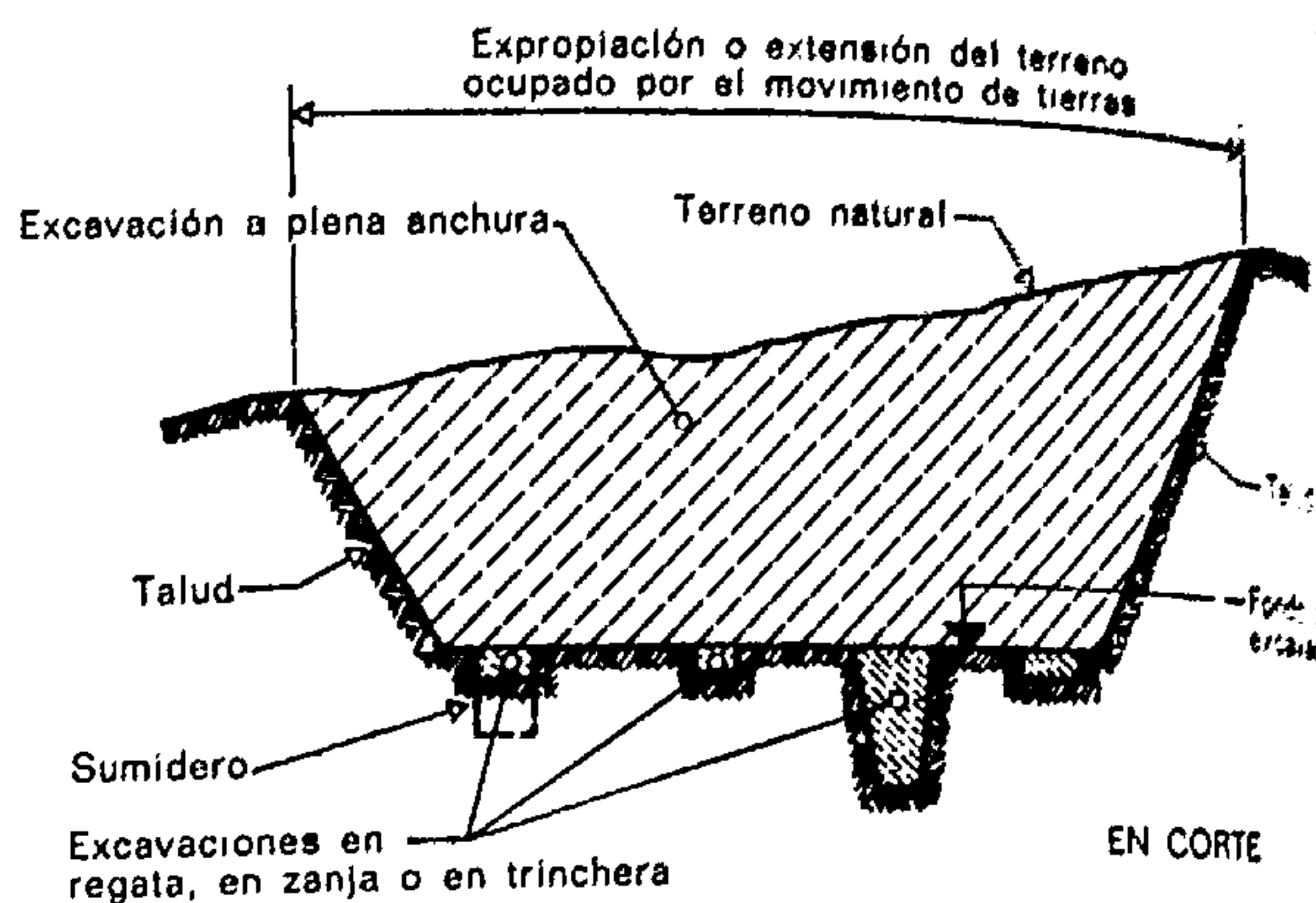


Fig. 96.

Nomenclatura de las excavaciones

El *talud* es la pendiente o inclinación dada a las paredes de las tierras para evitar su desmoronamiento. Depende de la naturaleza del terreno.

La *expropiación* de un movimiento de tierras está limitada por la intersección del talud (de desmante o de terraplén) con el terreno natural.

2.1. EXCAVACIONES

Se denomina *excavación a plena anchura* el movimiento de tierras general de la superficie construida, cuya profundidad está limitada, por ejemplo, al nivel del suelo de los sótanos o bodegas de la construcción (fig. 96).

La *excavación en zanja o en regata* es una trinchera cuya anchura mínima es de 0,40 m, y está destinada a alojar los muros, las cimentaciones, las canalizaciones, etc. (En cuanto a su profundidad, véase capítulo VI: *Las cimentaciones*.)

La *excavación de pozos* es un movimiento de tierras de pequeña superficie y gran profundidad. Este género de excavación se lleva a cabo para establecer las cimentaciones de pilares aislados, por ejemplo.

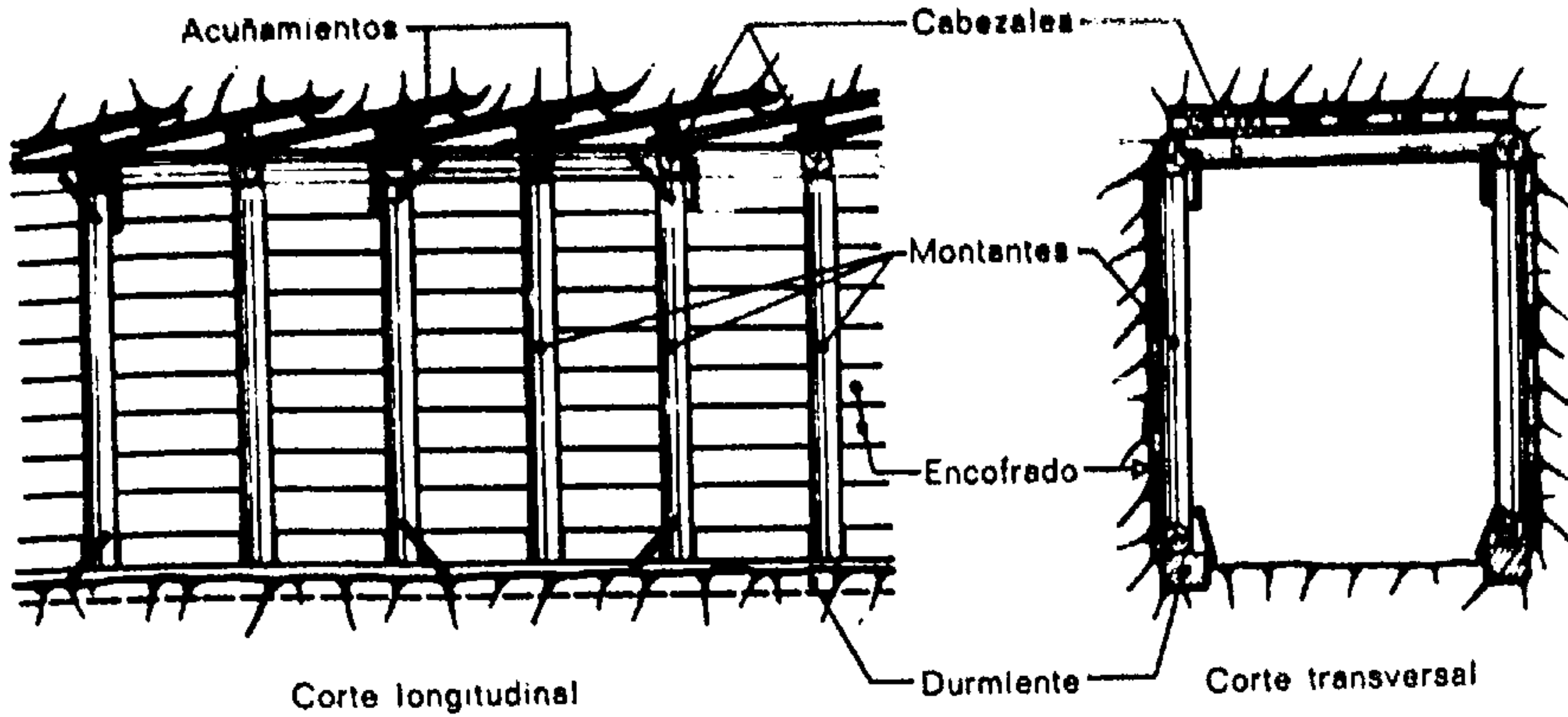


Fig. 97.

Movimiento de tierras en galería

La realización de los movimientos de tierras en galería implica la ejecución de una entibación o de un enmaderado.

Las dimensiones mínimas de esas excavaciones dependen de los medios de realización de que se dispone.

Se denomina *excavación en galería* aquella que se ejecuta bajo tierra y requiere el empleo de entibaciones a medida que la excavación va avanzando (figura 97).

2.2. AGOTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN

A fin de eliminar las aguas de lluvia o de infiltración se instala un sumidero en un punto bajo de la excavación. El sumidero es un hueco de 1 m de profundidad poco más o menos (medio tonel enterrado), hacia el cual convergen todas las aguas drenadas por las excavaciones en grietas y hendiduras y mediante pequeños canalizos excavados al efecto. Del sumi-

dero, el agua es evacuada por medio de bombas u otro medio de agotamiento al exterior de la excavación. En las obras de importancia, se instala una estación de agotamiento automática (fig. 98).

3.1. CLASIFICACIÓN SUMARIA DE LOS TERRENOS Y CARACTERÍSTICAS NECESARIAS PARA LA VALORACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS

La Tabla 10 indica la clasificación de los terrenos en función de las dificultades que presentan para la ejecución de los movimientos de tierras (véase también el Cap. VI: *Las cimentaciones*, Tabla 13, *Clasificación de los terrenos para la construcción*).

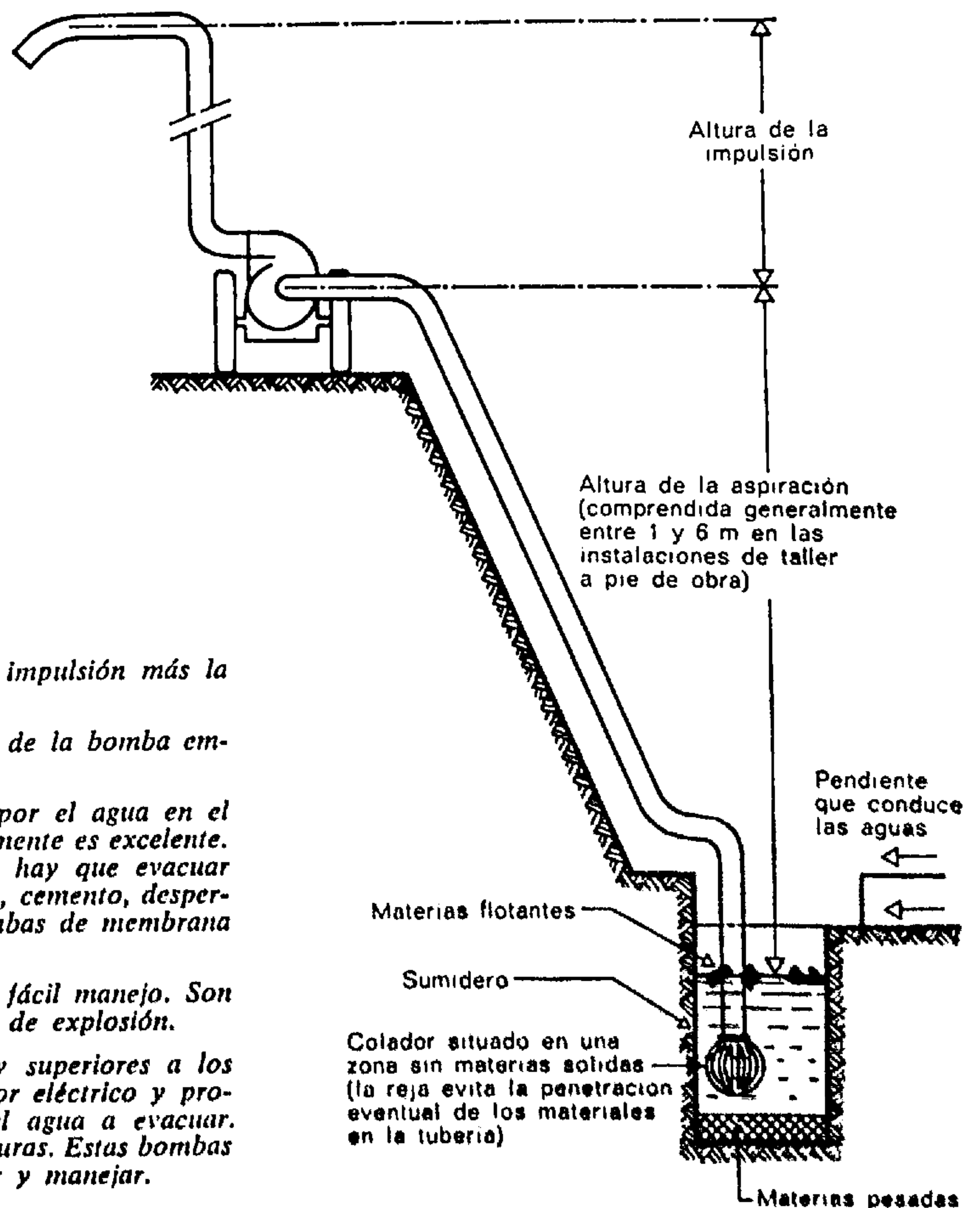


Fig. 98.

Las bombas

La altura manométrica de la bomba es igual a la altura de impulsión más la altura de aspiración (1 a 6 m).

La altura manométrica varía según el tipo, potencia y estado de la bomba empleada, y puede oscilar de 5 a 100 m

Se denomina *bombas sumergidas* a las que están cubiertas por el agua en el interior del sumidero. El rendimiento de esos aparatos generalmente es excelente. Durante las obras de movimiento de tierras, las aguas que hay que evacuar están generalmente cargadas de materias sólidas: tierra, arena, cemento, desperdicios, etc. Las bombas empleadas son de dos tipos: las bombas de membrana y las centrífugas.

Las bombas de membrana o de diafragma son baratas y de fácil manejo. Son accionadas a mano o por medio de motores eléctricos o de explosión.

Las bombas centrífugas tienen potencia y rendimientos muy superiores a los de las precedentes. Algunas de ellas, accionadas por un motor eléctrico y protegidas por una campana sumergible, van colocadas bajo el agua a evacuar. Permiten la impulsión hasta de 1.000 m³ por hora a grandes alturas. Estas bombas no necesitan ser cebadas, y son muy fáciles de instalar y manejar.

Tabla 10. — Clasificación de los terrenos establecida en función de las dificultades que presentan durante la ejecución de los movimientos de tierras.

Designación	Naturaleza	Características	Tiempo necesario para la realización de 1 m³ de excavación
Terreno ordinario	arenas, tierras, escombros	tierra vegetal: mullir con el zapapico o la azada; arenas, cascote: fáciles de recoger con la pala	0,8 h, o sea 48 min
Terreno semi-compacto o medio	pedregoso, con guijarros, arcilloso	fácilmente atacable con el zapapico y con la azada, pero difícil de recoger con la pala sola	1,2 h, o sea 1 h 12 min
Terreno duro	greda pesada, arcilla y marga compacta	atacable con el martillo neumático, difícil para la azada o el pico	1,55 h, o sea 1 h 33 min
Terreno compacto	rocas calizas, mamposterías antiguas	atacable con el martillo neumático y con el pico; empleo de cuñas y de explosivos	2,75 h, o sea 2 h 45 min

La experiencia demuestra que un obrero, de fuerza normal, puede lanzar con la pala, por término medio, de 1,6 a 2 m³ de tierra a una distancia horizontal de 4 m o a una altura de 1,60 m.

Tabla 11. — Volúmenes medios de desmonte según las diversas clases de terrenos, cavados y lanzados a 1,60 m de altura, que un obrero especializado desplaza en 10 horas de trabajo.

Naturaleza del suelo	Volumen removido y lanzado en 10 h, en m³	Reparto de las horas	
		Excavación	Carga o lanzamiento
Tierras vegetales, arenas	7,7	6,2 h	3,8 h
Tierras de compacidad media, angulosas	6,0	6,7	3,3
Tierras compactas, duras	5,2	7,1	2,9
Tierras saturadas de agua	4,2	7,3	2,7
Rocas blandas, arrancadas con pico y cuñas	2	8,8	1,2

3.2. ESPONJAMIENTO

El esponjamiento de las tierras es el aumento de volumen consecutivo al mullido provocado por la extracción. En efecto, ordinariamente la tierra extraída de una excavación ocupa un volumen superior al que ocupaba el terreno antes de ser excavado. La importancia del esponjamiento depende de la naturaleza del terreno; se atenúa y casi se anula con el tiempo, en el caso de tierra vegetal, de arena y de gravilla fina. Un apisonado enérgico de los terraplenes y el rociado o regado de las tierras disminuyen considerablemente el esponjamiento.

3.3. TALUD NATURAL DE LAS TIERRAS

La inclinación natural de los taludes, con relación a un plano horizontal, es el ángulo del talud natural de las tierras. Este ángulo varía con la naturaleza de las tierras (fig. 99).

En general, al hacer los movimientos de tierras, en terraplén, se admite un talud de 3:2 (3 de base por 2 de altura), y en desmonte de 1:1 (1 de base por 1 de altura) (fig. 100).



Fig. 99.

Ángulo de los taludes naturales

La Tabla 12 indica el ángulo del talud natural de las tierras; el peso de 1 m³ de tierra "sin mover" (antes de desmontarla); el volumen de desmonte obtenido por un movimiento de 1 m³ de tierras en el terreno (volumen esponjado, pasajero). La última

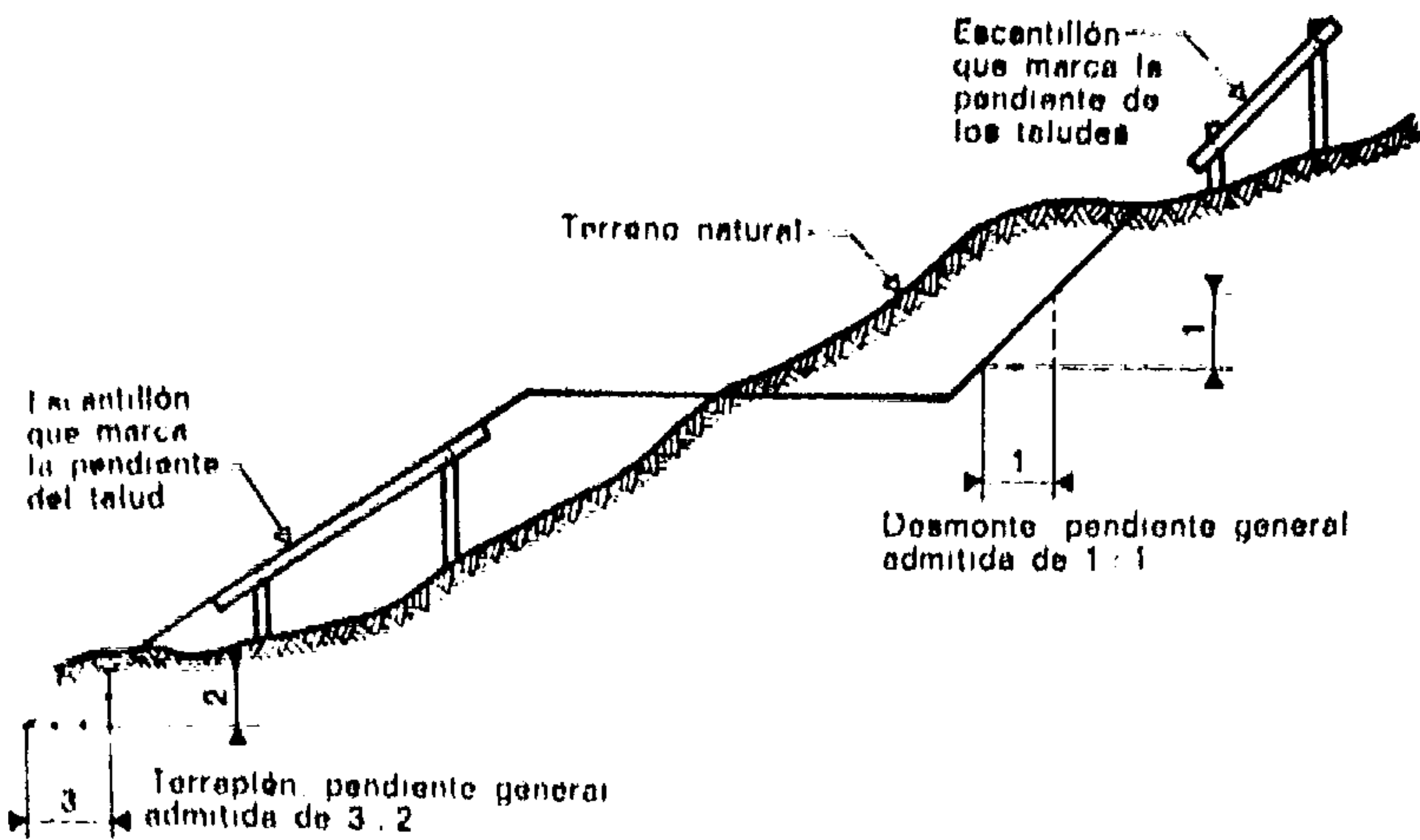


Fig. 100.

Pendiente admitida generalmente para los taludes en los proyectos

columna da el esponjamiento permanente, el volumen de tierra extraído de una excavación de 1 m³ utilizado como terraplén, cuidadosamente apisonado y apelmazado al colocarlo en su sitio.

En cada caso particular de excavación, estos diferentes factores deben examinarse seriamente antes de iniciar la ejecución.

De una manera general, la pared de cualquier

Tabla 12. — Valores característicos de algunos terrenos.

Naturaleza de las tierras	Ángulo del talud natural	Peso t/m ²	Esponjamiento	
			pasajero dm ³ (l)	permanente dm ³ (l)
Arena fina, seca	10 a 20°	1,4	1 100	1 030
Arena fina, mojada	15 a 25°	1,6	1 200	1 040
Grava media, ligeramente húmeda . .	30 a 40°	1,9 a 2,1	1 250	1 040
Tierra vegetal húmeda	30 a 45°	1,6 a 1,7	1 100	1 030
Tierra muy compacta	40 a 50°	1,6 a 1,8	1 650	1 100
Guijarros, escombros	40 a 50°	1,5 a 1,7	1 500	1 150
Marga seca	30 a 45°	1,5 a 1,6	1 500	1 080
Arcilla seca	30 a 50°	1,6	1 500	1 150
Arcilla húmeda	0 a 20°	1,8 a 1,2	1 250	1 080
Gres tierno, rocas diversas	50 a 90°	2 a 2,5	1 500	1 100 a 1 200

Estos valores pueden ser influenciados considerablemente por el agua contenida en el terreno.

4.1. APUNTALAMIENTO (O REVESTIMIENTO) DE LAS EXCAVACIONES

Las excavaciones se ejecutan por desmontes sucesivos de capas de 0,40 m de profundidad.

Cuando la profundidad de una excavación es importante, a fin de prevenir los desmoronamientos y los riesgos de accidentes, por una parte, y para disminuir la superficie total ocupada, por otra, es conveniente y a veces necesario apuntalar o entibar las tierras.

La inclinación de los taludes naturales, en un terreno determinado, puede ser desfavorablemente influenciada por ciertos factores externos. Las posibles infiltraciones de agua en el interior o procedentes de las lluvias, el efecto de las trepidaciones provocadas por las máquinas o los vehículos, las cargas situadas en la proximidad inmediata de la excavación, son elementos que modifican los planos de rotura de los terrenos.

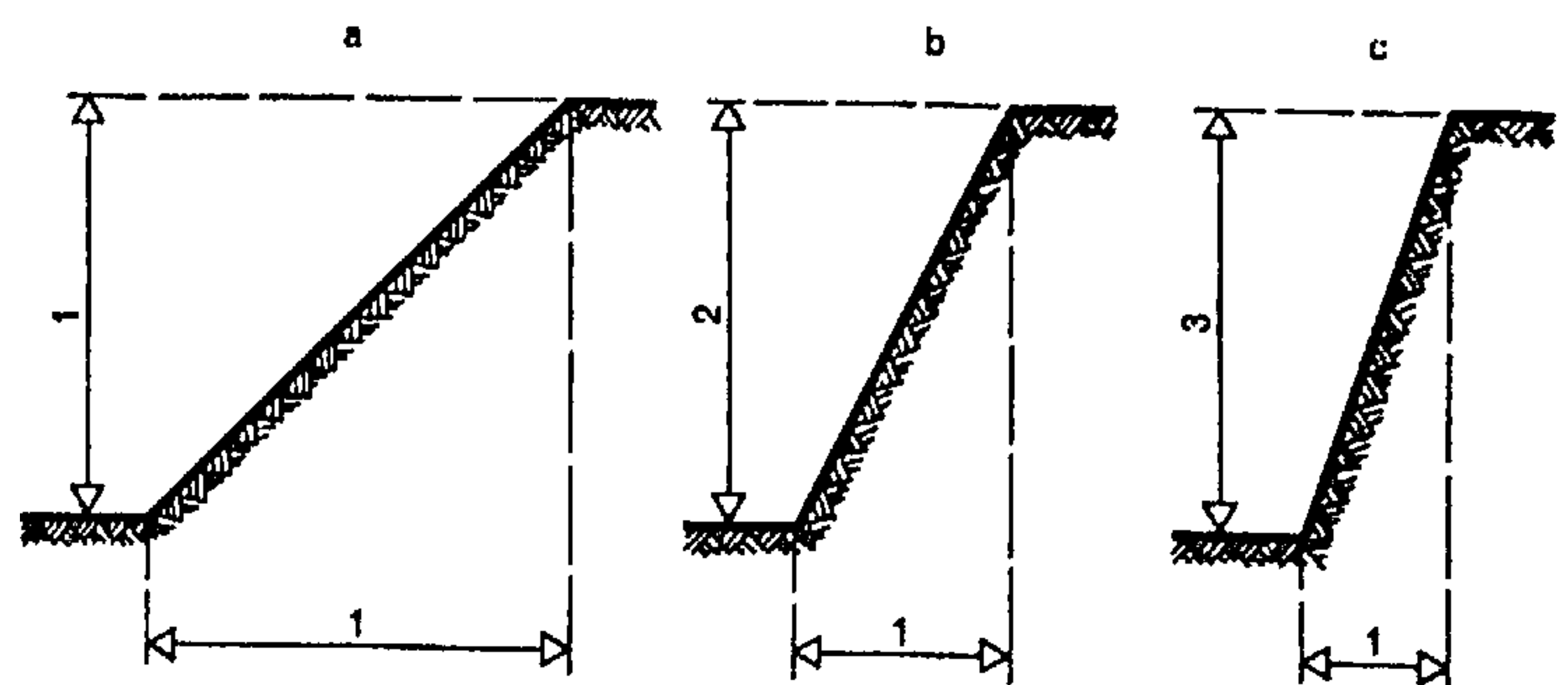


Fig. 101.

Pendientes máximas de los taludes admitidas en tres tipos de terrenos

- a. Terrenos desmoronables
- b. Terrenos blandos pero resistentes
- c. Terrenos muy compactos.

excavación debe ser apuntalada o revestida cuando la pendiente del talud excede de las relaciones siguientes:

- 1:1 en terrenos movedizos o desmoronables (figura 101a);
- 1:2 en terrenos blandos pero resistentes (fig. 101b);
- 1:3 en terrenos muy compactos (fig. 101c).

CORTES TRANSVERSALES DE EXCAVACIONES EN ZANJA QUE OFRECEN GARANTÍAS DE SEGURIDAD

(figs 102 a 106)



Fig. 102.

Se conserva el talud natural del terreno.

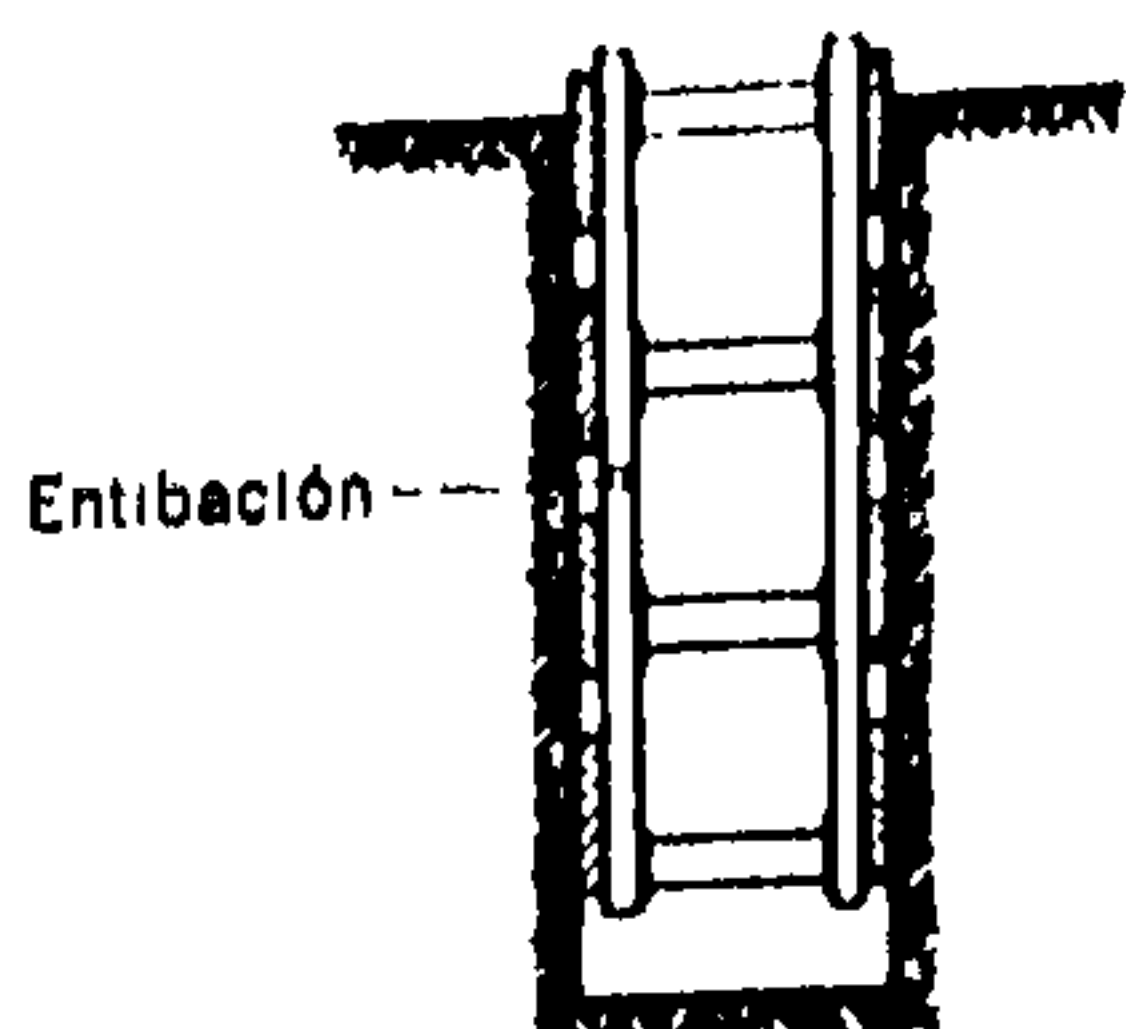


Fig. 103.

Se entiban las paredes para disminuir el terreno ocupado por la excavación.

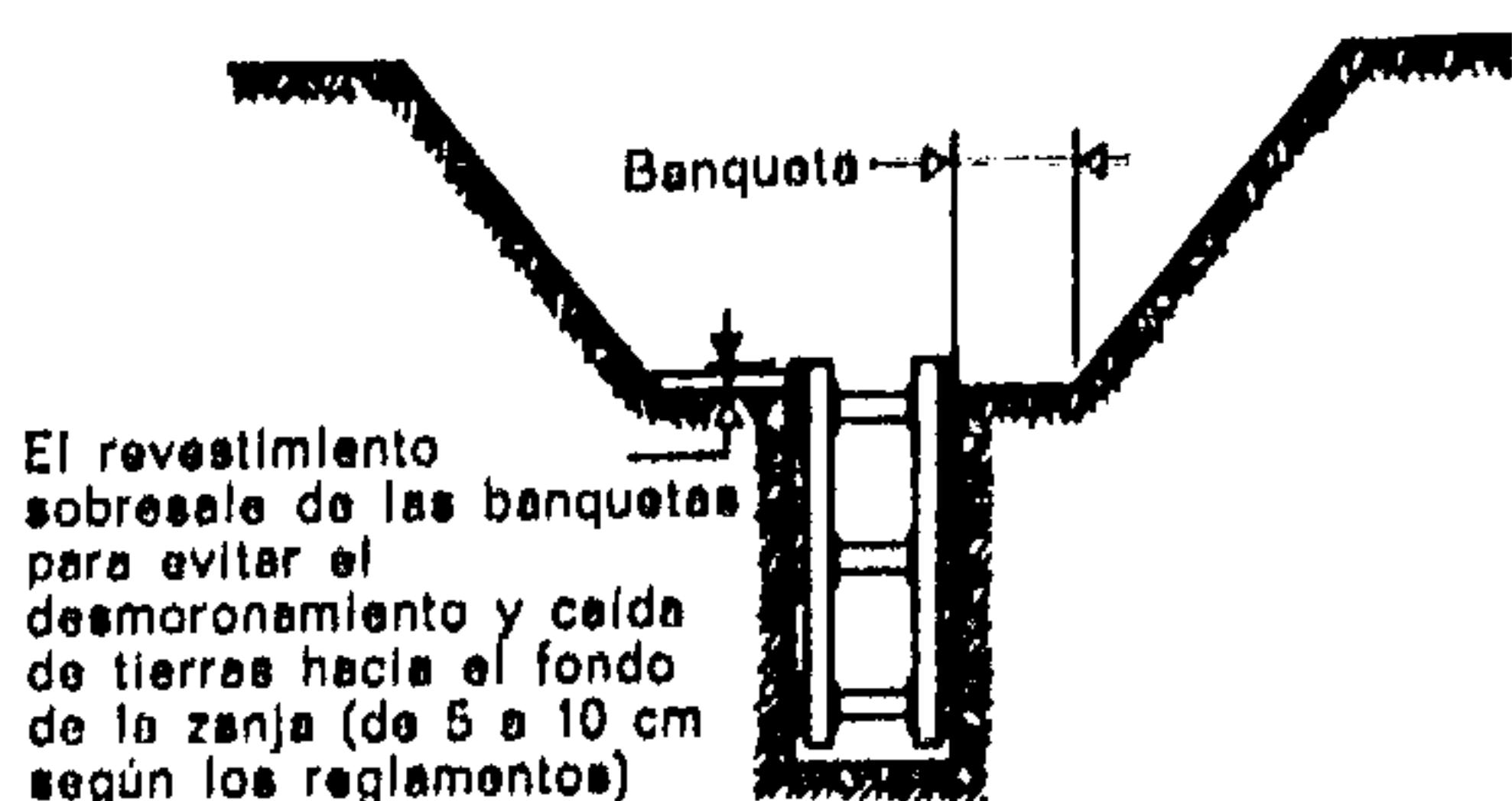


Fig. 104.

Se conservan los taludes naturales para la parte superior, pero se entiba la parte inferior.

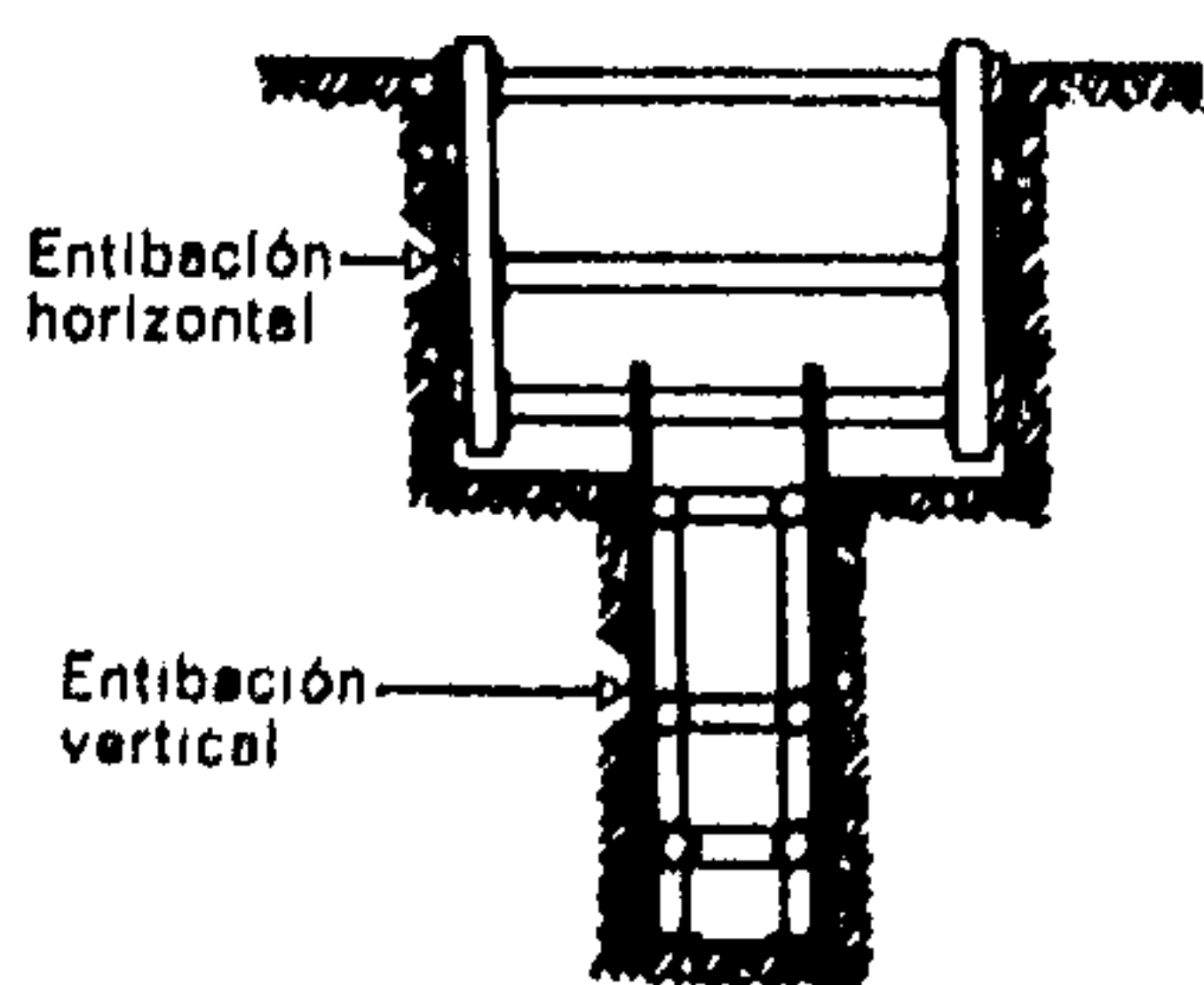


Fig. 105.

Cuando las capas halladas son de diferente consistencia se efectúan los entibados con tablas verticales u horizontales.

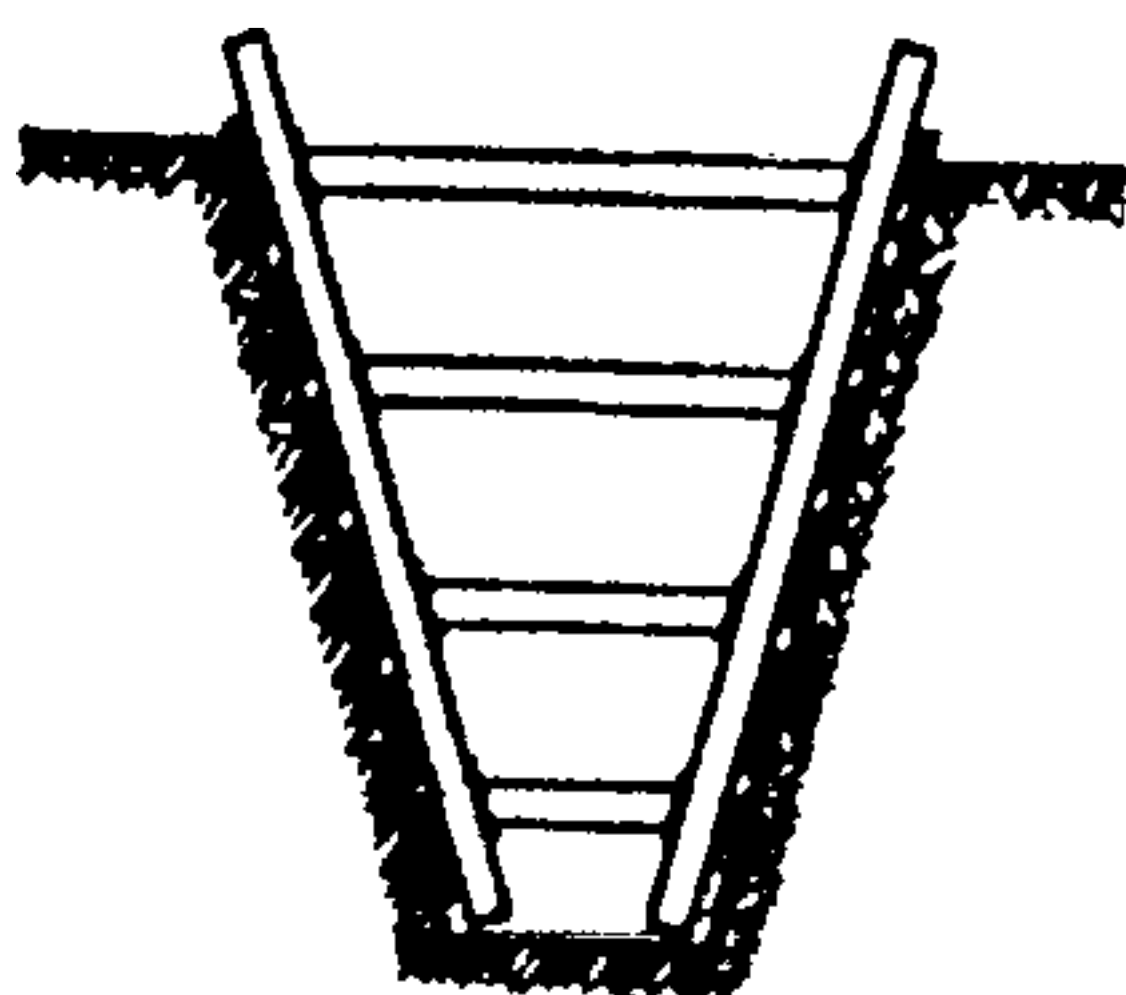


Fig. 106.

Este método de entibación presenta evidentes riesgos porque no es posible sostener eficazmente el terreno con los puntales.

Es peligroso e incluso está prohibido en determinadas regiones establecer pendientes más pronunciadas sin la correspondiente entibación o revestimiento. El terreno naturalmente helado no permite en ningún caso aumentar las citadas pendientes.

Los factores enunciados más arriba pueden desde luego modificar esos últimos valores disminuyendo la inclinación.

Así, esquemáticamente, las excavaciones profundas pueden presentar perfiles transversales como los mencionados en las figs. 102 a 106.

La ejecución del apeo o entibación puede realizarse según las costumbres locales. Sin embargo, ciertos puntos son objeto de una reglamentación establecida por los servicios de seguridad y por las compañías de seguros. Entre tales condiciones merecen citarse:

- a) La anchura de las excavaciones a entibar debe ser tal que la entibación pueda efectuarse en las condiciones normales.

Como mínimo dicha anchura debe ser:

—	hasta 1,00 m de profundidad
0,65 m	hasta 1,50 m de profundidad
0,75 m	hasta 2,00 m de profundidad
0,80 m	hasta 3,00 m de profundidad
0,90 m	hasta 4,00 m de profundidad
1,00 m	para más de 4,00 m de profundidad.

- b) Es necesario entibar a tiempo, y el material destinado al revestimiento de la excavación debe estar a pie de obra con la suficiente antelación, en buen estado y en cantidad suficiente (fig. 107).

- c) La entibación de las excavaciones debe comprender tablas de 4 a 5 cm de espesor y los codales utilizados deben ser maderos rollizos y de sección proporcionada a los esfuerzos que han de soportar. El diámetro de dichos rollizos no debe ser inferior a 10 cm para las excavaciones más estrechas de 80 cm. Debe tener, como mínimo, 12 cm para las excavaciones más anchas. Los puntales metálicos y los de madera escuadrada se autorizan siempre que su resistencia sea igual o superior a la de los rollizos. Las tablas deben quedar aseguradas a lo menos por tres apoyos, equidistantes aproximadamente.

- d) La distancia libre entre las tablas depende de la naturaleza del terreno. En terreno movedizo y fluyente (como las arenas, por ej.), las tablas deben estar a tope sin dejar espacio libre entre ellas. En terreno resistente, es posible, si los reglamentos locales lo autorizan, dejar un hueco entre las tablas; el fin perseguido con tal forma de entibación es impedir la puesta en movimiento de grandes masas de materiales.

- e) La situación y número de los codales depende de la resistencia de las tablas utilizadas y del empuje de las tierras, que debe presumirse el más

desfavorable que pueda actuar sobre las paredes de la entibación. Este empuje aumenta con la profundidad.

- f) Los codales deben disponerse perpendicularmente a la superficie de la tablazón. Los montantes de apeo que sostienen las tablas de servicio deben estar sostenidos por grapas o tacos que impidan todo deslizamiento vertical. Además, deben colocarse plintos o rebordes en todos los lados de los tableros de servicio.
- g) El pie del montón de tierras o escombros sacados de las excavaciones debe estar, por lo menos, a 1 m de distancia de la madera del entibado o de la arista superior del talud. La tablazón del revestimiento debe rebasar el nivel del terreno en unos 5 a 10 cm a fin de prevenir toda caída de materiales en la excavación (figs. 108 y 109).
- h) Toda excavación de más de 2 m de profundidad debe estar provista de escalera para facilitar el acceso a la misma. Esta escalera debe rebasar el nivel del suelo, por lo menos, en 75 cm (fig. 110).

Las entibaciones pueden utilizar tablazones horizontales con travesaños verticales, o tablas verticales con travesaños horizontales.

Los croquis que siguen muestran las disposiciones adoptadas comúnmente cuando se ejecuta el revestimiento de las excavaciones. Se hace mención de las cotas y dimensiones para dar una idea de los trabajos corrientes. Para la ejecución de trabajos especiales, son necesarios cálculos estáticos, y la dirección de las operaciones deberá confiarse a especialistas (ingenieros civiles).

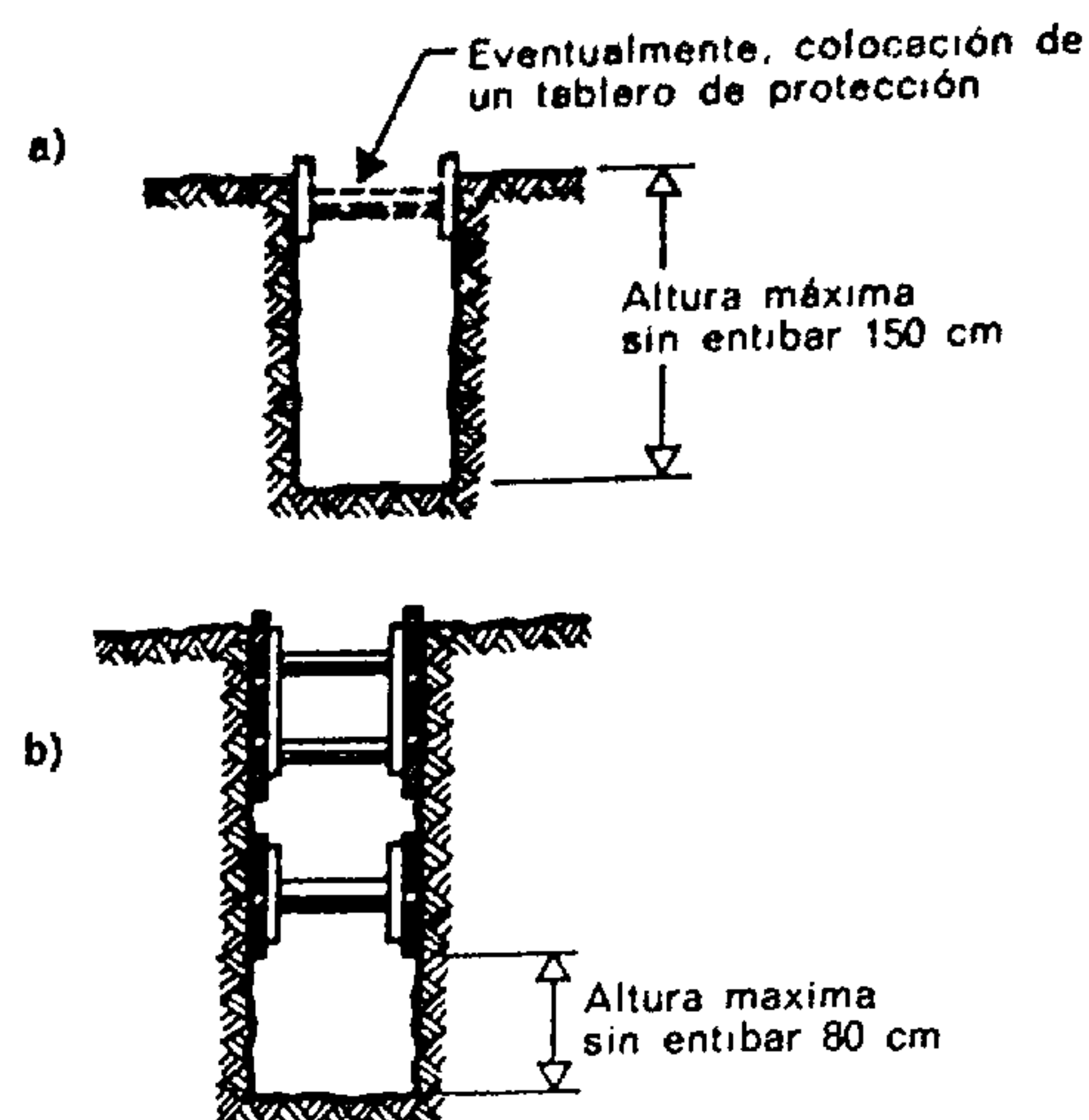


Fig. 107.

Entibación de las excavaciones

Alturas máximas admisibles sin entibación en terreno estable sin sobrecarga sobre los bordes de la excavación, sin vibraciones particulares y sin afluencia de agua.

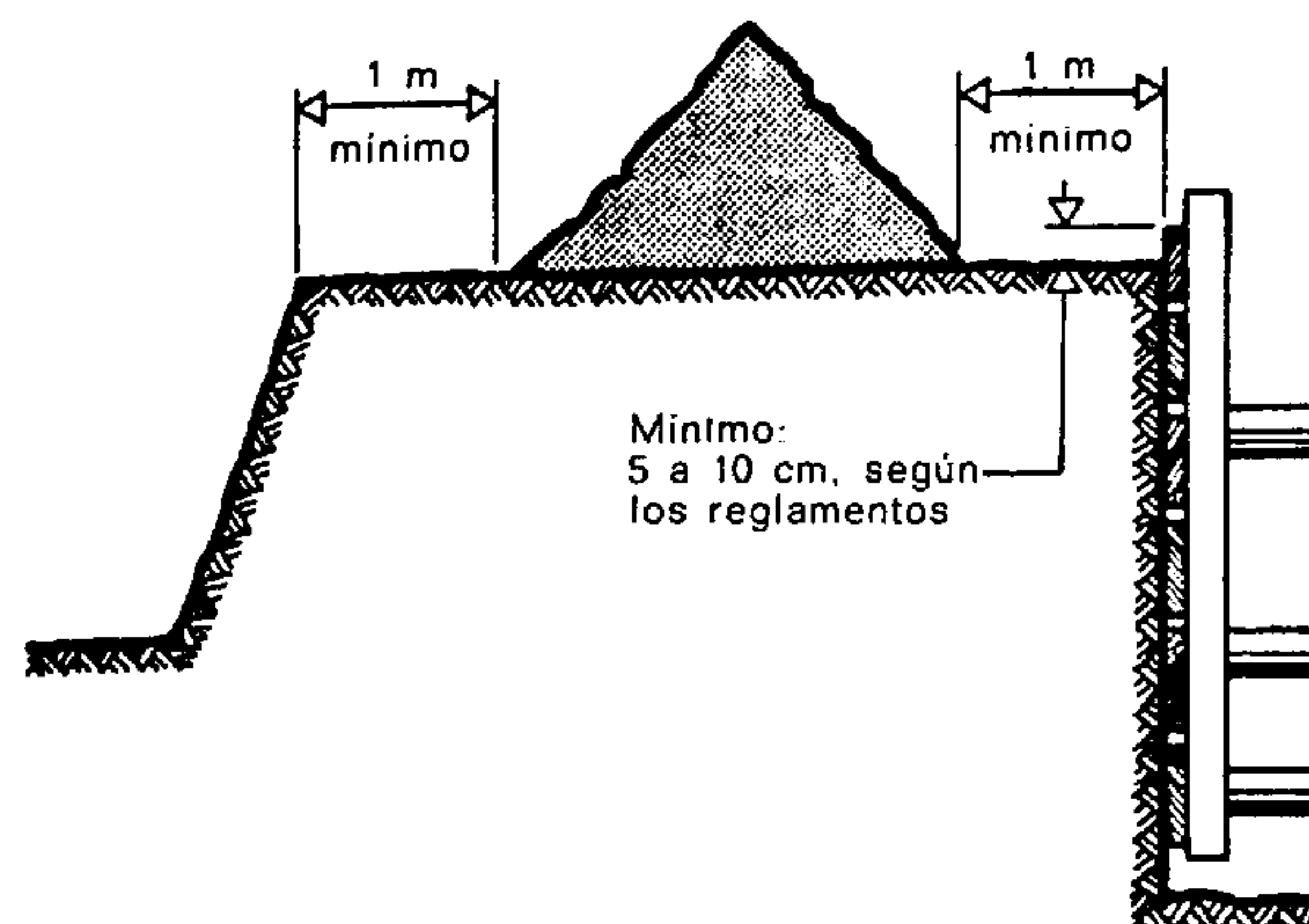


Fig. 108.

Medidas de seguridad

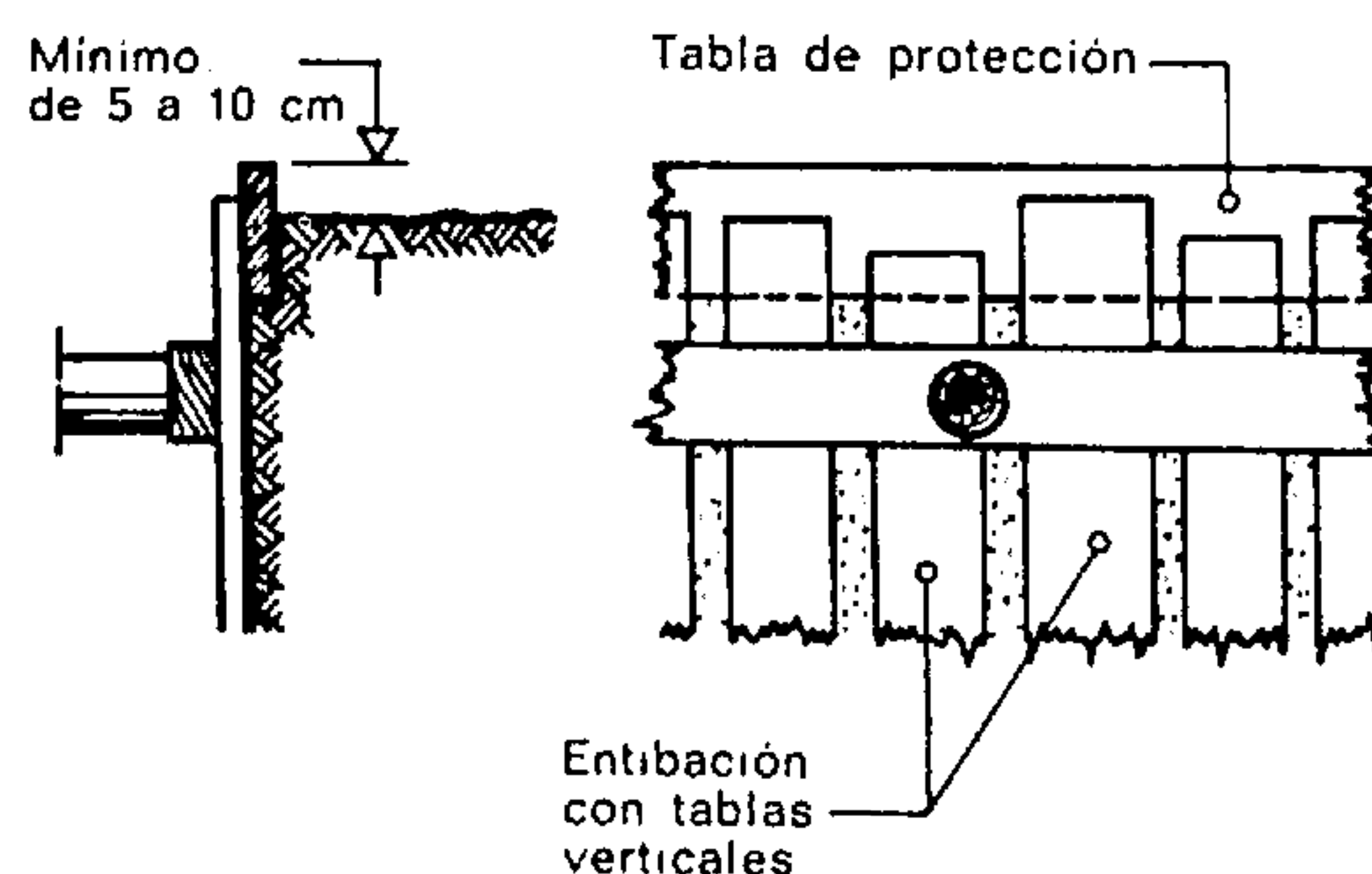


Fig. 109.

Variante de entibación de tablas verticales

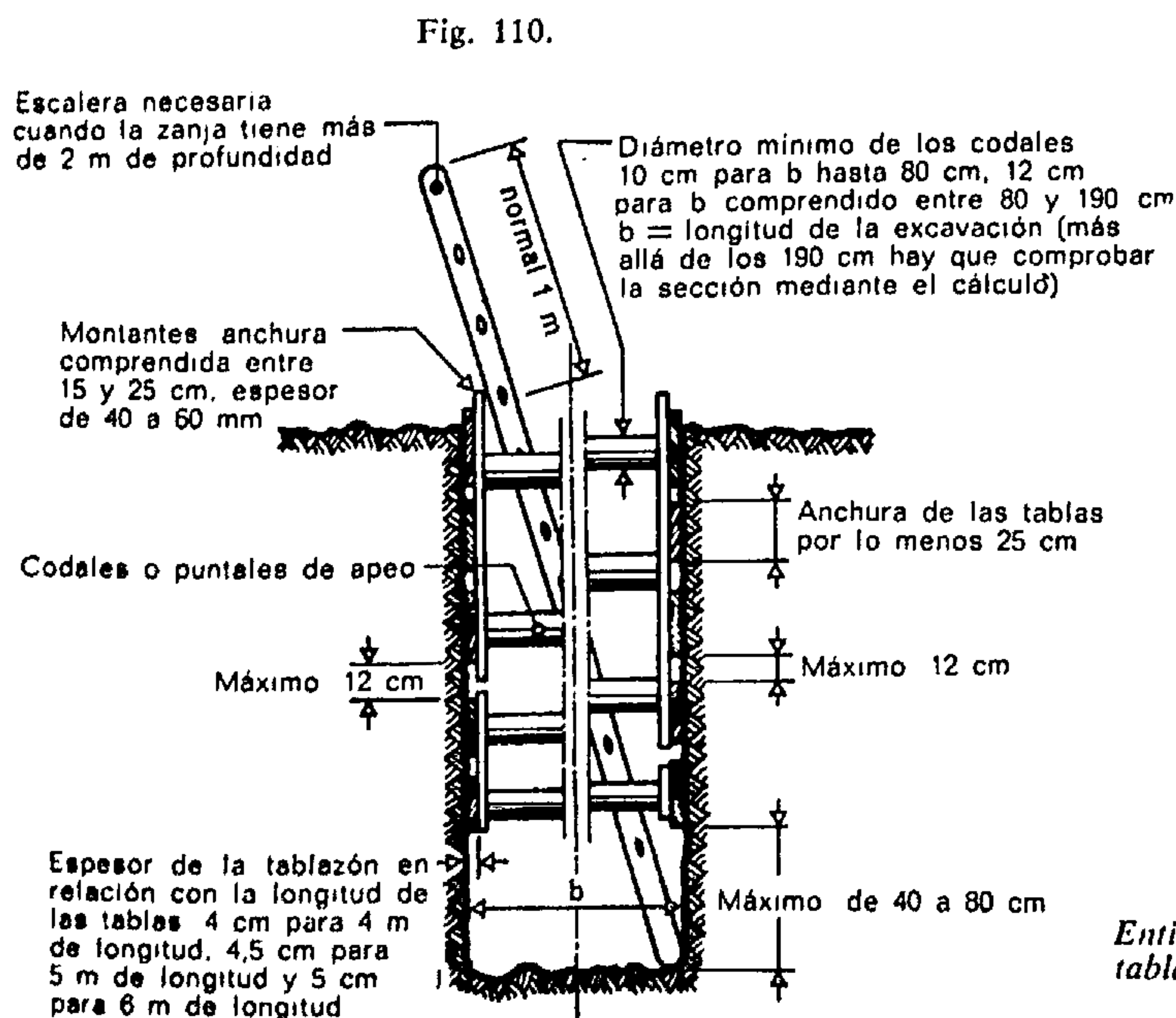


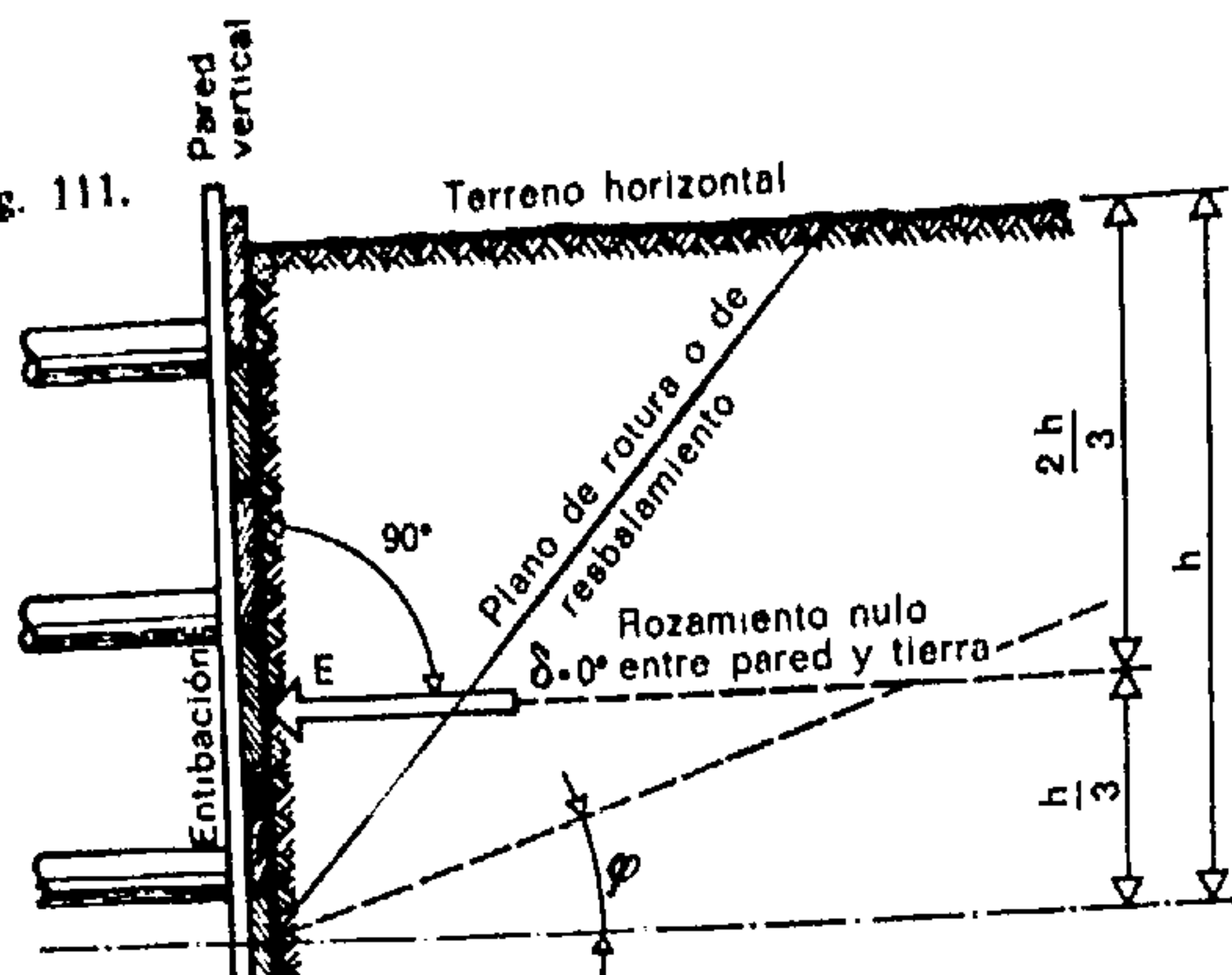
Fig. 110.

Fig. 110.

Entibaciones que no están a tope

Entibaciones con tablazón horizontal: en terreno consistente, las tablas pueden no estar a tope. Sin embargo, la distancia entre dos tablas debe ser limitada.

Fig. 111.



Empuje de las tierras

Para simplificar, al determinar el valor del empuje contra la entibación, admitiremos las hipótesis siguientes:
 Terreno horizontal
 Paramento de entibación vertical
 Ángulo de rozamiento nulo entre pared y muro, o sea empuje horizontal.

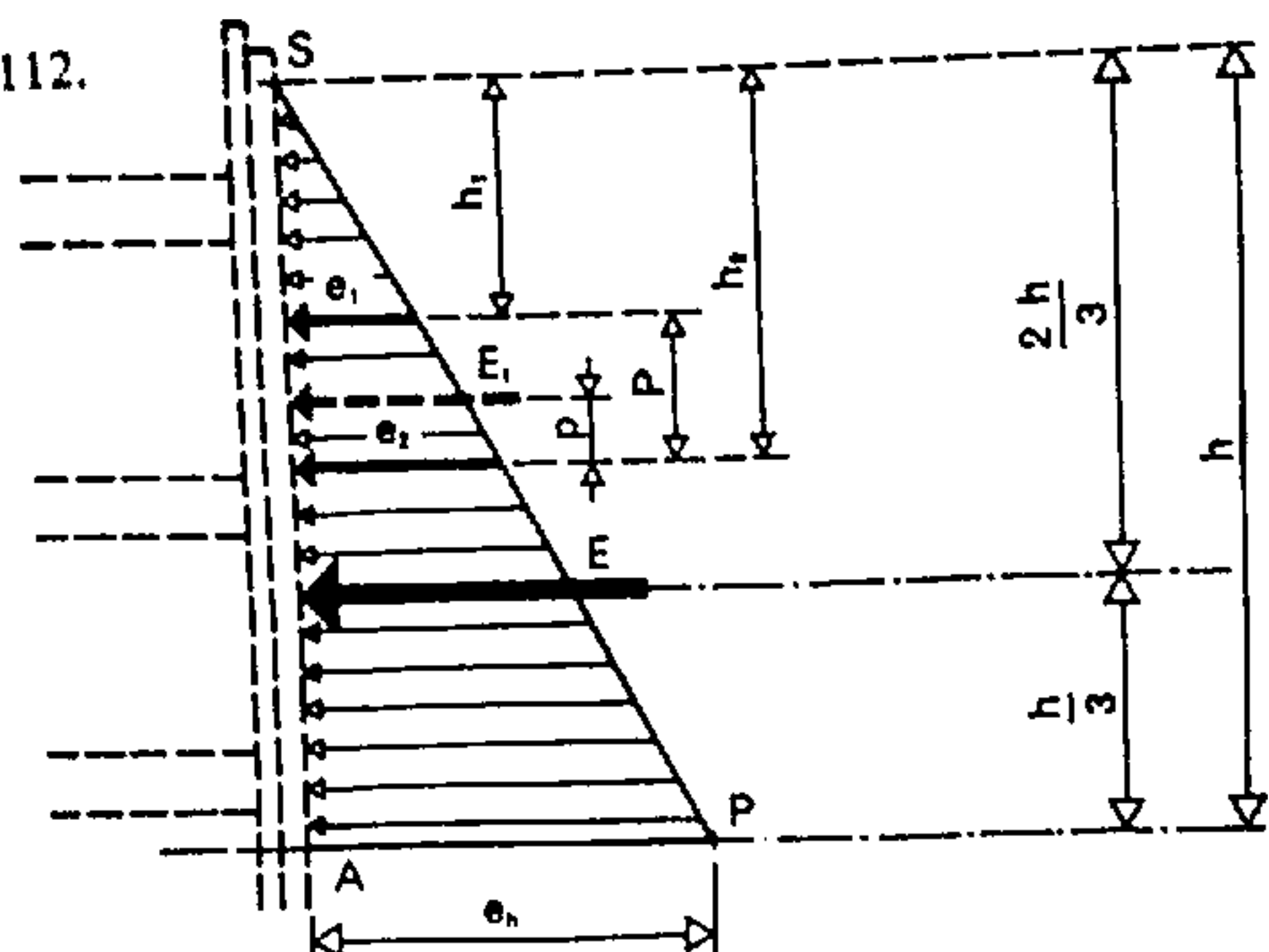
Fig. 112.

Determinación de los empujes

Según la teoría clásica, el empuje de las tierras puede ser representado por una carga triangular que actúa sobre la parte superior del paramento.

e = presión unitaria o específica del terreno (en kg/cm^2 , t/m^2 , etc.)
 $e = h \cdot \gamma \cdot \lambda$ donde: h = altura considerada en relación con el plano superior
 γ = densidad de las tierras
 λ = coeficiente de presión activa, o sea:
 $\text{tg}^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2})$

Fig. 112.



e_1 = presión en el nivel h_1
 e_2 = presión en el nivel h_2
 e_h = presión en el nivel h
 E = empuje general contra la pared, que actúa sobre el centro de gravedad de la superficie que representa ese empuje
 E = superficie de triángulo ASP , o sea, $e_h \cdot \frac{h}{2}$ o bien: $\frac{h^2}{2} \cdot \gamma \cdot \lambda$
 E_1 = empuje producido entre los niveles h_1 y h_2
 $E_1 = \frac{e_1 + e_2}{2} \cdot P$; que actúa en: $p = \frac{2e_1 + e_2}{e_1 + e_2} \cdot \frac{P}{3}$

EMPUJE DE LAS TIERRAS CONTRA LAS PAREDES DE LA ENTIBACIÓN (figs. 113 a 116)

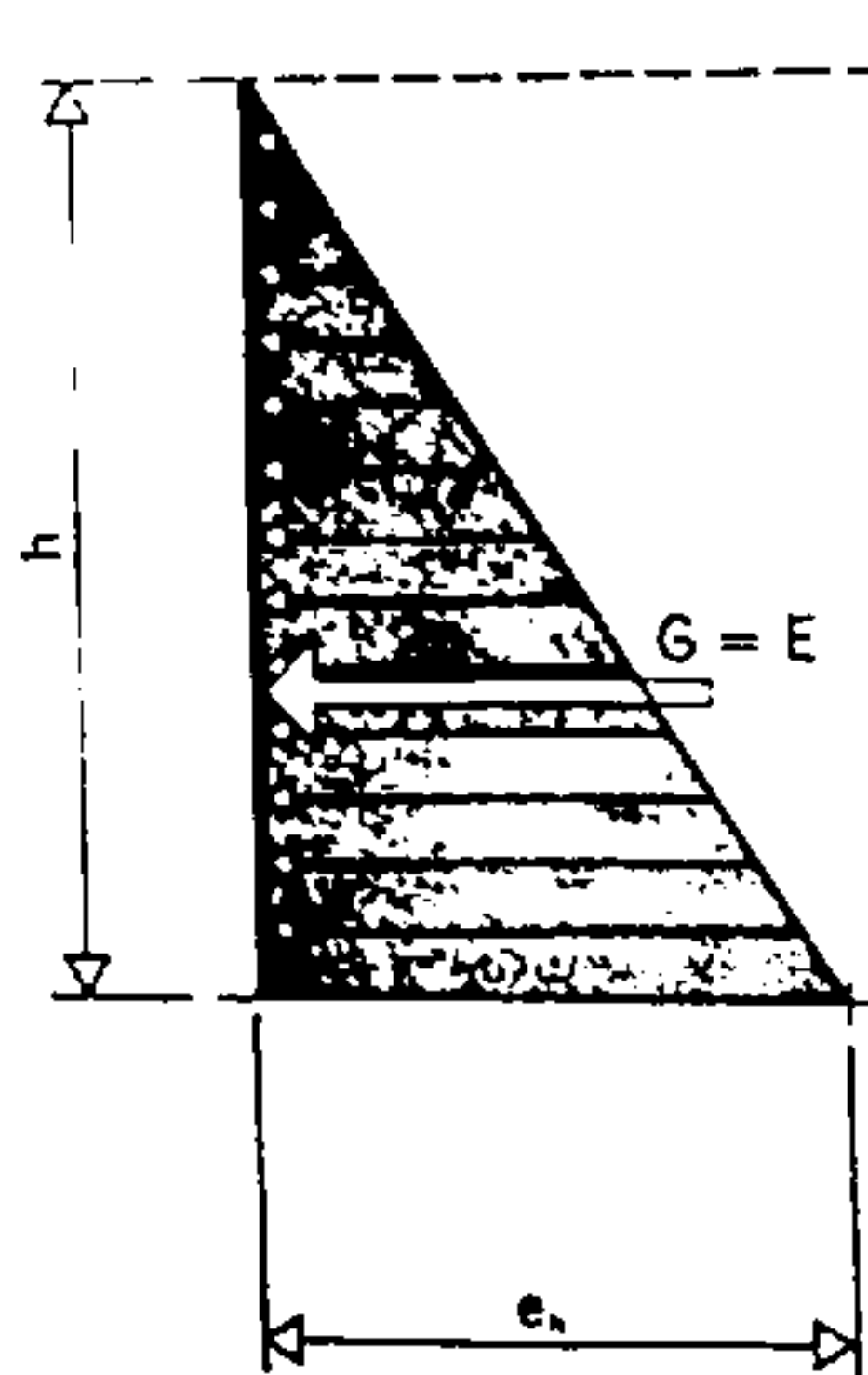


Fig. 113.

Método clásico

$$E = e_h \cdot \frac{h}{2} \quad G = E$$

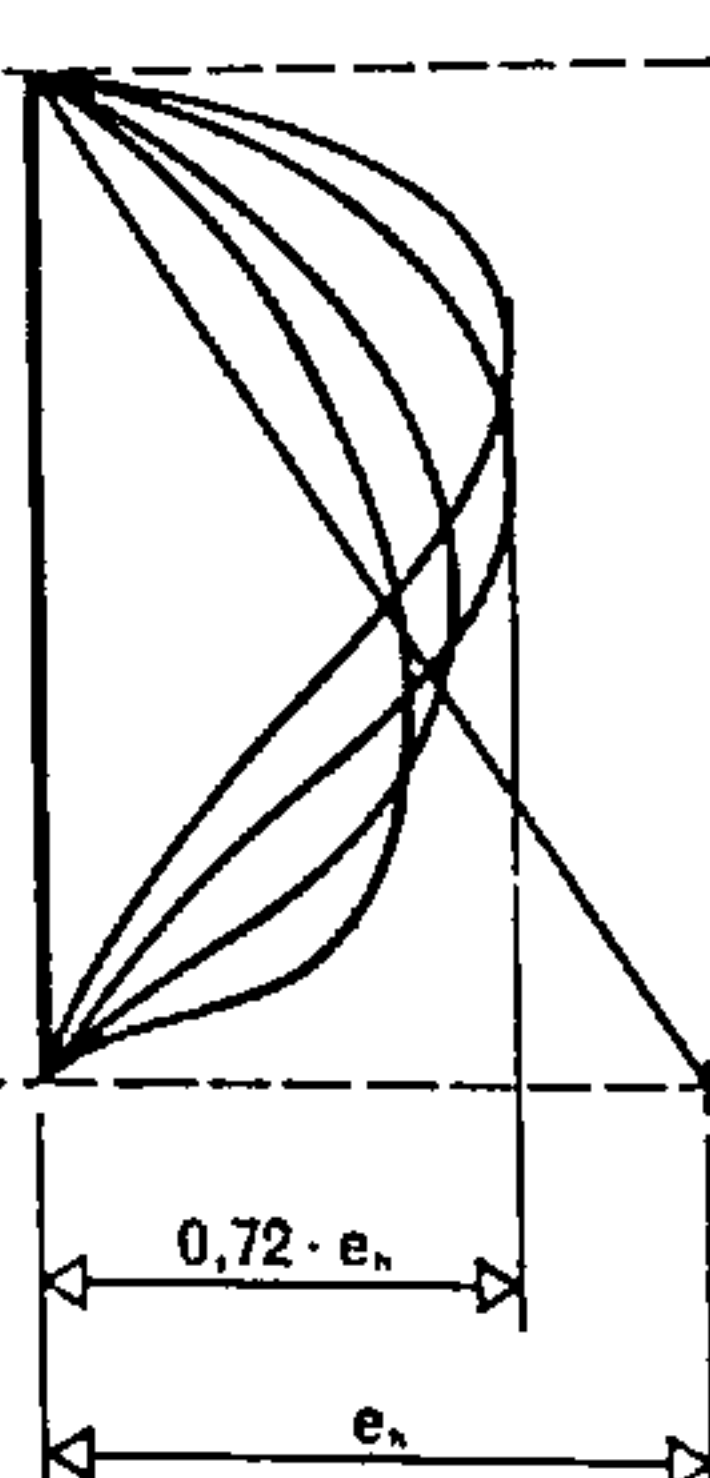


Fig. 114.

Resultado de las mediciones experimentales

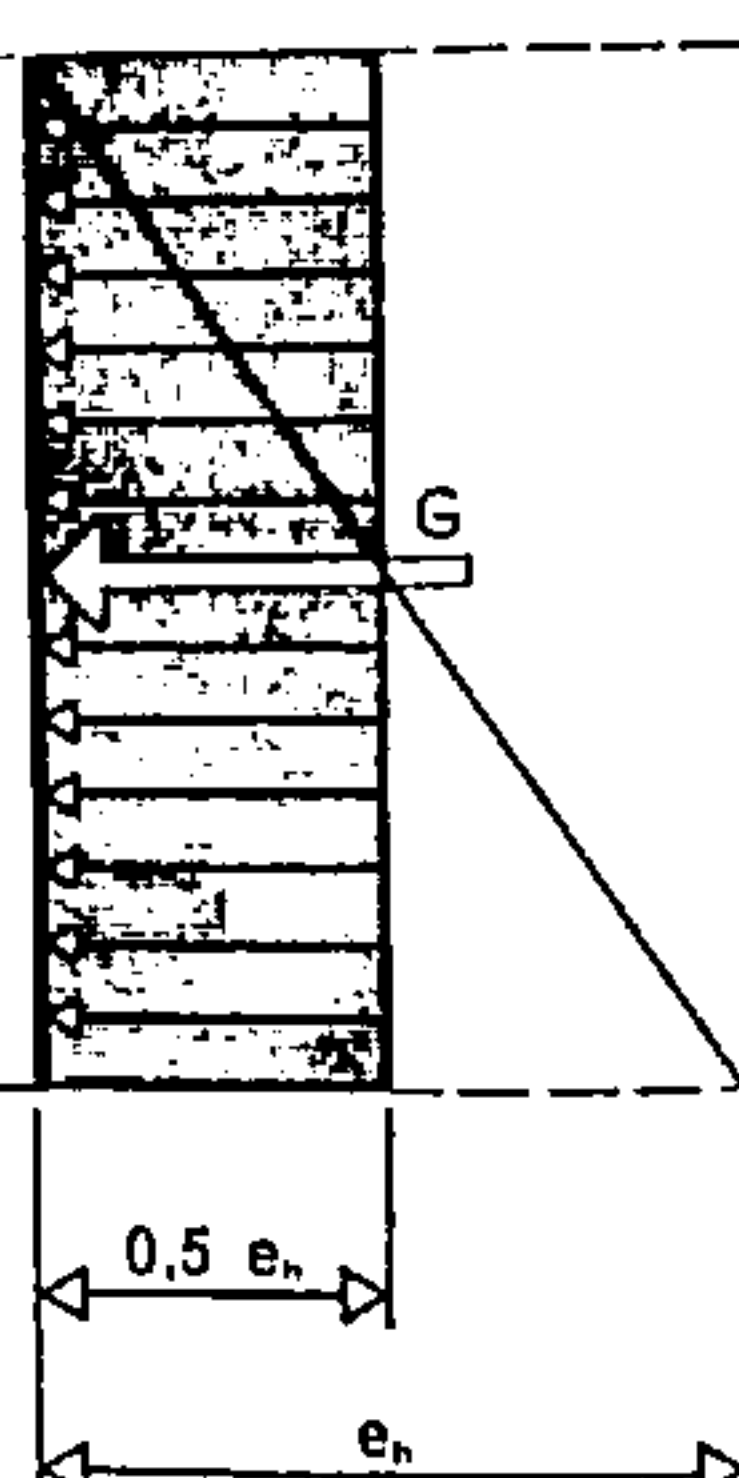


Fig. 115.

Empuje de las tierras según Klenner

$$E = G = e_h \cdot \frac{h}{2}$$

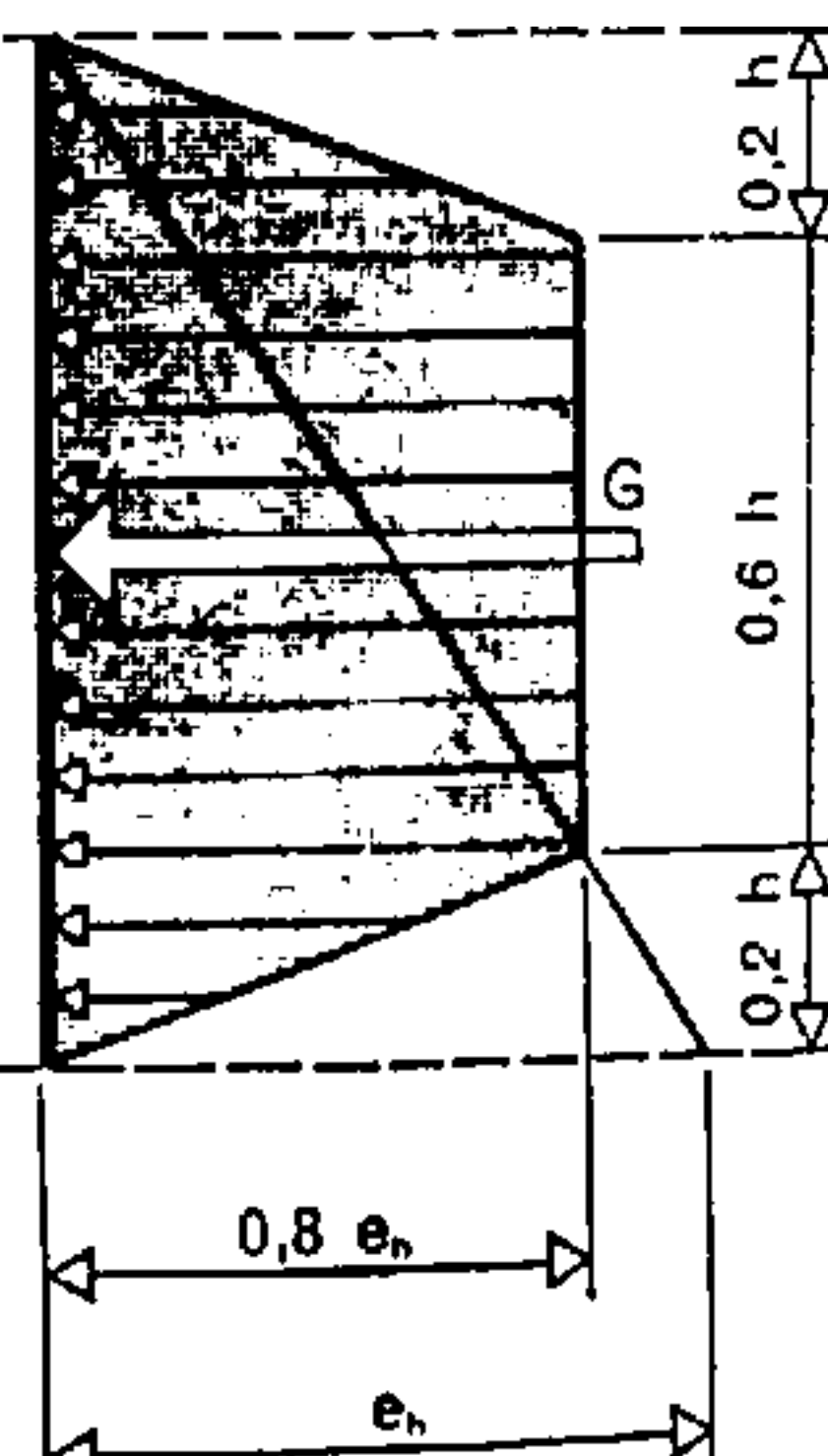
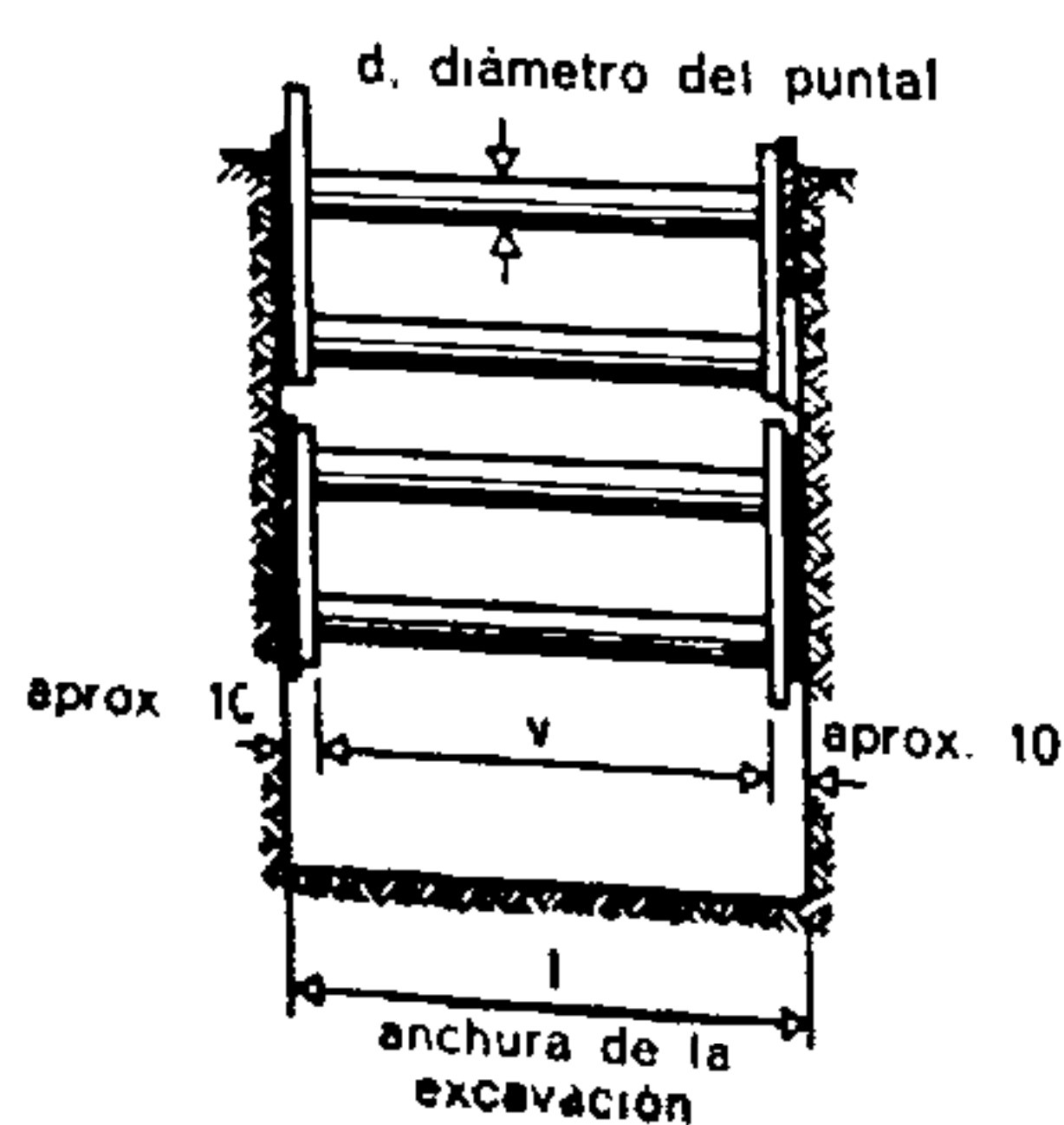


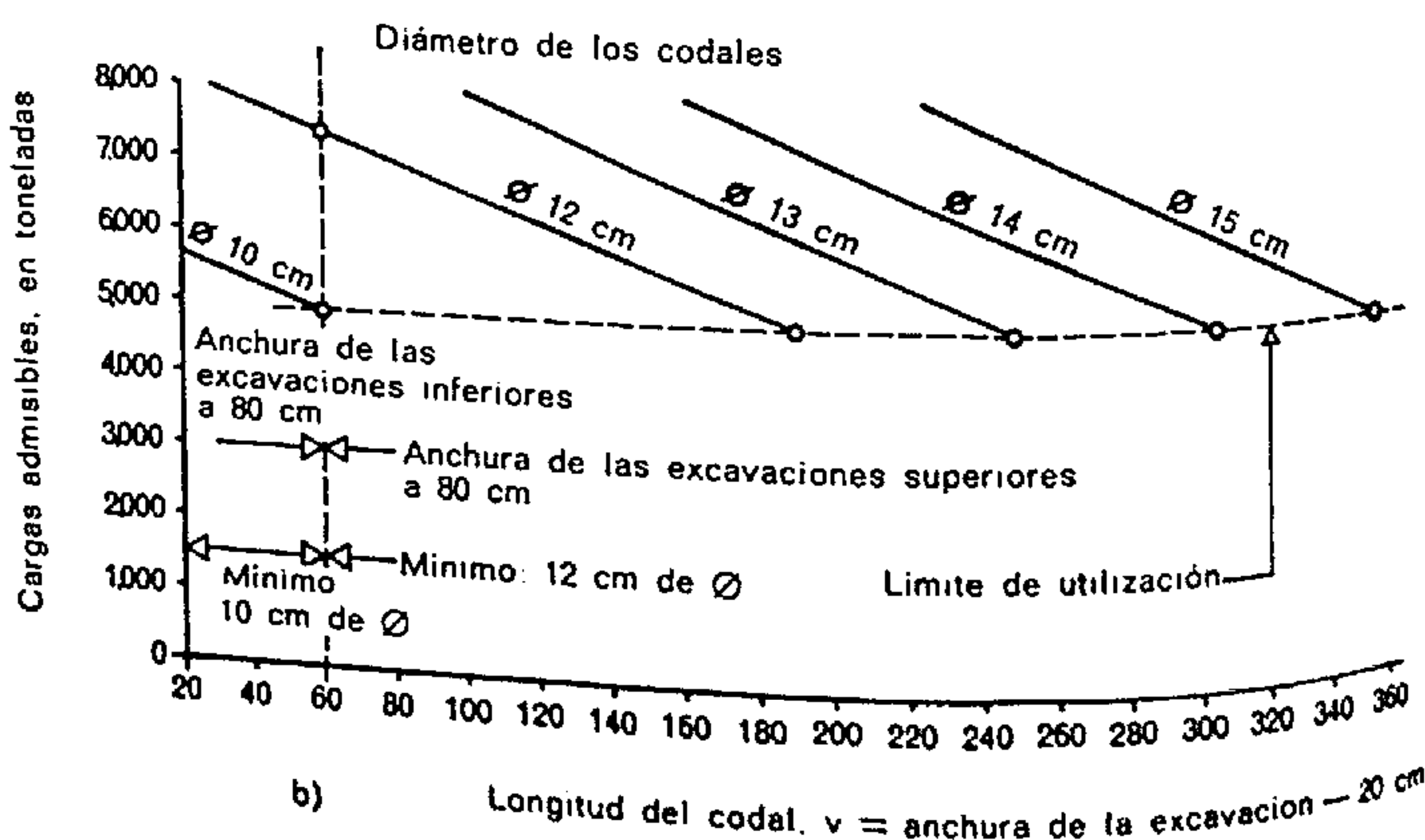
Fig. 116.

Empuje de las tierras según Terzaghi y Peck

$$G = 1,28 E$$

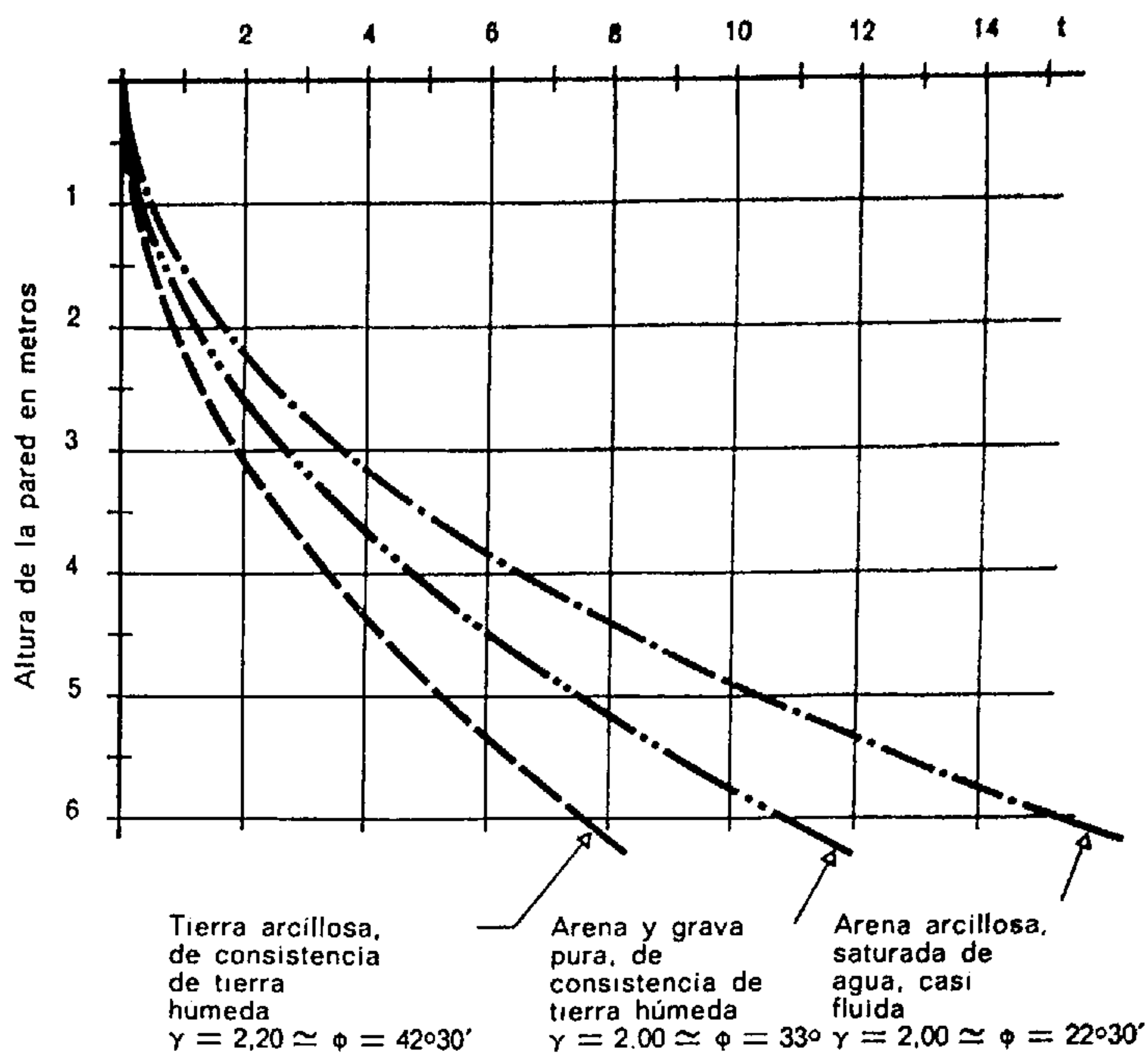
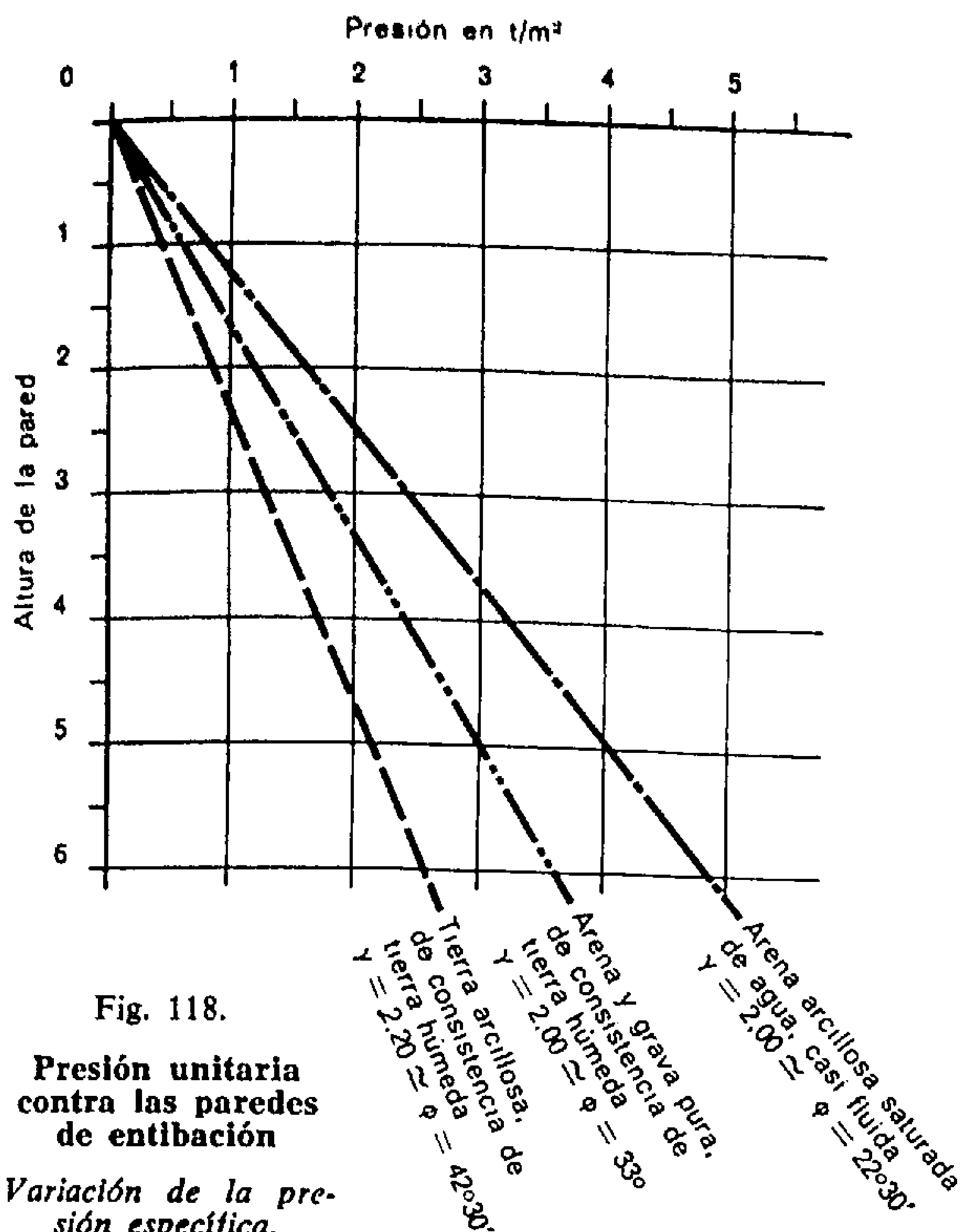


a)



b)

Longitud del codal, v = anchura de la excavación - 20 cm



CARGAS SOPORTADAS POR LOS TABLEROS DE ENTIBACIÓN (figs. 120 a 123)

Cargas unitarias en t/m^2 soportadas por una entibación de 1 m de altura; en función de la longitud y del espesor de la tablazón que forma horizontalmente la pared. Se ha admitido que la anchura de los travesaños de apoyo es de 20 cm.

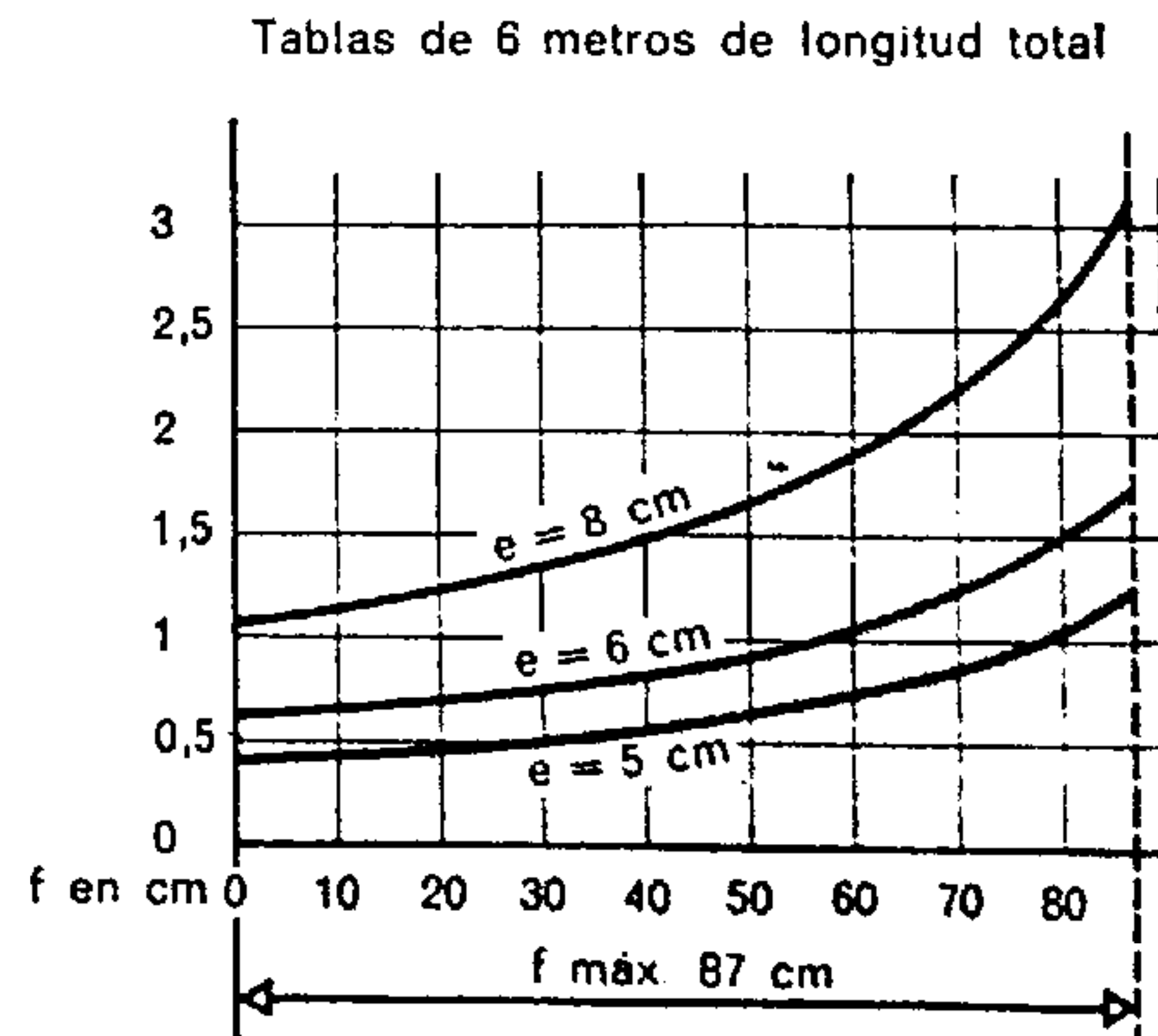
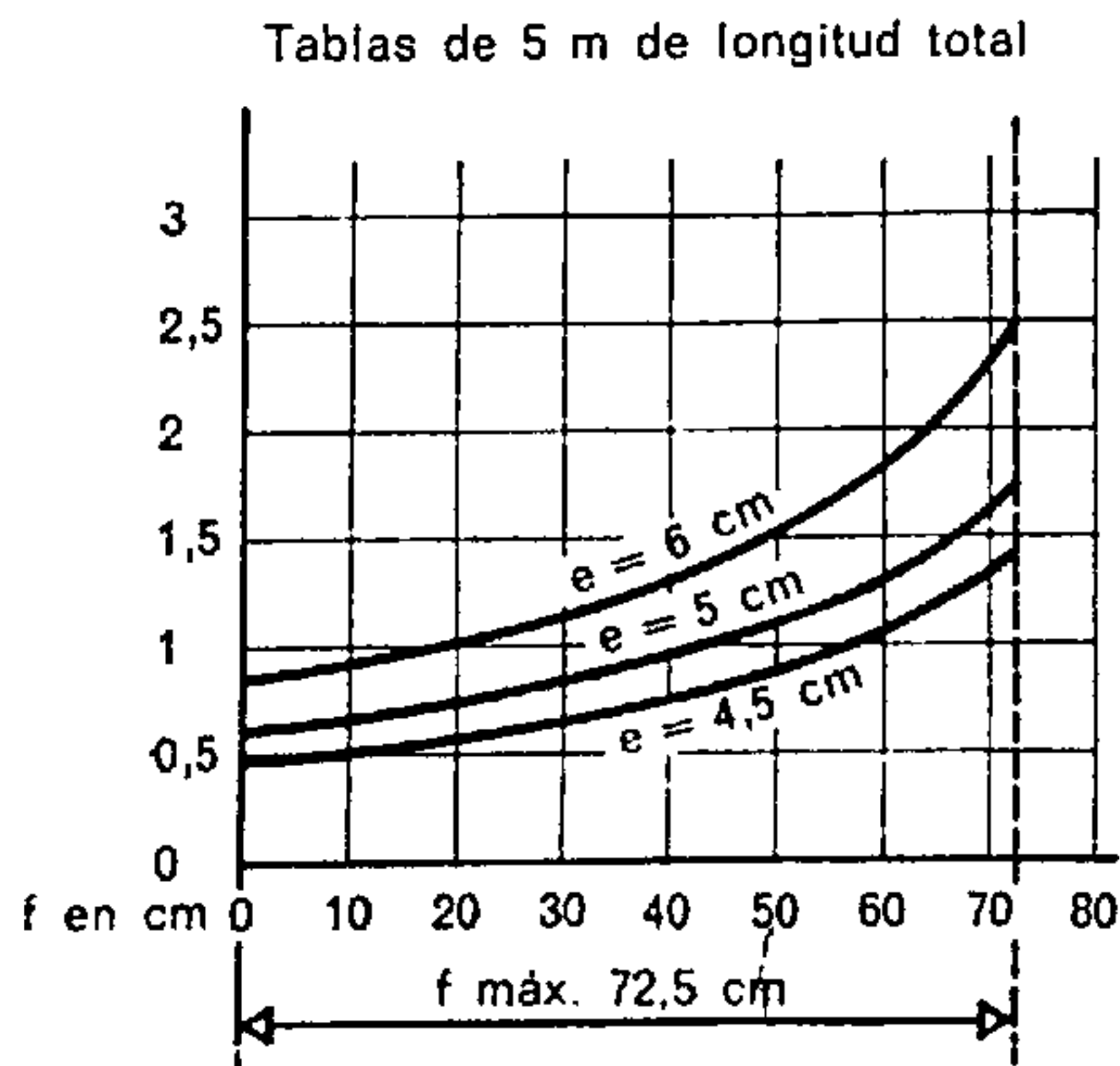
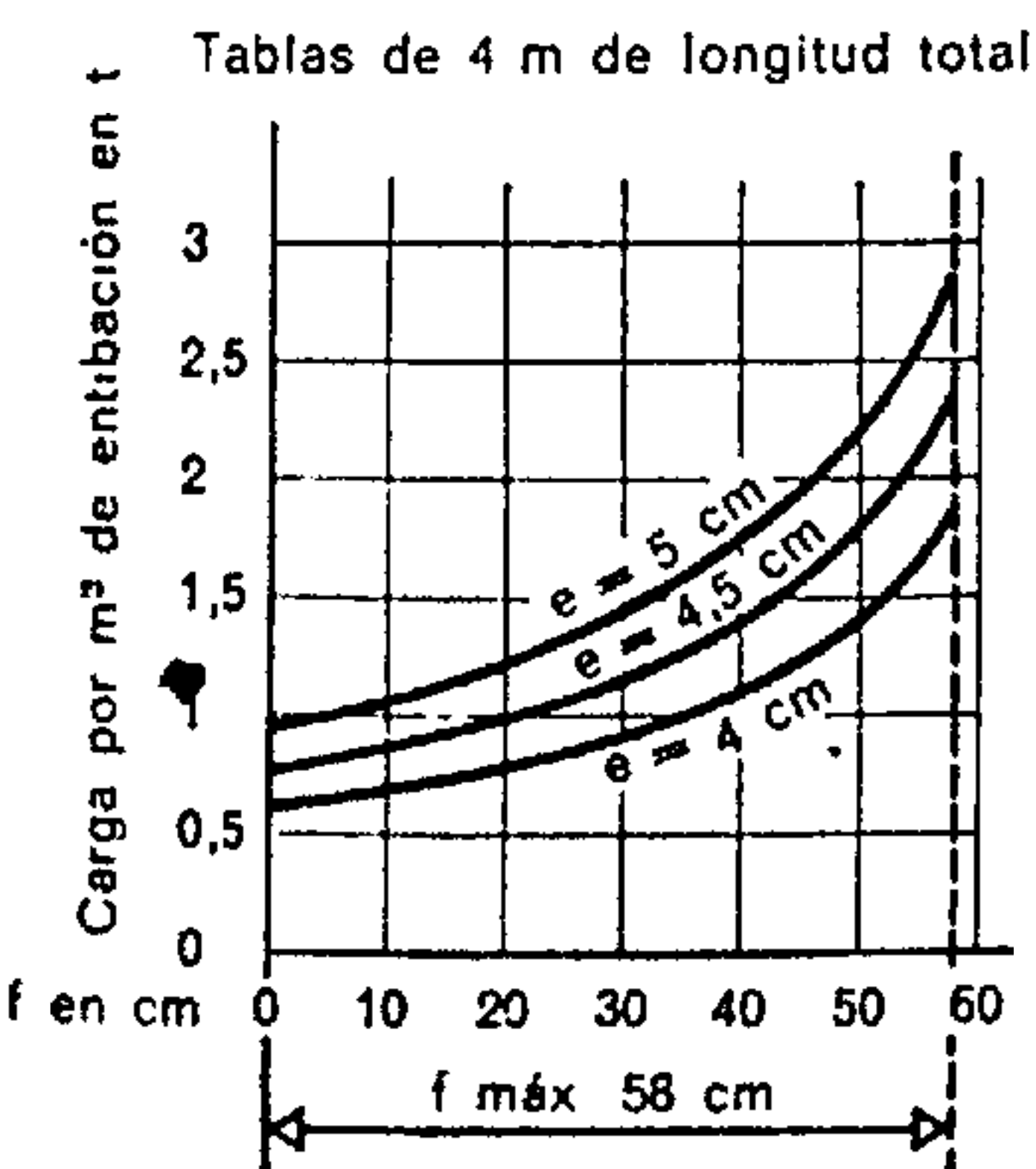
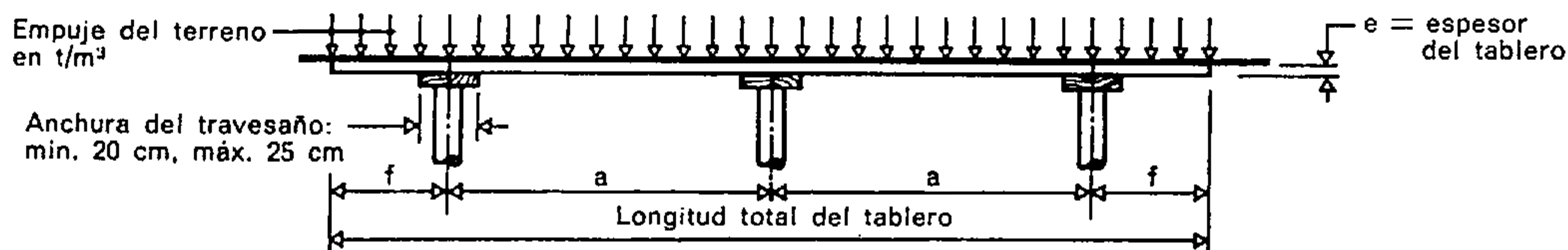


Fig. 117.

Carga que pueden admitir los codales o rollizos que sostienen los travesaños de una entibación de tablas horizontales.

Los codales metálicos regulables pueden facilitar en cierta medida el apeo de las excavaciones.

Conviene asegurarse de la equivalencia de carga con los rollizos. Por otra parte, el recubrimiento de la barra y el tubo debe ser suficiente (como máximo el triple del diámetro de la barra) para evitar el pandeo cuando el alargamiento es máximo.

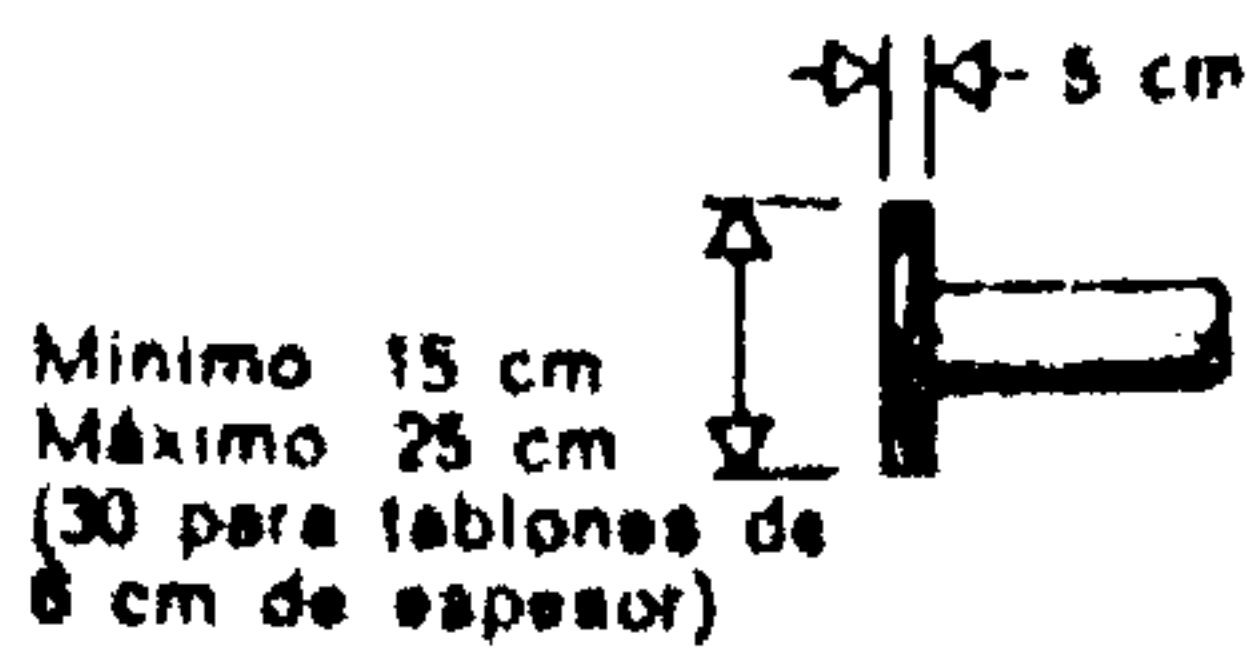


Fig. 124.

Sección de los travesaños

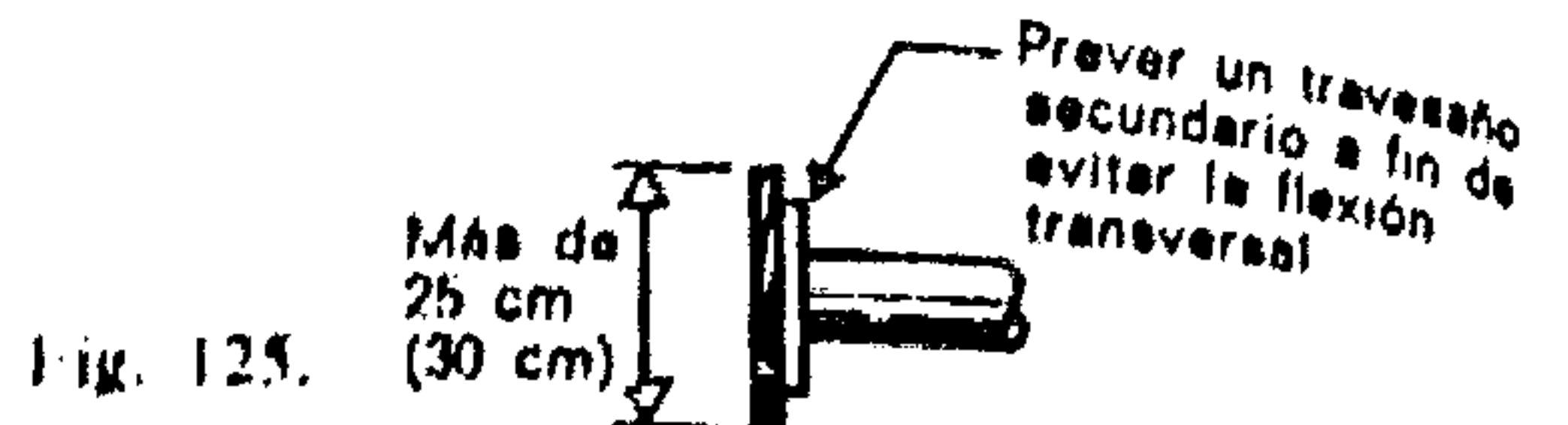


Fig. 125.



Fig. 126.

Figs. 126 a 129.

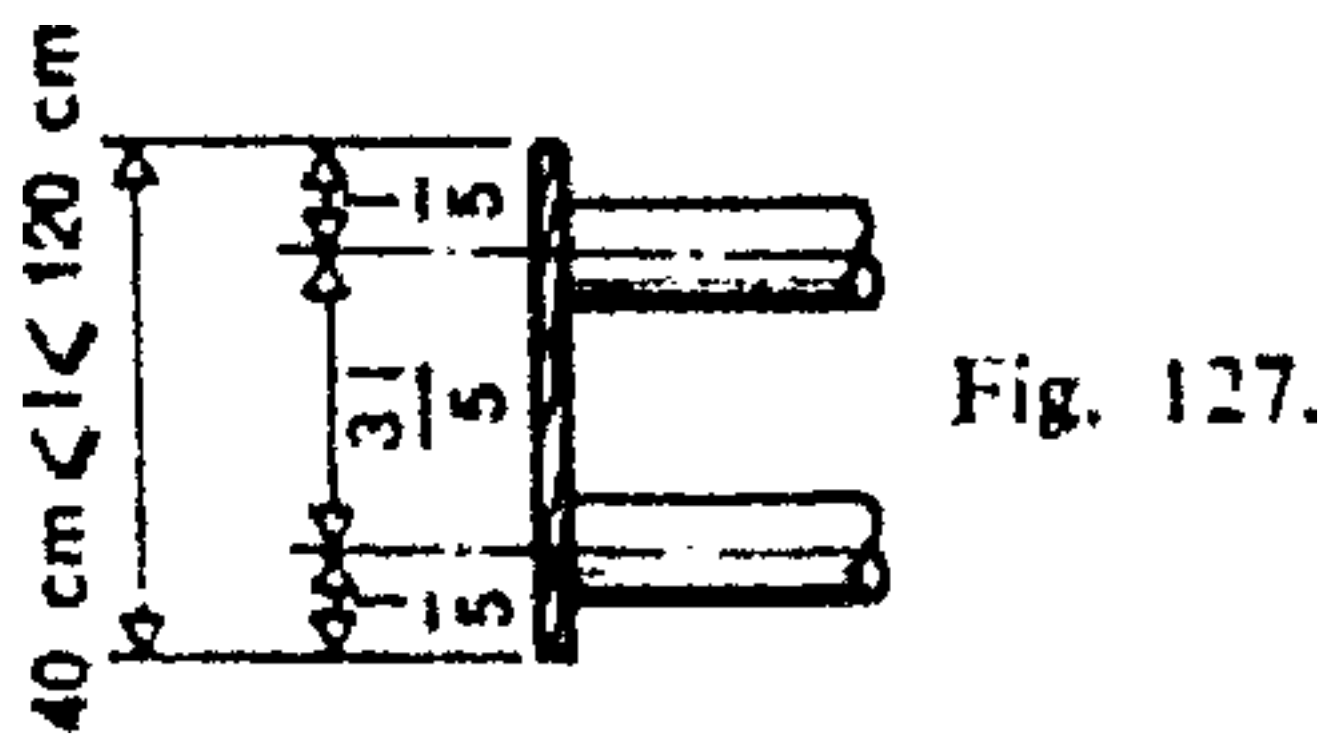


Fig. 127.

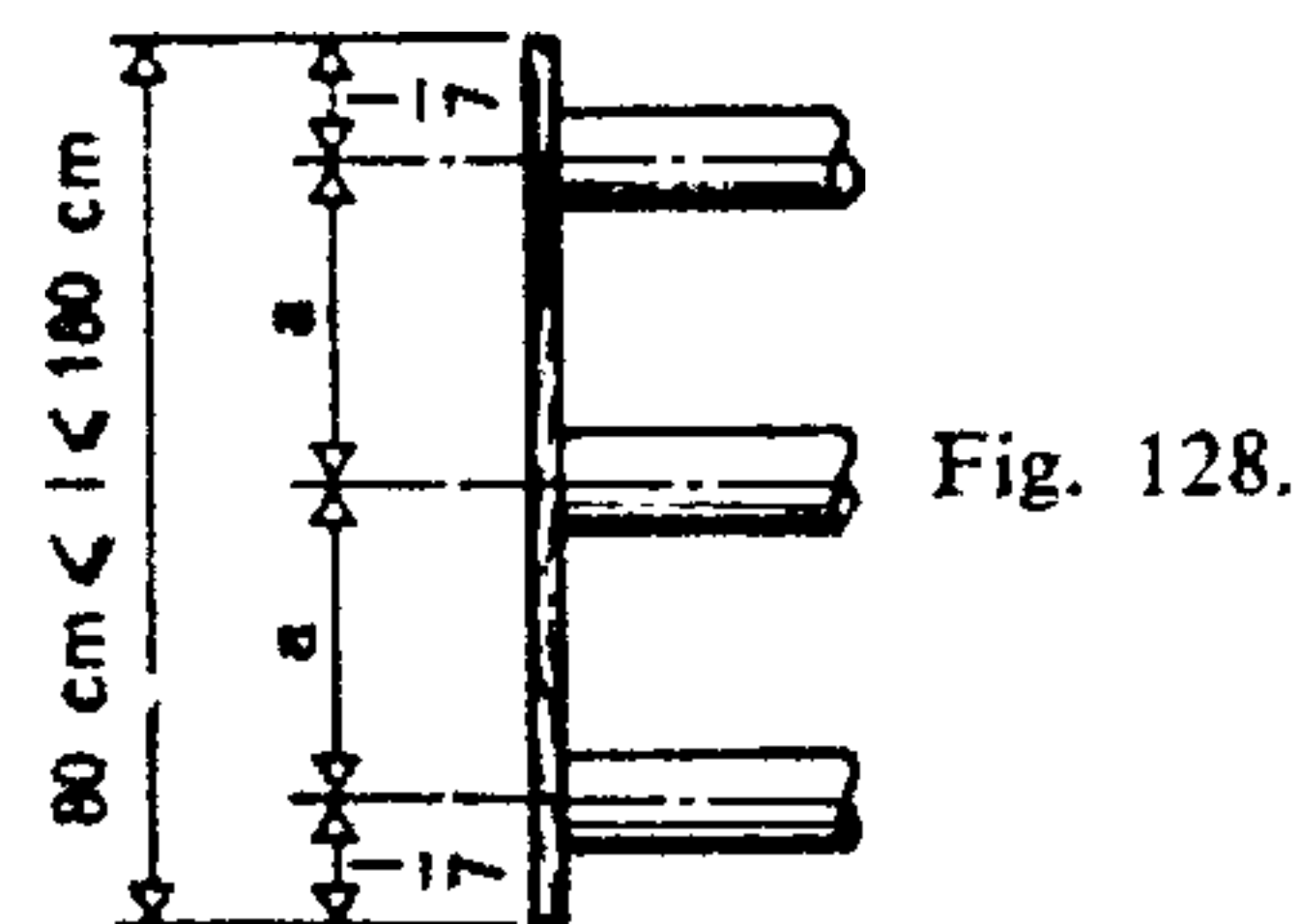


Fig. 128.

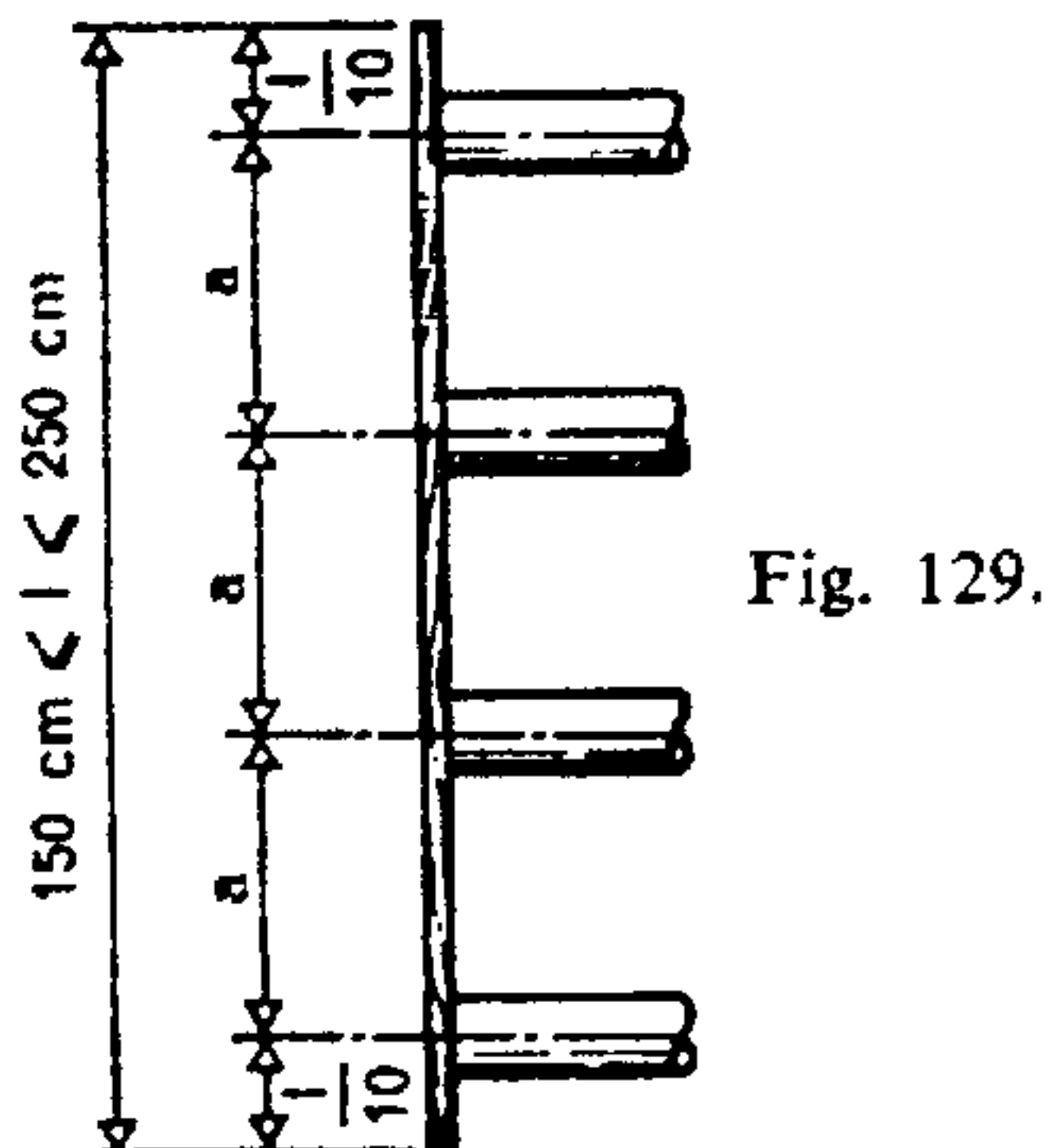


Fig. 129.

Vista en alzado de los travesaños

Entibación con tablas horizontales. Según la longitud de los travesaños debe preverse y distribuirse el número y la posición de los codales; véanse los croquis adjuntos. La sección de los travesaños en las entibaciones corrientes es de 4×20 , 5×25 , 6×30 ; los rollizos de 14 de $\varnothing$ o de 16 de $\varnothing$. En las excavaciones profundas, los travesaños pueden estar constituidos por cabios o piezas de mayor sección.

Si se respetan las proporciones dadas para la puesta en obra de los codales, con secciones corrientes es raro que puedan sobrevenir roturas.

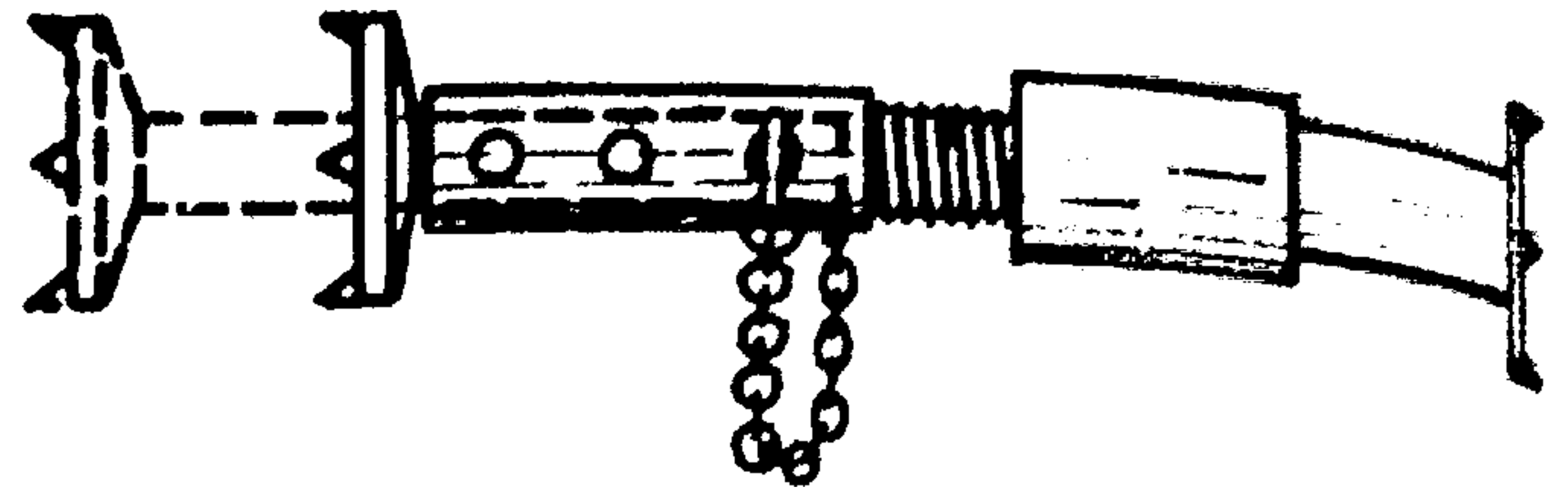
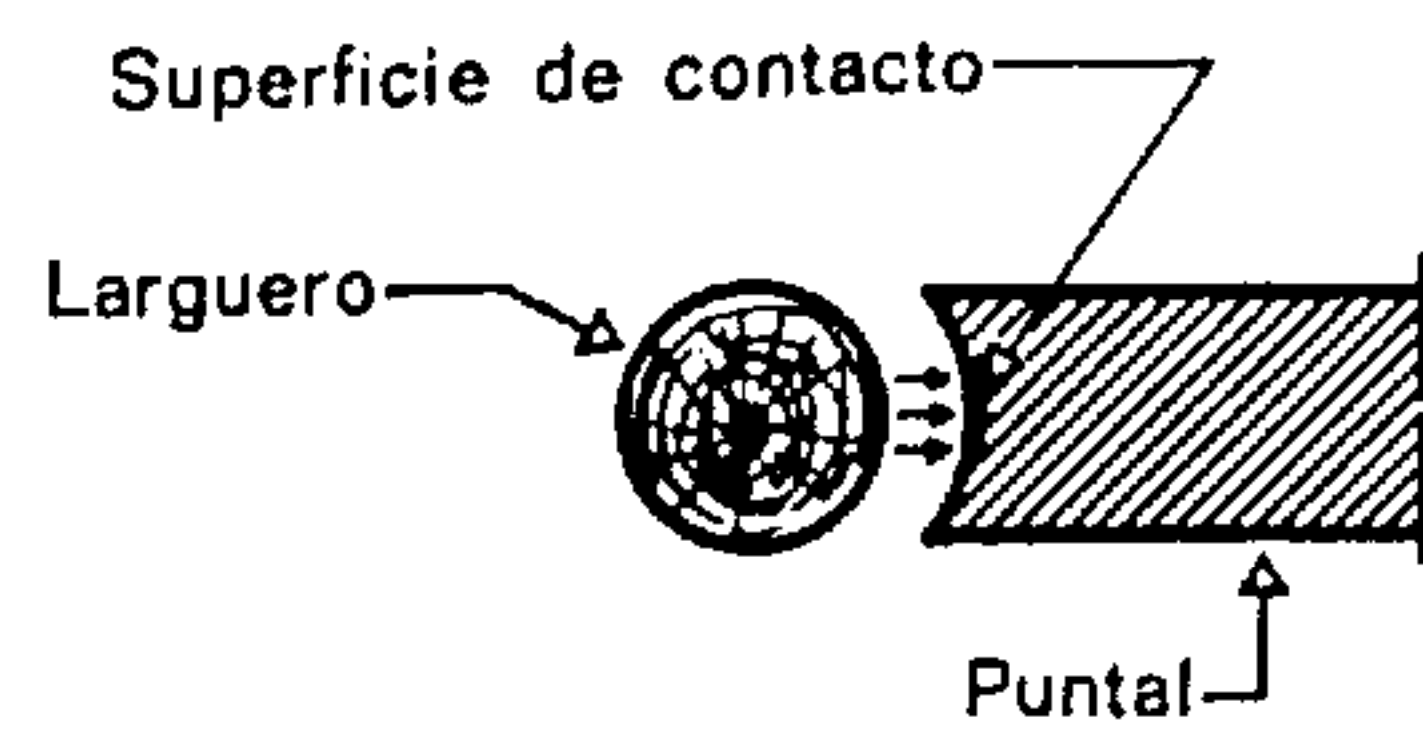
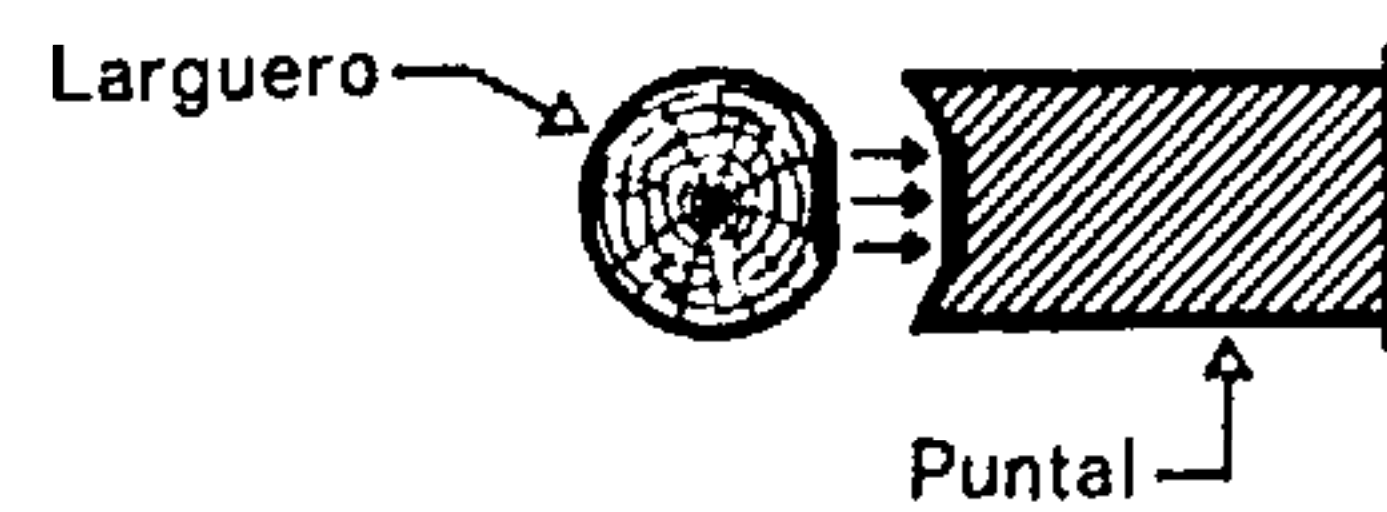


Fig. 130.

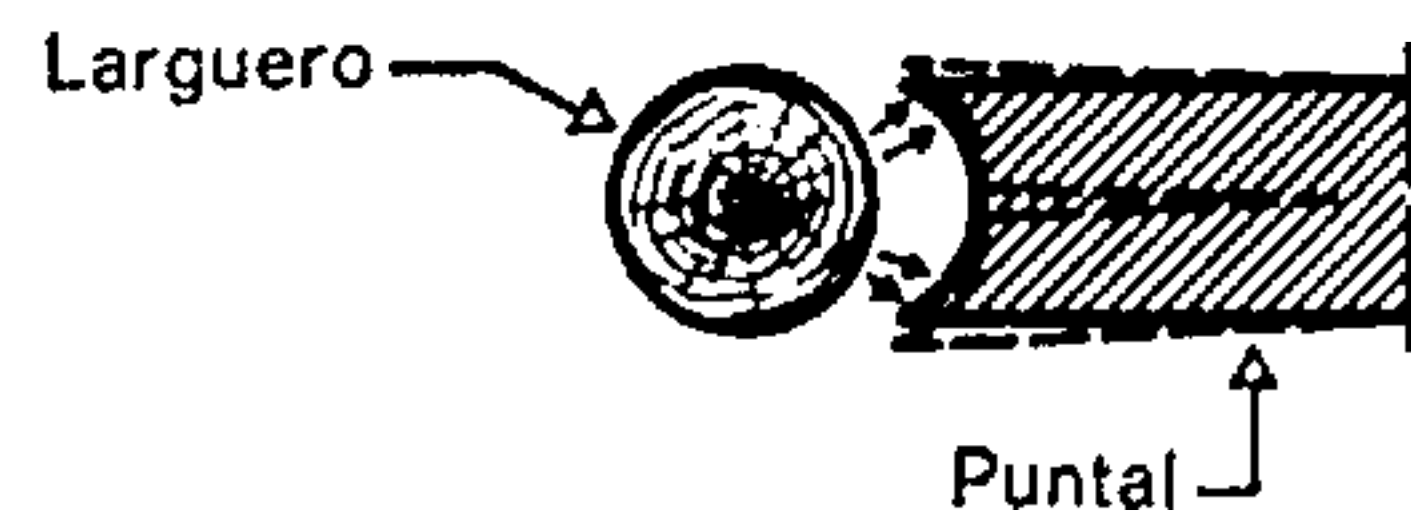
Puntal metálico



a) puntal o codal de apoyo normalizado, de radio superior al del larguero; el apoyo es bueno.



b) puntal o codal de apoyo plano; el esfuerzo se transmite a una superficie plana; en cambio el larguero se deforma: solución aceptable.



c) puntal o codal de apoyo normalizado, de radio inferior al del larguero: se corre el peligro de que el puntal se mueva al entrar en carga: solución no aconsejable.

Fig. 131.

Apoyo de los codales

Debe hacerse de manera que ofrezca el máximo de resistencia; se evite el deterioro de las piezas de madera.

ENTIBACIÓN DE LAS EXCAVACIONES

A-A

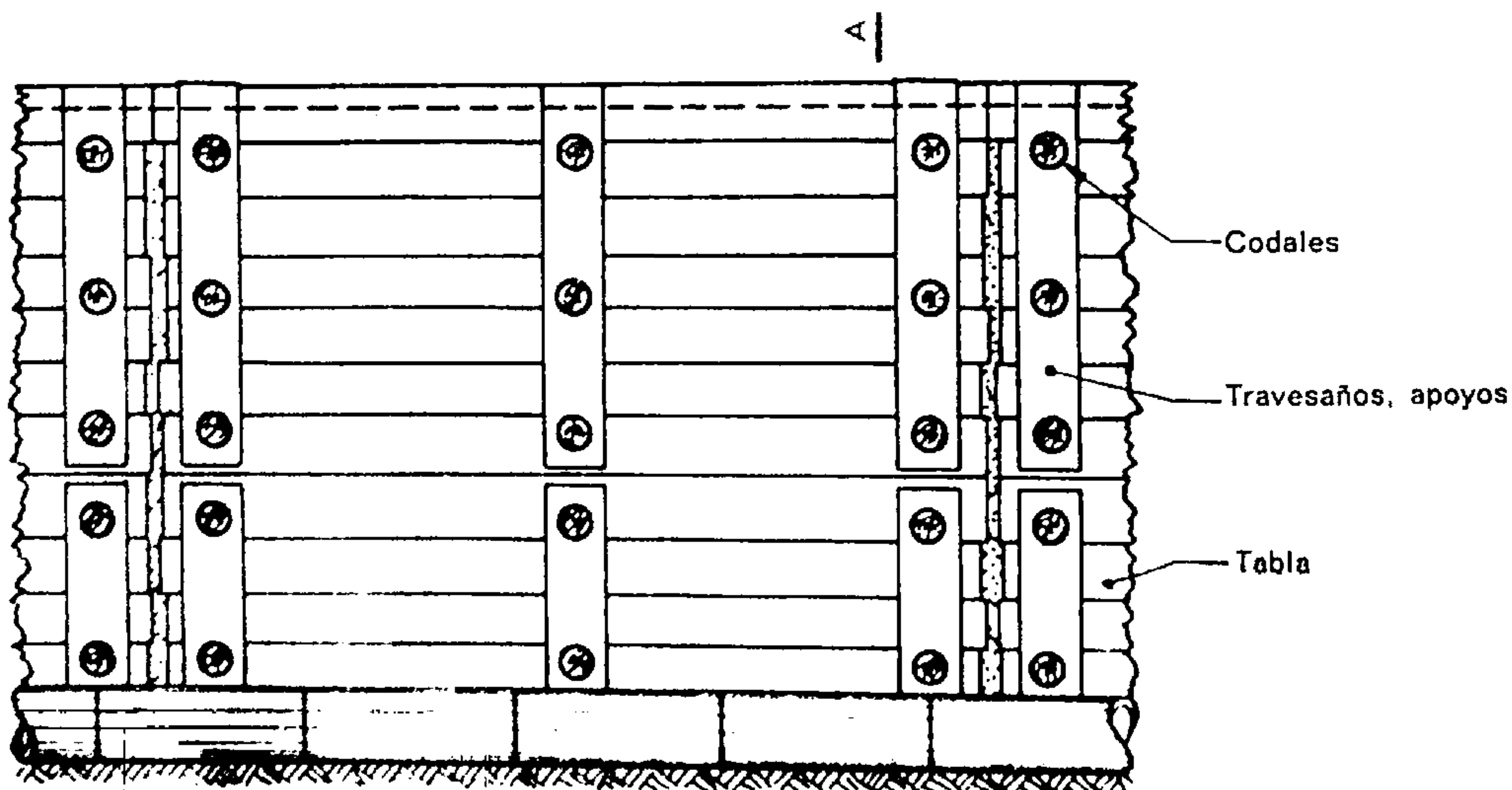


Fig. 132.

Entibación de tablas horizontales

En terrenos movedizos.

ENTIBACIÓN DE LAS EXCAVACIONES

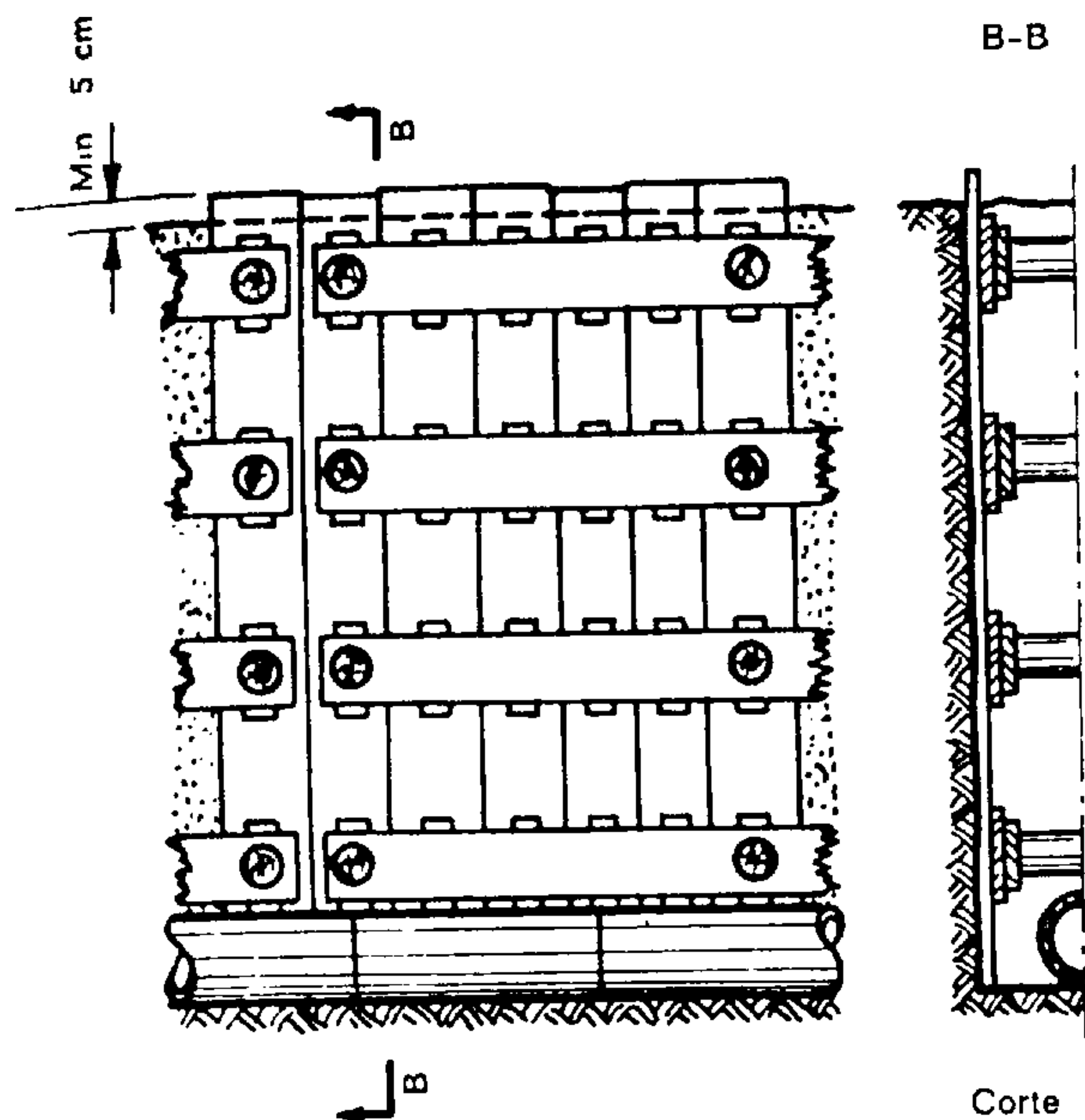


Fig. 133.
Entibación
con tablas
verticales
En terrenos
movedizos
(con cuñas
o tacos).

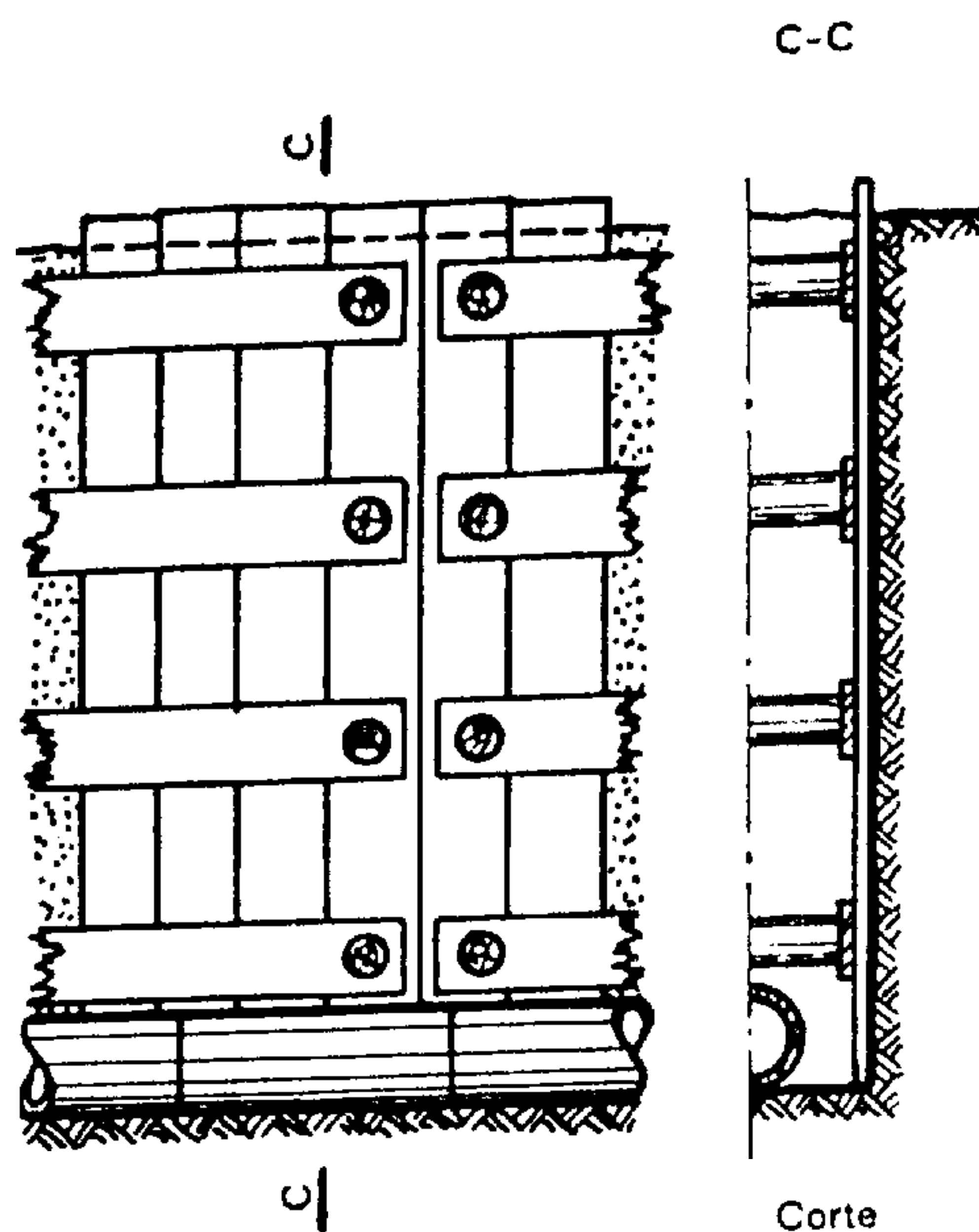


Fig. 134.
Entibación
con tablas
verticales
En terrenos
movedizos
(sin cuñas)

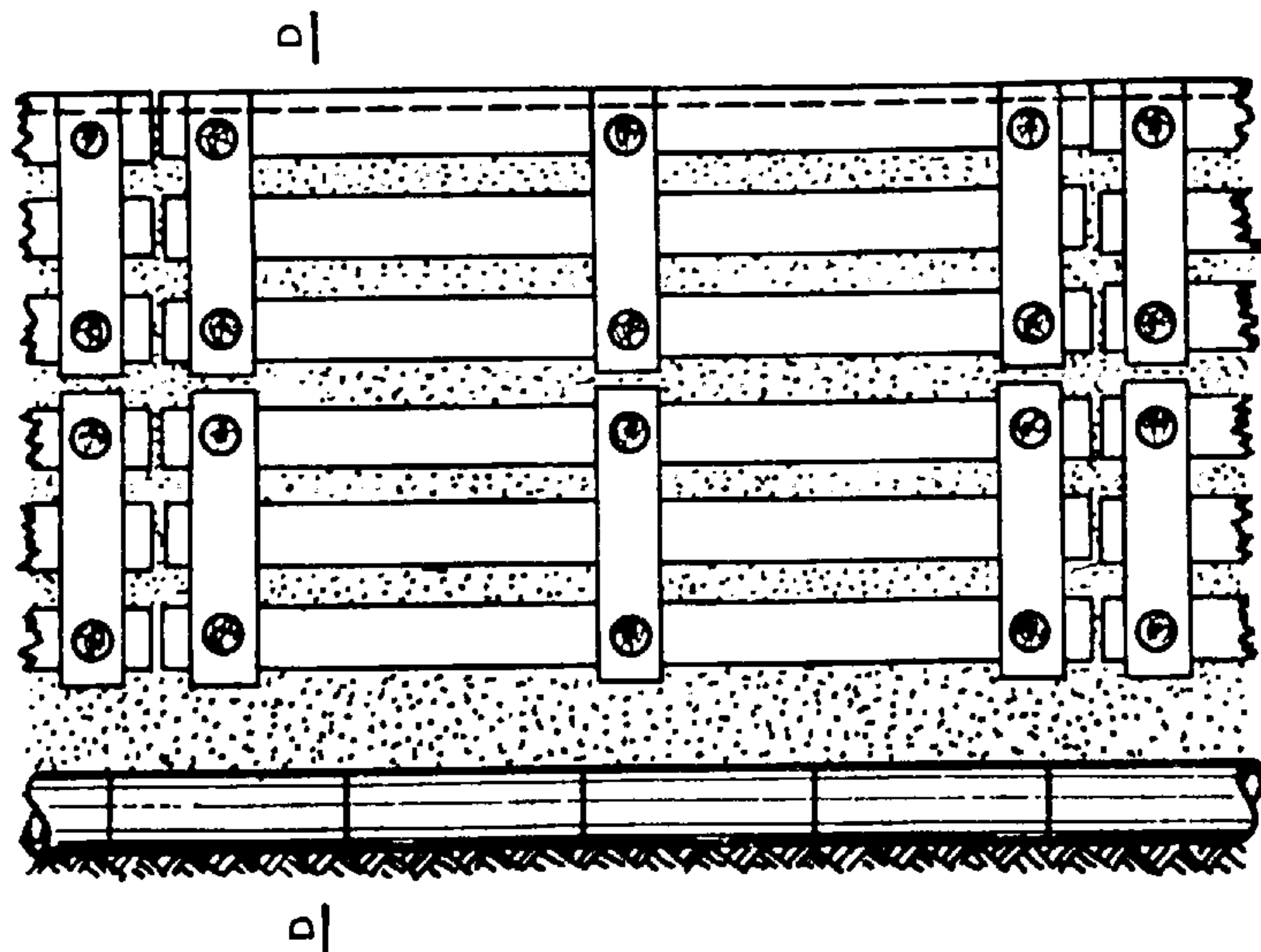


Fig. 135.
Entibación con tablas horizontales
En terreno resistente.

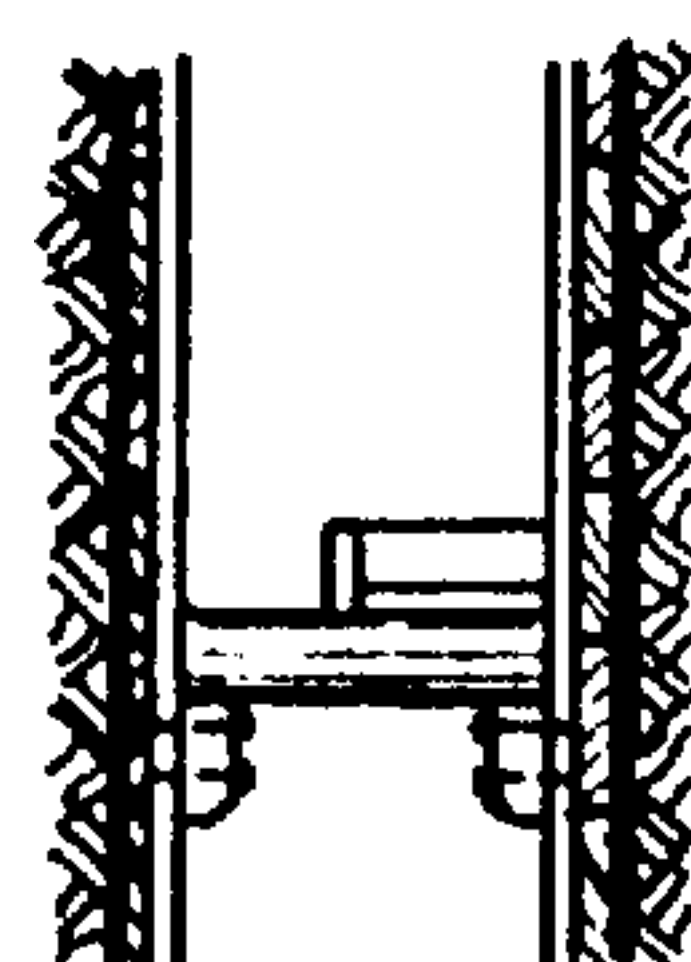
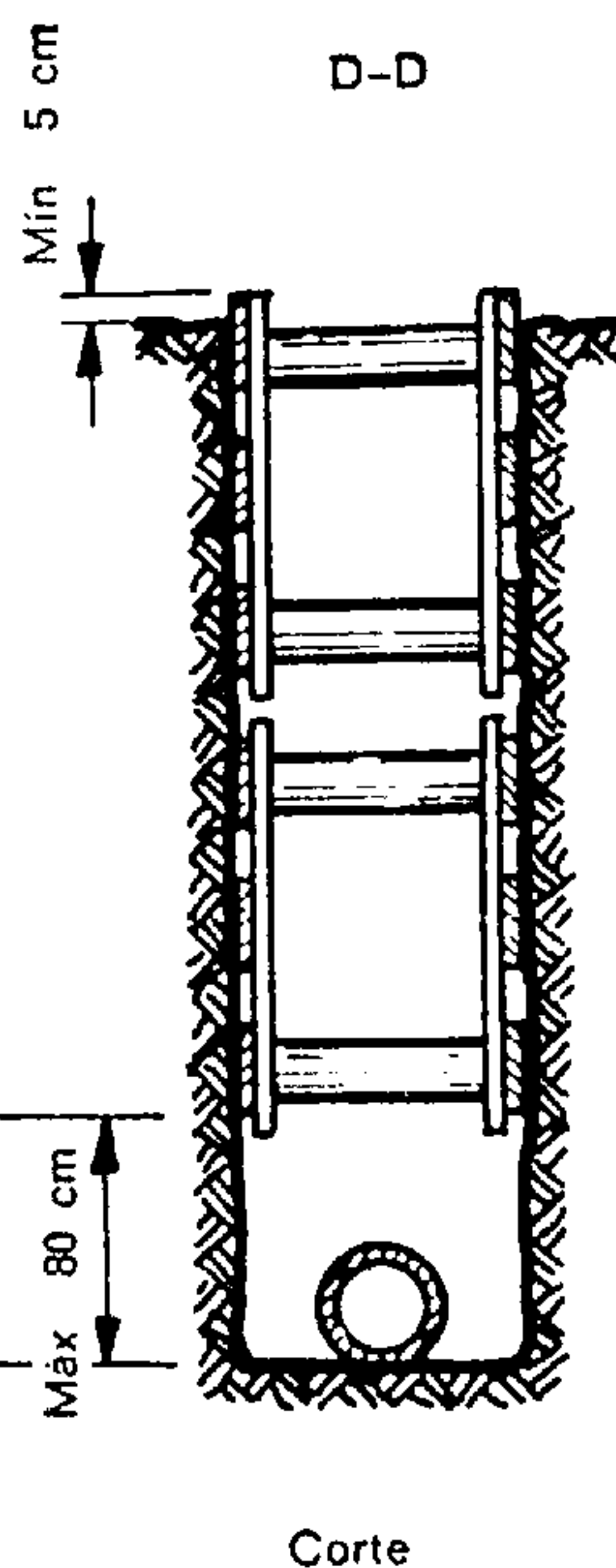


Fig. 136.
Plataforma
de servicio
(corte)

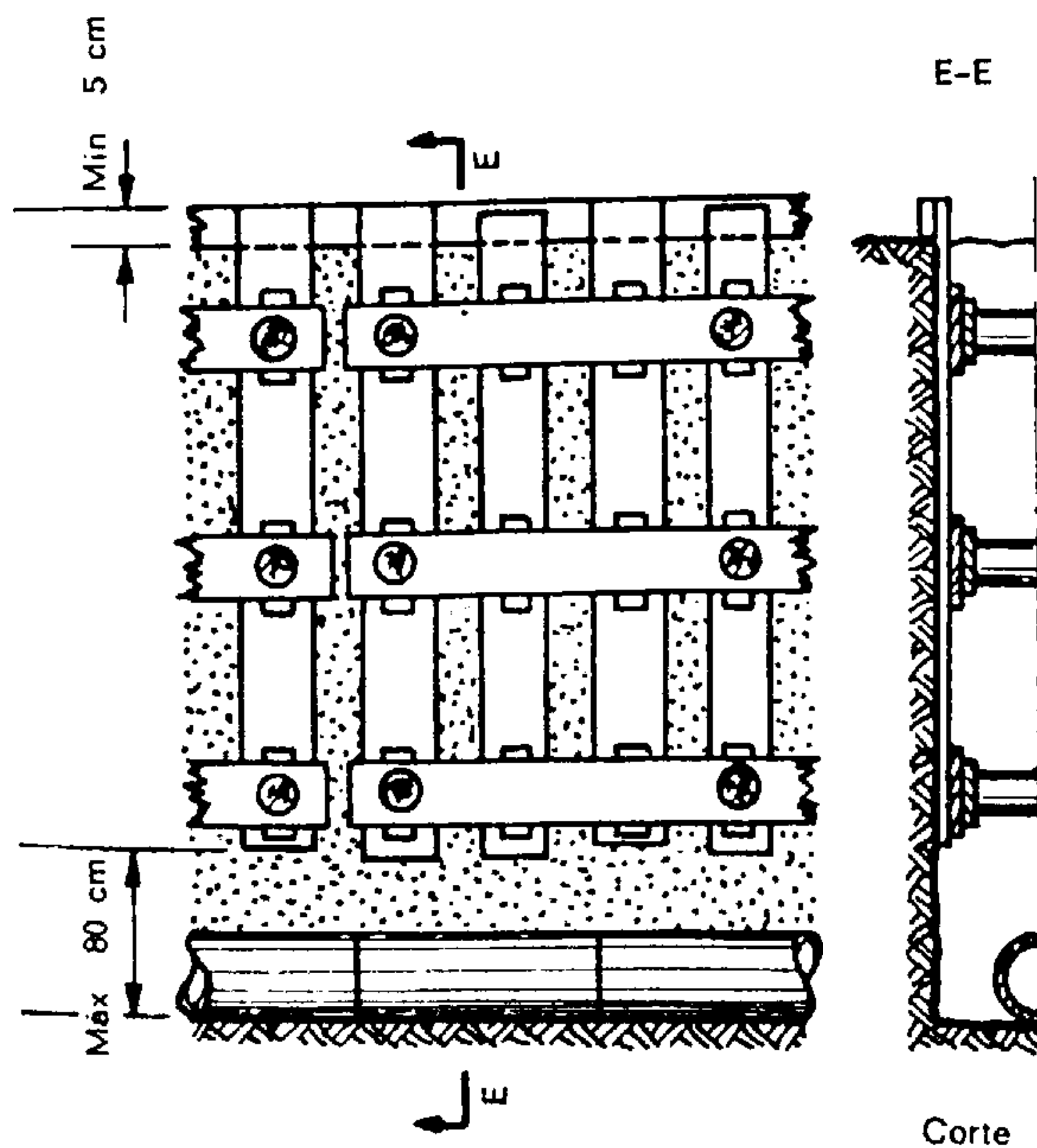


Fig. 137.
Entibación
con tablas
verticales
En terreno
resistente
(con cuñas
o tacos).

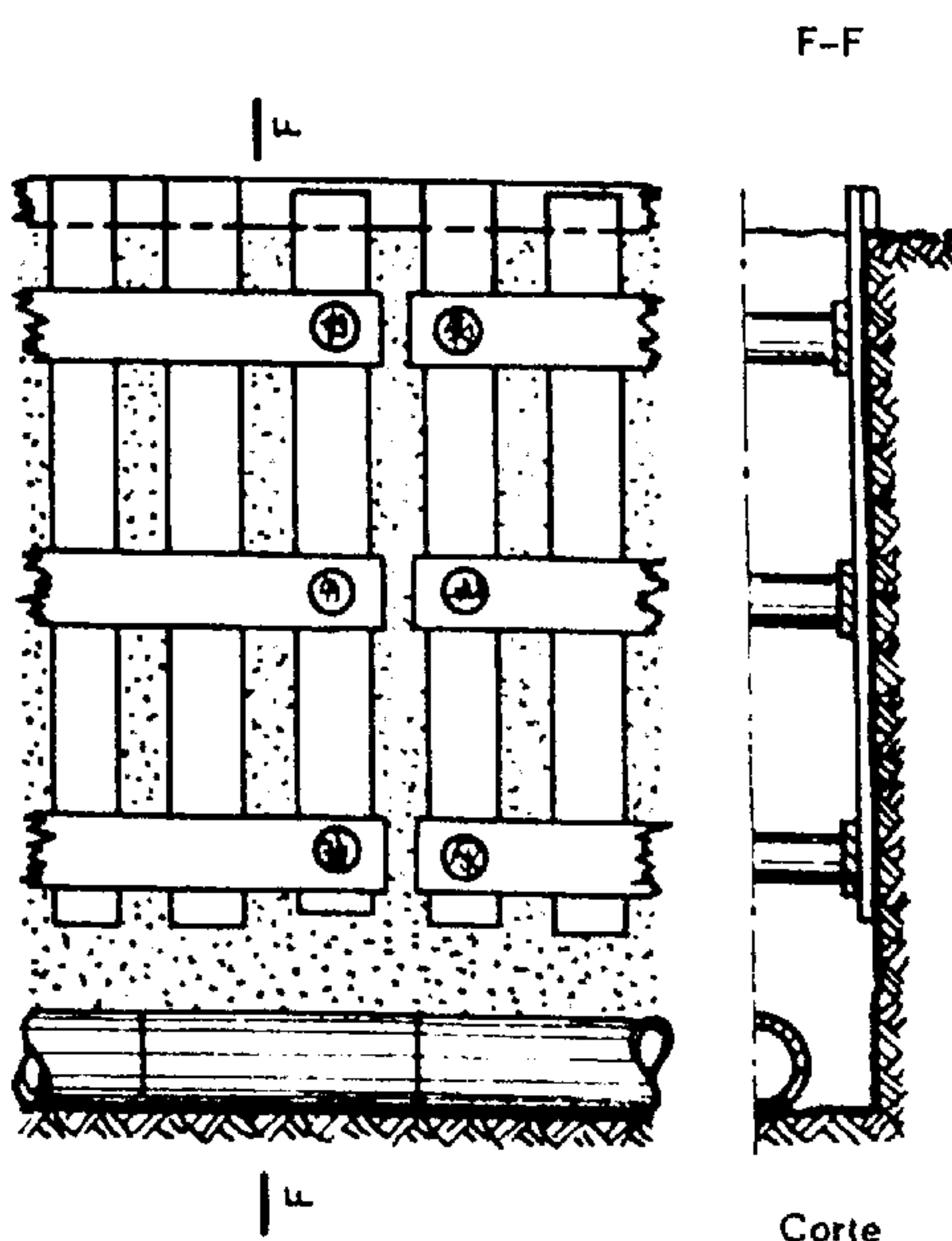


Fig. 138.
Entibación
con tablas
verticales
En terreno
resistente
(sin cuñas).

4.2. «MARCIAVANTI» («MARCHA AVANTE»)

La entibación con tablas verticales permite obtener por hincadura progresiva y de modo permanente una pared de tablas a tope con las tierras. Este

método de ejecución llamado en italiano «marciavanti» y que en castellano podríamos denominar «marcha adelante» se emplea sobre todo en los terrenos muy fluyentes, para la realización de excavación.

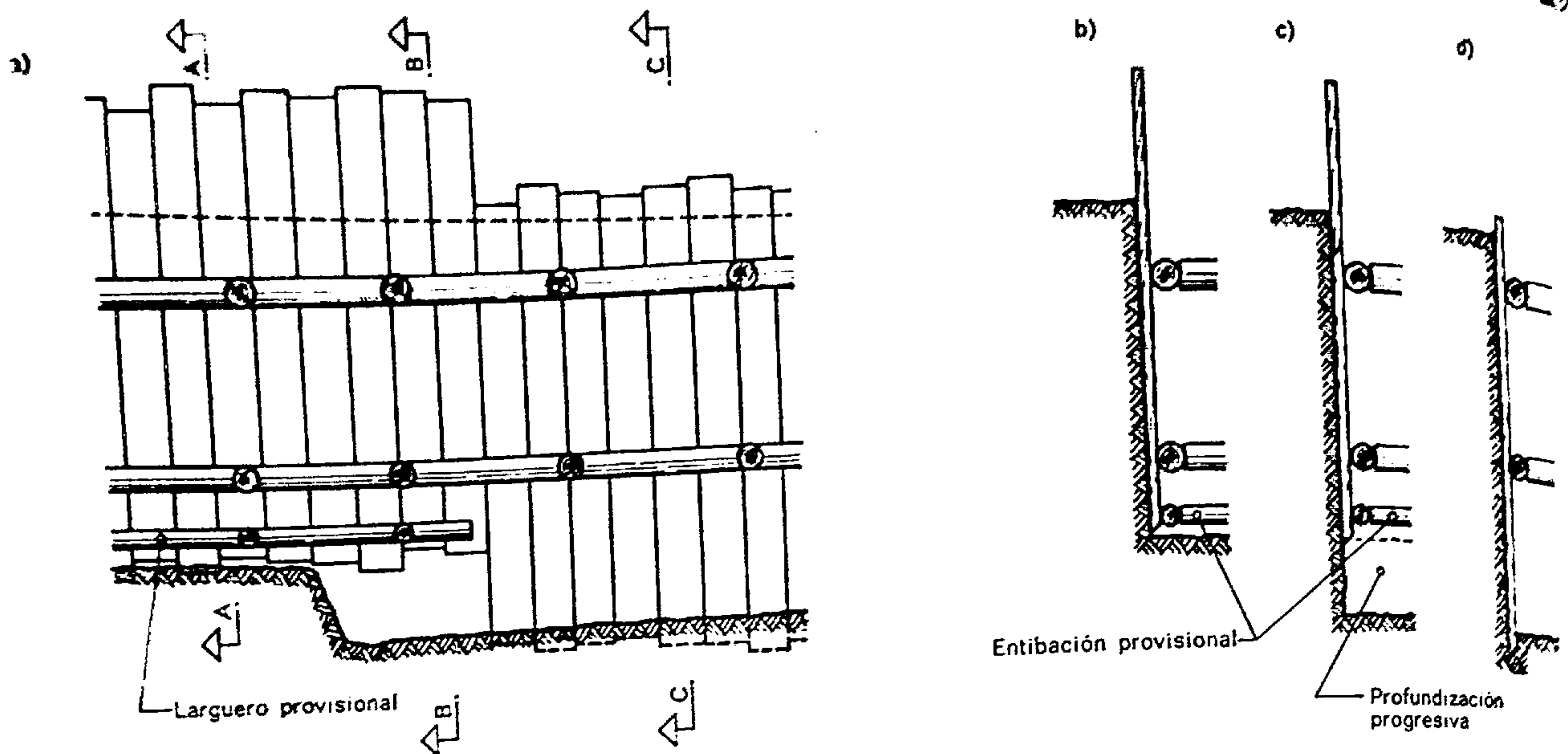


Fig. 139.

Croquis esquemático de la profundización de una excavación realizada en terreno de arena y grava movedizas bajo la protección de una entibación vertical, a) croquis, b) corte por AA, c) corte por BB, d) corte por CC.

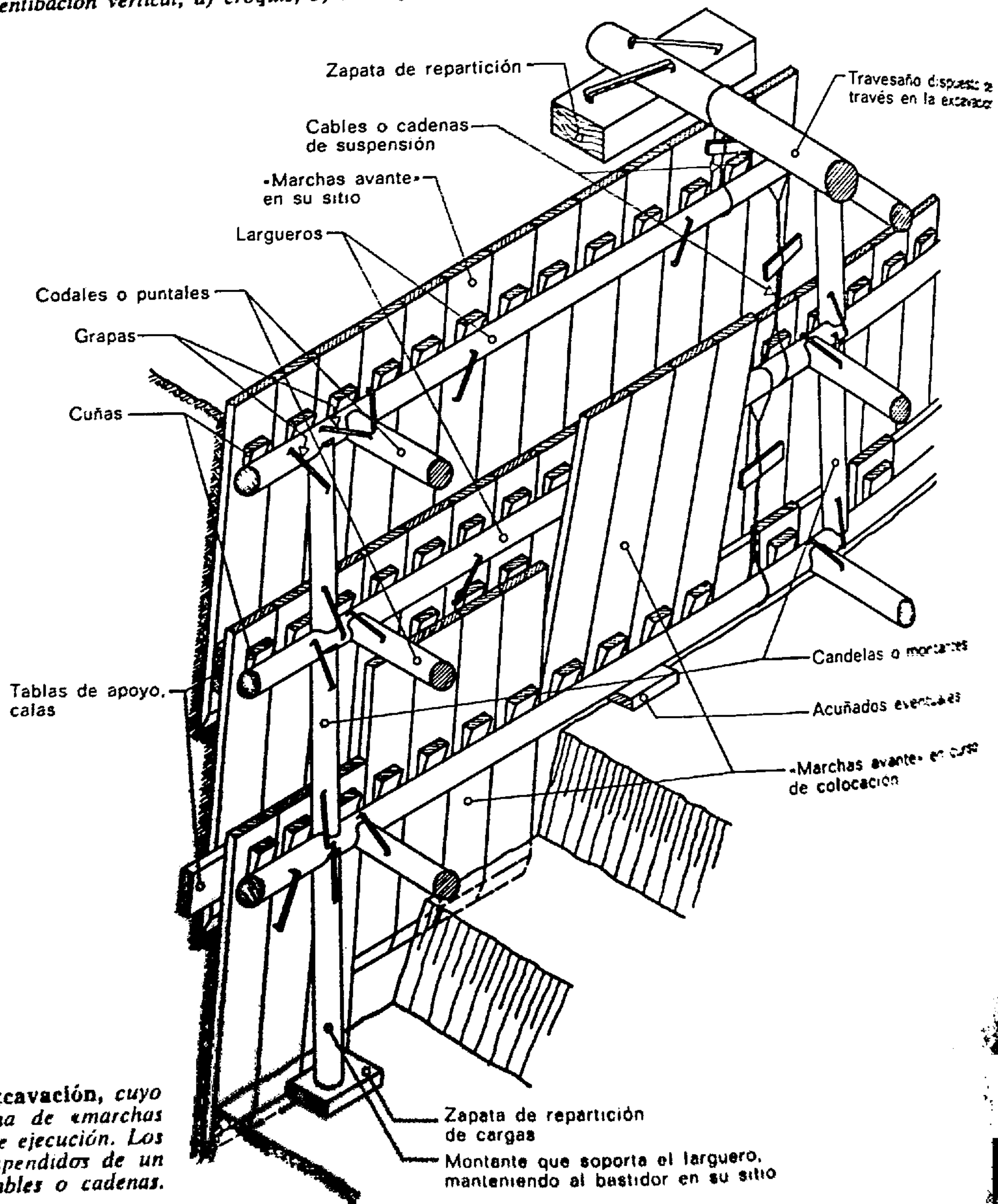


Fig. 140.

Vista de una pared de excavación, cuyo revestimiento por el sistema de «marchas adelante» se halla en curso de ejecución. Los bastidores pueden estar suspendidos de un travesaño por medio de cables o cadenas.

nes muy profundas y cuando se quiere evitar el más mínimo asiento. En cambio, la realización de ese revestimiento es muy costosa.

Los travesaños horizontales toman el nombre de *largueros* y se hacen con rollizos de 18 cm de diámetro aproximadamente.

Los *codales* o *puntales*, también hechos con rollizos, son de un diámetro mínimo de unos 15 cm.

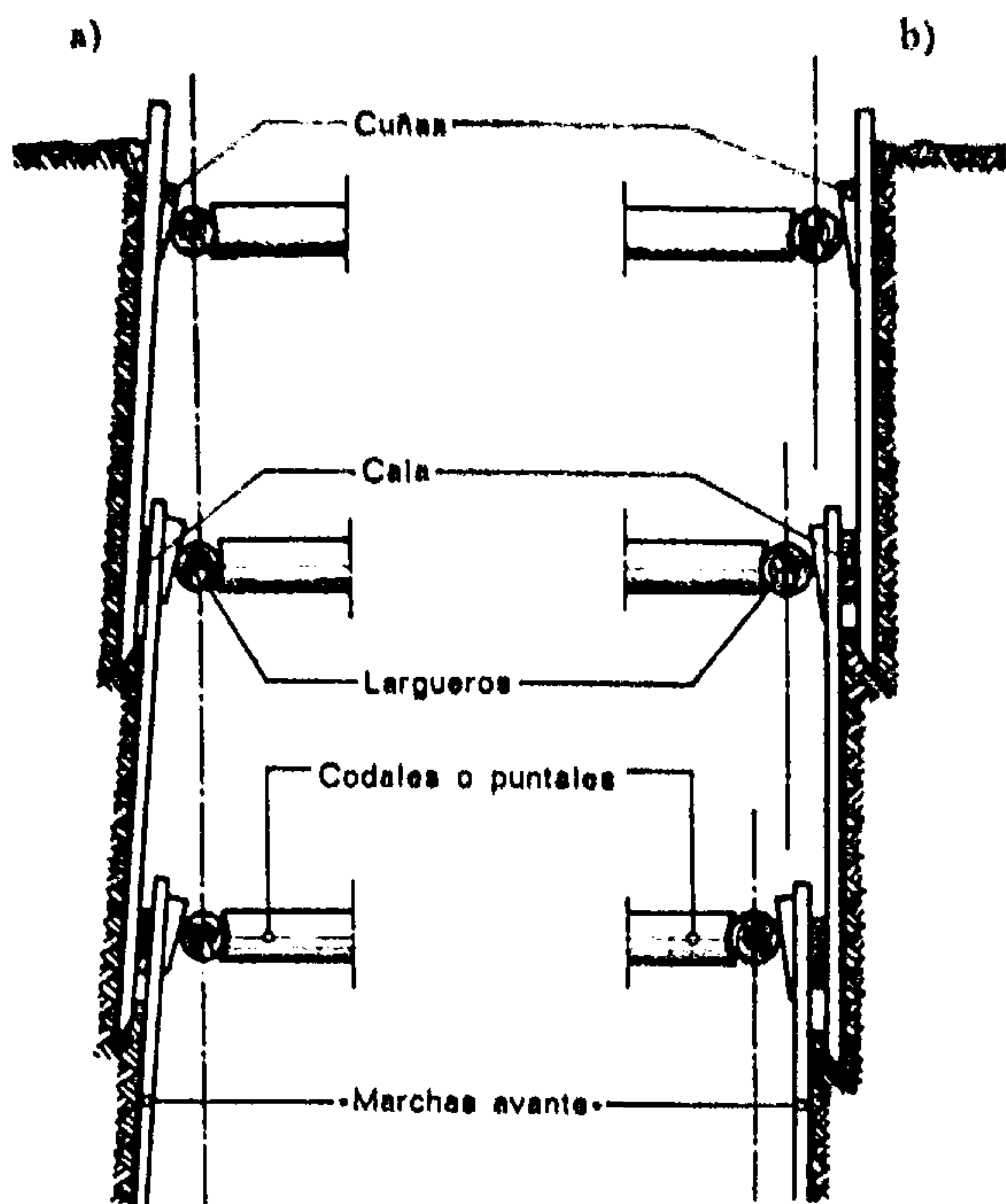


Fig. 141.

Las paredes del revestimiento de protección

Pueden establecerse empleando las tablas o «marchas adelante» en posición inclinada o en posición vertical. En este último caso la anchura de la excavación va disminuyendo en cada larguero.

- a) «Marcha adelante» inclinada.
- b) «Marcha adelante» vertical.

Las tablas, que se hincan en el terreno y se denominan «marchas adelante», tienen su extremidad inferior cortada en bisel a fin de facilitar su penetración en el terreno.

Para evitar el desplazamiento vertical de los codales y de los largueros la construcción emplea también montantes o «candelas» de madera rolliza.

Todos los elementos estructurales, largueros, codales y montantes, se enlazan entre sí con grapas o garfios. Las tablas se apoyan sobre esta armazón por intermedio de calas o cuñas.

Las figuras 141, 143 y 144 indican los dispositivos adoptados en tales realizaciones.

Para las excavaciones de gran anchura, y para reducir el estorbo de los codales, es posible suprimir estos últimos y reemplazarlos por postes verticales. Tales postes, hincados en el suelo y anclados sólidamente por su parte superior mantienen unos tirantes horizontales que soportan la tablazón (figura 142).

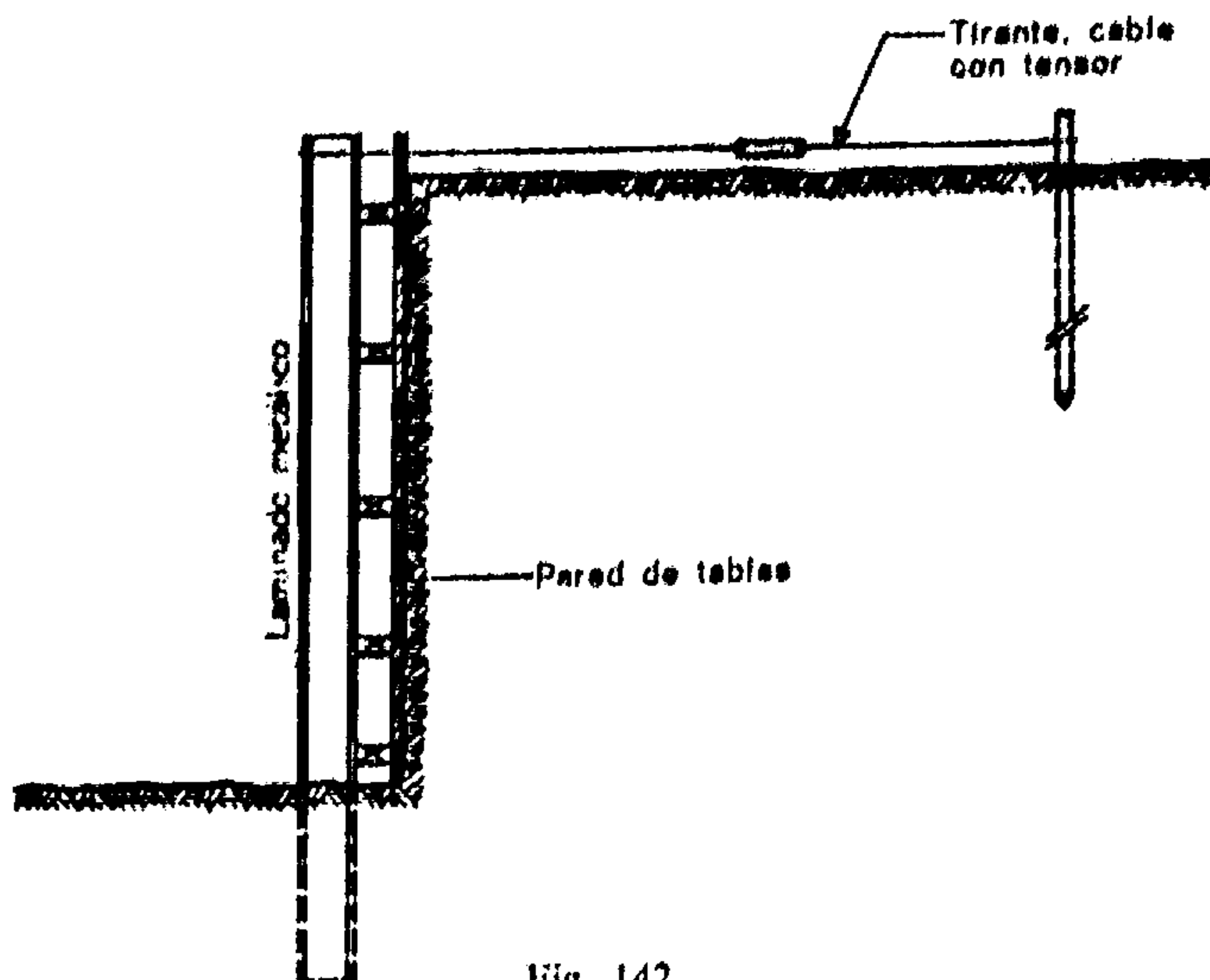


Fig. 142.

Revestimiento de protección por medio de hierros laminados que apoyan a los largueros

Este método ofrece la ventaja de librar a los trabajos de movimiento de tierras del engorro de los codales.

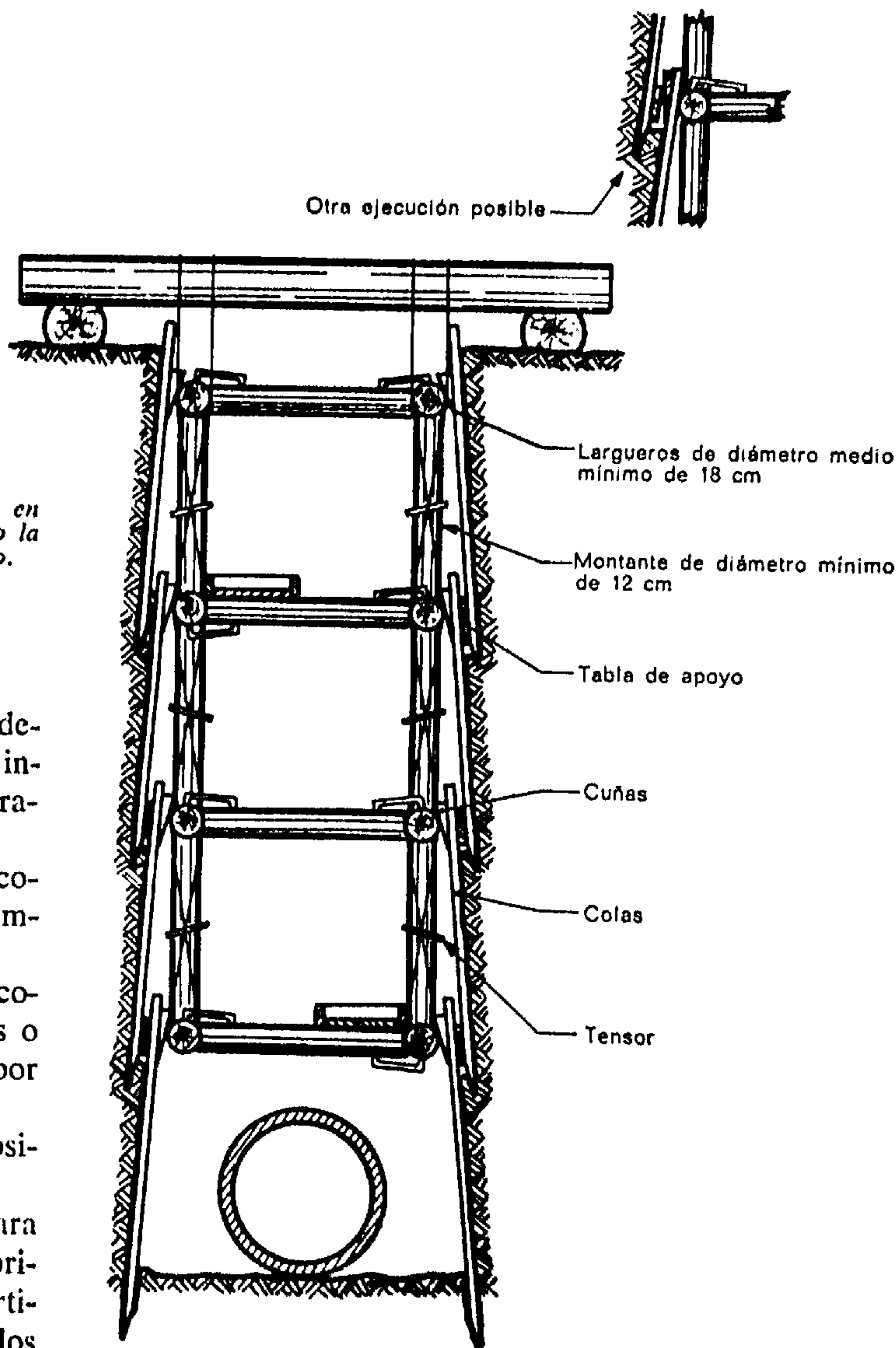


Fig. 143.

Entibación de las excavaciones

Bastidores suspendidos.

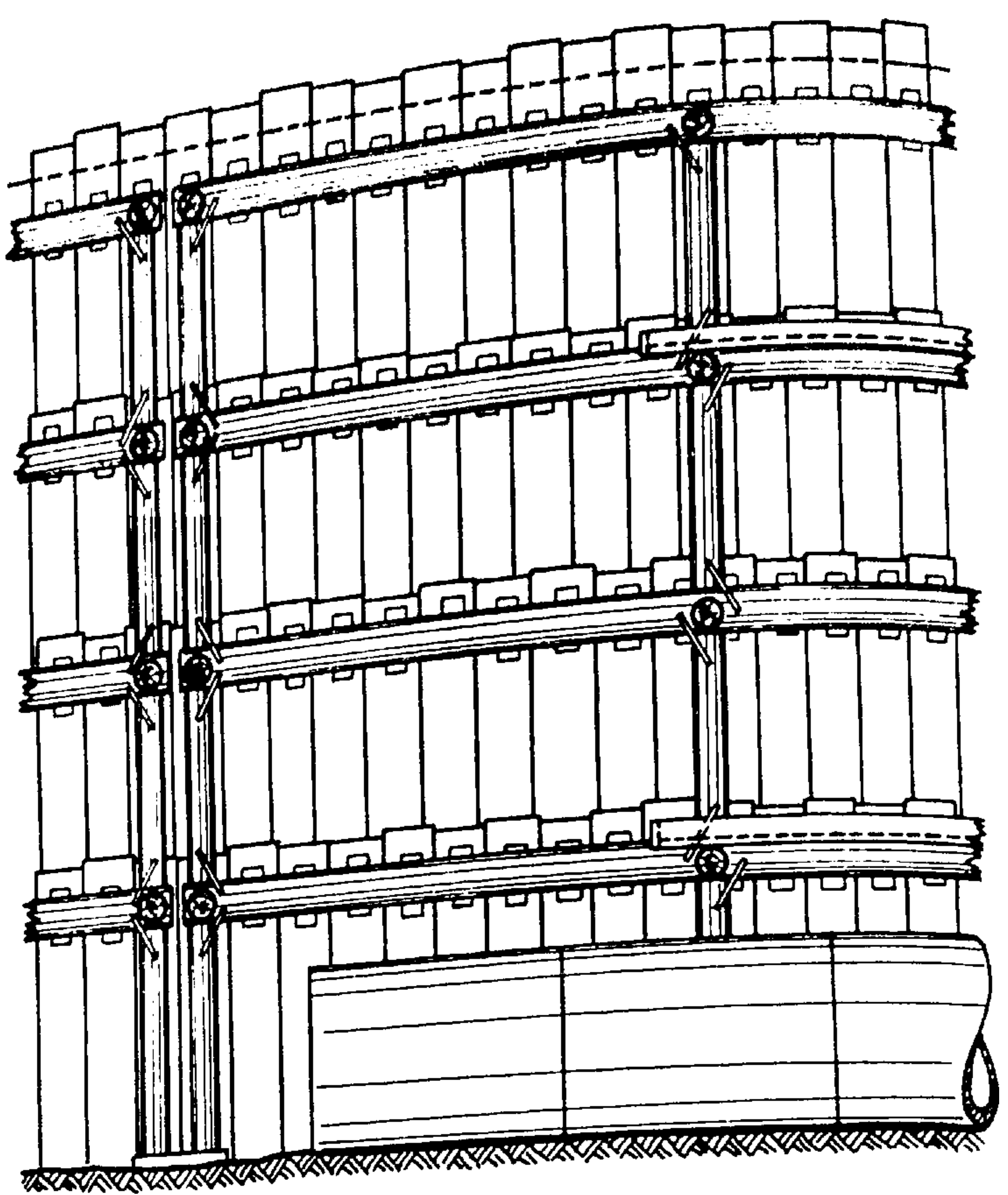
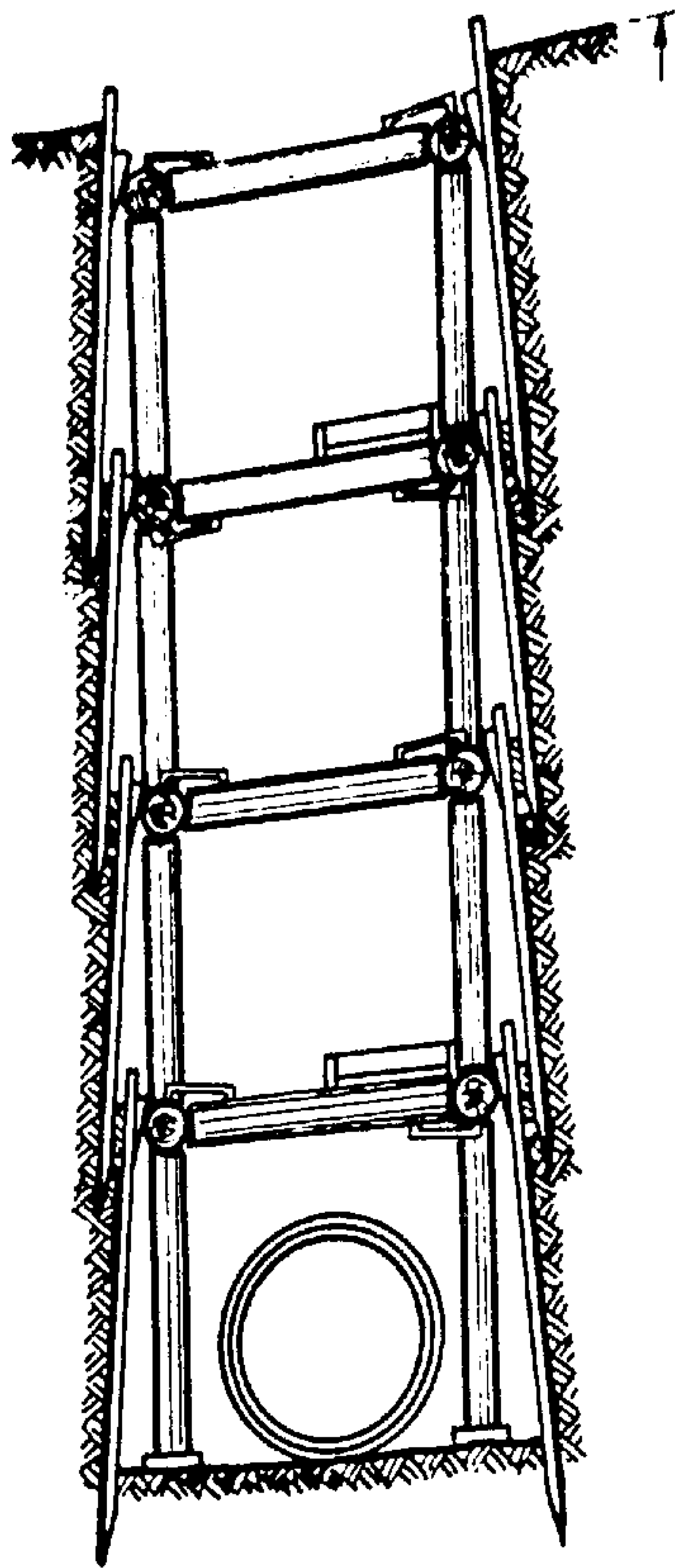


Fig. 144.

Entibación de las excavaciones
Bastidores apoyados.

5.1. REALIZACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS

Las herramientas y el material utilizado para la ejecución de los movimientos de tierras dependen de la importancia de los trabajos, de las posibilidades de la empresa, de las exigencias e imperativos impuestos por la propia obra y sus instalaciones; los

plazos de ejecución y la calidad del trabajo realizado dependen también de dichas circunstancias.

Las excavaciones pueden realizarse con pala o con azadón si se trata de tierra vegetal, arena, terrenos fangosos, etc. Se utiliza el zapapico para mullir la tierra, los conglomerados, las arcillas y las margas cuya cohesión no sea excesiva.

El pico, los martillos neumáticos se emplean para las rocas y las arcillas compactas.

Se efectúan a mano las excavaciones cuando se trata de movimientos de tierras de escaso volumen o cuando lo exigen circunstancias especiales. Estas circunstancias pueden ser: excavaciones llevadas a cabo entre el estorbo de los acodalamientos; las que se realizan subterráneamente para recalce de construcciones o en las cercanías inmediatas de éstas. La ejecución de pequeñas excavaciones, necesarias para las cimentaciones y para las canalizaciones de los edificios, se hace generalmente a mano.

Los movimientos de tierras se efectúan por excavaciones de capas de 40 cm de profundidad. La tierra, mullida y desmenuzada, se lanza fuera de la excavación por medio de palas. El aumento de la profundidad exige el lanzamiento de tierras por etapas sucesivas. Esta última labor se llama *paleo por banquetas*. La altura entre dos banquetas sucesivas, en

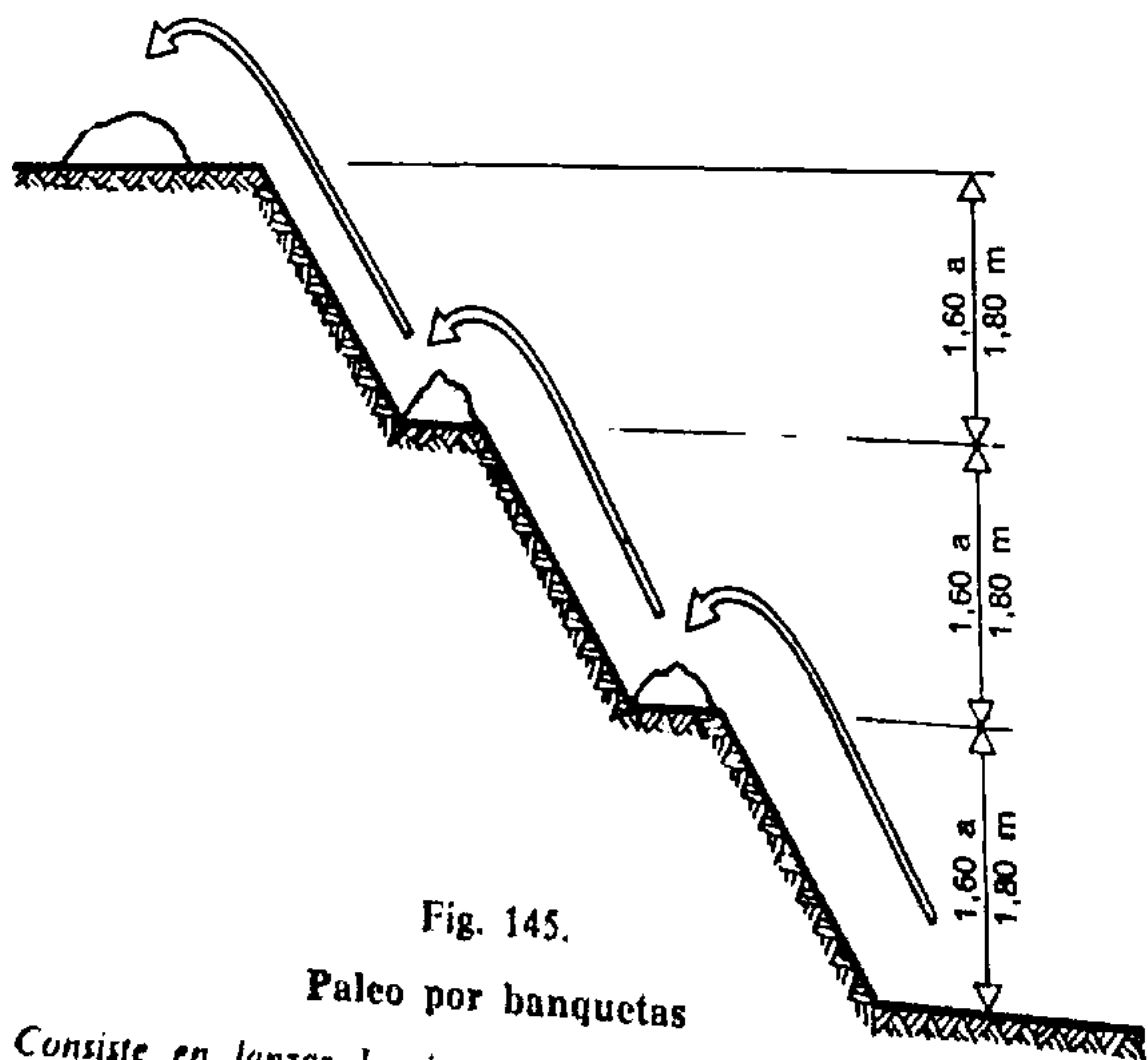


Fig. 145.

Paleo por banquetas

Consiste en lanzar la tierra por etapas verticales sucesivas de 1,60 a 1,80 m de altura, aproximadamente.

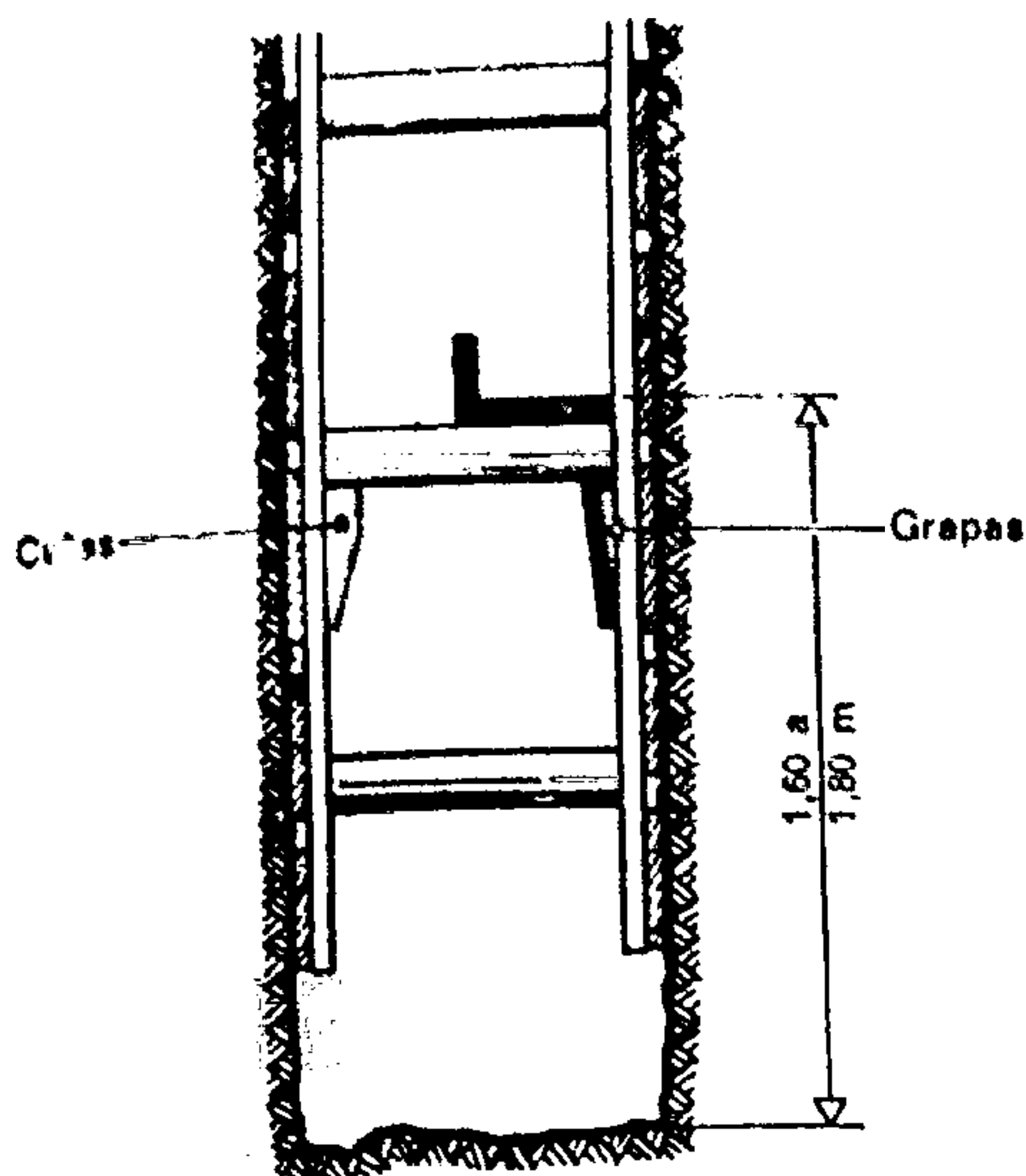


Fig. 146.

Paleo o lanzamiento por banquetas dentro de la entibación

En las excavaciones entibadas, la banqueta se realiza en la propia entibación, afianzando el codal de apoyo mediante cuñas o grapas.

un trabajo normal no debe exceder de 1,80 m. Estas banquetas pueden hacerse a base de escalones o de andamios (figs. 145 y 146).

Cuando el volumen de los movimientos de tierras adquiere importancia, resulta más económico usar aparatos mecánicos para efectuar dichos movimientos. La capacidad de trabajo de tales máquinas puede variar entre 25 a 400 m³ por hora. Las excavadoras pequeñas tienen una producción de 25 a 50 m³ por hora. Conviene, pues, conocer las posibilidades de las diversas máquinas utilizables así como sus características de eficiencia a fin de adoptar, en cada caso particular, el tipo más apropiado a la clase de obra y al modo de llevarla a cabo.

Los principales aparatos y máquinas empleadas en esos trabajos son:

5.2. LA PALA MECÁNICA

La pala mecánica es la máquina más antigua que utiliza un manantial de energía para su funcionamiento. Entre todos los aparatos de excavación conocidos, es el que ofrece mayor diversidad de formas de aplicación a los terrenos más diversos.

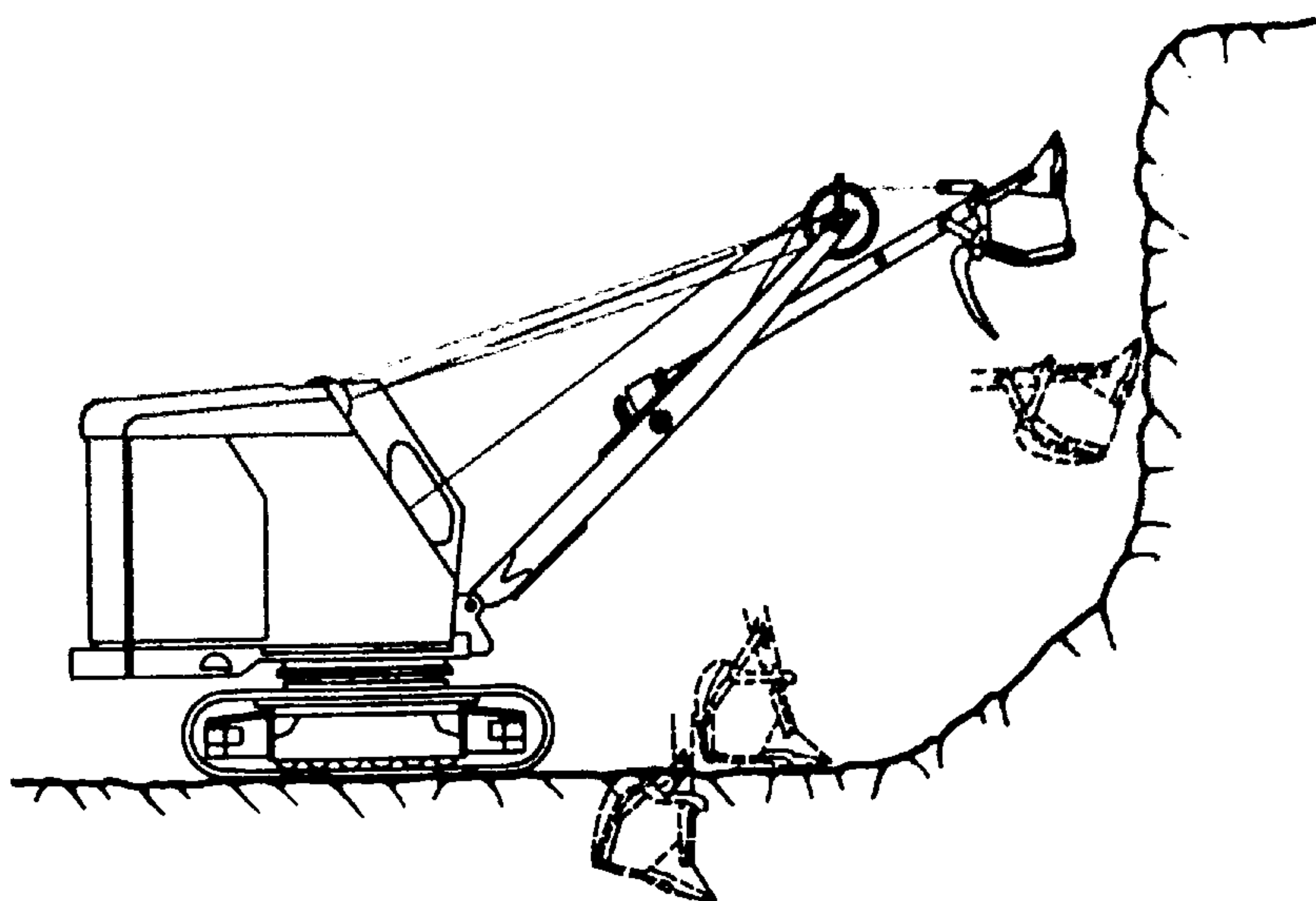


Fig. 147.

Equipo de excavadora de desmonte, con cuchara de empuje (cuchara alta)

La pala mecánica puede ir equipada con cuatro dispositivos diferentes que corresponden, cada uno, a un tipo de trabajo bien determinado:

- Excavadora para desmonte *con cuchara de empuje (cuchara alta)*: este equipo, cuya capacidad varía de 200 a 3.000 l, permite excavar y cargar en terrenos blandos, arenas, etc. así como recoger la piedra amontonada arrancada y desmenuzada con explosivos (fig. 147).

Independientemente del hecho de que la capacidad de la cuchara debe estar en relación con el aparato transportador (pues la cabida de la vagoneta o del balde de transporte debe ser de dos a cuatro veces la de la cuchara de la pala), hay que formular ciertas observaciones.

Por término medio, los movimientos de giro, de transporte de la máquina y de posición de los brazos o plumas absorben aproximadamente el 60 % de la duración del ciclo de trabajo. Por consiguiente, es conveniente buscar las posiciones ideales que permitan reducir al mínimo los movimientos inútiles. (Al final de la carrera de excavación, por ejemplo, la altura de la cuchara deberá ser la de descarga sobre el elemento transportador, sin olvidar el espacio necesario para que

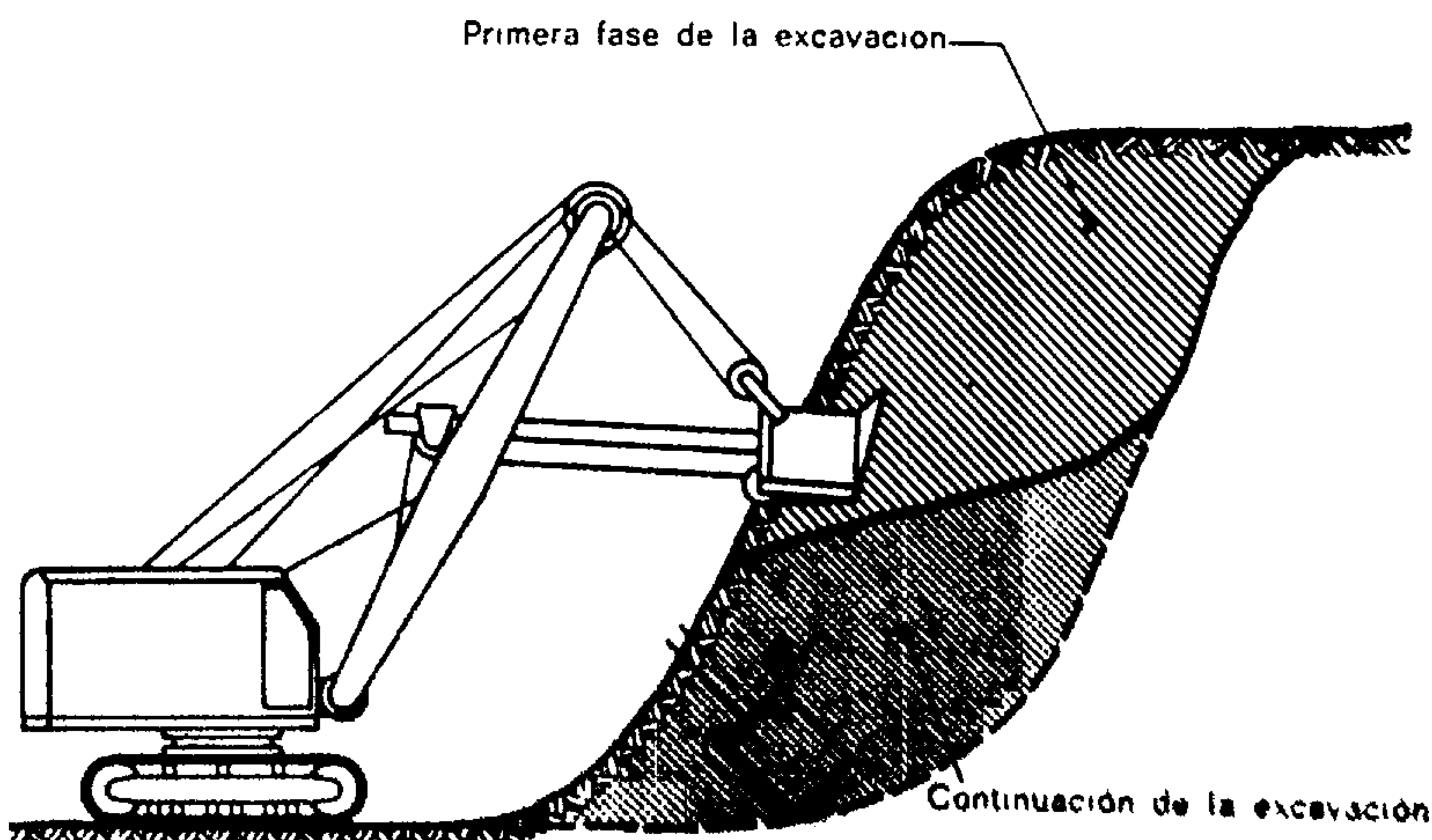


Fig. 148.

Esquema de trabajo

Los trabajos con excavadora equipada con cuchara de empuje deben emprenderse excavando primero la parte superior del terreno a desmontar.

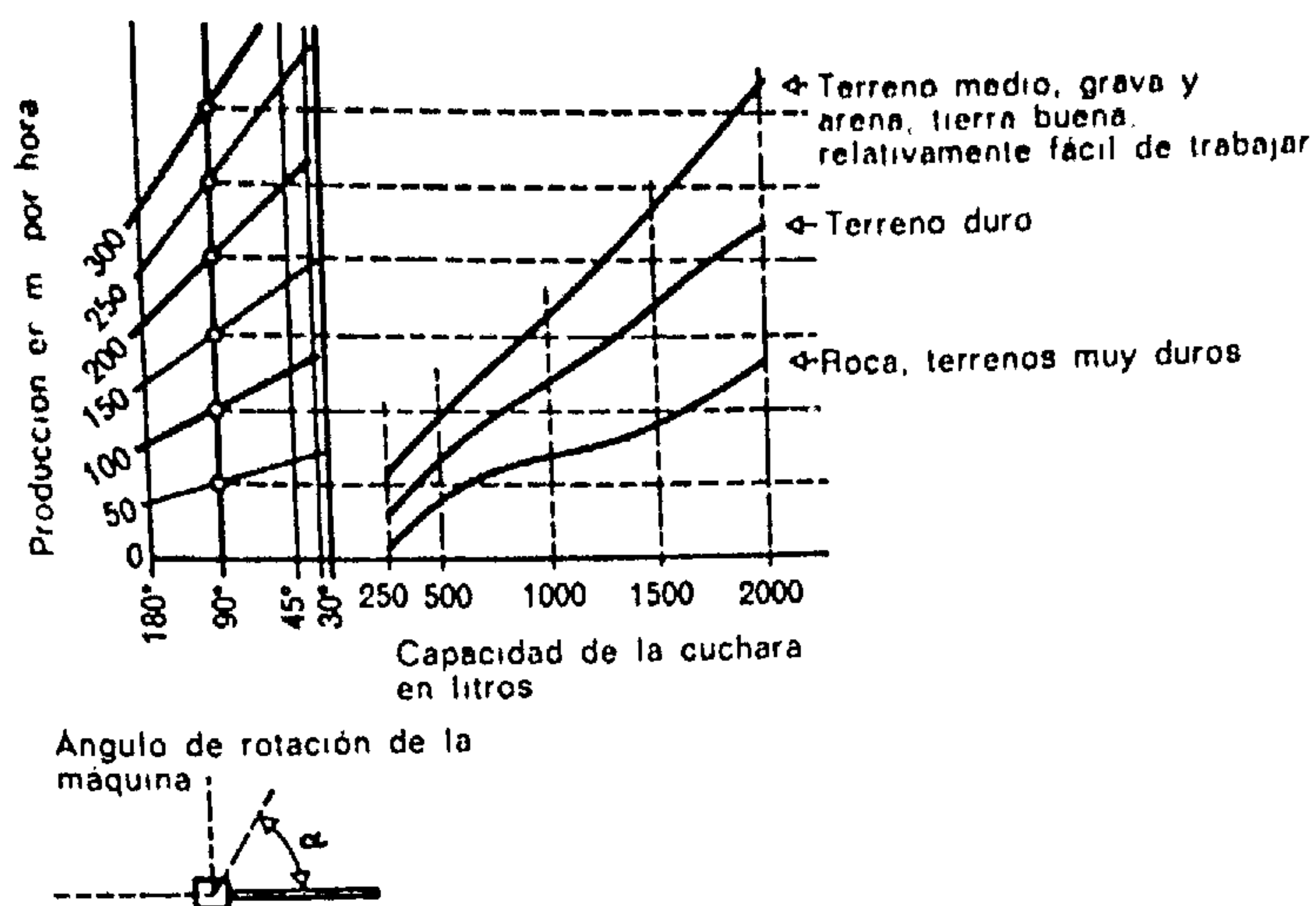


Fig. 149.

Rendimiento por hora de una excavadora de desmonte con cuchara de empuje

El rendimiento está en función del ángulo de rotación necesario para la carga y vaciado de la cuchara, y del contenido de esta última (sin tener en cuenta la altura de la excavación).

pueda abrirse la descarga de fondo de la cuchara.)

Por razones de seguridad una *pala con cuchara de empuje* no debe trabajar contra taludes cuya altura sobrepase en más de 1 m la máxima altura de corte de la cuchara.

El esquema de trabajo con un equipo de esta

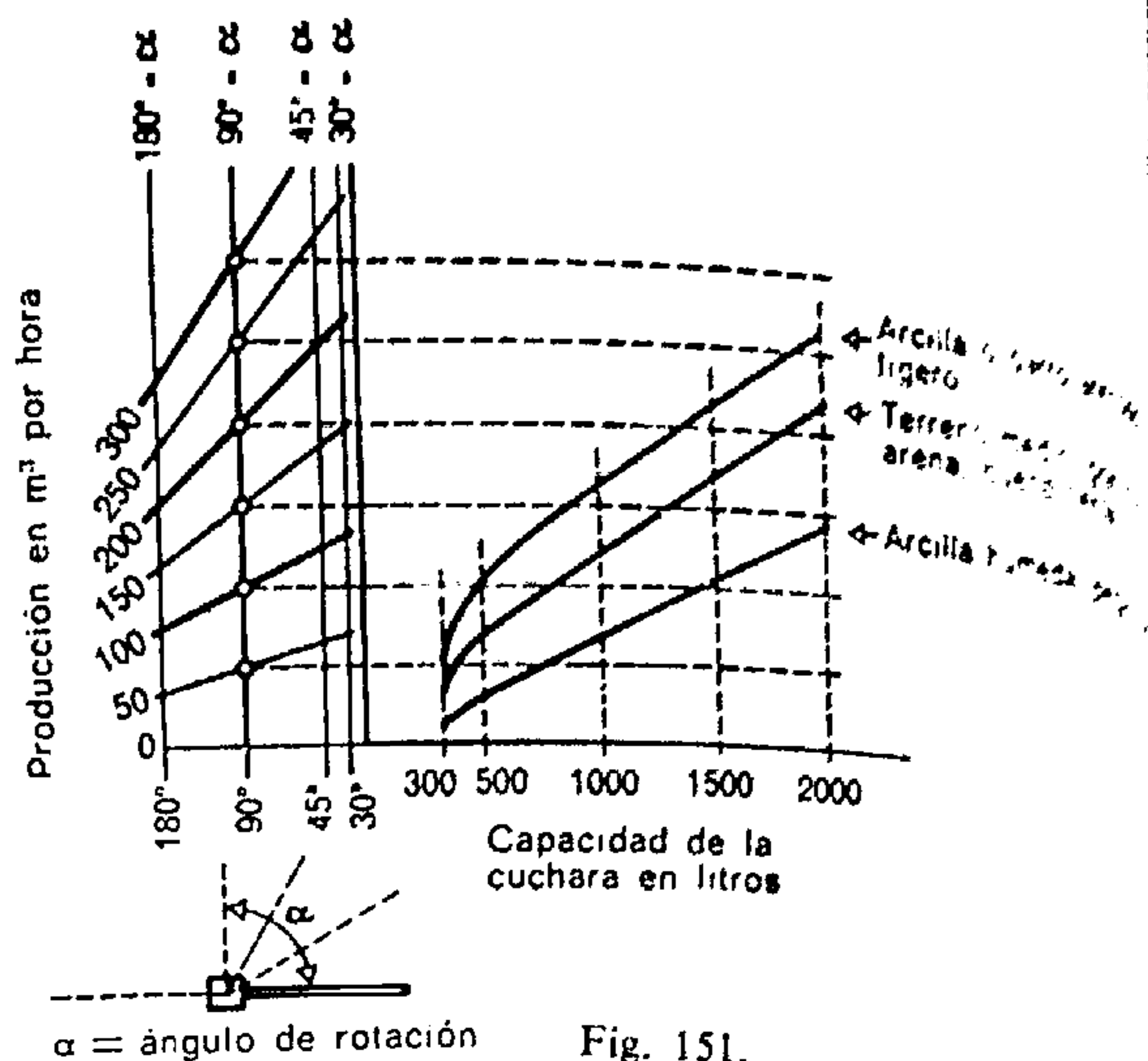


Fig. 151.

Rendimiento por hora de una pala equipada con draga

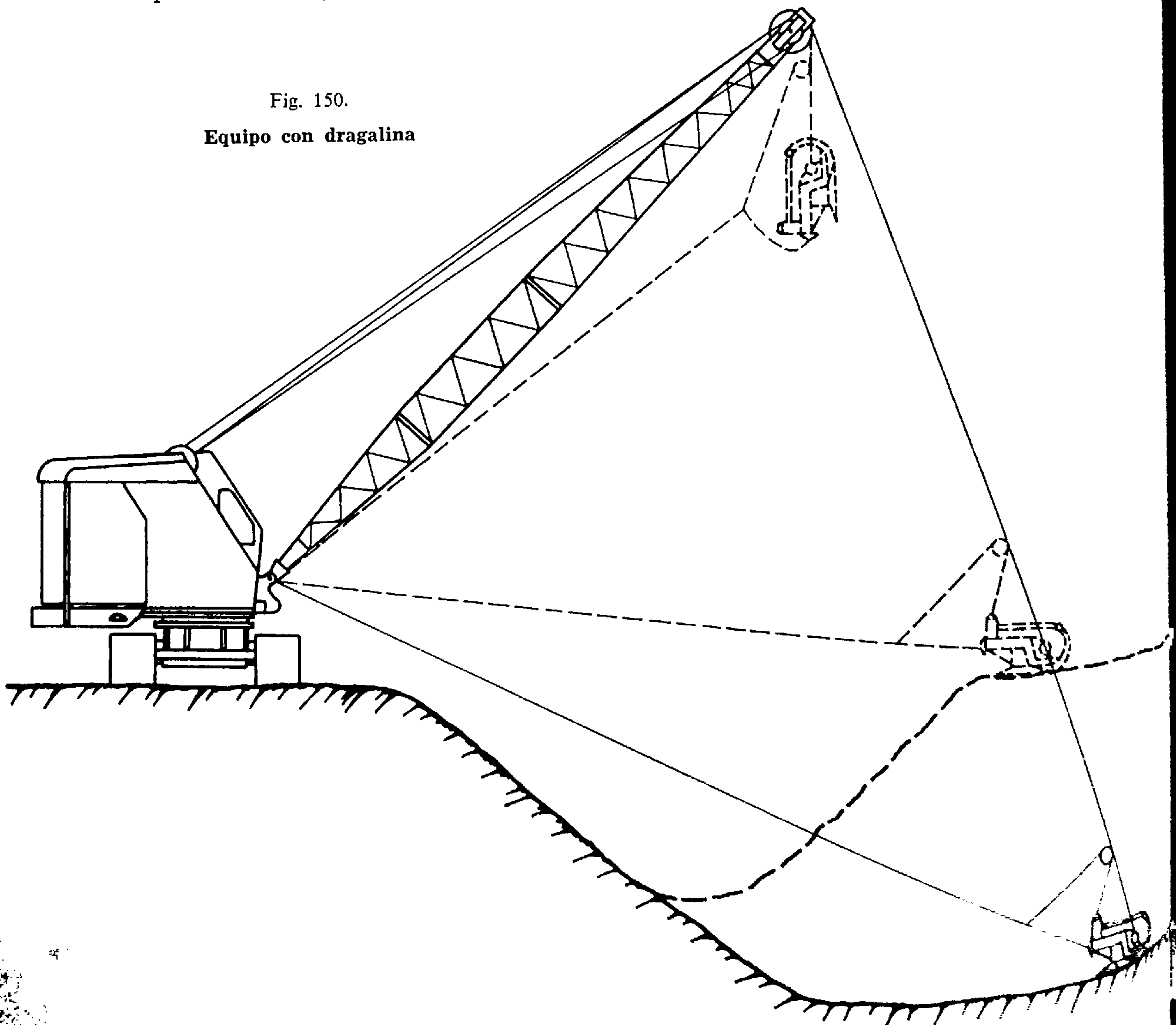
El rendimiento está en función del ángulo de rotación necesario de la cuchara (sin tener en cuenta la profundidad de la excavación).

clase se presenta tal como está indicado en la figura 148.

Este equipo se utiliza preferentemente para trabajos en los que la excavación está por encima de la superficie donde se asienta la máquina cuando la recogida de tierras se efectúa sobre esa superficie.

Fig. 150.

Equipo con dragalina



- b) *Con dragalina:* el equipo con dragalina conviene para movimientos de tierras efectuados en terrenos blandos, en arcilla o en rocas bien desmenuzadas con explosivos. Se emplea, por ejemplo, para la explotación de graveras o de minas a

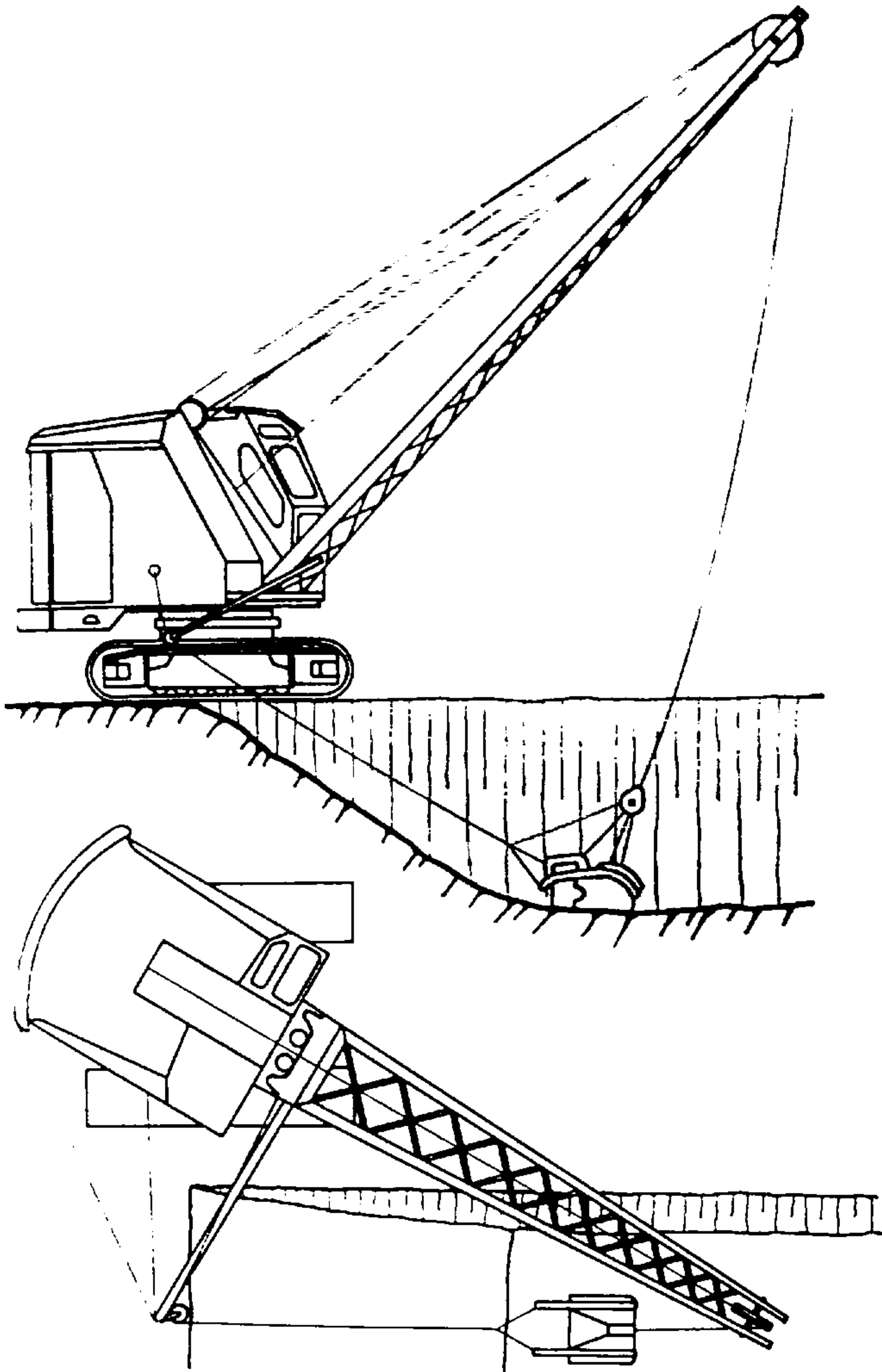


Fig. 152.

Equipo de pala mecánica con dragalina, para la excavación de zanjas de gran anchura

La tracción sobre la cuchara se hace oblicuamente en relación con el eje de la máquina.

cielo abierto, para el desmonte de terrenos vírgenes y para trabajos que requieran un gran radio de acción (fig. 150).

Este equipo está perfectamente adaptado para sacar las tierras amontonadas en los taludes de la excavación. La carga de elementos de transporte, autocamiones, dumpers, etc., es de escaso rendimiento, a causa de las constantes oscilaciones de la cuchara; por otra parte, no puede exigírsele mucha precisión. La utilización de elementos de transporte de gran capacidad, con una superficie importante en la vagoneta o cubeta receptora, se impone cuando hay que trabajar conjuntamente con ese equipo. El rendimiento disminuye mucho cuando los movimientos de tierras se ejecutan en terrenos pegajosos, a causa de la importante masa

que suele adherirse a las paredes internas de la cuchara. Cuando hace frío, es recomendable calentar la cuchara antes de empezar a excavar, a fin de evitar grietas o la rotura del acero.

Según la mayor o menor habilidad del conductor es posible aumentar el radio de acción de la máquina al lanzar la cuchara. Tal aumento es del orden de $1/2$ a $2/3$ de la altura comprendida entre el nivel de la excavación y el nivel del vertido.

Se utiliza este equipo para excavar por debajo del nivel de la máquina o para la ejecución de excavaciones inundadas o dentro del agua, aunque siempre con la máquina sobre terreno seco (la excavación en agua reduce el llenado de la cuchara de $1/3$ a $1/2$). La posibilidad de excavar y depositar tierras a mucha distancia constituye una ventaja de este equipo. La dragalina puede ser utilizada en la excavación de zanjas para canalizaciones; sin embargo, la profundidad de éstas se limitará a 1,50 m si las paredes son verticales (como medida de seguridad).

- c) *Con retroexcavadora:* este equipo es parecido al de la dragalina, salvo que, ahora, la cuchara está sujeta al brazo. La operación de carga se efectúa por tracción hacia la máquina en tanto que la extensión del brazo permite la descarga (fig. 153).

Este equipo permite una ejecución precisa, rápida, y la dirección del trabajo está constantemente controlada. La fuerza de ataque de la cuchara es mucho mayor que en la dragalina, lo cual permite utilizarla en terrenos relativamente duros. Las tierras no pueden depositarse más que a una distancia limitada por el alcance de los brazos y las plumas.

La apertura de zanjas destinadas a las cana-

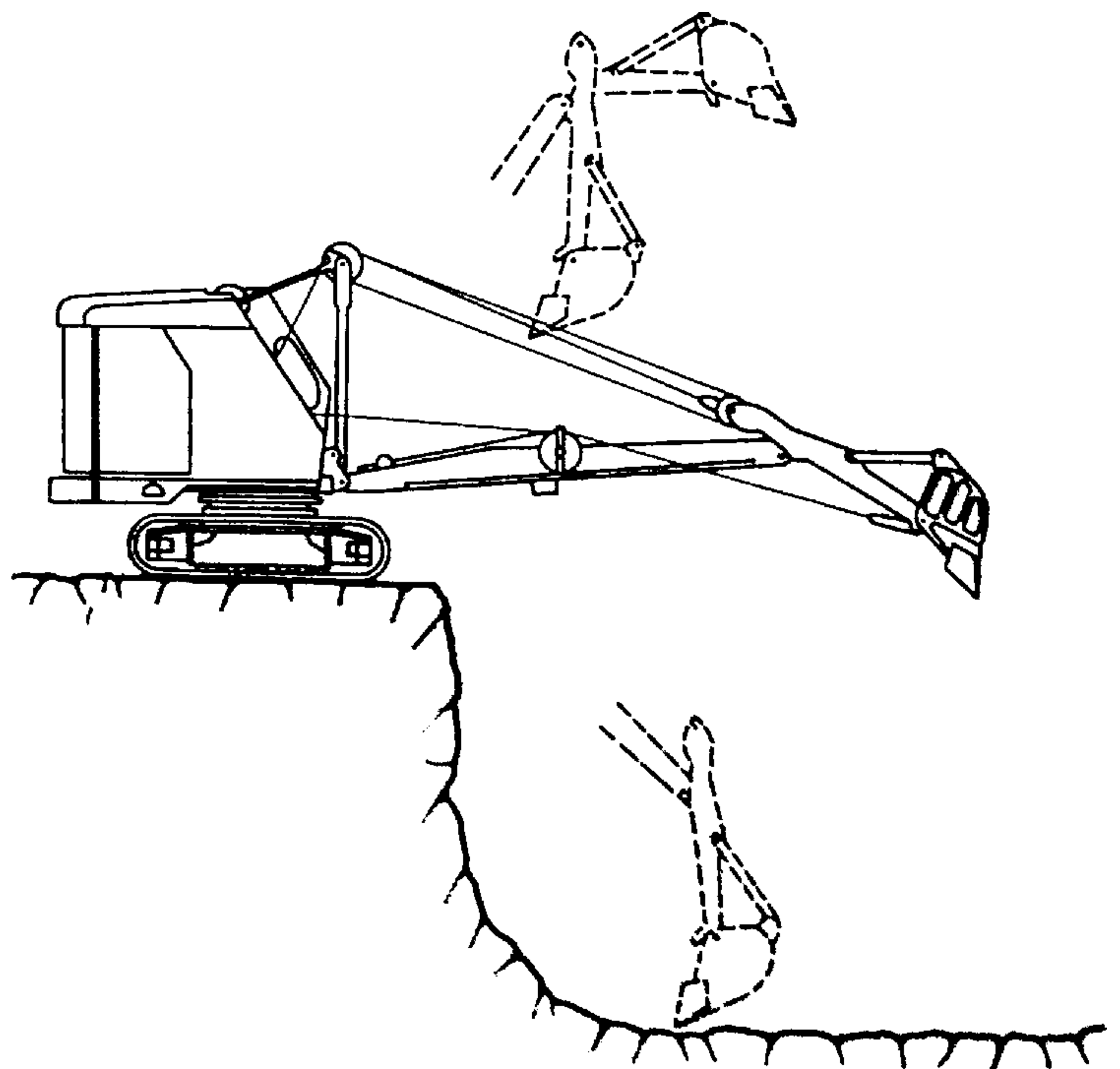


Fig. 153.

Equipo de pala mecánica retroexcavadora

lizaciones, a la colocación de cables y de drenajes, se facilita con ese equipo; la anchura de la cuchara es la que determina la de la zanja. Esta máquina se utiliza también para la colocación e

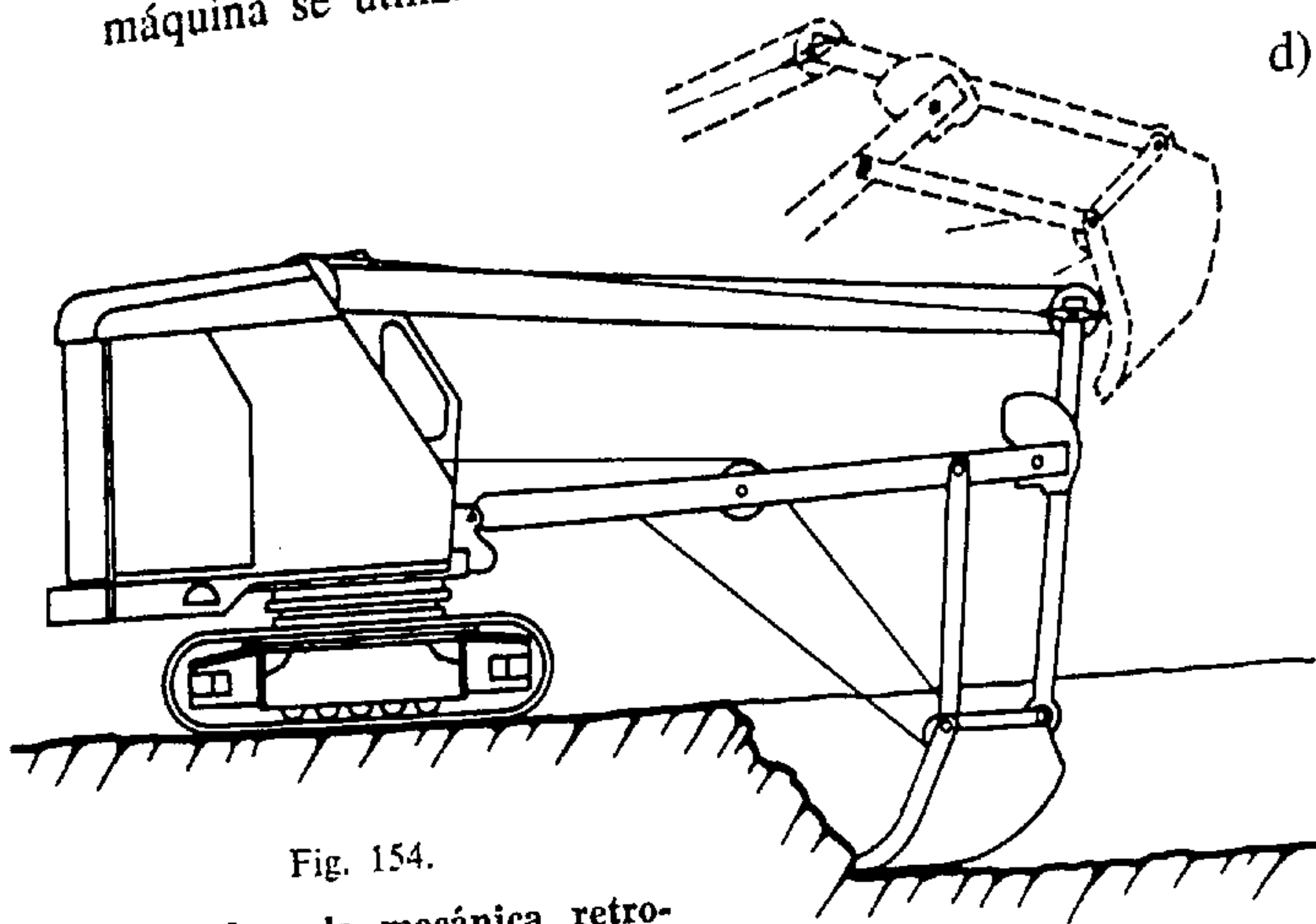


Fig. 154.

Equipo de pala mecánica retroexcavadora para la excavación de zanjas

Este equipo permite excavar zanjas hasta de 20 cm de anchura.

instalación de los tubos y drenes de gran diámetro y para efectuar el relleno de la excavación.

Cuando el sitio disponible lo permita se utilizará ese mismo equipo para efectuar las excavaciones en zanja requeridas para las cimentaciones de edificios.

d) Con *cuchara prensora*: el equipo con esta clase de cuchara permite la ejecución de movimientos de tierras de gran envergadura pero presenta los mis-

Fig. 155.

Garfio, utilizable para esco-
lleras y cimentaciones bajo
el agua.

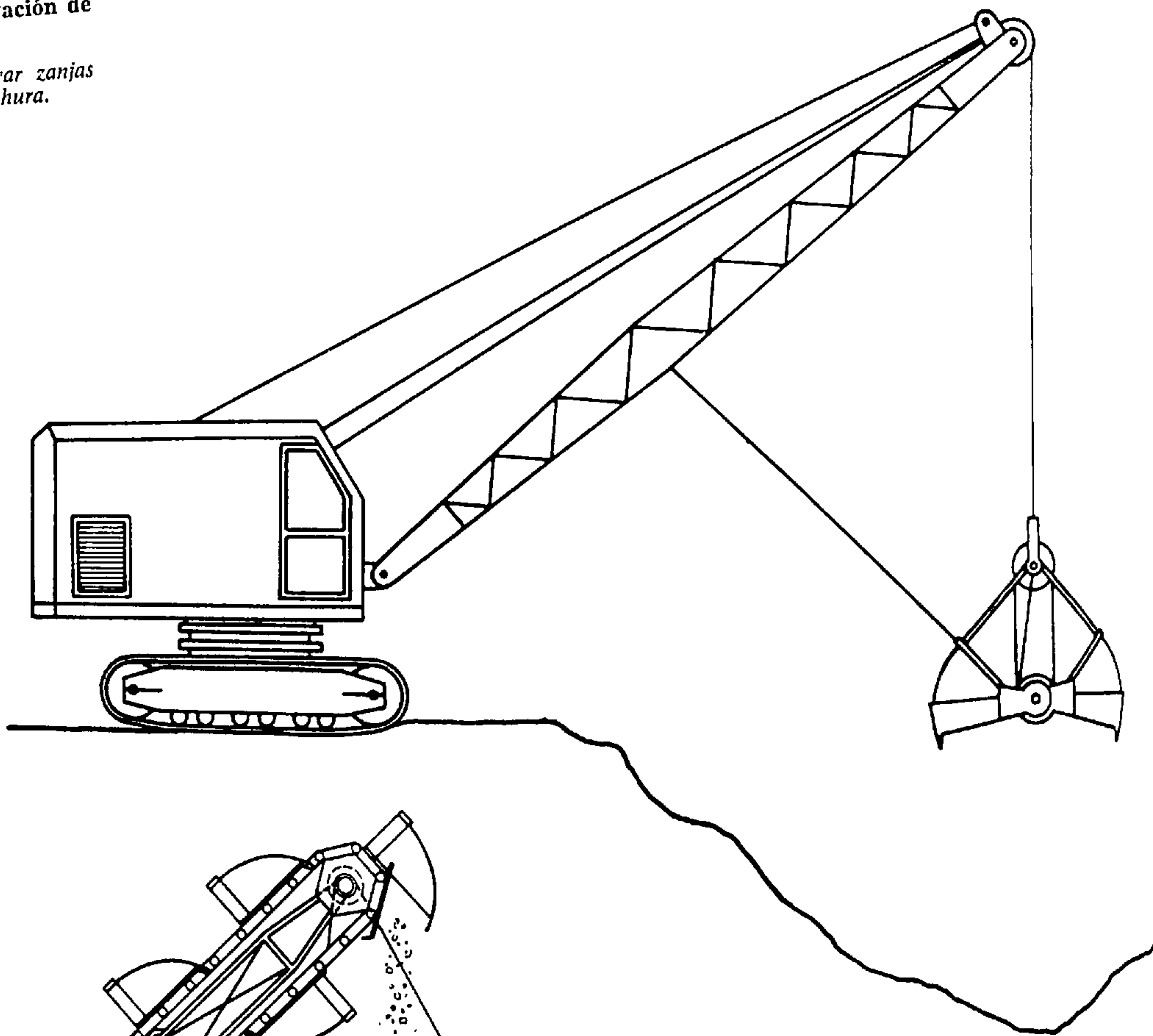
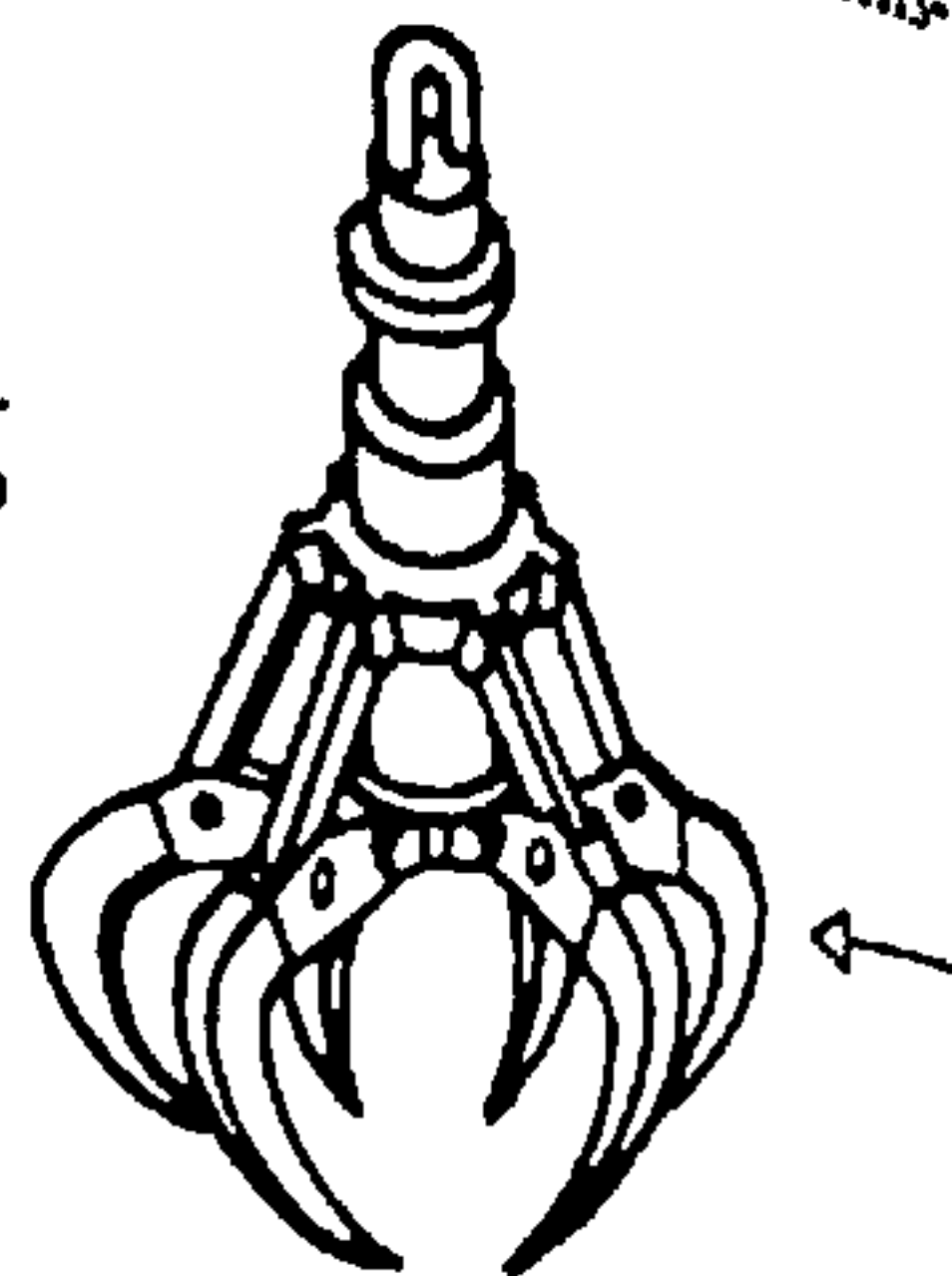


Fig. 156.

Equipo de excavadora con cuchara prensora

La cadena tiene la inclinación de la pendiente del talud deseado

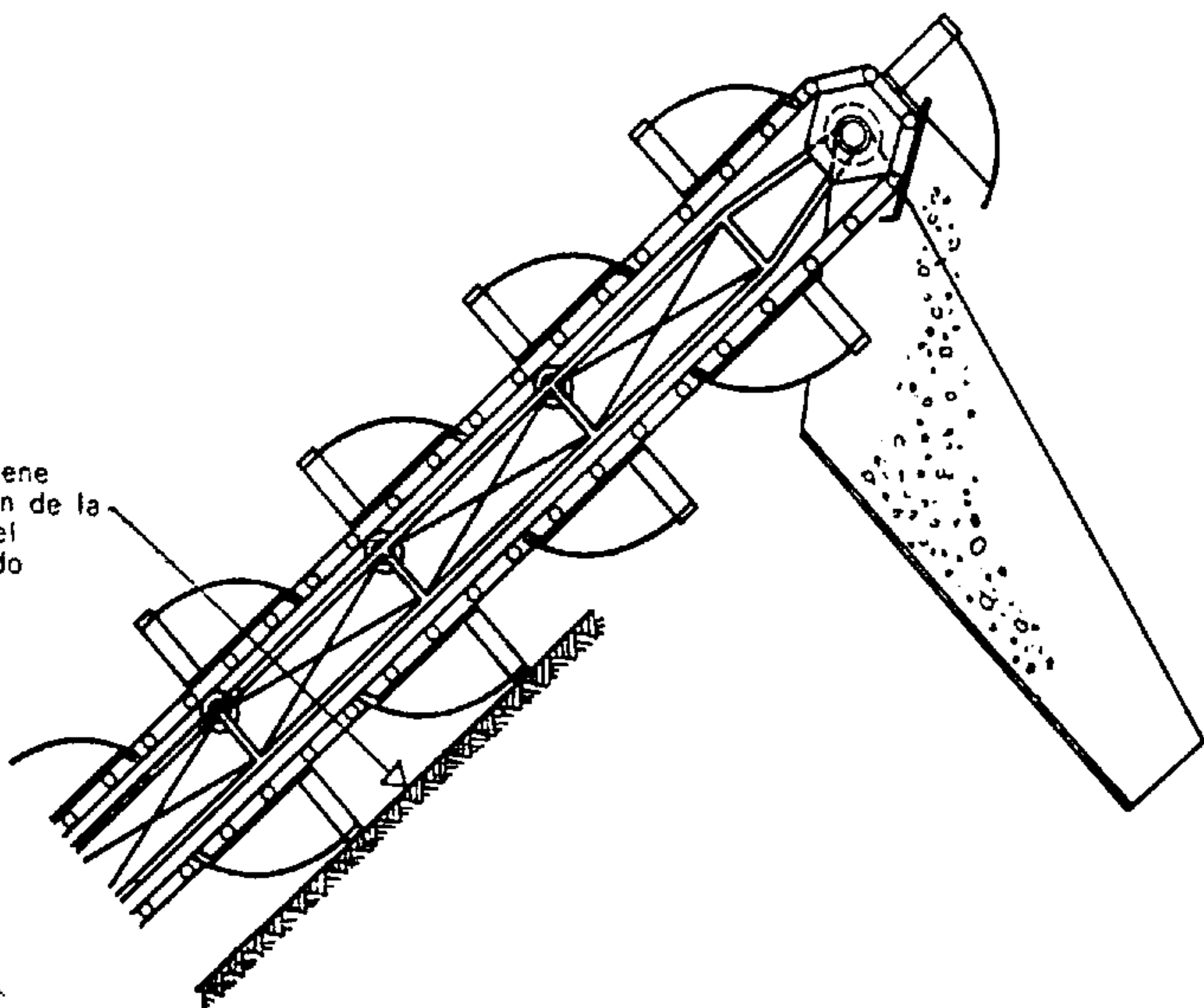


Fig. 157.

Excavadora de cangilones o de noria

Esquema del funcionamiento de este aparato. Se emplea poco en la edificación pero en cambio se usa bastante en obras públicas; es muy adecuado para la obtención de taludes regulares y produce un movimiento de tierra continuo. Su rendimiento es interesante cuando se trata de terrenos poco difíciles.

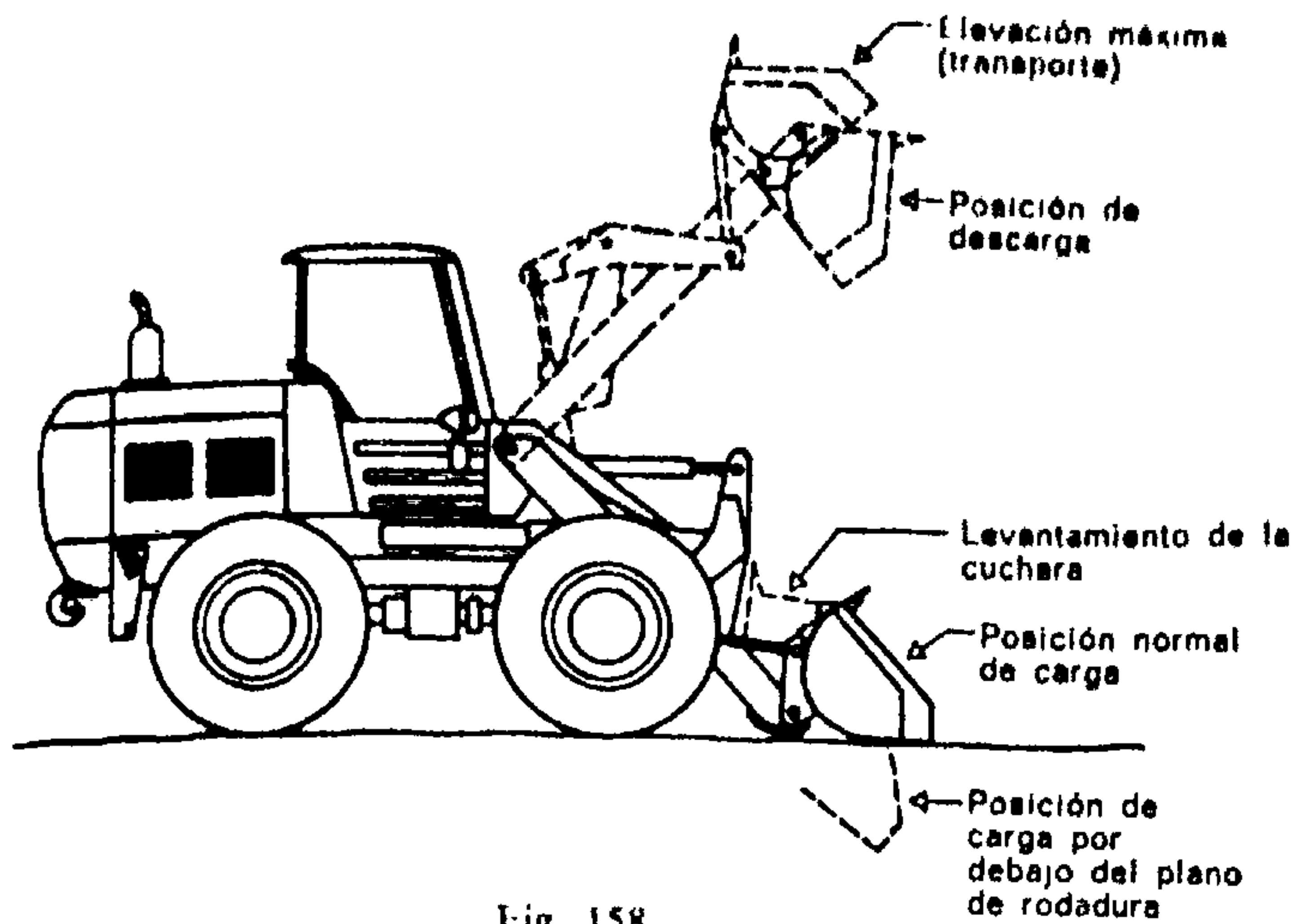


Fig. 158.

Pala cargadora (Traxcavator) montada sobre neumáticos (Hanomag B 8 AF).

mos azares que el equipo con dragalina. No se le puede usar racionalmente más que en terreno blando y con rocas desintegradas (figs. 155 y 156).

5.3. LA PALA CARGADORA (TRAXCAVATOR)

Hay numerosos modelos de máquinas destinadas a efectuar movimientos de tierras, en terrenos normales, con las que se puede cargar la tierra en una sola operación. Algunas de esas máquinas están montadas sobre tractores con neumáticos pero la mayor parte van sobre tractores de orugas. Si bien los neumáticos ofrecen una adherencia menos buena, en cambio permiten una mayor facilidad para el transporte por carretera.

Se distinguen tres tipos característicos:

- a) con cuchara dotada de movimiento vertical;
- b) con cuchara que descarga hacia atrás;
- c) con cuchara dotada de movimientos combinados horizontales y verticales.

Algunas de esas paleadoras o palas cargadoras poseen movimiento de rotación; pero sólo son utilizables en terrenos muy blandos o tierras previamente esponjadas.

Las máquinas de las categorías *a* y *c* implican un desplazamiento del tractor para verter la carga (figura 159). El tipo *b*, por el contrario, elimina esta maniobra. Las máquinas de los tipos *a* y *b* necesitan

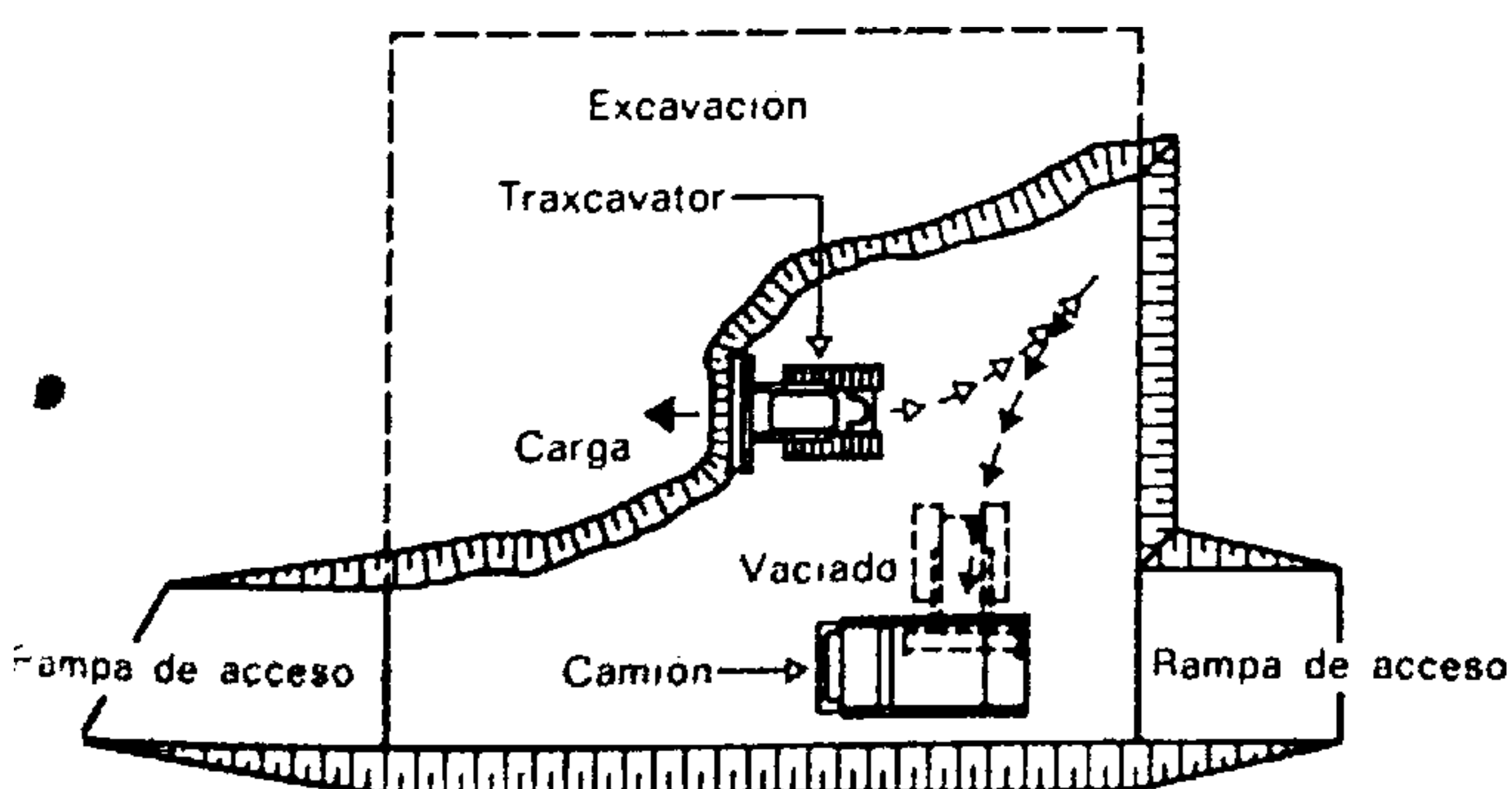


Fig. 159.

Maniobra de las palas cargadoras

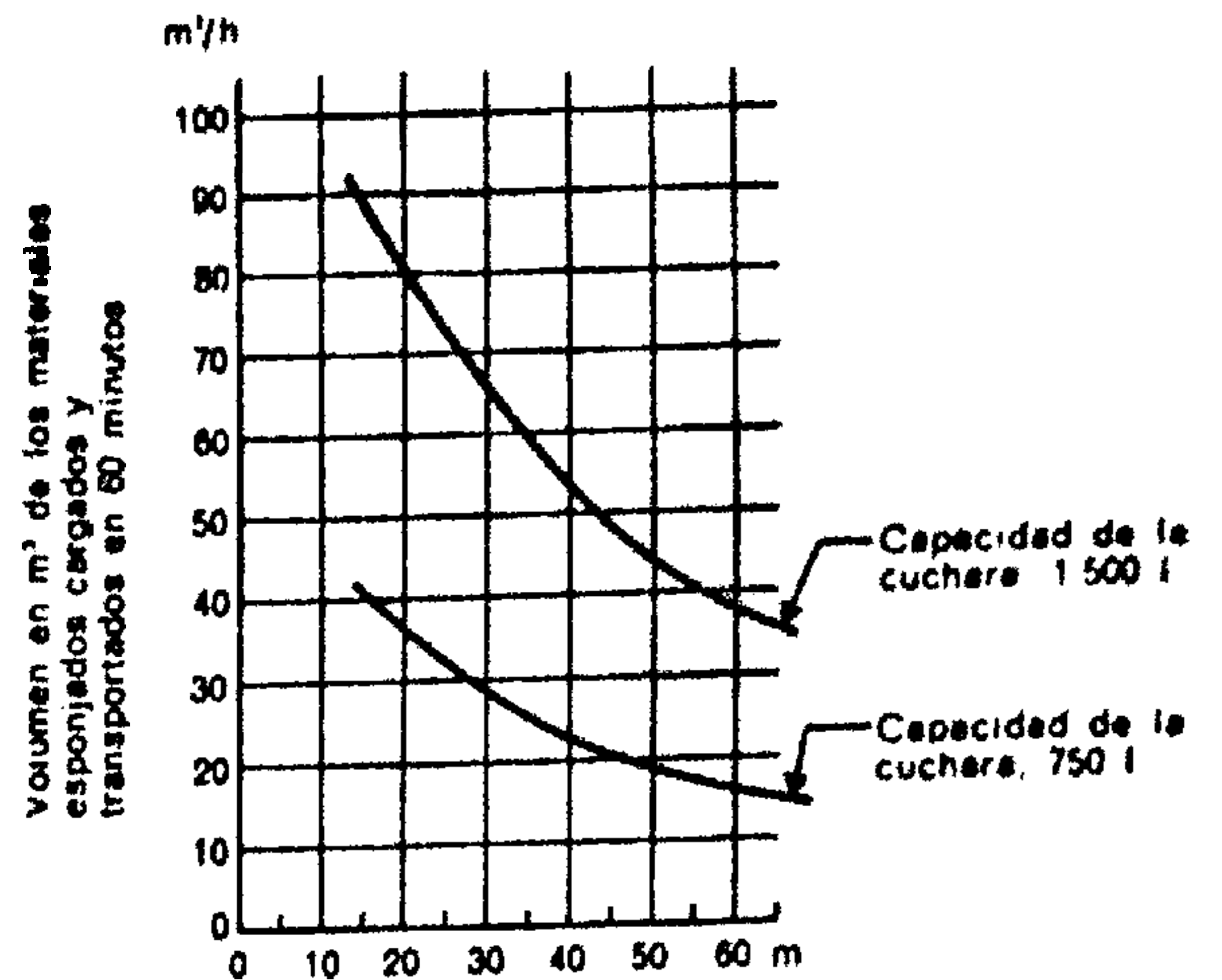


Fig. 160.

Rendimiento aproximado de las palas cargadoras en m^3/h (Para excavaciones en buen terreno, y para edificios.)

un desplazamiento del tractor para atacar la carga, cosa innecesaria con las máquinas del tipo *c*.

El número y la diversidad de las maniobras necesarias influyen desfavorablemente en el rendimiento de estas máquinas. El gráfico adjunto indica el volumen de materiales que los "traxcavators" pueden cargar en una hora sobre los camiones, teniendo en cuenta las maniobras mencionadas en el plano (figs. 158 a 160).

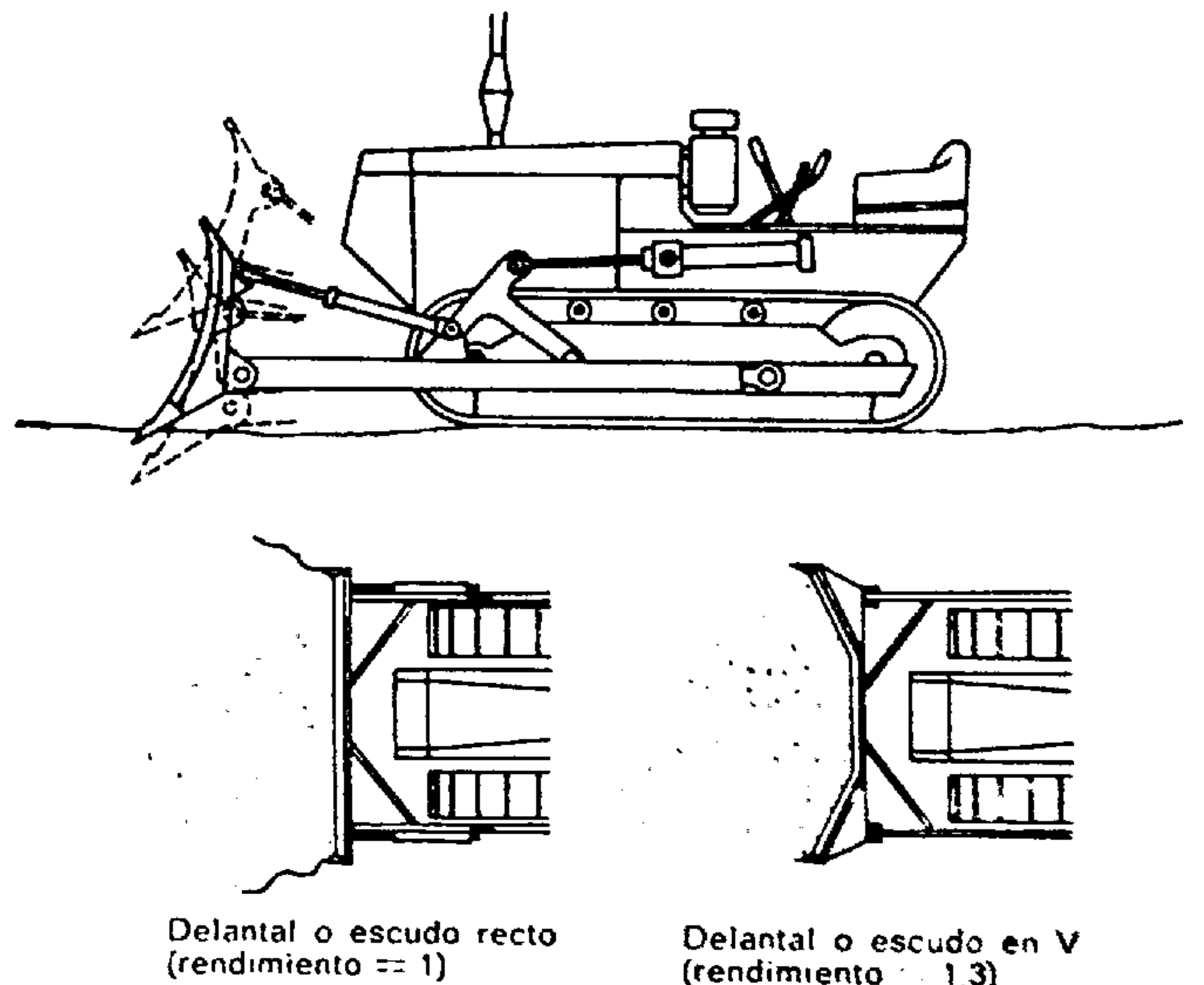


Fig. 161.

Bulldozer

Está ideado para empujar las tierras y no puede modificar la posición de su escudo más que en escasa medida. (Montado sobre neumáticos, el bulldozer se convierte en un turnadozer cuya eficiencia es reducida.)

5.4. EL «BULLDOZER»

Esta máquina se compone de una lámina o delantal de acero de forma recta o ligeramente curva, que va fija a la parte delantera del tractor, en posición perpendicular al eje de la marcha de la máquina. Sirve para desplazar empujando tanto la piedra troceada como las tierras, los troncos de árboles, la maleza, etc.

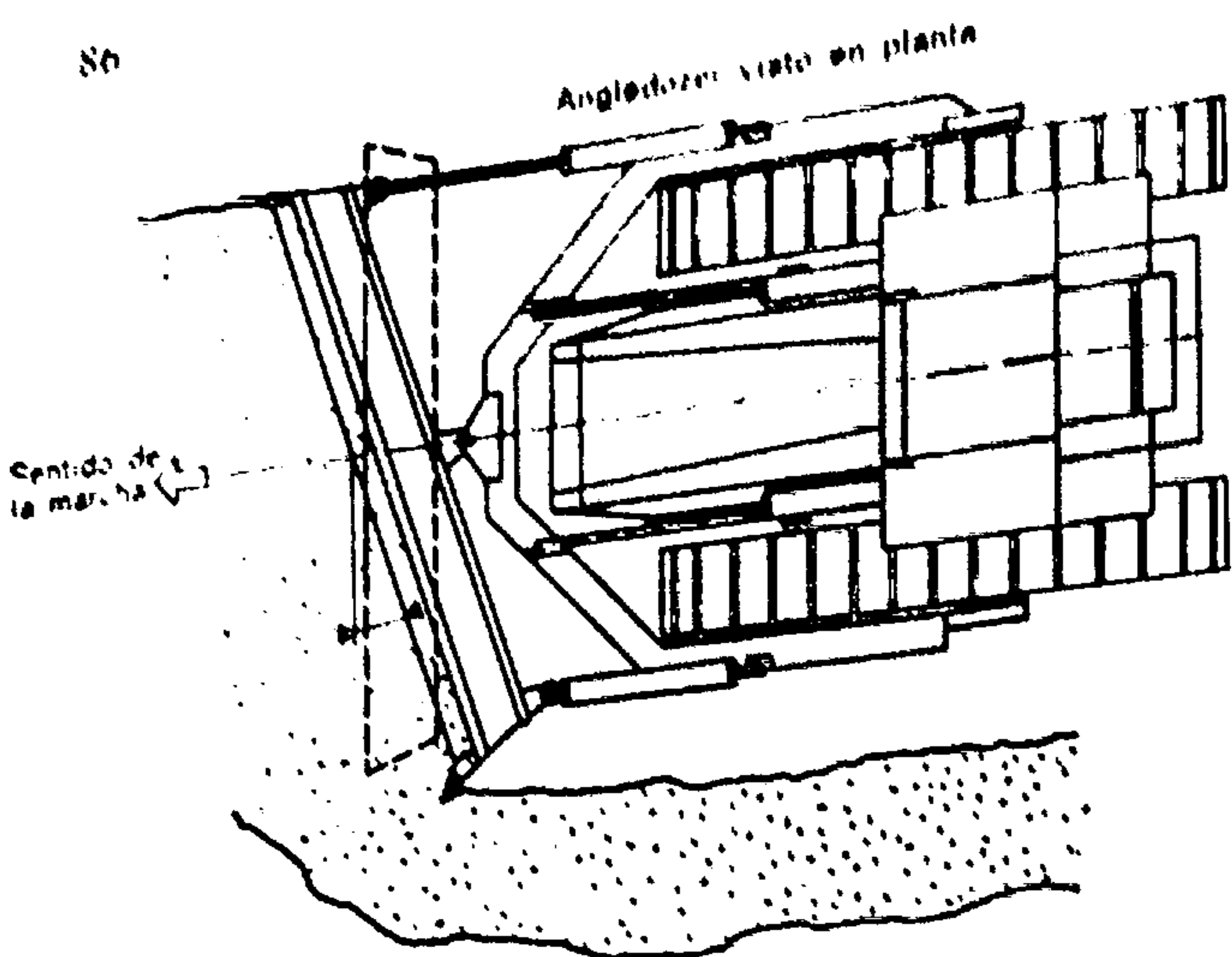


Fig. 162.

Angledozer (visto en planta)

El escudo o delantal del angledozer está inclinado con relación al eje de la marcha del tractor. De este modo permite efectuar un desplazamiento lateral de los escombros. Dicho escudo puede ser orientable y permite transformar la máquina en bulldozer o en angledozer.

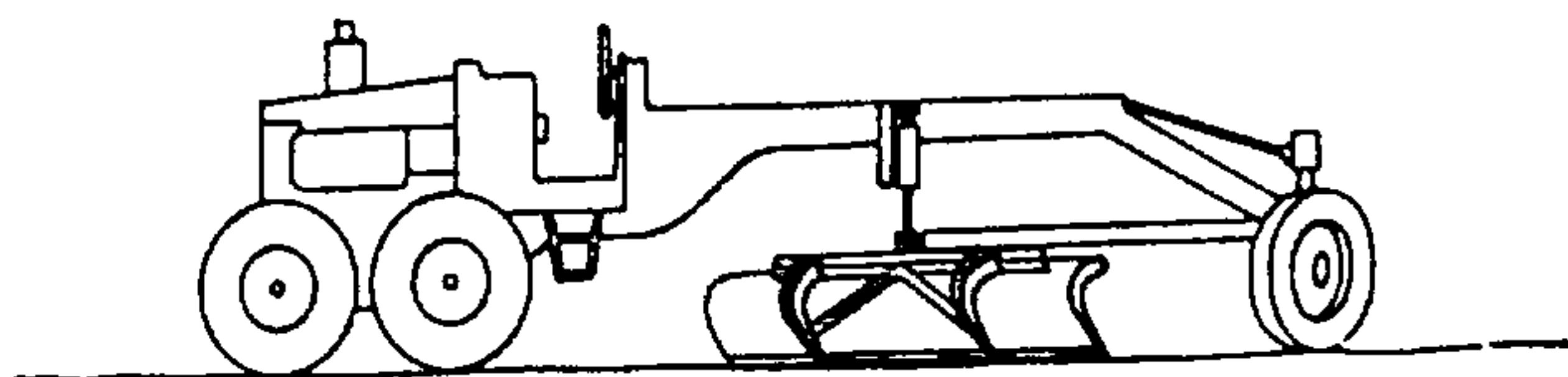


Fig. 163.

Niveladora (o grader)

Este aparato permite el acabado de superficies tanto horizontales como oblicuas. Se emplea para nivelar el fondo de las excavaciones y para rectificar y pulir los taludes.

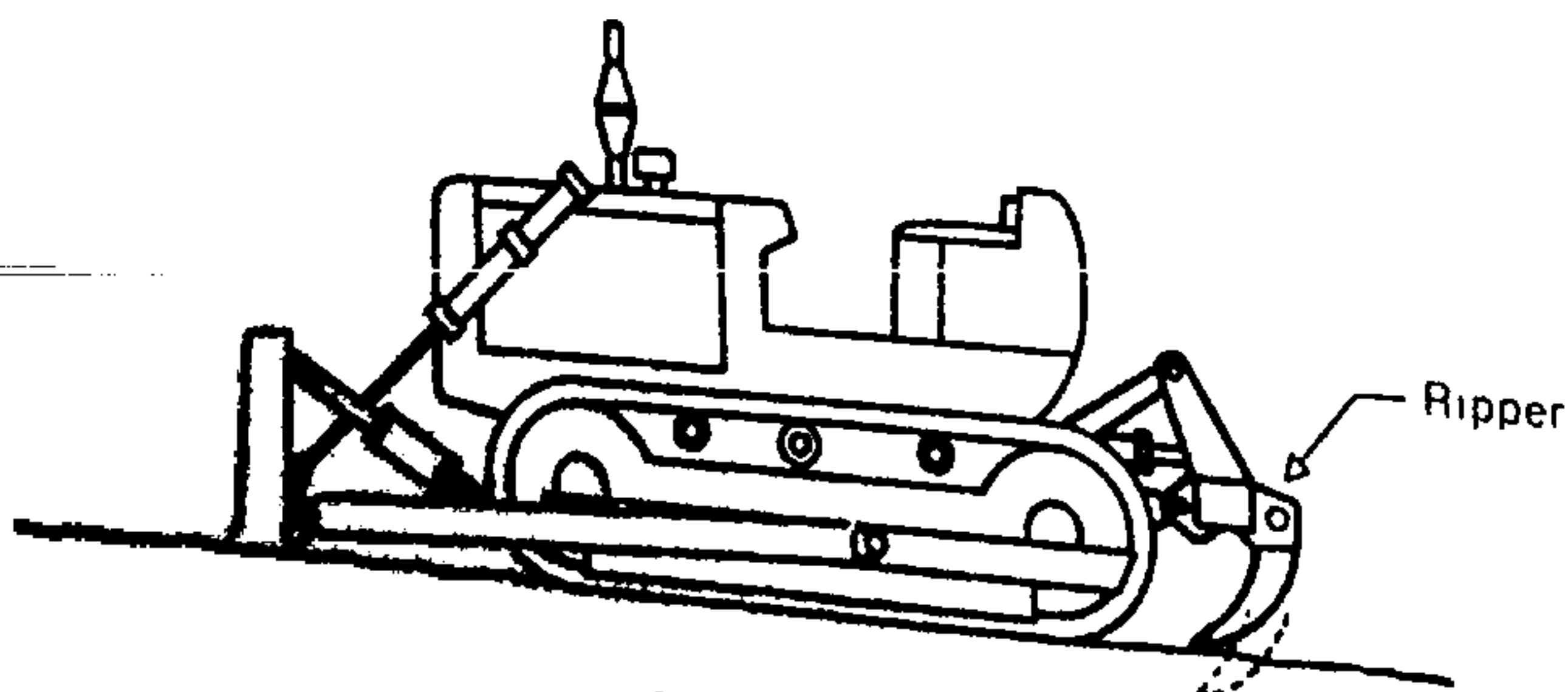


Fig. 164.

Ripper

En general va montado en la parte posterior de un bulldozer y permite el desfonde de las capas duras.

Se la puede emplear ventajosamente para los trabajos de roturación, para amontonar y desplazar los materiales procedentes de excavación y para extender e igualar los terraplenes (fig. 161).

5.5. EL «ANGLEDOZER» (O «BULLDOZER» ANGULAR)

El angledozer es de una construcción parecida a la del bulldozer con la diferencia de que el delantal de barrido puede orientarse según ángulos diversos con relación al eje de la marcha. El angledozer se emplea principalmente para el movimiento y desplazamiento de tierras dejándolas a un lado. En una operación es posible excavar y terraplenar simultáneamente (fig. 162).

5.6. LA NIVELADORA (O «GRADER»)

La niveladora es también una máquina de empuje que, con motor propio o remolcada por un tractor, sirve para excavar, desplazar e igualar una superficie de tierra. Su delantal, de perfil curvado, puede adoptar cualquier inclinación, con relación al eje de marcha por una parte y respecto del plano horizontal por otra.

Esta máquina se emplea para desplazar lateralmente grandes cantidades de materiales y para el arreglo de superficies y taludes (fig. 163).

5.7. LA ESCARIFICADORA (O «RIPPER»)

La escarificadora es una especie de rastrillo o grada de grandes dimensiones, con dientes o uñas espaciados e intercambiables, y destinado a roturar y desintegrar los terrenos por capas sucesivas.

Esta máquina va generalmente montada como complemento de los «traxcavators», los «graders» o los tractores de orugas (fig. 164).

5.8. LA DESMOCHADORA O ESCARPADORA («SCRAPER»)

El «scraper», aparato automotor, equipado con neumáticos o con orugas, o simplemente tirado por un tractor de oruga, se utiliza para la extracción de tierras a pequeñas capas. Puede remover las tierras y cargarlas en una sola operación, transportarlas y verterlas sin interrumpir la marcha. Con todo, en ciertos terrenos es necesaria la ayuda de un tractor de orugas u otro medio de remolque suplementario. La eficiencia de esas máquinas es excelente, pues los tiempos «muertos» son prácticamente nulos en una obra bien organizada. Importa, sin embargo, para mejorar el rendimiento, que se eviten los transportes de recorrido demasiado largo (máximo de 600 a 700 m).

En terreno de tipo medio, un «scraper» de 15 m³ puede excavar y transportar, sobre un recorrido de 500 m aproximadamente, 120 m³ de tierra por hora (figs. 165 a 168).

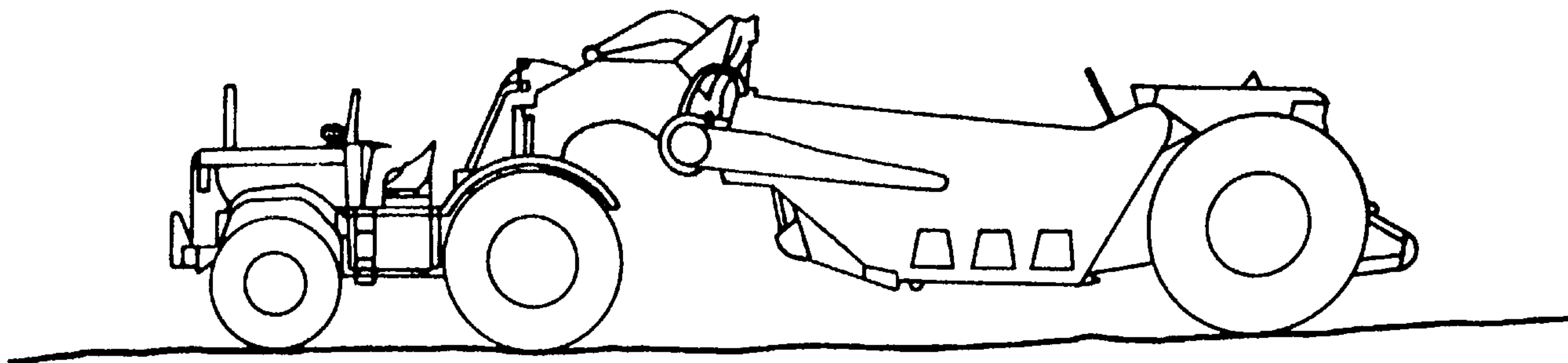


Fig. 165.

Desmochadora (o scraper) de gran potencia
Máquina interesante para el movimiento de tierras.

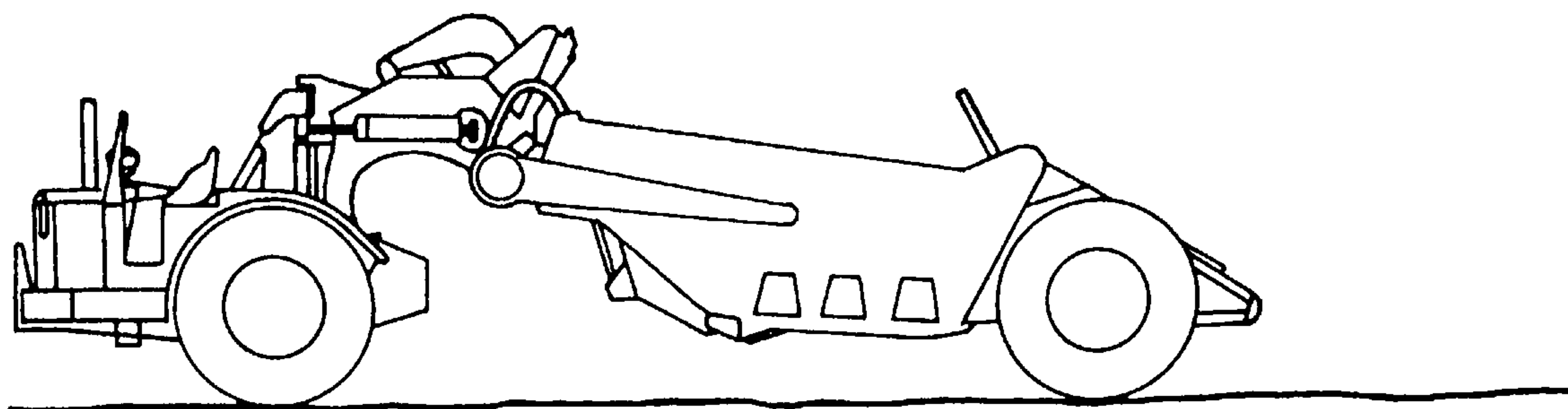


Fig. 166.

Desmochadora

Esta máquina se compone de un elemento tractor y de una cubeta.

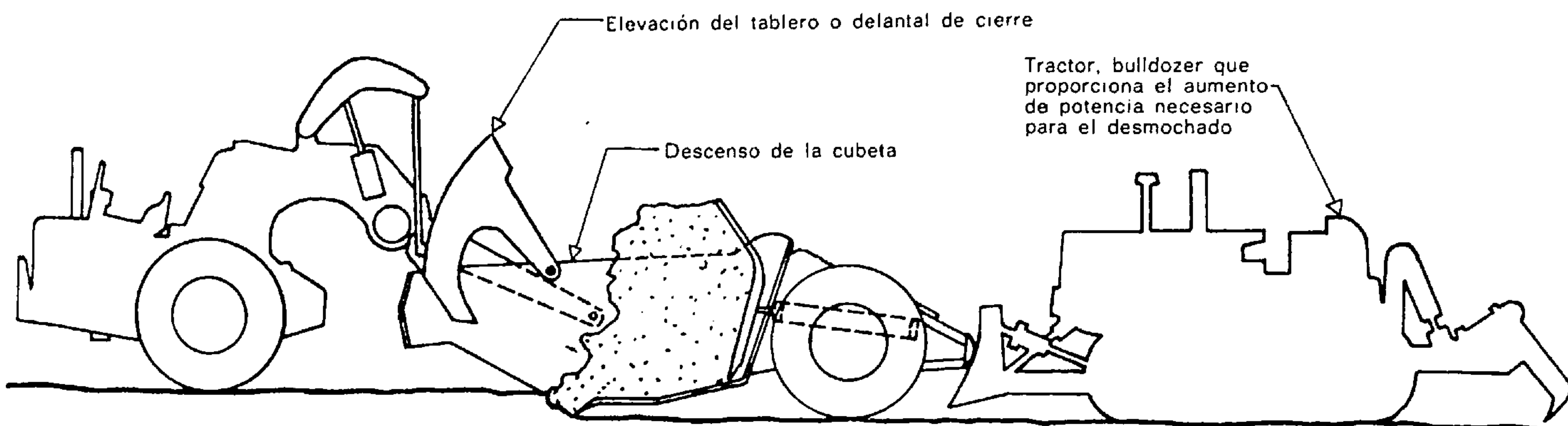


Fig. 167.

Fase de llenado del scraper
(Vista interior de la cubeta.)

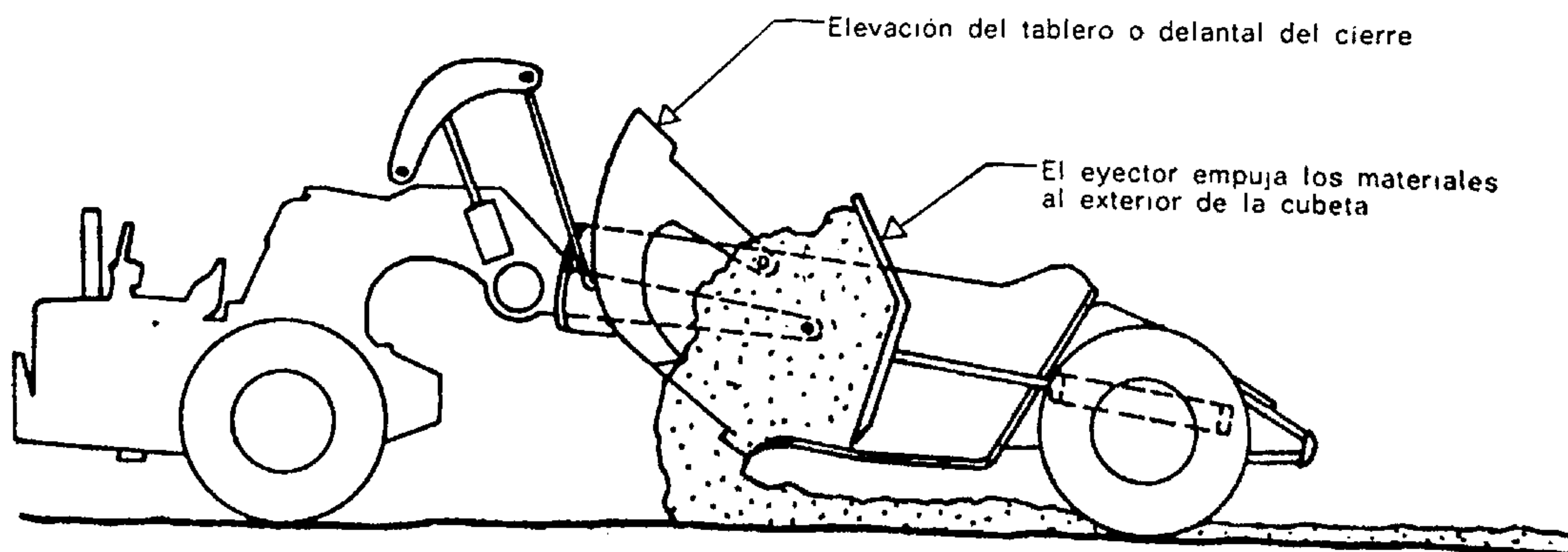


Fig. 168.

Fase del vaciado del scraper
(Vista interior de la cubeta.)

6.1. TRANSPORTE DE LAS TIERRAS

Los vehículos más empleados para el transporte de tierras son: la carretilla, el volquete, las vagonetas Decauville, el camión, el dumper, etc., que se escogen de acuerdo con la importancia de la obra y la clase de trabajo que deba realizarse.

6.2. LA CARRETILLA

Instrumento utilizado en obras de poca importancia: tiene una cabida de $1/30$ a $1/15$ de metro cúbico. La velocidad de desplazamiento es de 3 a 3,6 km/h. El transporte se efectúa por relevos de 30 m en terreno horizontal (o de 20 m para una pendiente del 8 %). Cuando la distancia a franquear excede de 90 m, es preferible servirse de otro aparato. En una jornada de 10 horas es posible transportar 20 m^3 a 30 m de distancia.

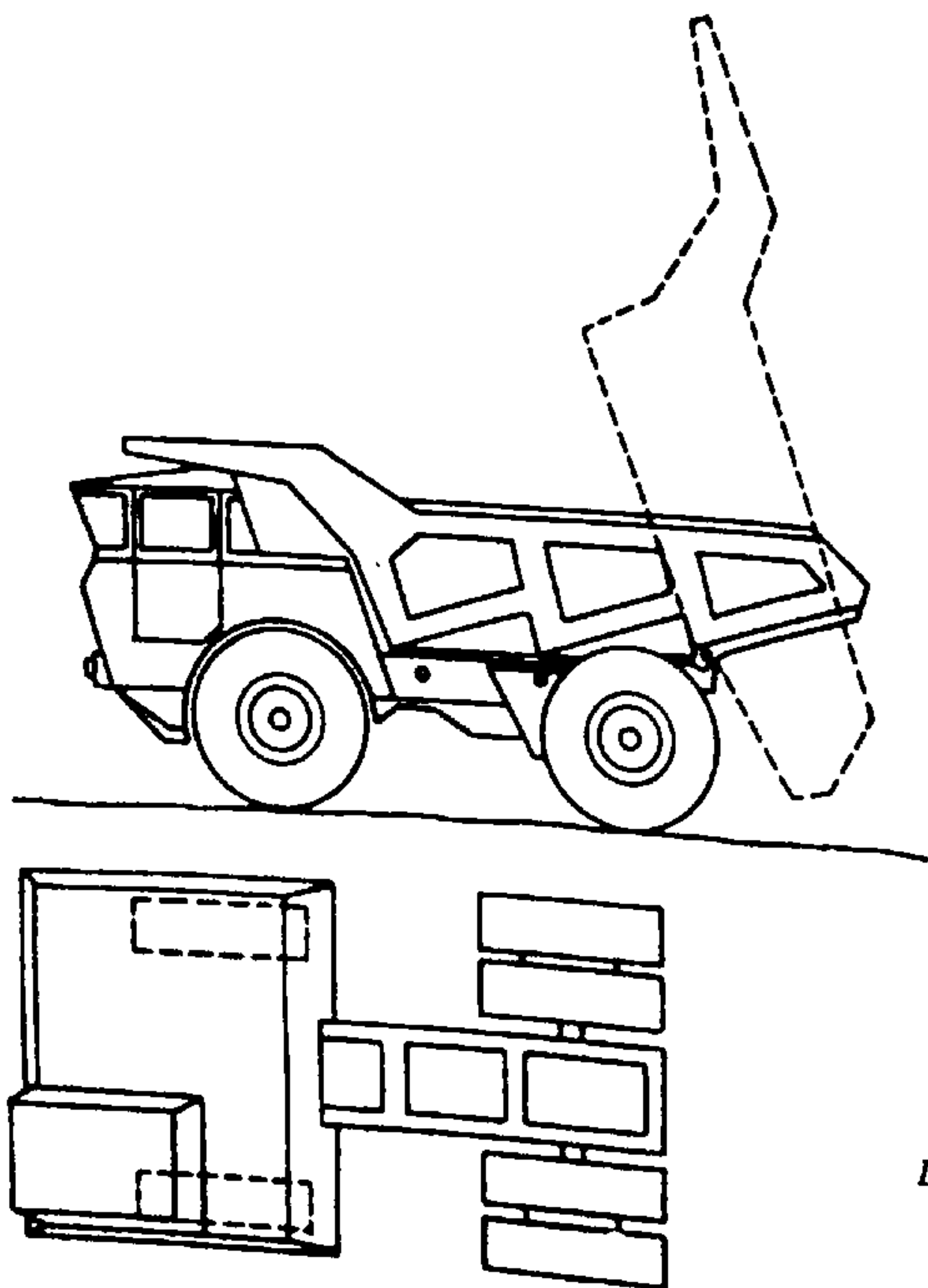
6.3. EL VOLQUETE

Arrastrado por un caballo, contiene de $0,5$ a 1 m^3 . Esta cabida pasa a ser de $1,5 \text{ m}^3$ cuando se utilizan dos caballos. La velocidad media de los desplazamientos varía de 3 a 3,6 km/h. Este vehículo puede servir para transportes de 30 a 600 m. Las rampas fuertes requieren a veces el enganche de tres o cuatro caballos en hilera.

6.4. LA VAGONETA DECAUVILLE

Está compuesta de una cubeta basculante montada sobre un "chasis" o bastidor; rueda sobre vías férreas de escasa anchura colocadas directamente sobre el suelo.

Este medio de transporte sirve para la evacuación de tierras incluso sobre terrenos muy mojados



y es muy adecuado para obras de extensa superficie. Los cambios de aguja, las placas giratorias y demás material completan el sistema de vías. La falta de movilidad y de flexibilidad de este modo de transporte puede ser perjudicial para la organización general del trabajo. La cabida de las vagonetas varía de $0,250 \text{ m}^3$ (cuando se las empuja a brazo) a $0,500 \text{ m}^3$ y aún más cuando los desplazamientos se efectúan a base de una pequeña locomotora (o caballos).

6.5. EL CAMIÓN

El vehículo automóvil comprende una cubeta que bascula hacia atrás o lateralmente (en ambos sentidos o en uno solo). La capacidad de la cubeta varía en función de la potencia del motor. Un camión de 5 t puede transportar de 3 a $3,5 \text{ m}^3$ de escombros (sin asentar) por viaje. Las mayores máquinas actuales tienen una capacidad de 18 m^3 , lo cual permite para ciertos trabajos particulares (canteras, construcción de autopistas, etc.) realizar notables economías en los tiempos de transporte y carga.

Existe en el mercado una gran diversidad de máquinas de esta clase. Se dará preferencia a aquellas que, accionadas por motores Diesel, presenten las mejores características de rendimiento y economía.

Por las relaciones que damos a continuación se puede determinar el número de camiones necesarios para evacuar las tierras de una excavación dada:

Q = producción horaria de la excavadora;

C = cabida de la caja o cubeta de los camiones;

T = tiempo en horas, necesario para el transporte (ida, descarga y regreso);

N = número de camiones por hora;

X = número de camiones que hay que poner en servicio.

Se tiene:

$$Q = N \cdot C$$

$$X = N \cdot T + 1.$$

Ejemplo: ¿Cuántos camiones serán precisos para evacuar los escombros producidos por una excava-

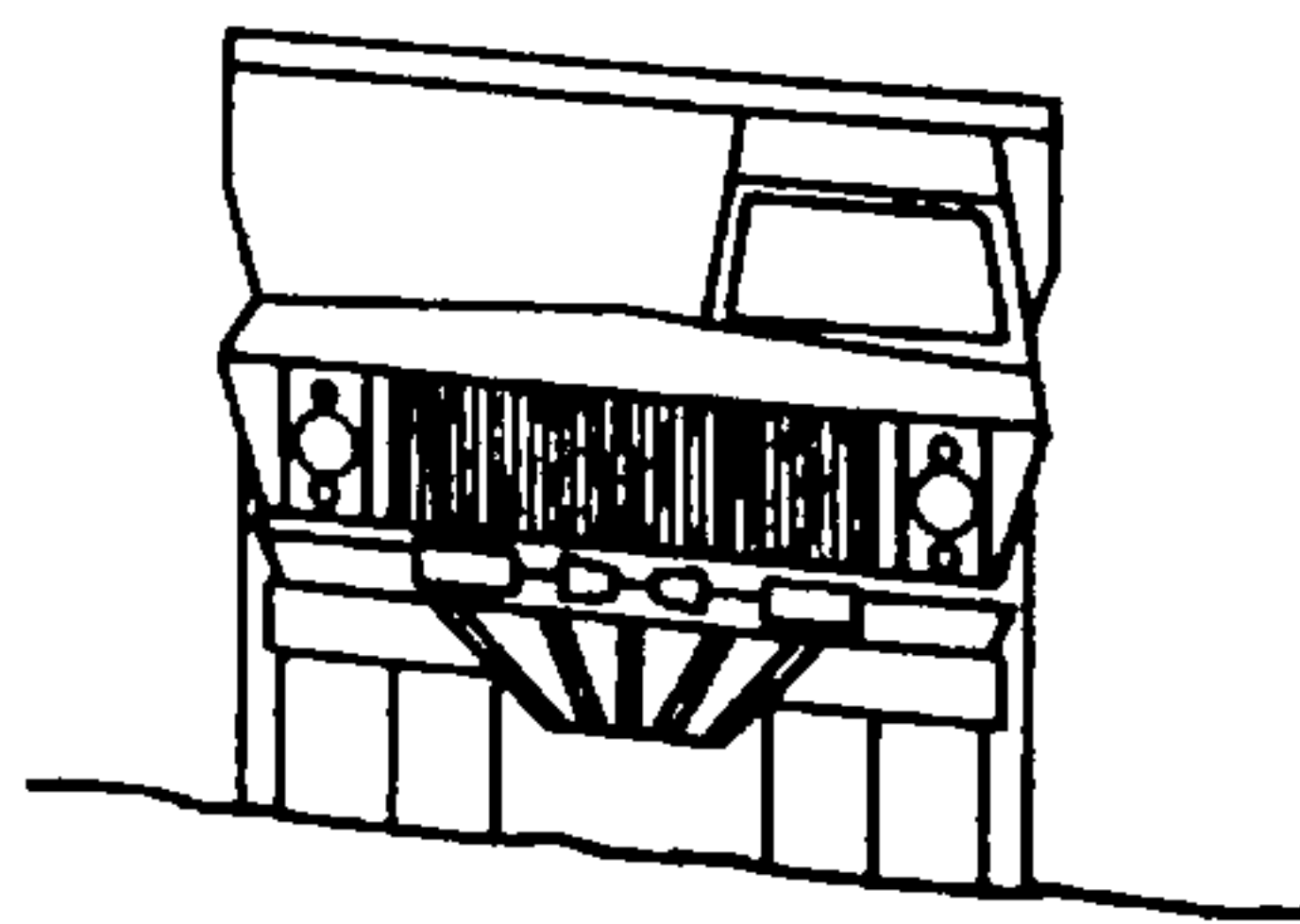


Fig. 169.

Camión (Berliet 25 t)

Los camiones presentan una gama muy extensa de capacidades.

dora cuyo rendimiento es de $55 \text{ m}^3/\text{h}$, sabiendo que la cabida de los camiones es de $3,5 \text{ m}^3$ y que el tiempo de transporte (a 30 km/h de promedio) dura 16 minutos?

$$Q = 55 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$C = 3,5 \text{ m}^3$$

$$T = 16 \text{ minutos, o sea } \frac{16}{60} = 0,267 \text{ de hora}$$

$$N = \frac{55}{3,5} = 15,72$$

$$X = 15,72 \cdot 0,267 + 1 = 5,2 \text{ camiones.}$$

Será necesario disponer de 5 ó 6 camiones, según las posibilidades de la empresa.

El producto horario de la excavadora debe calcularse teniendo en cuenta las pérdidas de tiempo inevitables, debidas a las maniobras de los camiones. Por ejemplo, el acceso a las obras por una sola vía puede ser causa de esperas motivadas por los cruces de los vehículos, etc.

Los camiones de cubeta múltiple ofrecen interesantes posibilidades en las obras de movimientos de tierras, cuando es baja la producción de la excavadora. Permiten obtener un rendimiento óptimo de la parte motriz reduciendo los tiempos de espera y de maniobra junto a la excavadora (fig. 170).

6.6. LOS DUMPERS Y LOS SEMIRREMOLQUES

Los dumpers llevan una caja o cubeta basculante hacia delante montada sobre un chasis automotor. Las ruedas delanteras, de gran diámetro, son motrices y están colocadas debajo de la cubeta; las ruedas de atrás son directrices.

La capacidad de estas máquinas varía entre 150 l y 18 m^3 . La potencia puede alcanzar los 400 CV . El movimiento basculante y el de retorno a la posición normal de la cubeta se obtienen mediante un sencillo efecto de inercia. La velocidad de desplazamiento es de unos 20 a 25 km/h . Esta clase de vehículos no es adecuada para un transporte regular por carretera. La distancia máxima recorrida por estos vehículos no debería exceder de 1.200 m (figuras 171 y 172).

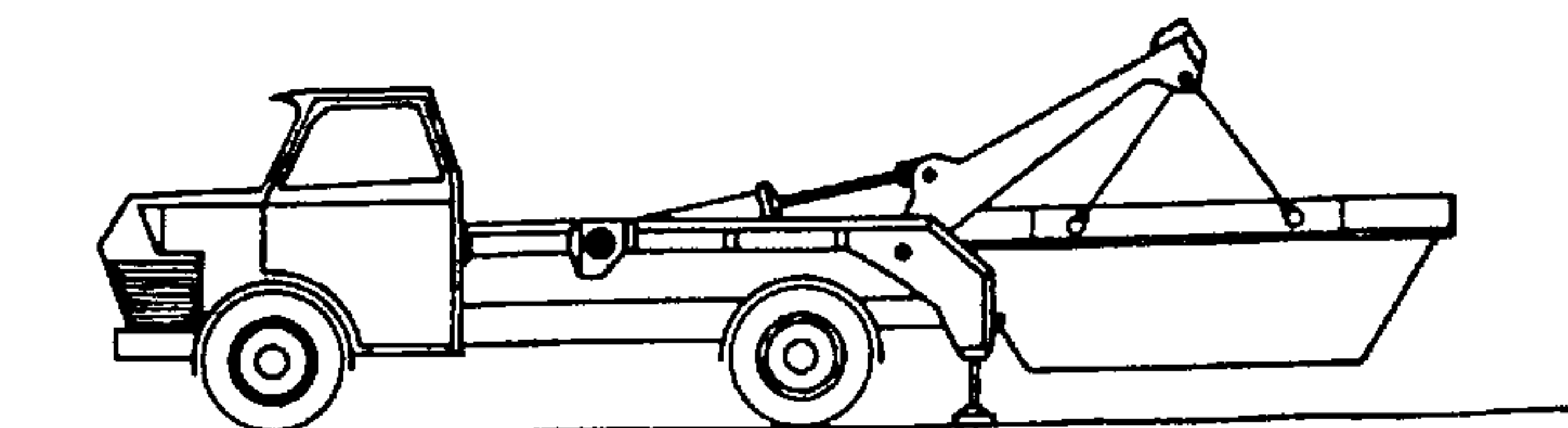
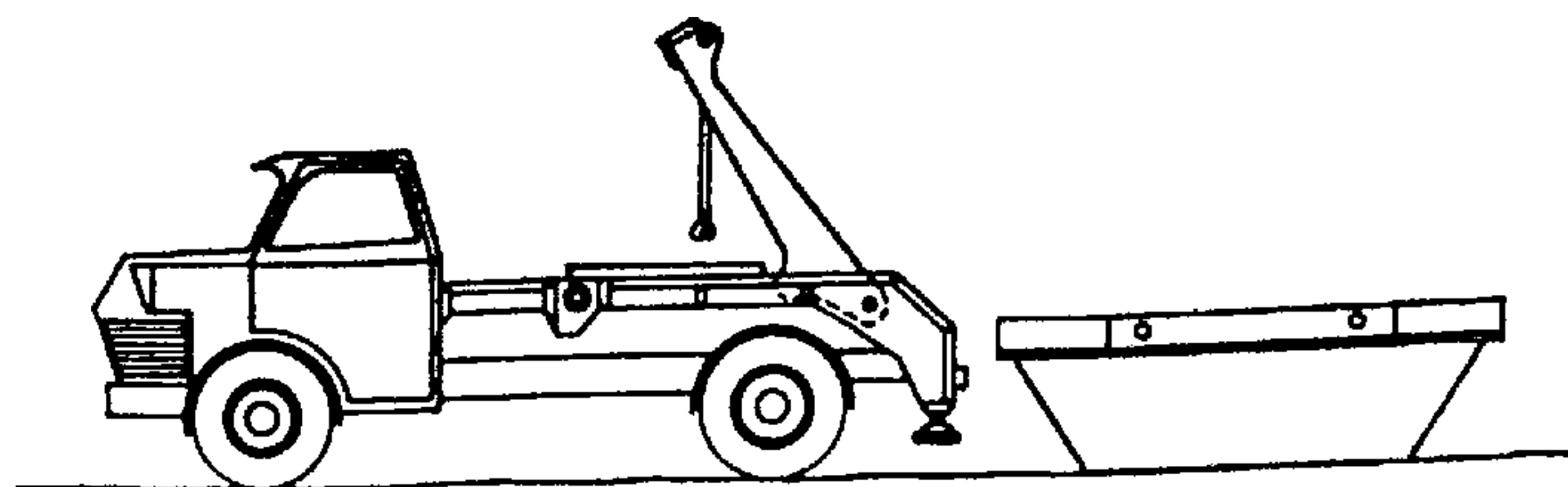
7. LOS TERRAPLENES

Los terraplenes se hacen por superposición de capas de $0,20$ a $0,40 \text{ m}$ de espesor, bien apisonadas, con el propósito de reducir en gran medida el esponjamiento del material aportado.

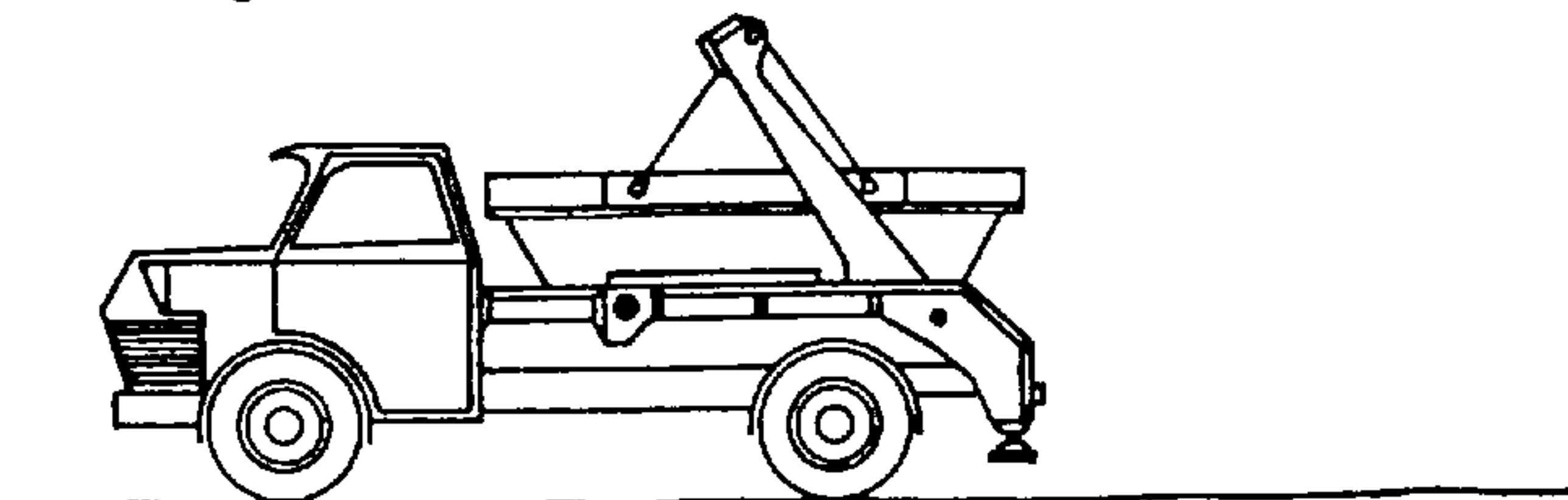
La rodadura de los vehículos sobre las capas ya colocadas constituye un excelente apisonamiento.

Para obtener una compactación interesante sobre grandes superficies, da buenos resultados proceder a un cilindrado intensivo de las diversas capas. A este efecto se emplean rodillos o rulos compresores. Los aparatos más eficaces son los rulos vibrantes o los rodillos con pies de cabra vibrantes. La acción de esos aparatos se deja sentir en un espesor de $0,40$ a $0,80 \text{ m}$

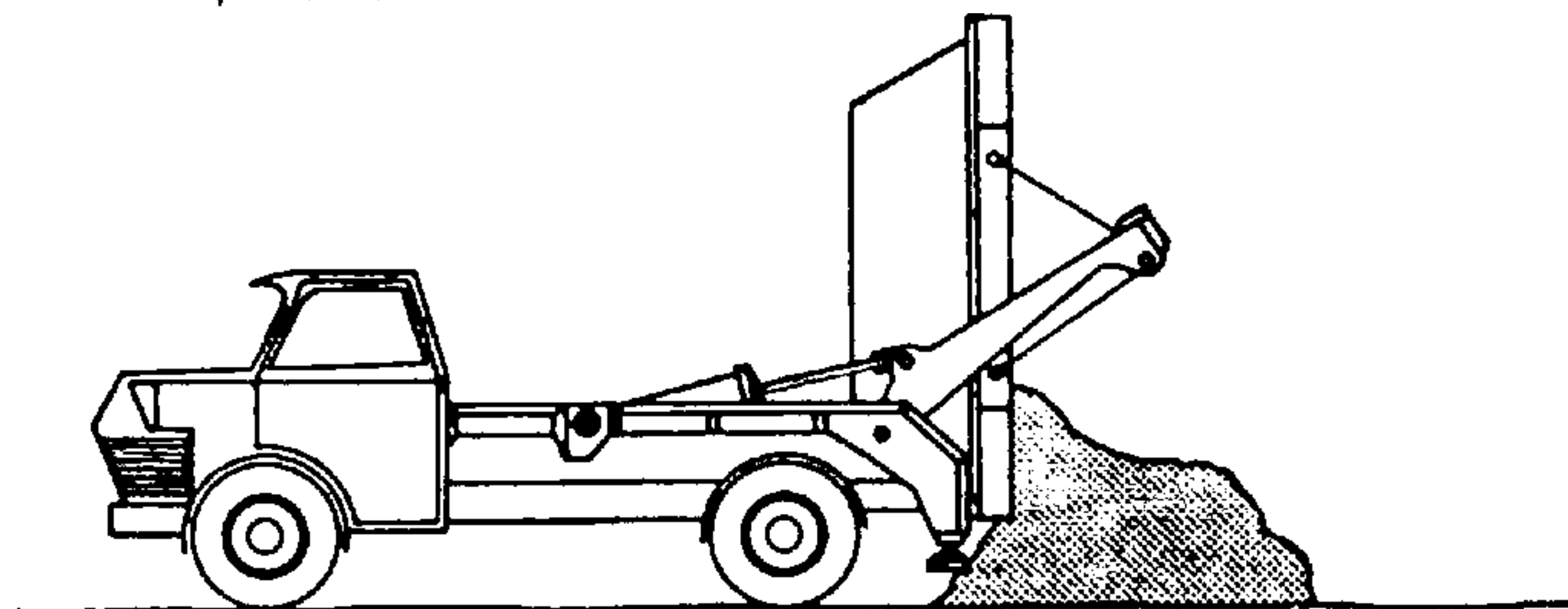
El camión de cubetas múltiples se compone de 4 ó 5 cubetas y un chasis automotor



Recogida de la cubeta



Transporte de la cubeta



Vaciado de la cubeta

Fig. 170.

Camión de cubetas múltiples

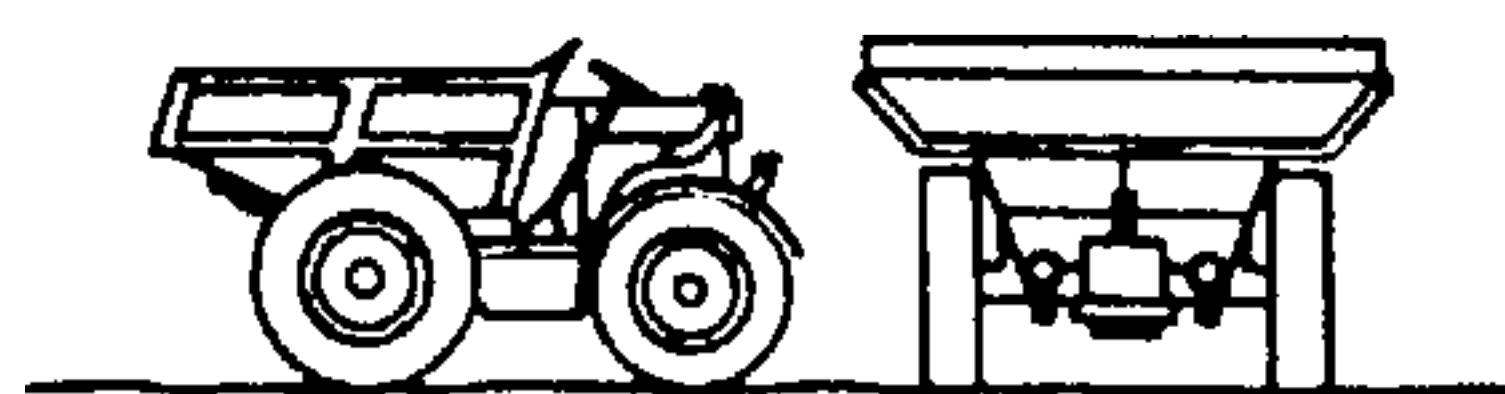


Fig. 171.

Dumper de pequeña capacidad

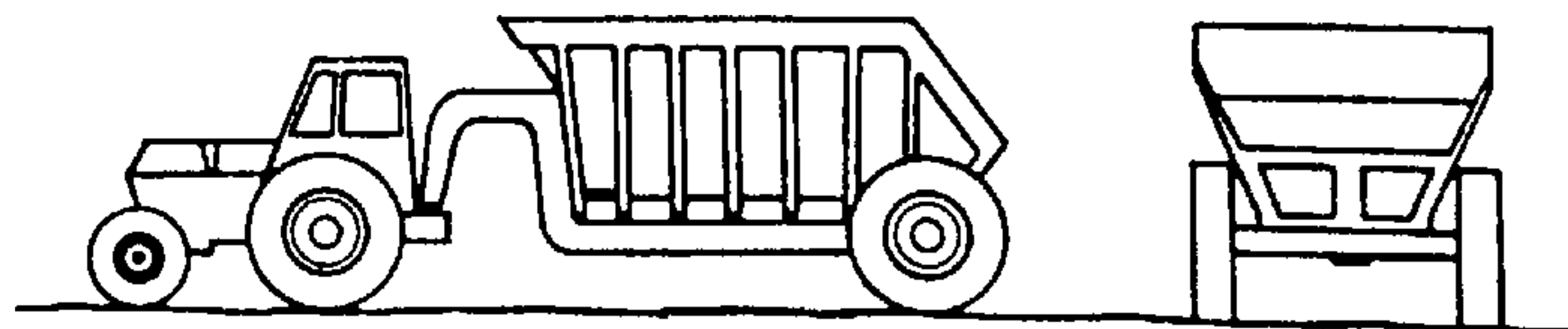


Fig. 172.

Dumper de gran capacidad

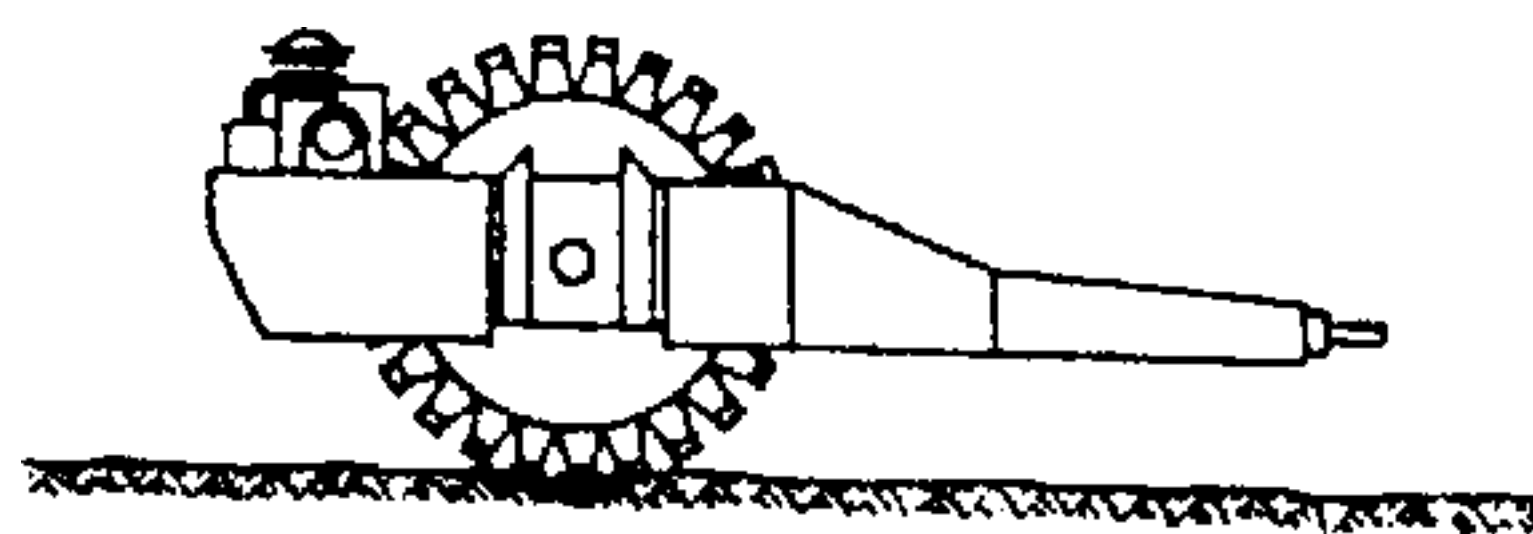


Fig. 173.

Rodillo de pies de cabra

Es vibrante y de una gran eficacia; pero no es útil para terrenos polvorientos, materiales rocosos, bloques, etc.

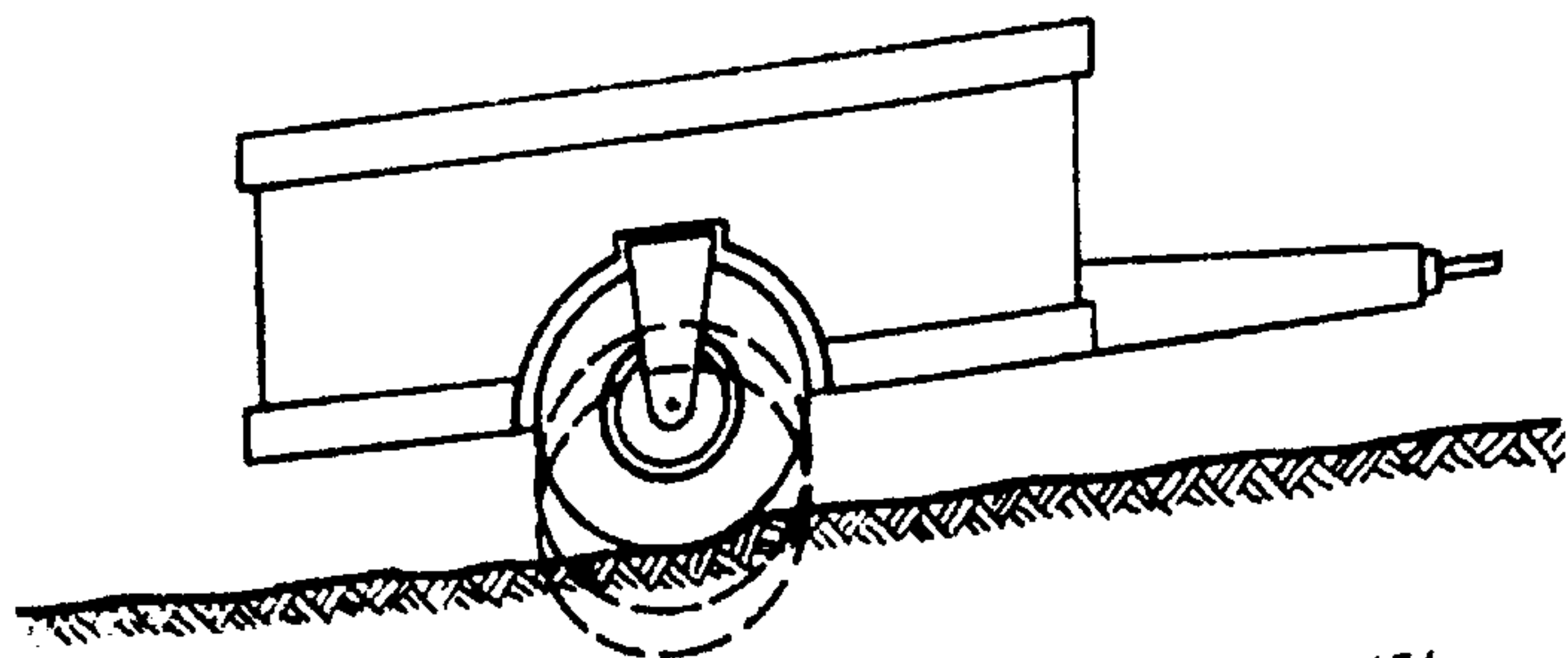


Fig. 174.

Compactadores con neumáticos

Aparatos remolcados o con motor autónomo que son útiles para toda clase de terraplenes, arcillosos, arenosos, de grava, para el hormigonado y para revestimientos bituminosos de carreteras. La suspensión de cada rueda asegura una compactación excelente. (Apisonamiento conseguido después de 3 a 6 pasadas; de 30 a 80 cm, según el peso del aparato.)

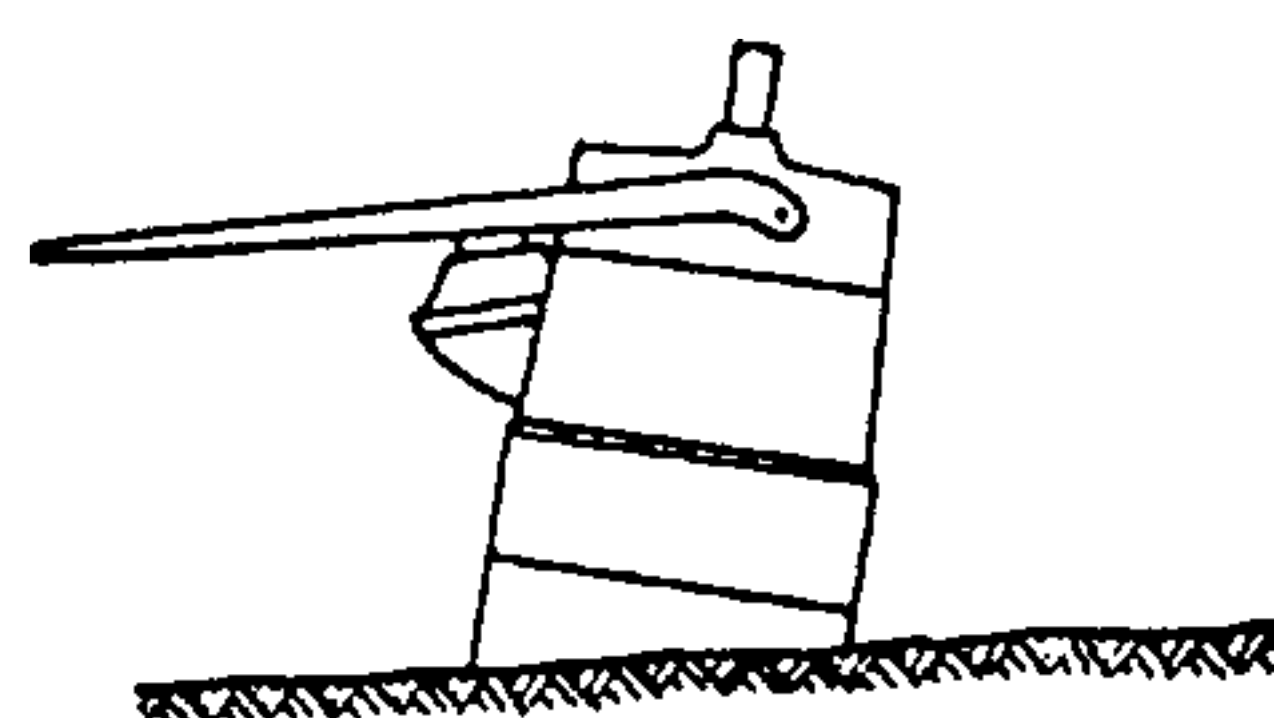
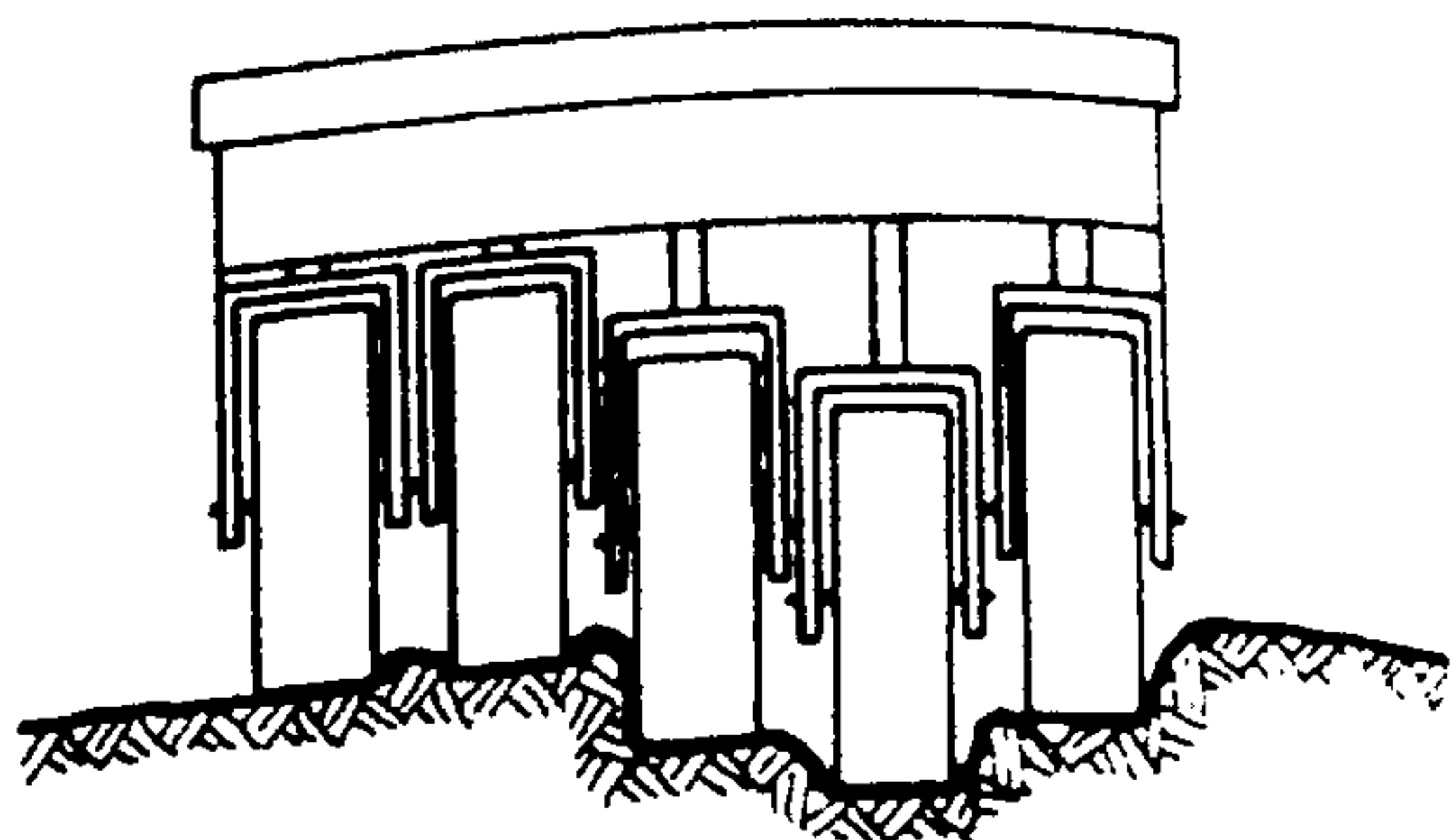


Fig. 175.

Pisón de explosión de 1.000 a 1.500 kg (denominado sapo o rana)

Este aparato, que actúa por choques y da un espesor de apisonamiento de 30 a 50 cm, es útil particularmente para terrenos coherentes, secos o húmedos, para tierras polvorientas y para materiales rocosos.

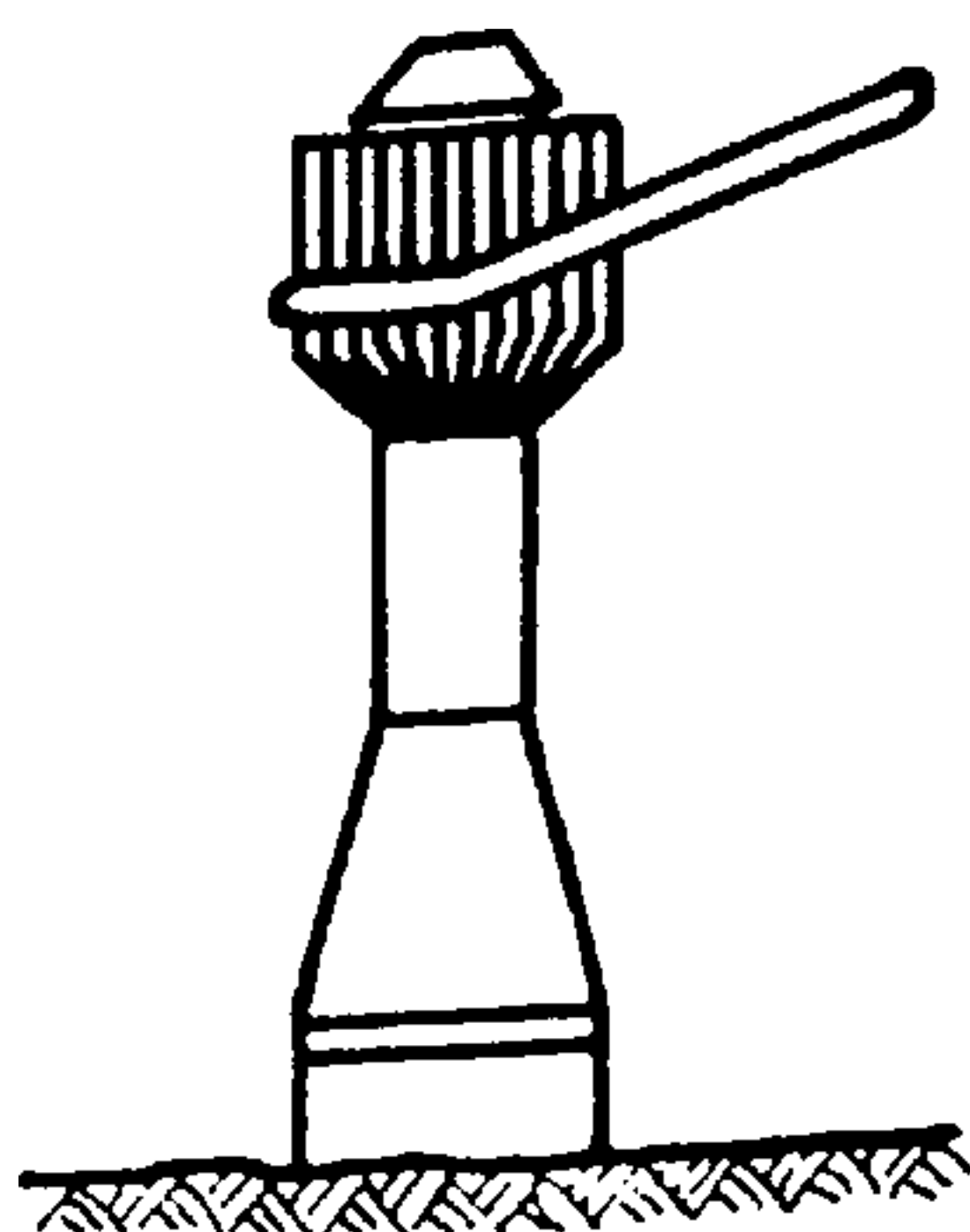


Fig. 176.

Pisón neumático (o pilón mecánico)

Pesa unos 100 kg, es útil para terrenos húmedos y para suelos polvorientos (profundidad del asentado, de 20 a 40 cm).

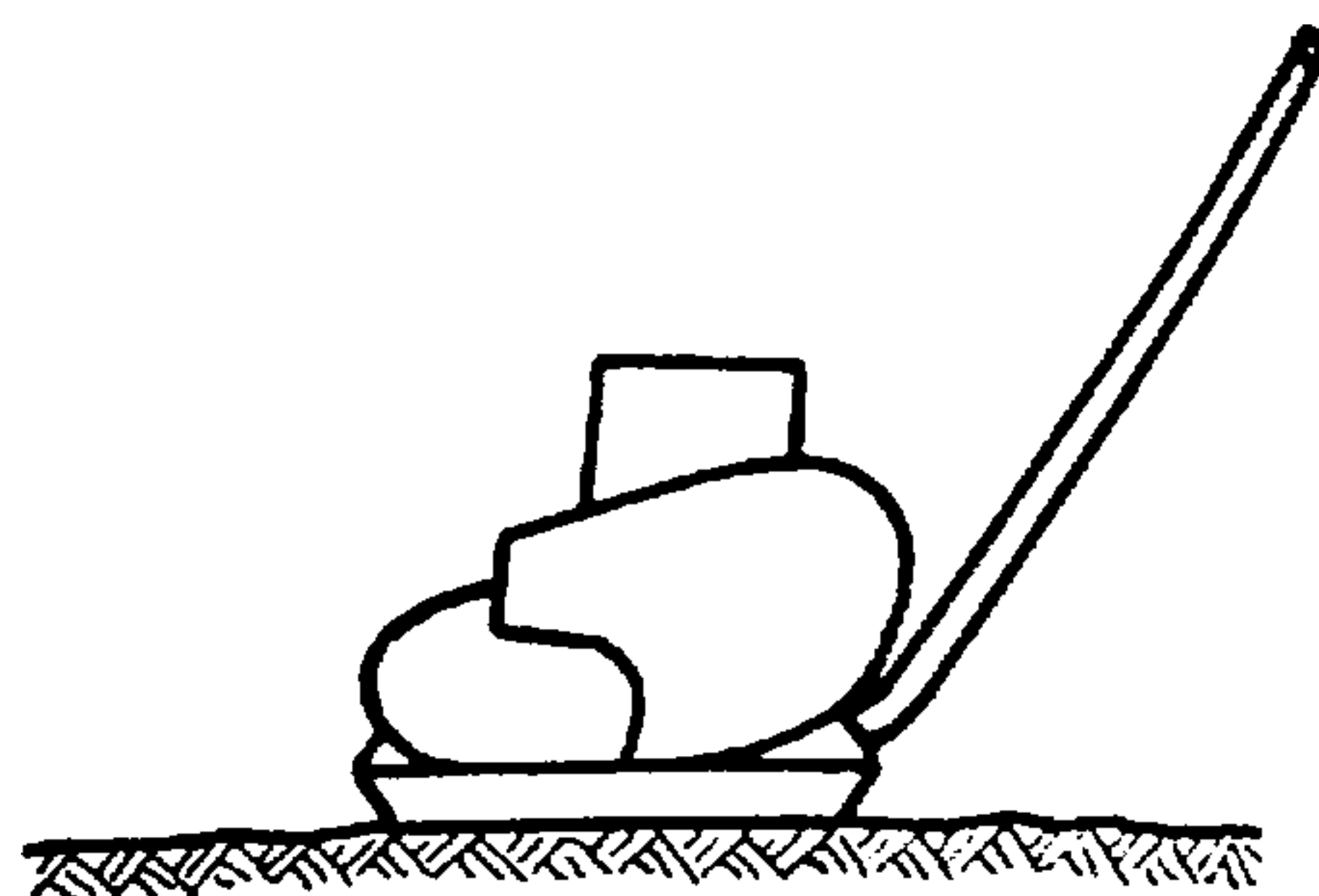


Fig. 177.

Pisón vibratorio

Placa vibratoria de 200 a 600 kg que es útil para terrenos polvorientos y tierras compactas y secas.

para una velocidad de desplazamiento de 3 a 6 km/h. Esos rodillos suelen ir remolcados por tractores de orugas. El rodillo de pies de cabra es muy apropiado para los terrenos arcillosos (fig. 173).

La utilización de chasis, montados sobre trenes de ruedas con neumáticos, permite también llevar a cabo la compactación de los terrenos (fig. 174).

Para compactar pequeñas superficies se emplea el pisón de brazo, o bien, si se quiere lograr mayor eficacia, el pisón mecánico saltador o vibrante. Es conveniente compactar cada capa por separado (figuras 175 a 177).

Cuando el terraplén descansa sobre una superficie de terreno inclinada, es conveniente realizar el asentado por escalones sucesivos, evitándose de esta

forma eventuales deslizamientos. Por otra parte, es preferible, antes de proceder a un terraplenado, limpiar el suelo subyacente de la vegetación que lo cubre. Se evita así en buena parte los asentos ulteriores.

De todos modos, después de la ejecución de un terraplenado, se producirá siempre algo de asiento, cuya importancia depende del material empleado y de la altura del terraplén. En general se puede admitir, según Winkler (fig. 178):

Terraplén gredoso o arcilloso	$h' = h/12$	$b' = h/8$
Terraplén de tierra	$h' = h/14$	$b' = h/9$
Terraplén arenoso	$h' = h/23$	$b' = h/15$
Terraplén de piedra	$h' = h/40$	$b' = h/40$

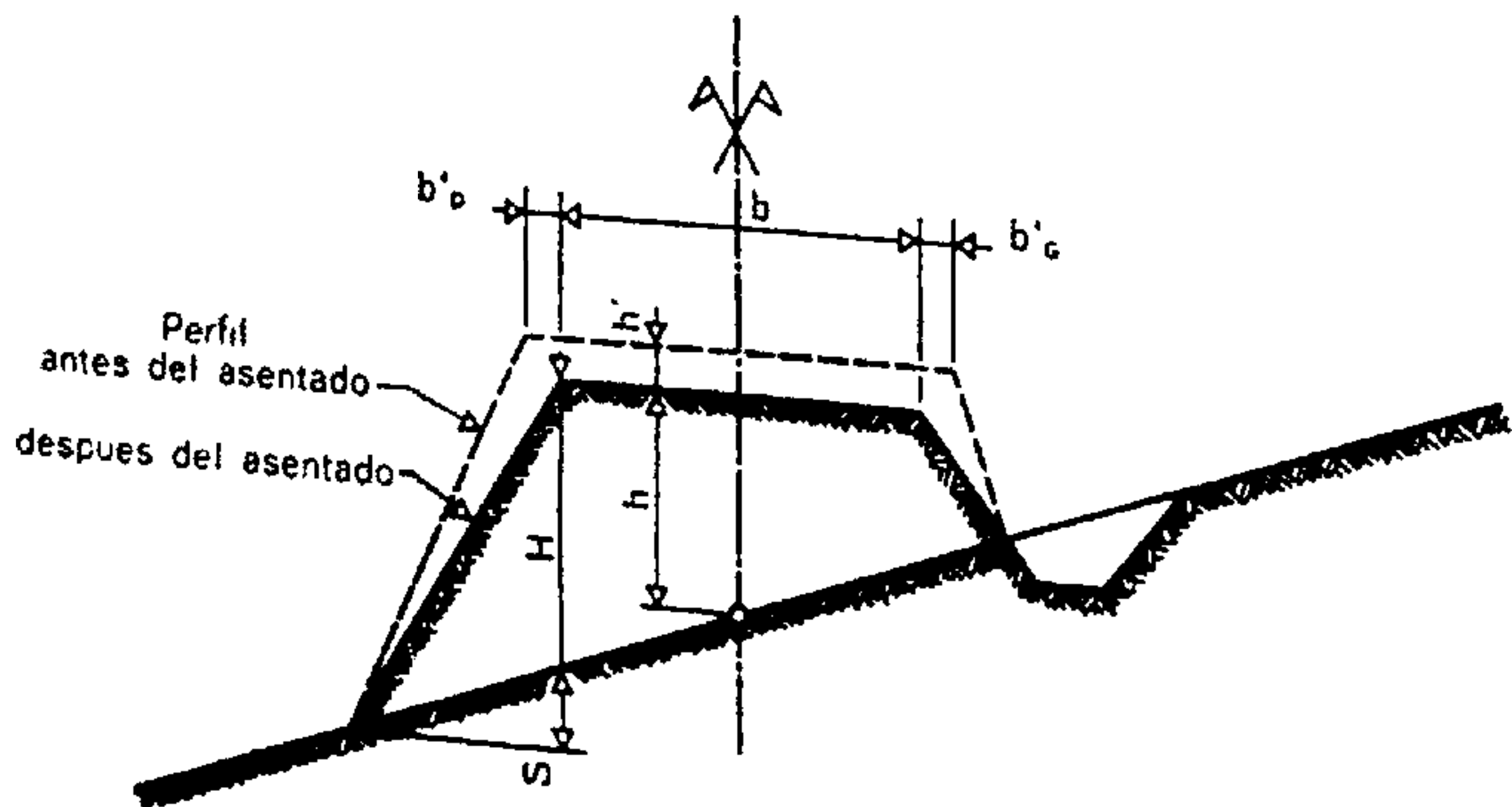


Fig. 178.

Asiento de los terraplenes

Cuando la pendiente del terreno es fuerte se adopta para el asiento horizontal b' de la parte de aguas abajo:

$H + \frac{s}{2}$ que sustituye al valor de h en la tabla.

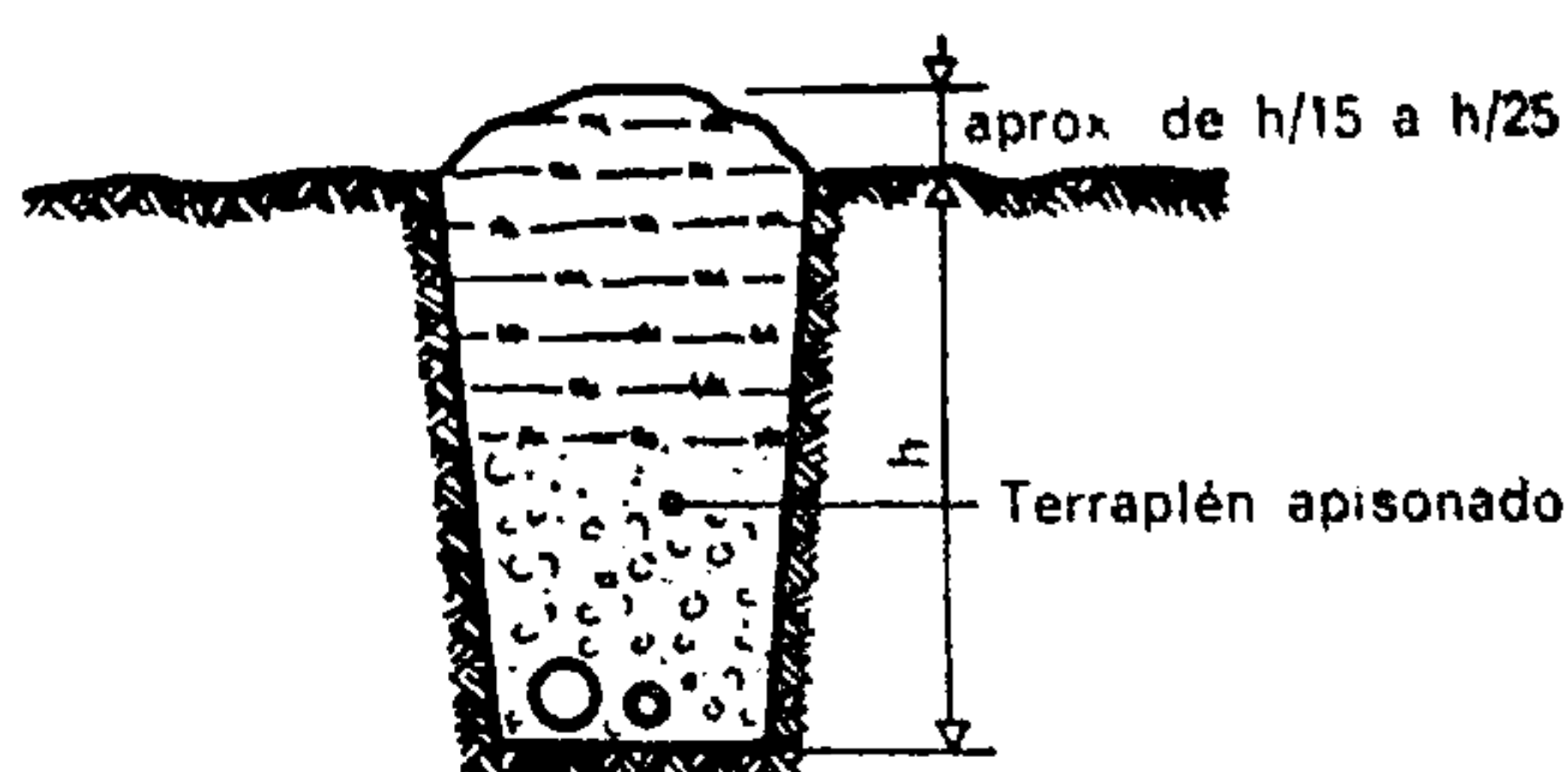


Fig. 179.

Asiento de los terraplenes

Cuando se terraplean excavaciones en forma de zanjas, es preciso prever el asiento que experimentarán ulteriormente.

Teniendo en cuenta estos valores, se aumentará algo la altura de los terraplenes a fin de que después del asiento sufrido se alcance el nivel previsto (figura 179).

obtiene entonces aplicando las fórmulas dadas en el capítulo XIV: *Geometría*; la superficie de las bases la proporciona el levantamiento; la distancia entre perfiles es conocida (fig. 180).

8. MEDICIÓN EN METROS DE LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS

Antes de emprender la ejecución de los movimientos de tierras, es preciso establecer, por nivelación, un levantamiento del terreno primitivo.

9. EXPLOSIVOS

El empleo de explosivos es a veces necesario para la ejecución de ciertos movimientos de tierras. Los explosivos más empleados son: la *dinamita goma*, la

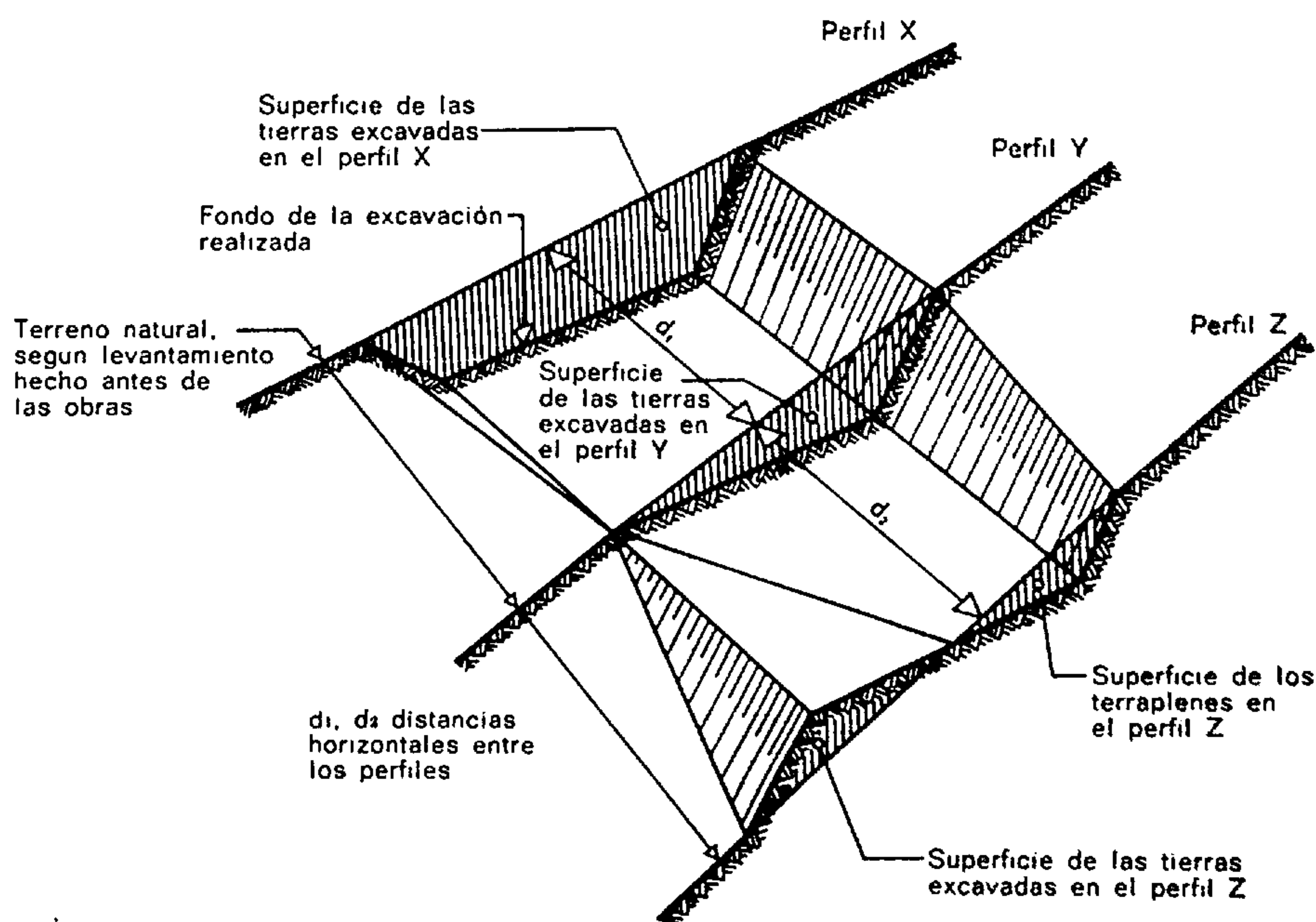


Fig. 180.

Medición en metros de los movimientos de tierras

Para efectuar el cálculo de los volúmenes de los desmontes y de los terraplenes realizados, una vez concluidos los movimientos de tierras se realiza la nivelación de las excavaciones y taludes ejecutados. Comparando el estado de antes y después del movimiento de tierras es posible calcular los volúmenes desplazados.

Para facilitar las comparaciones, se elige un punto determinado de referencia general que se le pueda utilizar en las dos nivelaciones.

Cuando se trata de excavaciones de gran longitud y escasa anchura (excavaciones para canalizaciones, canales, carreteras, etc.), se procede a levantar perfiles transversales. El volumen excavado se

gamsita y la *cheddita*, que son explosivos de seguridad. La explosión se produce por medio de un disparador eléctrico o bien por combustión de una mecha de seguridad. La mecha *Bickford* es la más empleada; arde a una velocidad de unos 65 cm por minuto.

Esa mecha va fija a un detonador o cebo que provoca la explosión.

El explosivo debe ir colocado al fondo de un barreno, en íntimo contacto con el detonador solidario de la mecha *Bickford*. A continuación se ataca el barreno (mediante un atacador de madera) con arena sin comprimir y luego con salchichones o cilindros de arcilla. Algunos mineros preconizan la interposición de un cierto espesor de papel entre

EMPLEO DE EXPLOSIVOS

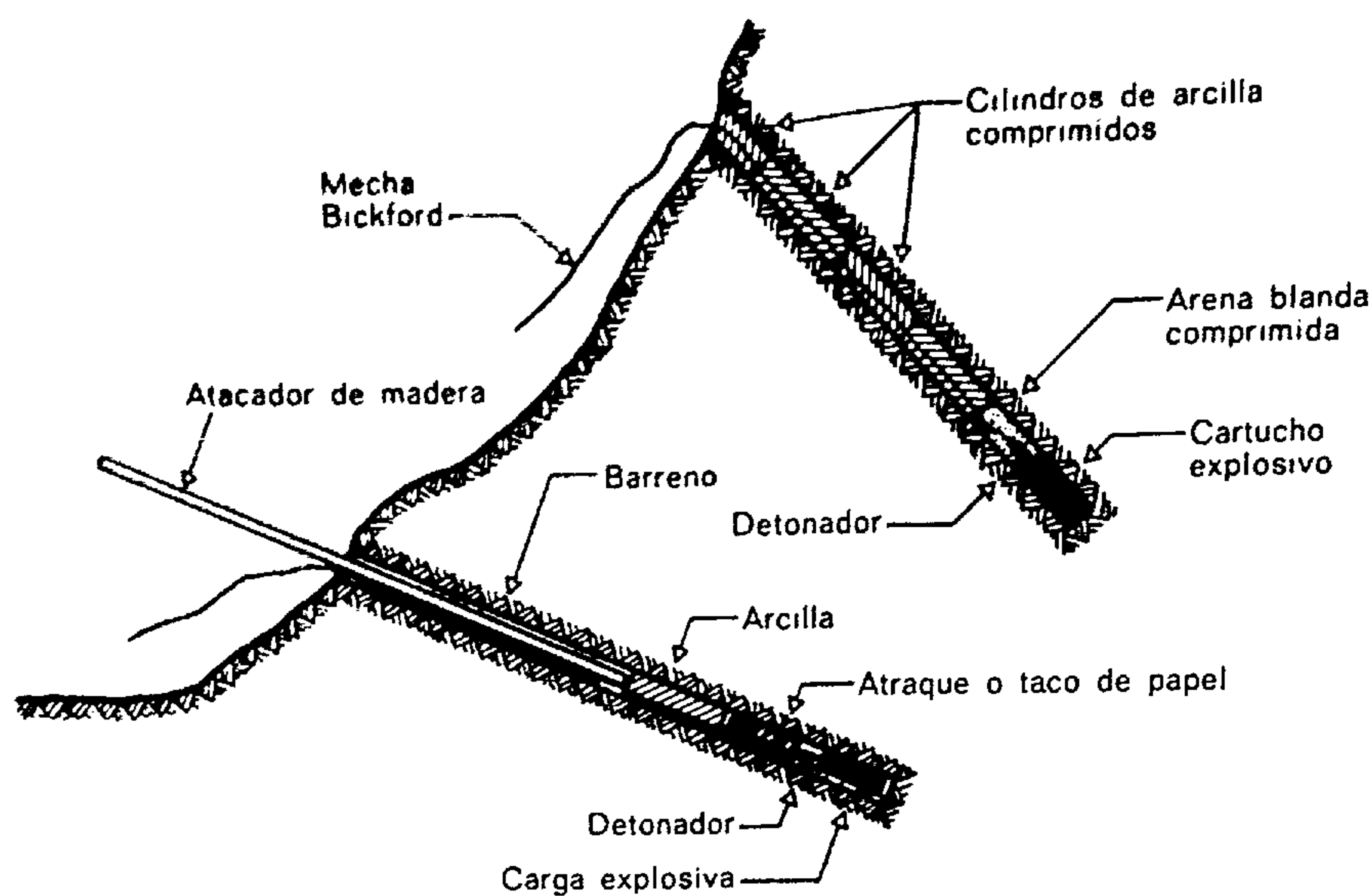


Fig. 181.

El barreno se perfora con una barrena, sostenida con la mano o montada sobre un chasis provisto de neumáticos o de orugas.

la carga y el atacado a fin de facilitar el desatacado en caso de fallo. Mediante algunas precauciones de impermeabilidad (mecha impermeable, recubrimientos de grasa o de pez sobre el detonador y su enlace con la mecha), el atacado puede hacerse con agua, lo cual facilita aún más el desatacado (figs. 181 y 182).

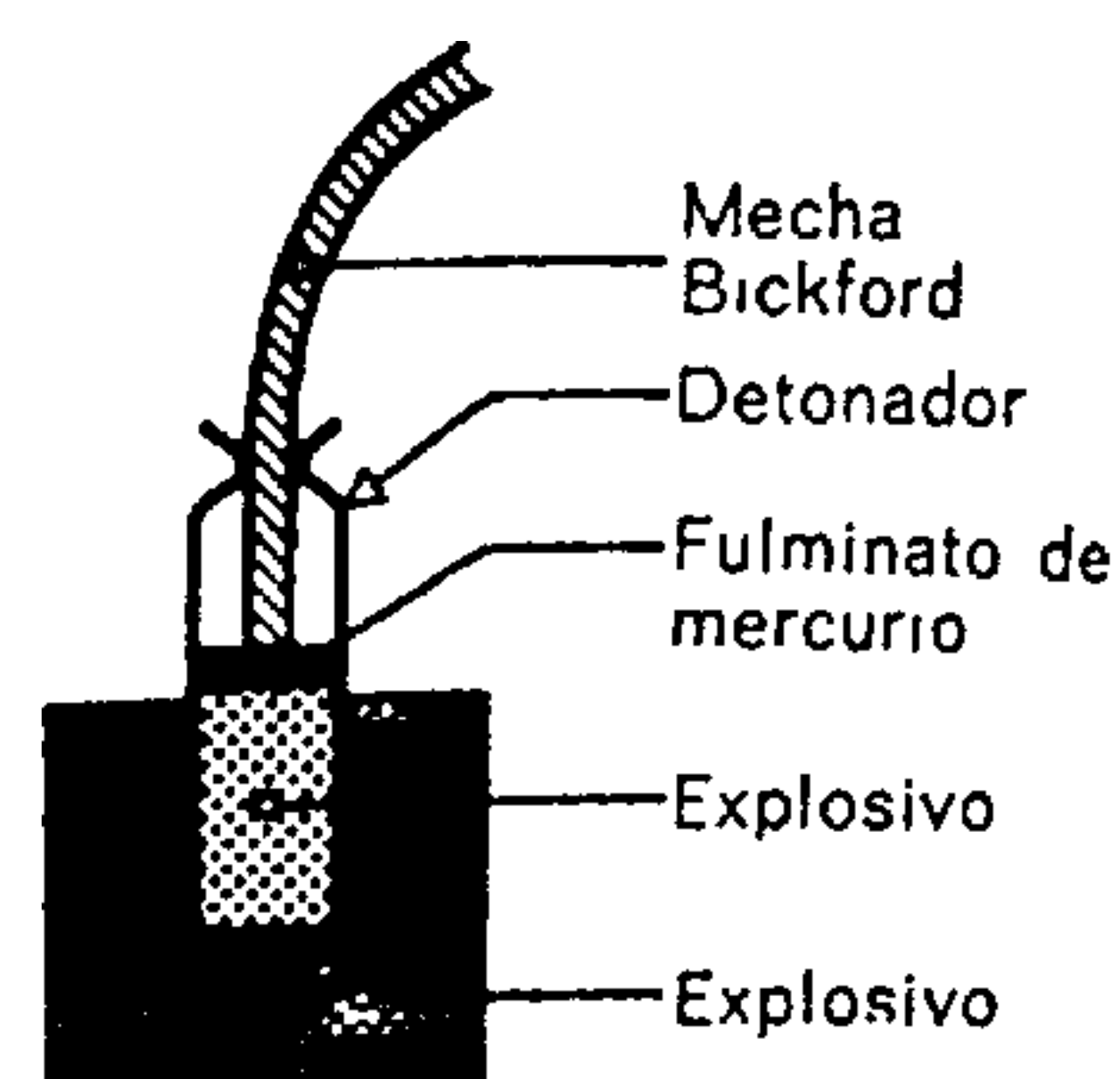


Fig. 182.

La explosión puede provocarse mediante la mecha Bickford o por medio de un disparador eléctrico.

Observaciones: El almacenado y empleo de los explosivos está sometido a reglamentaciones severas. Los usuarios han de conocerlas bien.

Por otra parte, los elementos necesarios para el cálculo de las cargas y para la disposición de los barrenos se salen del marco de esta obra.

UTN
FACULTAD REGIONAL
SAN RAFAEL

LAS CIMENTACIONES

1. PRINCIPIOS GENERALES

Las cimentaciones están destinadas a repartir sobre el terreno el peso de la obra.

Es pues conveniente, para determinar sus dimensiones, conocer, por una parte, el peso total de la obra (enteramente acabada, incluidas las sobrecargas accidentales), y por otra, la aptitud portante del terreno sobre el cual descansa la construcción.

Tal relación puede escribirse así:

$$\frac{\text{Peso de la obra}}{\text{Superf. apoyo sobre el terreno}} \leq \text{Aptitud portante del terreno}$$

La aptitud portante o de sustentación de un terreno destinado a construcción viene definida por la carga unitaria (expresada en kg/cm^2) bajo la cual, prácticamente, el asiento cesa de aumentar. Esta característica puede ser modificada por la aparición de determinados fenómenos exteriores, tales como las heladas, las venas de agua superficiales o subterráneas, etc.

Asimismo, para disminuir los peligros y azares enunciados, deberán respetarse algunas reglas.

1.2. PROFUNDIDAD DE LAS CIMENTACIONES

Las cimentaciones deben establecerse en el terreno a una profundidad tal que su base esté fuera

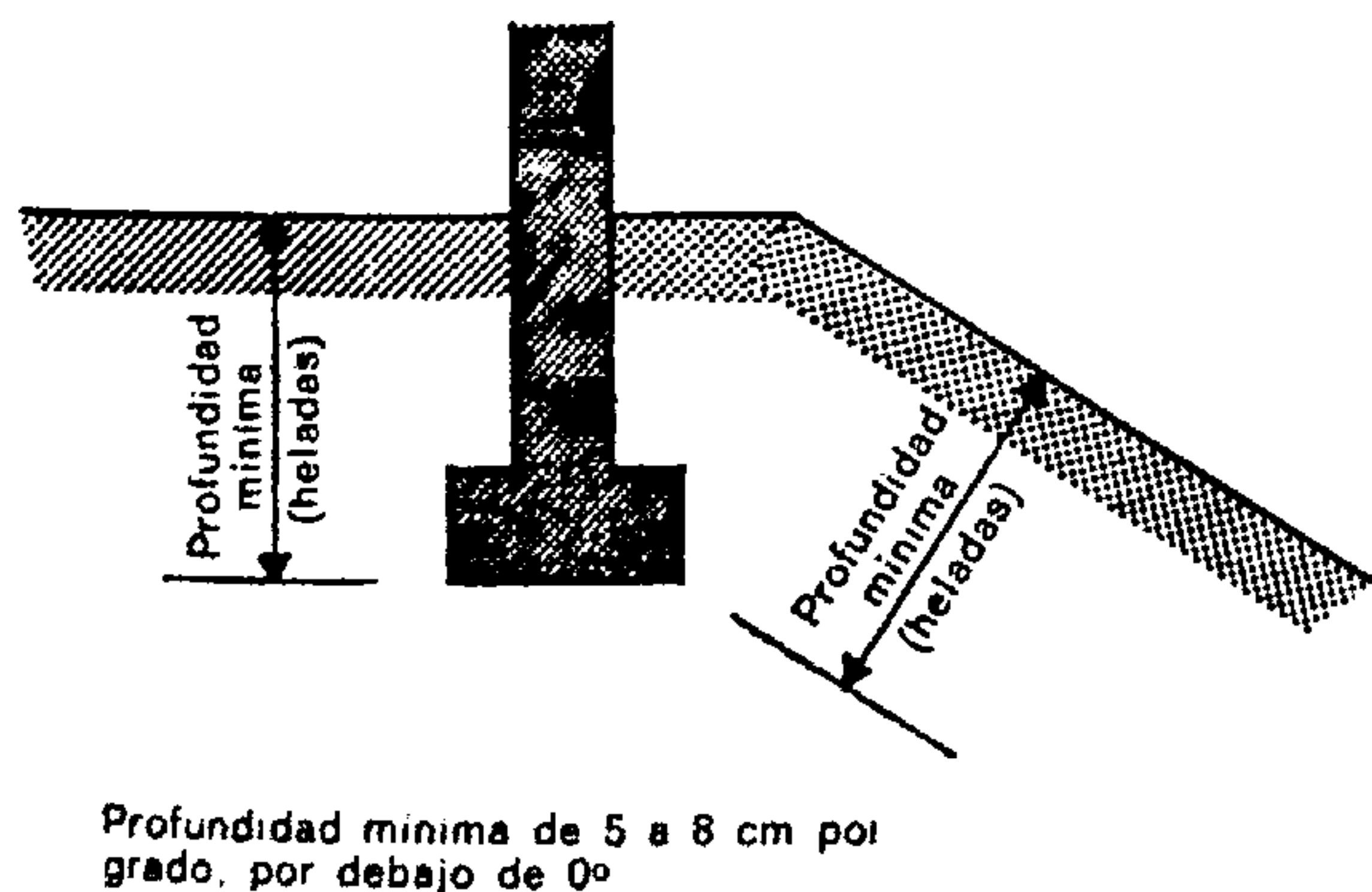


Fig. 183.

Profundidad mínima de las cimentaciones (caso general) del alcance de las heladas. Esta profundidad mínima se calcula a base de 5 a 8 cm por grado de tem-

peratura bajo 0. Teniendo en cuenta esos valores se obtiene, por ejemplo, una profundidad mínima de:

0,90 m para las regiones del Rhin inferior,
0,80 m para Ginebra y las orillas del Lemán,
0,70 m para la región lionesa, el Maconés y la Borgoña,
0,60 m para el valle del Ródano,
0,40 a 0,25 m para el litoral del Atlántico y del Mediterráneo, etc.

Quede entendido que en el interior de dichas zonas hay puntos más expuestos al frío que pueden exigir profundidades superiores (fig. 183).

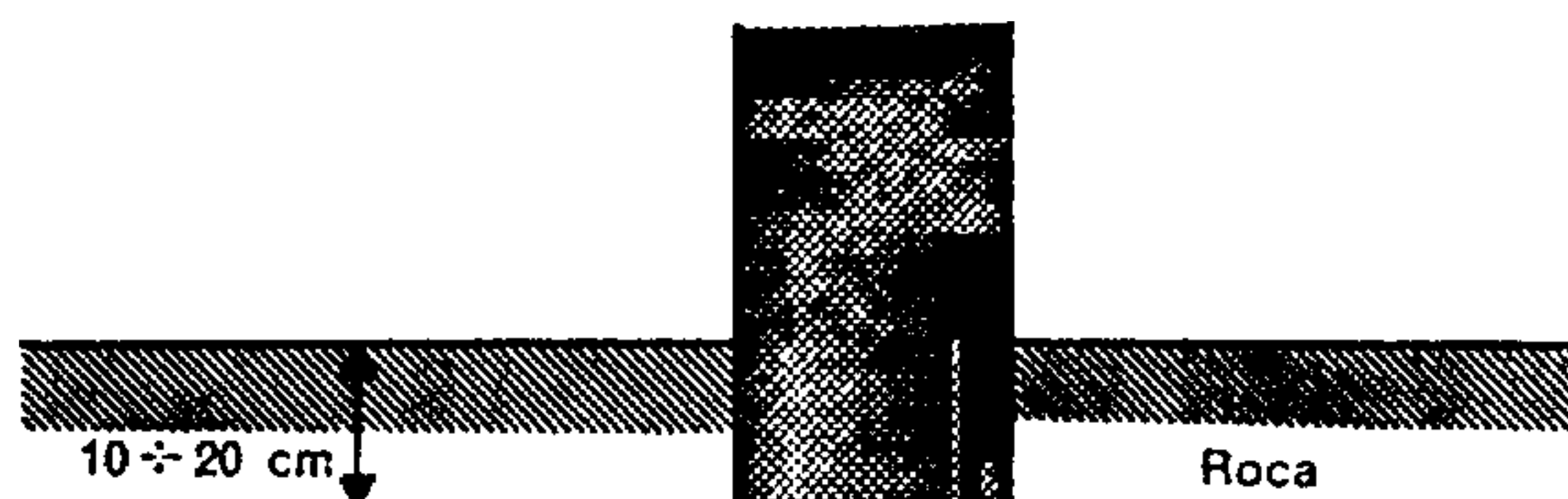


Fig. 184.

Cimentaciones en roca

Observación: Estas mismas profundidades deben respetarse en la colocación de conducciones y canalizaciones dentro del terreno.

En roca compacta, las cimentaciones se situarán como mínimo a 20 cm por debajo de la superficie de la capa rocosa, a fin de proporcionar el debido anclaje (fig. 184).

1.3. DRENAJE DEL TERRENO

Para evitar, por una parte, los riesgos de que se modifique la naturaleza del terreno por la irrupción de aguas, y por otra parte, una constante humedad en las cimentaciones y el ascenso por capilaridad del agua en las paredes, es recomendable instalar drenajes. Esos drenajes deben colocarse cerca de las cimentaciones. Pueden estar formados por drenes o tubos de barro cocido, o por tubos escurrideros de hormigón perforados y colocados sin juntas, a tope. El diámetro de tal drenaje está en relación con la cantidad de agua que deba captar, y la pendiente que se le proporciona debe ser por lo menos de 3 mm por metro.

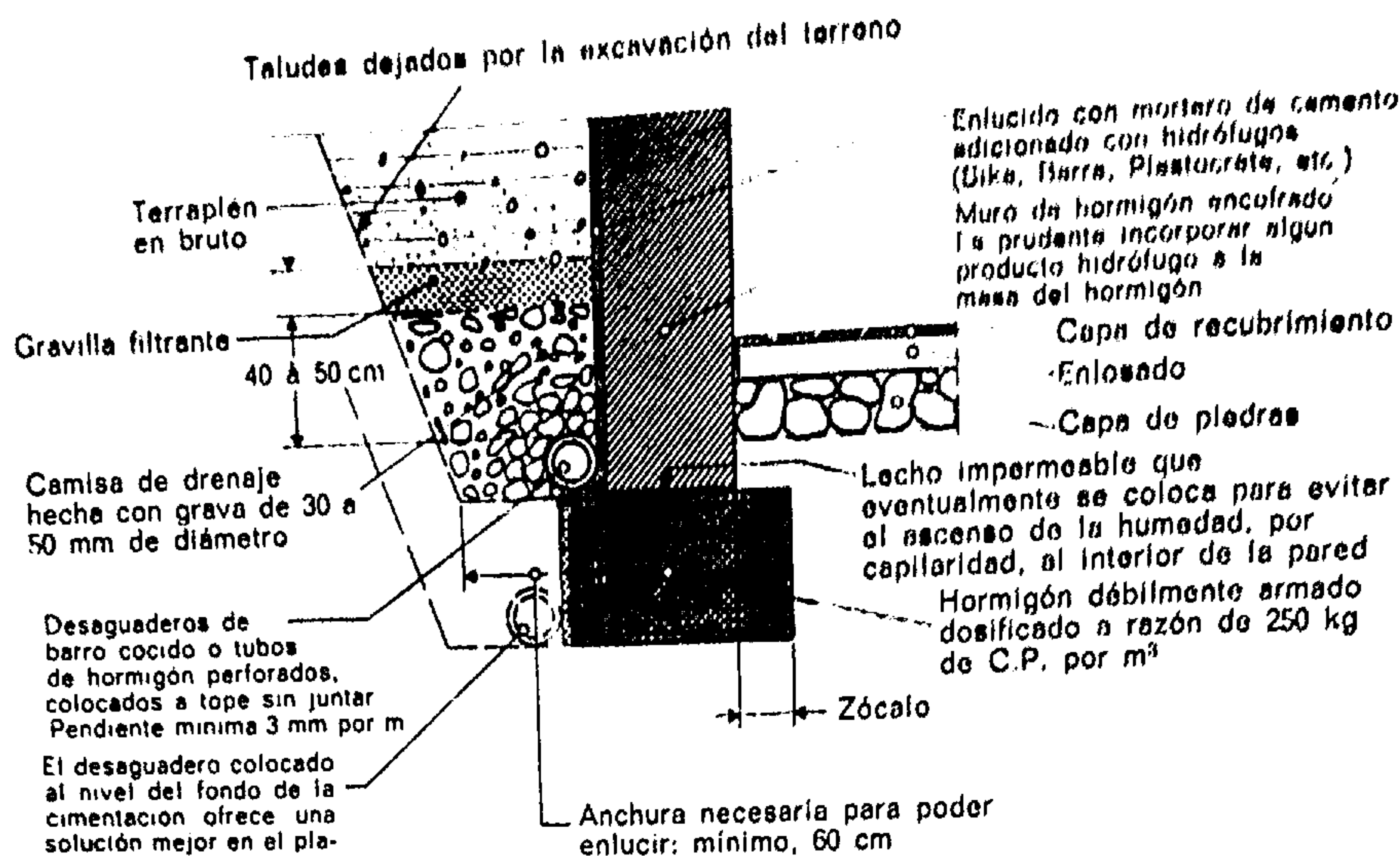


Fig. 185.

Drenaje del terreno junto a las cimentaciones

El drenaje debe colocarse lo más profundo posible.

Una vez colocados en su sitio, los drenes se rodean y recubren con una camisa de drenaje. Esta camisa está constituida por grava de 30 a 50 mm de diámetro y un lecho de gravas filtrantes de pequeño diámetro hasta una altura de 40 a 50 cm. El terraplénado se completa luego con tierra (fig. 185).

A fin de aumentar la eficacia del drenaje es indispensable enlucir o revocar la cara de la pared en contacto con la tierra, con un enlucido hidrófugo si es necesario (mortero más producto hidrófugo: Sika, Barra, Plastocrète, etc.) o alisar la superficie de la pared y pintarla con productos bituminosos. Para evitar las infiltraciones posibles entre la zapata de base y el muro, el enlucido se dispondrá en forma achaflanada, redondeada sobre el retallo de la cimentación.

1.4. DISPOSICIÓN DE LAS CIMENTACIONES

Con la finalidad de evitar los posibles deslizamientos, el asiento de los cimientos debe ser perpendicular a la dirección de los esfuerzos transmitidos. Esta observación afecta a las cimentaciones normales sobre suelo inclinado, para las cuales se construirán escalones, macizos bajo bóvedas, estribos de puente, macizos de anclaje, etc. (fig. 186).

1.5. MATERIALES UTILIZADOS

Es posible realizar las cimentaciones con los materiales tradicionales utilizados en construcción. Sin embargo, a causa de su deficiente comportamiento en determinados medios, ni la madera ni el hierro se usan más que raras veces.

La madera puede ser conveniente en los medios acuíferos, a condición de que permanezca constantemente sumergida en tal medio: las alternancias de humedad y sequedad conducen a su putrefacción.

El empleo del hierro ofrece un grave inconveniente: el de su rápida oxidación. Para ser utilizado

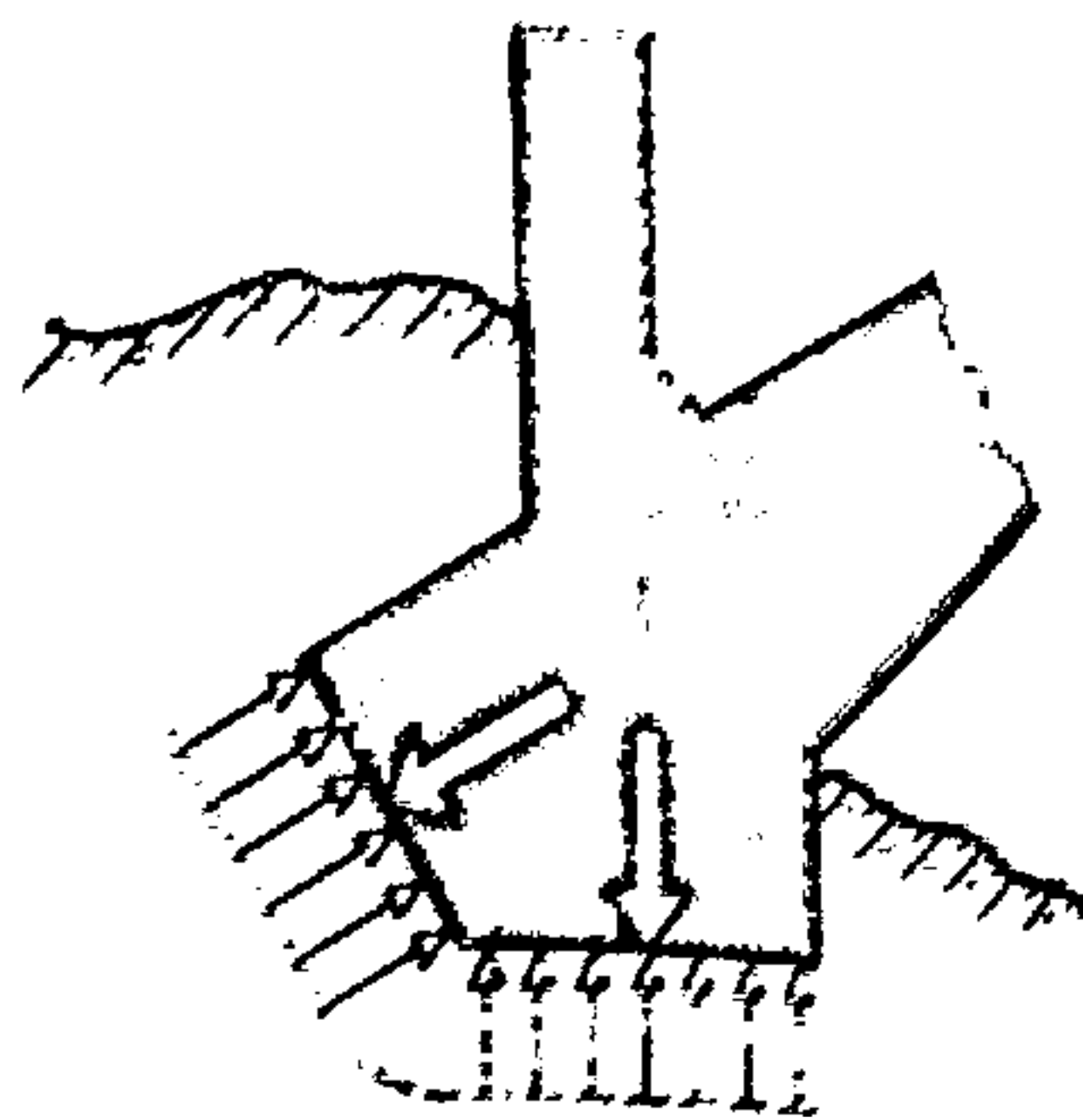


Fig. 186.

Disposición de las cimentaciones

El plano de transmisión de los esfuerzos debe ser perpendicular a las cargas o presiones ejercidas por la construcción.

en tales obras, el hierro debe estar protegido en forma eficaz y duradera.

La mampostería se emplea corrientemente en el establecimiento de las cimentaciones. Esa mampostería puede ser de adoquines o mampuestos; puede emplearse también la fábrica de ladrillo o el hormigón (armado o sin armar). Conviene que los materiales empleados no sean sensibles al hielo ni susceptibles de deterioro por causa de la humedad.

1.6. CÁLCULO DEL PESO DE LA CONSTRUCCIÓN

El peso total de una construcción se determina tomando como base los planos exactos del proyecto.

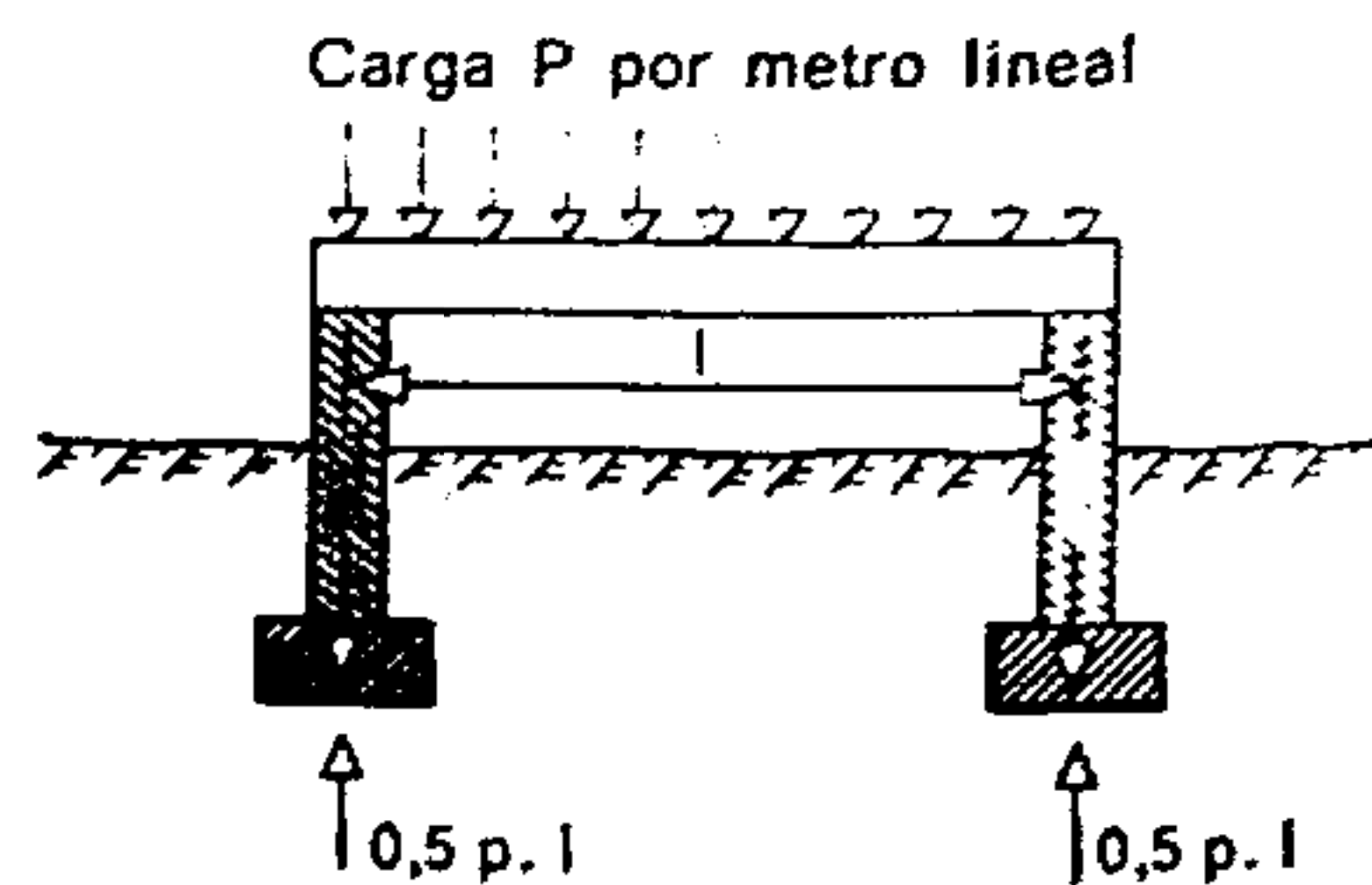


Fig. 187.

Reacción sobre el suelo de una losa colocada sobre dos sostenes

El cálculo del volumen de los materiales puestos en obra y el conocimiento de su peso por metro cúbico permiten determinar el peso propio de los mu-

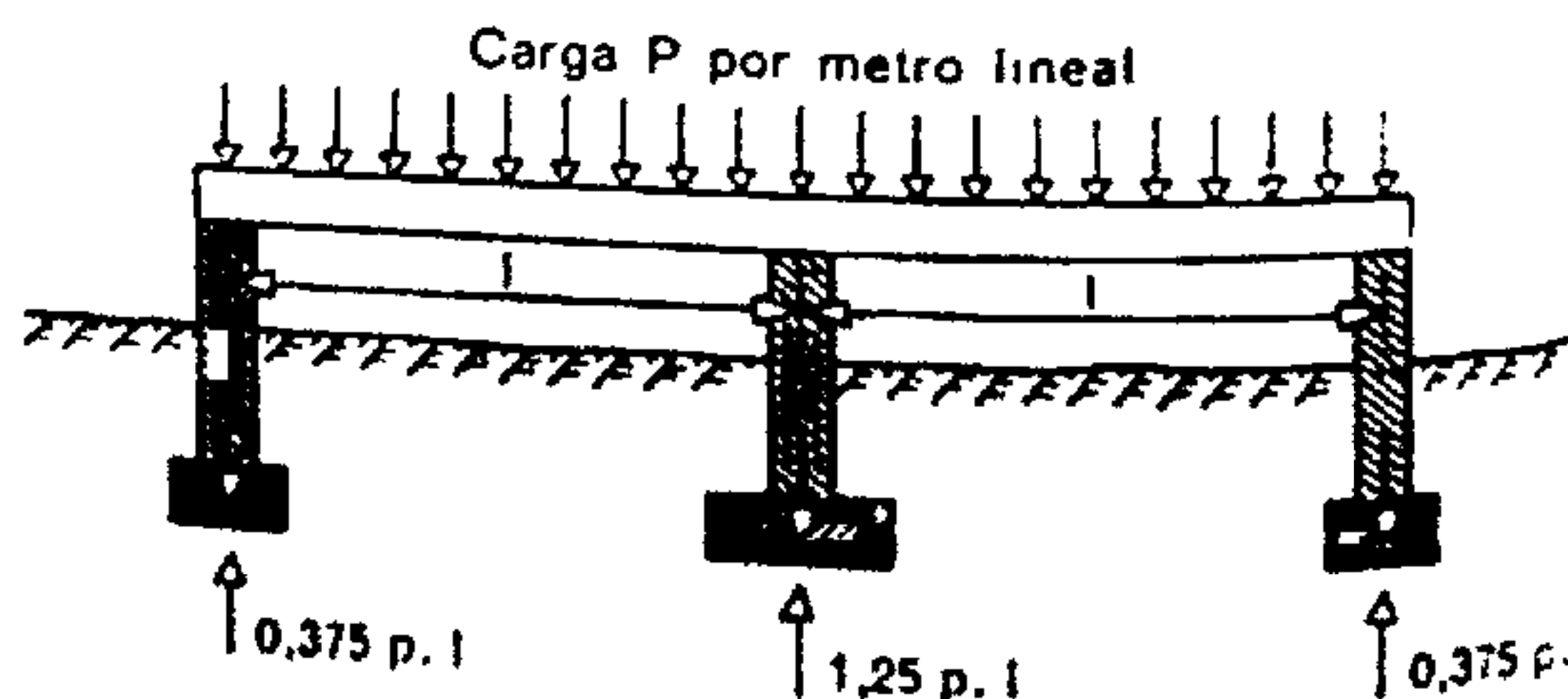


Fig. 188.

Reacción sobre el suelo de una losa colocada sobre tres sostenes

(dos tramos iguales).

ros, de los pisos, de los entramados de madera, de la cubierta, etc. El peso de las sobrecargas permu-

nentes, los embaldosados, con su mortero de colocación, los techos, etc. deben entrar en dichos cálculos.

El peso de los pisos y de su sobrecarga debe repartirse según las "reacciones de apoyo" sobre las paredes. A este efecto se tendrán en cuenta los elementos citados en el capítulo XVI (*resistencia de los materiales*) y las indicaciones mencionadas en las figuras 187, 188 y 189.

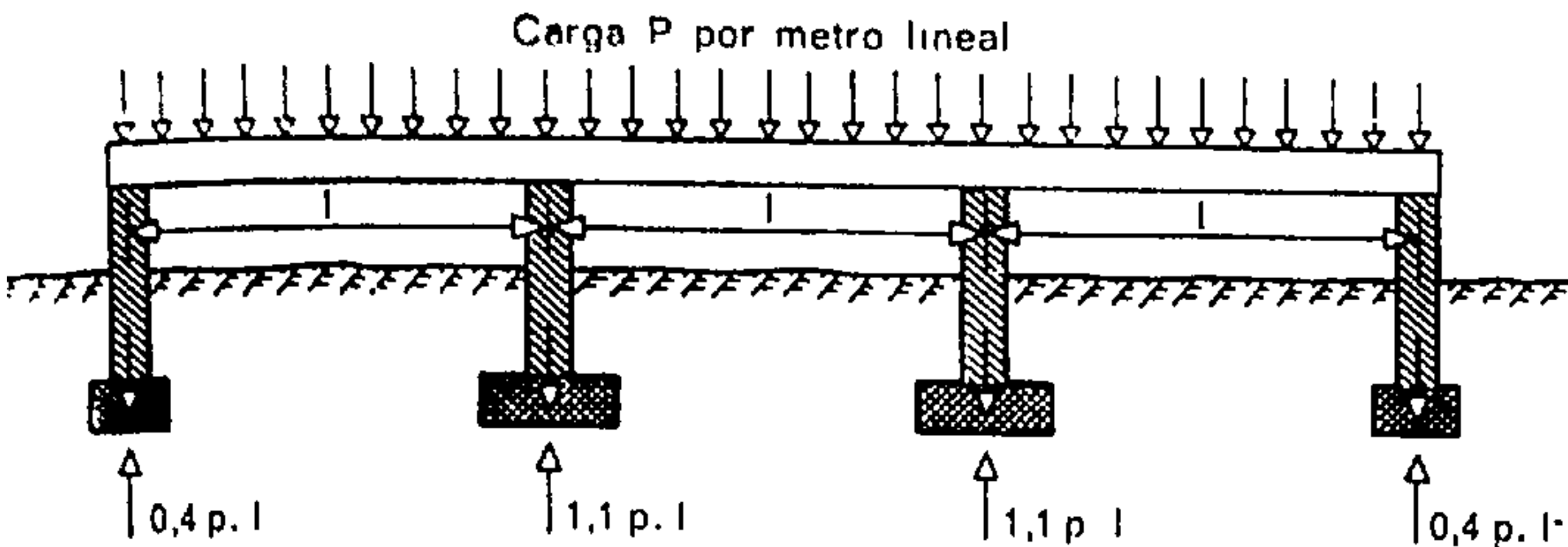


Fig. 189.

Reacción sobre el suelo de una losa sobre cuatro sostenes (tres tramos iguales).

Las sobrecargas admitidas son las que figuran en el capítulo IX: *Pisos y losas*. El párrafo 3.7 da un ejemplo sobre el cálculo de las cimentaciones.

2. CLASIFICACIÓN DE LOS TERRENOS DE CONSTRUCCIÓN

La aptitud portante o de sustentación de un terreno se puede determinar o bien por ensayos directos efectuados sobre el terreno o bien por el ensayo, realizado en el laboratorio, de muestras tomadas en el propio terreno.

Prácticamente, es posible establecer ciertos valores por comparación con obras similares.

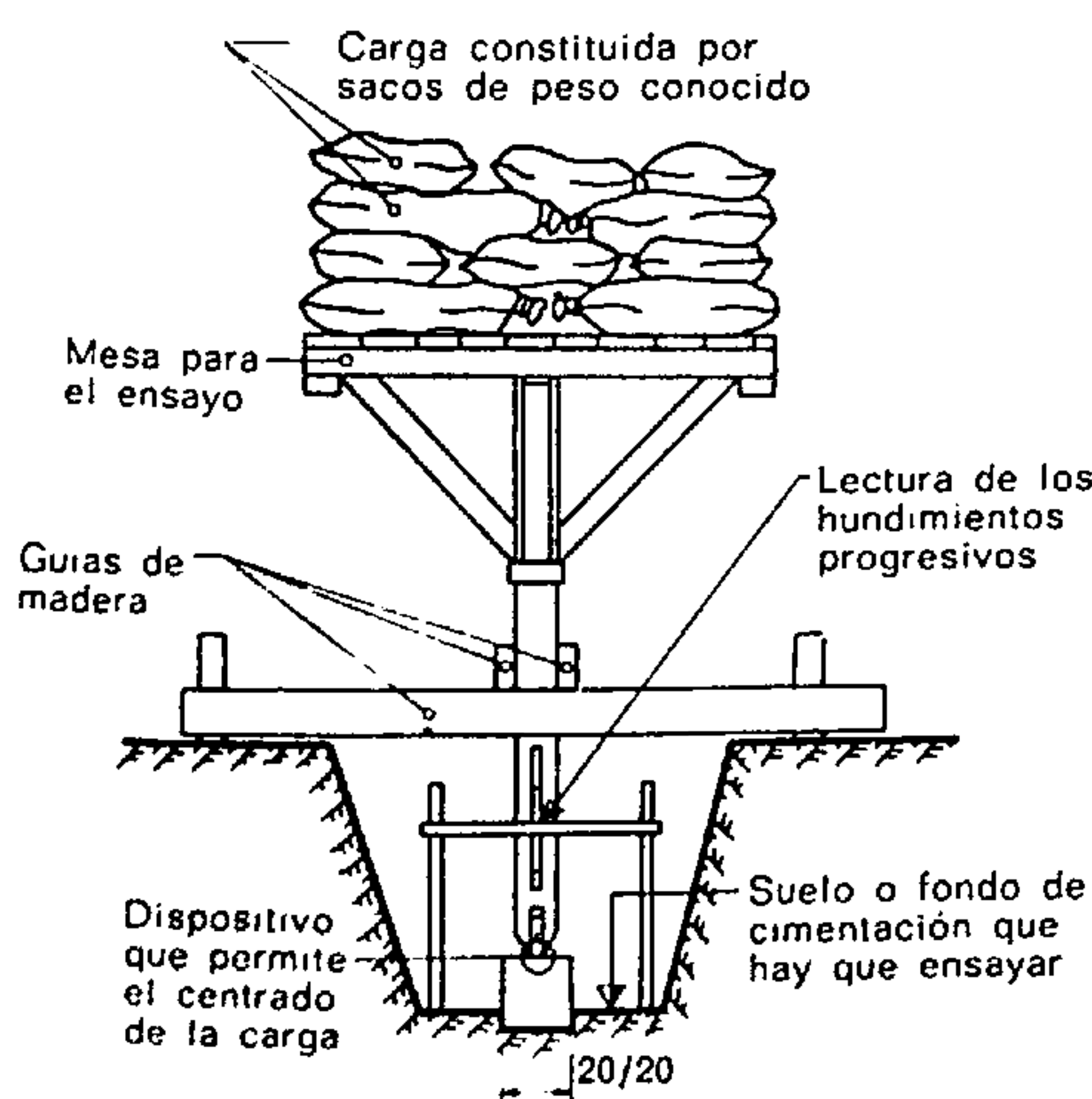


Fig. 190.

Procedimiento a pie de obra para determinar la aptitud de sustentación de un terreno

Los ensayos sobre el terreno consisten en medir el hundimiento de una superficie unitaria conocida, bajo una carga que se aumenta progresivamente. Esos ensayos y el cuadro de resultados obtenidos

están representados en las figs. 190 y 191: la fig. 190 reproduce el dispositivo de ensayo y la fig. 191 indica la forma de enunciar los resultados obtenidos.

Estos ensayos deben efectuarse sobre el suelo de los cimientos y la carga se dispondrá mediante sacos de peso conocido o bien por medio de laminados de hierro.

La carga máxima soportada por el terreno es el límite más allá del cual la relación entre los hundi-

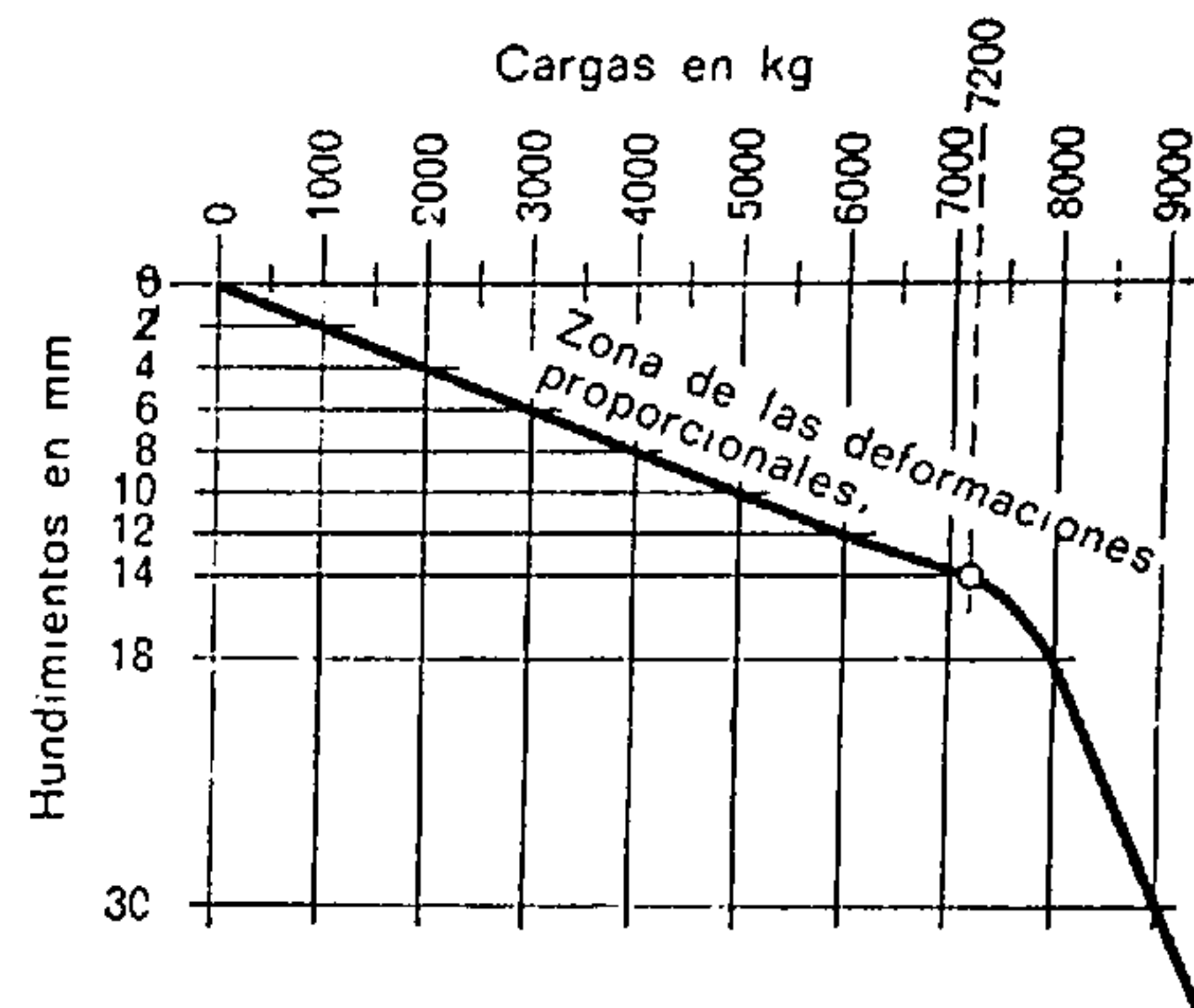


Fig. 191.

Diagrama de las presiones

$$\text{Presiones sobre terreno comprobado: } \frac{7.200 \text{ kg}}{400 \text{ cm}^2} = 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Presión admitida sobre el terreno: } \frac{18 \text{ kg/cm}^2}{10} = 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

mientos y el incremento de la carga crece bruscamente. Esta carga, en nuestro ejemplo, vale 18 kg/cm².

Siendo ésta una carga de rotura se adopta prácticamente 1/10 de dicho valor. Este importante coeficiente de seguridad es debido a la incertidumbre que en cuanto a su homogeneidad presenta el conjunto del terreno de cimentación.

Deberá procederse siempre a algunos ensayos antes de fijar definitivamente los valores que haya que admitir. Este número depende de la superficie que hay que explorar y de la homogeneidad presumible de las capas del terreno.

Este método no es muy aplicable a los terrenos arcillosos, por ser éstos muy compresibles.

Los ensayos realizados por especialistas, mediante el penetrómetro y los aparatos de presión lateral, permiten determinar, con una precisión interesante, la aptitud de sustentación de los terrenos a diferentes niveles.



Fig. 192.

Penetrómetro de bolsillo (Soiltest)

Este instrumento, fácilmente transportable, permite determinar la aptitud de sustentación de un terreno. Es una especie de dinamómetro cuya graduación corresponde a la resistencia práctica de las arcillas. En un sondeo sirve para definir la calidad de las capas halladas.

Cualquiera que sea el método empleado para la realización de los ensayos, importa conocer el terreno no solamente al nivel de los cimientos sino tam-

bién por debajo de los mismos. Siempre es necesario buscar el espesor de la capa de asiento y asegurarse de si las capas subyacentes son compresibles o carecen de resistencia. En resumen, es útil explorar el terreno en una profundidad definida por las figuras 193 y 194).

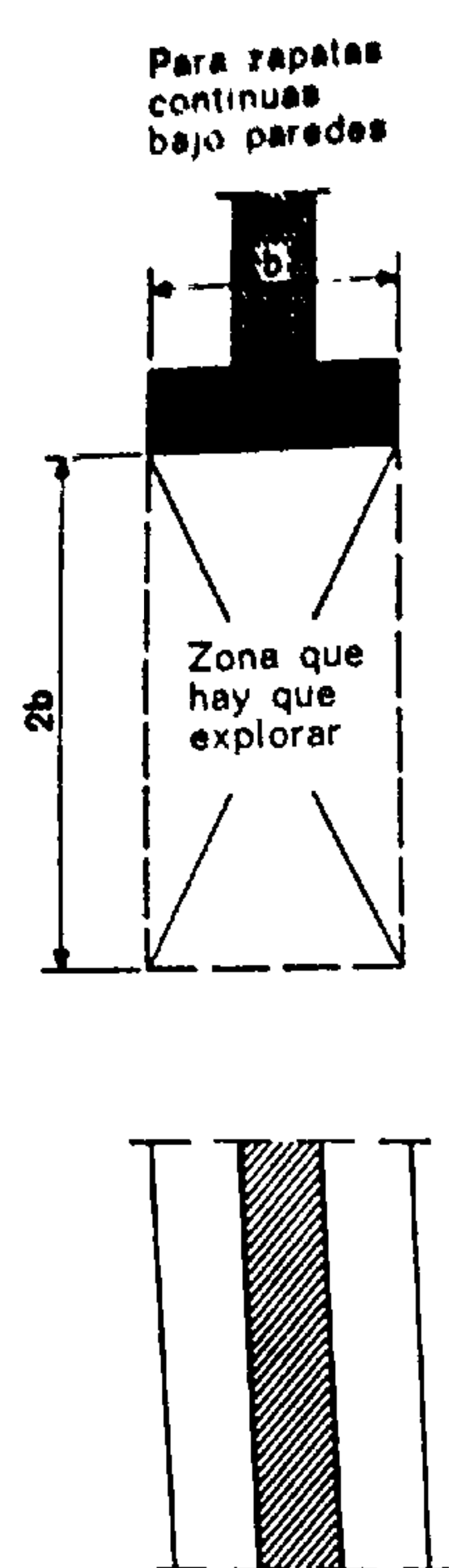


Fig. 193.

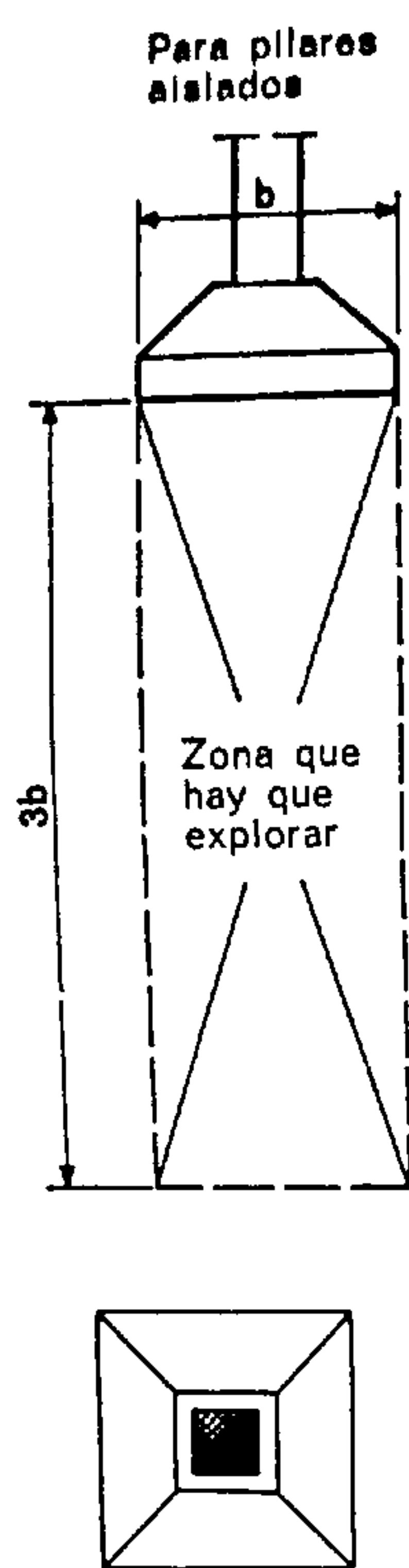


Fig. 194.

Figs. 193 y 194.

La exploración del terreno

Debe hacerse de acuerdo con el sistema de cimentación escogido (profundidad).

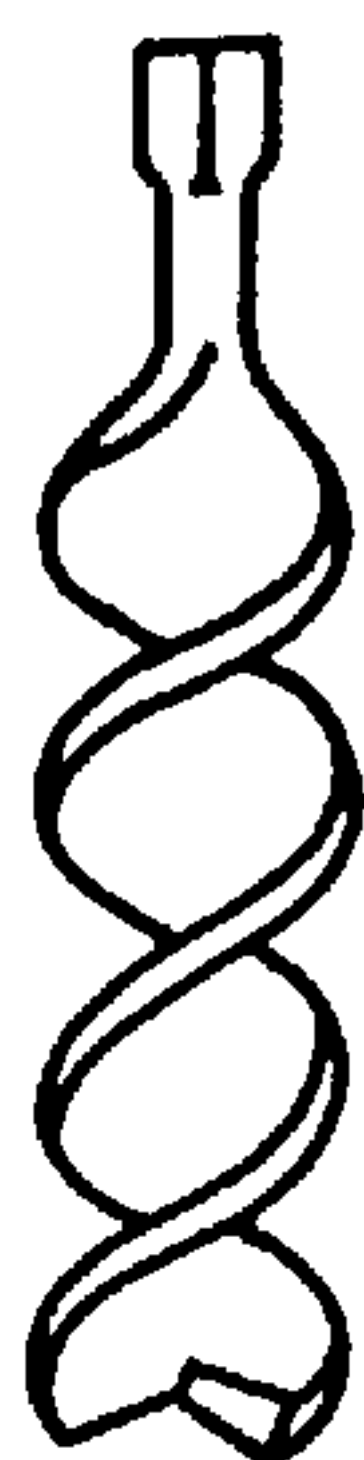


Fig. 195.



Fig. 196.

Taladros para arcillas compactas, margas y terrenos fáciles de trabajar



Fig. 197.

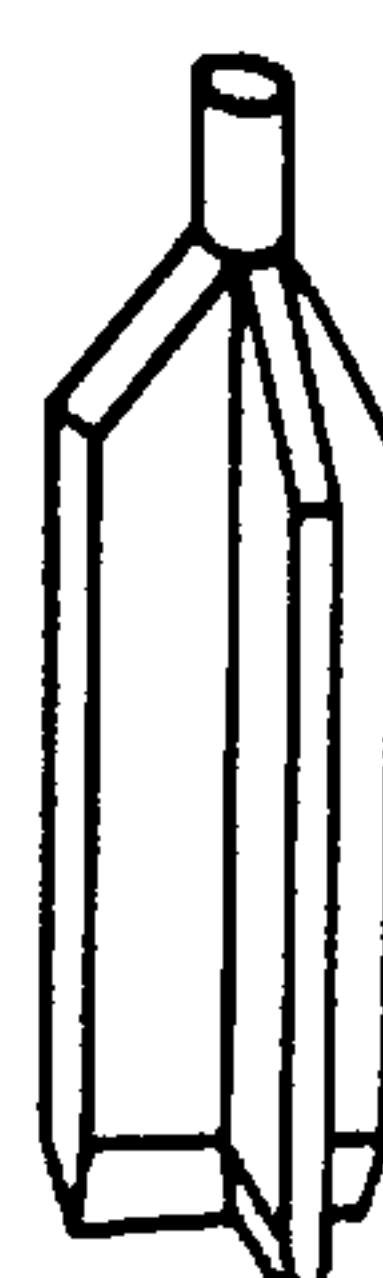


Fig. 199.

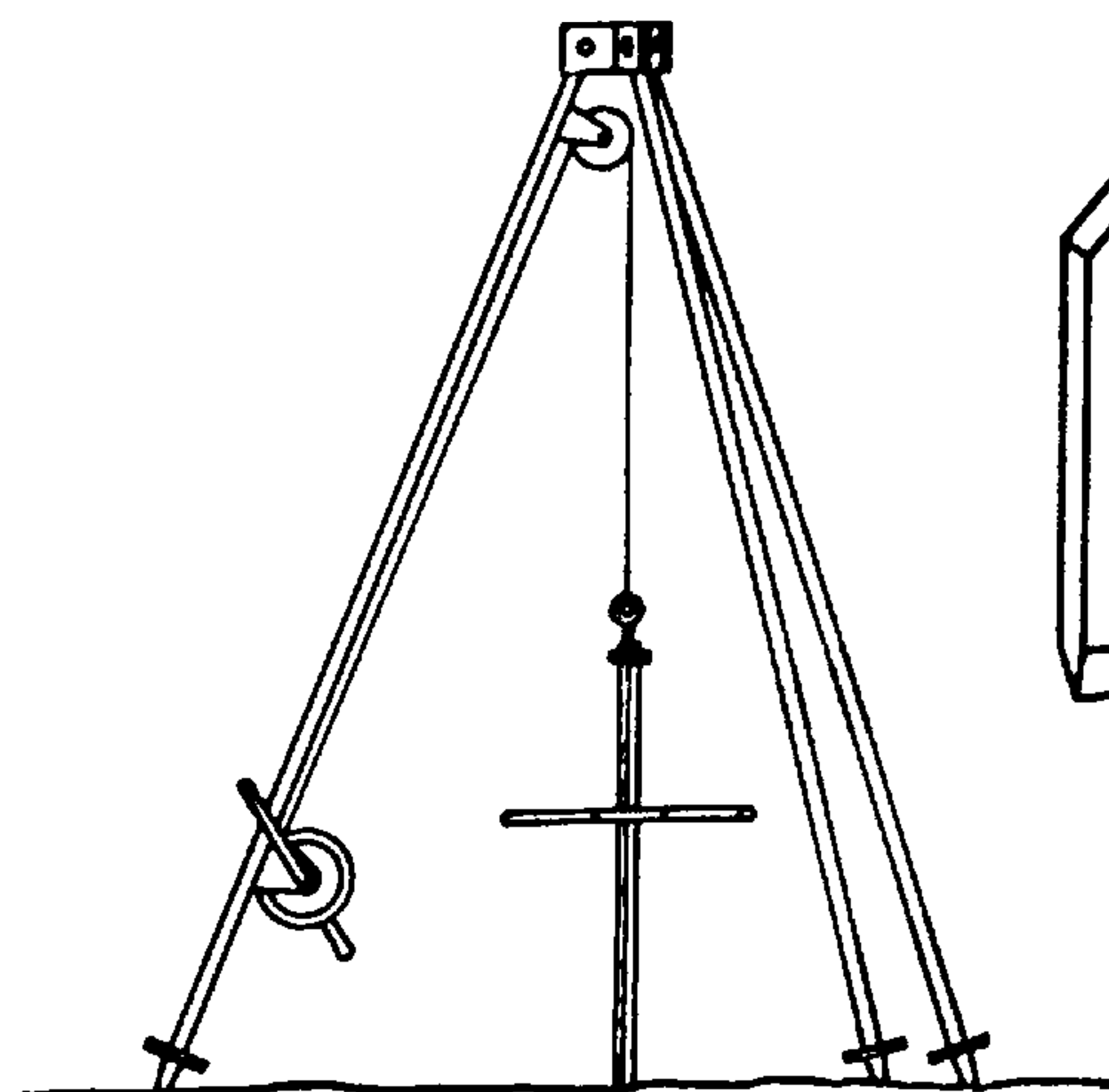


Fig. 198.

Figs. 197 y 199.

Trépanos para sondeos por percusión en rocas duras

Fig. 198.

Sondeo de profundidad

El hundimiento de los trépanos de extracción de muestras en un terreno blando puede ejecutarse a brazo por medio de una cabria y un friscador o terraja. Con este instrumental tan sencillo se emplean, entre otros, los modelos de trépanos de esta figura (las muestras extraídas suelen examinarse en el mismo lugar de extracción).

Tabla 13. — Clasificación sumaria de los terrenos de construcción según las solicitaciones admisibles (fuerzas o aptitudes de sustentación).

Naturaleza del terreno	Solicitud admisible en kg/cm ²	Observaciones
Limo, turba	0,000	Proyectar cimentaciones sobre pilotes Valor variable en función de la calidad de los materiales, de la compacidad y del espesor de la capa Terreno utilizable únicamente cuando está encerrado en un recinto de tablestacas, a fin de evitar que se escurra bajo la acción de las cargas Reducir estos valores en 1/3 si hay peligro de infiltración de agua Susceptible de asientos lentos proporcionales a la dosis de agua. Exige un estudio detenido Con la reserva de que esa tierra no pueda ni desecarse ni saturarse de agua. En caso de infiltración de agua, reducir los valores en 1/3 Como en el caso anterior Estos valores pueden ser reducidos a la mitad para las rocas muy agrietadas Como en el caso anterior La carga unitaria de trabajo admisible queda limitada a la correspondiente a la obra de fábrica soportada
Tierra vegetal, terraplenes . .	0,500	
Arena muy fina	0,000 a 2,000	
Arenas secas y gravas mezcladas	3,000 a 5,000	
Arcilla acuífera	0,300 a 1,000	
Greda arenosa, arcilla, tierra de dureza media	1,500 a 3,000	
Marga, arcilla o greda, tierra dura	3,000 a 5,500	
Rocas blandas, poco agrietadas, sanas, en capas regulares . . .	7,000 a 10,000	
Rocas duras, de buena calidad, sanas, en capas regulares . . .	10,000 a 20,000	
Granitos, gneis, etc.		

Para obras de importancia, en terrenos de capas diferentes y de resistencia dudosa, es conveniente proceder a sondajes. Los sondajes destinados a extracción de muestras (denominadas en Francia y Suiza "carottes", zanahorias) se realizan con herramientas especiales. Las muestras extraídas se mandan al laboratorio en donde, mediante experiencias y análisis, se determinan las características del terreno. Este método es costoso, pero permite obtener resultados indiscutibles.

Prácticamente pueden considerarse como terrenos buenos para cimientos los que son duros, sólidos, sin infiltración de agua y los formados por capas

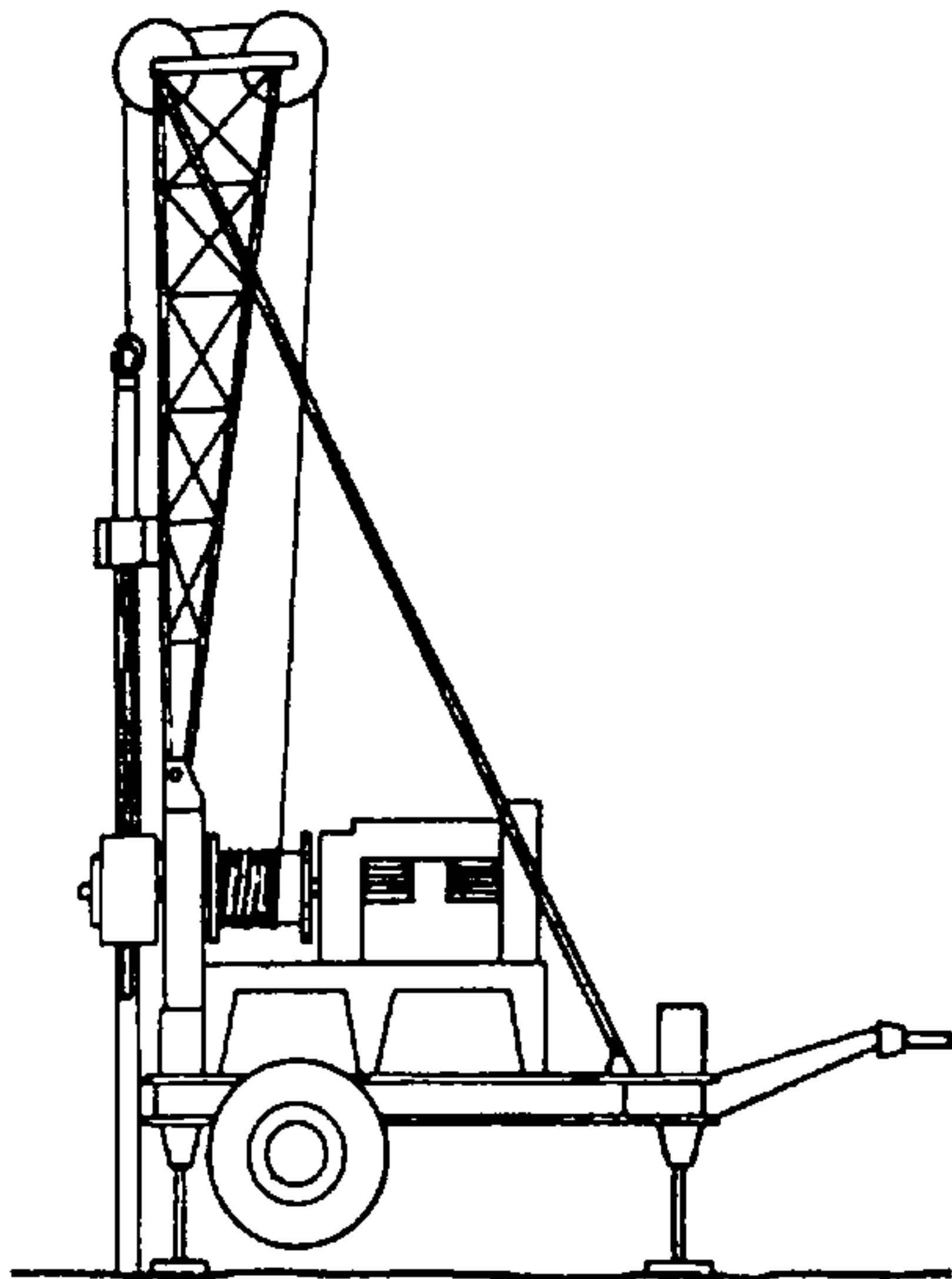


Fig. 200.

Aparato mecánico de sondeo

Los trépanos extractores de muestras pueden ser introducidos en el terreno mediante aparatos mecánicos que realizan su hundimiento (paralelo o no) con un efecto de rotación. Estos mecanismos permiten llevar a cabo investigaciones en toda clase de terrenos.

casi horizontales. La resistencia que presentan al pico y a la pala, al hundimiento de un piquete de madera o de hierro, el sonido que producen al ser golpeados, son indicios que permiten apreciar sus cualidades.

El examen de la estabilidad de las construcciones sobre el terreno permite establecer una tabla o cuadro de las solicitaciones prácticamente admisibles (Tabla 13).

Antes de iniciar una construcción es conveniente explorar toda la superficie del terreno con el propósito de respetar las solicitaciones máximas admisibles en las diversas clases de suelo halladas; todo ello con el fin de obtener un asiento regular y uniforme de todo el edificio, asiento que, por otra parte, ha de ser de un valor despreciable.

3.1. CIMENTACIONES SENCILLAS

Los basamentos continuos debajo de las paredes, de sección rectangular o trapezoidal, y las zapatas o zócalos aislados debajo de los pilares, en forma de tronco de pirámide, se denominan cimentaciones sencillas o simples.

3.2. BASAMENTOS DEBAJO DE PAREDES

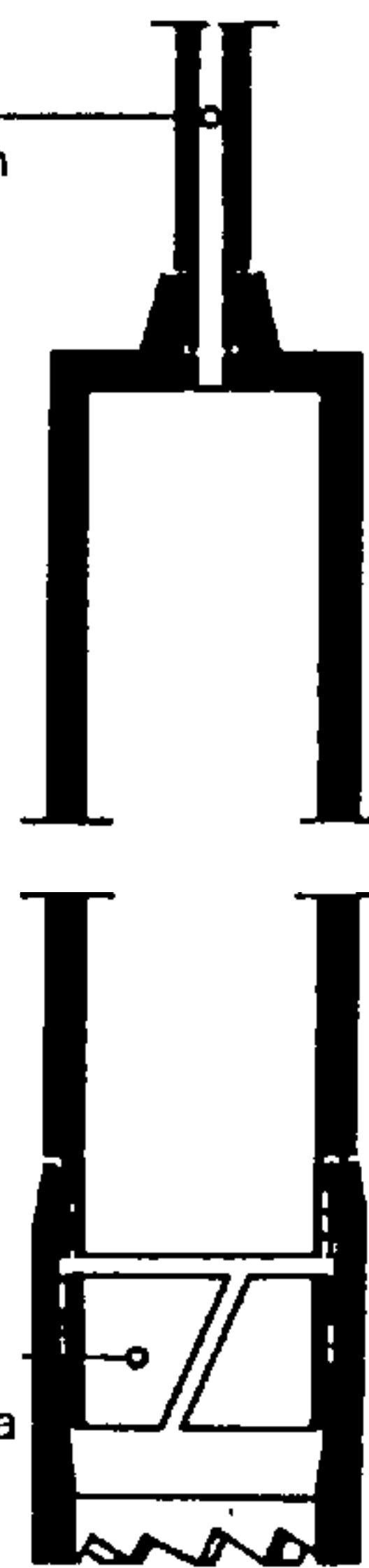
Las cimentaciones en forma de zapatas o basamentos continuos se acostumbra a disponerlas directamente en zanjas abiertas en la tierra. No requieren encofrados laterales, salvo en casos particulares. Las paredes de las zanjas sirven de encofrado.

La anchura de las zapatas o basamentos no debe ser inferior a 35 cm, pues este valor viene determinado por la anchura de la pala que se emplea en la excavación.

En construcciones de escasa importancia, pabellones, casitas de recreo, garajes particulares (de una planta), cuyas cargas y luces son normales, los re-

Tubos, formados por elementos de 1 a 4 m de longitud que aseguran la rotación del extractor de muestras y el paso del agua

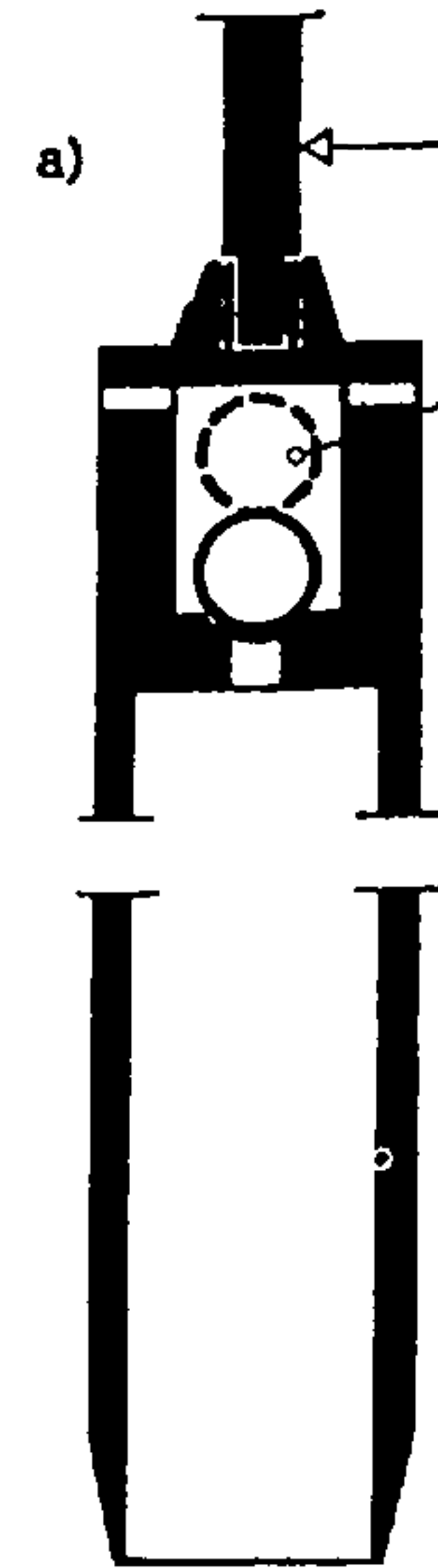
Corona cónica móvil y extensible que asegura el sostenimiento de la muestra durante la extracción (el exterior de la corona está acanalado, a fin de permitir la admisión de agua en la cabeza del trépano)



Trépano para el ataque de rocas por rotación

Fig. 201.

Corte esquemático de un extractor de muestras para sondeos en roca dura



Barras o tubos compuestos por elementos de 1 a 4 m que aseguran el hundimiento del extractor

Válvula que permite la evacuación del aire al tomar la muestra, y asegura, gracias a la depresión creada, la sujeción de la muestra al tubo

Nota: Se desprende del extractor la muestra tomada mediante presión de agua o aire comprimido.

Fig. 202.

Sondeos en terreno blando

a) Corte esquemático del extractor.
b) Cabeza que mediante un juego de hojas flexibles permite mantener en el extractor las muestras de tierras polvorientas.

tallos de las cimentaciones pueden ser simplemente de 10 cm. Este valor basta en la mayoría de los casos para distribuir en un terreno de buena clase las cargas transmitidas por las paredes de fachada (figura 203). En esas mismas construcciones los muros divisorios reciben cargas mayores procedentes de los pisos y enlosados. En cambio no soportan ninguna carga de la armazón de cubierta. Sin embargo, de-

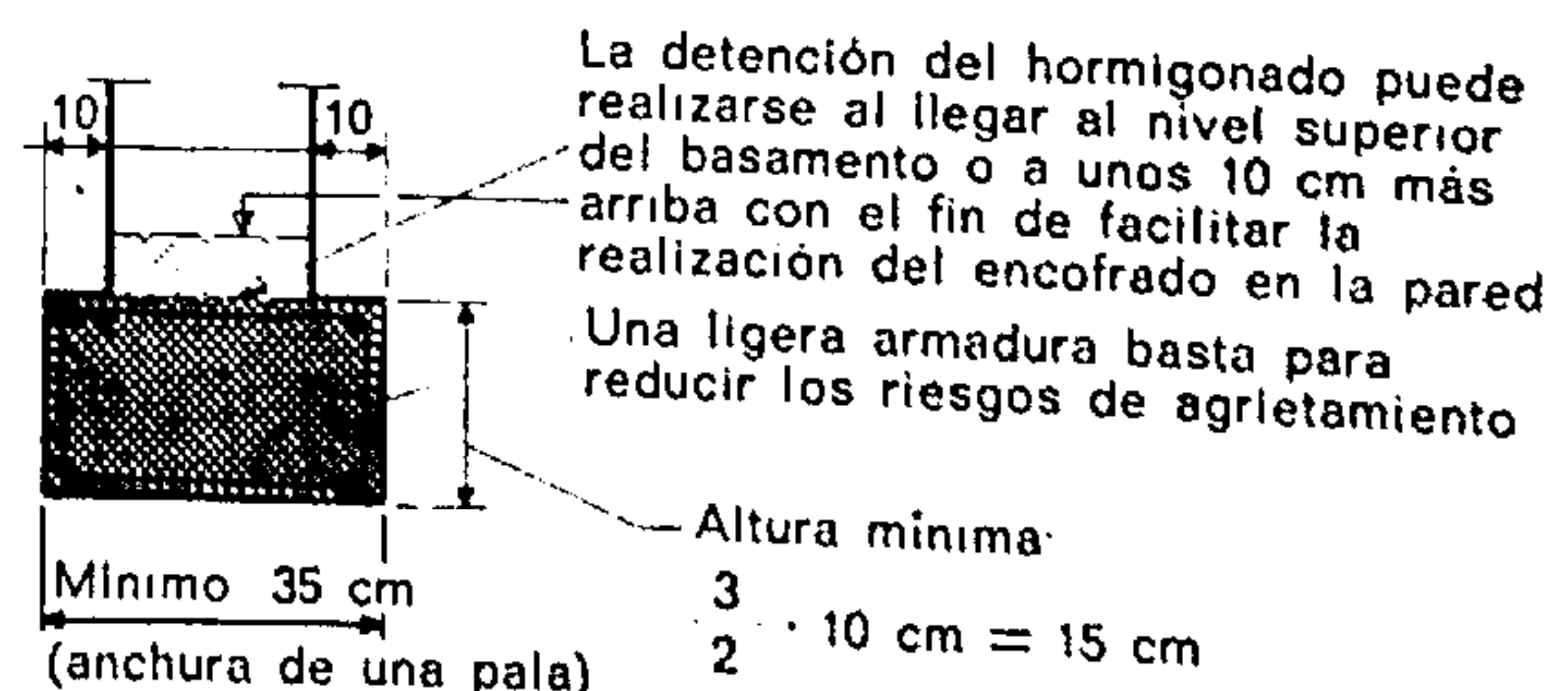


Fig. 203.

Cimentaciones para construcciones de escasa importancia
Un zócalo de 10 cm basta generalmente. La zapata debe descansar sobre un asiento de hormigón drido de 5 cm como mínimo.

bido a que generalmente tienen menor espesor que los muros contra tierra, conviene dar a las cimentaciones de aquellas paredes unos retallos mayores que a las cimentaciones de fachada.

El material que se emplea generalmente es el hormigón; hecho con buena granulometría y con una consistencia de tierra húmeda, debe apisonarse concienzudamente al ser colocado. La dosificación es de 200 kg de cemento Portland (o de cemento aluminoso) por metro cúbico de hormigón puesto en obra. Si bien estáticamente este hormigón no exige armadura, unos ligeros hierros longitudinales permiten formar un encadenamiento cuya eficacia suprime ciertas deformaciones creadas por la falta de homogeneidad de los terrenos. Los estribos, o marcos, permiten la colocación de una armadura superior, hacen homogénea la sección y se oponen a posibles grietas.

Para construcciones más importantes, inmuebles de viviendas con varios pisos, construcciones industriales, construcciones con grandes luces o que soportan fuertes cargas, la dimensión o anchura de las zapatas de basamento se deduce del cálculo de las cargas.

$$\frac{\text{Peso por m de cimentación (en kg)}}{\text{Solicitación admisible en el terreno (en kg/cm}^2\text{)} \cdot 100 \text{ cm}^*} = \text{ancho basamento (en cm)}$$

* longitud unitaria del basamento.

El aumento del retallo de las zapatas de basamento engendra sobre el asiento de las cimentaciones solicitaciones por tracción. Estas últimas pueden ser absorbidas por medio de armaduras, o bien, si son débiles, por la propia obra de fábrica. Es, pues, posible realizar tales basamentos con mampostería, con obra de ladrillo o con hormigón armado.

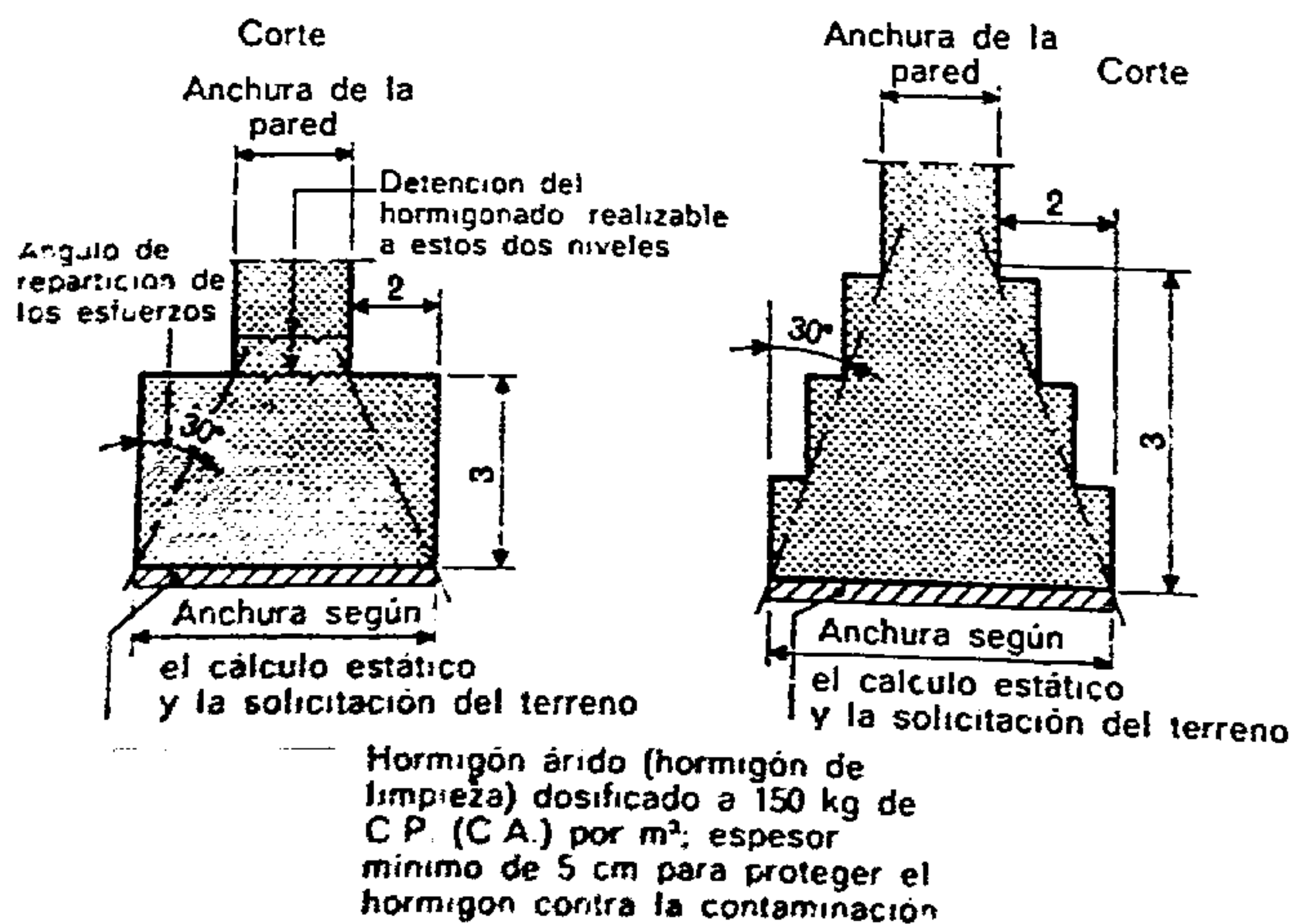


Fig. 204.

Zapata de cimentaciones de escasa anchura

Fig. 205.

Zapata de cimentaciones en escalones

(Ahorro de materiales, sensible para zapatas de basamento de gran anchura.)

3.3. CON OBRA DE FÁBRICA: LADRILLO, MAMPOSTERÍA U HORMIGÓN

Es posible construir los basamentos con obra de ladrillo, con mampostería ordinaria o con hormigón.

El empleo de este último material tiende a generalizarse, en razón de su rápida puesta en obra y de su precio.

El esfuerzo máximo que se puede atribuir, por tracción, a un hormigón es de 3 kg/cm². Para satisfacer esta condición hay una regla sencilla que consiste en repartir los esfuerzos a 30° respecto a la dirección de su acción, como se indica en la fig. 204.

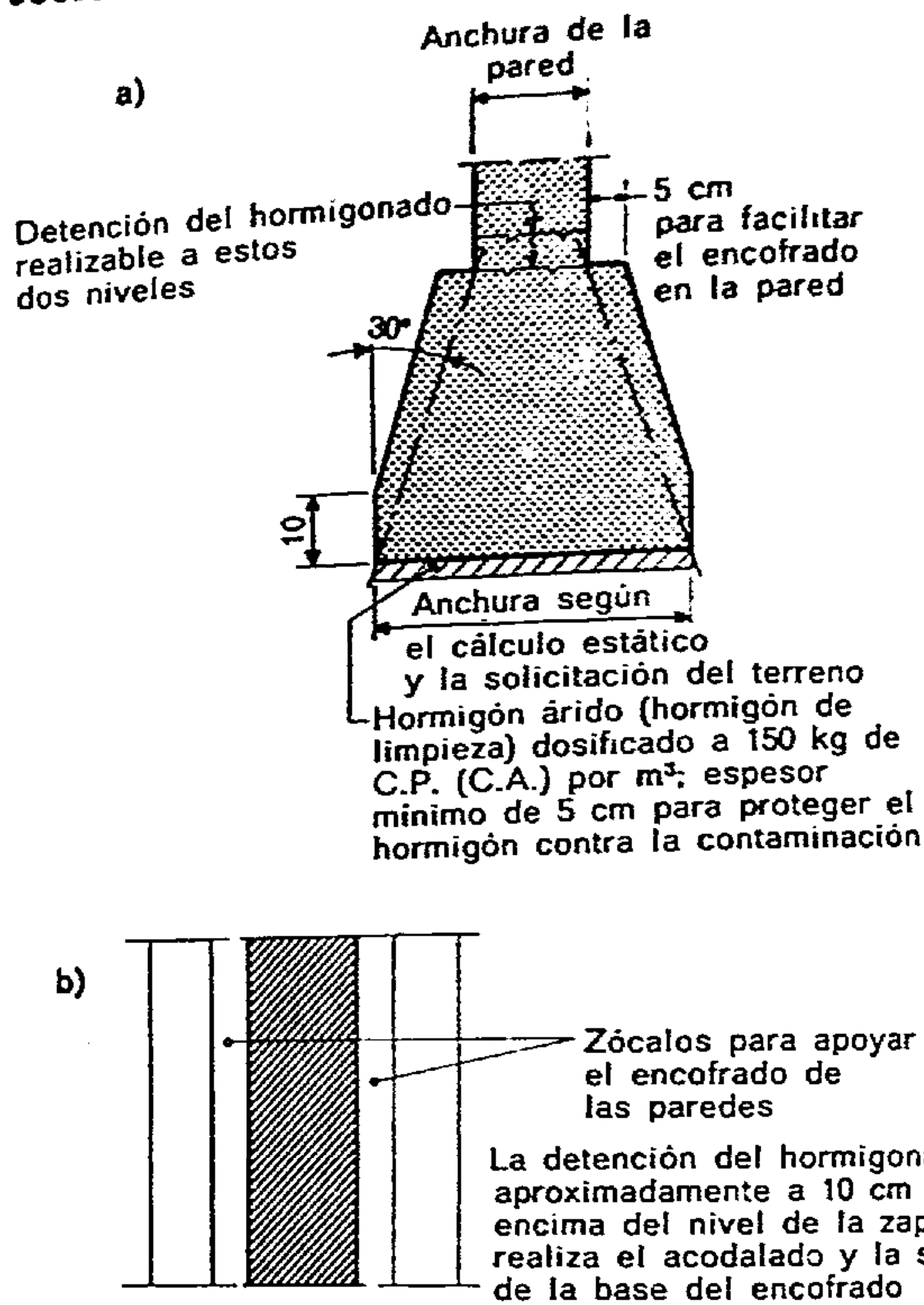


Fig. 206.

Zapata de gran anchura hecha con hormigón encofrado
a) Corte
b) Planta.

La forma de la zapata puede acomodarse a ese trazado, o bien estar constituida por escalones o retallos circunscritos a dicha forma (fig. 205).

En este caso, para un basamento de hormigón (fig. 206a) se reserva un retallo o dentellón de 5 cm aproximadamente para facilitar la colocación de encofrado de la pared; el espesor en la base será al menos de 10 cm a fin de evitar las aristas demasiado frágiles (fig. 206).

Esa pendiente de 30° (respecto de la vertical) puede ser asimilada aproximadamente a un valor de 2/3. Esta fórmula empírica permite definir el espesor de una zapata de sección rectangular. La altura de una zapata de hormigón sin armar tiene un valor tres veces superior al del semi-retallo (fig. 207).

El hormigón utilizado para la realización de las cimentaciones se dosifica a 200 kg de cemento Portland (o de cemento aluminoso) por metro cúbico, su consistencia es de tierra húmeda, y se le apisona fuertemente al ponerle en obra. Además, con el fin de evitar la contaminación del hormigón blando por las suciedades del fondo de las excavaciones, conviene extender sobre dicho fondo una capa de hormigón árido. Este hormigón, que se llama *hormigón de limpieza*, lleva una dosis de 150 kg de cemento Portland por metro cúbico.

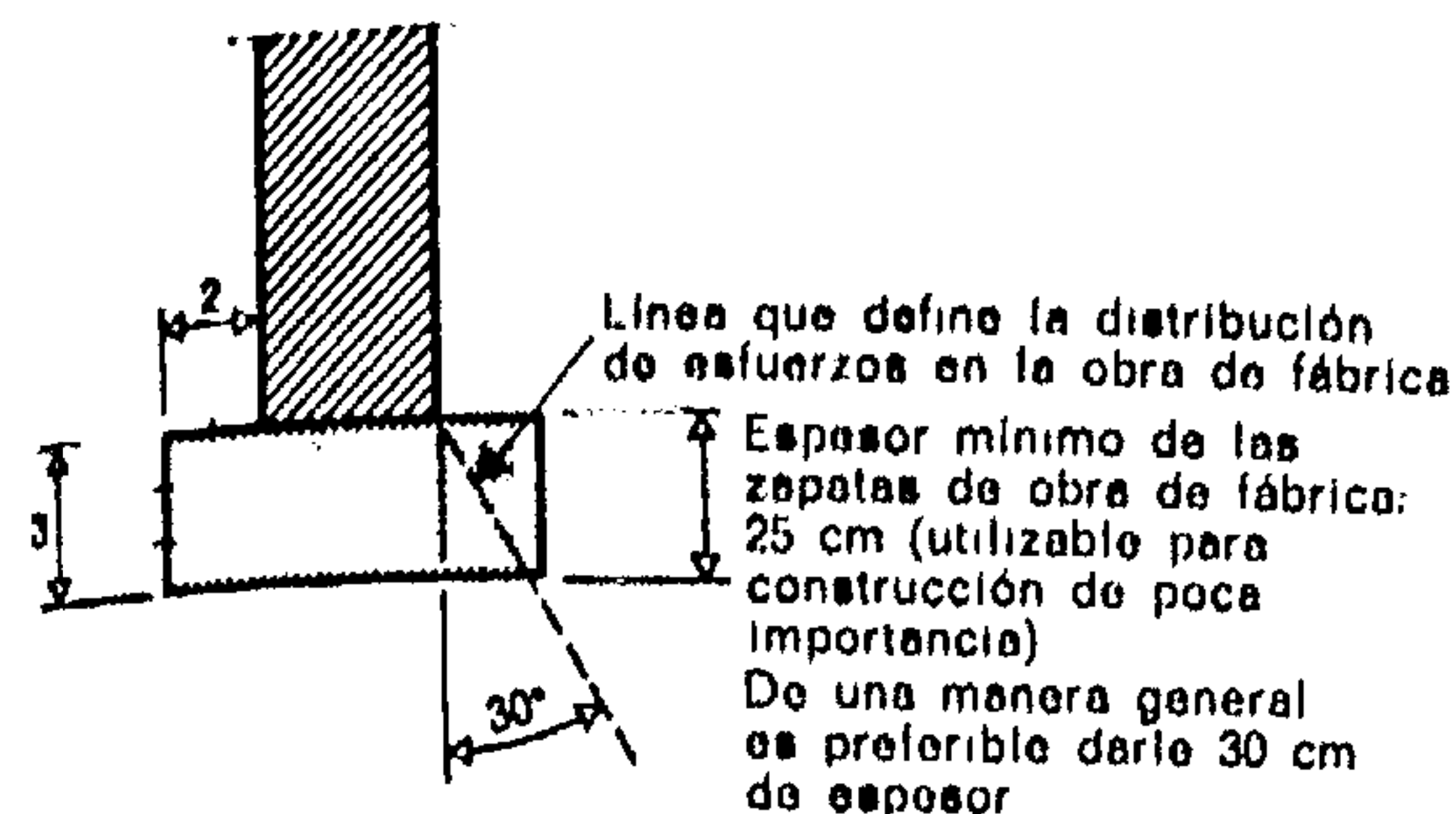


Fig. 207.

Zapata de obra de fábrica

Fig. 208.

Zapata de gran anchura y de poca altura
Bajo el efecto del empuje del suelo tiende a romperse.

Fig. 209.

Armadura de las zapatas de las cimentaciones

Fig. 210.

Disposición particular de la armadura

3.4. CON HORMIGÓN ARMADO

Los esfuerzos de tracción, producidos en la parte baja de la zapata de basamento pueden ser absorbidos por armaduras. Estos aceros, dispuestos transversalmente en la parte baja de la zapata, deben, sin embargo, quedar suficientemente revestidos para estar al abrigo de la corrosión. Semejante ejecución resulta en realidad económica cuando los retallos son ya de importancia. La economía conseguida con la disminución del peso propio de las cimentaciones no es despreciable.

La cantidad de armaduras que entra en los basamentos de cimentación puede estimarse entre 25 y 40 kg por metro cúbico de hormigón puesto en obra.

Por otra parte, la altura entre las armaduras inferiores y la parte superior de la zapata H puede determinarse arbitrariamente por la expresión siguiente:

$$H = \text{retallo de la zapata} \cdot 0,5$$

(para el cálculo de la armadura de las zapatas, véase Cap. XVII: *Hormigón armado*).

En cuanto a la ejecución de estas zapatas, el hormigón debe estar dosificado a 300 kg de cemento Portland (o de cemento aluminoso) por metro cúbico.

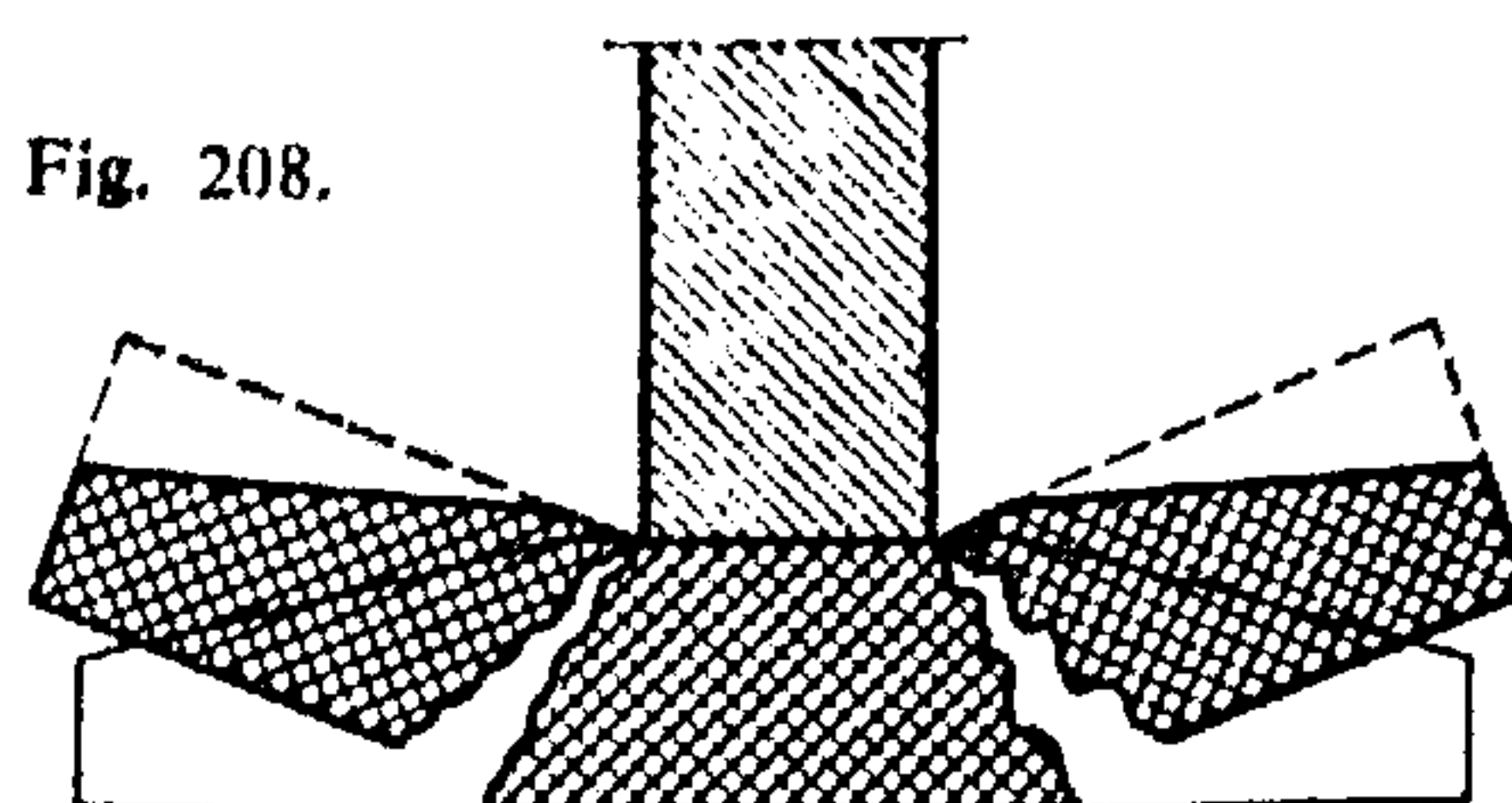


Fig. 208.

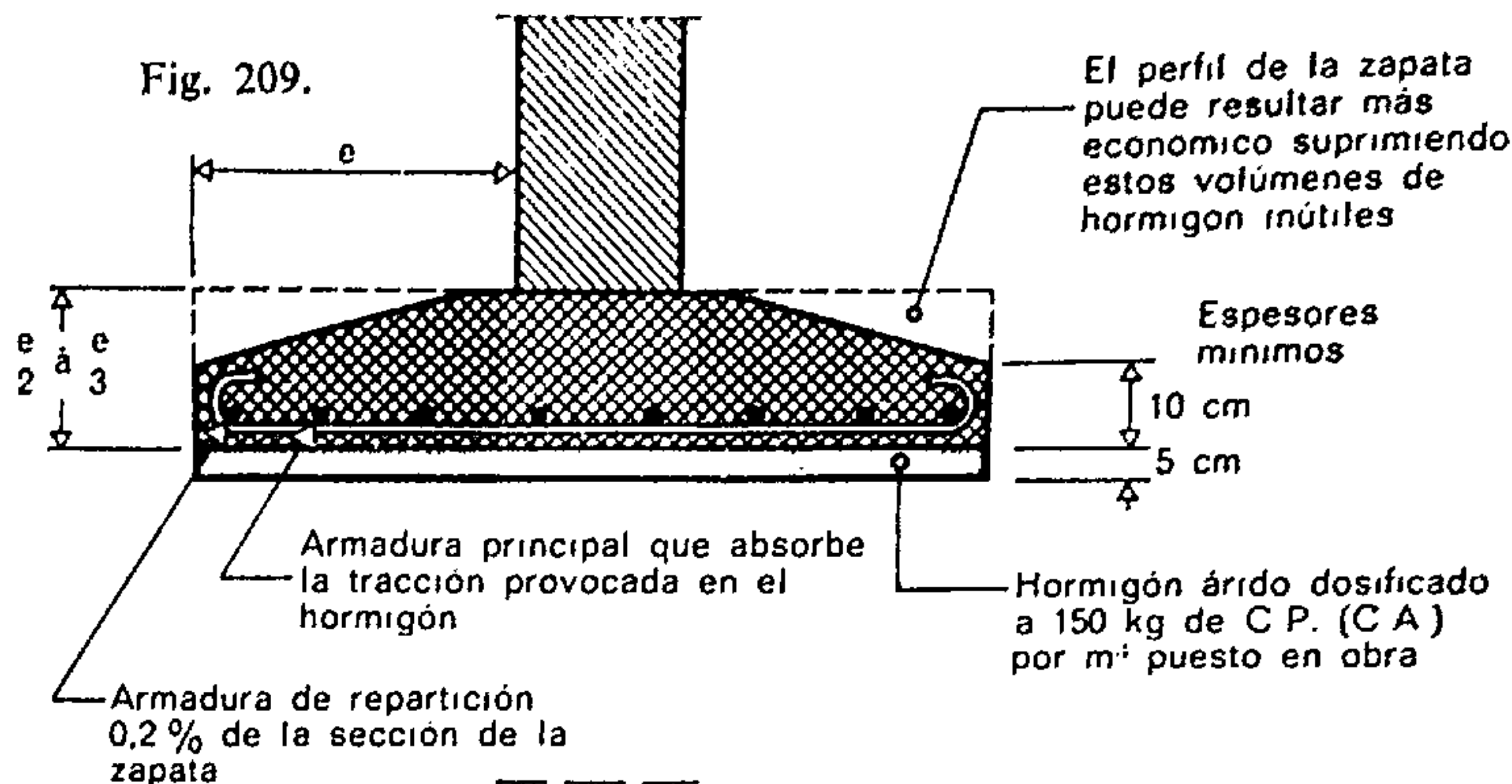


Fig. 209.

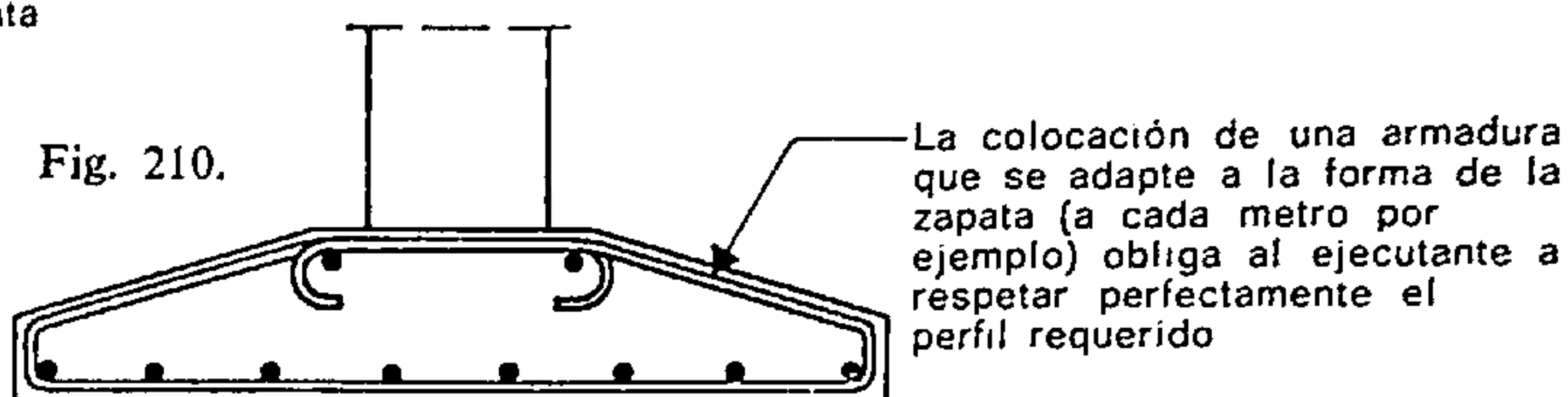


Fig. 210.

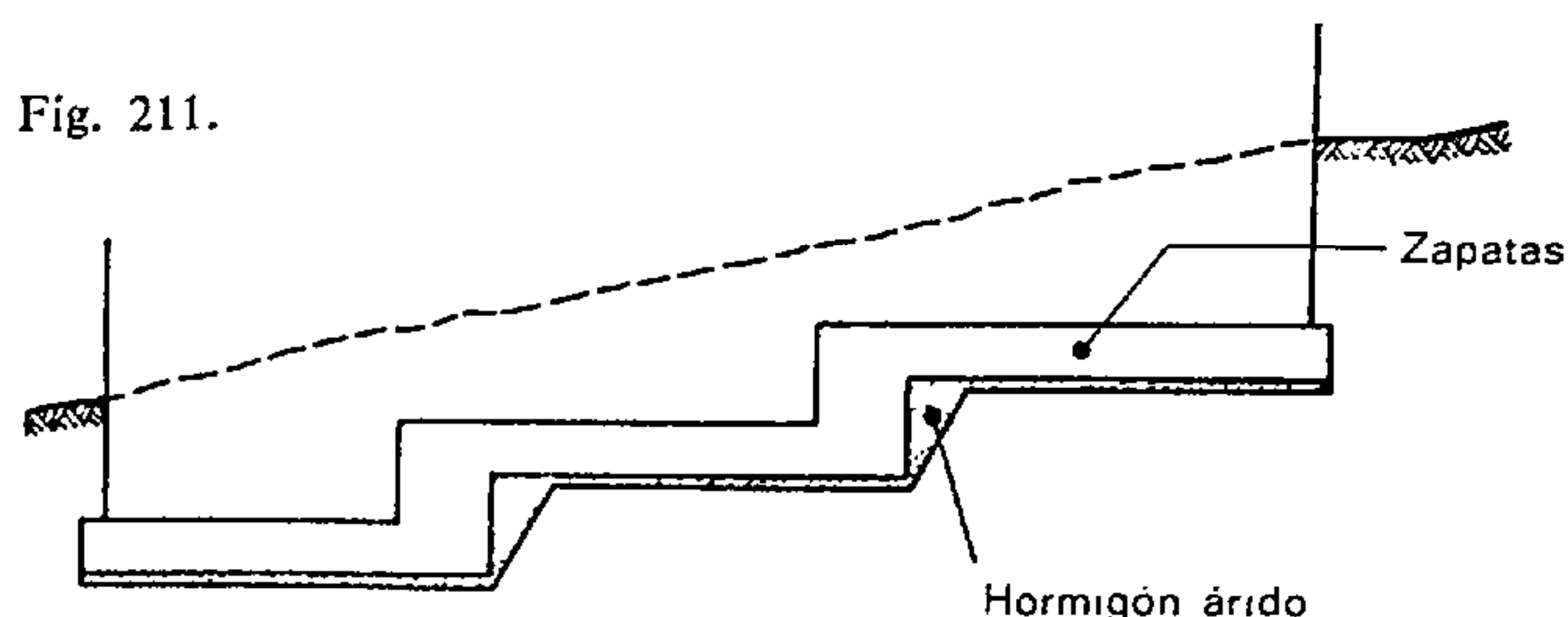


Fig. 211.

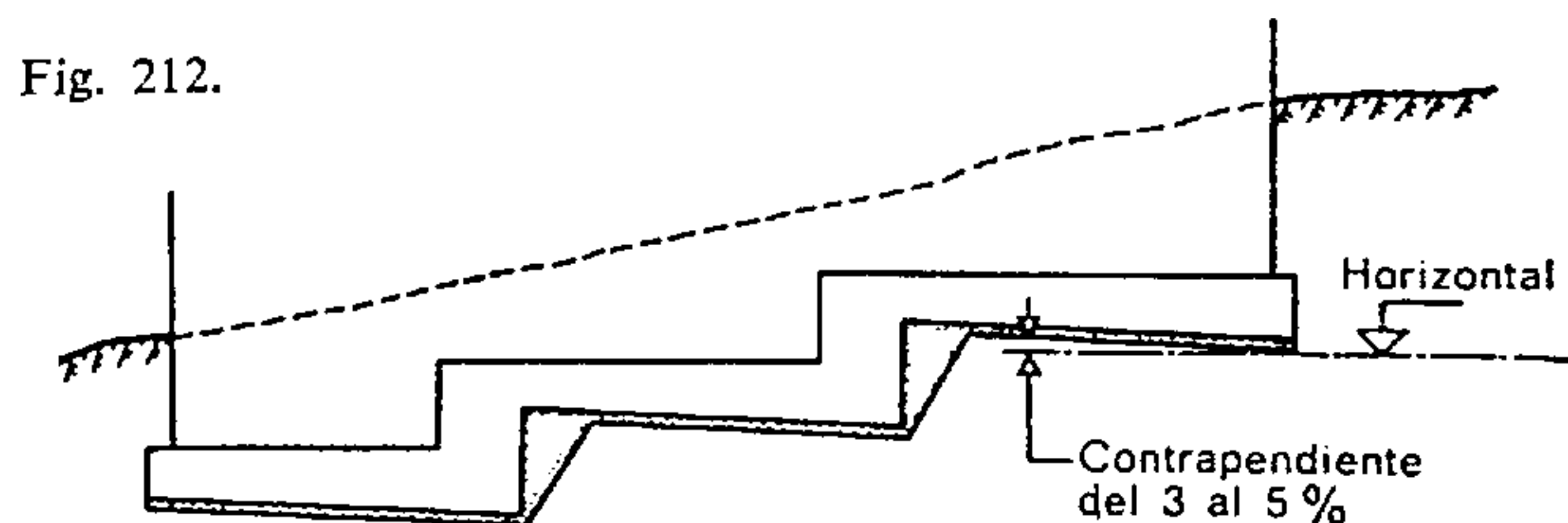


Fig. 212.

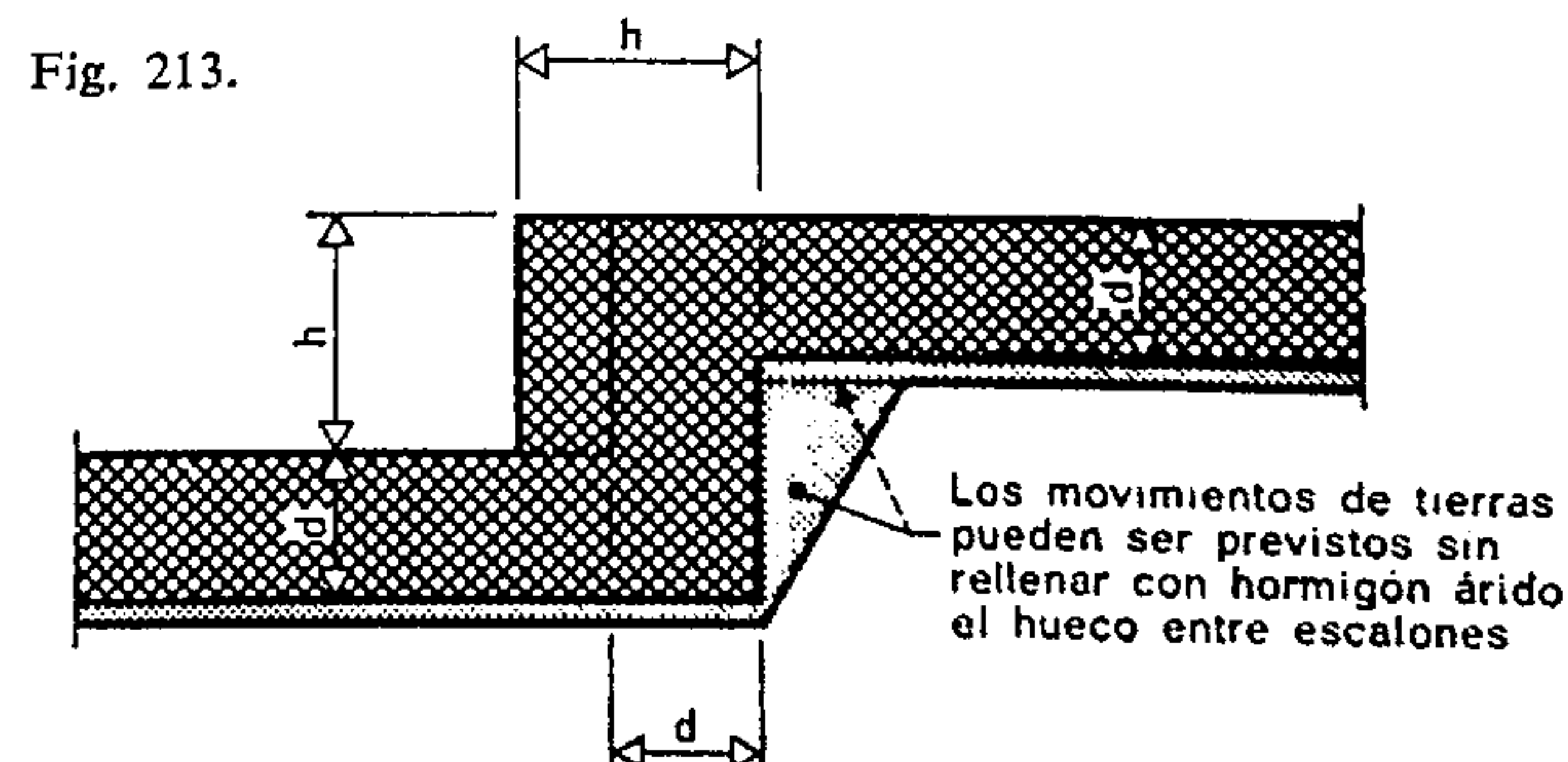


Fig. 213.

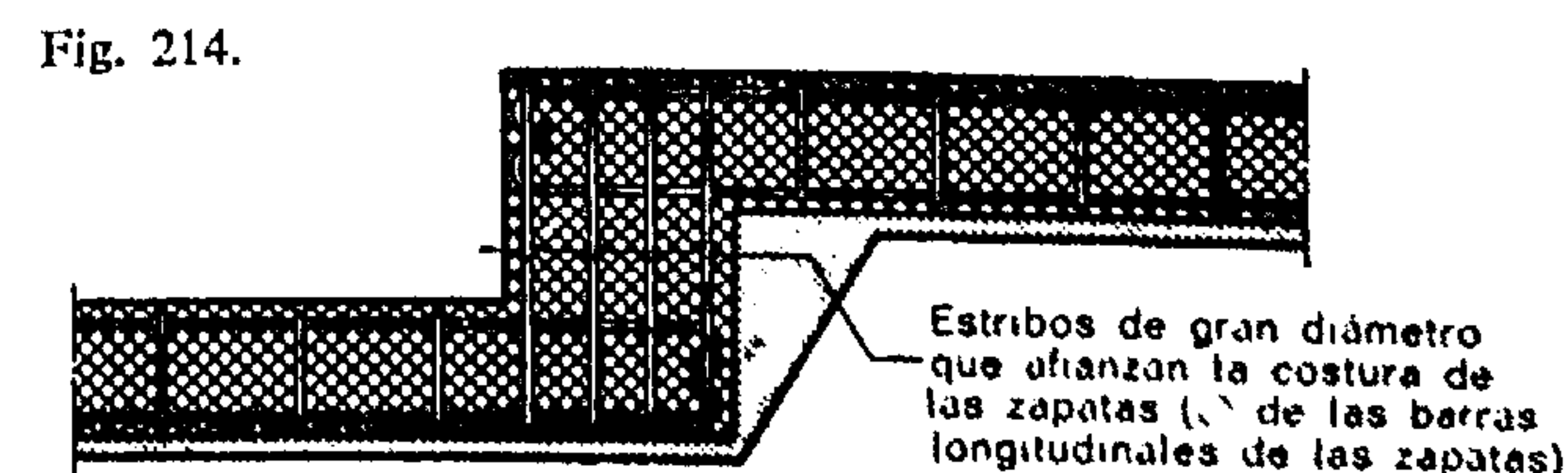


Fig. 214.

Fig. 211.

Zapatas en terreno inclinado

En terrenos de fuerte pendiente, para limitar los movimientos de tierras y el volumen de las obras de fábrica se construyen las zapatas de basamento por escalones sucesivos.

Fig. 212.

Reducción de riesgos de deslizamiento de la construcción

Fig. 213.

Forma de los escalones

A fin de evitar los riesgos de agrietamiento en el encuentro de los escalones es prudente prever un recubrimiento de las zapatas. Este recubrimiento puede ser de una dimensión h en los terrenos de poca consistencia y de dimensión d en los más resistentes.

Fig. 214.

Armadura de los escalones

bico puesto en obra, para satisfacer a las condiciones de resistencia y para protección suficiente de los aceros. La consistencia tierra-húmeda-plástica debe permitir el apisonado o el pervibrado. A fin de que al hormigonar se respeten las características dimensionales de los basamentos, se pueden prever armaduras que se adapten al perfil proyectado. Así es posible efectuar un control de los espesores hormigonados.

Las armaduras longitudinales desempeñan el papel de barras de repartición y crean un encadenamiento en forma de viga que asegura la homogeneidad y la rigidez de la base del edificio.

3.5. ZAPATAS DEL BASAMENTO DESCENTRADAS DEBAJO DE LOS MUROS

Cuando las zapatas están situadas debajo de paredes cuyo paramento desnudo-exterior está precisamente en la línea que limita la propiedad, o bien cuando se levanta una pared junto a otra ya existente, resulta obligado descentrar la zapata de basamento respecto de la pared que soporta. Puesto que el retallo no está equilibrado estáticamente, es conveniente ligar la zapata con el muro. Esta última observación afecta principalmente a las zapatas de hormigón armado. Cuando el reparto de las cargas sigue la línea de presiones definida en el párrafo 3.3, los peligros no son de importancia. El enlace recomendado (zapata-muro) puede realizarse mediante la prolongación de las armaduras de la zapata hacia el muro: de una manera continua o solamente en ciertos puntos característicos (pilares, por ejemplo) (figs. 215 y 216).

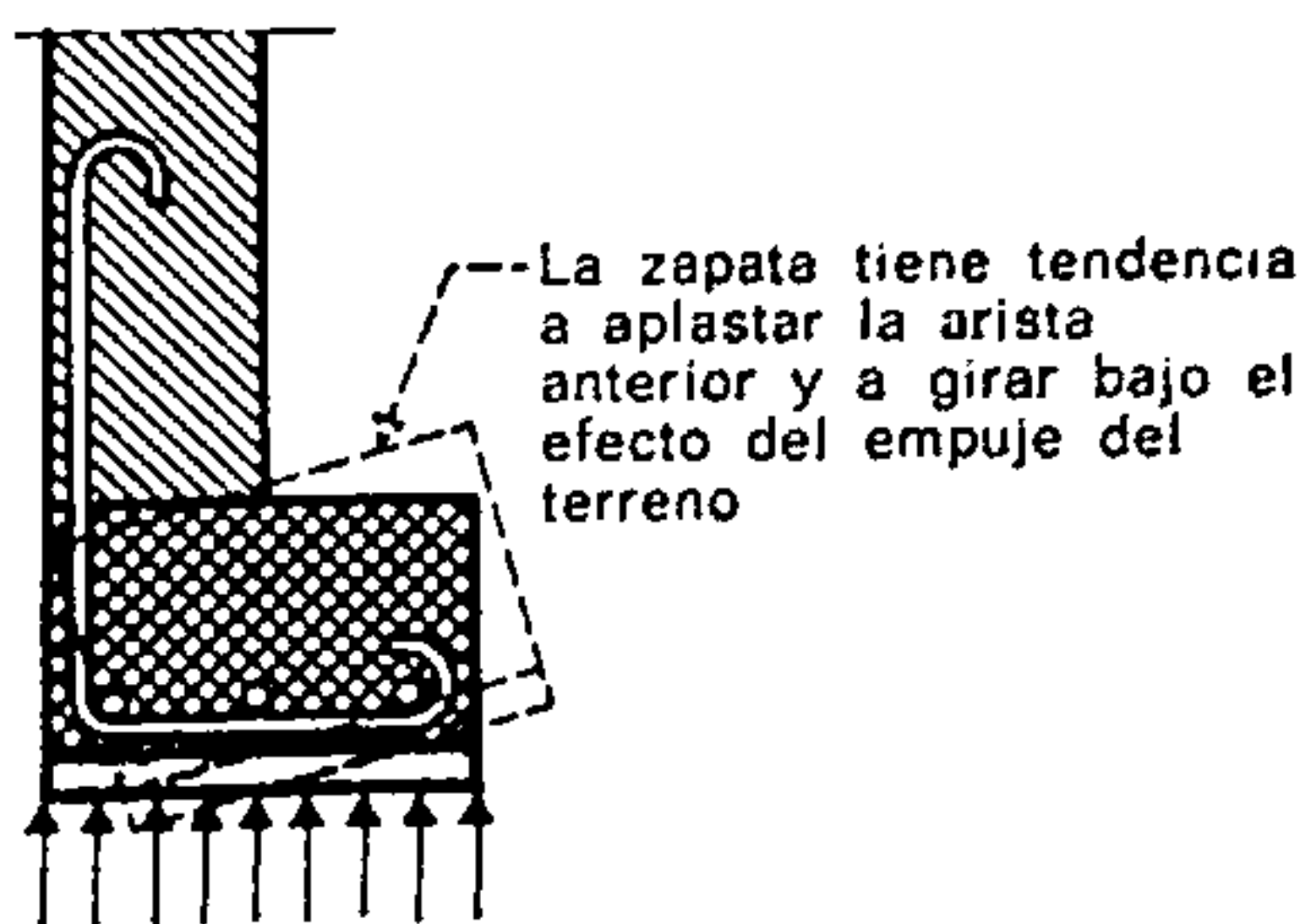


Fig. 215.

Corte del enlace de una zapata de obra de fábrica

El hierro de la armadura asegura el enlace, evitando el giro o rotación de la zapata. Esta armadura debe ser incorporada a un elemento de hormigón armado.

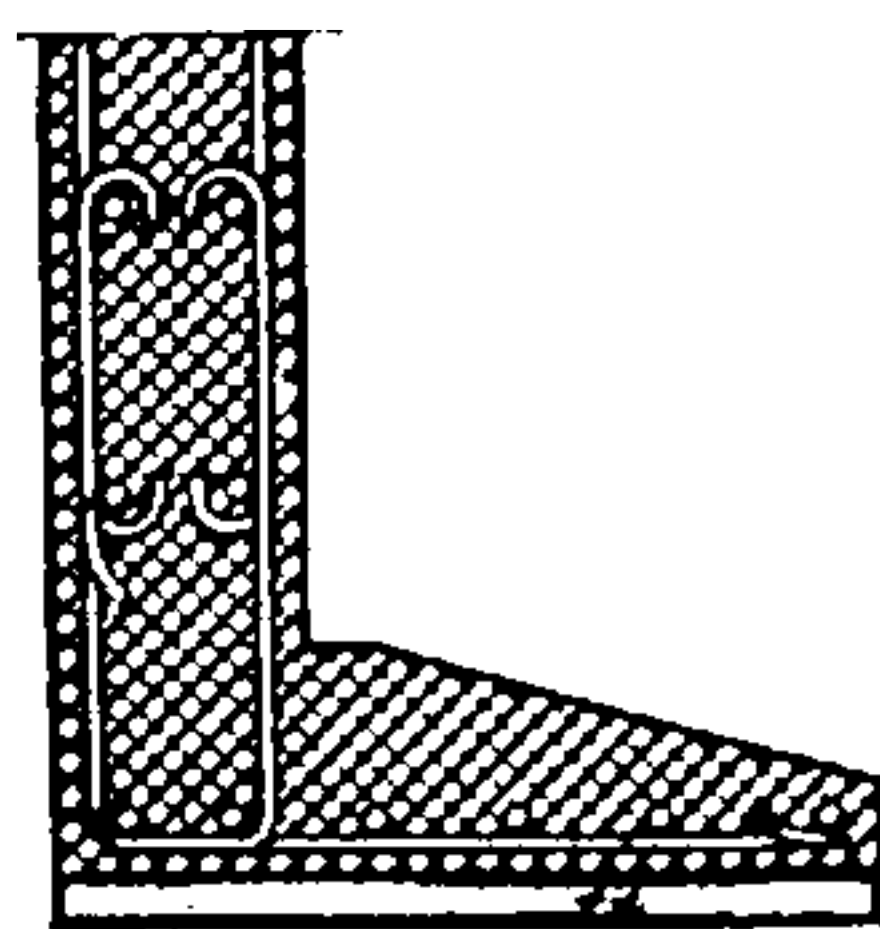


Fig. 216.

Corte del enlace de una zapata de hormigón armado

La armadura de la zapata contiene hierros de precaución que aseguran el enlace de la zapata con la pared.

Observación: Si, por razones estáticas, tiene que armarse la pared que carga sobre los cimientos, deberá enlazarse con las cimentaciones por medio de armaduras de espera dispuestas en las zapatas. Dichas armaduras se unirán luego con los herrajes de la propia pared.

En la ejecución de zapatas en forma de escalones, las armaduras se dispondrán de tal forma que se evite el descantillado de las aristas. Conviene proporcionar un enlace entre los distintos escalones. Este enlace puede realizarse con el empleo de marcos o de estribos.

porcionar un enlace entre los distintos escalones. Este enlace puede realizarse con el empleo de marcos o de estribos.

3.6. ZAPATAS DE BASAMENTO, AISLADAS, DEBAJO DE PILARES

Estas zapatas, de forma piramidal, pueden hacerse indistintamente con obra de fábrica o con hormigón armado o sin armar.

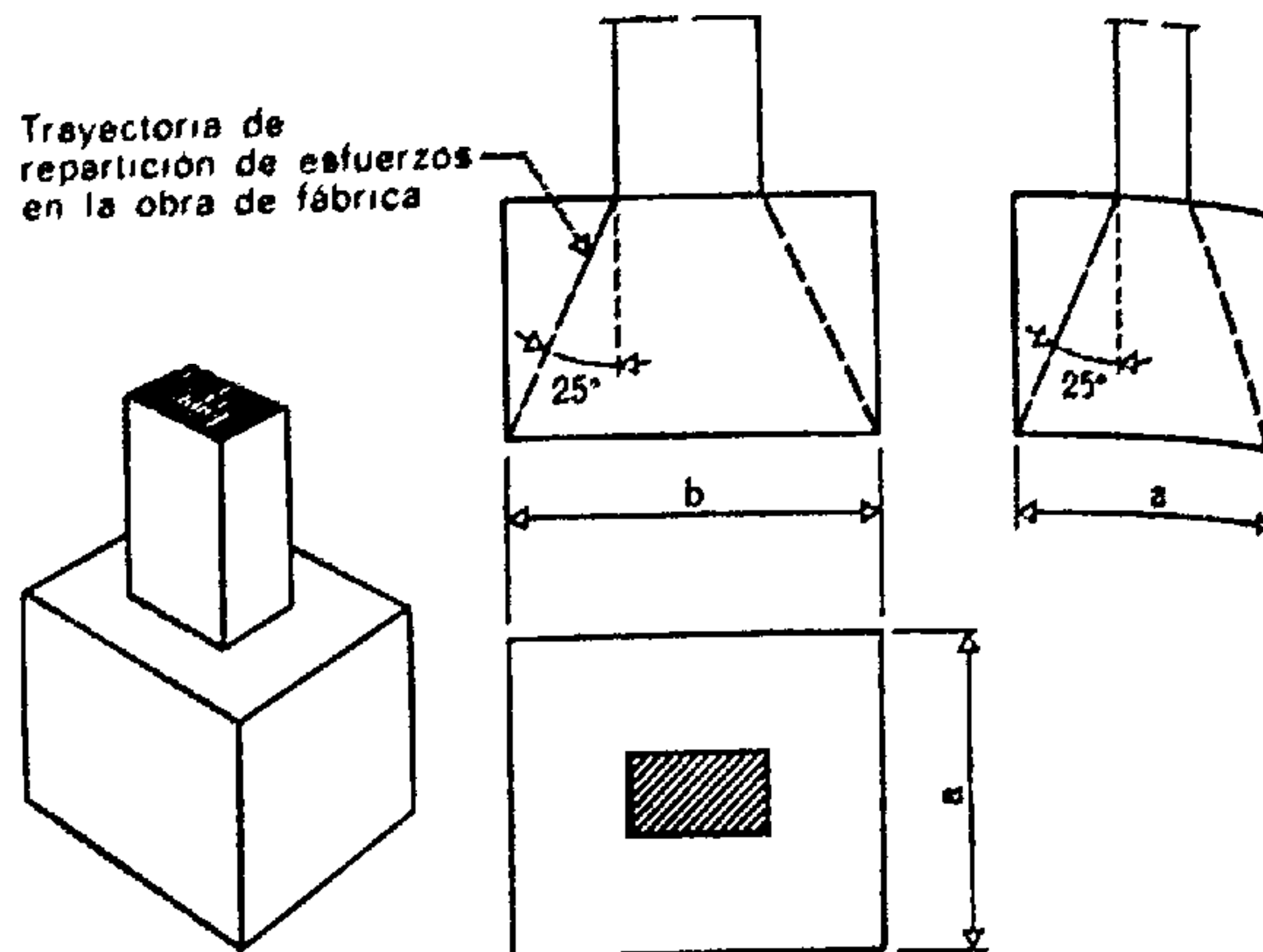


Fig. 217.

Macizo bajo un pilar

Fig. 218.

Repartición de esfuerzos en los macizos de la obra de fábrica

Para las zapatas de obra de fábrica bajo pilares, la repartición de los esfuerzos se cuenta en base a 25° para evitar toda clase de esfuerzos de tracción en la parte baja de la zapata.

3.6.1. CON OBRA DE FÁBRICA

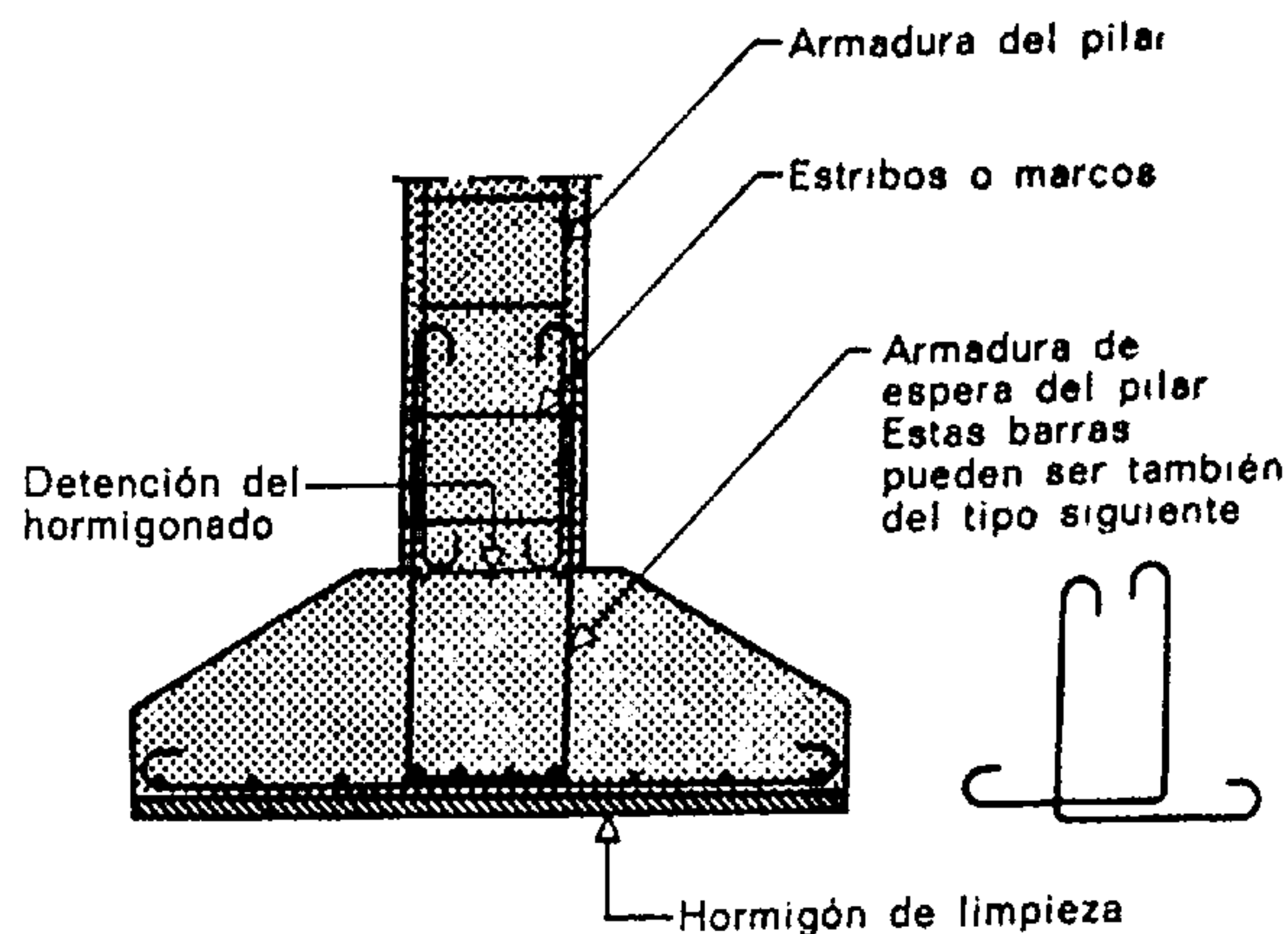
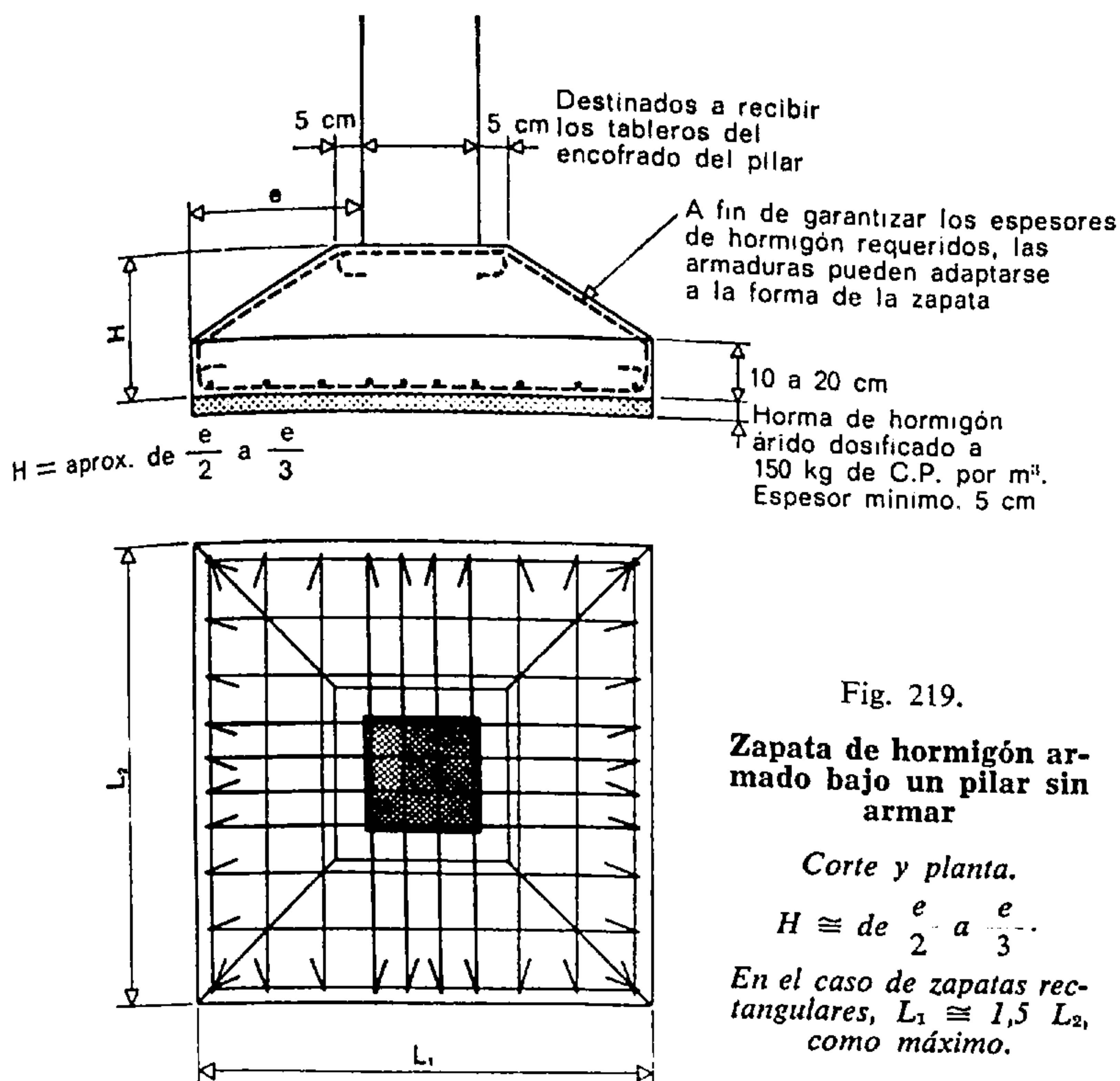
Los razonamientos formulados para las zapatas de sustentación de paredes son aplicables a estas obras. Sin embargo, en este caso no puede concederse un ángulo de repartición de las presiones superiores a 25°. Esta pendiente puede ser asimilada aproximadamente a un valor de 1/2. Esta fórmula empírica permite determinar la altura de un macizo de cimentación debajo de un pilar, que, según acabamos de ver, vale dos veces el valor del retallo (figuras 217 y 218).

El establecimiento de esta forma de zapata de obra de fábrica es poco corriente en la actualidad; la utilización del hormigón armado conduce a soluciones más económicas y reduce la carga sobre el terreno.

3.6.2. CON HORMIGÓN ARMADO

Los esfuerzos de tracción que existen en la parte inferior de la zapata se manifiestan según las dos direcciones de los ejes principales. La absorción de estos esfuerzos implica la colocación de armaduras según los citados ejes. Las cimentaciones comprenden, pues, dos capas de armadura superpuestas; cada capa sirve a la vez de armadura principal en un sentido y de repartición en el otro.

El peso unitario de armadura por metro cúbico



de hormigón varía según las solicitaciones admitidas sobre el suelo y la altura dada. Se puede estimar la cantidad de armadura entre 50 y 100 kg/m³.

La altura de la zapata puede definirse, en primera aproximación, por la expresión que acompaña a la figura 219.

(El cálculo de la armadura aparece en el Capítulo XVII: *Hormigón armado*).

Conviene que la cara superior de la zapata, destinada a recibir el encofrado del fuste del pilar, cuente con un retallo de 5 cm poco más o menos. El borde de la zapata tiene una altura comprendida entre 10 y 20 cm, según se indica en la fig. 219. El enlace de la zapata con el pilar está asegurado por una armadura de espera comprendida en el hierro del armado de las cimentaciones (fig. 220).

Con el fin de conseguir la resistencia requerida y procurar a los aceros una protección contra la corrosión, el hormigón se dosifica a razón de 300 kg de C.P. (o de C.A.) por metro cúbico de hormigón puesto en obra. El hormigón debe estar fuertemente apisonado o vibrado. Generalmente se vierte sencilla-

mente entre paredes de tierra, preparadas al hacer la excavación, y con las cotas requeridas. Con anterioridad, se colocó el hierro de armadura sobre una capa de unos 5 cm de espesor, hecha con hormigón árido, *hormigón de limpieza* (dosificado a razón de 150 kg/m³).

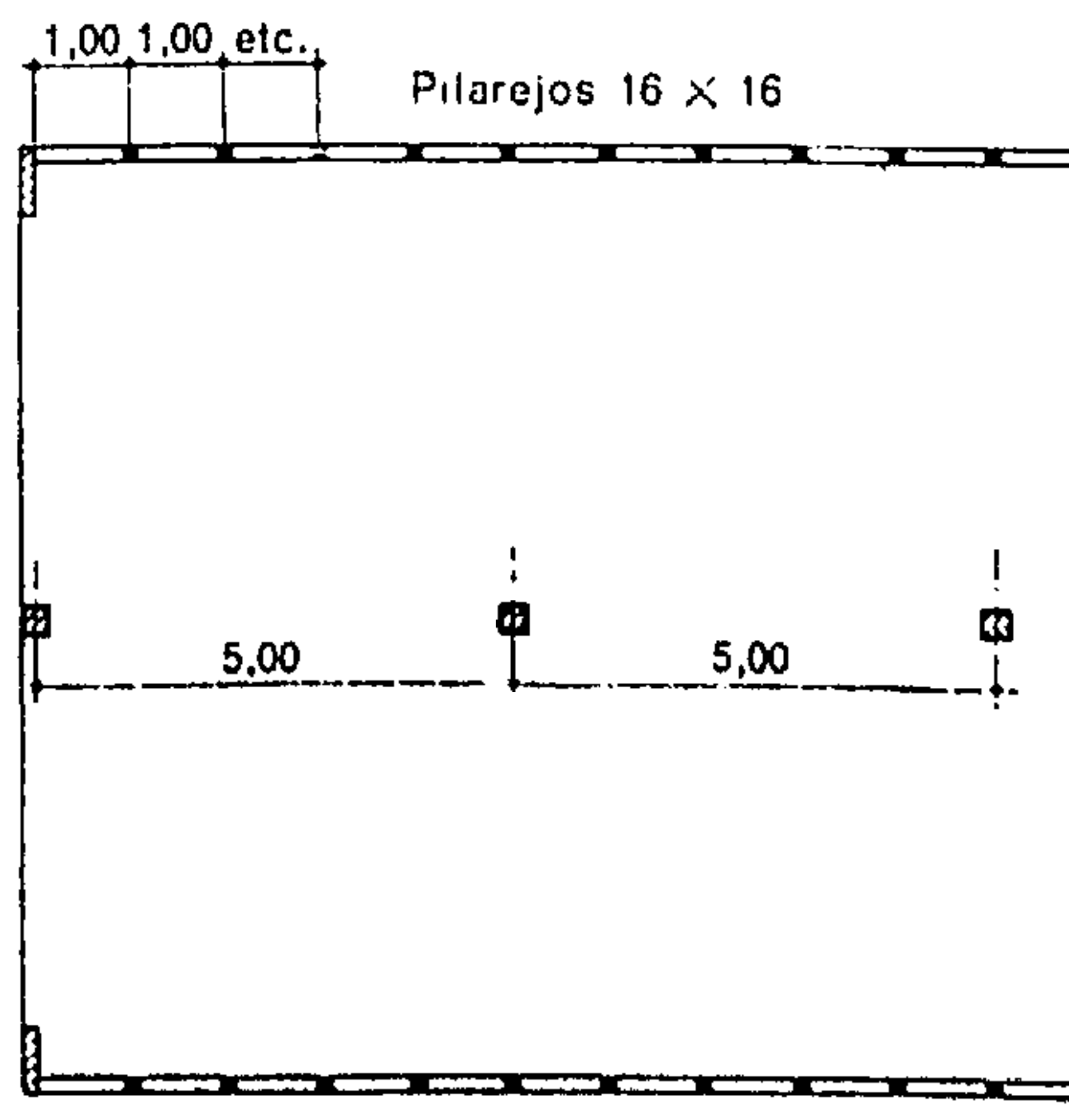
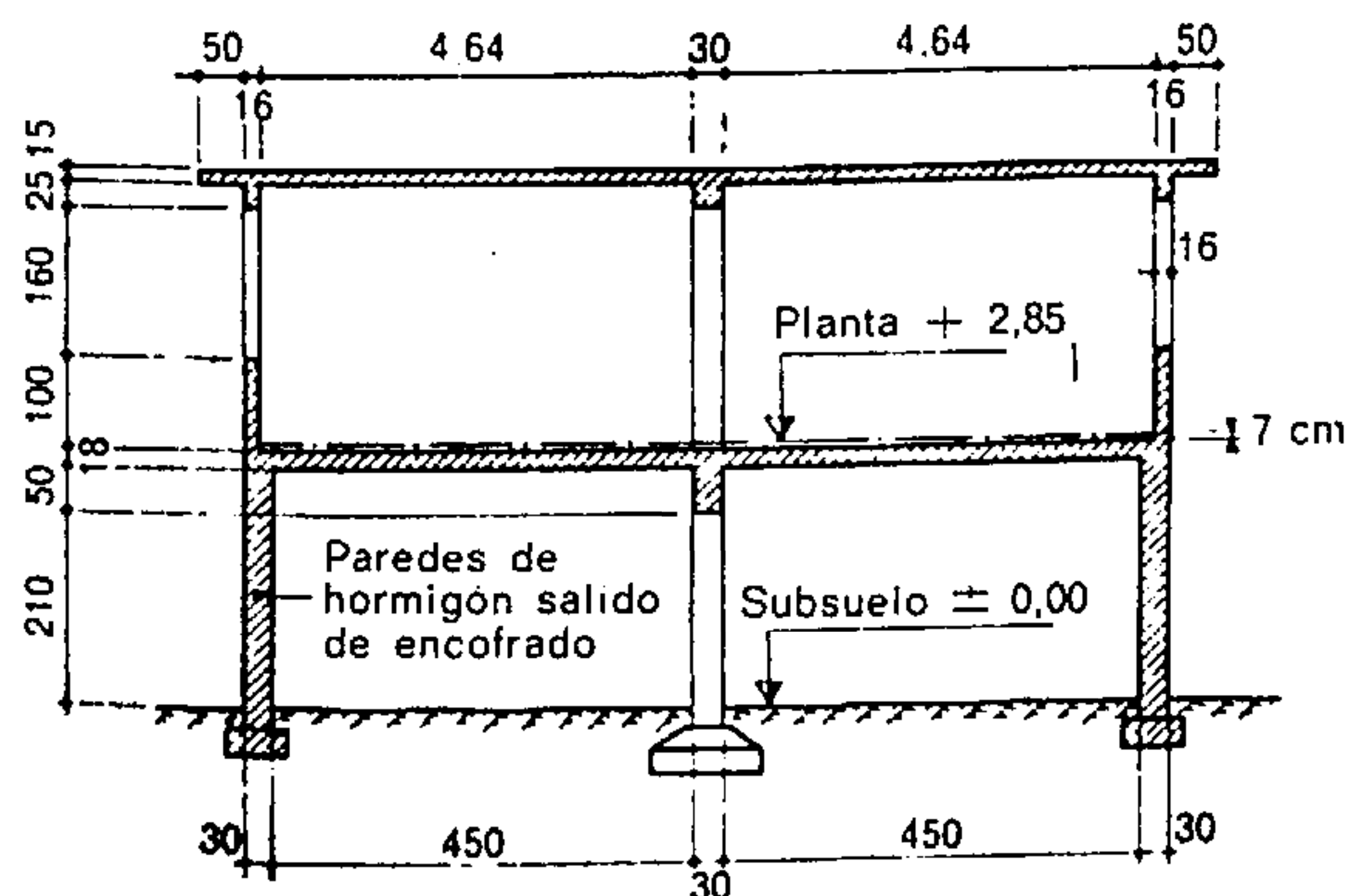
3.7. EJEMPLO DE CALCULO DE UN CONJUNTO DE CIMENTACIONES

Supongamos que hay que determinar las cimentaciones que deben tener las paredes y pilares del local representado en los croquis de la fig. 221, página 101; la aptitud de sustentación del terreno es, como máximo, de 1,3 kg/cm².

a) ZAPATAS DEBAJO DE LAS PAREDES

Se calculan las zapatas debajo de las paredes, considerando una longitud unitaria (por ejemplo: 1 m).

Los pesos por metro cúbico puede establecerse como sigue:



Planta y corte de un local destinado a taller

2,4 t/m³
2,5 t/m³

Ladrillos colocación
Peso a considerar = volumen · peso unitario.

1,7 t/m³
1,25 t/m³

Hormigón sin armar
Hormigón armado
Enlosado, incluido el mortero para su

Peso de la pared a la altura del sótano . . . hormigón . . .
Reacción de la losa sobre el sótano . . . losetas . . .
Antepechos, alféizares a la altura de la planta (piso) . . . sobrecarga accidental . . .
Carga losa sobre la planta . . . hormigón . . .
hormigón de pendiente . . .
aislamiento . . .
nieve . . .

$$\begin{aligned} &1,00 \cdot 0,30 \cdot 2,60 \cdot 2,4 \cdot \dots = 1,872 \text{ t} \\ &1,00 \cdot 4,95 \cdot 0,18 \cdot 2,5 \cdot 0,375 \cdot \dots = 0,835 \text{ t} \\ &1,00 \cdot 4,64 \cdot 0,07 \cdot 1,7 \cdot 0,375 \cdot \dots = 0,208 \text{ t} \\ &1,00 \cdot 4,64 \cdot 0,500 \cdot 0,375 \cdot \dots = 0,871 \text{ t} \\ &1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,16 \cdot 1,25 \cdot \dots = 0,200 \text{ t} \\ &0,16 \cdot 2,5 = 0,400 \text{ t/m}^2 \\ &0,07 \cdot 2,4 = 0,168 \text{ t/m}^2 \\ &= 0,020 \text{ t/m}^2 \\ &+ = 0,100 \text{ t/m}^2 \text{ admitida según las normas} \\ &\underline{0,688} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Reacción de la losa} \cdot \dots &= 1,280 \text{ t} \\ \text{Alero} \cdot \dots &= 0,344 \text{ t} \\ \text{Cubierta (bajo la losa)} \cdot \dots &= 0,100 \text{ t} \\ \text{Vidrios } 30 \text{ kg/m}^2 \cdot \dots &= 0,048 \text{ t} \\ &\underline{5,758 \text{ t}} \end{aligned}$$

$$\text{Superficie de zapata por m} \frac{5.758 \text{ kg}}{1,2 \cdot \text{kg/cm}^2} \cong 4.800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longitud} = 100 \text{ cm, anchura} = \frac{4.800}{100} = 48 \text{ cm, admitir } 50 \text{ cm}$$

* Para limitar los tanteos, es preferible adoptar un valor ligeramente inferior a la sollicitación máxima admisible.

b) ZAPATAS BAJO PILARES (DISTANCIA ENTRE CENTROS DE APOYOS: 5,00 m)

$$\begin{aligned} \text{Peso pilar} \cdot \dots &= 0,473 \text{ t} \\ \text{Peso viga maestra} \cdot \dots &= 1,875 \text{ t} \\ \text{Carga de la losa sobre el suelo del sótano} \cdot \text{hormigón} \cdot \dots &= 0,18 \cdot 2,5 = 0,450 \text{ t/m}^2 \\ &\text{losetas} \cdot \dots = 0,07 \cdot 1,7 = 0,120 \text{ t/m}^2 \\ &\text{sobrecarga} \cdot \dots = 0,500 \text{ t/m}^2 \\ &\underline{1,070} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Reacción losa sobre el suelo del sótano} \cdot \dots &= 1,00 \cdot 4,95 \cdot 1,070 \cdot 1,25 \cdot 5,00 = 3,310 \text{ t} \\ \text{Carga losa sobre la planta (piso)} \cdot \text{hormigón} \cdot \dots &= 0,400 \text{ t/m}^2 \\ &\text{hormigón de pendiente} \cdot \dots = 0,168 \text{ t/m}^2 \\ &\text{aislamiento} \cdot \dots = 0,020 \text{ t/m}^2 \\ \text{Reacción losa sobre la planta (piso)} \cdot \dots &= 0,100 \text{ t/m}^2 \\ &\underline{0,688} \\ &1,00 \cdot 4,95 \cdot 0,688 \cdot 1,25 \cdot 5,00 \cdot \dots = 2,120 \text{ t} \\ &\underline{7,778 \text{ t}} \end{aligned}$$

$$\text{Carga total por pilar, al nivel de las cimentaciones} \cdot \dots = 7.778 \text{ kg}$$

$$\text{Superficie zapata } \frac{7.778}{1,2} = 6.475 \text{ cm}^2$$

Si se admiten zapatas cuadradas, su lado será:

$$\sqrt{6.475} = 80,5 \text{ cm}$$

admitir : 82 cm

La presión real sobre el terreno, teniendo en cuenta el peso de las zapatas, será, pues:

Zapata bajo pared, altura admitida de 30 cm

Zapata bajo pilar

$$\begin{aligned} &0,50 \cdot 1,00 \cdot 0,30 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t} \\ &0,375 + 5,758 = 6,133 \text{ t} \\ &\underline{6,133} \end{aligned}$$

$$100 \cdot 50 = 1,225 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} &0,80 \cdot 0,80 \cdot 0,25 \cdot 2,5 = 0,400 \text{ t} \\ &0,400 + 7,778 = 8,178 \text{ t} \\ &\underline{8,178} \end{aligned}$$

$$80 \cdot 80 = 1,280 \text{ kg/cm}^2$$

Estas dos sollicitaciones son inferiores al valor 1,3 kg/cm² máximo admisible sobre el terreno.

Observación: Por razones de economía, es posible realizar las zapatas, tanto si están bajo paredes como bajo pilares, mediante una solución mixta: con hormigón armado y hormigón macizo (sin armar). Esta construcción se presenta como indica la figura 222. Todos los elementos descritos en los párrafos precedentes se aplican al cálculo de este método.

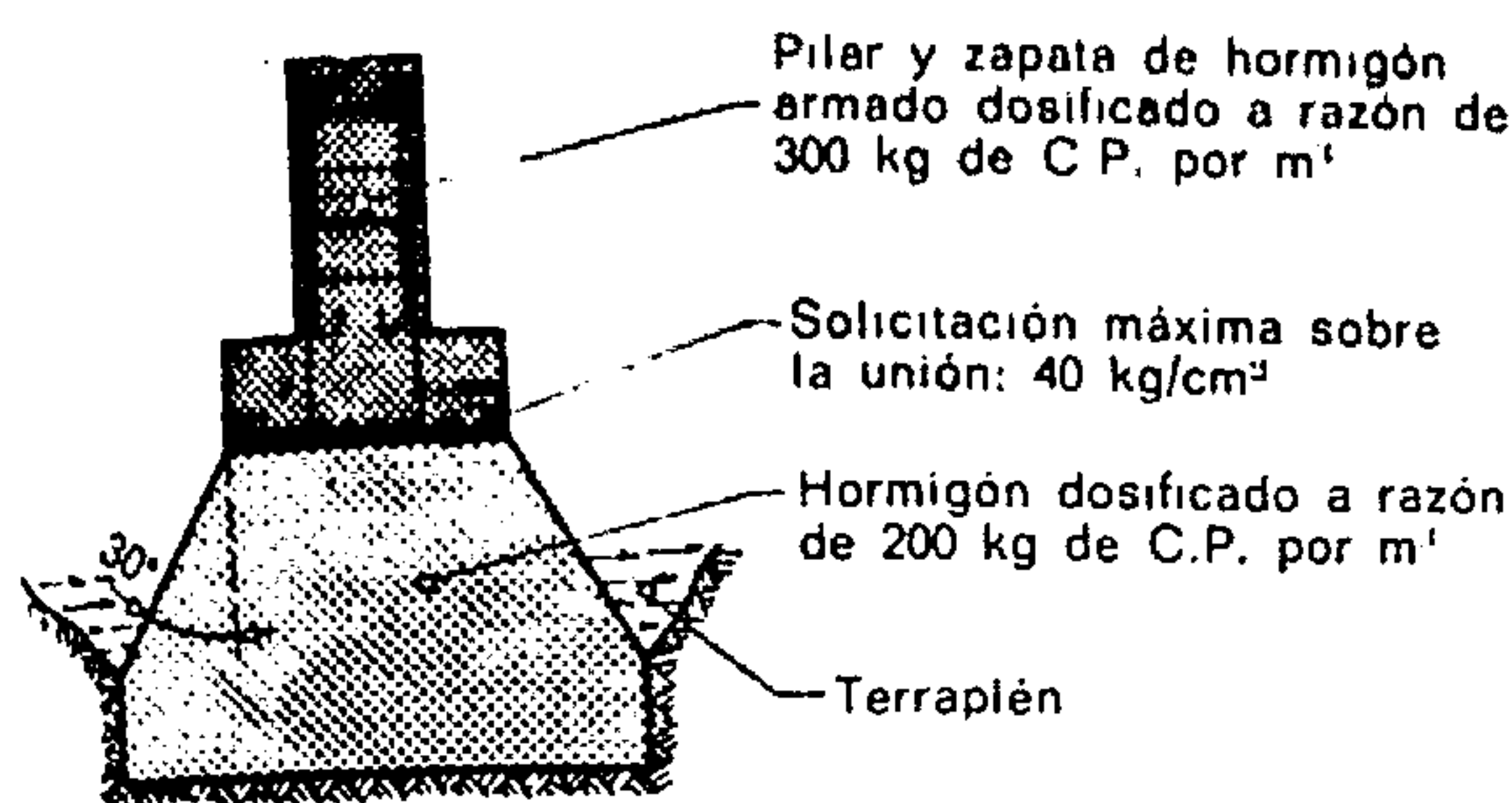


Fig. 222.

Corte de una zapata de obra de fábrica que soporta un pilar (o una pared) a través de un bloque de hormigón armado.

3.8. ZAPATAS CONTINUAS BAJO PILARES

Cuando las zapatas tienen dimensiones tales que casi se tocan en un sentido, es preferible unir las para que lleguen a formar una zapata continua. Esta zapata, destinada a repartir la carga recibida por el conjunto de los pilares, debe reforzarse con una viga en su parte superior. Esta viga constituye un arriostamiento favorable a la estabilidad de la obra. Puede ir provista de acartelamientos para satisfacer a los requerimientos de los *momentos* o de los *esfuerzos cortantes* (véase el Cap. XVII: *Hormigón armado*). Su armadura, dispuesta longitudinalmente, es perpendicular a la armadura de la zapata. La anchura de la zapata, que puede ser variable, debe respetar los principios de la repartición de cargas sobre el terreno (fig. 224).

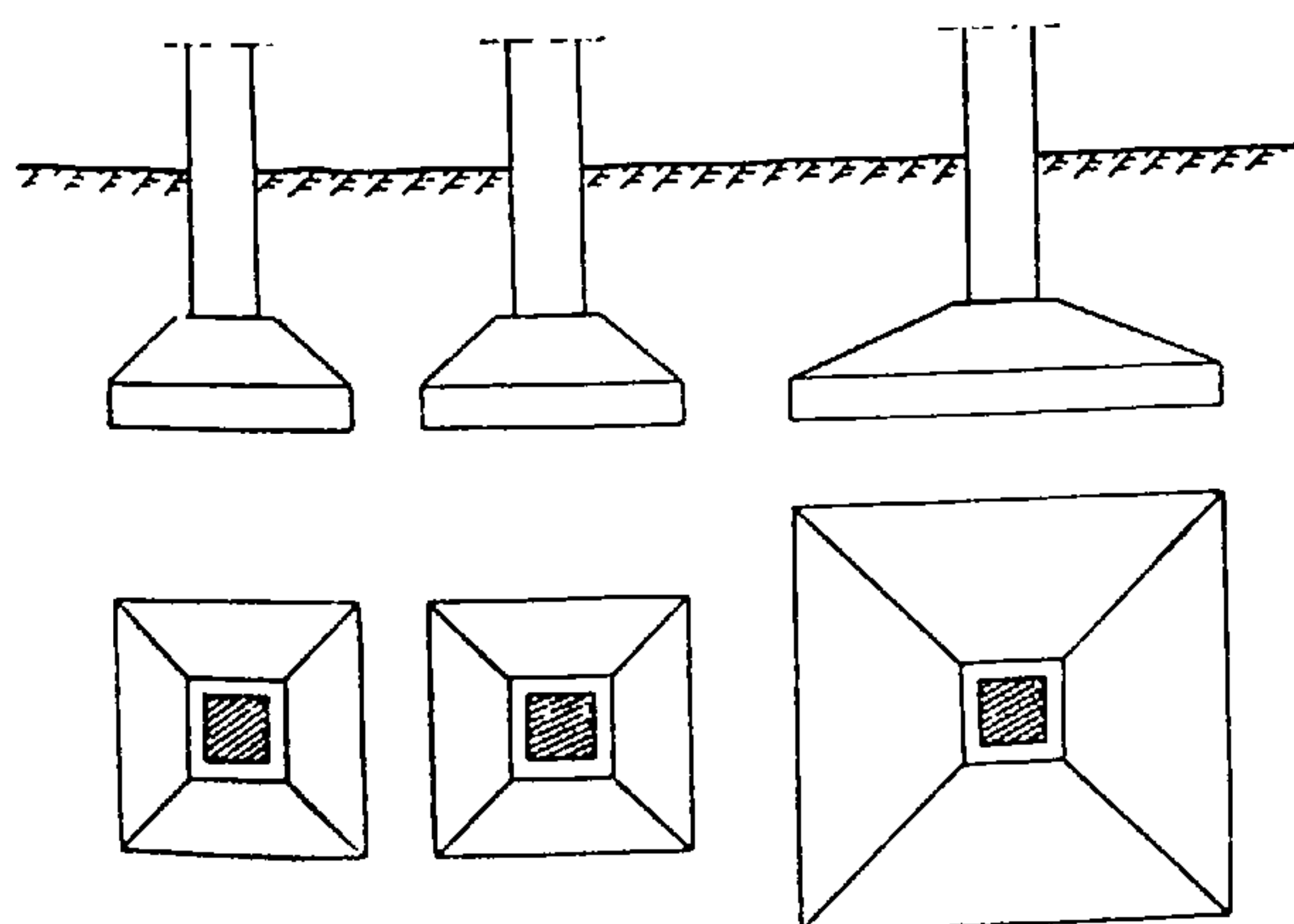


Fig. 223.

Zapatas aisladas para apoyo de pilares
Corte y planta.

3.9. ZAMPEADO GENERAL

Si a consecuencia de la escasa resistencia del terreno de cimentación, las zapatas de los pilares aislados tienden a juntarse, es preferible establecer un zampeado general. El zampeado general presenta la disposición de una plataforma o tablero de cimen-

tación que transmite las cargas de la construcción al terreno mediante una superficie igual o superior a la de la obra. Es una especie de piso invertido que recibe la solicitación unitaria del terreno y descansa

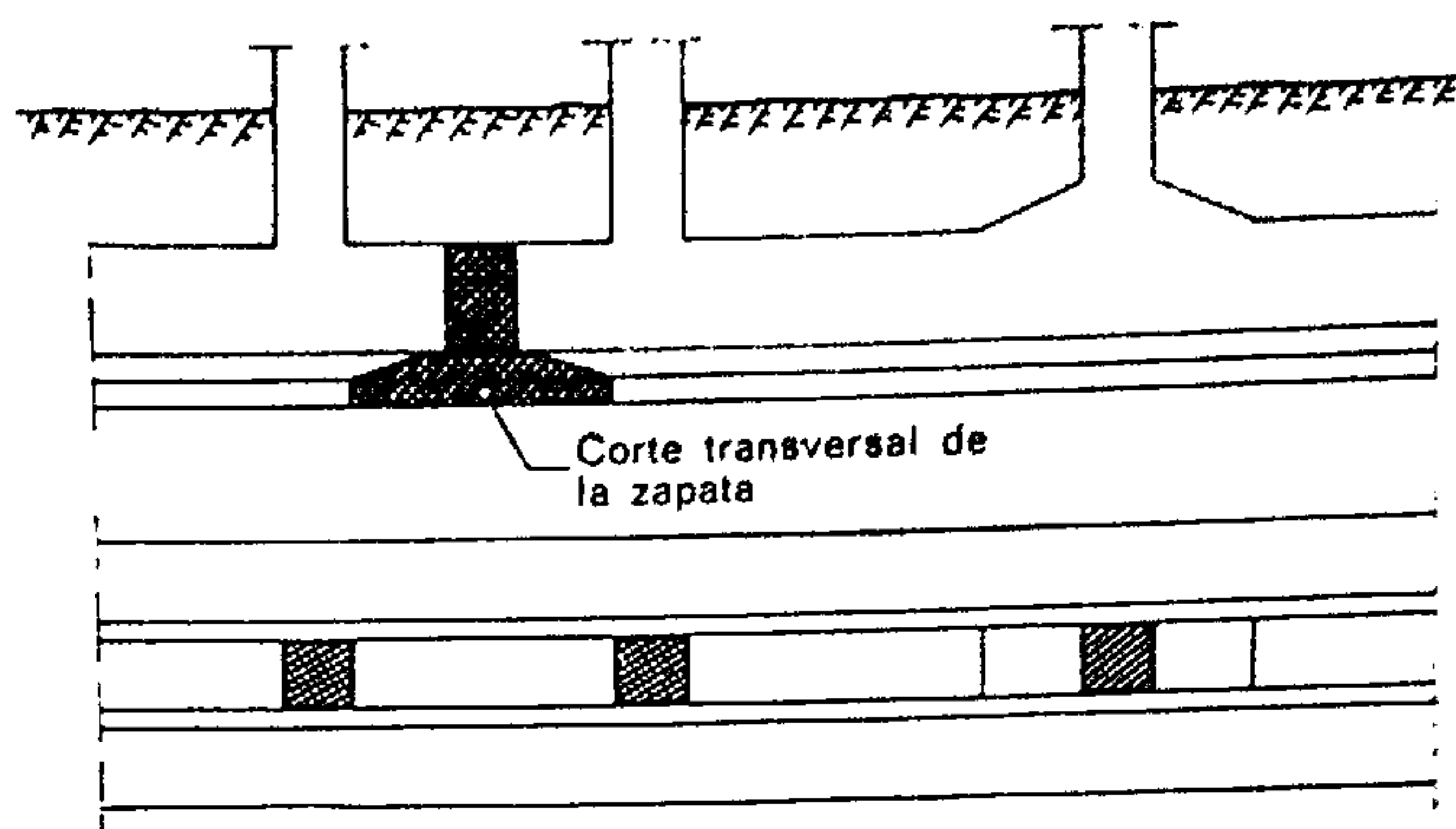


Fig. 224.

Zapata continua para apoyo de pilares

La superficie de esta zapata es equivalente al total de las superficies de las zapatas aisladas.

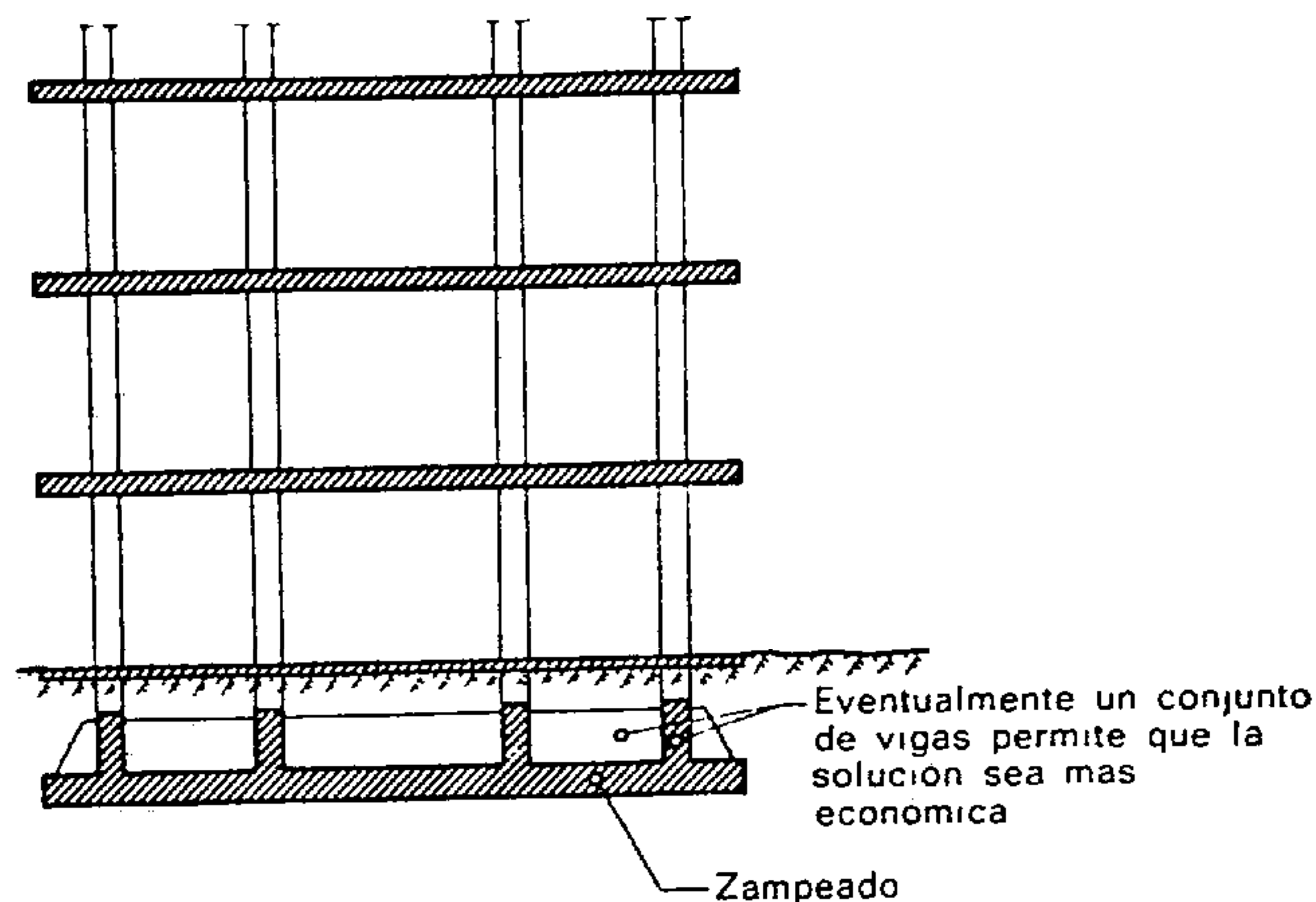


Fig. 225.

Corte de un inmueble construido sobre un zampeado general

El zampeado general, especie de gran zapata de hormigón armado, se adopta para las construcciones en que la presión transmitida al terreno requeriría zapatas casi en contacto unas con otras. Sin embargo, sólo debe considerarse conveniente en terrenos homogéneos de igual resistencia en toda su superficie.

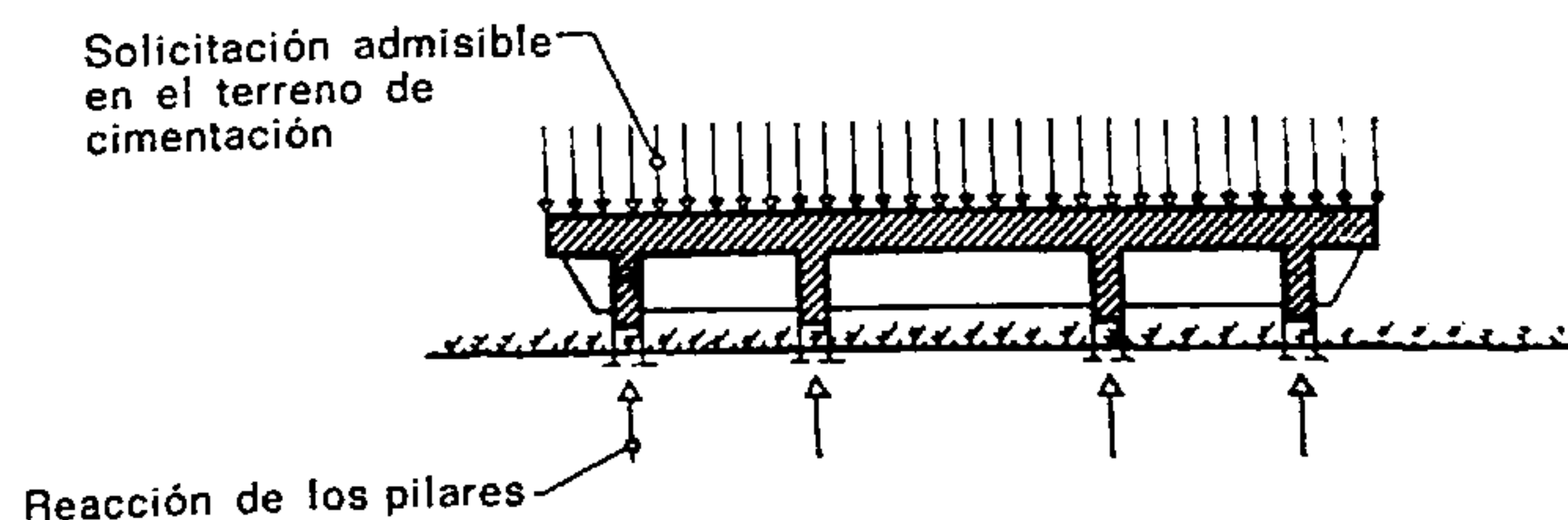


Fig. 226.

Zampeado

Trabaja a la manera de un suelo invertido cargado con la solicitación del terreno.

sobre los puntos de apoyo de la construcción (figuras 225 y 226).

Puede constar de una sencilla losa, gruesa, o de vigas longitudinales y transversales que enlazan los apoyos portantes que sostienen una losa más delgada. Se recurre a una losa en forma de seta invertida cuando la disposición de los pilares excluye la solución del retesamiento por medio de nervaduras.

Las ventajas de las cimentaciones sobre zampeado general son, por una parte, una cierta disminución

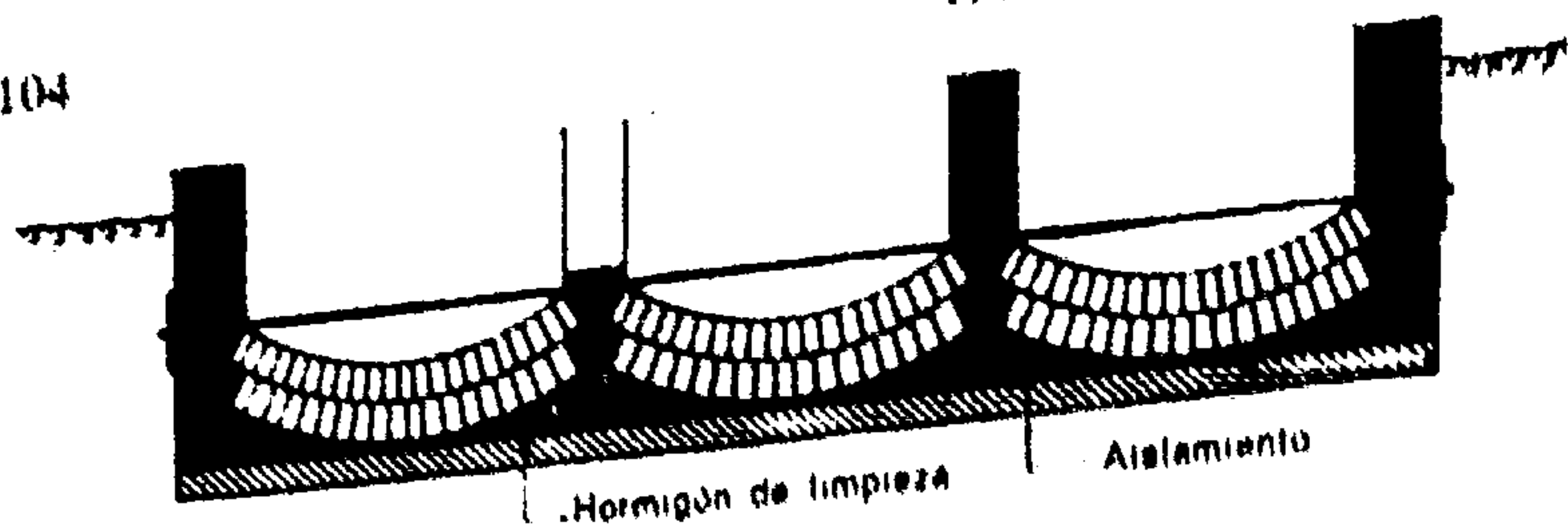


Fig. 227

Zampeado* realizado con bóvedas de ladrillo

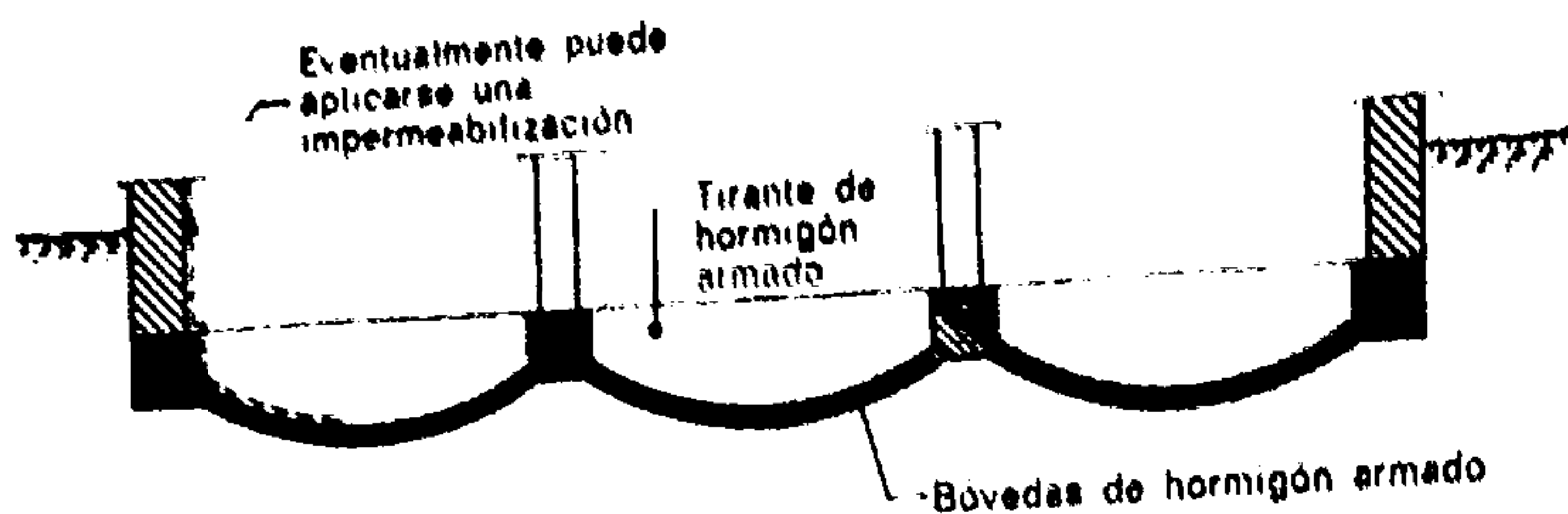


Fig. 228.

Zampeado* realizado con bóvedas de hormigón armado

* Estas construcciones deben ser objeto de estudios y de cálculos estáticos en cada caso particular.

de los riesgos de asiento y, por otra, el excelente enlace que proporciona a las bases de la obra. En cambio esta solución debe rechazarse cuando el terreno de cimentación es de resistencia irregular, porque las diferencias en el asiento de una base semejante pueden comprometer la estabilidad de la obra.

En general puede adoptarse esta solución:

- cuando el terreno es poco resistente pero homogéneo,
- cuando la superficie de la construcción es pequeña en relación con su volumen (silos, rascacielos, etc.),
- cuando se quiere en sótano seco en una construcción asentada en una capa acuífera subterránea (para realizar una entibación en forma de cubeta).

La ejecución de un zampeado va precedida de la formación de una capa de hormigón árido que haga posible la colocación de la armadura sobre una superficie limpia. El zampeado se suele hacer con hormigón armado dosificado a razón de 300 kg de cemento Portland por metro cúbico. La ejecución de bóvedas múltiples con obra de fábrica permite también la misma solución (figs. 227 y 228).

4.1. OBRAS EN TERRENOS FUERTEMENTE ACUIFEROS

Cuando las cimentaciones de una construcción se establecen sobre un subsuelo gredoso que, por ser impermeable, retiene naturalmente las aguas, es preciso tener en cuenta ciertos trabajos que resultan necesarios para evitar la penetración del agua en los sótanos de la obra.

Los diversos métodos que cabe prever dependen de la importancia de la capa atravesada y del nivel al cual pueden llegar las aguas. Por otra parte, es posible que el agua se presente de una manera permanente o intermitente.

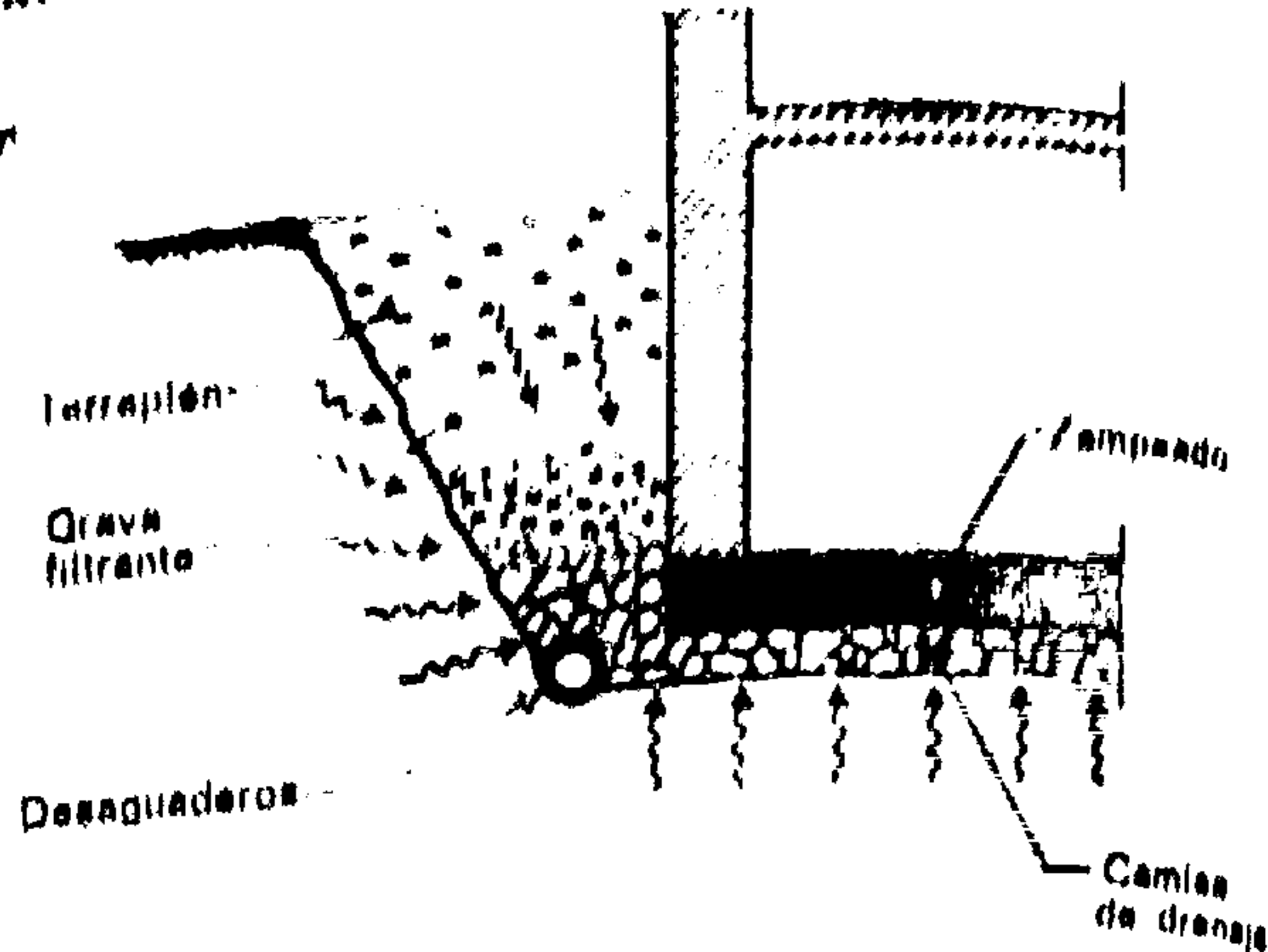


Fig. 229.

Drenaje en terreno accidentalmente saturado de agua. La eliminación de las aguas puede ser realizada por medio de un drenaje eficaz en torno a la construcción y bajo el zampeado.

Un drenaje dispuesto debajo de toda la superficie de la construcción constituye una excelente protección cuando las avenidas del agua son intermitentes o de poca cantidad y cuando la evacuación del agua saliente es posible. Los drenajes y las canalizaciones están igualmente sometidos a subpresiones; por tanto deben estar suficientemente cargados para no ser levantados por la subida de las aguas.

Cuando las aguas subterráneas de llegada intermitente no son de volumen importante, es posible evacuarlas mediante un simple avenamiento o drenaje cubierto con una camisa de grava gruesa, como queda descrito en el párrafo 1.3. Las aguas recogidas por el drenaje luego se evacúan en el alcantarillado o, según el caso, en un pozo negro. El diámetro de las tajeas o drenes utilizados varía de 10 a 15 cm. Es importante contar con paredes y enlucidos impermeables y herméticos e incluso con la aplicación de una pintura protectora, a fin de evitar toda penetración de humedad en las paredes.

Si resulta imposible evacuar las aguas del avenamiento en la alcantarilla (cuando la propia alcantarilla está sumergida, o cuando se halla en un nivel superior al del avenamiento) o en un pozo negro (cuando la capa de agua es extensa), el avenamiento resulta perjudicial y esta solución debe rechazarse. Es preciso entonces construir una especie de cajón cerrado por sus paredes y su zampeado de fondo y sobre el mismo edificar la construcción.

Esta última solución es la que prevalece, por ejemplo, cuando las cimentaciones están situadas por debajo del nivel de una capa de agua subterránea o freática. Estos trabajos, cuyo estudio requiere la competencia de especialistas, exigen una ejecución minuciosa. En efecto, del cuidado que se ponga en la realización depende el valor definitivo de la obra. Por otra parte, después de la terminación de los trabajos las reparaciones resultan difíciles y costosas.

4.2. OBRAS SOMETIDAS A SUBPRESIONES

Cuando una obra se sitúa por debajo del plano de la capa de agua queda sometida al empuje hidráulico. Este empuje que actúa perpendicularmente a las paredes, o de abajo arriba, bajo el zampeado se denomina *subpresión*.

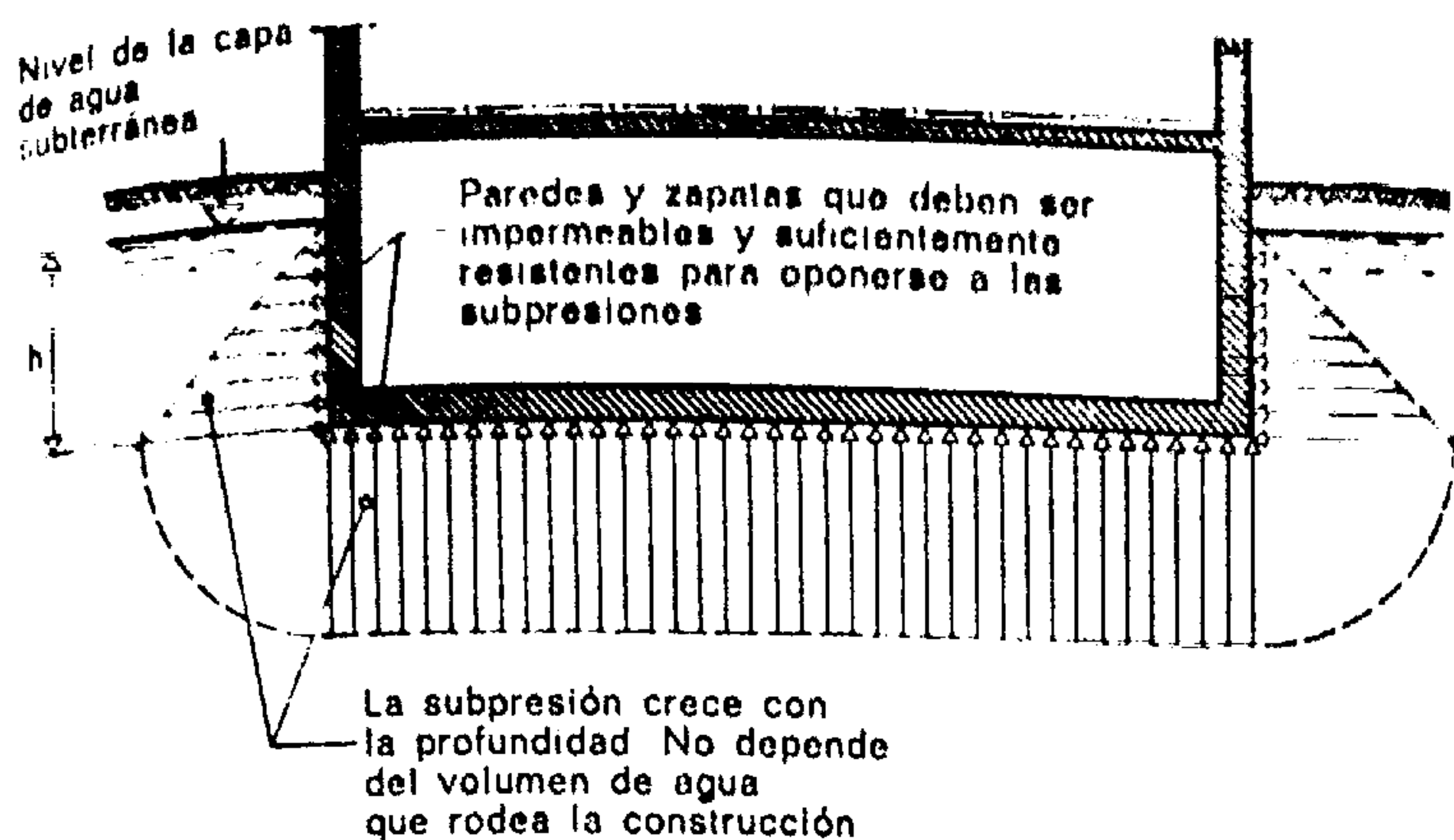


Fig. 230.

Entibación en forma de cubeta

Está destinada a contener la subpresión ejercida por el agua contra la construcción.

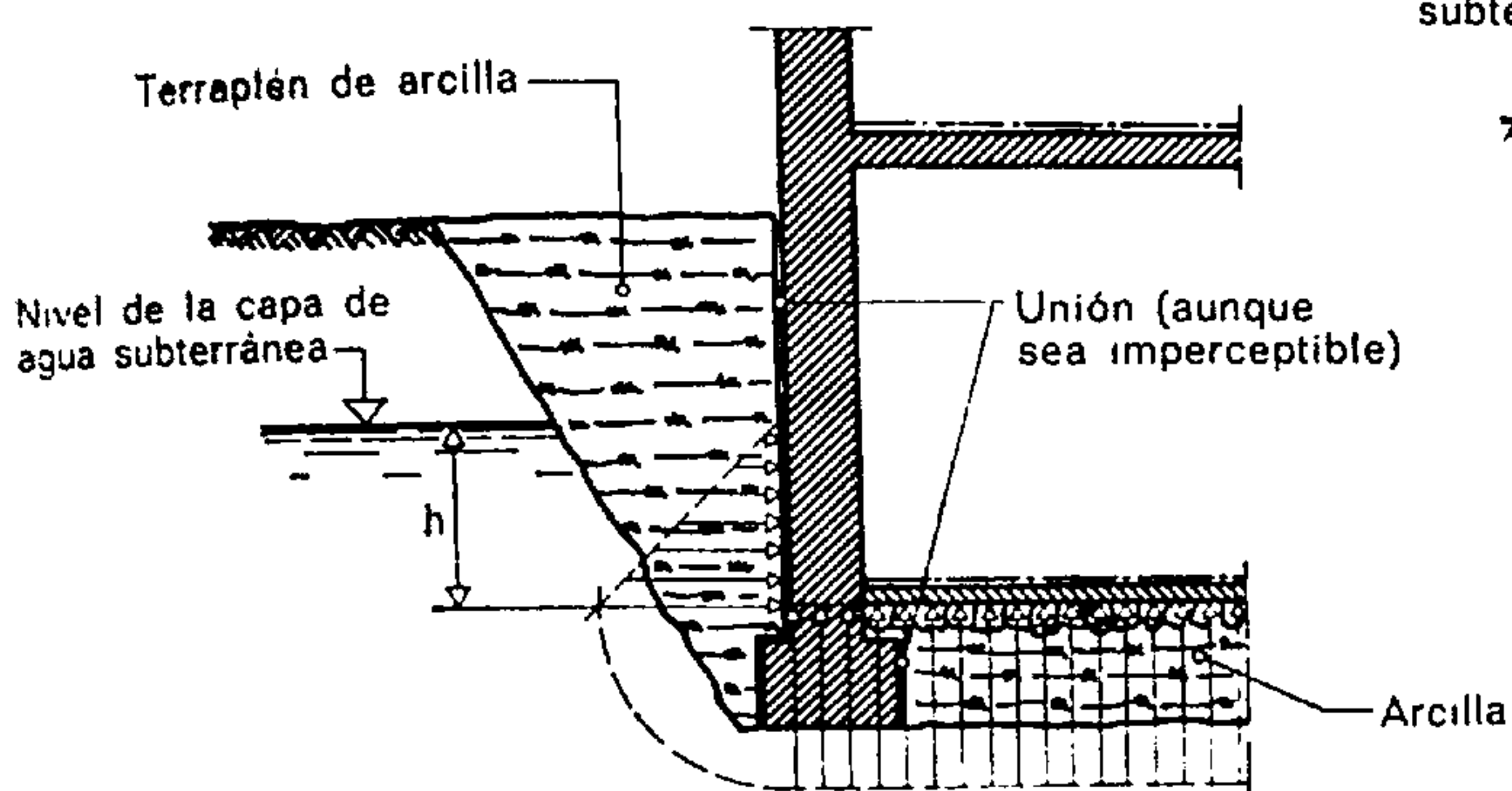


Fig. 231.

Efecto de la subpresión

La subpresión depende de la altura de agua. Hay peligro de que levante el pavimento si éste no está concebido para soportarla. En el caso de terraplén de arcilla, la subpresión se manifestará con tanta intensidad como si el terraplén fuese de grava. A 1 m de profundidad, la presión es de 0,1 kg/cm²; a 2 m, de 0,2 kg/cm²; a 10 m de 1 kg/cm², etc.

La presión hidrostática depende de la altura del nivel del agua por encima del punto considerado. Esto, independientemente del volumen de agua en contacto con la obra. La figura 231 pone de manifiesto esta ley, comprobada ya en numerosos casos de accidentes.

La subpresión tiende a levantar la obra y en consecuencia disminuye la sollicitación ejercida sobre el terreno. Las cimentaciones (o más exactamente, el zampeado construido en tales casos), deben estar calculados para poder resistir a dicha subpre-

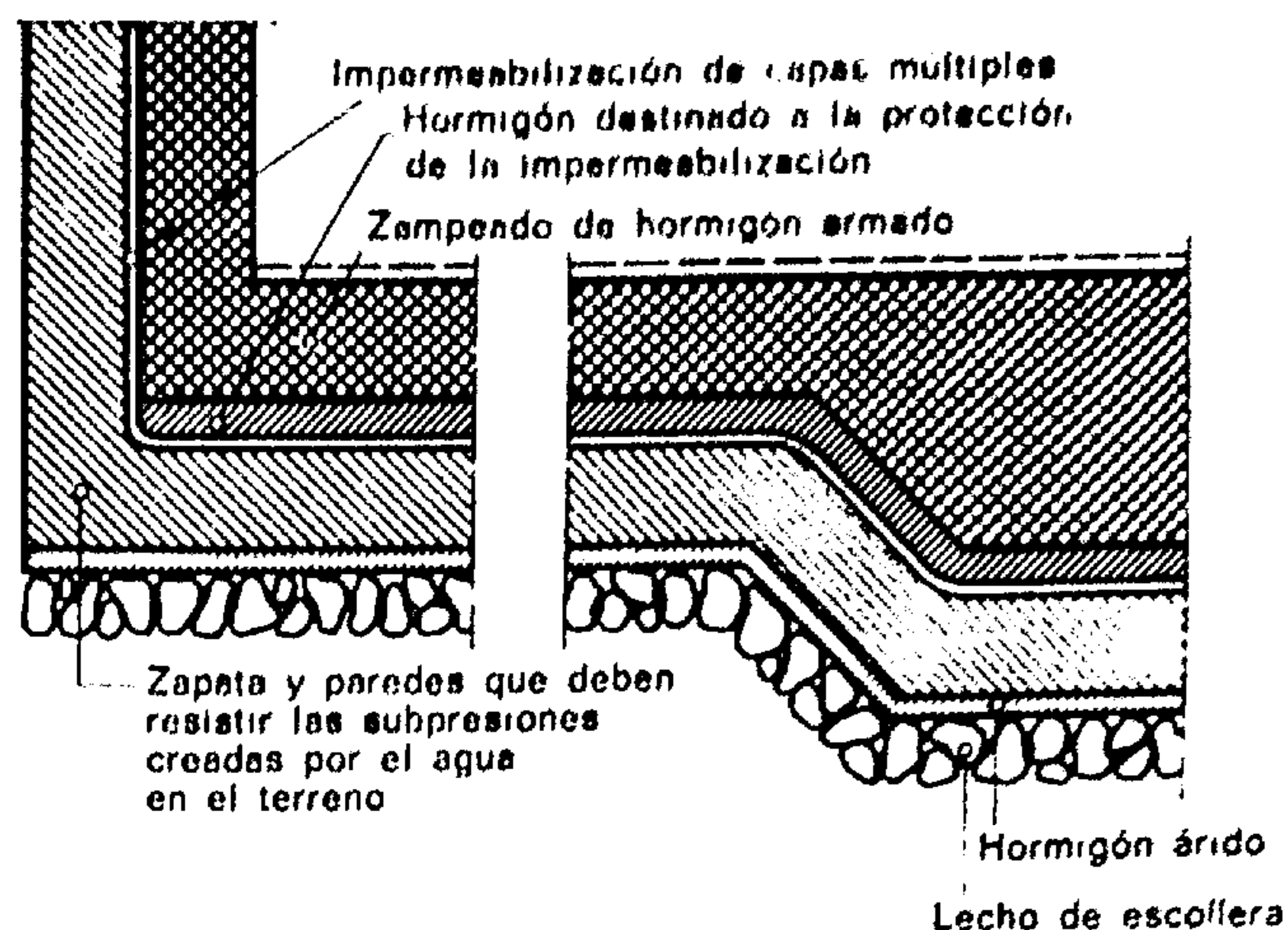


Fig. 232.

Detalle de la impermeabilización o cierre hermético de la entibación en forma de cubeta de la fig. 233

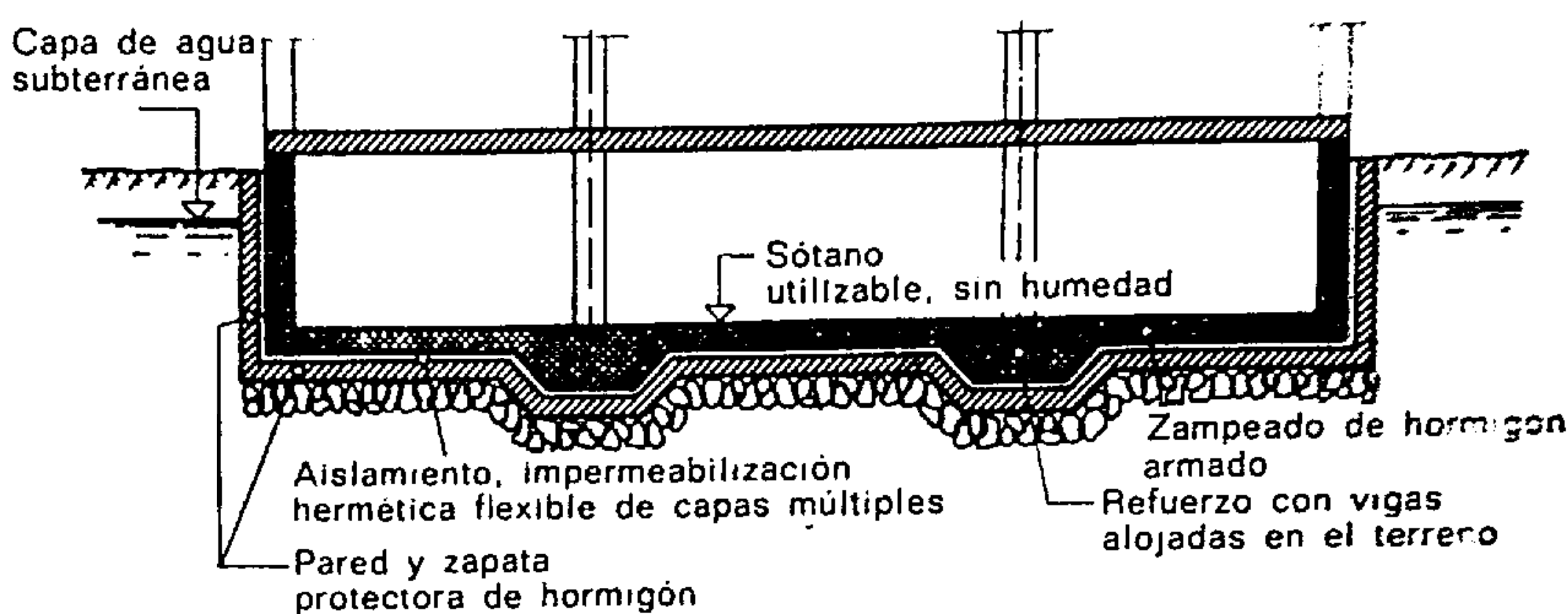


Fig. 233.

Entibación en forma de cubeta (con aislamiento flexible)

El zampeado puede estar concebido para la realización de un sótano herméticamente impermeable en un terreno saturado de agua o por debajo del nivel de la capa de agua subterránea, a la par que constituye la cimentación necesaria para la construcción. En este caso el conjunto realizado constituye una entibación en forma de cubeta (véanse obras en terrenos saturados de agua).

sión. El conjunto de las cimentaciones se presenta entonces como se indica en la figura 230. Este conjunto, denominado entibación en forma de cubeta (*cuvelaje*) se realiza de la manera siguiente: después de la ejecución de las excavaciones, que resulta desde luego difícil a causa de la consistencia plástica del terreno, se coloca un lecho de escollera, en el cual puede incorporarse eventualmente un avenamiento perdido. Este avenamiento o drenaje, accesible en determinados puntos, permite que con el empleo de bombas se rebaje el nivel de la capa de agua subte-

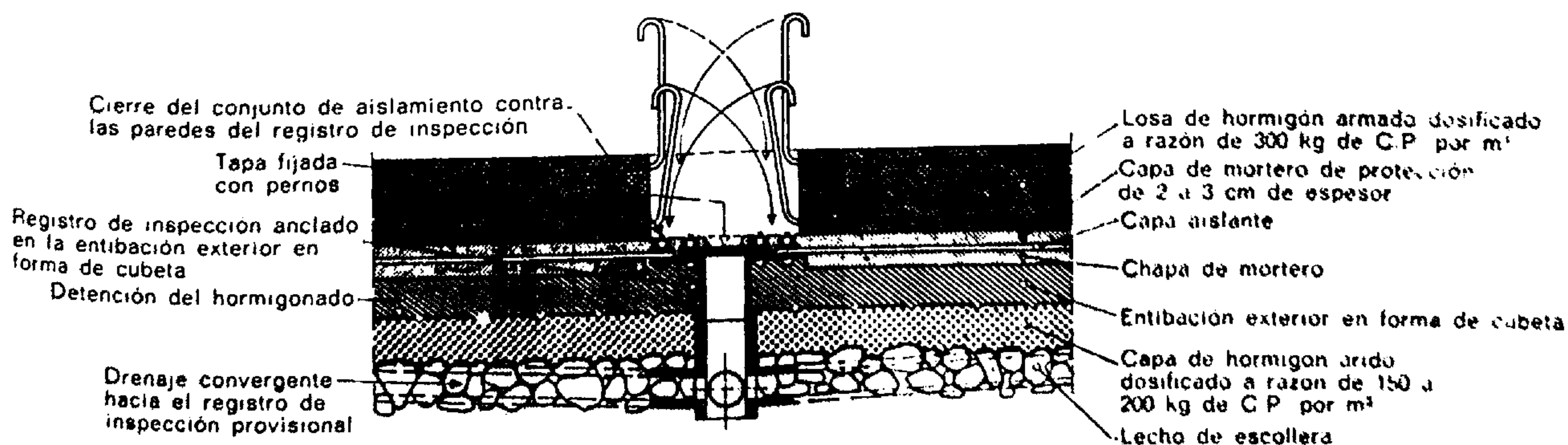


Fig. 234.

Corte de la losa de una entibación en forma de cubeta con registro de inspección

Una capa aislante flexible se adapta a la forma de los pequeños asientos de las construcciones y obtura las grietas provocadas por dichos asientos cuando éstas, por supuesto, no son demasiado importantes.

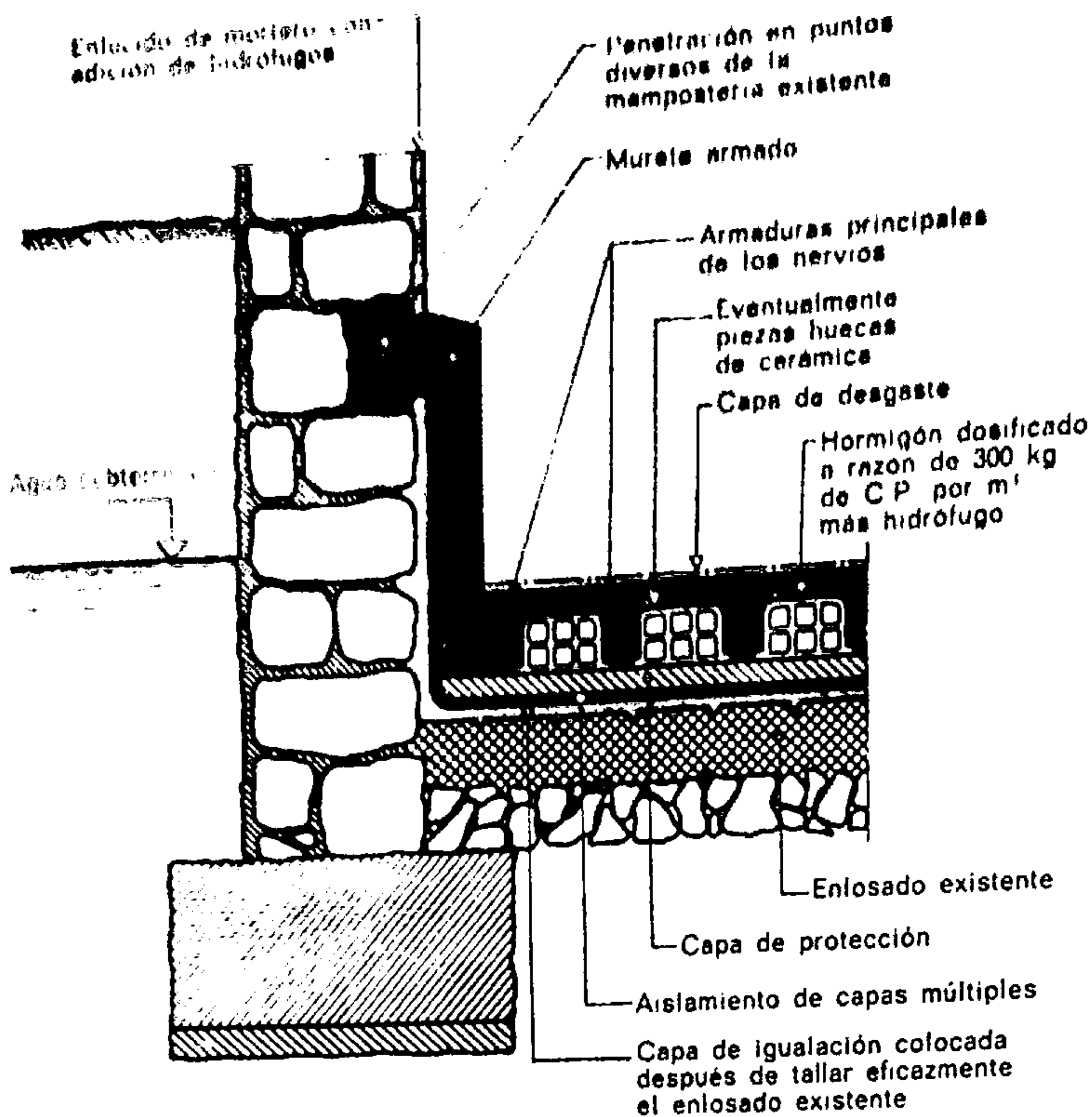


Fig. 235.

Entibación en forma de cubeta en una construcción existente

Aplicación de un aislamiento flexible.

Los anclajes, cuyo número depende de la importancia de la subpresión, deben disponerse por encima del plano de la capa subterránea. La incorporación de piezas huecas de barro cocido aumenta la altura estática de la losa y mejora su «confort» y aislamiento. En el cálculo de la losa, para la determinación de la armadura principal conviene examinar con atención la anchura de la zona comprimida del hormigón, que se reduce entonces únicamente a la anchura de los nervios (y no 1 metro de anchura).

rránea (y una disminución de las subpresiones). Se extiende sobre la escollera una capa de hormigón pobre. La cubeta de entibación exterior, hecha con hormigón dosificado a razón de 300 kg de C.P. por metro cúbico, está construida encima de la capa de hormigón pobre o árido. Las paredes se ejecutan después de la entibación descrita más arriba. Su cara exterior se deja enlucida y la unión o enlace con la losa debe tener forma redondeada con el fin de permitir un desarrollo sin rotura de la capa aislante. El especialista en aislamientos aplica, empezando por las paredes, su complejo aislante, cuidando de manera especial el enlace con la losa, que se recubre asimismo con la capa de impermeabilización (enlucidos asfálticos, telas embetunadas, yute o telas

de vidrio impregnadas). A fin de evitar el deterioro de esa capa aislante se la protege con un mortero de 2 a 3 cm de espesor. Viene entonces la colocación de la armadura del zampeado y de las paredes, seguida del hormigonado de esos elementos. La figura 232 indica una sección o corte de la obra descrita. Todo deterioro de la capa aislante puede acarrear graves consecuencias. Así, pues, en conciencia, cada cual viene obligado a tomar las precauciones necesarias y en caso de averías señalarlas inmediatamente, con el objeto de que la reparación se haga antes de que resulte casi irrealizable. La presión máxima soportada por la capa aislante es de 4 kg/cm².

Cuando la subpresión ejercida es igual a la sollicitación transmitida por el zampeado, la presión

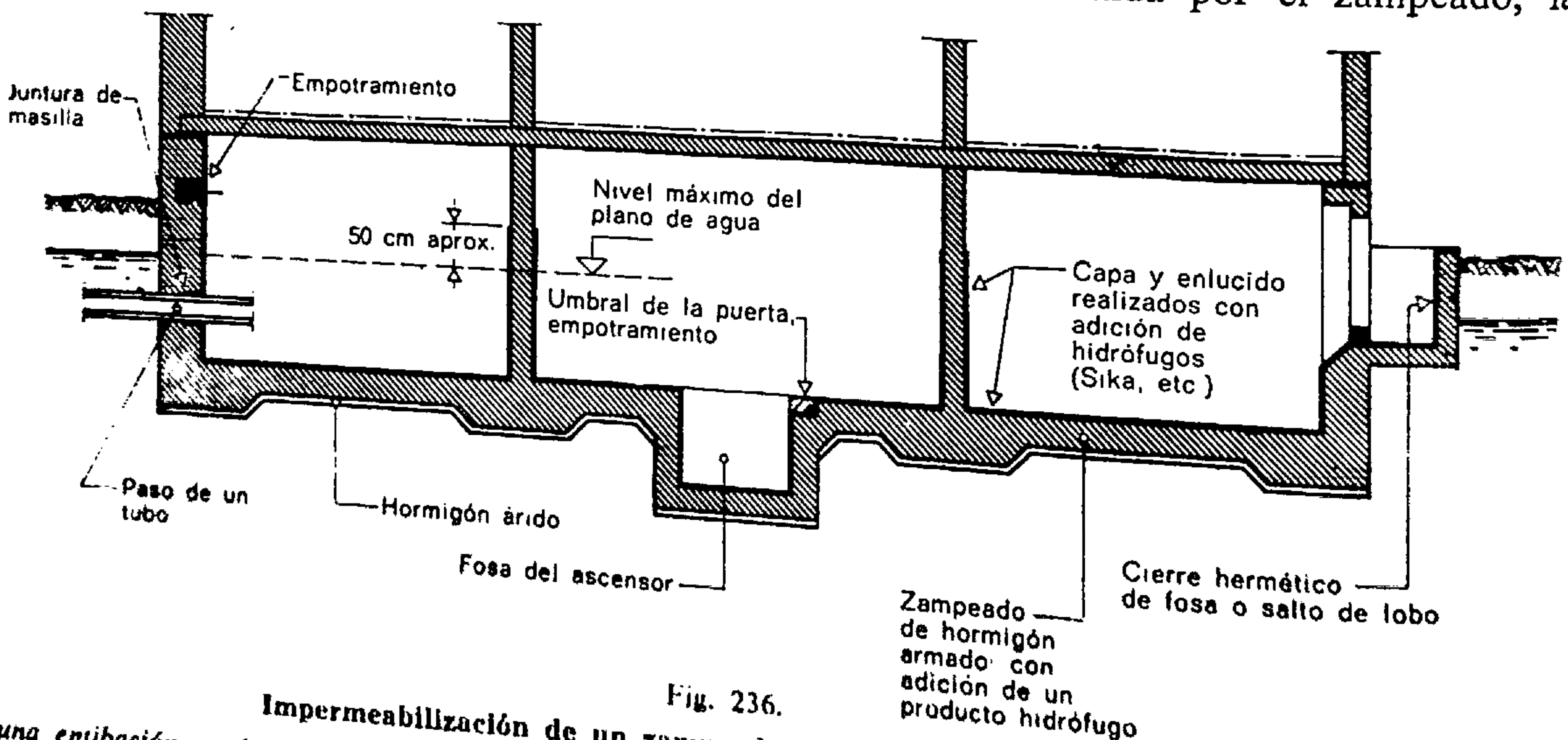


Fig. 236.

Impermeabilización de un zampeado (mediante un aislamiento rígido).

Corte de una entibación en forma de cubeta. La impermeabilización asegura su protección contra las infiltraciones de las aguas subterráneas. Esta realización forma parte de la obra de fábrica. Implica un trabajo pulcro y cuidadoso, ejecutado en seco, es decir, rebajando previamente el nivel de las capas freáticas por debajo del plano en que se trabaja, durante la construcción de la obra principal y la aplicación de los enlucidos, e incluso cinco días después de su terminación. La armadura del hormigón de las zapatas y de las paredes debe oponerse a todas las grietas y asentamientos que se traducirían en vías de agua. En ningún caso, por ejemplo, en empotramientos en las paredes deben perforar la capa protectora.

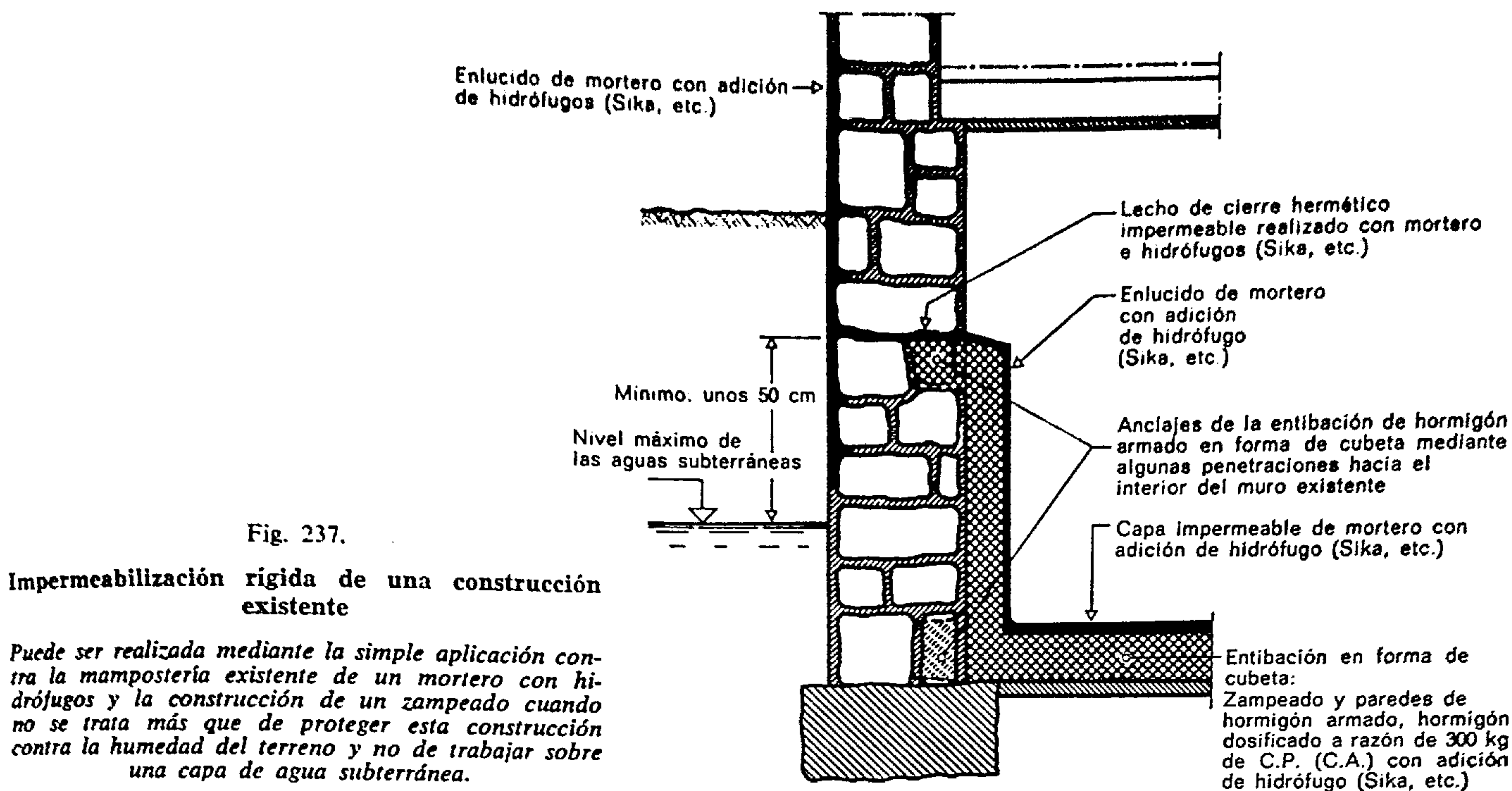


Fig. 237.

Impermeabilización rígida de una construcción existente

Puede ser realizada mediante la simple aplicación contra la mampostería existente de un mortero con hidrófugos y la construcción de un zampeado cuando no se trata más que de proteger esta construcción contra la humedad del terreno y no de trabajar sobre una capa de agua subterránea.

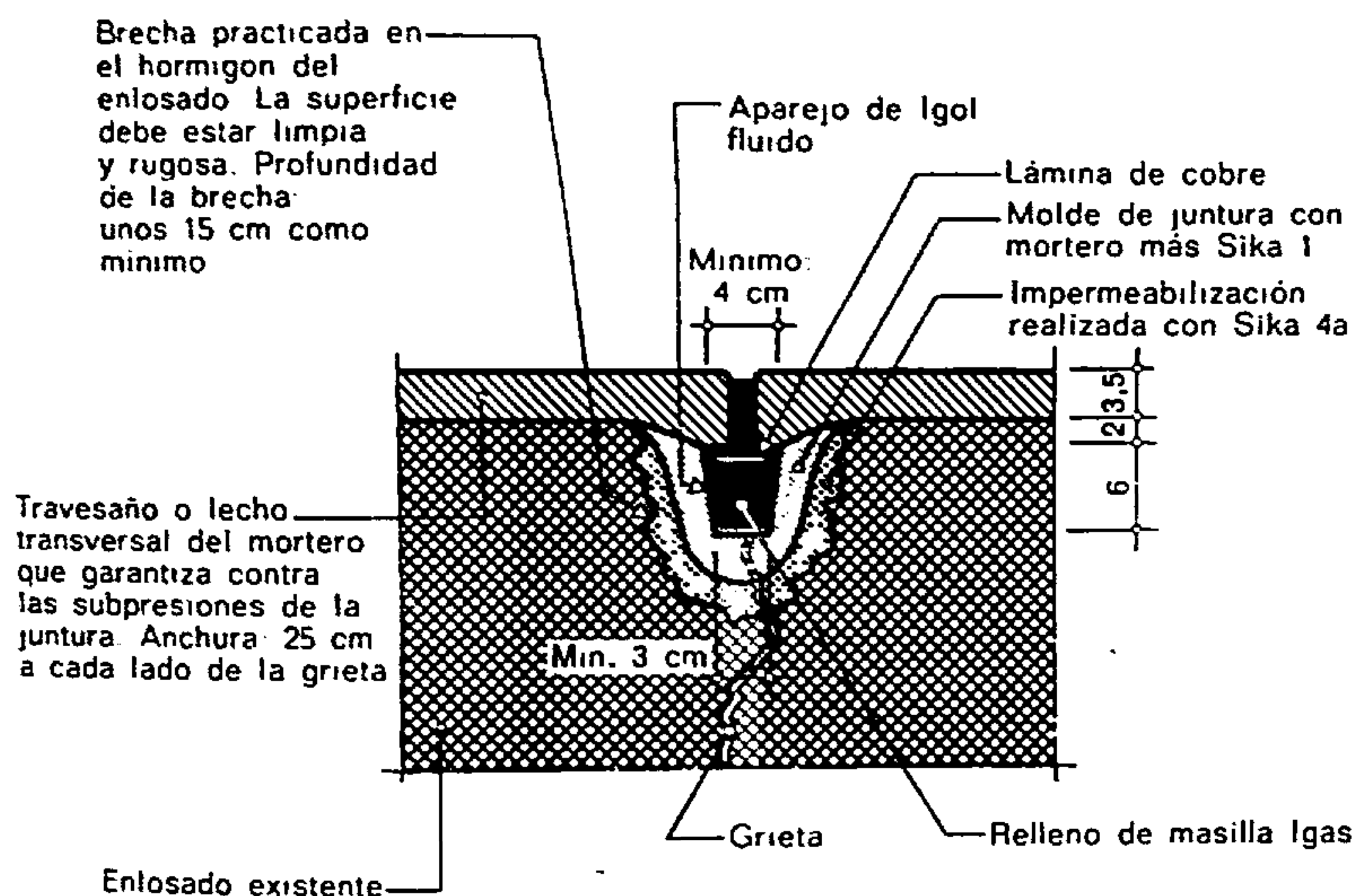


Fig. 238.

Reparación y obturación impermeable de una grieta en un enlosado existente

(Según las instrucciones para el empleo de los productos Sika.)

sobre el terreno se anula y la obra se apoya sobre el agua, es decir, flota.

Si la subpresión aumenta, la obra corre el riesgo de ser levantada de su asiento. En general, por razón de su elevado peso propio, este fenómeno ocurre raras veces en los edificios. Por el contrario, en ciertas obras de reducido peso propio, el efecto de las subpresiones puede presentar graves inconvenientes. Este es el caso, por ejemplo, de las piscinas, los depósitos, las cisternas, establecidos en terrenos acuíferos que, sin precauciones particulares, pueden ser levantados por las subpresiones cuando están vacíos. Conviene que estas obras estén sobrecargadas o ancladas fuertemente al terreno por medio de pilotes con objeto de ofrecer una resistencia al empuje hidráulico. Observemos que el peso del lastre sumergido es menor y que queda rebajado aproximadamente en 1 t/m^3 respecto del que tendría en el

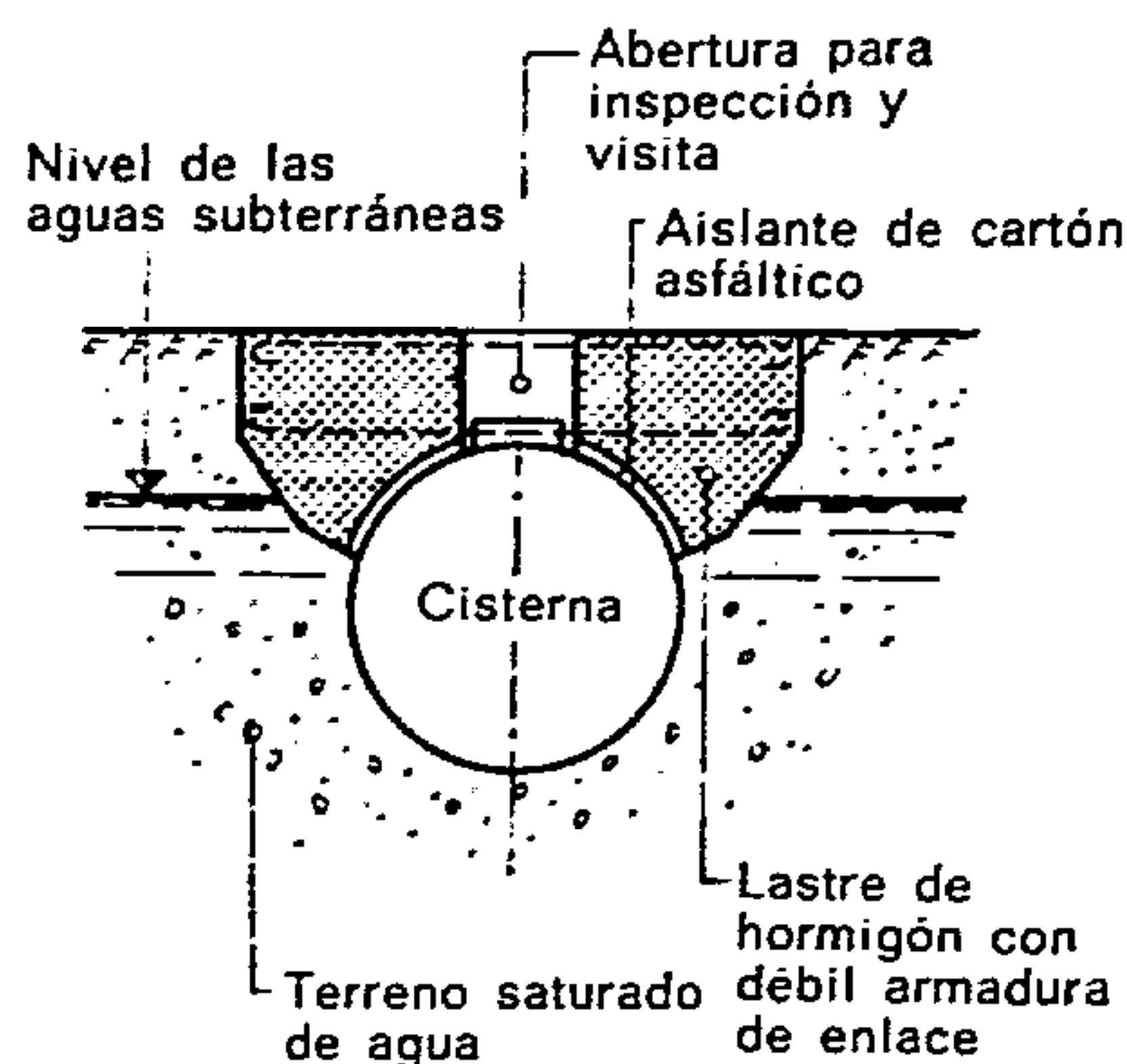


Fig. 239.

Lastrado de una cisterna colocando la carga por encima de la capa de agua

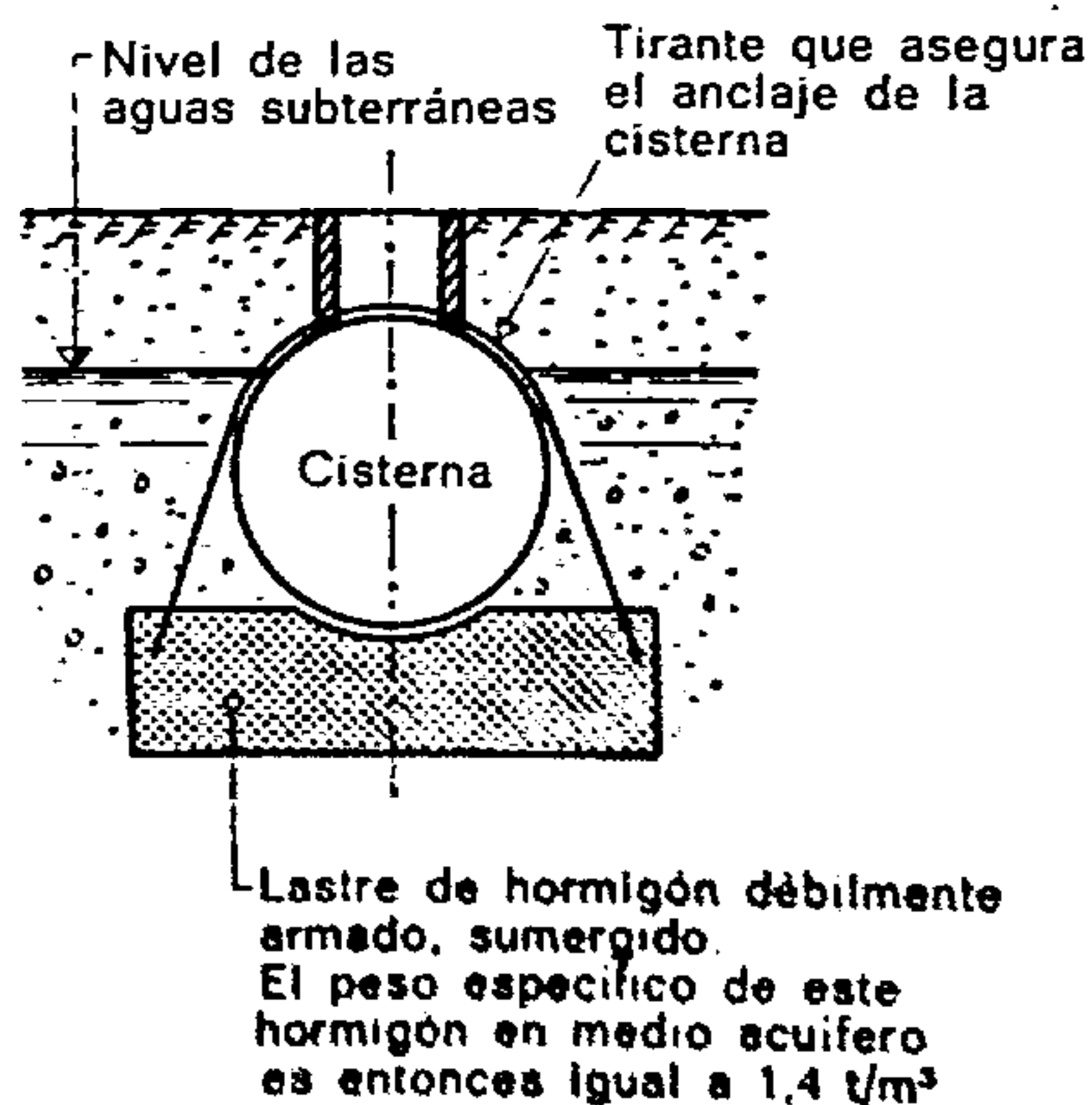


Fig. 240.

Lastrado de una cisterna colocando la carga por debajo de la capa de agua

aire. Las figuras 239 y 240 mencionan algunos dispositivos que muestran el modo de lastrar cisternas y depósitos.

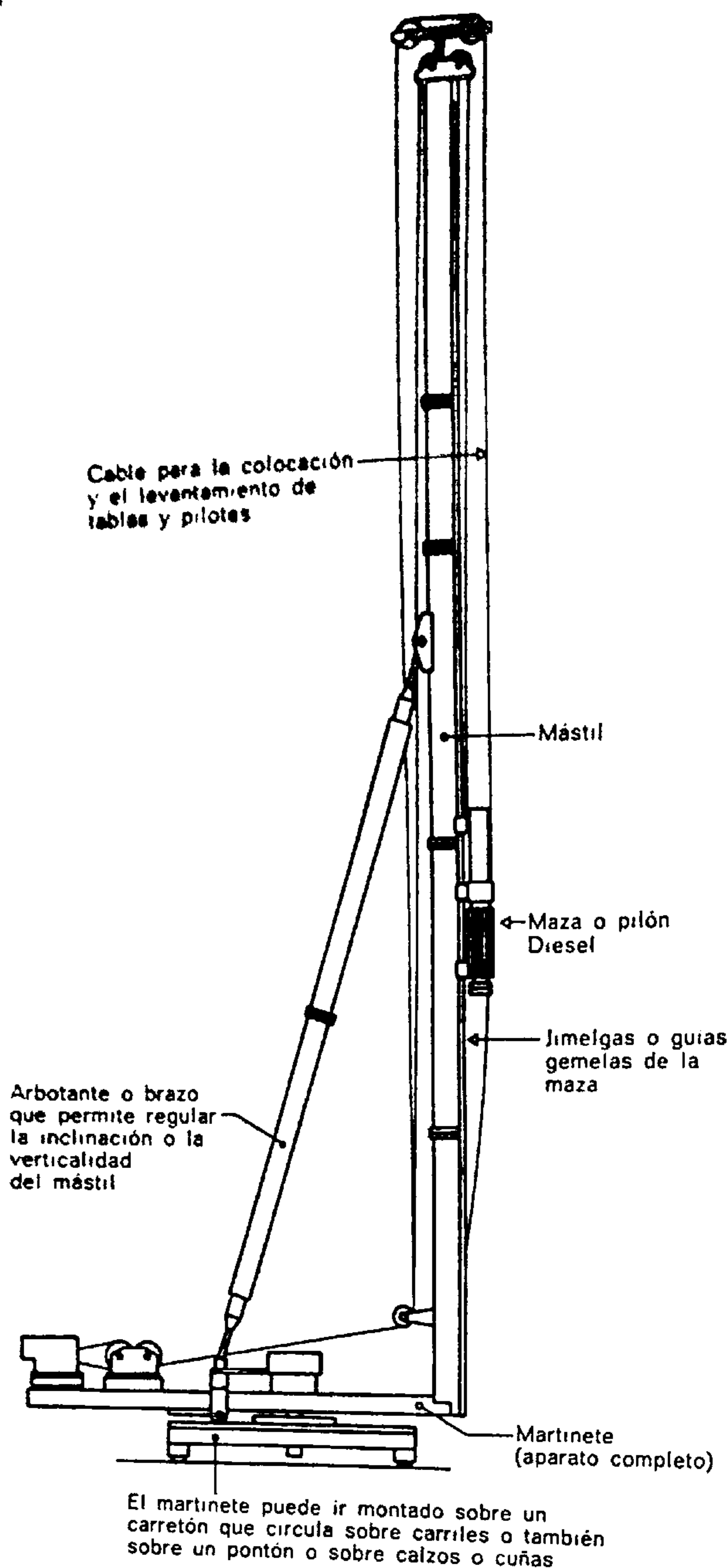


Fig. 241.

Martinete y maza Diesel (Delmag)

La hincadura de tablas y pilotes en el terreno se realiza por golpeo sobre sus cabezas; éste se efectúa por medio de una maza guiada por las jimelgas o largueros gemelos de un martinete.

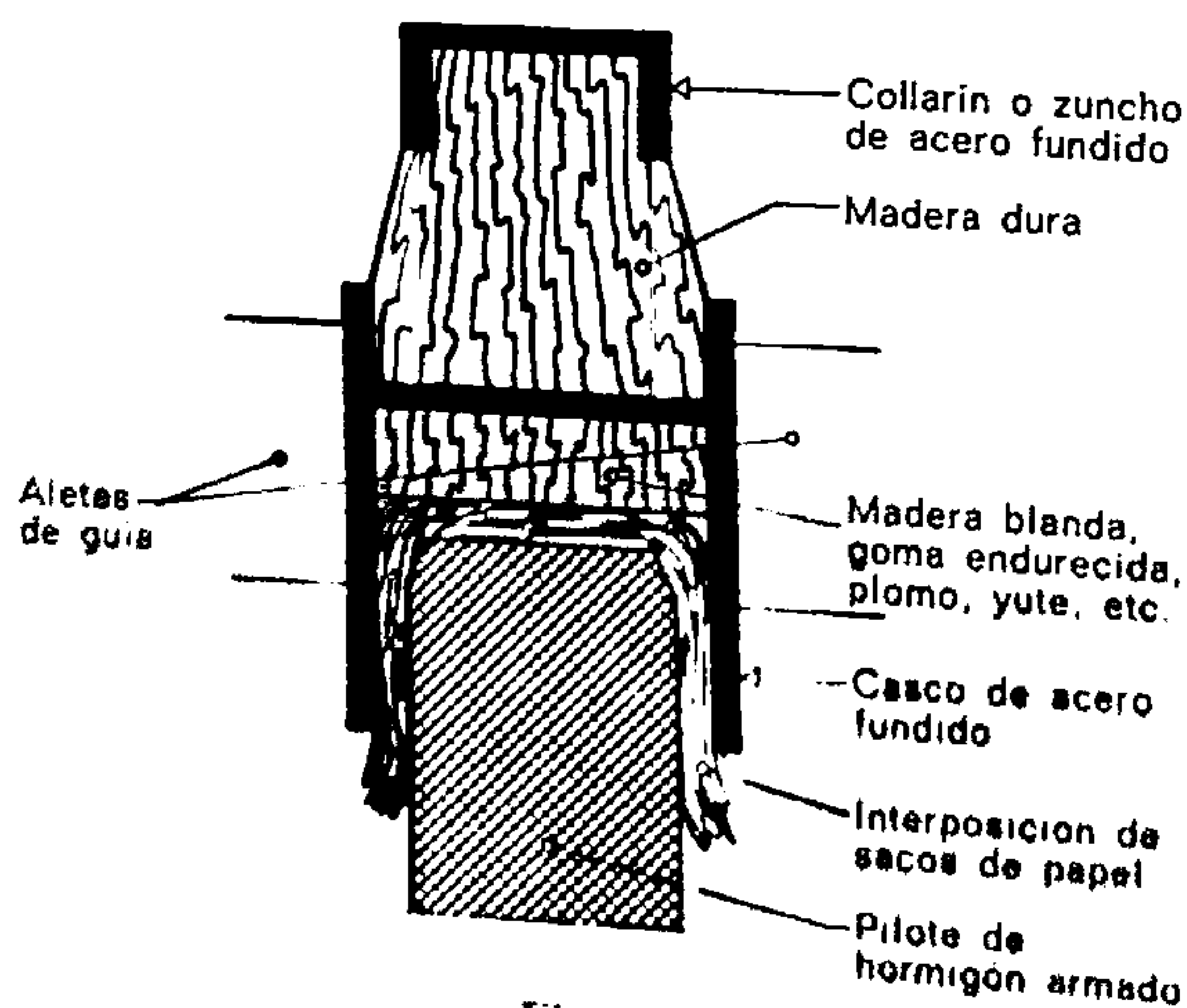


Fig. 242.

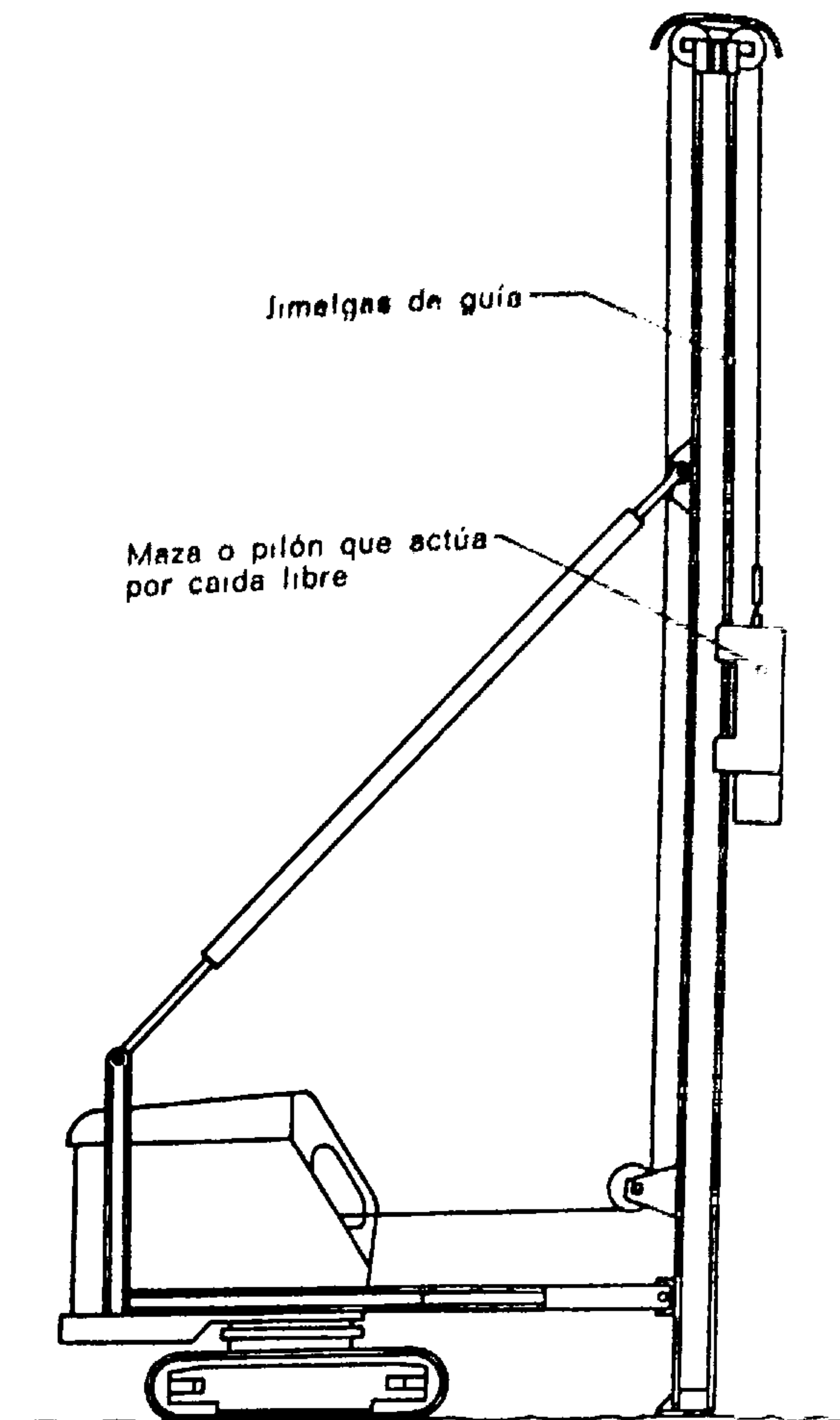


Fig. 243.

Pala metálica equipada para la hincadura

La hincadura de tablas o de pilotes puede realizarse mediante una maza o pilón que se deja caer libremente sobre el elemento que debe ser hincado.

5.1. EJECUCIÓN DE TRABAJOS POR DEBAJO DEL NIVEL DE LAS CAPAS DE AGUA

Para la ejecución de las excavaciones y las cimentaciones en una capa de agua o en terrenos saturados de ella, puede recurrirse a diversos dispositivos:

5.2. CORTINA DE TABLESTACAS

Las tablestacas son un tipo de pilotes (cuya sección permite un ensamblado para su unión) que una vez hincados en el terreno ofrecen una pared casi herméticamente cerrada.

El procedimiento consiste en crear un recinto cerrado impermeable en cuyo interior se desarrollan los trabajos una vez agotada el agua por medio de bombas.

Las tablestacas pueden ser de madera o de hormigón armado cuando deben quedar definitivamente dentro del suelo, o de hierro si se las retira al término de los trabajos.

Dichos elementos se clavan en el suelo por medio de un martinete que lleva una maza o pilón destinada a golpear la cabeza de las tablestacas mediante la interposición de un sombrero o casco de hincado. El extremo inferior clavado o hincado en el terreno está cortado en bisel con objeto de provocar un autoapretado de las tablestacas, unas contra otras. Si son de madera, las tablestacas pueden estar

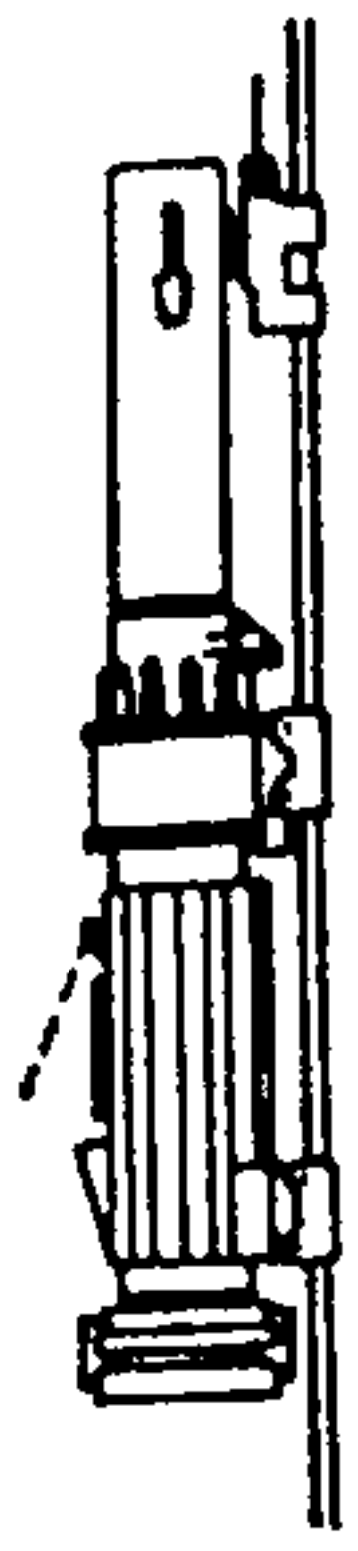


Fig. 244.

Maza o pilón Diesel Delmag para la hincadura de pilotes moldeados y de tablas

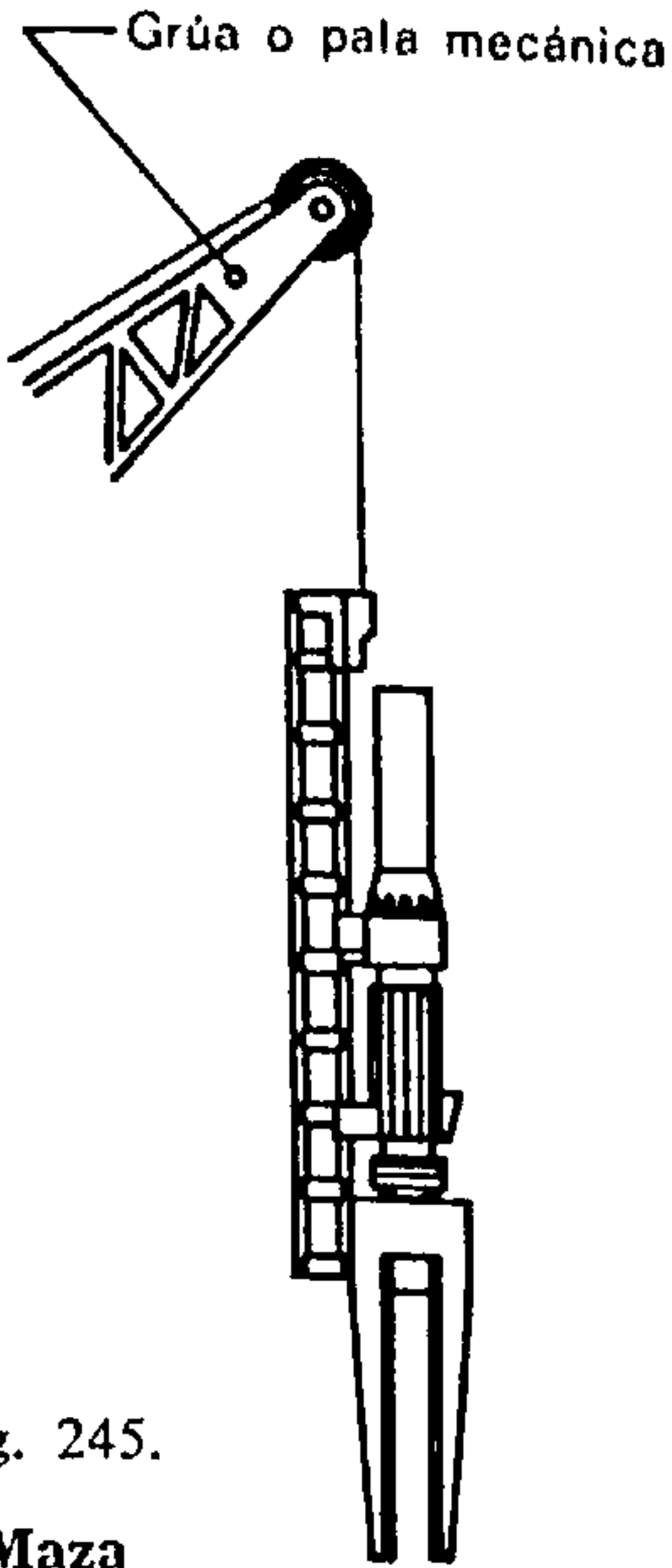
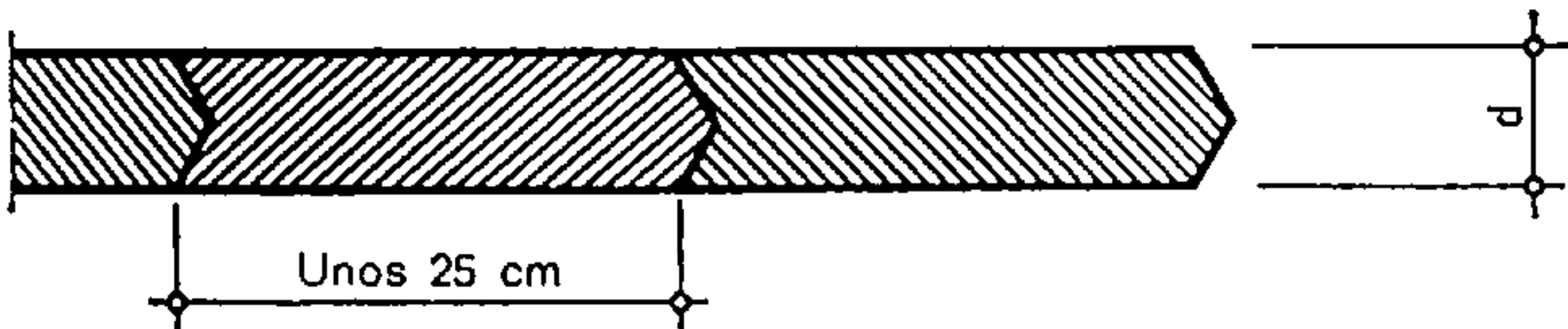


Fig. 245.

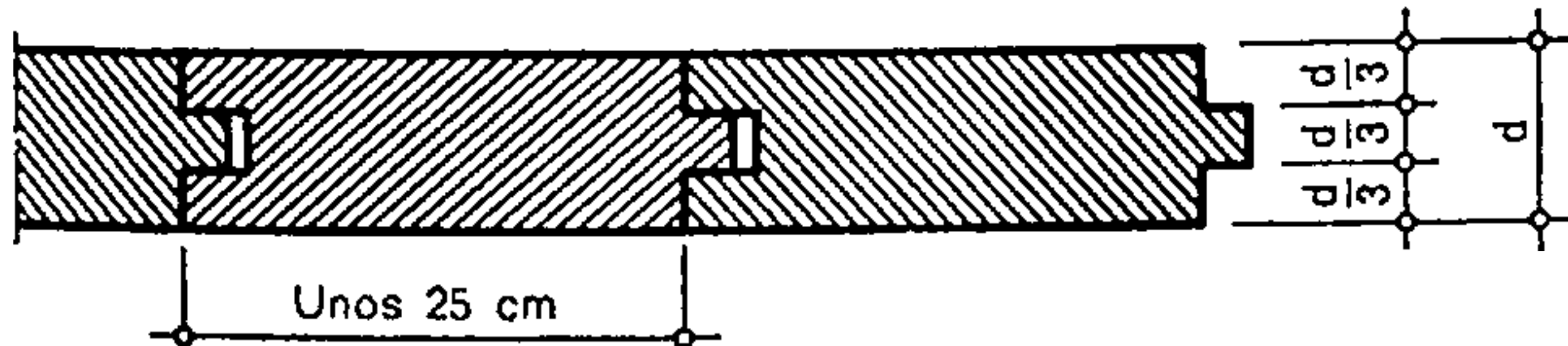
Maza suspendida

La hincadura por medio de mástil suspendido puede ser realizada con mazos o pilones Diesel. Este sistema se emplea en las obras en que es difícil el acceso de un martinete normal, debido a las condiciones del lugar.

Endentado angular Sentido de la línea



Juntura con ranura y lengüeta



Juntura por ensambladura

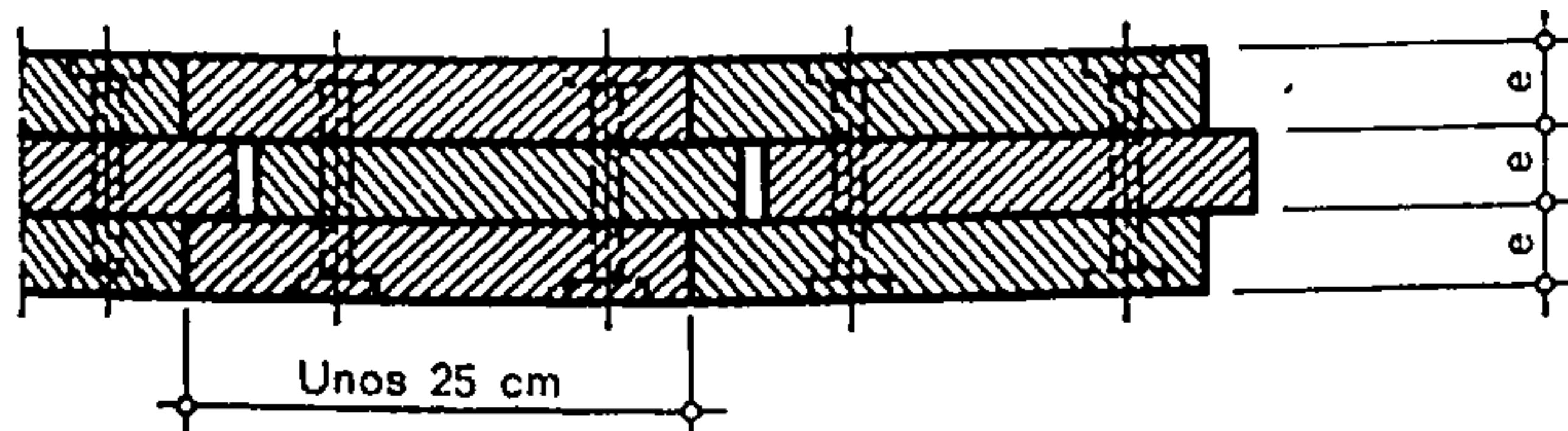


Fig. 246.

Perfiles de tablas de madera

En los terrenos que no ofrecen dificultades para la hincadura se calcula empíricamente:

$$\text{espesor } d \text{ (en cm)} = \frac{2 \times \text{longitud de la tabla (en cm)}}{100}$$

Para los espesores más considerables el perfil puede componerse de 3 tableros enlazados entre sí con pernos.

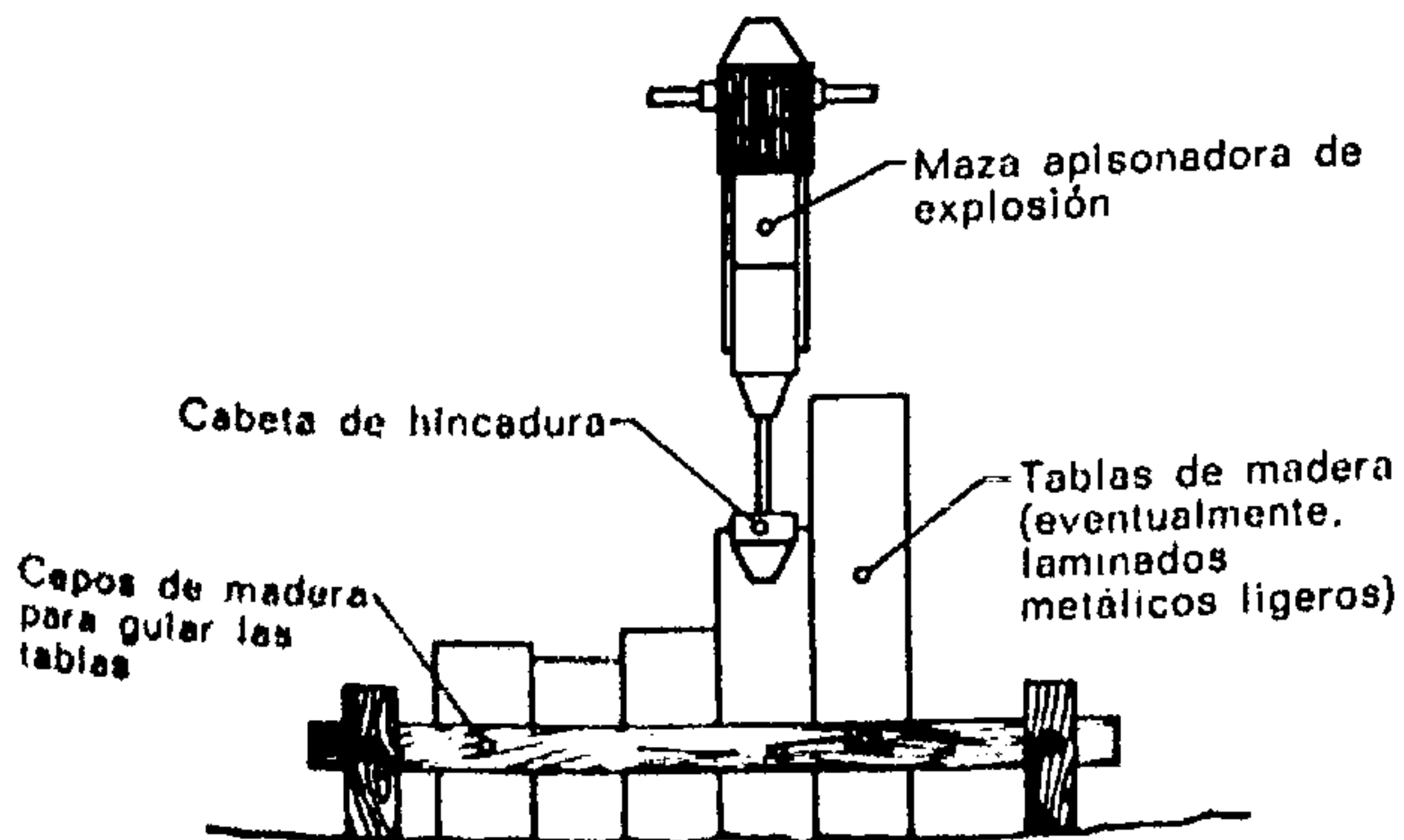


Fig. 247.

Hincadura de tablas ligeras

La hincadura de tablas de madera puede ser efectuada por medio de una maza apisonadora de explosión de 100 kg.

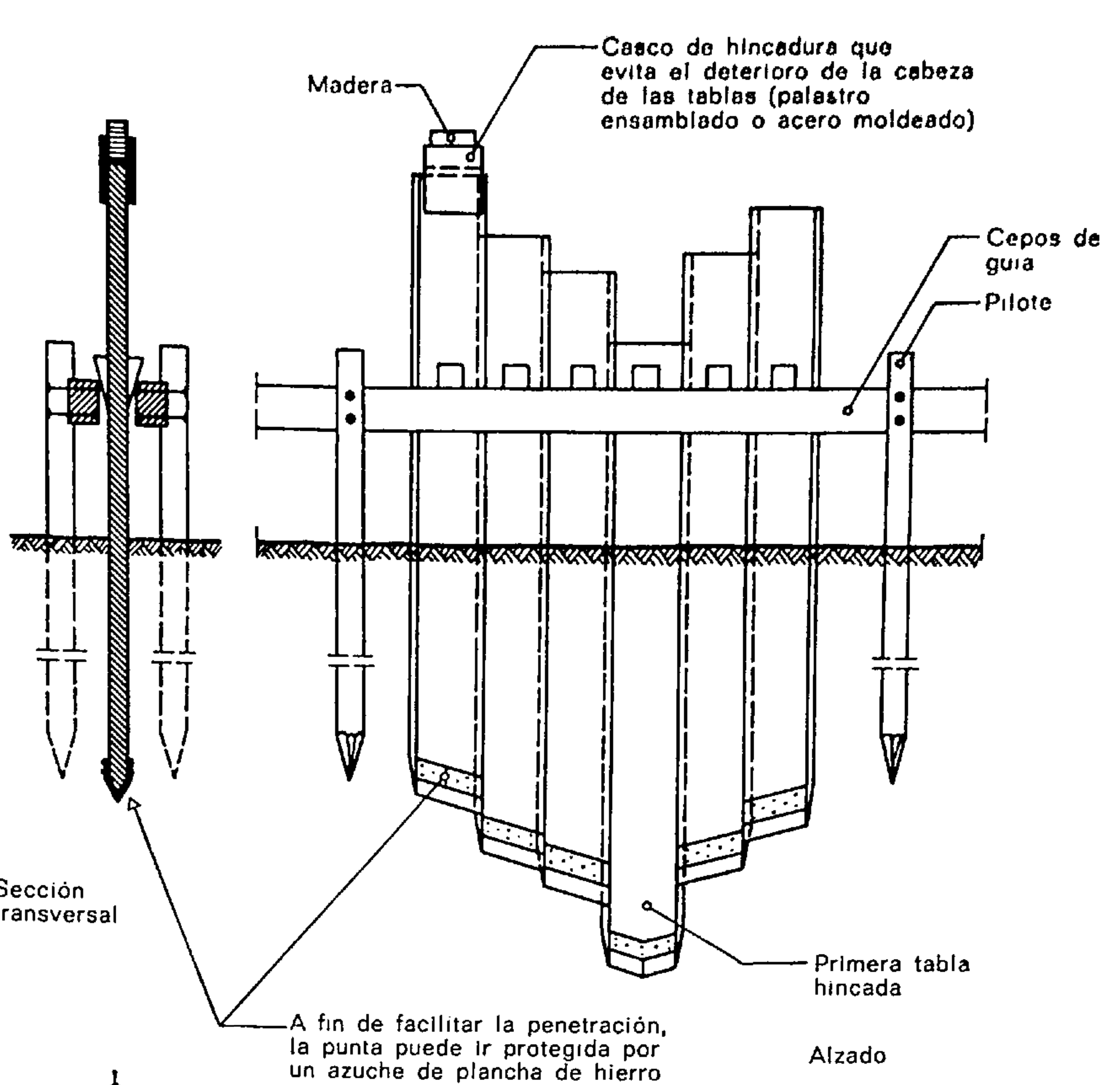
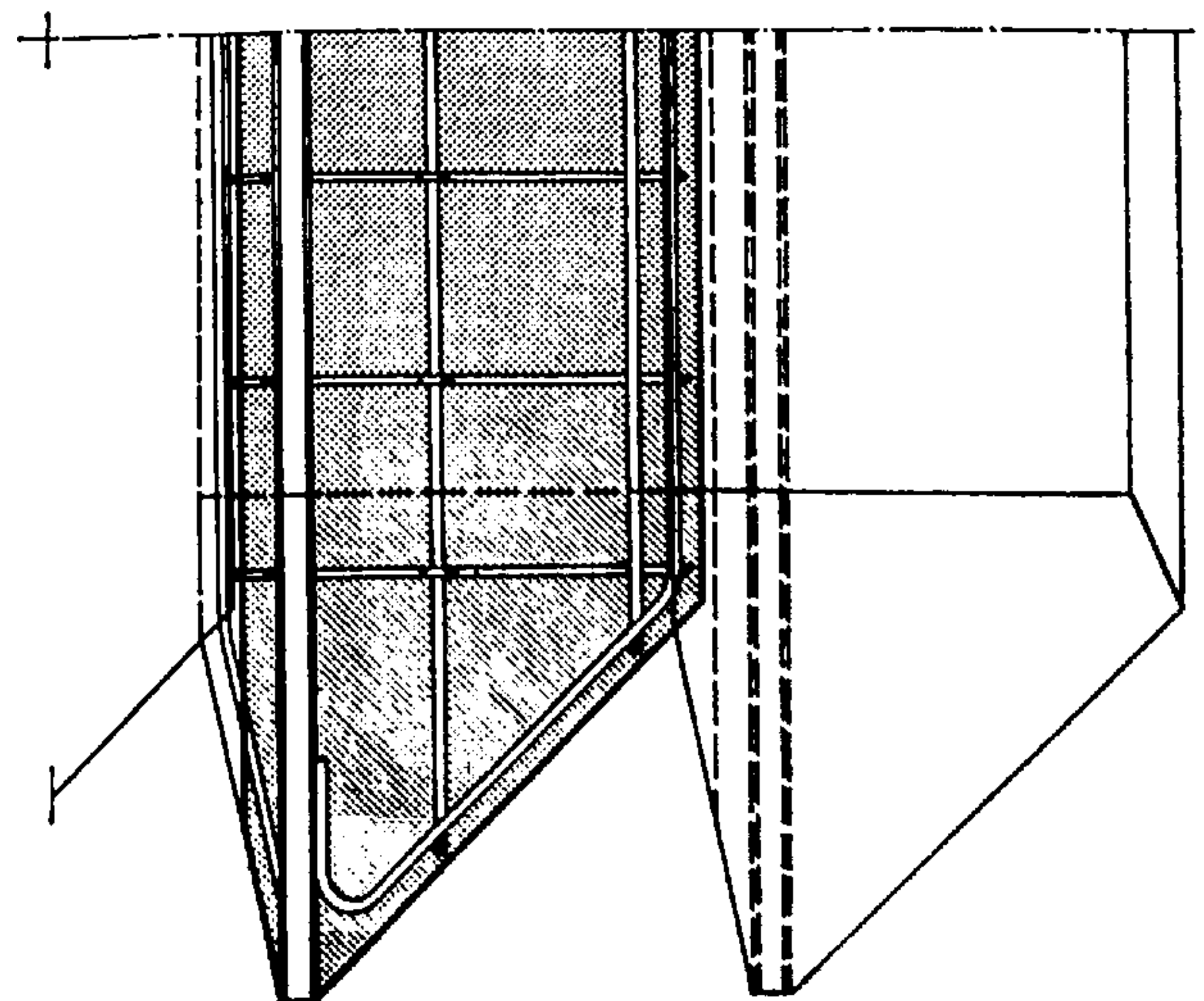


Fig. 248.

Cortina de tablas de madera

La hincadura de las tablas de madera, guiada por dos cepos de madera, puede realizarse con una maza o con un martillo de aire comprimido.

Corte de tablas de hormigón armado Sentido de la penetración



Corte transversal

Alzado

Fig. 249.

Tablas de hormigón armado

Es conveniente evitar las aristas frágiles que se desportillarían durante la puesta en obra.

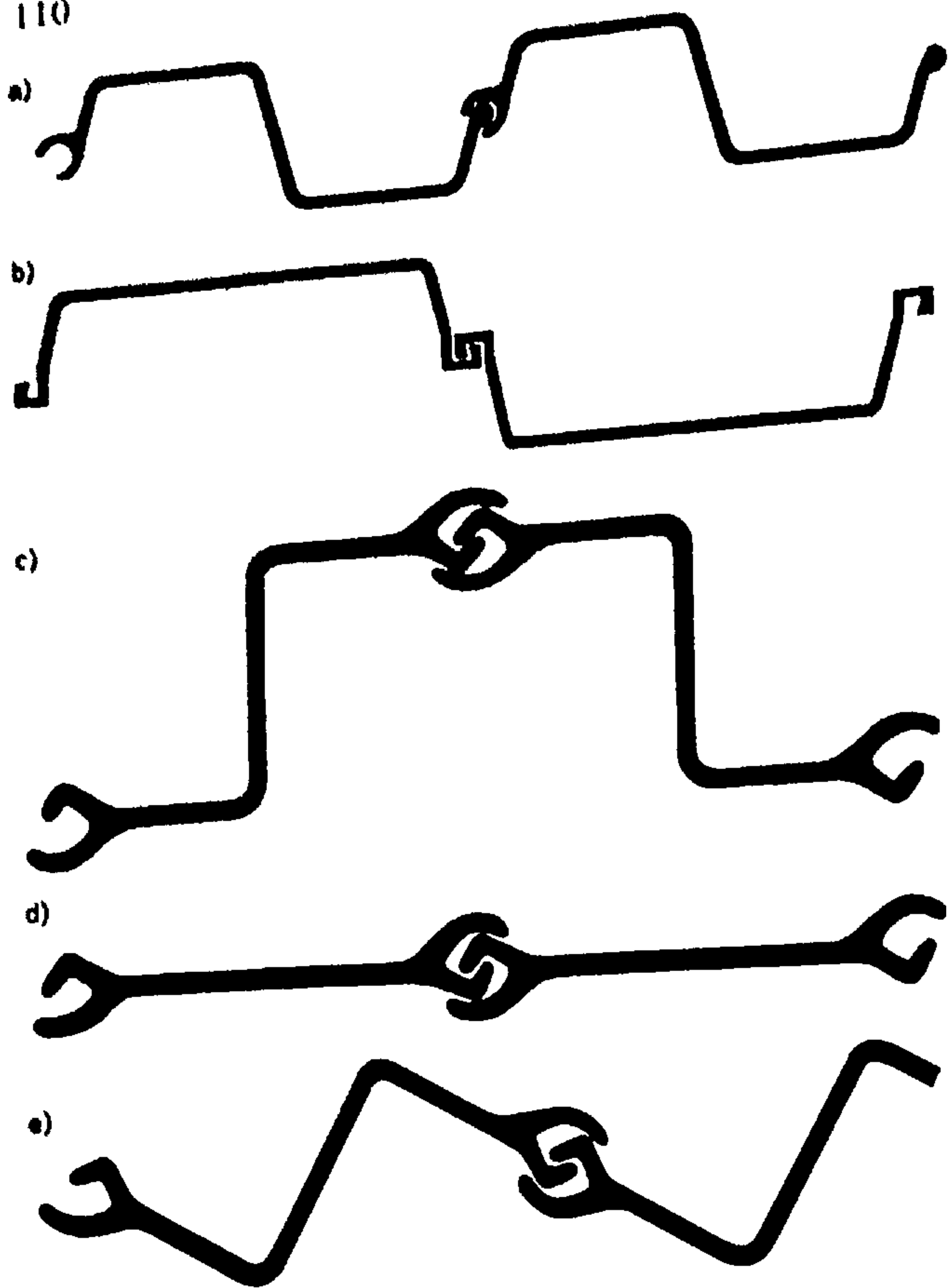


Fig. 250.

Tablas metálicas

Están laminadas en caliente. La máxima longitud en las entregas de fábrica es de 25 m.

- a) Tablas ligeras «Terres Rouges»
- b) Tablas ligeras «Larssen»
- c) Tablas «Rombas Z»
- d) Tablas «Lackawanna P»
- e) otra forma de ensamblar del tipo «Rombas».

Véase detalle en la figura 252

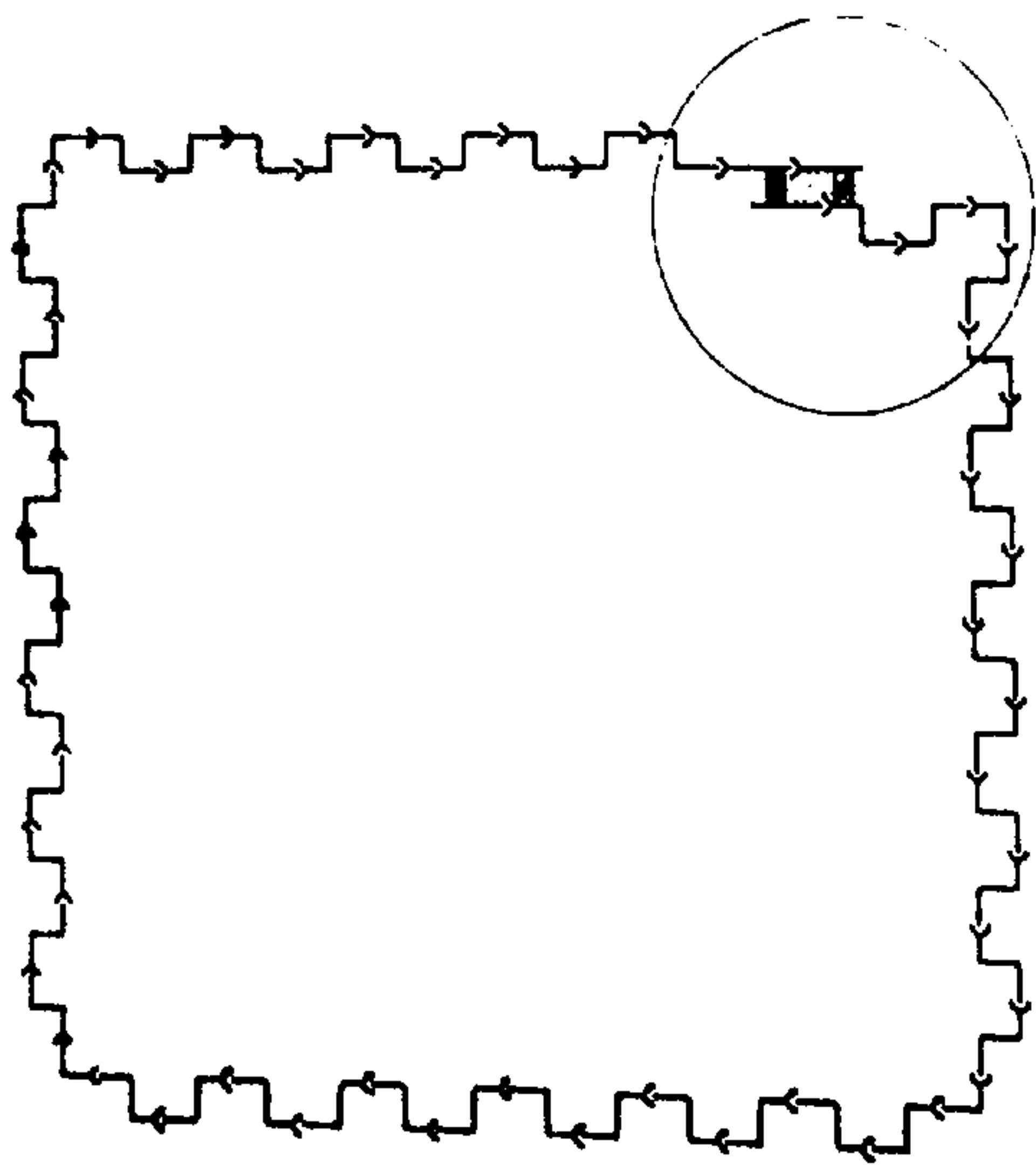


Fig. 251.

Recinto de tablas

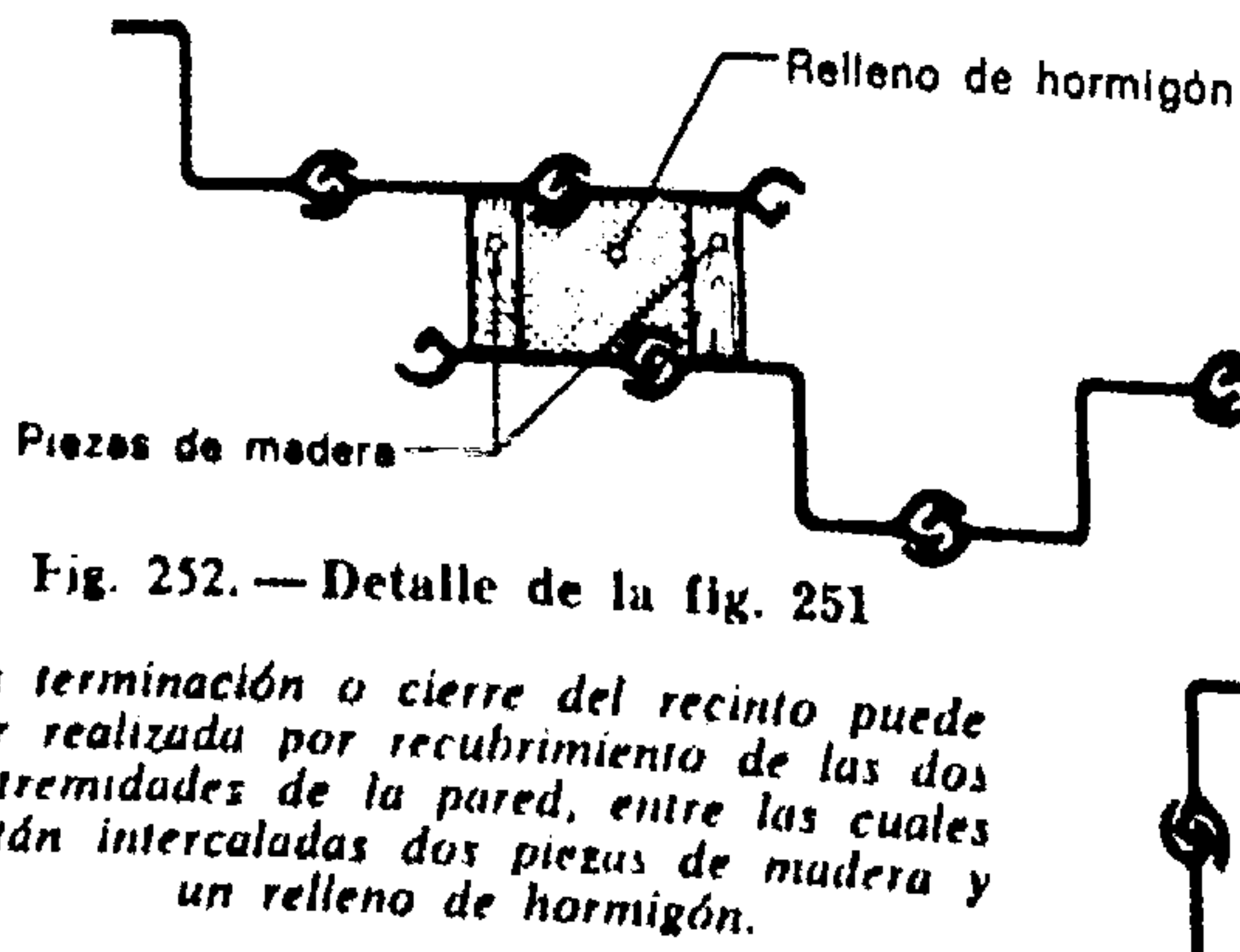


Fig. 252. — Detalle de la fig. 251

La terminación o cierre del recinto puede ser realizada por recubrimiento de las dos extremidades de la pared, entre las cuales están intercaladas dos piezas de madera y un relleno de hormigón.

compuestas de tablas ensambladas en forma de ranura y lengüeta. El extremo hincado en el terreno está provisto de una punta o azuche metálico que facilita la penetración. La hincada por golpeo se efectúa sujetando las tablestacas entre dos cepos dispuestos horizontalmente y que sirven de guía. Si son de hormigón armado, constituyen generalmente uno de los elementos esenciales de las cimentaciones, por lo que se las coloca de manera defini-

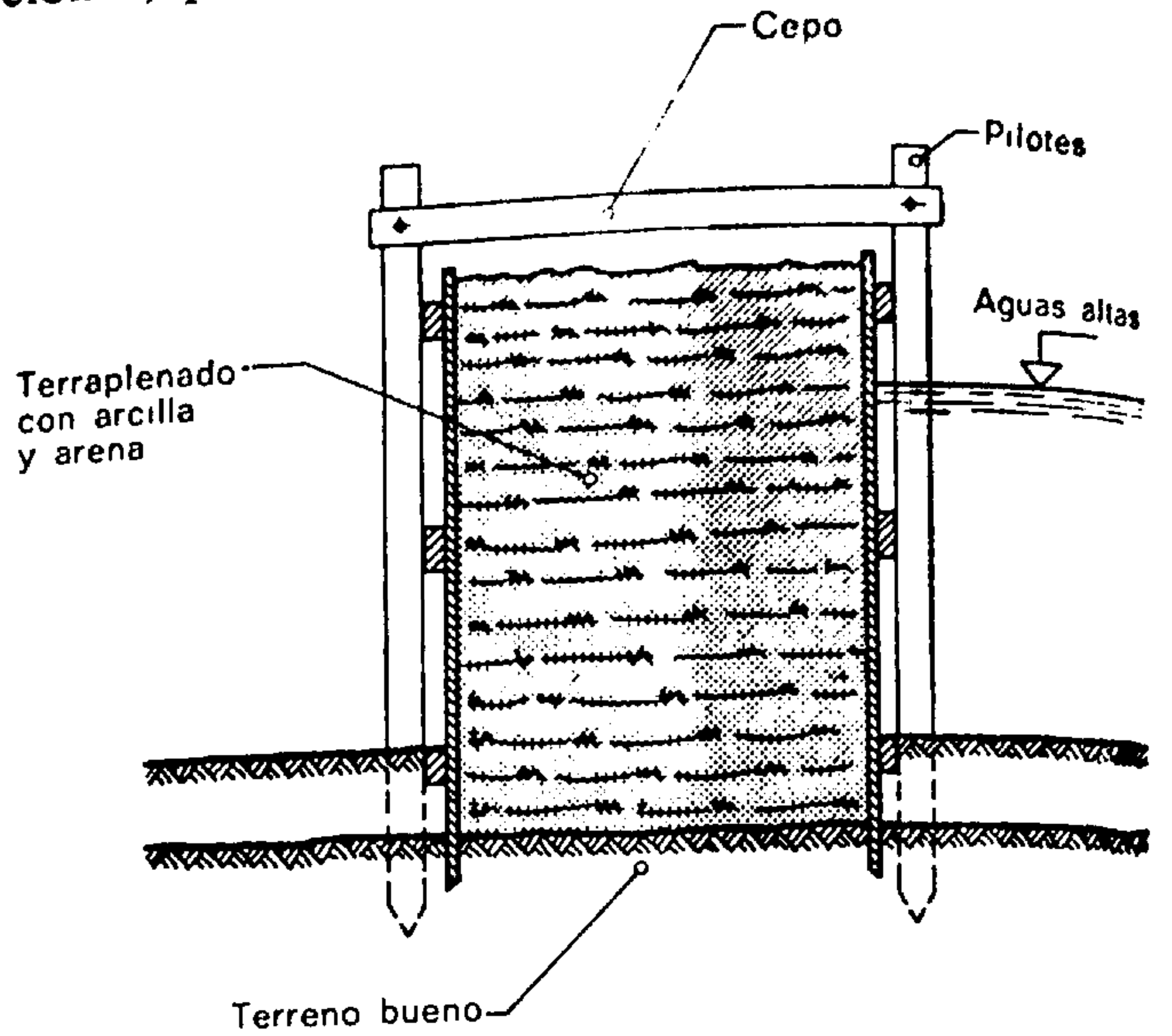


Fig. 253.

Corte de una pared de ataguía hecha con madera

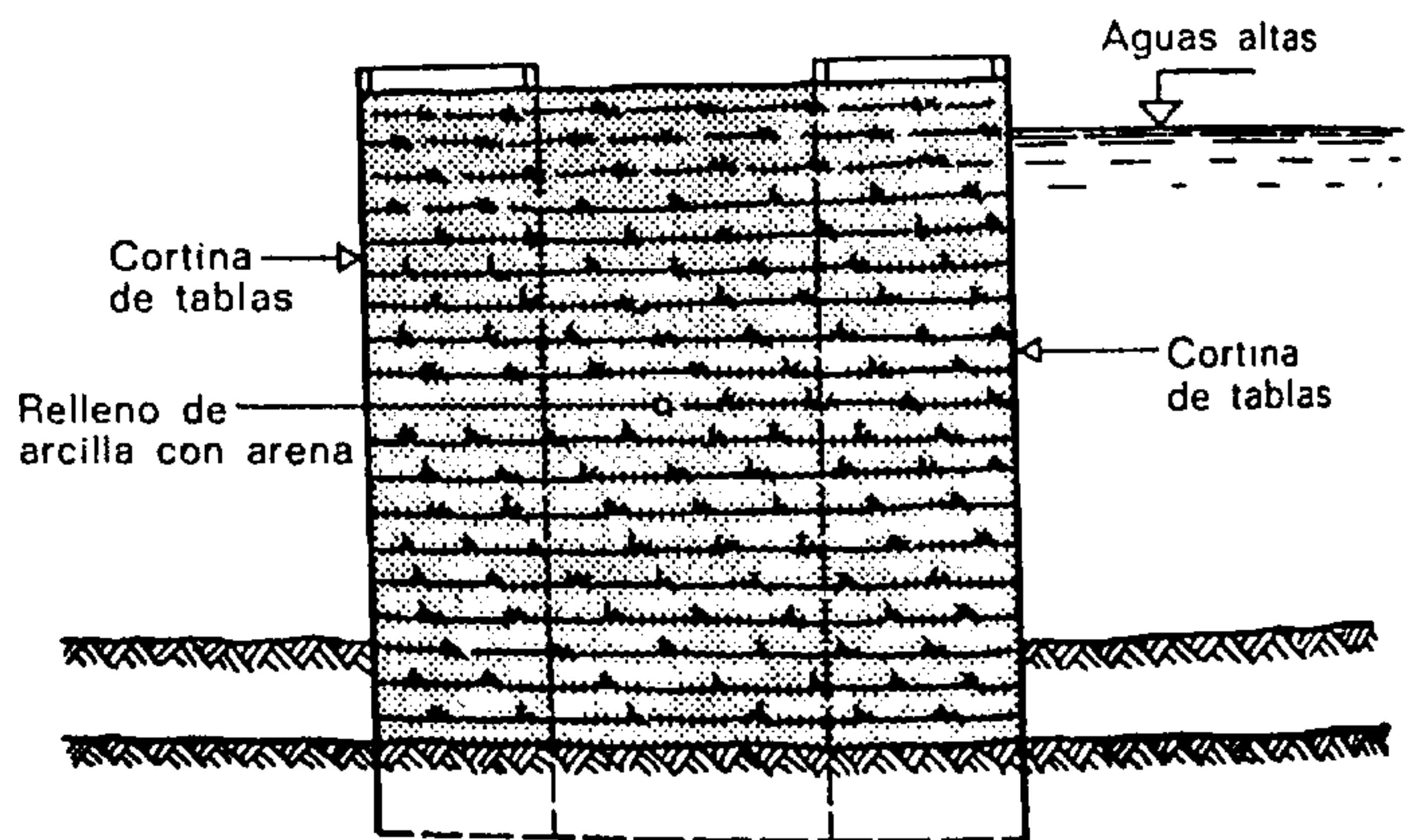


Fig. 254.

Pared de ataguía de tablas metálicas

Corte y planta

Las ataguías realizadas con tablas metálicas pueden ser rectas o estar compuestas de paredes curvas a fin de aumentar su rigidez antes del relleno. Creando mediante paredes de ataguías un recinto completo en torno al lugar de la obra es posible evacuar luego con bombas el agua allí contenida y efectuar a continuación las excavaciones y cimentaciones.

tiva. Sus secciones y dimensiones dependen de las condiciones estáticas; su espesor es de 10 a 25 cm y su anchura de 40 a 80 cm. Pueden contener en su perfil un tubo que conduce hasta la punta agua a presión que por socavación permite, en los terrenos

blandos, la hinca de tablestacas bajo la acción de su propio peso.

Las tablestacas metálicas son las más utilizadas. Son perfiles de formas y características variadas que permiten la construcción de paredes provisionales de

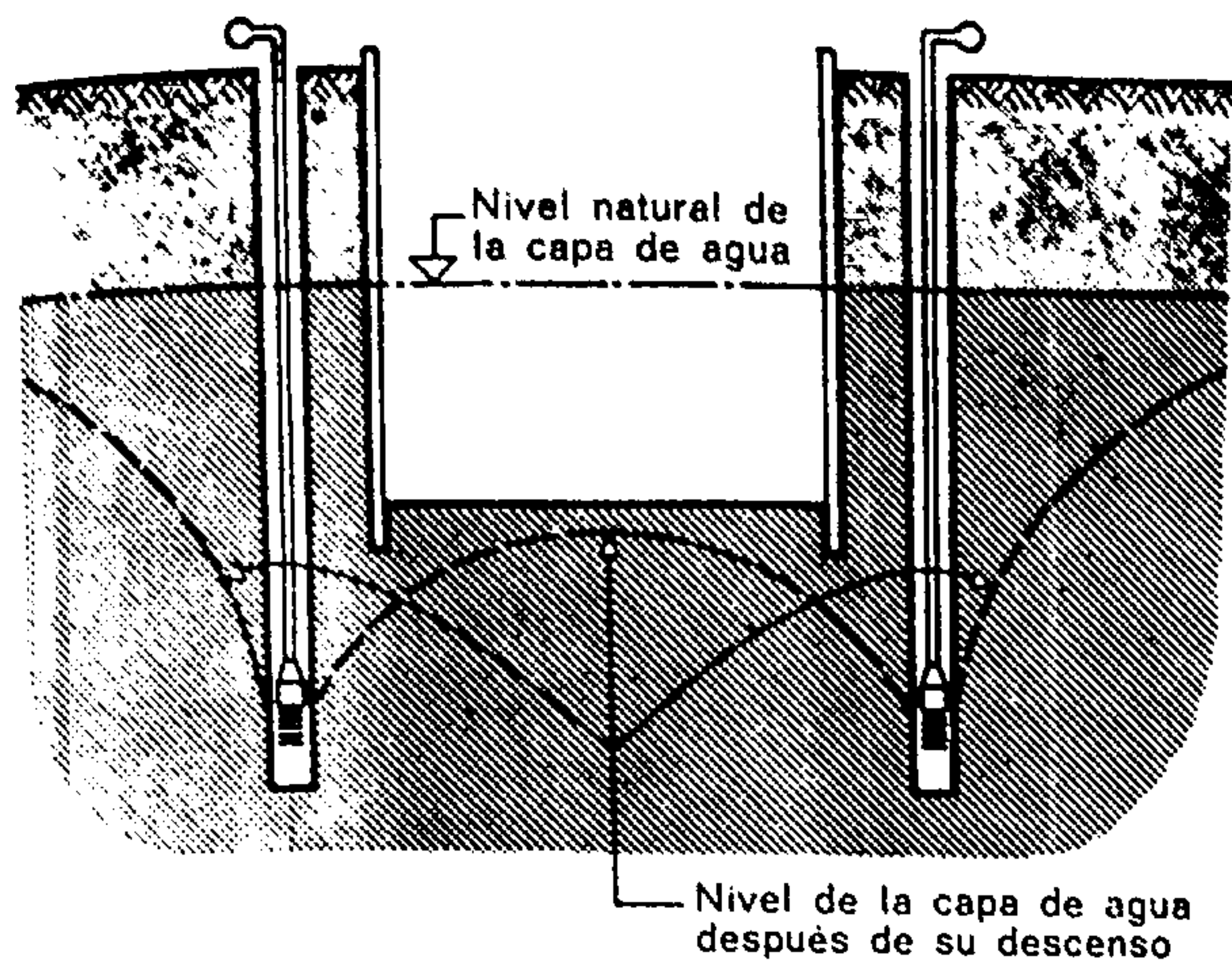


Fig. 255.

Realización de una zanja mediante la reducción de la capa de agua

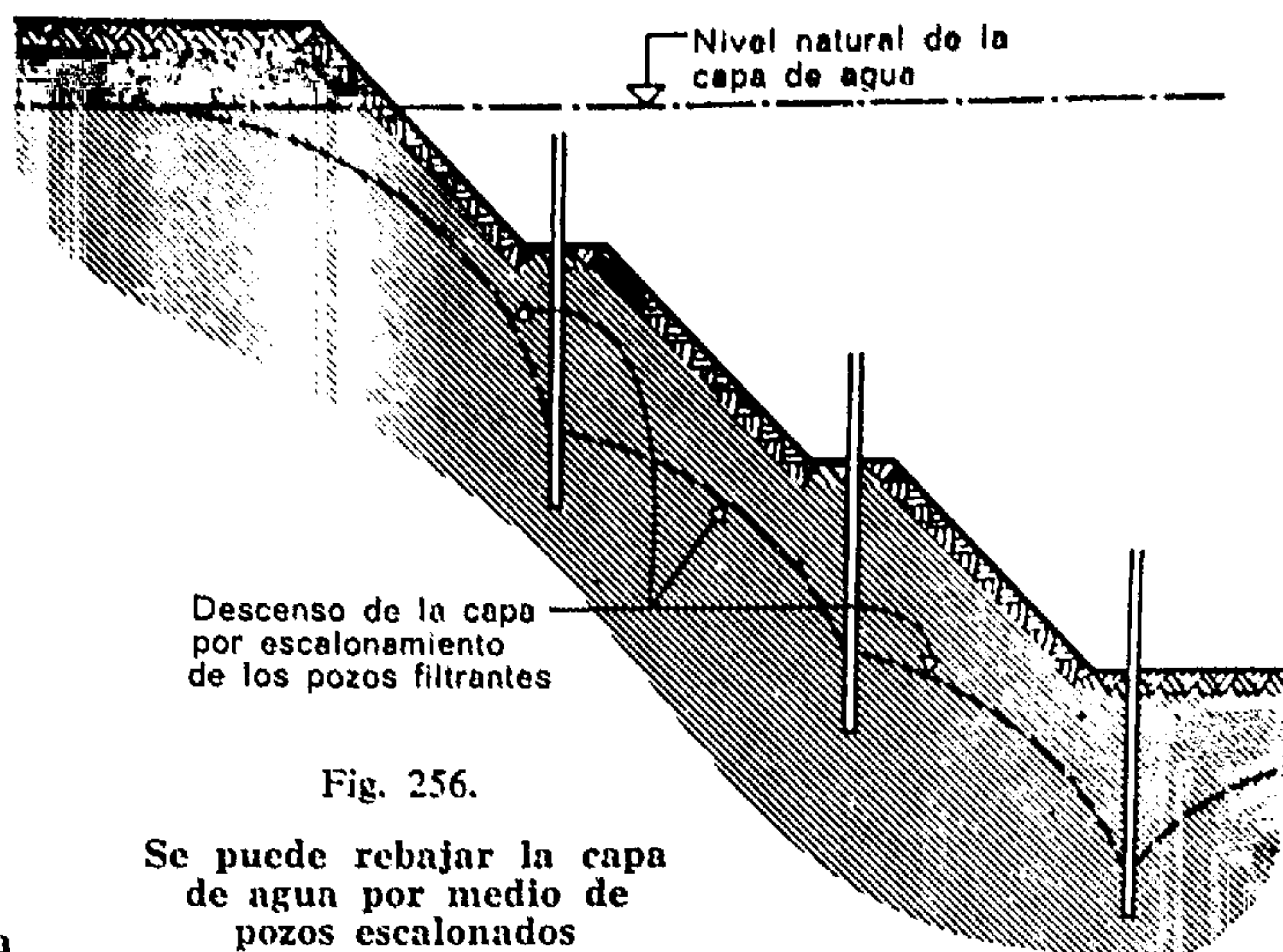
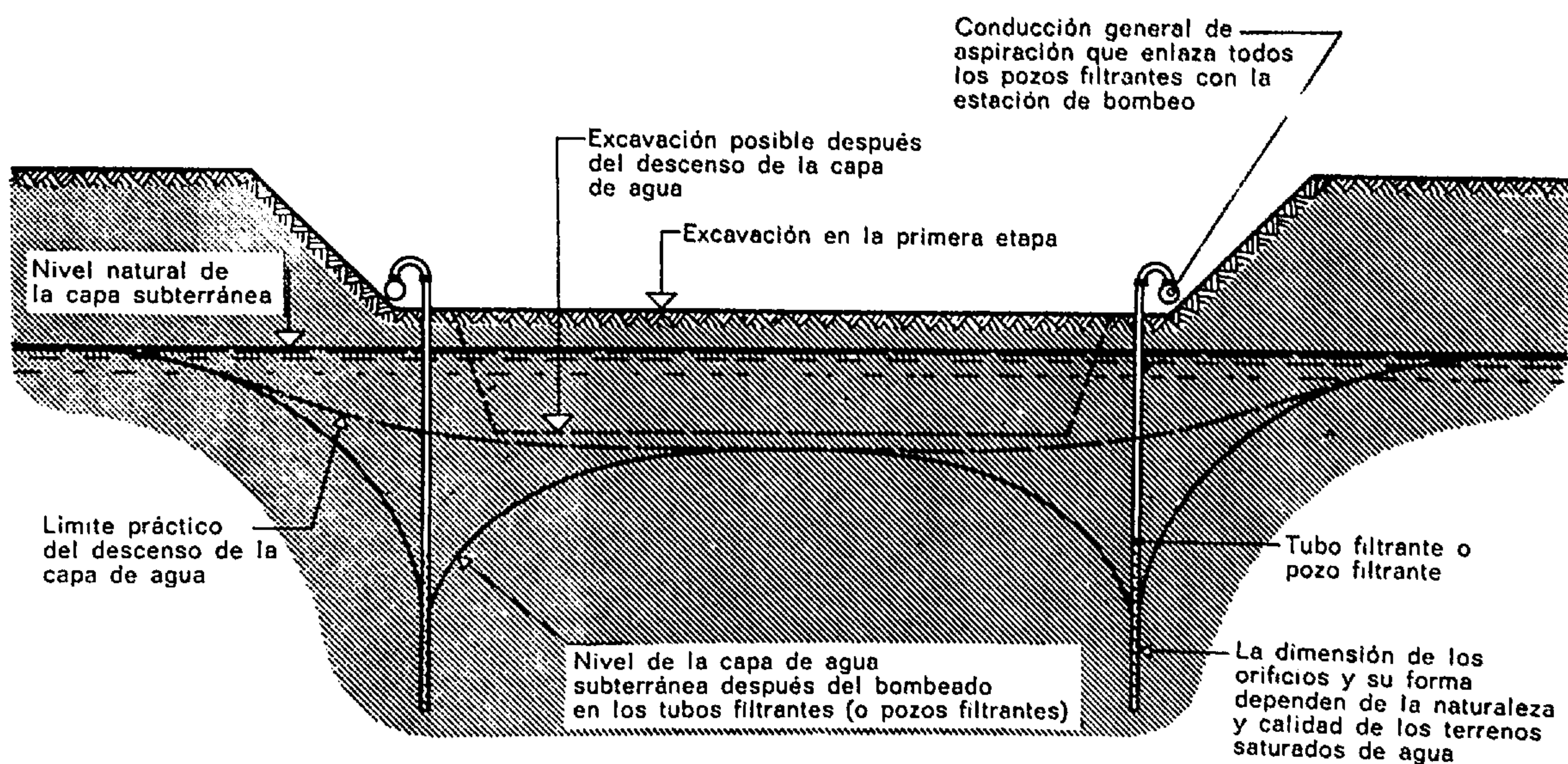


Fig. 256.

Se puede rebajar la capa de agua por medio de pozos escalonados

(Esta solución sólo puede ser tomada en consideración cuando la profundidad de aspiración es inferior a 6 metros)*



Corte transversal según AA

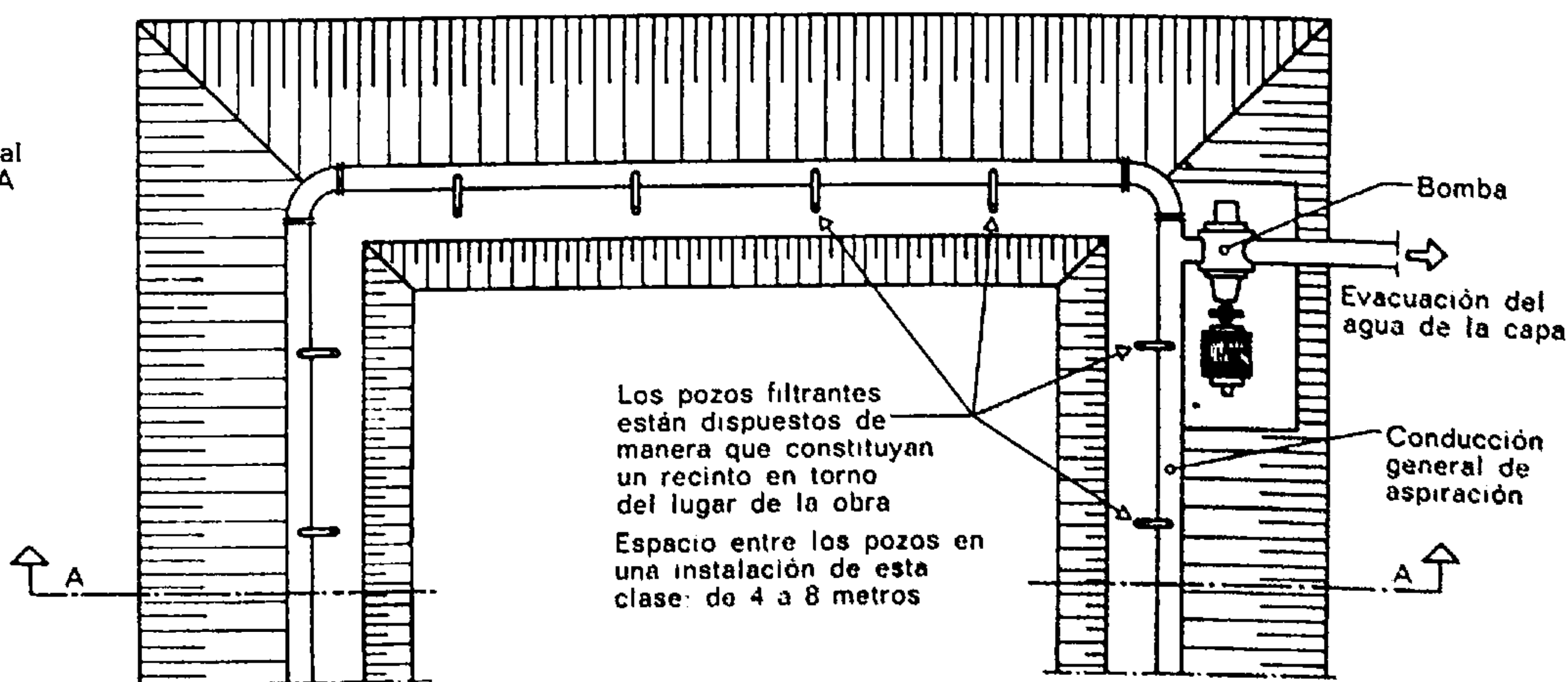


Fig. 257.

Reducción de la capa de agua (sistema Well-Point)

Este sistema permite realizar las cimentaciones en seco en un terreno saturado de agua. El principio consiste en rebajar el nivel de la capa de agua mediante un recinto de pozos filtrantes.

* A partir de este valor, es preciso disponer de una bomba que trabaje por impulsión inmersa en cada pozo. Cuando el trabajo se realiza en excavaciones muy profundas, se procede, según se ve más arriba, por sucesivos escalonamientos.

elevado momento de inercia. La hinc y el arran- que se realizan mediante martillos neumáticos que provocan sacudidas y la vibración de los terrenos que están en contacto con ellas. El peso de 1 m² de pared varia entre 80 y 250 kg.

Se denomina "atagula" una construcción com- puesta de dos tableros de tablestacas situadas a al- gunos metros de distancia y entre las cuales se colo- ca un relleno de terraplén. Estas construcciones se emplean para crear presas o retenciones provisionales.

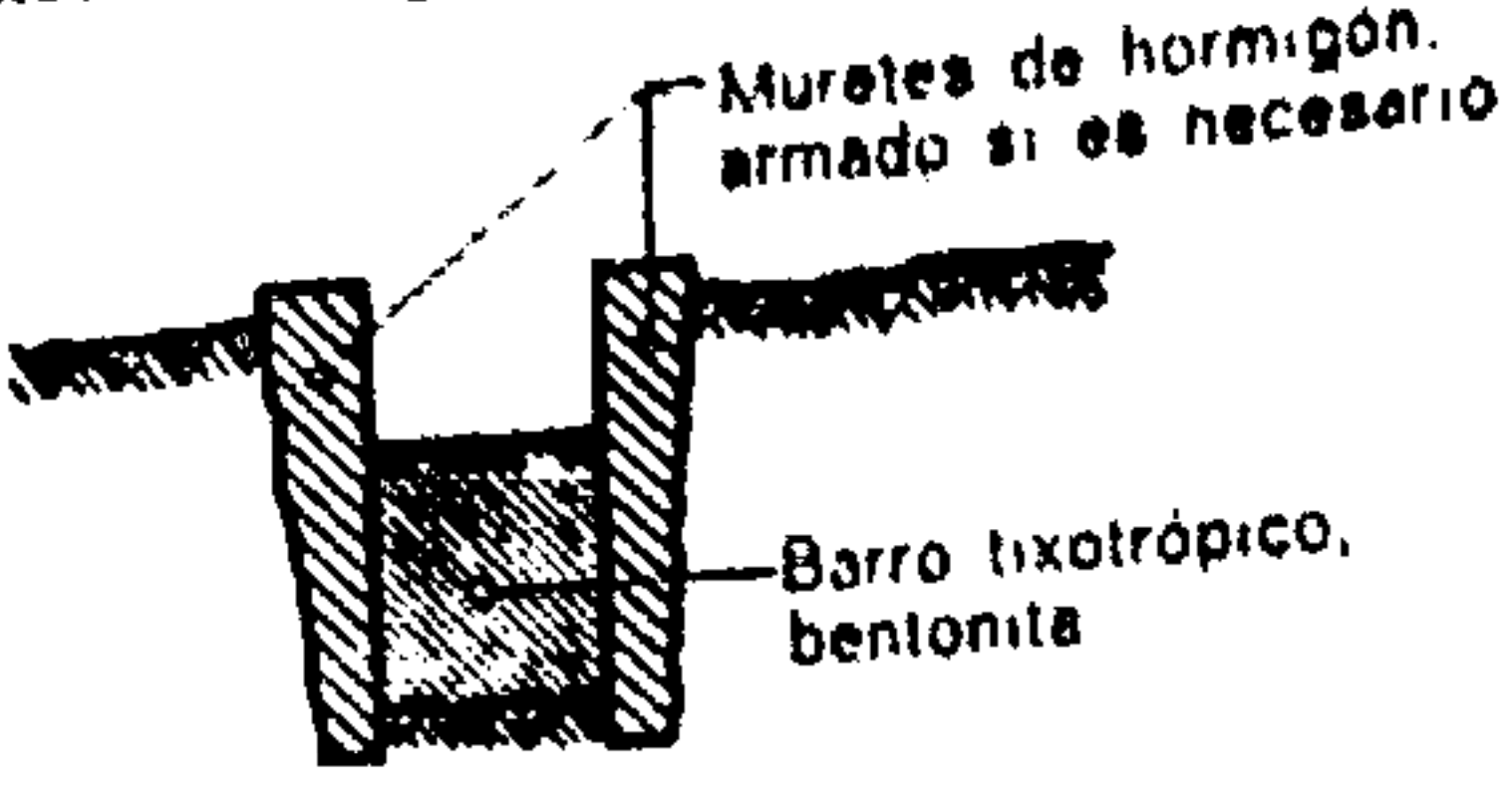


Fig. 258.

Corte transversal

Primera operación: realización de los dos muretes-gulas.

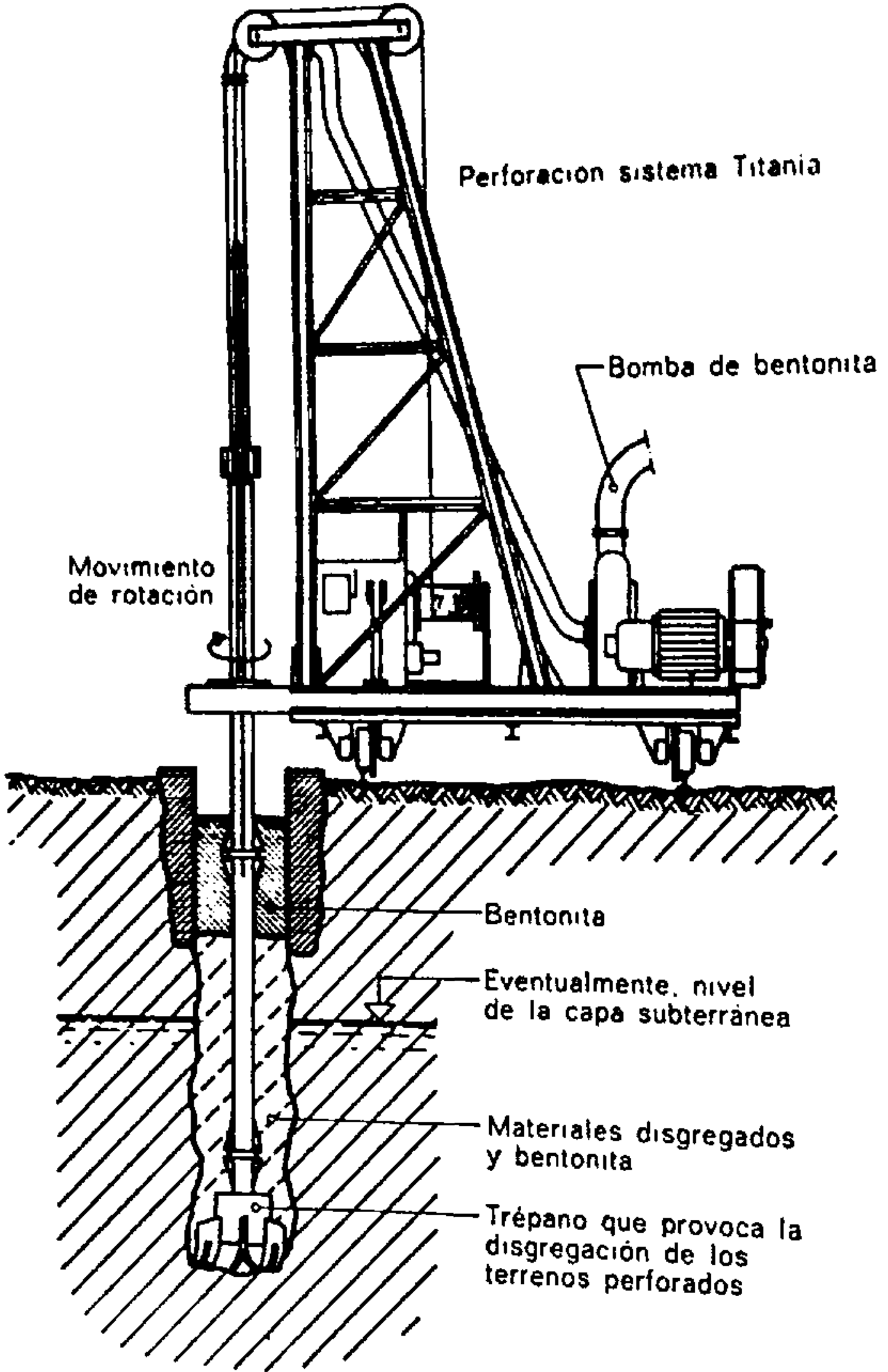


Fig. 259.

Corte transversal de la futura pared (sistema Benoto)

Segunda operación: ahuecamiento del terreno. (Esta operación no es necesaria en los terrenos blandos.)

5.3. REDUCCIÓN DE LA CAPA DE AGUA SUBTERRÁNEA MEDIANTE BOMBAS DE EXTRACCIÓN

El agotamiento de una capa subterránea de agua requiere la construcción de pozos distribuidos por

Fig. 261.

Tercera operación: evacuación de los materiales por medio de una cuchara prensora que penetra en los pozos de ahuecamiento. La bentonita ocupa entonces el espacio despejado y refuerza y apuntala las paredes de la zanja. La operación de perforación continúa.

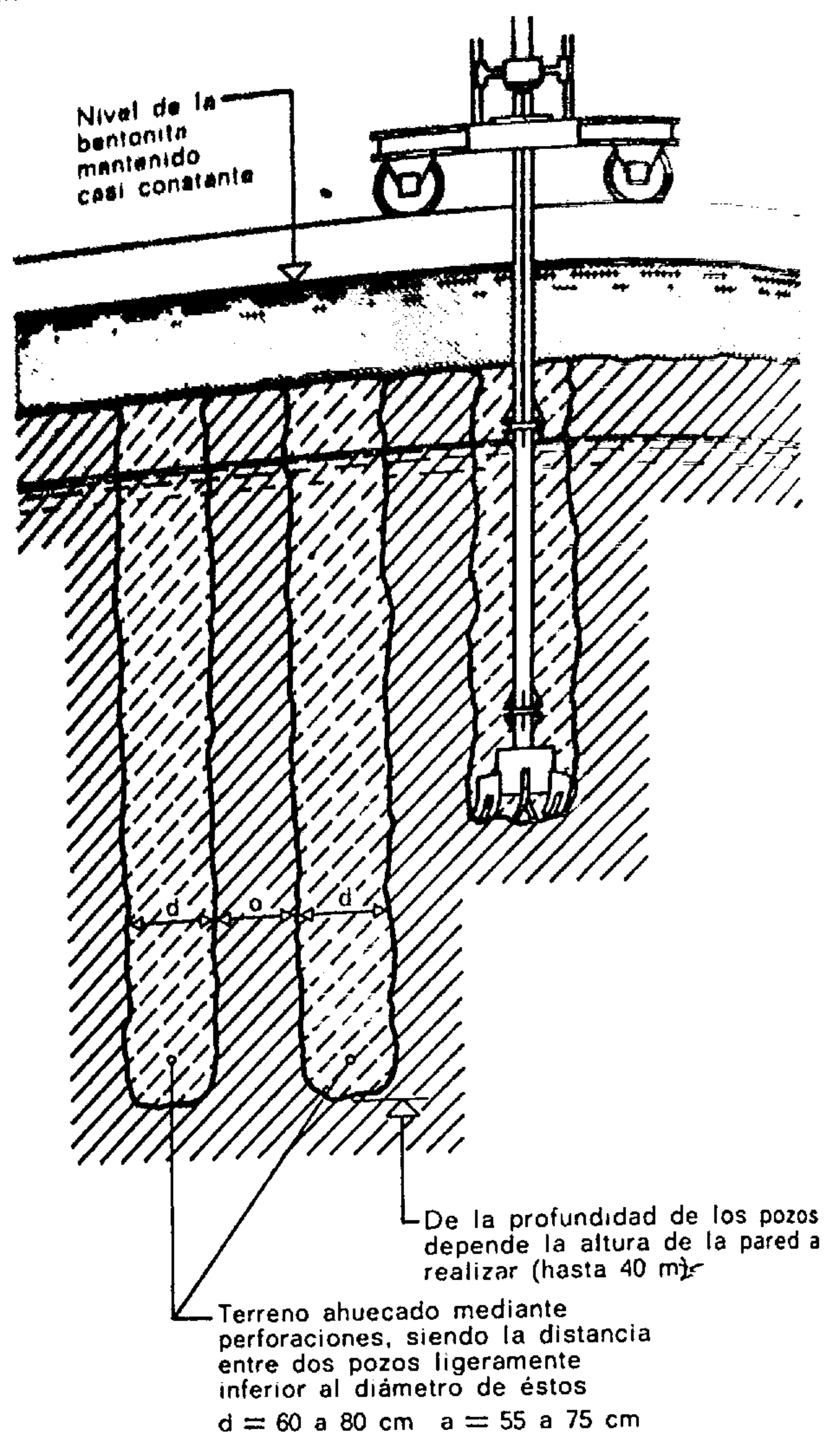
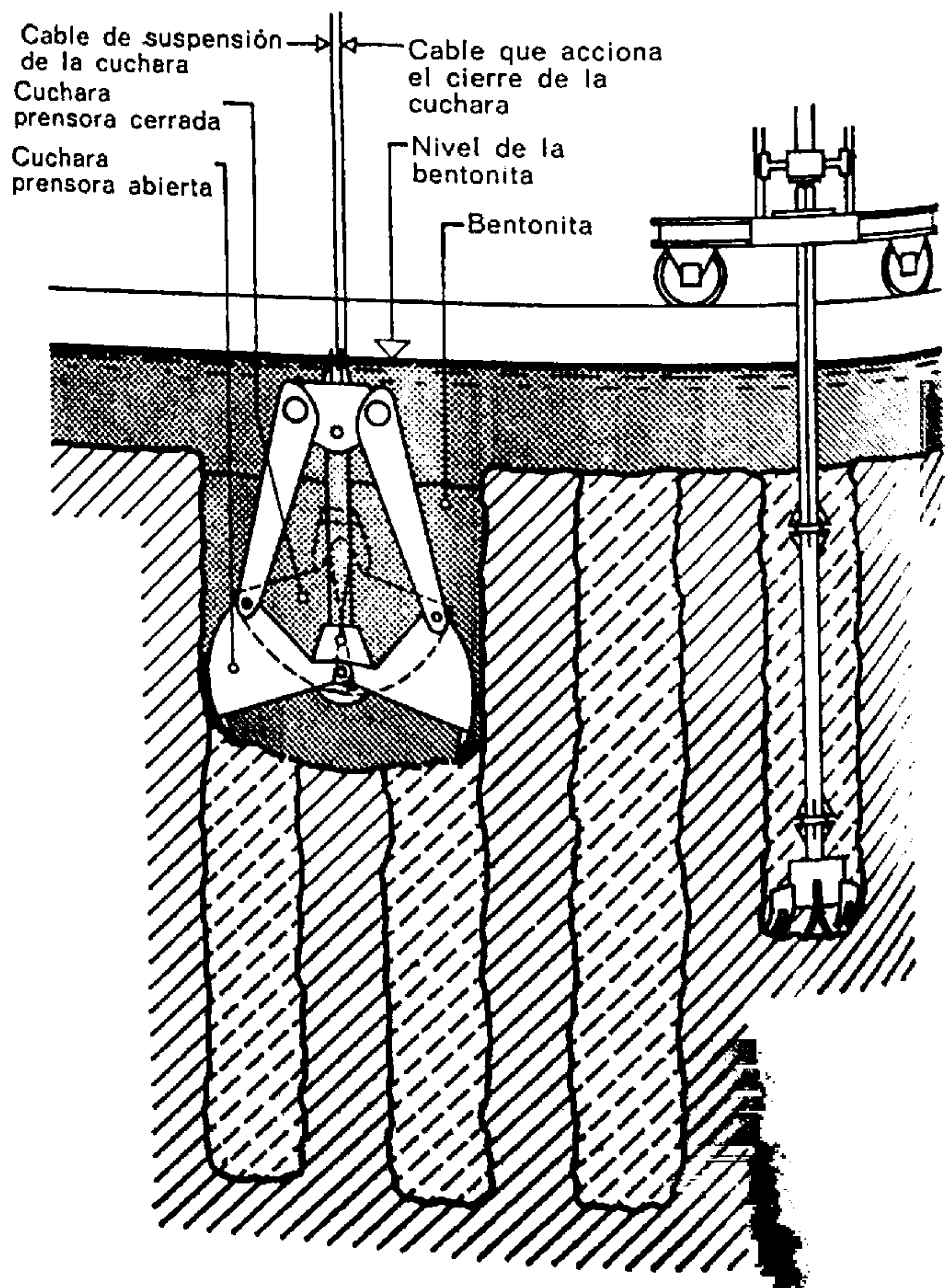


Fig. 260.

Corte longitudinal

El terreno se ahueca sistemáticamente por medio de la perforación de pozos.



la superficie de los terrenos excavados. La aspiración del agua provoca el descenso del nivel medio de la capa, permitiendo con ello la ejecución de los trabajos. El espaciado de los pozos, dictado por el grado de permeabilidad del terreno, excede raramente de 8 a 10 m. Esta clase de trabajo debe estar prevista y realizada por especialistas.

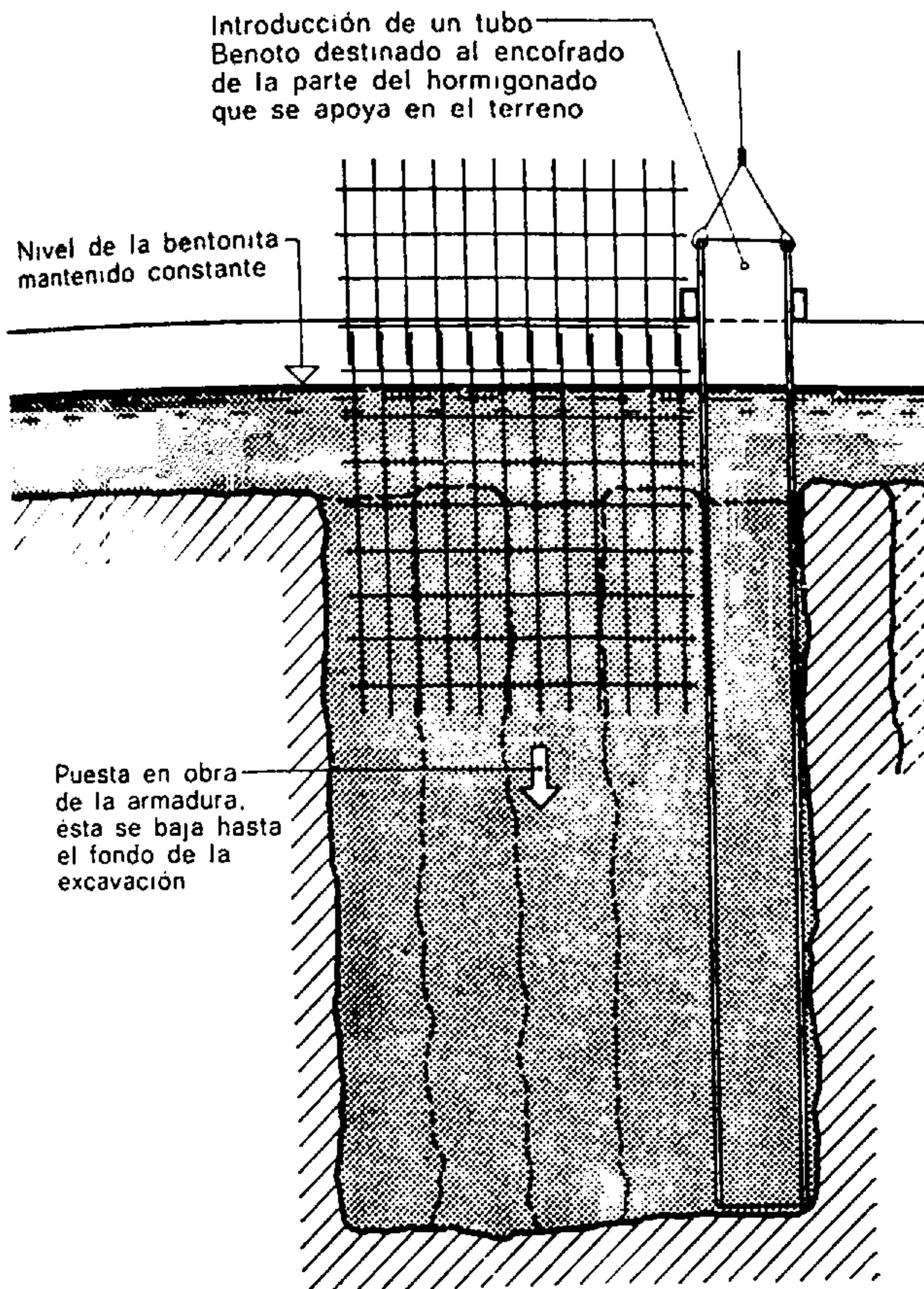


Fig. 262.

Corte longitudinal de la futura pared

Cuarta operación: introducción de la armadura en la excavación.

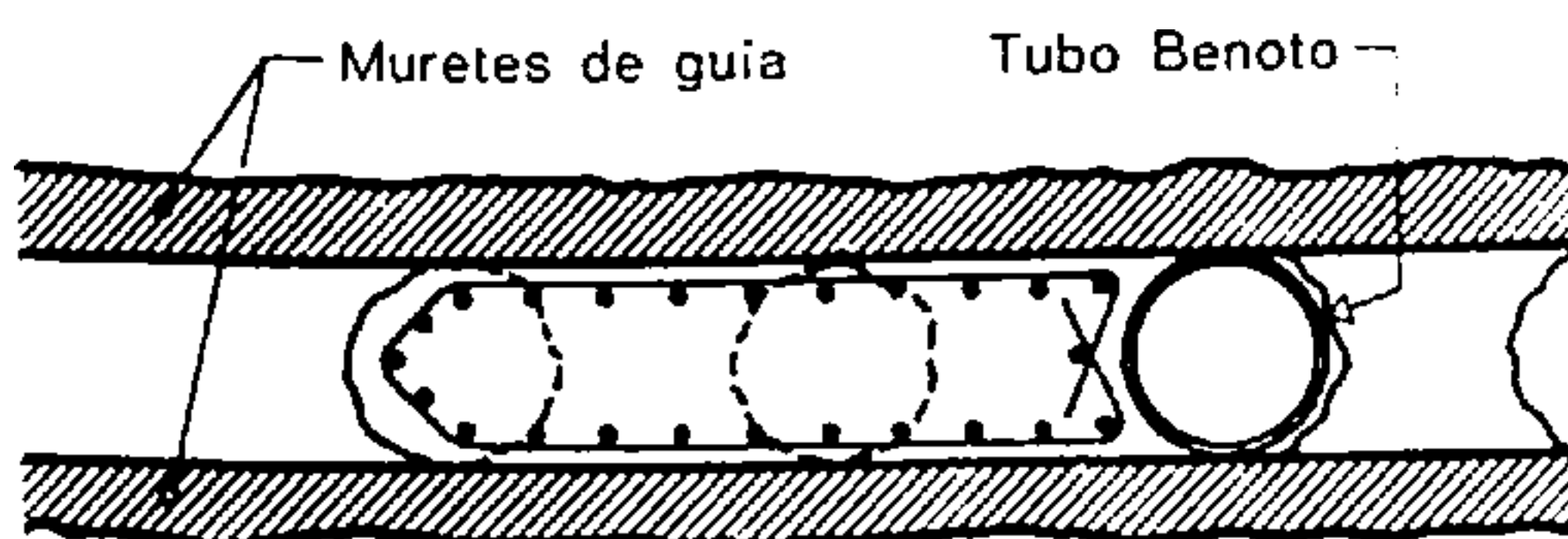


Fig. 263.

Vista en planta

Después de la excavación de una zona de aproximadamente 5 d (véase la fig. 260), se introduce un tubo destinado a encofrar las extremidades y permitir así el enlace con los trozos siguientes de las caras laterales de la excavación. Puesta en obra de la armadura de la pared, constituida por un armazón metálico soldado.

5.4. PAREDES MOLDEADAS EN EL TERRENO. RECINTOS MOLDEADOS

La realización de las cimentaciones y de los desmontes con vistas a la construcción de un inmueble puede emprenderse a gran profundidad, independientemente de la mala naturaleza de los terrenos encontrados, gracias a la utilización de los *barros tixotrópicos* (prof. Lorenz, Berlín).

Una materia tixotrópica posee la siguiente particularidad: es semilíquida en reposo (consistencia de

una salsa mahonesa) y líquida cuando está en movimiento.

La *bentonita* es una arcilla muy fina que, una vez dispersada en agua, constituye una especie de barro

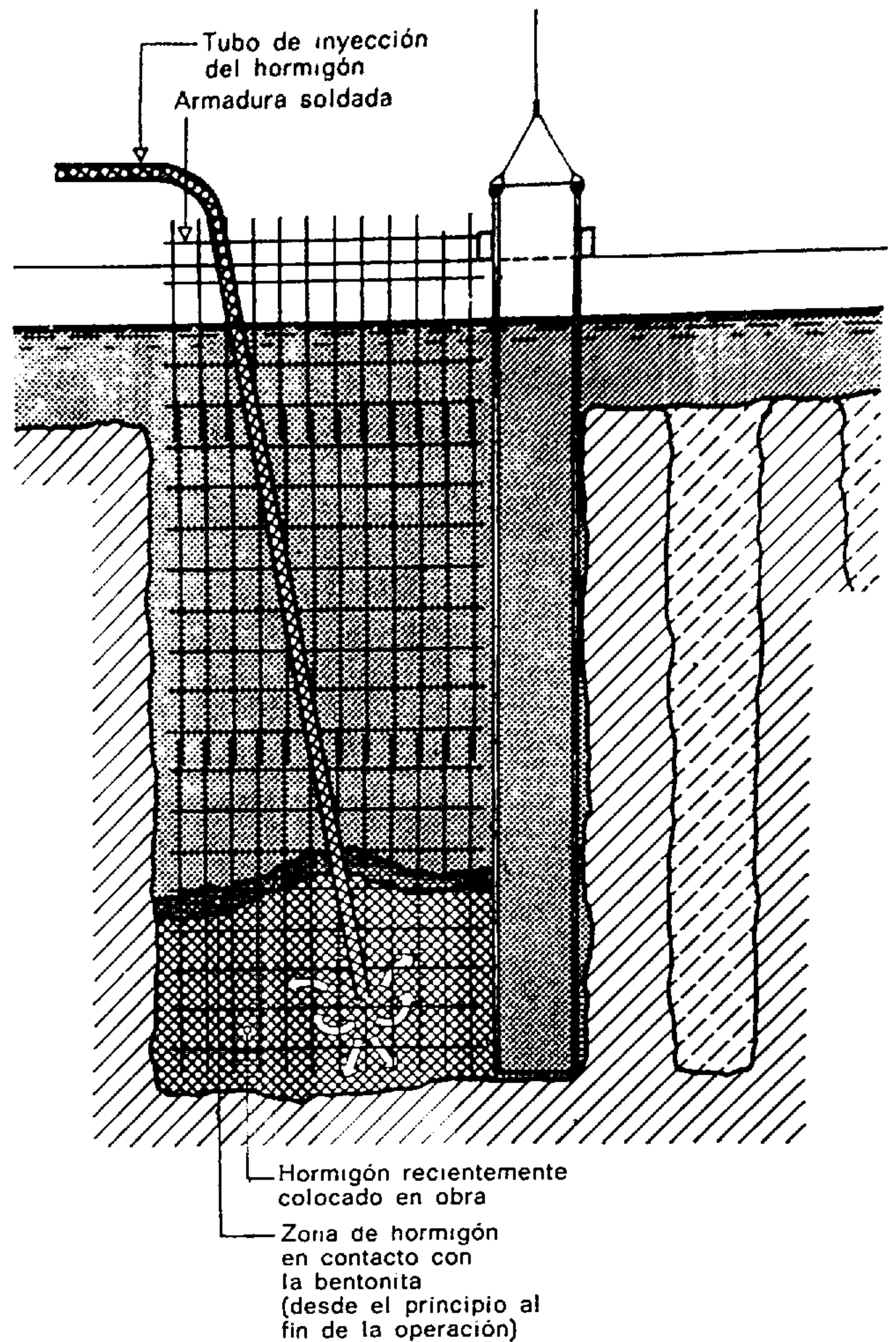


Fig. 264.

Quinta operación: puesta en obra del hormigón que es conducido a presión al fondo de la zanja por medio de un tubo. Este último va siendo levantado conforme avanza la operación de llenado, pero procurando que constantemente penetre por lo menos dos metros en la masa recién hormigonada. El hormigón contaminado es separado al llegar al nivel del suelo.

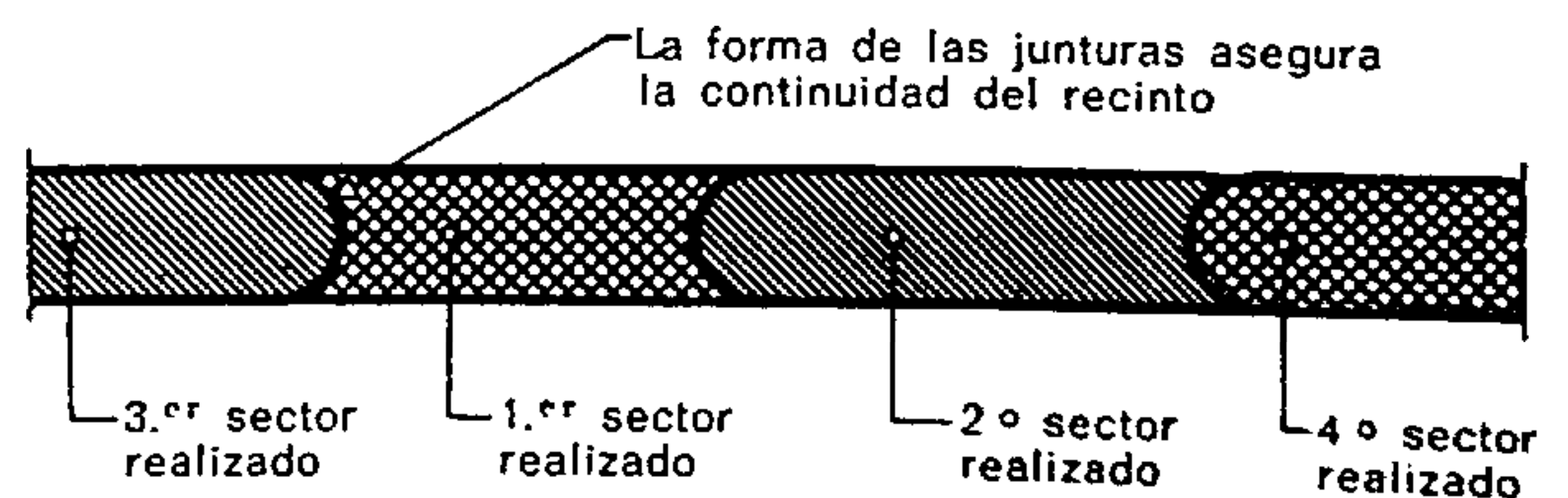


Fig. 265.

Planta de una pared

Se presenta bajo la forma de una yuxtaposición de tablas amoldadas al terreno.

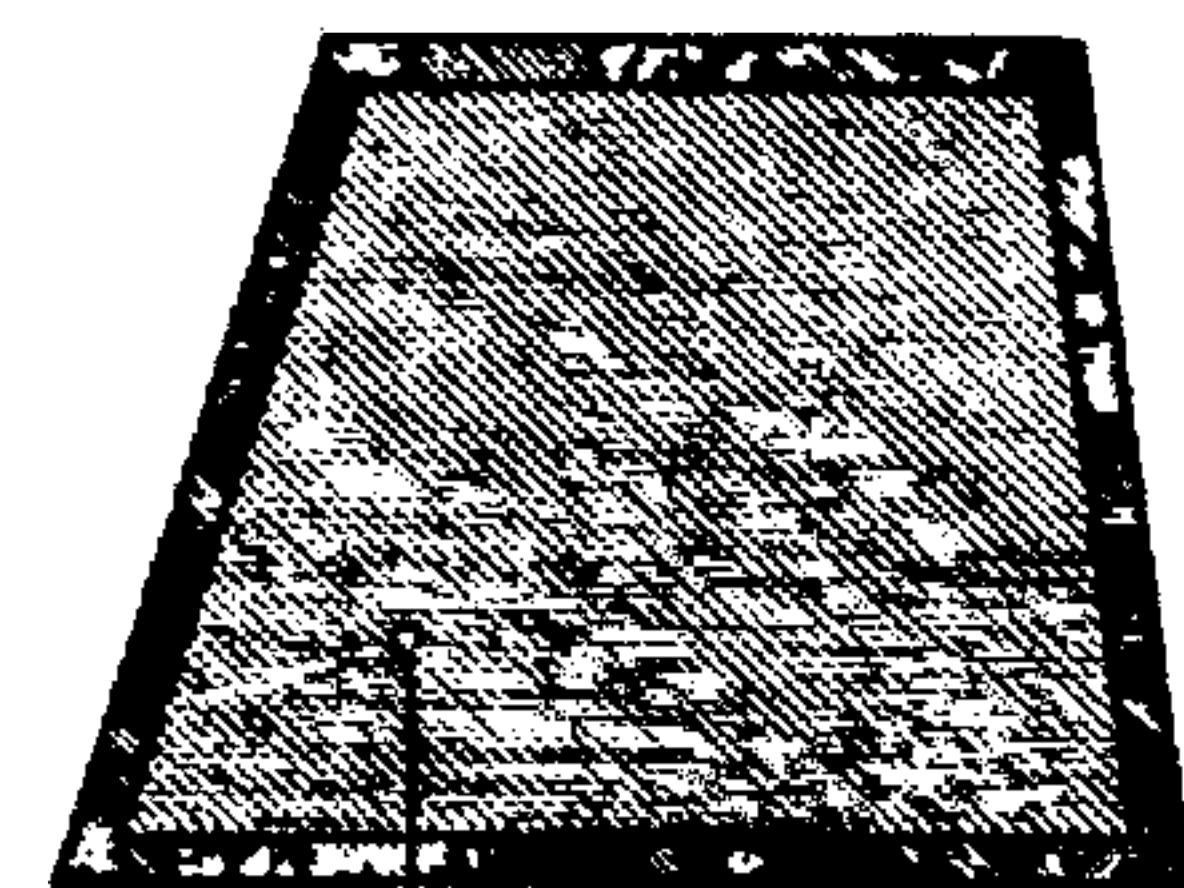


Fig. 266.

Planta general de un recinto

Pueden emprenderse las excavaciones después de la ejecución completa del recinto amoldado

tixotrópico de una densidad comprendida entre 1,5 y 1,8.

Este barro, introducido en la excavación a medida que van avanzando los trabajos del desmonte, apuntala las paredes de las zanjaz, sustituyendo de ese modo el efecto de las tierras evacuadas. Por otra parte, se opone a la llegada de las aguas y colmata las grietas naturales del terreno, gracias al sedimento que forma.

La realización de paredes moldeadas en el propio terreno (que finalmente vienen a constituir los muros de los sótanos de la construcción) puede llevarse a cabo de diferentes maneras.

La primera operación consiste en construir den-

5.5. REALIZACIÓN DE LAS CIMENTACIONES BAJO LA PROTECCIÓN DE UNA CONGELACIÓN ARTIFICIAL DEL TERRENO

La congelación de las capas saturadas de agua permite realizar un recinto resistente y hermético, evita la conmoción de las tierras consiguiendo a la hincia de pilotes o tablestacas y suprime el uso de los arriostramientos interiores.

El procedimiento de congelación de las capas mo-
jadas o saturadas de agua, en la profundidad que haya que atravesar, permite consolidar los terrenos por medio de un muro en cuyo interior el hielo desempeña el papel de aglomerante.

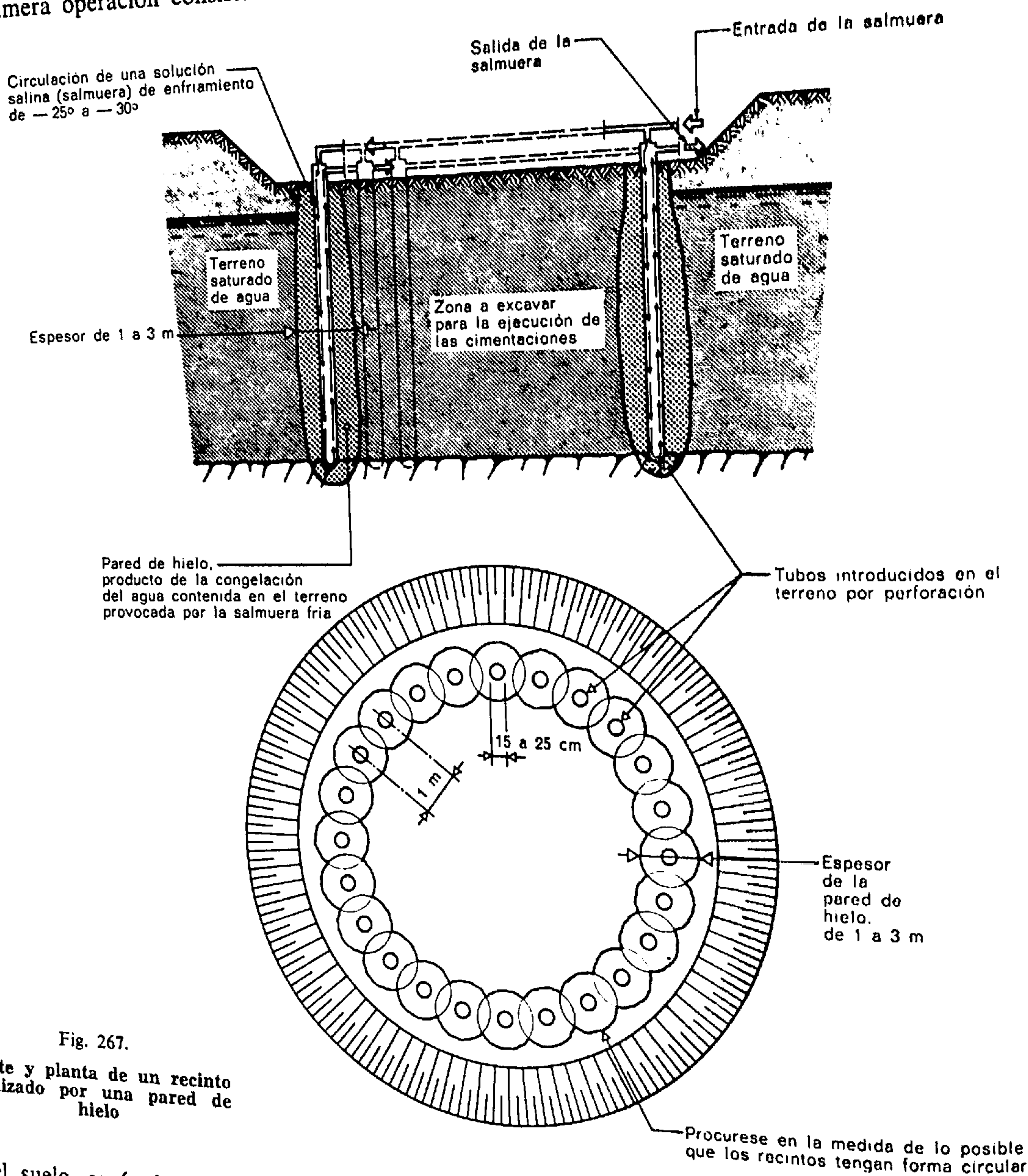


Fig. 267.

Corte y planta de un recinto realizado por una pared de hielo

Fig. 268.

Paredes amoldadas al terreno (sistema Else)

El instrumental empleado en este sistema permite un trabajo relativamente preciso en el terreno. En efecto, el mástil de guía hundido progresivamente en el suelo asegura la verticalidad de la pared, mientras que la cuchara excava el terreno en una anchura constante. El afianzamiento de las tierras durante la ejecución está asegurado por la bentonita.

tro del suelo, según los métodos tradicionales, dos muretes paralelos separados uno de otro por una distancia igual al espesor de la futura pared.

Tales muretes, de una altura entre 0,50 y 1,50 m, están destinados a servir de guía a las máquinas que realizan la excavación y, además, constituyen el depósito de bentonita (figs. 258 a 268, págs. 112 a 115).

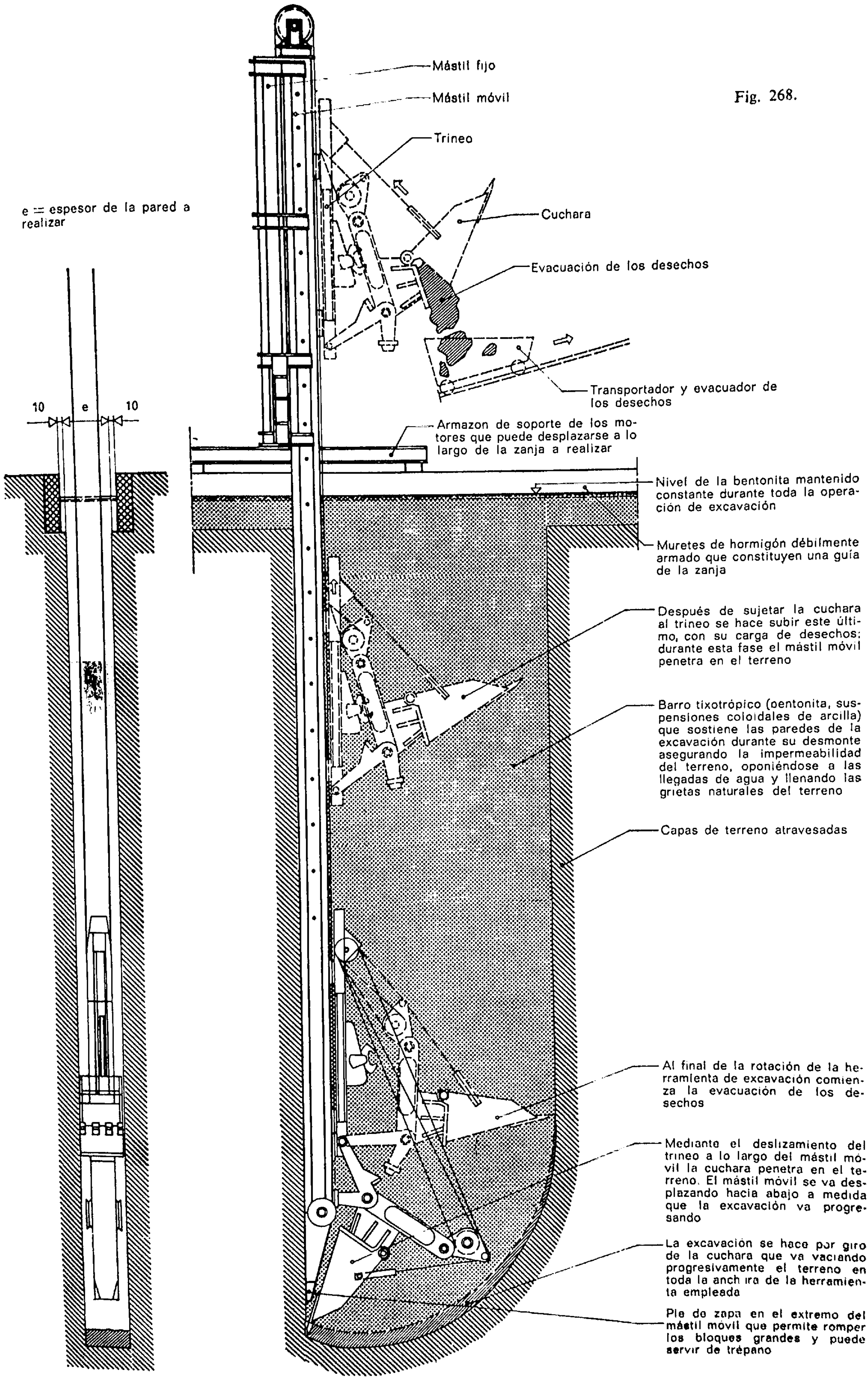


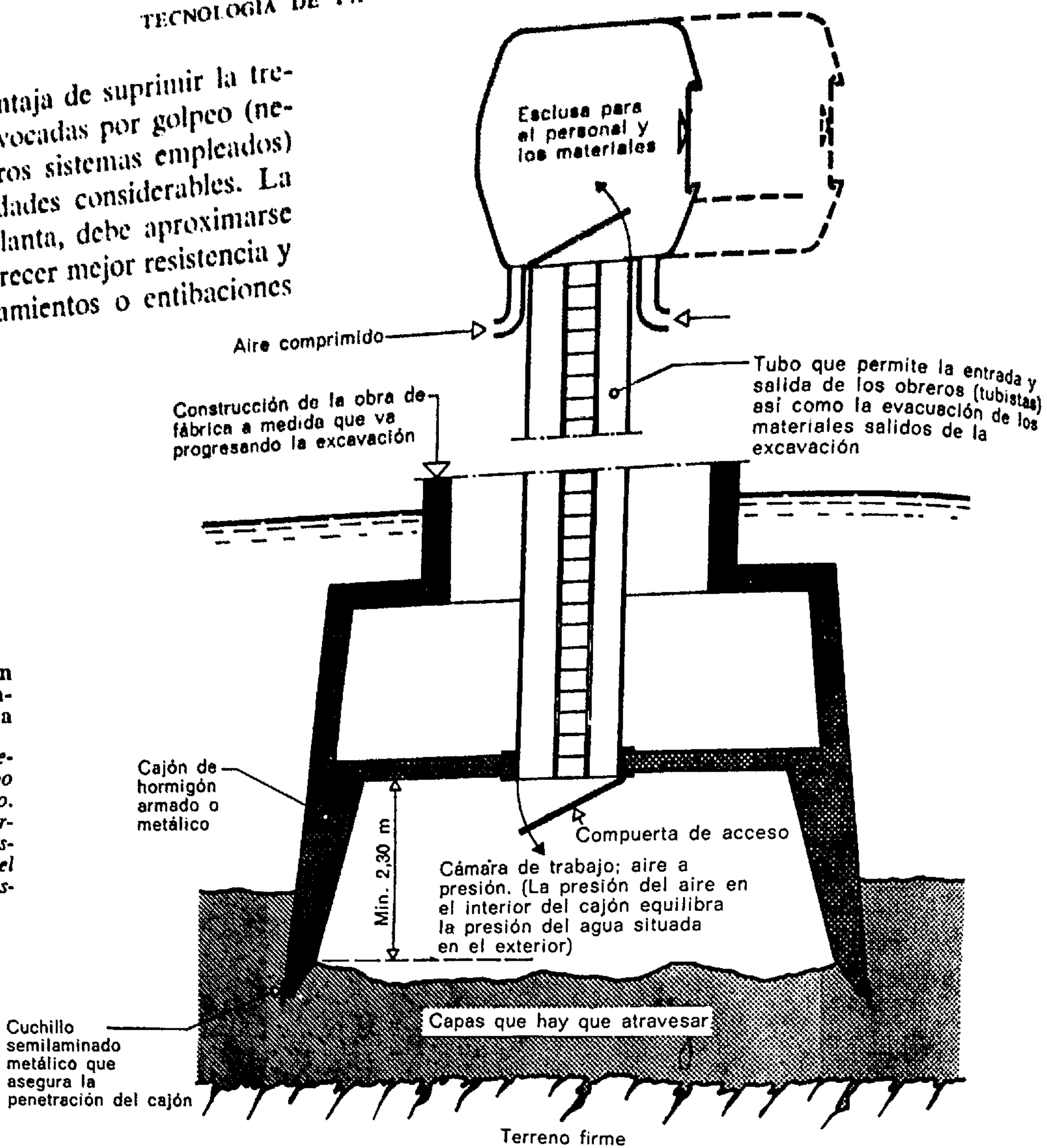
Fig. 268.

Este sistema ofrece la ventaja de suprimir la trepidación y la conmoción provocadas por golpeo (necesario en algunos de los otros sistemas empleados) y permite alcanzar profundidades considerables. La forma del recinto, vista en planta, debe aproximarse a la de una corona a fin de ofrecer mejor resistencia y evitar el empleo de arriostramientos o entibaciones

Fig. 269.

Corte esquemático de un cajón para el establecimiento de cimentaciones bajo el nivel del agua

Las cimentaciones realizadas por medio de cajones pueden llevarse a cabo sin aportación de aire comprimido. Entonces el cajón desciende por corte o desmote del terreno y constituye, desde su puesta en obra, el muro de los sótanos de la construcción.



internas. La pared es rigurosamente impermeable y cierra herméticamente.

Los tubos que conducen la salmuera (a una temperatura de -25° a -30° C) tienen diámetros que varían de 15 a 25 cm. Se les hunde dentro del suelo por perforación, inyección de agua a presión o eventualmente por hincadura (si lo permiten las condiciones del lugar). En ciertas regiones nórdicas, la salmuera se reemplaza por aire frío insuflado en tubos de gran diámetro (unos 50 cm aproximadamente).

5.6. CIMENTACIONES POR MEDIO DE CAJONES

Este sistema consiste en prefabricar las cimentaciones de una obra y en introducirlas a continuación en el terreno. Las cimentaciones sirven así para la estabilidad de la obra y para el revestimiento y refuerzo de la cavidad durante la excavación.

Se emplea este sistema en los trabajos realizados en ríos o en terrenos muy malos. El cajón que constituye la cimentación puede ser un simple recinto (cámara de trabajo al aire libre) o una especie de cajón sin fondo (cámara de trabajo en aire comprimido, que compensa las presiones exteriores).

5.7. CIMENTACIONES SOBRE PILOTES

Cuando el terreno resistente, necesario para el asiento de una construcción, se halla a gran pro-

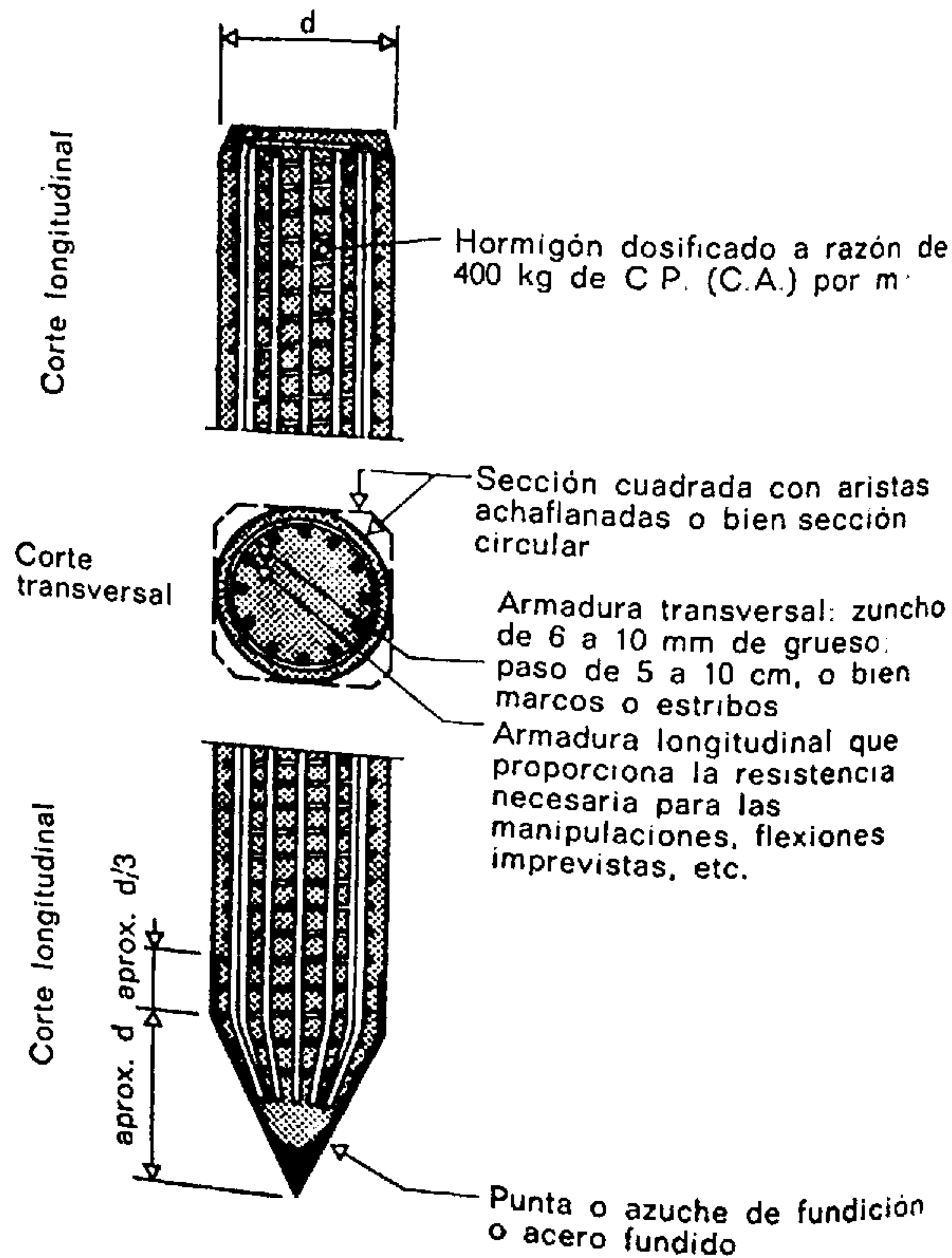


Fig. 270.

Pilote premoldeado de hormigón armado
Elemento fuertemente solicitado con armadura zunchada.

fundidad, no se pueden aplicar los sistemas de cimentaciones descritos en los párrafos precedentes. Conviene, en tal caso, emplear pilotes que transmitan las cargas del edificio al terreno resistente.

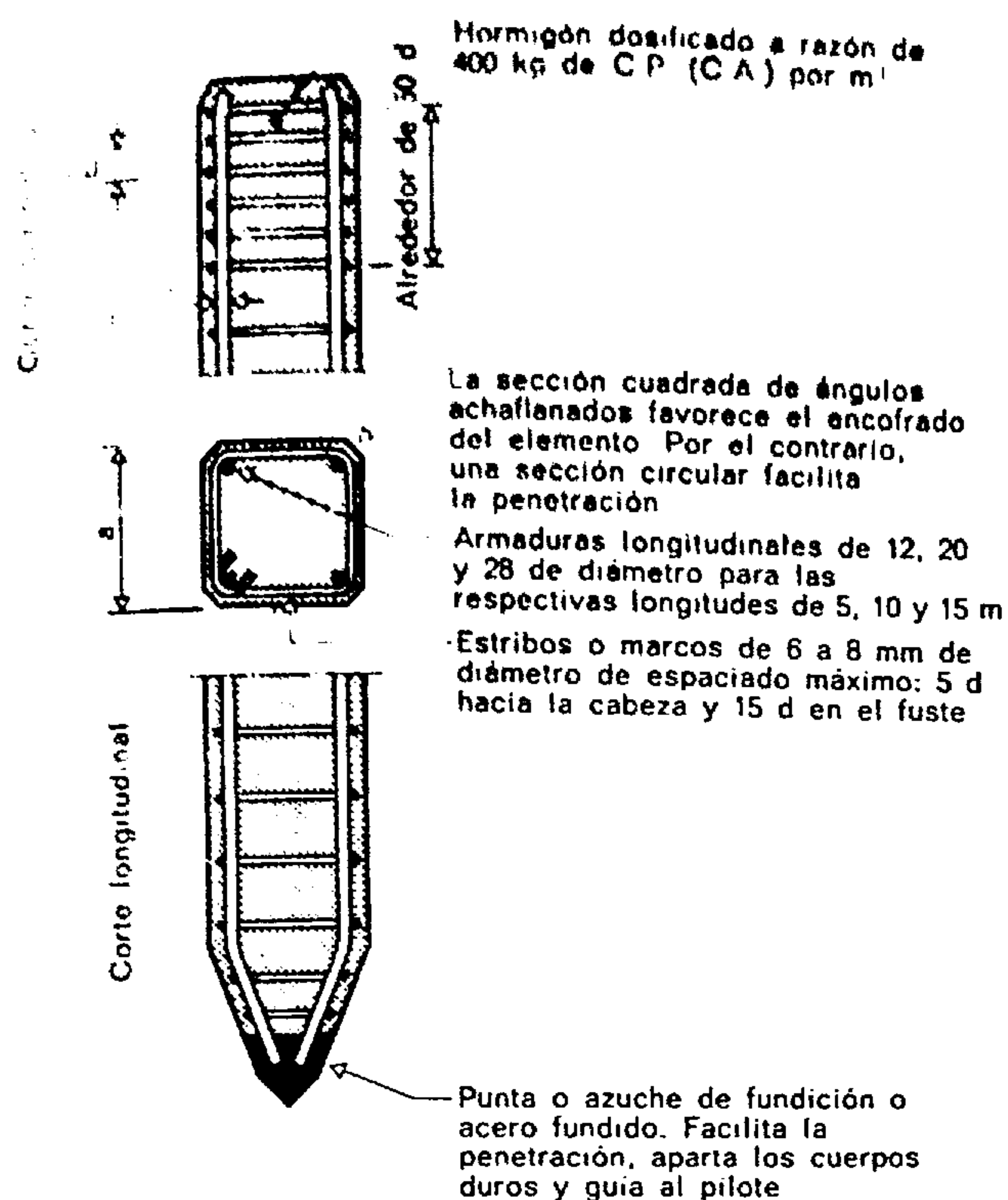


Fig. 271.

Pilote premoldeado de hormigón armado

Pilote lleno, longitud de 5 a 15 metros.
a = variable, de 30 a 40 cm.

5.7.1. PILOTES HINCADOS

Los pilotes pueden ser moldeados de antemano e hincados luego, o bien pueden moldearse directamente en el terreno. No cabe pensar en los pilotes de madera a menos que estén sumergidos en agua en toda su altura (por el riesgo de que se pudran si sufren alternativas de aire y agua). Su longitud máxima es de unos 5 m.

Los pilotes de hormigón armado prefabricados pueden alcanzar hasta 30 m de longitud y de 30 a 40 cm de diámetro. Pueden ser hincados o bien pueden confeccionarse en el mismo terreno.

Estos problemas requieren la competencia de especialistas que, en cada caso particular, precisarán la aptitud de sustentación del elemento en función de la naturaleza geológica del terreno.

5.7.2. PILOTES MOLDEADOS EN EL TERRENO

Estos pilotes pueden fabricarse según diferentes sistemas (Franki, Compressol, pilotes de explosión, Simplex, etc.) que son objeto de patentes y ofrecen excelentes medios para la realización de tales cimentaciones.

El sistema Franki presenta una variedad de posibilidades que permite adaptar el instrumental al tipo de terreno encontrado.

En terreno duro, la penetración del tubo se logra

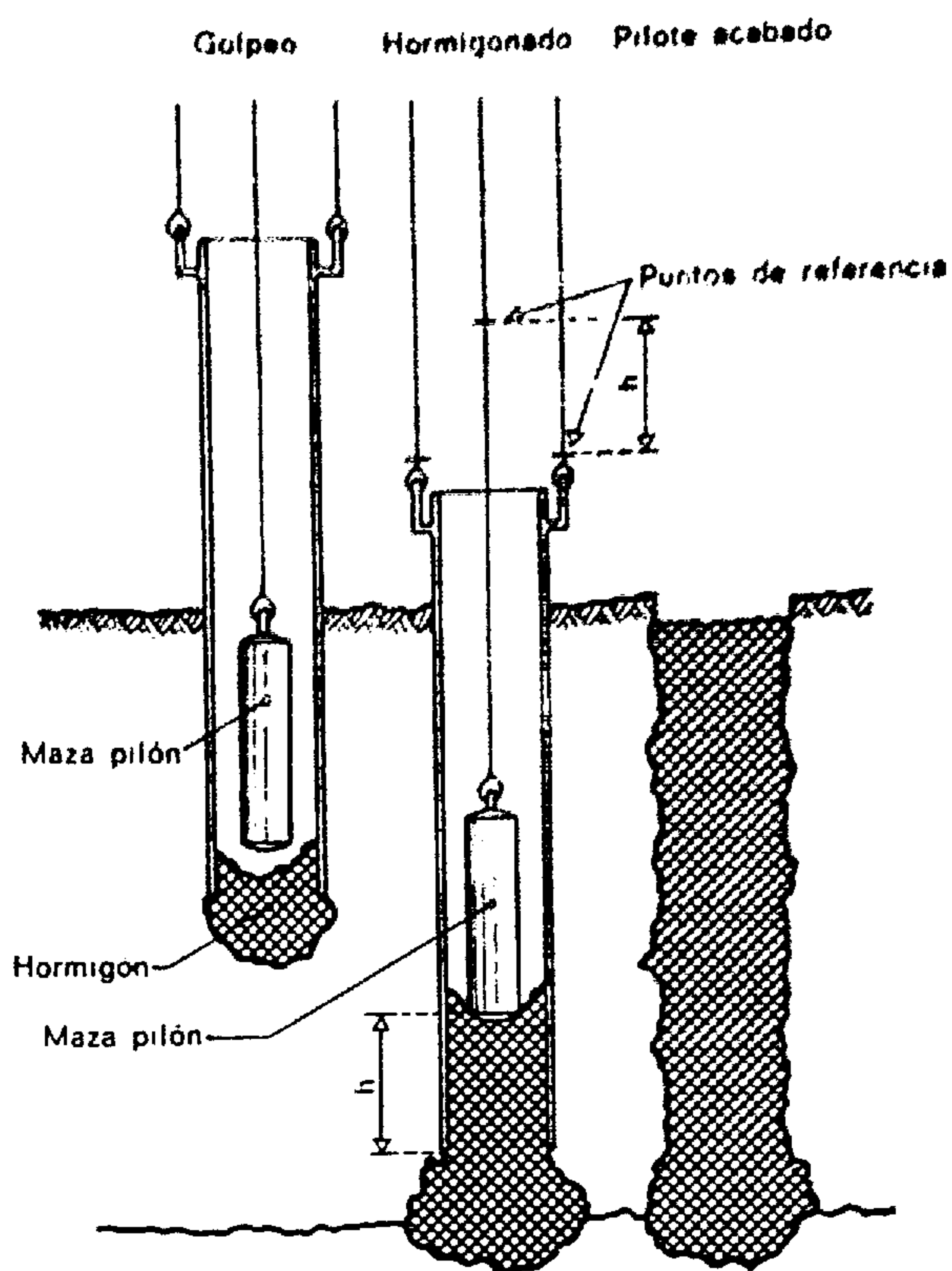


Fig. 272.

Pilote Franki

(Ejecución de las dos fases.)

mediante percusión de una maza o pilón sobre un tapón de hormigón blando.

En terreno acuífero, cuando el agua ofrece el peligro de deteriorar el tapón amortiguador de hormigón blando, el sistema Franki utiliza una punta de hormigón endurecido que la maza-pilón golpea

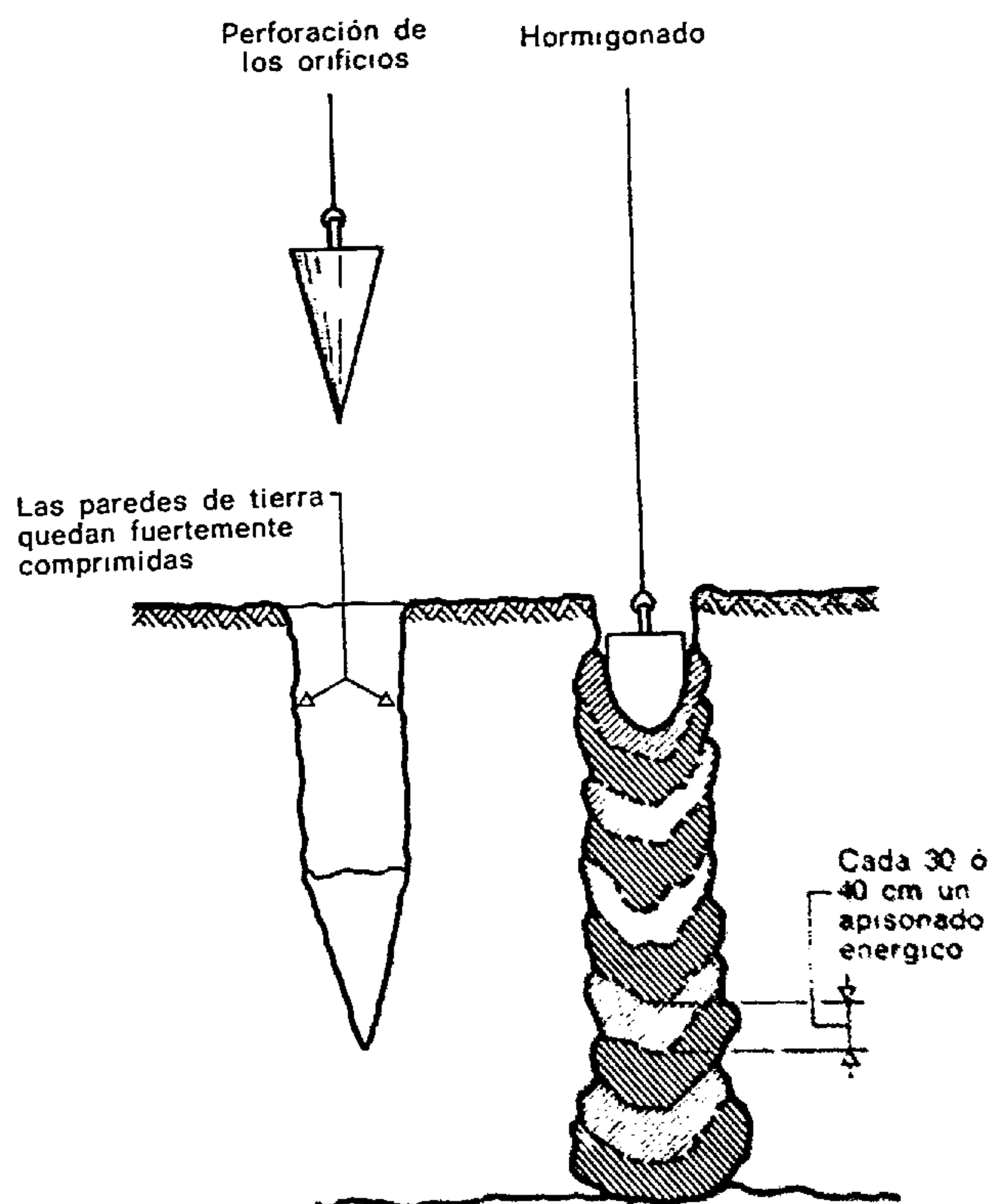


Fig. 273.

Pilote Compressol

(Las dos fases.)

con interposición de piezas de madera destinadas a amortiguar el choque.

En terreno saturado de agua, el tubo constituye una cubierta en cuyo interior se desliza un pilote de hormigón armado. Por lo tanto, en este caso no se trata ya de un pilote moldeado en el terreno, que ofrece resistencia por rozamientos laterales.

Los puntos de referencia utilizados en el hormigonado sirven para conocer, al nivel del plano de trabajo, la altura de llenado del hormigón.

El pilón o maza sirve por una parte para la hinca y por otra para el asentado del hormigón en el tubo y contra el terreno.

El sistema *Compressol* puede emplearse en suelos de terraplén o de escasa consistencia, cuando las aguas no abundan. Permite establecer cimentaciones sobre pozos flotantes. Gracias a la adherencia del pilote al terreno, no es siempre necesario alcanzar el terreno firme.

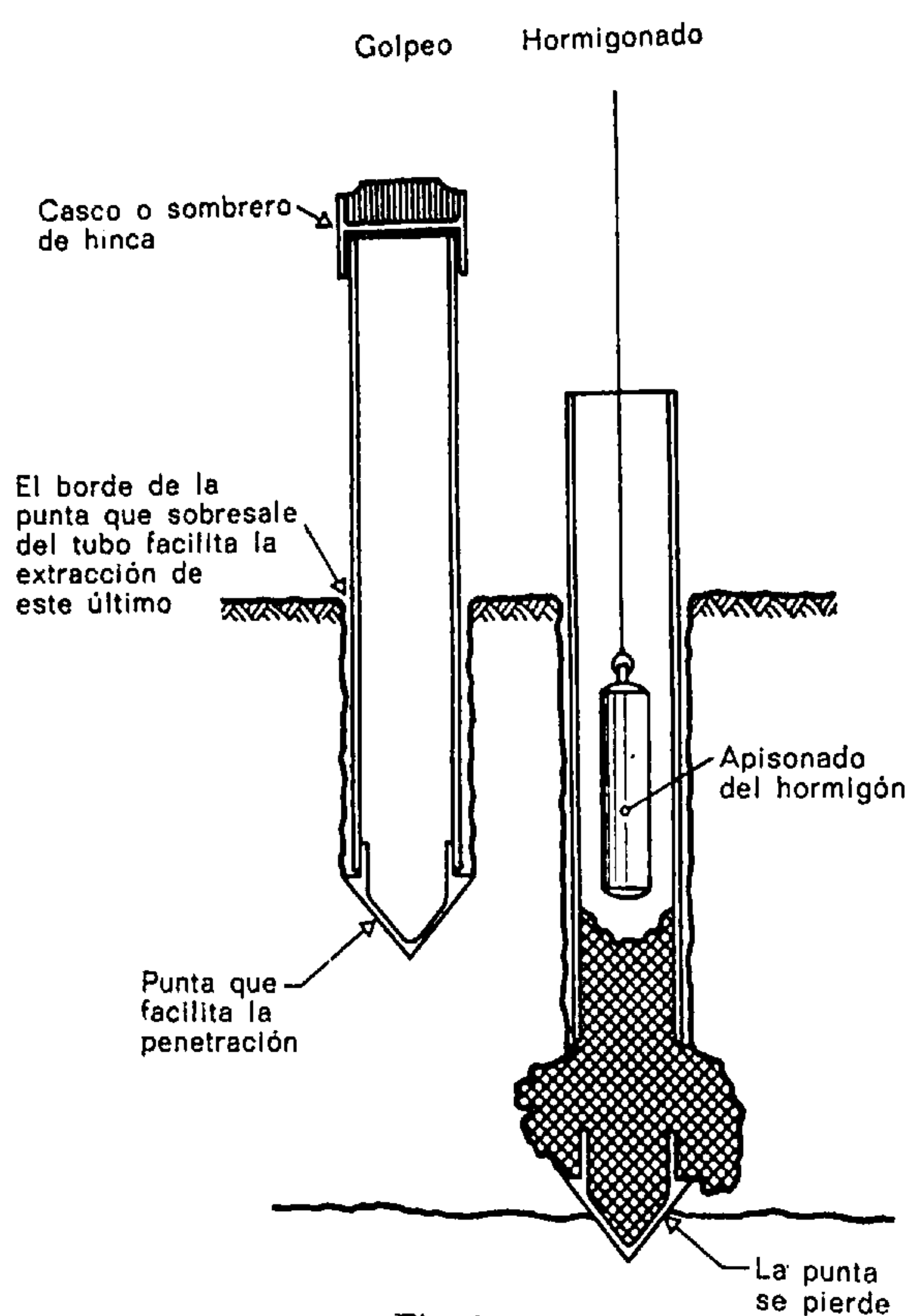


Fig. 274.

Pilote Simplex (Las dos fases)

Este procedimiento consiste en perforar el terreno mediante la caída de una maza-pilón y llenar el pozo así realizado con un hormigón dosificado a razón de 400 kg de C.P. por m^3 , fuertemente apisonado con la maza.

En terrenos muy fangosos, ese sistema debe comprender, además, un blindaje logrado con un tubo de palastro (cosa que complica la ejecución). Esto último no es necesario en otras clases de terrenos.

Para obturar ciertas venas de agua molestas, es posible proceder a adiciones de arcilla que colmata las paredes durante la perforación.

Este sistema no es adecuado para terrenos muy arcillosos.

El sistema *Simplex* se parece al sistema Franki. Sin embargo, la penetración se efectúa por golpeo del tubo cuya extremidad lleva un azuche de fundición de un diámetro ligeramente superior al del tubo. El asentado del hormigón se ejecuta por apisonado mediante una maza o pilón.

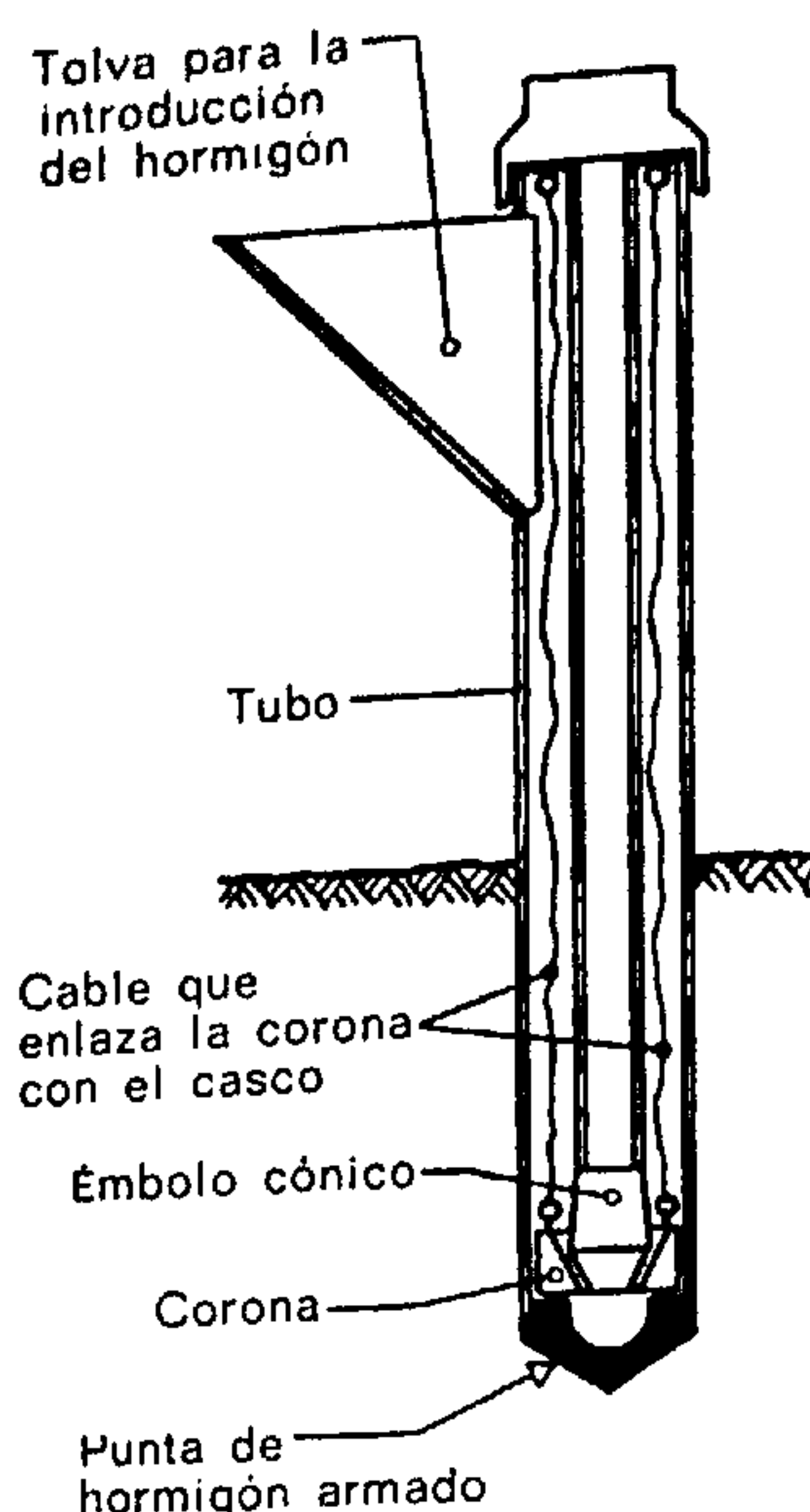


Fig. 275.

Pilote Express
(Hincadura.)

La longitud de esos pilotes no excede de 20 m.

El sistema *Express* permite la realización de pilotes hasta de 20 m de longitud y de un diámetro de 47,5 cm.

Hinca del pilote: introducción de un tubo metálico cuya punta está constituida por un azuche de hormigón armado (fig. 275).

El hormigonado se practica luego de quitado el émbolo que está unido al casco o sombrero de golpeo: el hormigón se introduce por la tolva o canalón hasta el fondo de la obra. Esta operación se hace

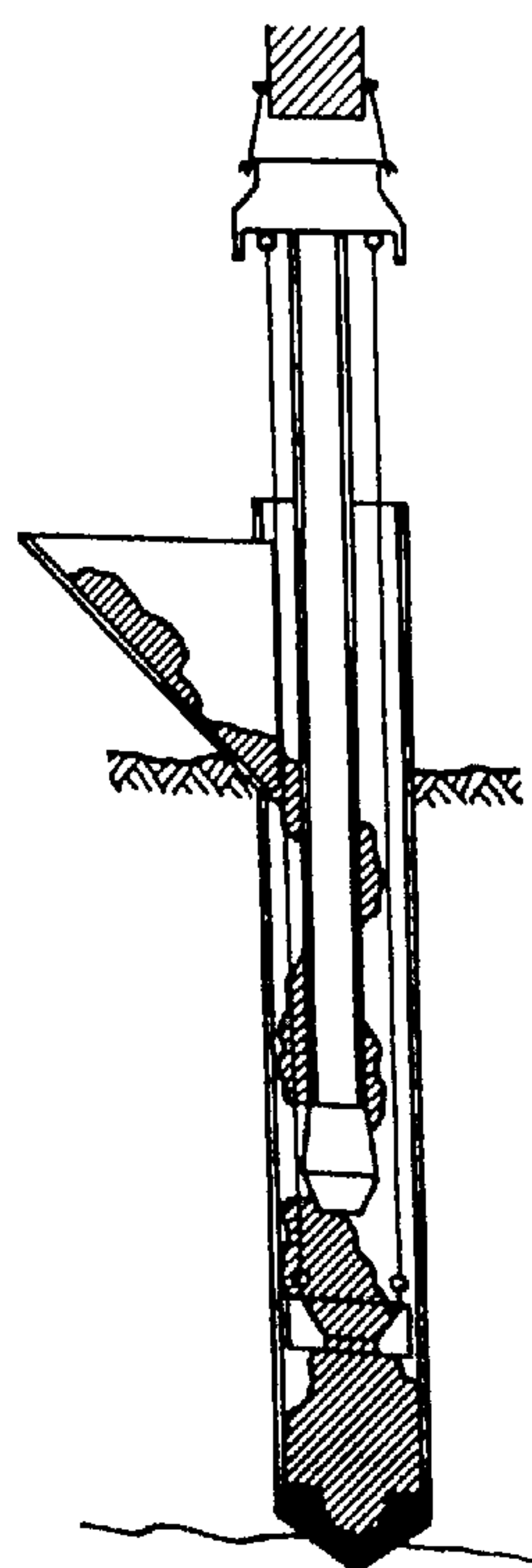


Fig. 276.

Pilote Express
(Hormigonado.)

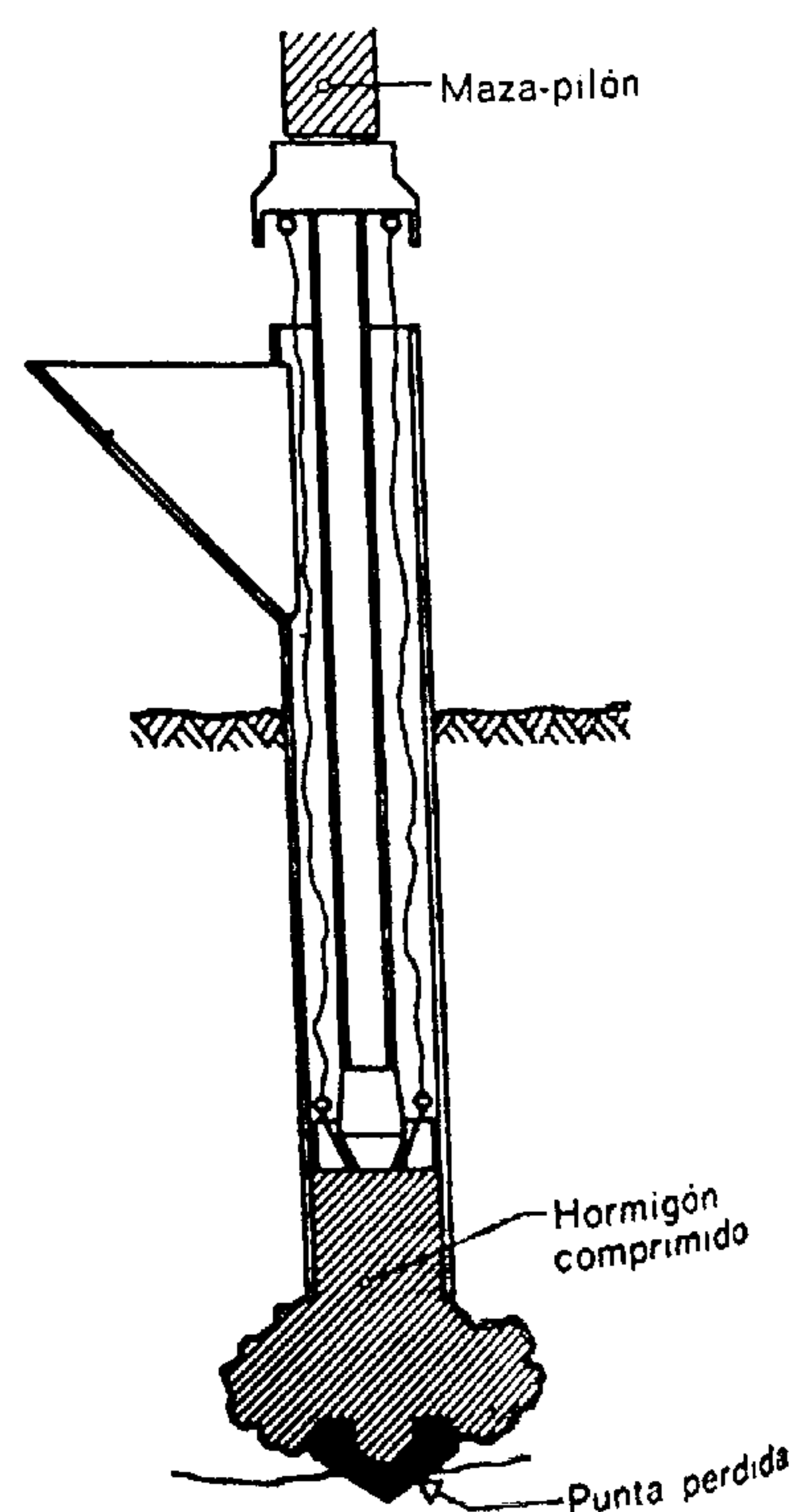


Fig. 277.

Pilote Express
(Apisonado y realización del bulbo de asentado.)

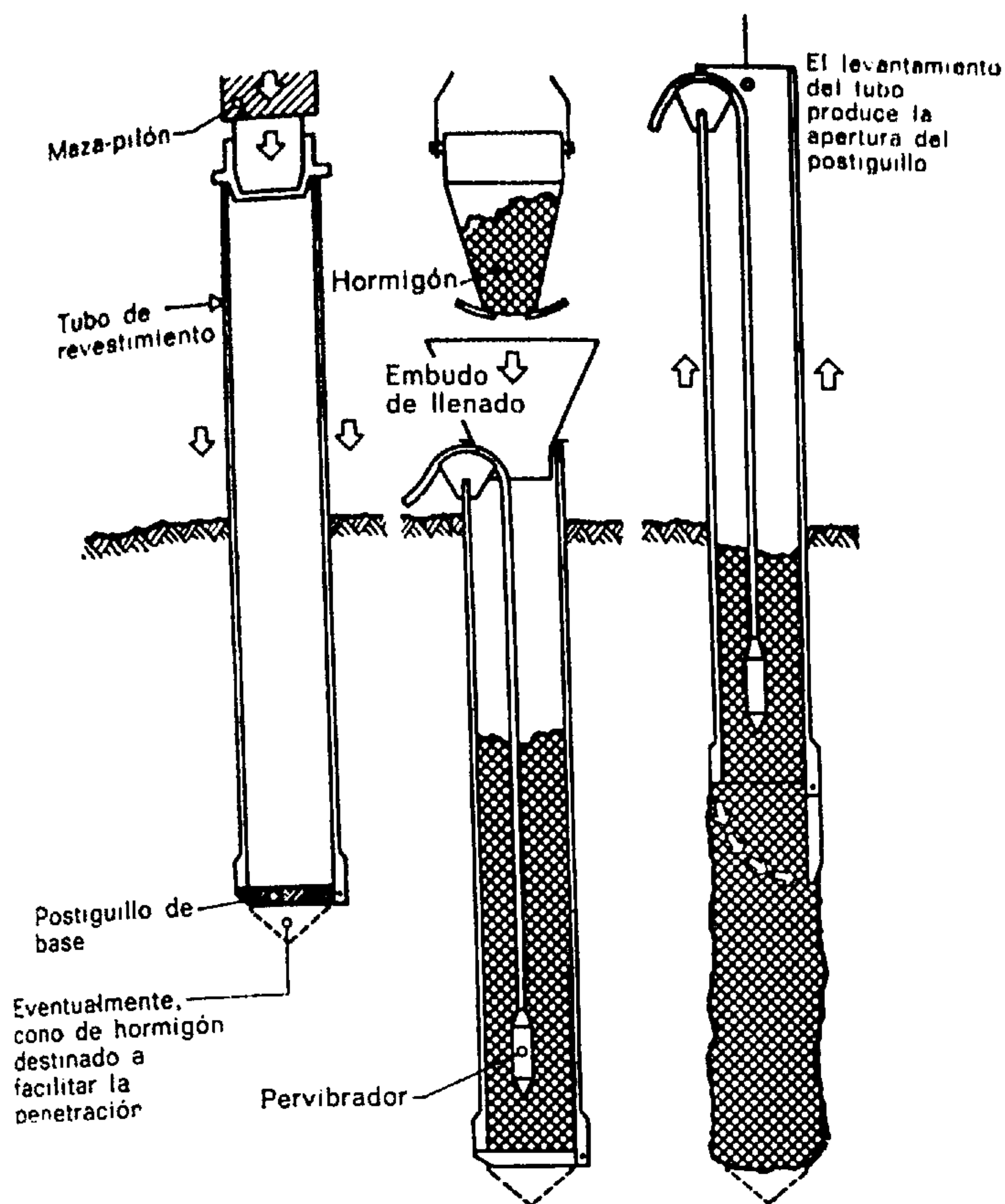


Fig. 278.
Hincadura

Fig. 279.
Hormigonado
(Pilote Zeissl.)

Fig. 280.
Levantamiento
del tubo

posible por la abertura de la válvula émbolo-corona (fig. 276).

Por el descenso del émbolo que arrastra la co-

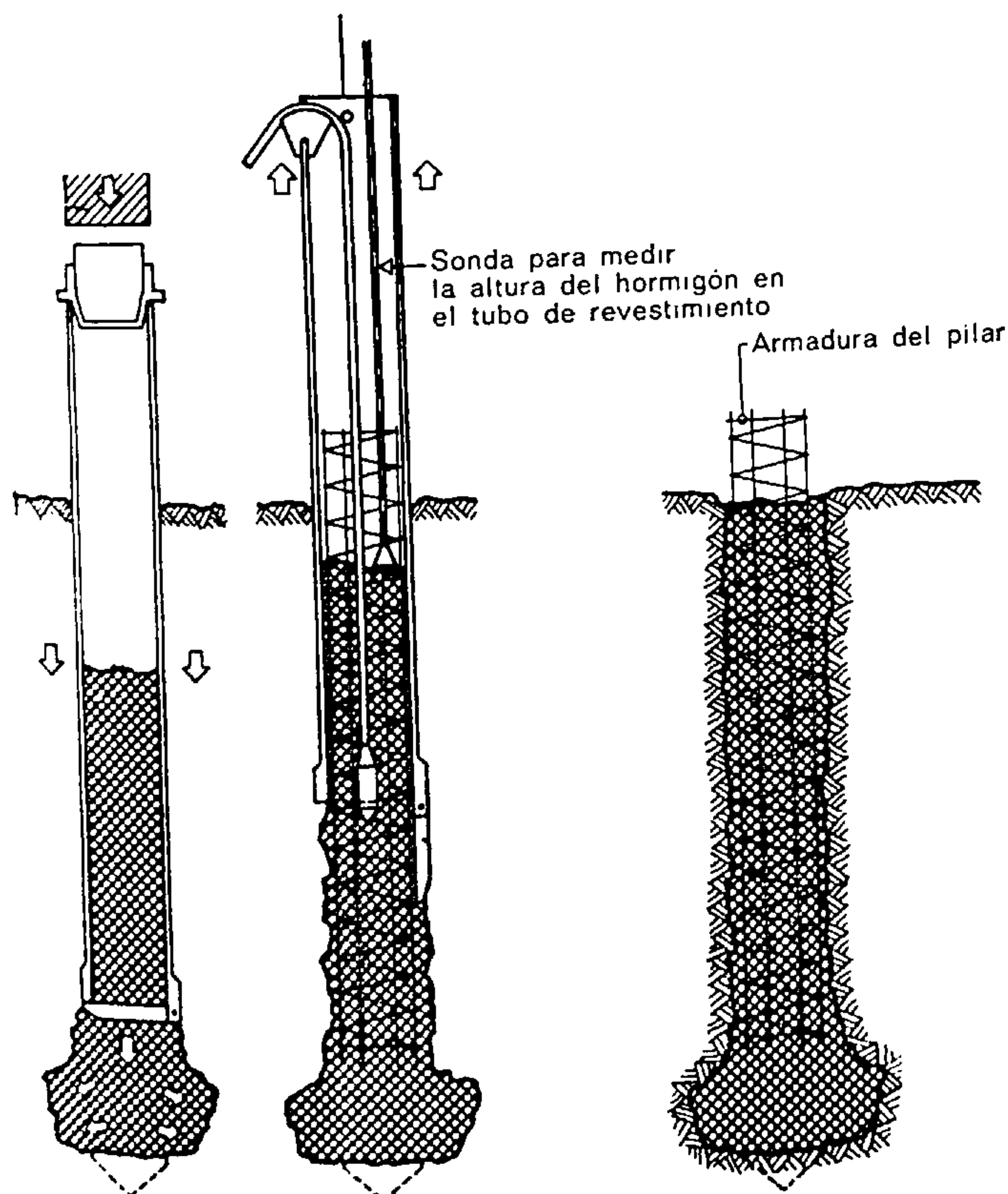


Fig. 281.
Realización
del bulbo,
golpeo de
la hinc

Fig. 282.
Introducción de la
armadura, hormigo-
nado, levantamiento
del tubo

Fig. 283.
Pilote terminado
(Sistema Zeissl.)

rona, el hormigón queda fuertemente comprimido, y al mismo tiempo se levanta el tubo. Esta elevación debe ejecutarse en forma tal que la extremidad del tubo se mantenga en contacto con el hormigón puesto en obra (fig. 277).

El sistema Zeissl permite la realización de pilotes de hormigón vibrado, moldeados en el terreno. Comprende las operaciones siguientes:

La hincada de los tubos hasta el terreno firme manteniendo cerrada la válvula o postiguillo de la base. Para facilitar la penetración se puede poner debajo de éste un cono de hormigón armado (fig. 278).

Una vez llegado al terreno firme se hormigona el pilote. El pervibrador se introduce al iniciar la operación (fig. 279).

La extracción del tubo de revestimiento debe efectuarse mientras se acciona el pervibrador. Bajo

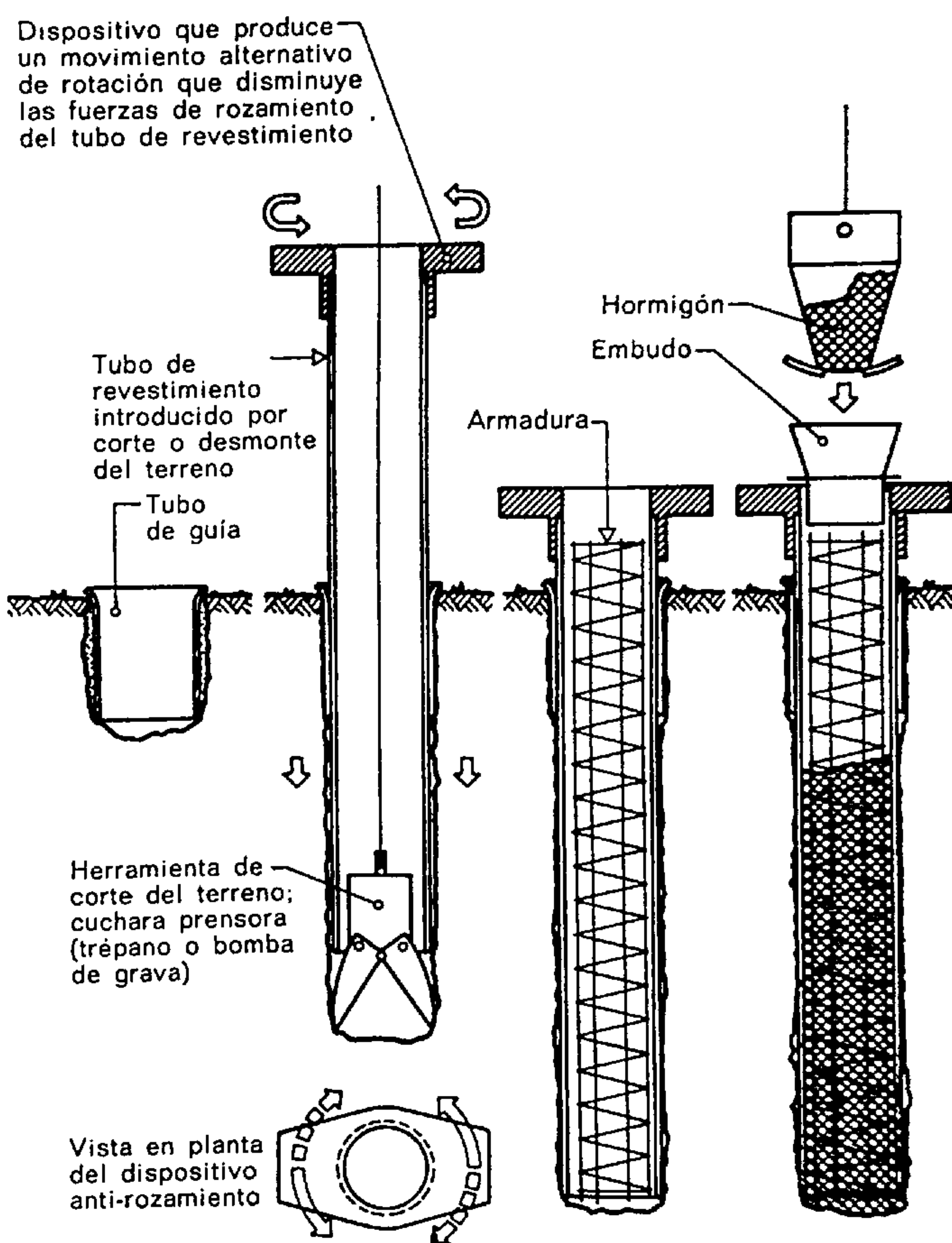


Fig. 284.
Separación

Fig. 285.
Corte y
desmante
del terreno

Fig. 286.
Colocación
de la
armadura

Fig. 287.
Hormigonado

(Pilote de perforación, amoldado al terreno - Hochstrasser-Weise.)

el efecto de dicha elevación se abre el postiguillo o tapa de base (fig. 280).

El descenso del tubo, por golpeo o hincada, provoca el cierre de la tapa de base y apisona fuertemente el hormigón formando así el *bulbo del pilote* (el tubo se vuelve a introducir hasta su primitivo nivel) (figura 281).

Introducción del pervibrador y en todo caso de una armadura (soldada y zunchada); luego, elevación del tubo y comprobación del nivel del hormigón dentro del tubo (fig. 282).

Una vez acabado el pilote, de un diámetro de 40 a 50 cm, puede recibir cargas hasta de 150 t (fig. 283).

El sistema Hochstrasser-Weise comprende las operaciones siguientes:

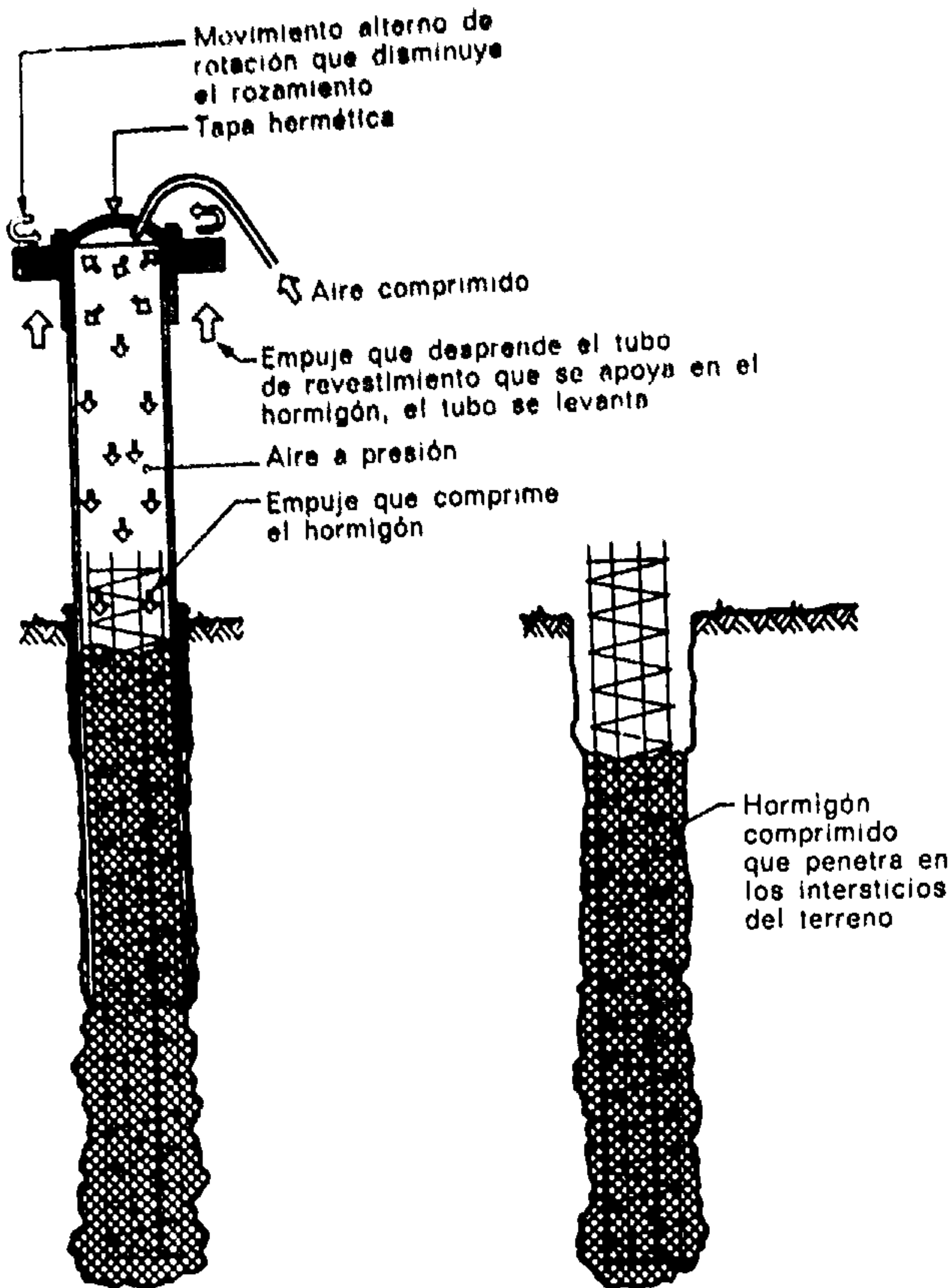


Fig. 288.

Compactación del hormigón y levantamiento del tubo por medio de aire comprimido

Fig. 289.

Pilote terminado (Hochstrasser-Weise.)

Colocación de un tubo de guía por los medios tradicionales, excavación y, luego, acañación. Esta pieza está destinada a asegurar la verticalidad del pilote que se desea construir (fig. 284).

La colocación y la introducción por la excavación abierta del tubo de revestimiento (cuyo diámetro tiene de 50 a 150 cm). Para facilitar el descenso del tubo en el terreno hay un dispositivo antirrozamiento a base de rotaciones alternativas en uno y otro sentido. El vaciado se efectúa mediante una cuchara prensora, un trépano o una bomba de grava, según la consistencia del terreno (fig. 285).

Después que la perforación ha llegado a la profundidad requerida, se introduce (eventualmente) una armazón o jaula de hierros soldados que sirve de armadura del hormigón (fig. 286).

El hormigonado se verifica, de acuerdo con la naturaleza del terreno con que se tropieza, por medio de cuchara ordinaria, de cuchara especial para hormigonar bajo el agua o por medio de conductos neumáticos (fig. 287).

La extremidad libre del tubo de revestimiento está obturada con una tapa hermética; luego, por inyección de aire comprimido por la parte superior del

tubo, se extrae éste, a la vez que se apisona energicamente el hormigón. Durante esta operación, se acciona el tubo con un movimiento rotatorio de sentido alternativo que disminuye las fuerzas de fricción. La compresión del hormigón durante toda la operación de extracción del tubo de revestimiento garantiza la continuidad del pilote así realizado.

El pilote, una vez acabado, presenta asperezas que se amoldan al tercero y aumentan así las fuerzas de rozamiento. El pilote acabado puede soportar cargas hasta de 300 t. Es posible constituir un bulbo en la base del pilote (figs. 288 y 289).

6. CIMENTACIONES EN TERRENOS MALOS

No es ya posible considerar los sistemas descritos precedentemente cuando se está en presencia de terrenos muy malos y las capas mejores están a profundidades prácticamente inaccesibles. Un terreno malo se caracteriza por su escasa cohesión y su débil aptitud de sustentación.

Los terrenos formados por arcillas o limos presentan inconvenientes.

La solución del problema de la construcción sobre esos terrenos debe buscarse ya en la fase de la concepción del proyecto. En efecto, mientras sea posible, se recurrirá a soluciones de estructura ligera (en tales casos se adoptan frecuentemente armazones metálicas que son más ligeras que las de hormigón) a fin de reducir considerablemente las solicitaciones debidas al peso propio. Además, las cimentaciones tendrán que asegurar una repartición de las cargas en el terreno de la manera más amplia y uniforme posible.

Se prestará especial atención a los peligros de asentamientos ulteriores de la construcción; a tal efecto, puede considerarse la posibilidad del pretensado o de la mejora del terreno.

6.1. CIMENTACIONES DE SUPERFICIE

Se recurrirá a las cimentaciones de superficie generalmente en forma de un zampeado de hormigón armado cuando se encuentra en la superficie una capa de terreno de espesor y naturaleza tal que pueda ser-

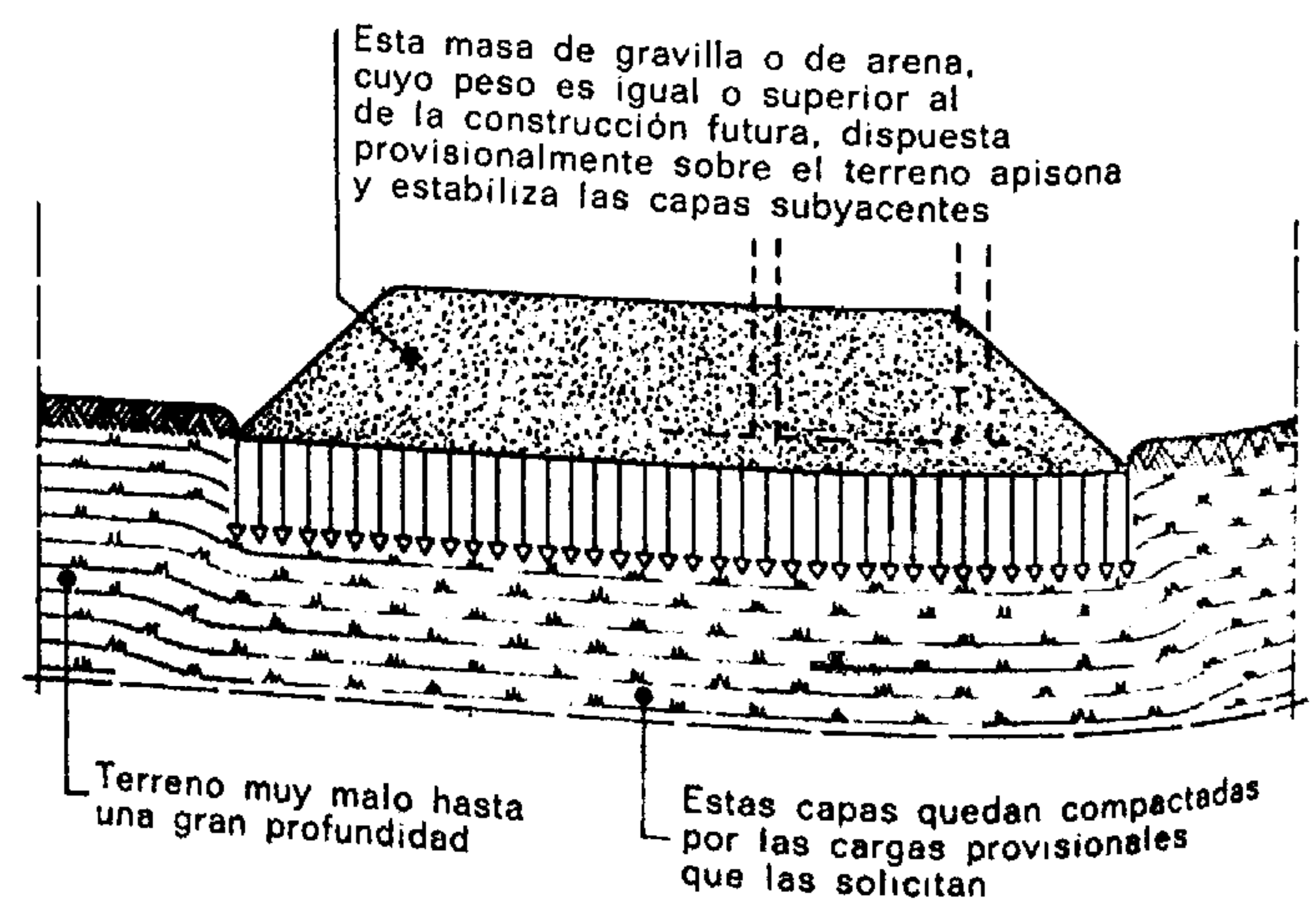


Fig. 290.

Cimentaciones por zampeado general de hormigón armado después de un previo asiento del terreno

vir de colchón distribuidor sobre el terreno subyacente.

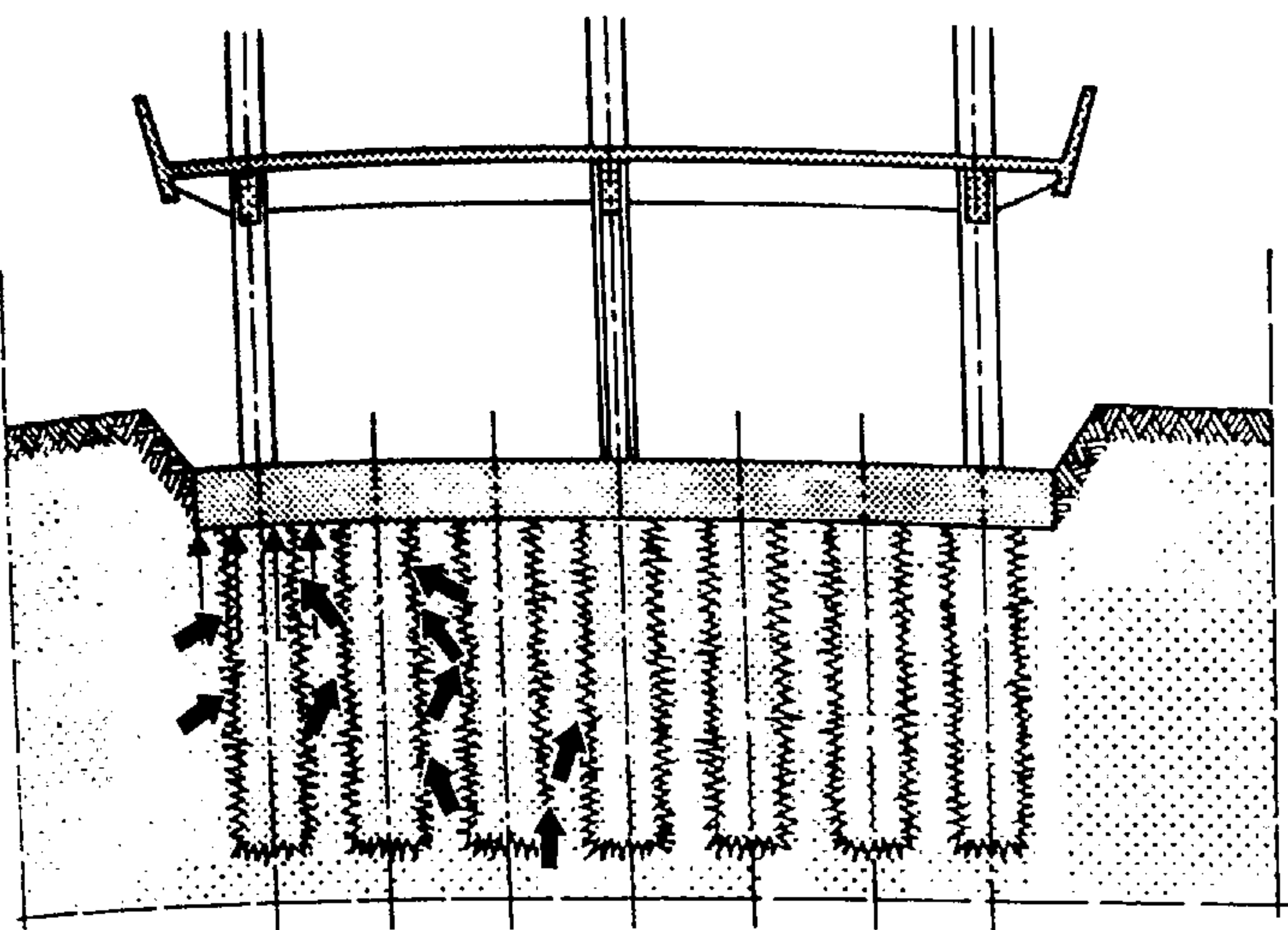


Fig. 291.

Cimentaciones sobre pilotes flotantes

Los pilotes flotantes, por las fuerzas de rozamiento que crean en el terreno, cooperan a la estabilidad de la construcción ayudando al zampeado a soportar las cargas.

6.2. CIMENTACIONES DESPUÉS DE ASIENTO PREVIO DEL TERRENO

Este procedimiento consiste en reemplazar una parte del terreno compresible por un macizo de grava o de arena. Esa masa, dispuesta en el emplazamiento de la futura construcción, provoca un asiento y luego una estabilización del terreno. Para obtener una eficacia máxima, es necesario que la sobrecarga provisional creada por el depósito de materiales sea superior a la que impondrá la masa de la construcción futura.

Sobre el terreno así estabilizado se establece un zampeado general de hormigón armado.

6.3. CIMENTACIONES SOBRE PILOTES FLOTANTES

La asociación de pilotes flotantes con un zampeado general permite repartir la carga de la construcción no sólo sobre la superficie edificada sino además, gracias al rozamiento de los pilotes introducidos, en la capa de terreno malo. Esta disposición, sin embargo, da lugar a asientos ulteriores producidos, por ejemplo, por vibraciones.

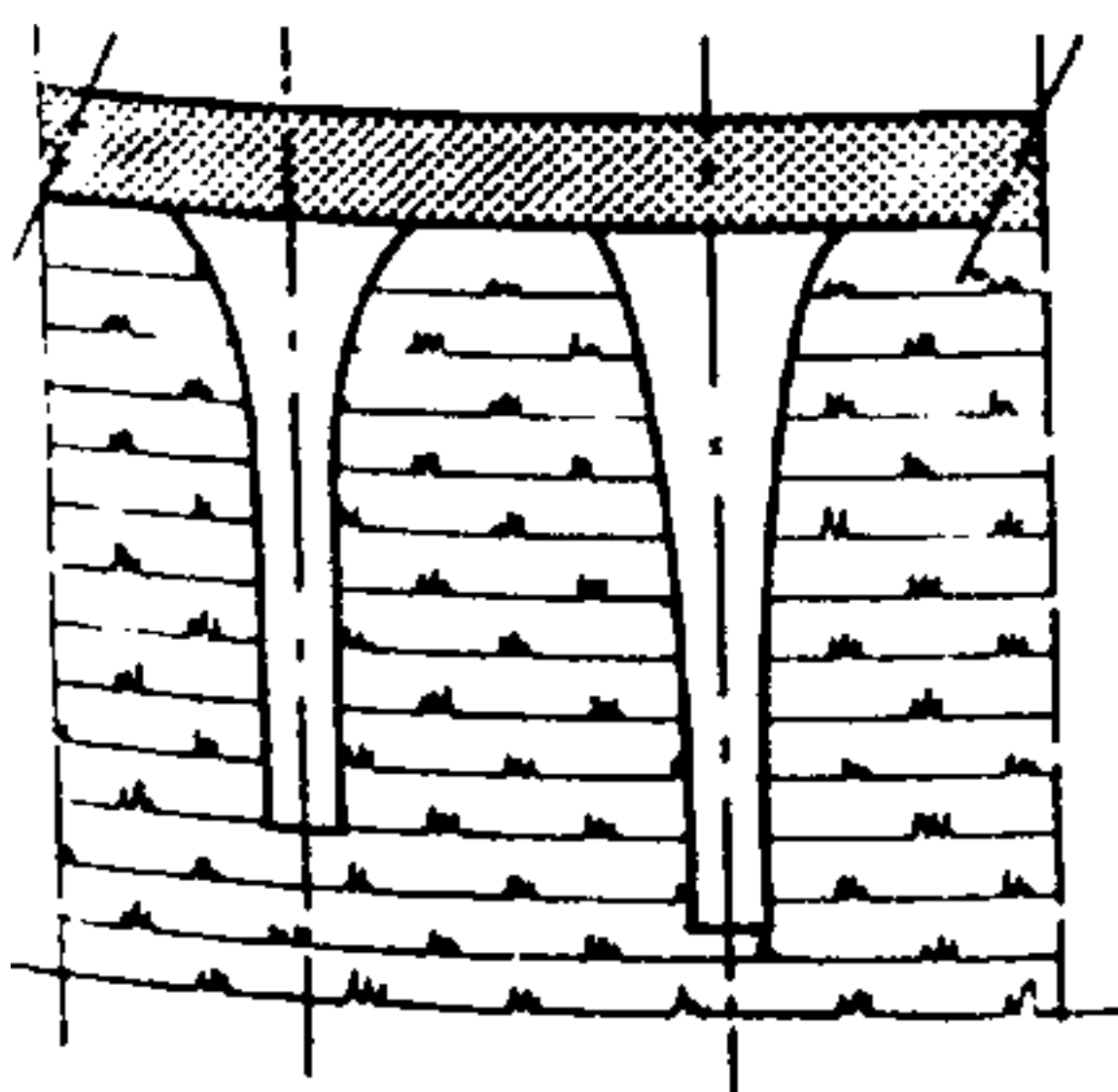


Fig. 292.

Los pilotes cónicos

Pueden aportar una valiosa ayuda para las cimentaciones en terreno malo.

6.4. CIMENTACIONES SOBRE PILOTES CÓNICOS

La forma cónica de los pilotes permite a estos últimos soportar fuertes cargas. En efecto, éstas pueden ser tres veces mayores con pilotes cónicos que con elementos cilíndricos cuyo diámetro fuese igual al de la base del cono.

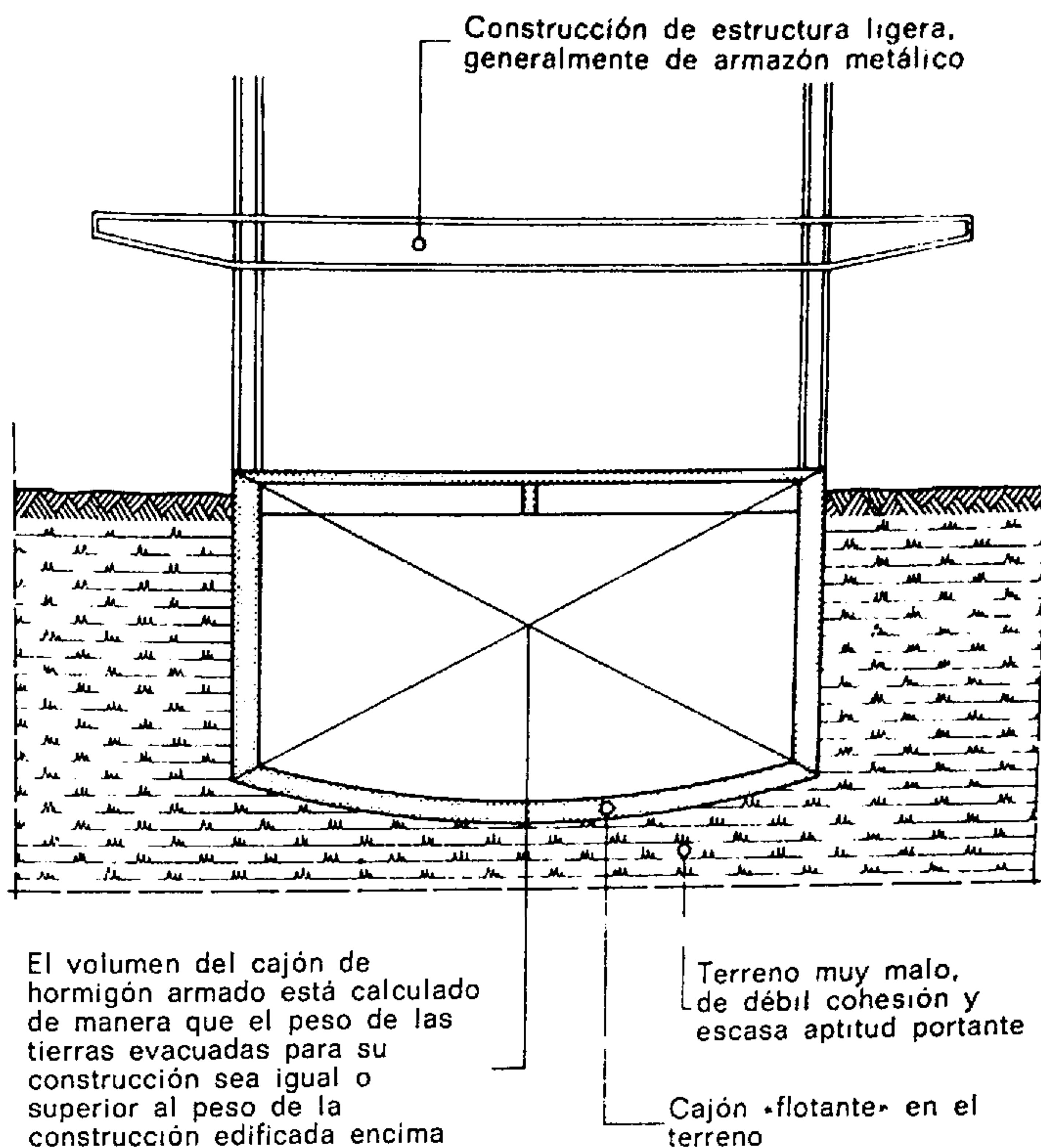


Fig. 293.

Cimentaciones por medio de cajón flotante

6.5. CIMENTACIONES POR MEDIO DE CAJONES FLOTANTES

Este procedimiento consiste en descargar las capas del terreno subyacente de un peso igual o superior al de la construcción futura.

Para ello se construye en el terreno un cajón estanco de hormigón armado tan ligero como sea posible y cuyo volumen corresponda al de las tierras desalojadas. Cuando la obra está edificada y en carga, la reacción transmitida al terreno malo es igual a la que soportaban antes las capas subyacentes.

La obra descansa sobre la cara superior del cajón, que "flota" así en el terreno bajo el efecto de un empuje de tipo hidrostático.

6.6. MEJORA DE LOS TERRENOS PARA PREPARAR LAS CIMENTACIONES

Además de los sistemas que acabamos de reseñar, pueden citarse:

- las *inyecciones* de cemento o de arcilla, que permiten consolidar ciertas capas de terrenos;
- los *pozos de arena*, columnas de materiales de aporte, construidas en los terrenos que transmiten las cargas recibidas a las capas profundas;
- los *drenajes*, constituidos por tubos o por capa filtrantes;
- las *vibro-flotaciones*, las *consolidaciones electroquímicas* o *electro-físicas*, que ya se salen del marco de esta obra.

7. JUNTAS DE ASIENTO

Una obra cualquiera que se añada a una construcción existente que ha sufrido ya un asiento puede construirse de dos maneras distintas:

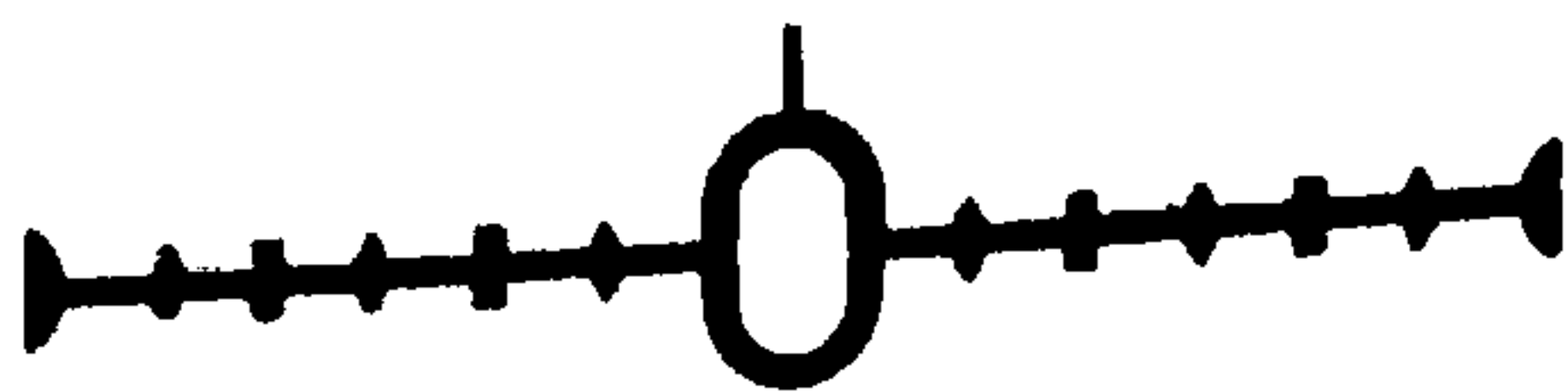


Fig. 294.
Juntura de
tipo Sika

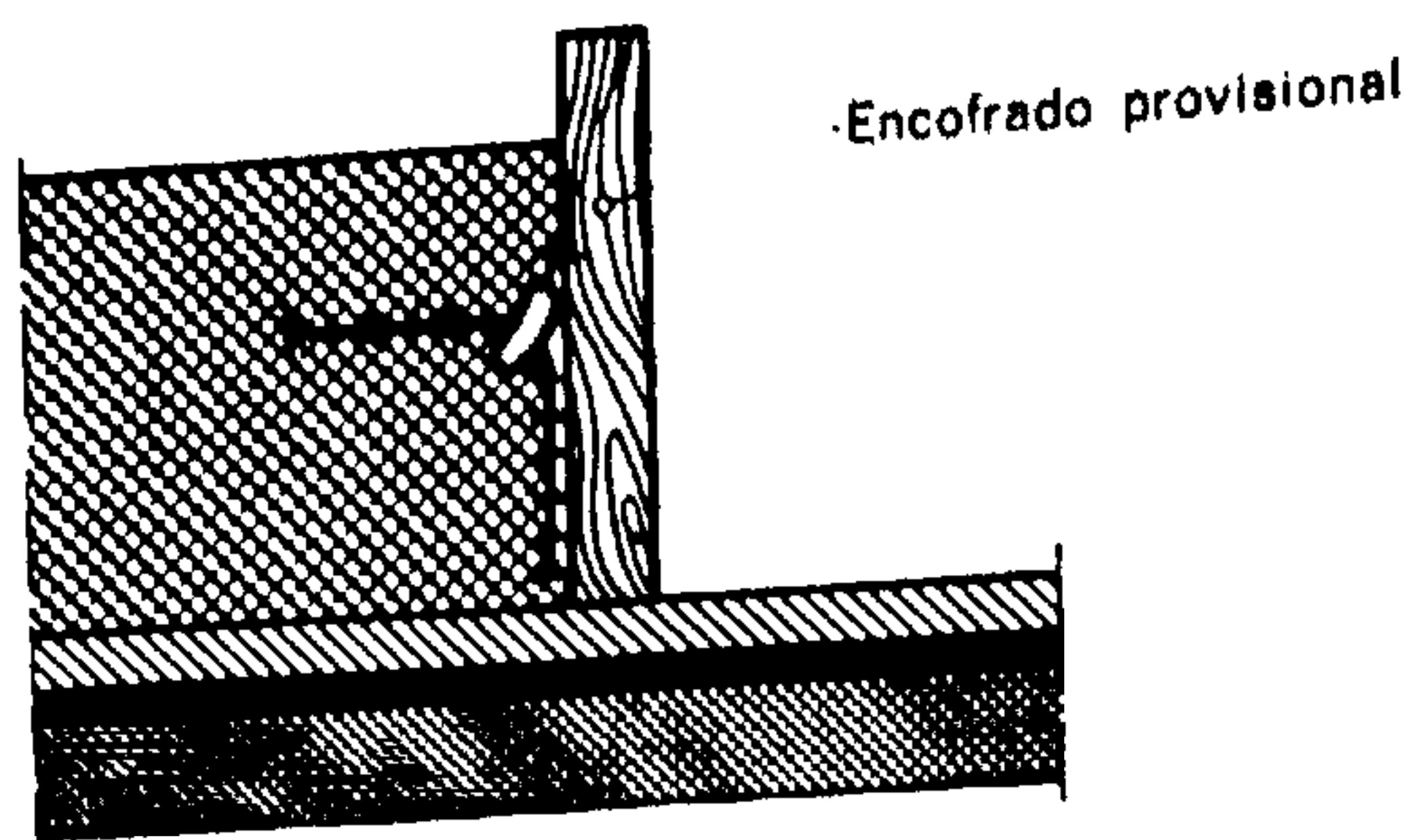


Fig. 295.

Realización de una juntura hermética en un zampeado o en una obra de hormigón (según documentación Sika)

Primera etapa de ejecución.

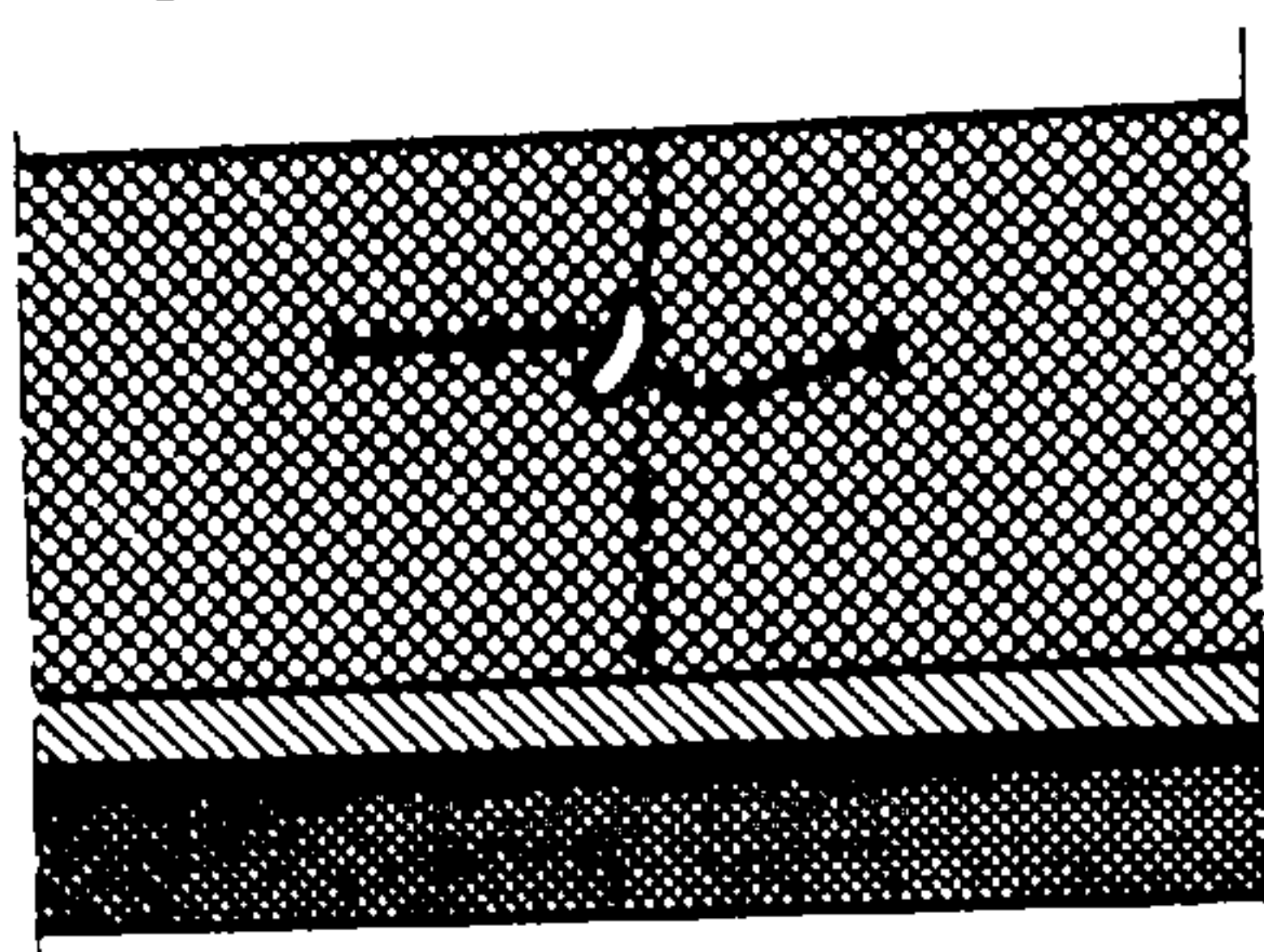


Fig. 296.

Segunda etapa de ejecución

En las construcciones de grandes dimensiones o asentadas sobre terrenos poco estables es necesario prever juntas de retracción y de asientos. La impermeabilidad y cierre hermético pueden obtenerse por interposición de juntas de goma o de plástico (P.V.C.) incorporadas al hormigón.

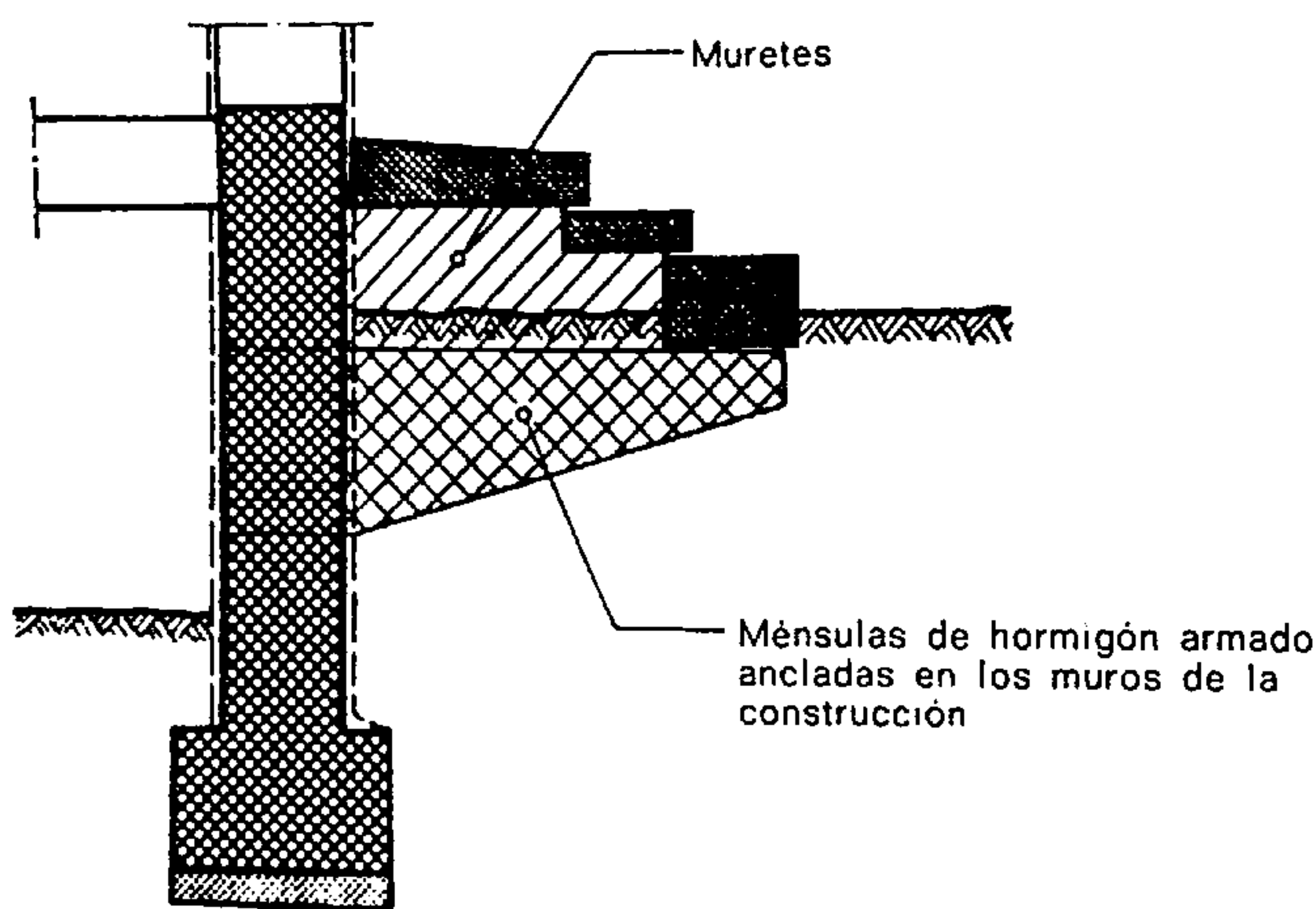


Fig. 297.

El enlace de obras pequeñas por medio de ménsulas solidarias de la construcción principal evita grietas poco agradables entre ambos elementos.

- a) Si el elemento añadido es de pequeñas dimensiones, es posible ligarlo a la obra principal construyendo unas ménsulas en las paredes de la obra existente (figs. 297 y 299).

En tal caso quedan eliminados los asientos.

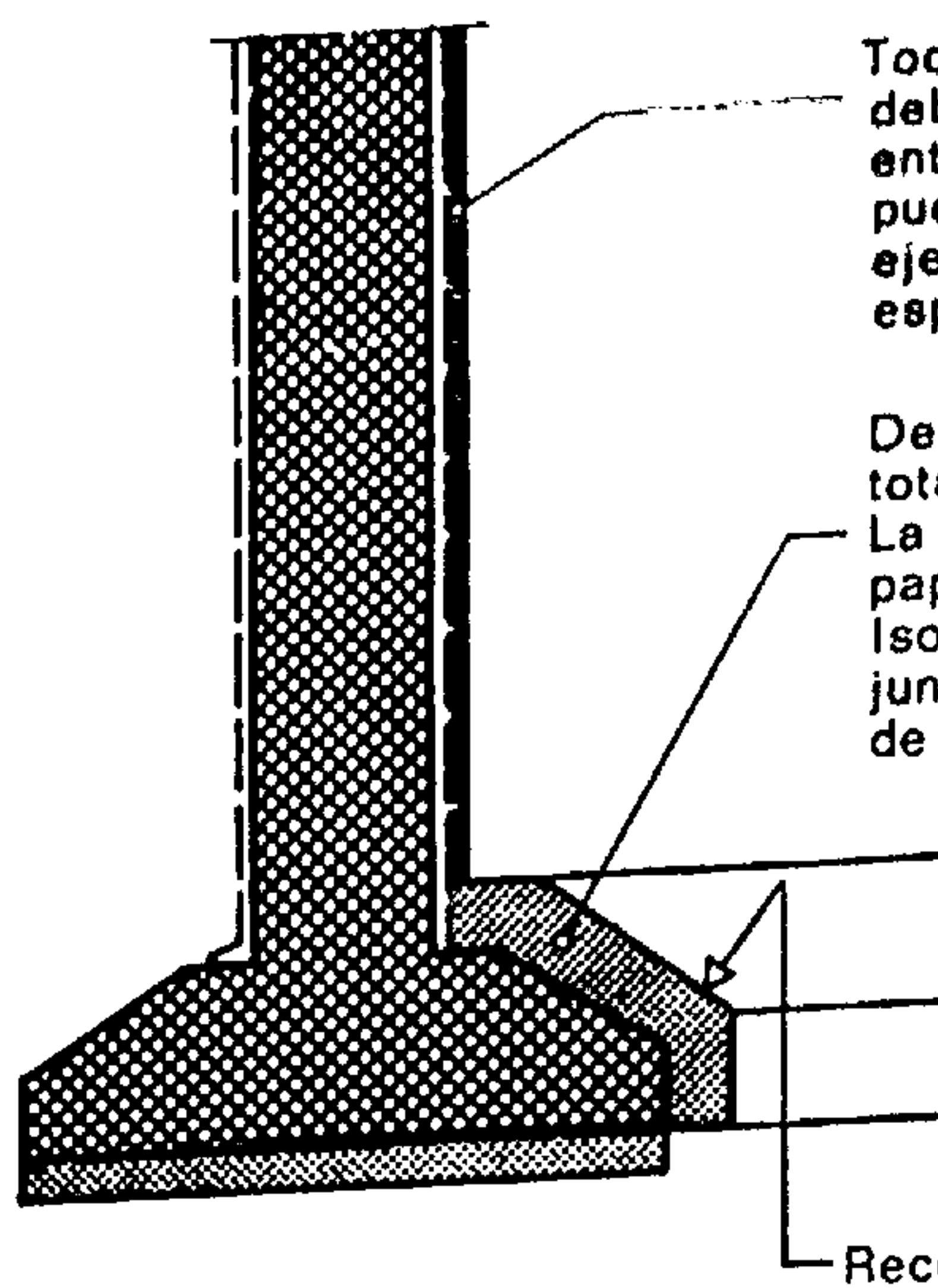


Fig. 298.

En el punto de encuentro de dos construcciones relativamente importantes, la junta debe ser acusada, marcada con claridad, y las dos obras descansando cada una de ellas sobre sus cimentaciones respectivas pueden trabajar libremente.

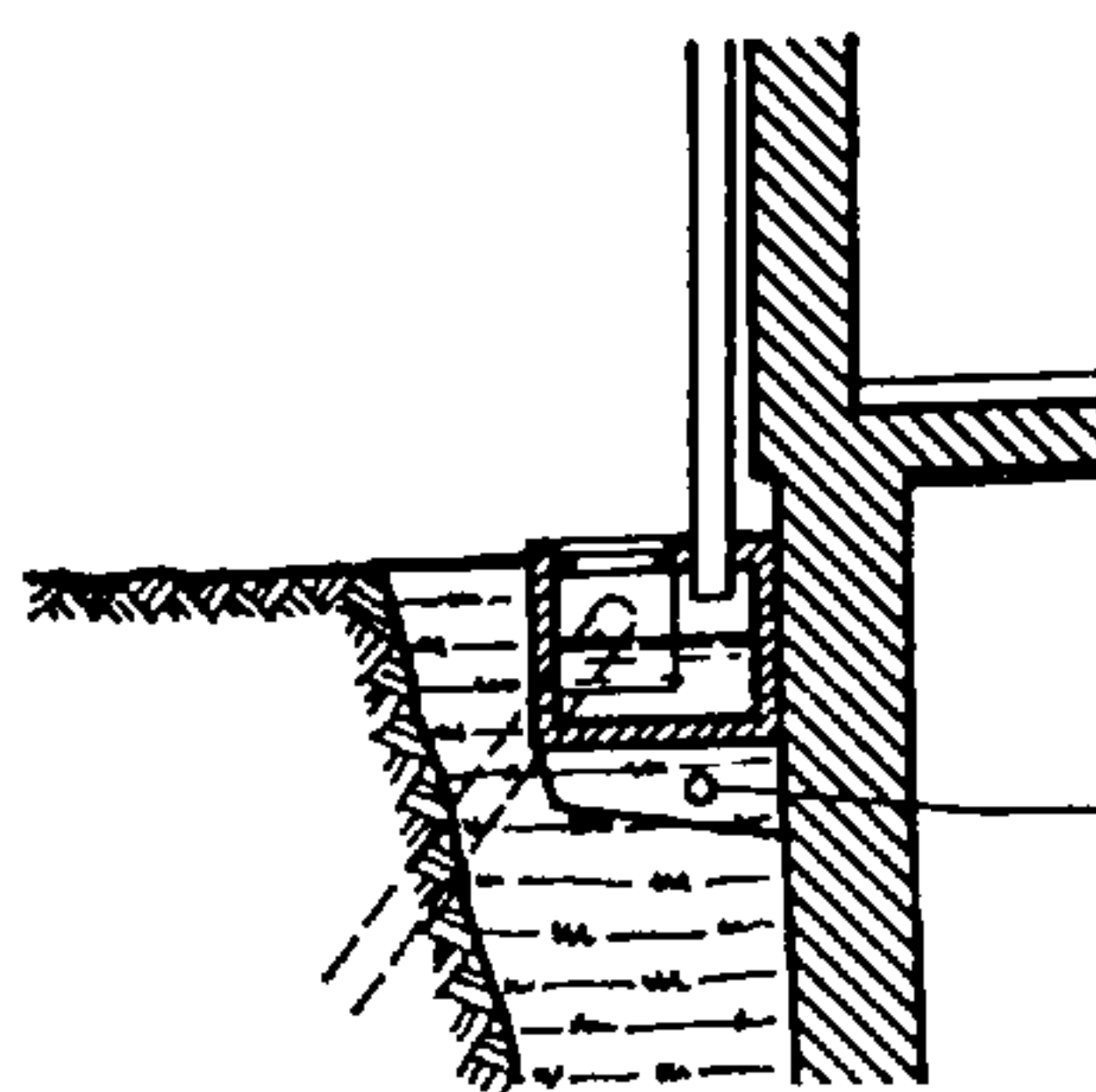


Fig. 299.

Depósito de depuración de aguas pluviales

Los depósitos depuradores deben ir colocados sobre ménsulas que aseguren su solidaridad con la construcción principal. Deben estar situados a una profundidad tal que el agua recogida esté a cubierto de las heladas.

- b) En cambio, si el anexo a construir es de un volumen más importante (aplicación de una galería descubierta, de una caja de escalera, o de una ampliación de gran superficie), deberá evitarse ligar las paredes nuevas con la construcción antigua. Las cimentaciones deben ser independientes unas de otras. La interposición de Pavatex o de Isorel permite evitar todo enlace entre los elementos que ya han sufrido asiento y los elementos nuevos.

Por otra parte, a fin de que no se produzcan las grietas que siempre resultan desagradables a la vista, es preferible marcar la junta de una manera clara y precisa.

La nueva construcción anexa, apoyada sobre cimientos propios, podrá así "trabajar" sin que aparezcan lesiones en los muros, en los cimientos o en las obras de enlace entre las dos construcciones (fig. 298).

CANALIZACIONES O ALBAÑALES, ALCANTARILLAS Y DRENAJES

1.1. INTRODUCCIÓN

Se llama canalizaciones o albañales de una construcción a la red de conductos que, enlazando los bajantes de aguas residuales y de aguas pluviales, conduce tales aguas al exterior del edificio. Cada construcción contiene una red de canalizaciones.

Las alcantarillas o cloacas forman un sistema que, reuniendo los albañales particulares e industriales, recogiendo las aguas superficiales con o sin el concurso de un avenamiento o drenaje, las evacua hacia una corriente de agua, una vez que fueron sometidas a tratamiento. Las alcantarillas o cloacas están, pues, instaladas en una zona cuya densidad de población es importante o donde lo exige el saneamiento del terreno.

La forma de su sección y las dimensiones que debe darse a los conductos dependen de los caudales que hay que evacuar y de la pendiente que puede tener.

Los albañales y cloacas se construyen generalmente a profundidades tales que las pongan al abrigo de las heladas. (Profundidad: véase el Cap. VI, *Cimentaciones*, párrafo 1.2.)

Los albañales se construyen a base de tubos prefabricados de sección circular, de hormigón, gres, fibro-cemento y, a veces, de fundición o de resina sintética (plástico).

Para las alcantarillas o cloacas cuyo caudal circulante es más importante y cuando el diámetro necesario excede de 50 cm, es interesante emplear tubos de sección oval. Están prefabricados con hormigón para las secciones corrientes, o se construyen *in situ* para dimensiones más importantes. Los con-

ductos de sección circular se hacen con hormigón armado centrifugado, con super-hormigón, etc.

Antes de abordar los problemas del dimensionado importa definir la calidad y características de las aguas que circularán por los conductos:

Las aguas pueden ser clasificadas en tres categorías diferentes:

A. *Las aguas residuales domésticas*, siempre de idéntica naturaleza, no presentan peligro alguno de corrosión para los tubos.

Por otra parte, ciertas materias en suspensión, al depositarse en las paredes, provocan una autoprotección de los tubos contra la agresividad ocasional de ciertas aguas. Con un caudal circulante casi constante, esas aguas provienen de las cocinas, lavaderos, W.C., cuartos de baño, etc.

B. *Las aguas residuales industriales*, cuyas características de calidad y naturaleza dependen de su procedencia, pueden ser diferentes. Desde este punto de vista, es oportuno mencionar el peligro de agresividad de las aguas que contienen ácidos, grasas minerales u orgánicas, sales diversas, etc. Así, pues, las aguas residuales de los laboratorios, fábricas de productos químicos, tintorerías, garajes, talleres, etc., deben ser objeto de un estudio detenido.

Ciertas aguas residuales pueden presentar peligros reales de contaminación del vecindario y de ataque u obstrucción de las canalizaciones.

Resulta por lo tanto obligatorio que, mediante un sistema de depuración previa, se eliminen o neutralicen las sustancias no admisibles en las conducciones. Por regla general, son las siguientes:

Tabla 14. — *Influencia de ciertas materias sobre las canalizaciones.*

Materias a excluir	Causas
Ácidos	ataque del hormigón, del hierro, etc.
Sosa cáustica	ataque del hormigón, del hierro, etc.
Aceites y grasas minerales	obstrucción de los conductos
Aceites y grasas orgánicas	producción de jabones
Aceite pesado (mazut)	mezclas explosivas
Gases, vapores, venenos	peligro de contaminación del vecindario,
	destrucción de organismos vivientes
Sales sulfurosas y sulfúricas	formación de yeso o de calcio
Desperdicios gruesos	obstrucción de los conductos
Agua caliente a más de 40°	evaporación de las materias nocivas

Lo mismo que las aguas residuales domésticas, las aguas residuales industriales suelen circular según caudales casi constantes en una misma red; unas y otras deben ser sometidas a tratamiento antes de que sean vertidas al exterior.

- C. Las aguas atmosféricas, procedentes de precipitaciones, pueden ser recogidas en superficie por las cubiertas, las calles, las plazas, etc., o en profundidad por los avenamientos o drenajes. Estas aguas cuya cantidad es variable contienen a veces arenas y grava que pueden dañar las canalizaciones, por rozamiento y desgaste mecánico. En cambio, esas aguas son neutras y no presentan peligro alguno de corrosión química para las conducciones. Pueden además ser vertidas sin riesgo alguno en los medios naturales.

1.2. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Una red de cloacas o alcantarillados puede estar concebida según dos sistemas principales:

- el sistema unitario y
- el sistema separativo.

Fig. 300.

Alcantarillas del sistema unitario

Todas las aguas se recogen en una misma canalización.

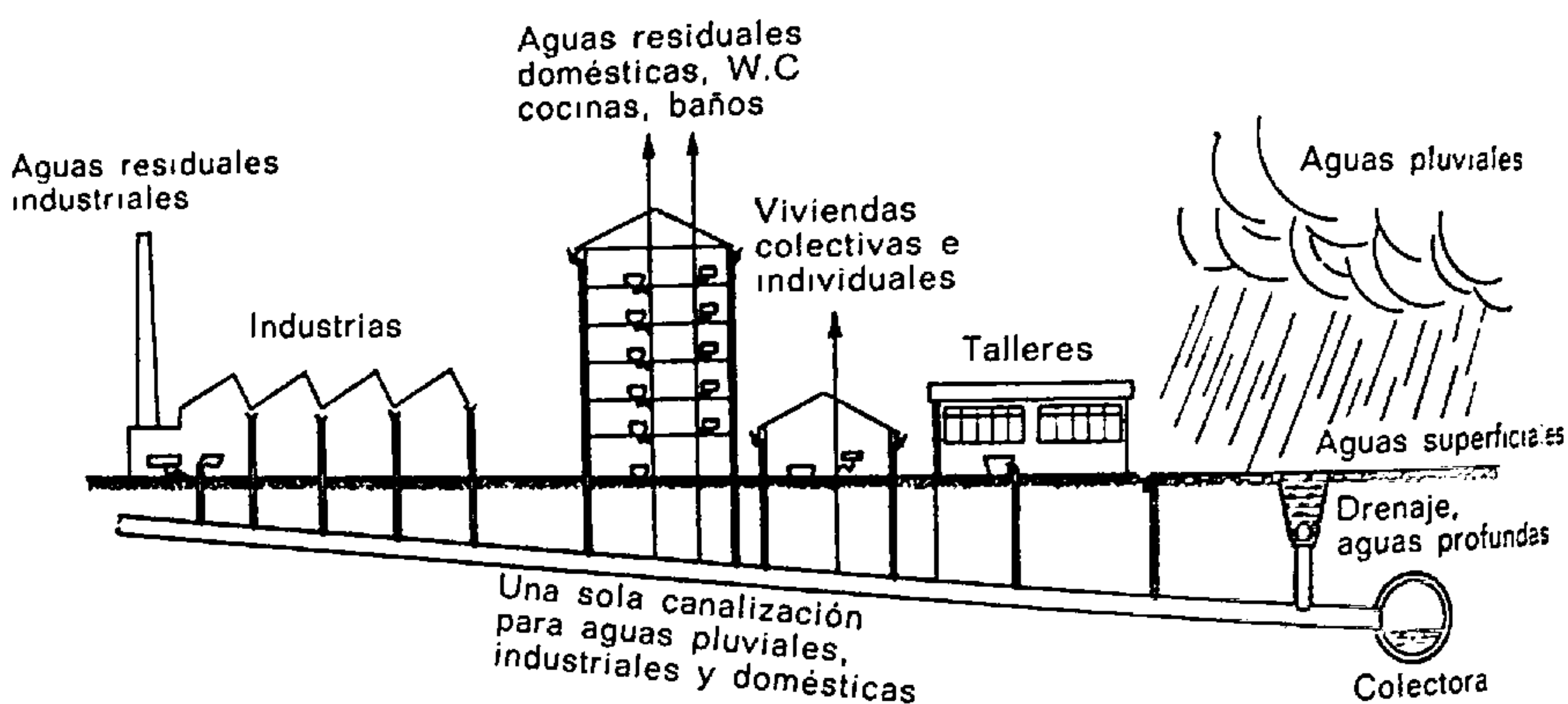
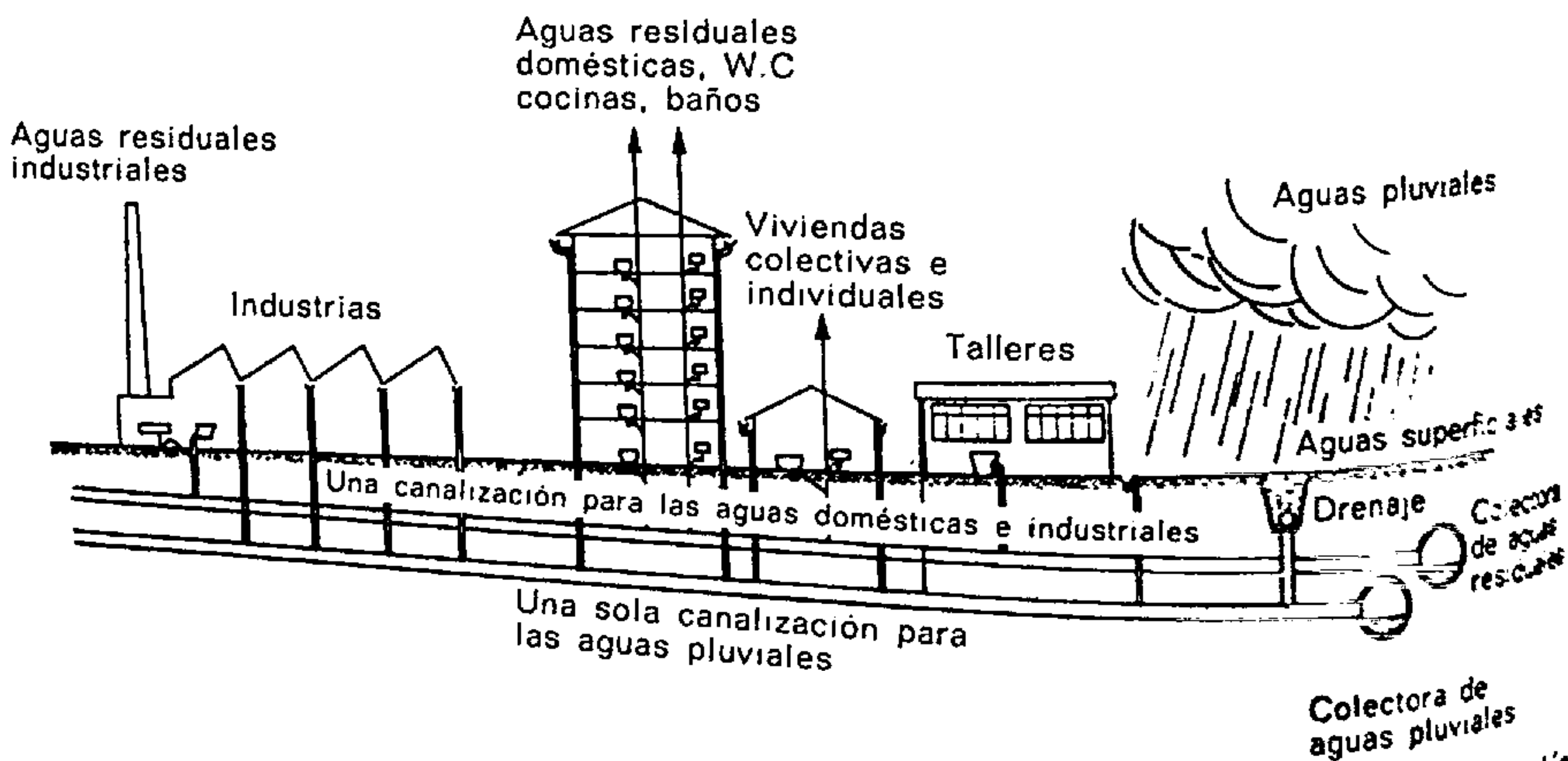


Fig. 301.

Alcantarillas del sistema separativo

Una canalización recoge las aguas pluviales o atmosféricas y otra las aguas residuales e industriales.



El sistema unitario comprende una canalización o albañal que recoge todas las aguas (fig. 300) cuyo tratamiento antes de tirarlas o extenderlas sobre las tierras de labor se hace difícil por la importancia de las variaciones del caudal circulante en las tuberías.

El sistema separativo comprende dos canalizaciones paralelas una de las cuales recibe las aguas domésticas e industriales cuyo caudal es casi constante, y la otra, las aguas procedentes de las precipitaciones atmosféricas y por consiguiente de caudal o volumen circulante eminentemente variable. El cau-

dal regular de las aguas que hay que someter a tratamiento antes de su devolución a la naturaleza facilita el tratamiento en cuestión (fig. 301).

Cualquiera que sea el sistema adoptado para recoger las aguas y con el fin de reducir al mínimo los peligros de desperfectos en los conductos, es preciso colocar depuradores suficientemente grandes para retener la arena y las piedras. Por otra parte, las aguas sucias y residuales recogidas en las cloacas deben ser neutralizadas previamente, y eliminadas las grasas por medio de separadores adecuados.

2. CANALIZACIONES EN LOS EDIFICIOS

2.1. BAJANTES DE AGUAS SUCIAS Y DE AGUAS PLUVIALES

En una construcción las aguas sucias o residuales procedentes de W.C., cuartos de baño, lavaderos y cocinas son recogidas por bajantes independientes de los destinados a las aguas pluviales. El número de bajantes depende de la disposición de la planta y de los volúmenes de las aguas a evacuar.

Esos bajantes, que no soportan generalmente más

que una pequeña presión, pueden ser de fundición sanitaria (fundición ligera), de acero, resina sintética (plástico) o fibro-cemento. Cada tubo bajante debe llevar a su pie un registro en previsión de limpieza. Por otra parte, esos tubos deben prolongarse hasta más arriba de la cubierta a fin de constituir la ventilación primaria de los bajantes.

Los bajantes exteriores de aguas pluviales suelen ser de palastro emplomado o galvanizado, de zinc, cobre o a veces de fundición. Su parte inferior, llamada *delfín*, expuesta a choques y deformaciones,

hace de fundición o de acero, cualquiera que sea el material empleado en el resto del bajante.

Los empalmes de los diferentes servicios con los bajantes se ejecutan con tubo de plomo, de fundición, acero o resina sintética.

Cada aparato de servicio debe ir provisto de un sifón u otro dispositivo análogo que impida la salida de olores de la alcantarilla. A tal efecto la barrera de agua mínima de dichos sifones debe ser:

de 100 mm para los sifones de patio, de aguas pluviales, etc.

de 70 mm para los servicios sanitarios, lavaderos, etc.

de 50 mm para los sifones de W.C.

La ventilación secundaria de los aparatos suprime el riesgo de aspiración de la barrera de agua de los sifones. Esta ventilación es obligatoria siempre que los aparatos estén situados a más de 2,50 m del bajante (su diámetro mínimo es de 1" para los lavabos y de 1" 1/4 para los otros aparatos, lo cual corresponde a 27 y 32 mm de diámetro).

El cálculo de los desagües de las instalaciones sanitarias está basado generalmente en los caudales

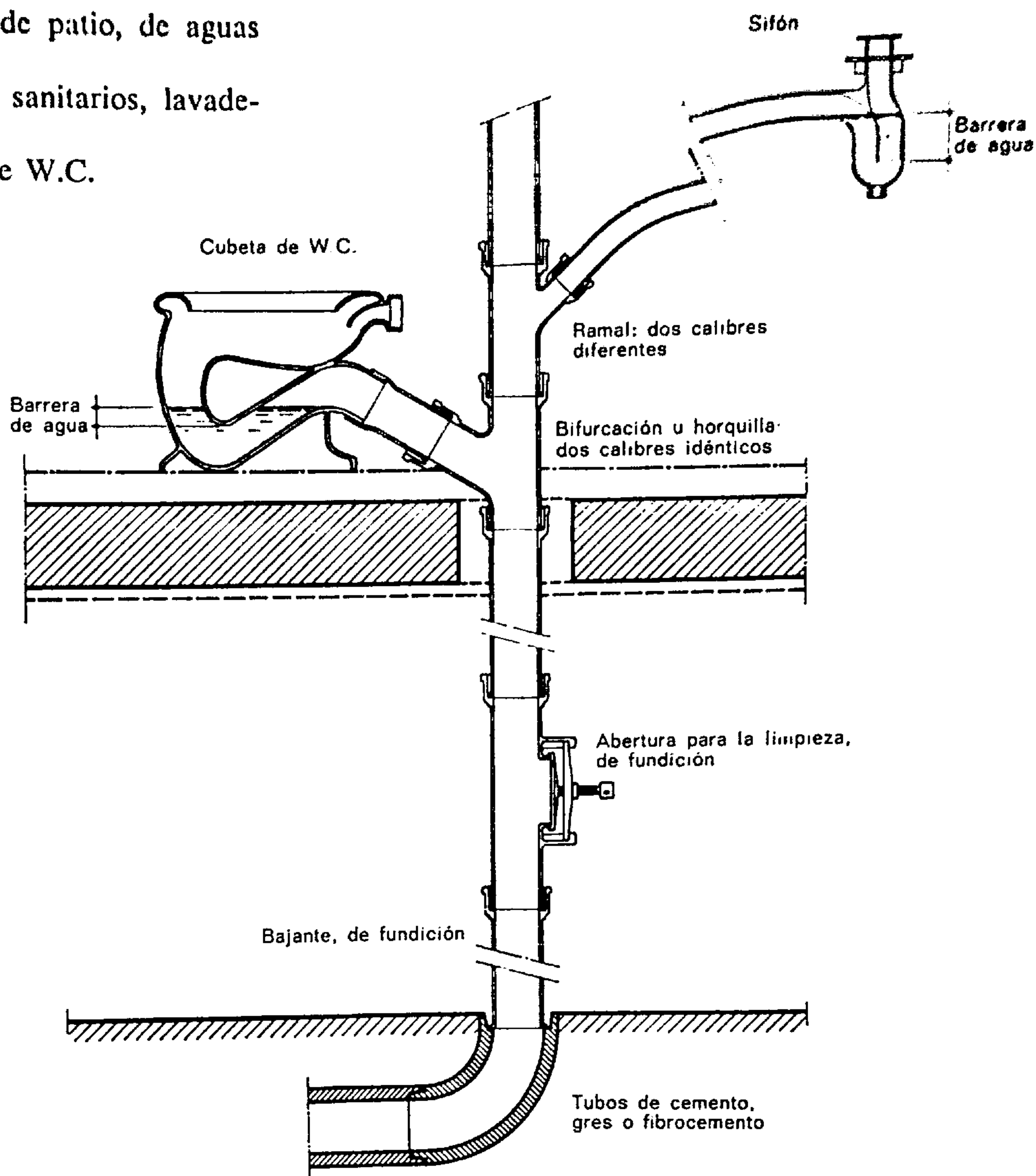


Tabla 15. — Caudales circulantes de aguas residuales y calibres de los desagües de las instalaciones sanitarias.

Aparatos	Caudal en l/s	Ø del sifón en mm	Ø del tubo de enlace, en mm
Lavabo	0,7	32	40
Lavamanos, pila de agua	0,5	27	27
Bañera	1,0	40	50
Ducha	0,5	40	50
Fregadero de cocina	1,0	40	50
Bidet	0,5	32	40
Urinario individual	0,7	32	50
W.C. ordinario	1,5	80	100
W.C. a la turca	2,0	80	100
Basurero	1,5	40	50
Pila-lavadero	0,7	40	50
Lavadora	1,0	40	50
Sifón cogefangos	0,5 a 0,8	40 a 50	60

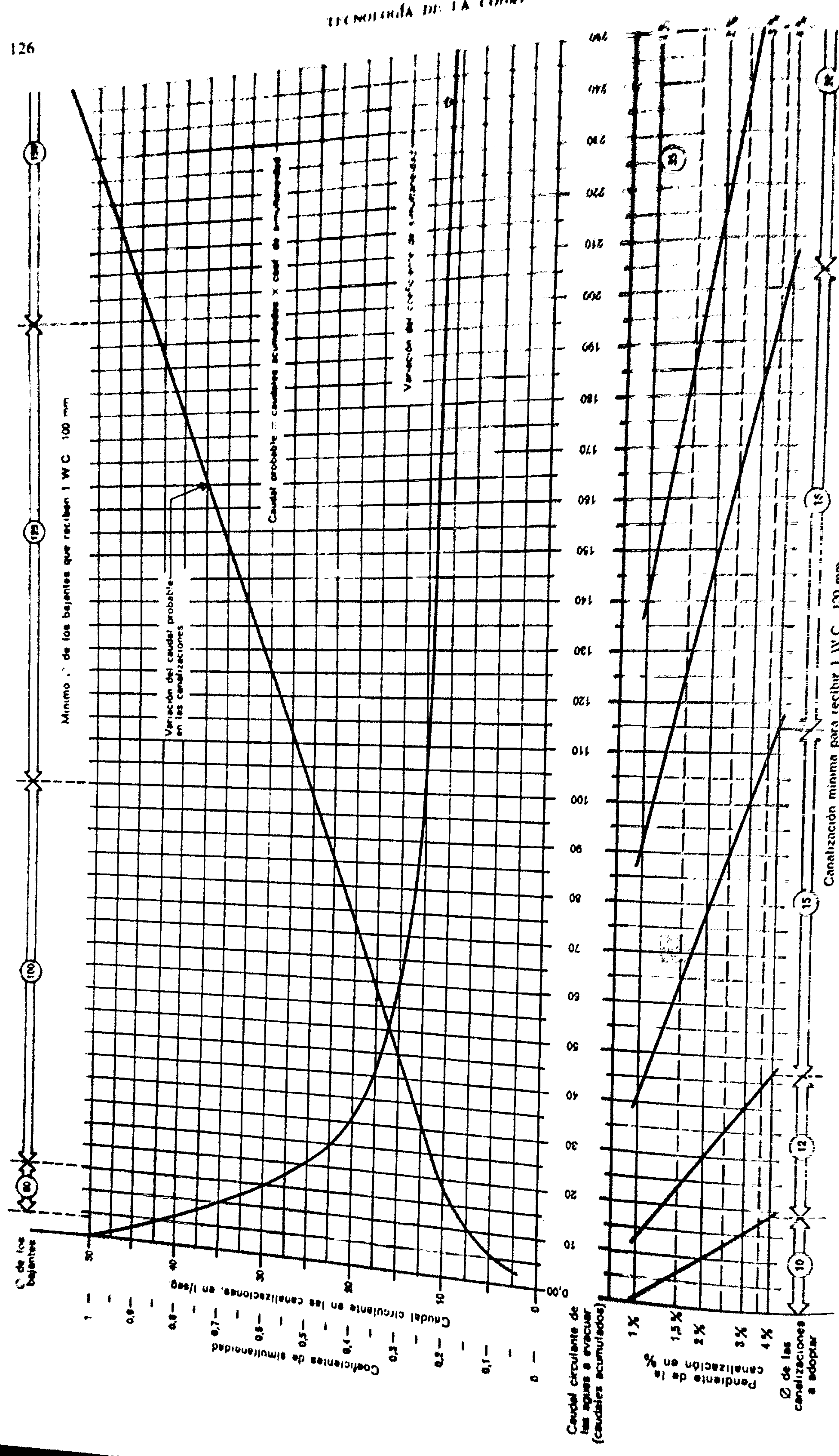


Tabla 16. — Gráfico que sirve para determinar con rapidez el diámetro de las canalizaciones de evacuación de las aguas residuales, en función del caudal total circulante máximo y de la pendiente en cm por m.

Caudales circulantes acumulados; adición de los caudales circulantes unitarios (véase la Tabla 15).

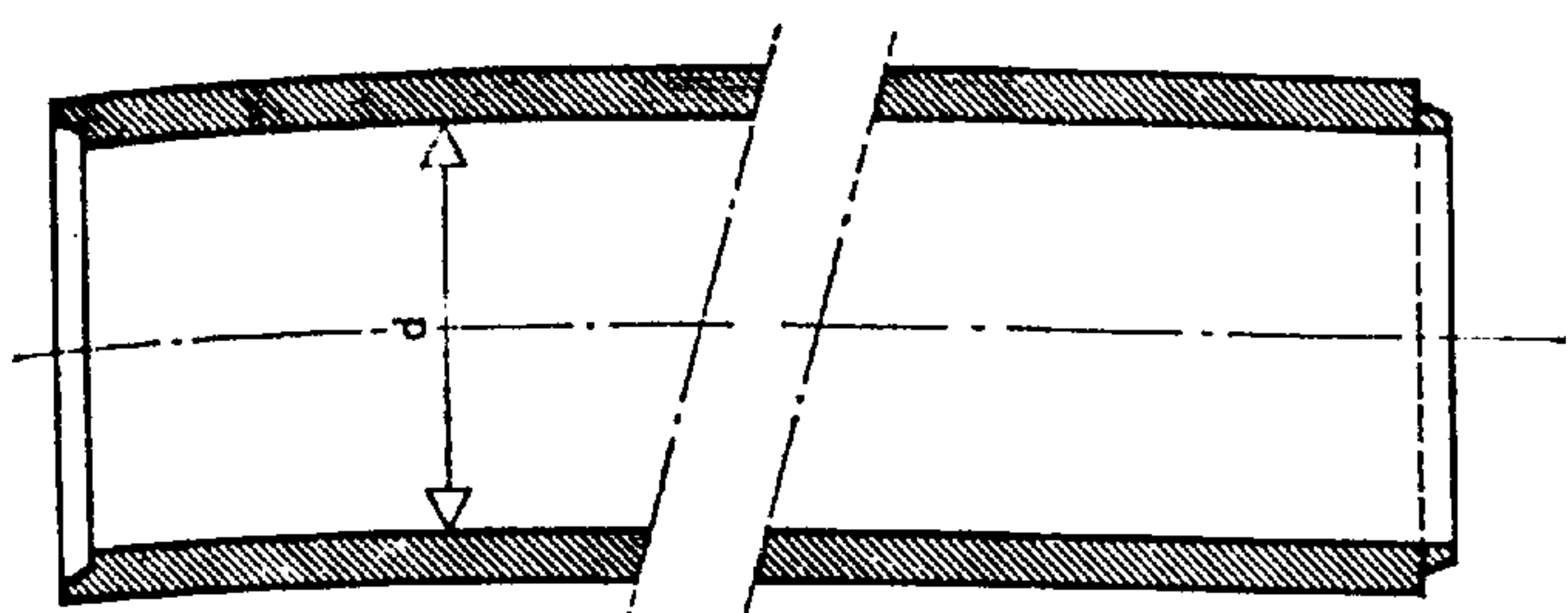


Fig. 303.

Tubo de hormigón armado centrifugado o de hormigón sin armar con ajuste sencillo

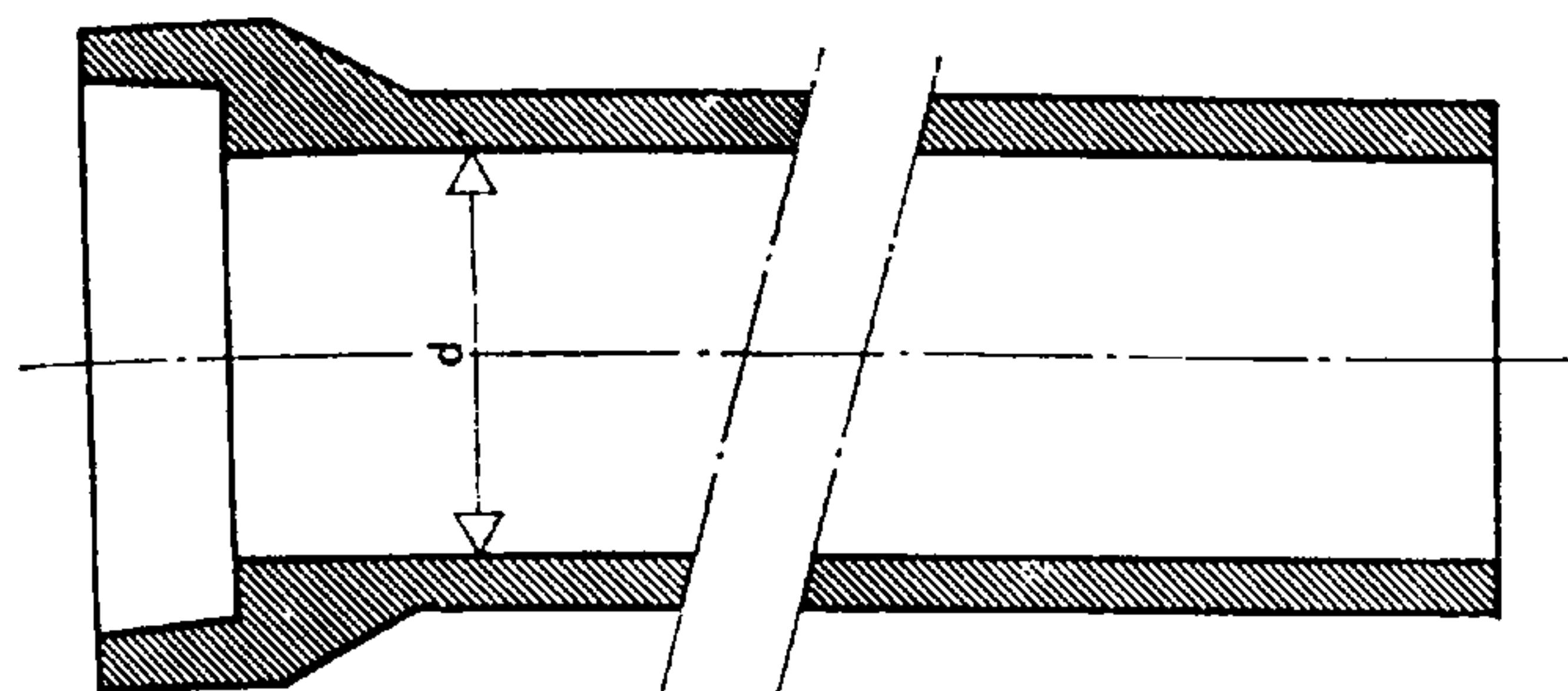


Fig. 304.

Tubo de hormigón armado centrifugado con ajuste de campana

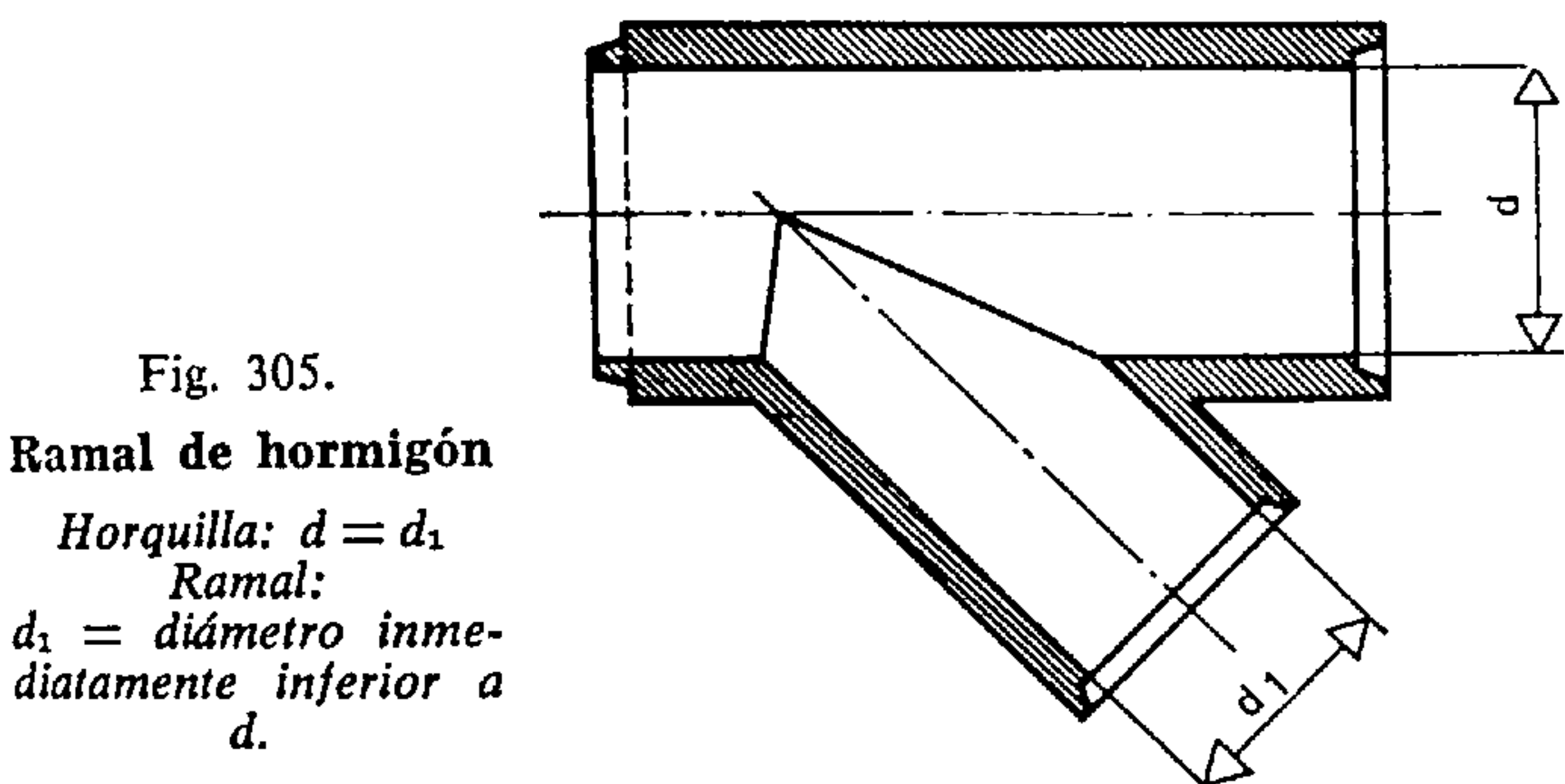


Fig. 305.

Ramal de hormigón

Horquilla: $d = d_1$

Ramal:

$d_1 =$ diámetro inmediatamente inferior a d .

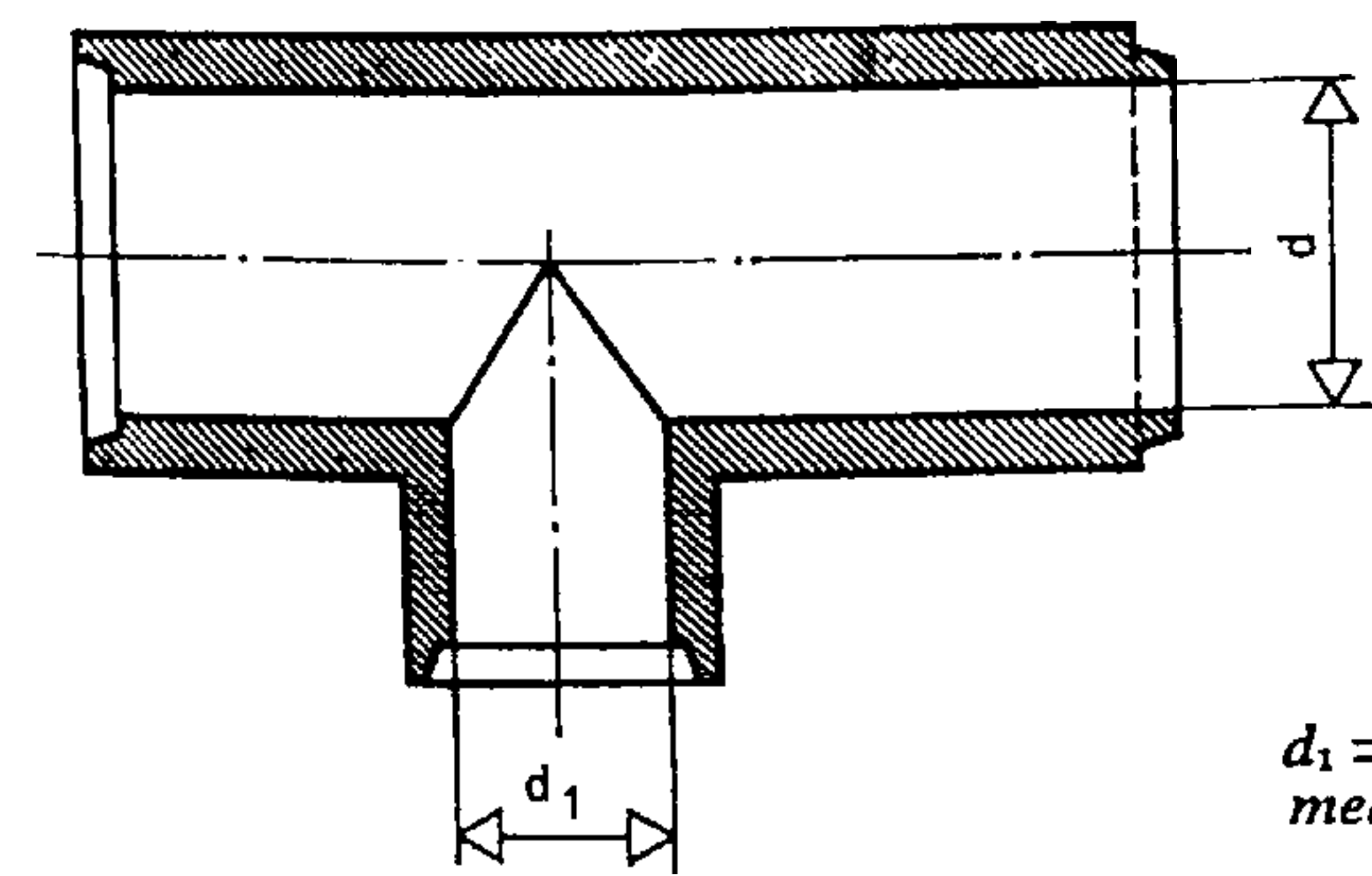


Fig. 306.

Te

$d_1 = d$ o
 $d_1 =$ diámetro inmediatamente inferior a d .

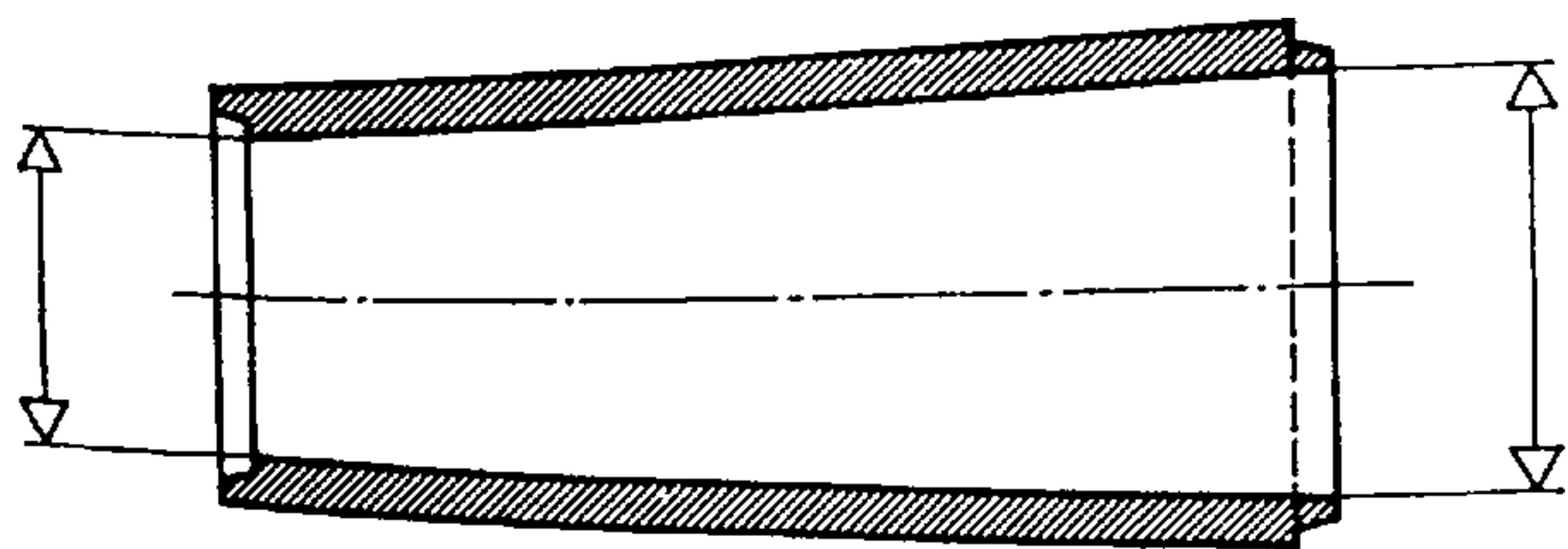


Fig. 307. — Reducción

Permite modificar fácilmente el diámetro de una tubería.

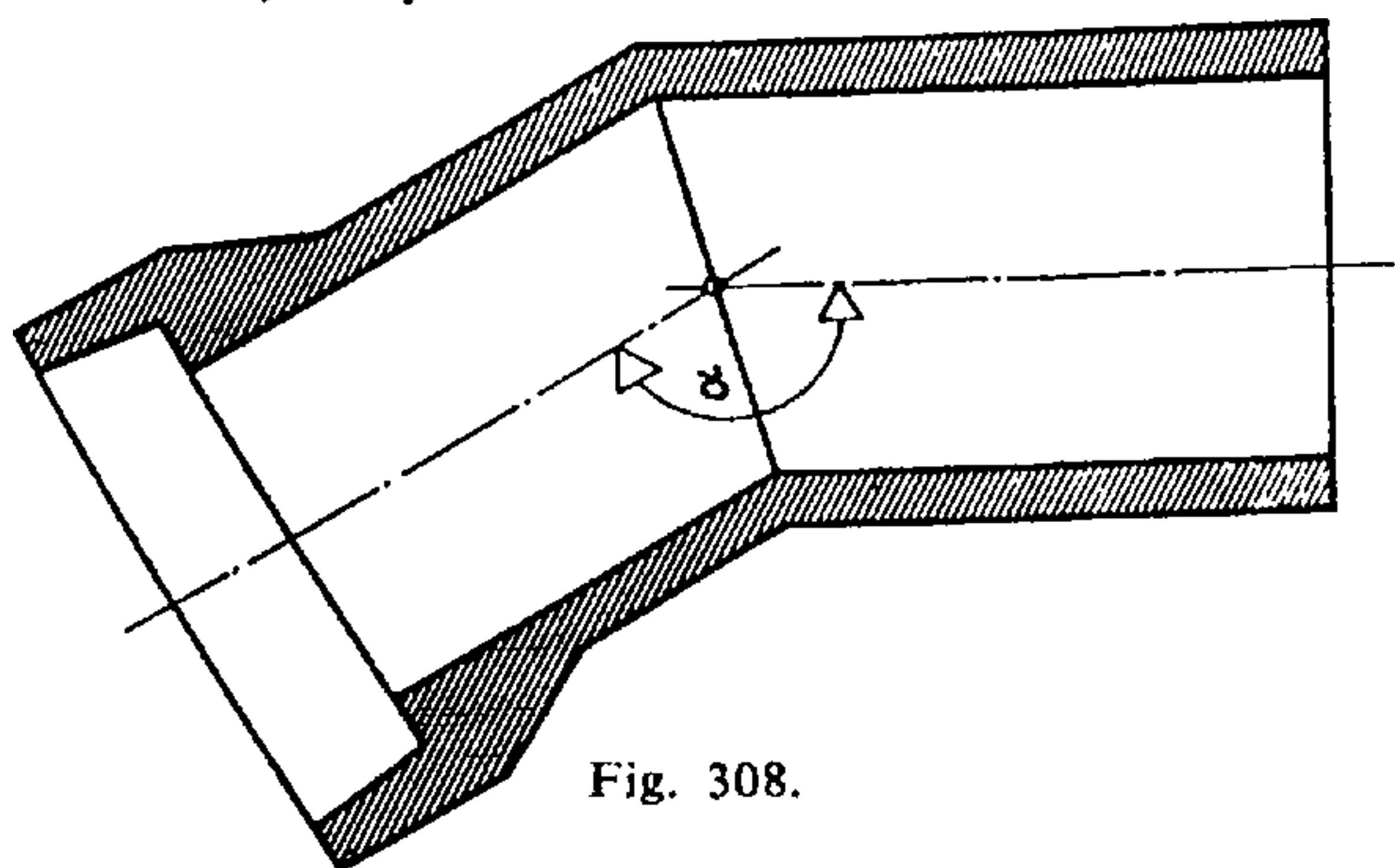


Fig. 308.

del vaciado que están indicados en la Tabla 15. A título de orientación, esta tabla indica además el diámetro del sifón y del conducto de enlace del aparato.

El diámetro de los bajantes que reciben varios desagües se determina por el examen de la Tabla 16.

Los bajantes que reciben el ramal de un W.C. deben tener un diámetro por lo menos de 100 mm.

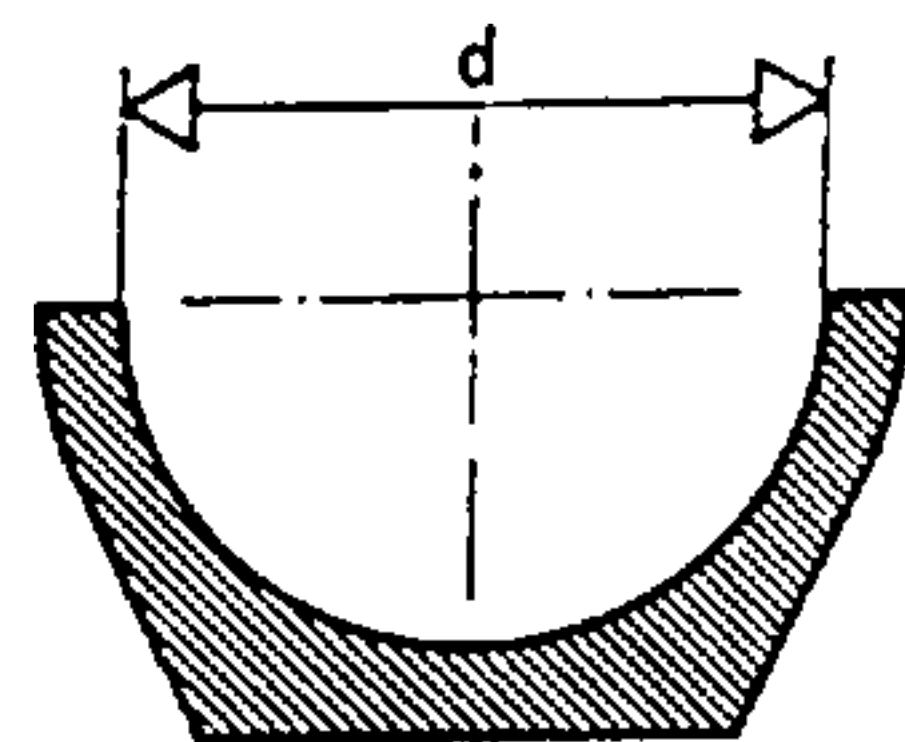
2.2. CANALIZACIONES «HORIZONTALES»

Estas canalizaciones o albañales situados bajo el suelo son obra en general de los albañiles. Se hacen con tubos de cemento o de gres barnizado y, a veces, de fibro-cemento o resina sintética.

Fig. 309.

Canalones

Sirven para guiar las aguas en la superficie del suelo.



El diámetro de los conductos «horizontales» se elige con relación al de los bajantes. Habitualmente, en instalaciones pequeñas, se cuenta para:

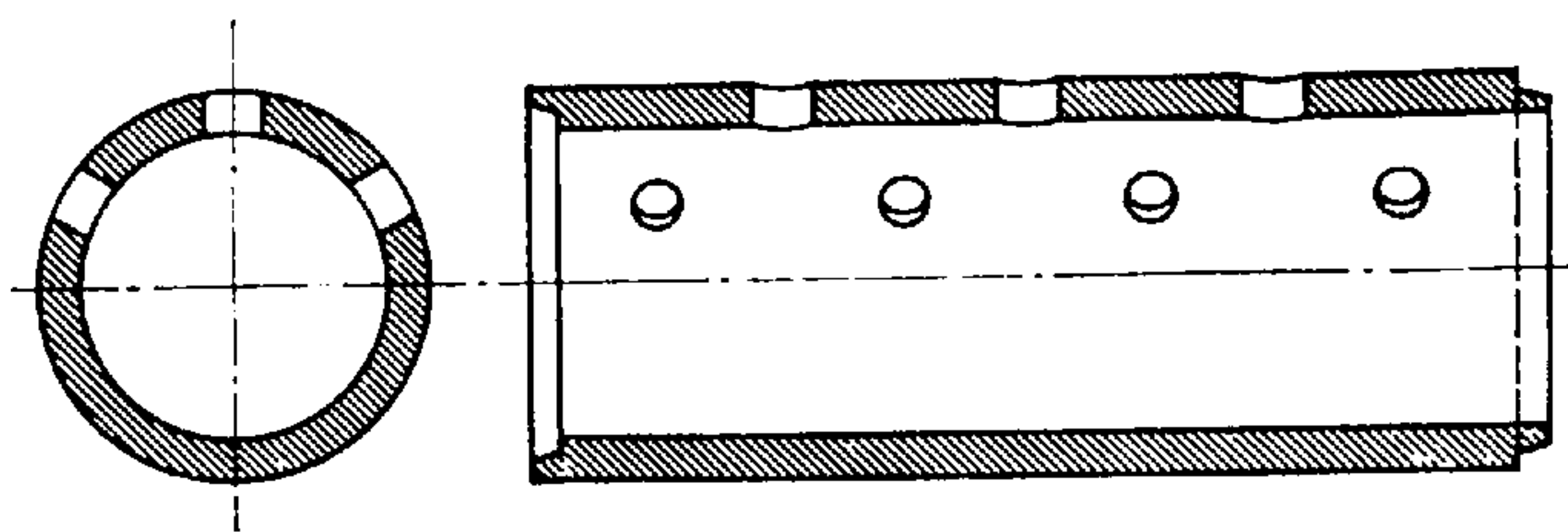


Fig. 310.

Tubo de cemento perforado

Se emplea en los drenajes y para recoger las aguas que rezuman.

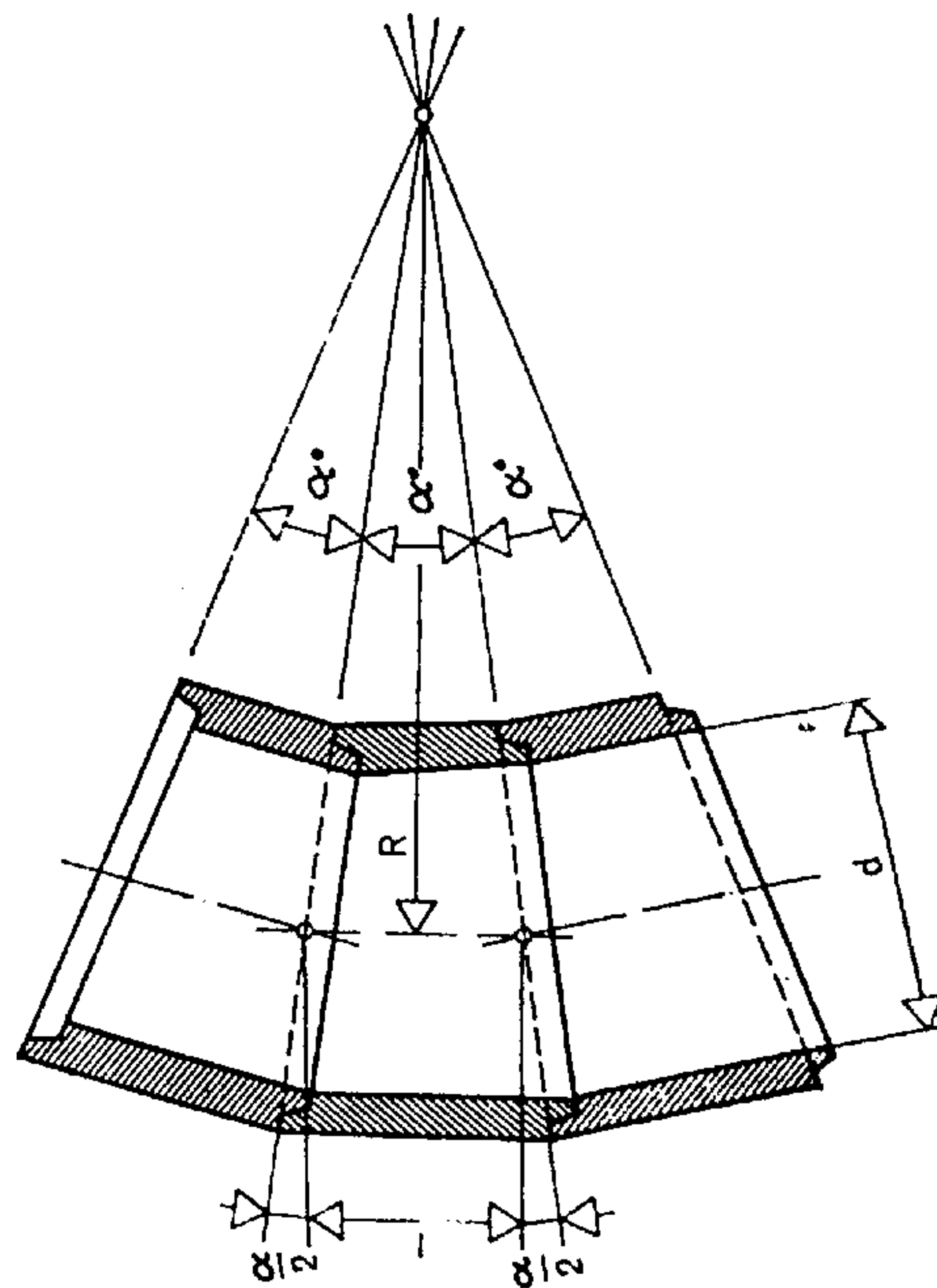


Fig. 311.

Tubos ssgados

Sirven para realizar tuberías curvas, cuyo eje tiene un radio grande. (l y α deben adaptarse al radio de curvatura R .)

Fig. 308.

Codos

Se ejecutan en fábrica para satisfacer las exigencias del trazado. Una vez colocados en obra se rodean de hormigón para que no les afecten las presiones.

la canalización o albañal de un W.C. 12 cm Ø
 la canalización o albañal de un cuarto de baño o de una cocina 15 cm Ø
 la canalización o albañal de un bajante de aguas pluviales 10 cm Ø

En caso de que se reúnan muchos aparatos o muchos bajantes en un mismo albañal, se tiene en

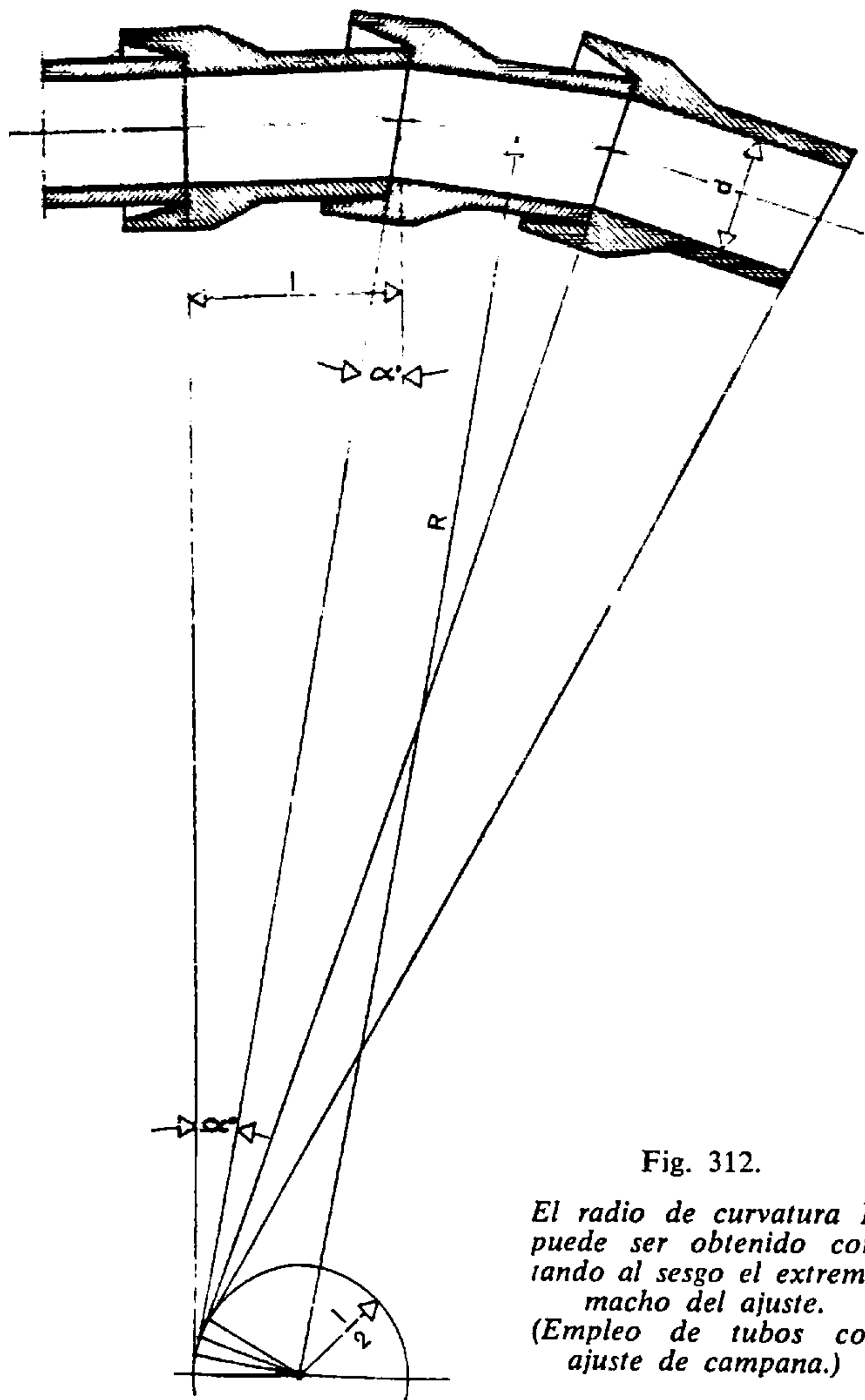


Fig. 312.

El radio de curvatura R puede ser obtenido corriendo al sesgo el extremo macho del ajuste. (Empleo de tubos con ajuste de campana.)

cuenta la suma de los volúmenes circulantes o caudales unitarios empleando los valores dados por la Tabla 15. Como quiera que no es simultáneo el empleo de los aparatos, conviene aplicar un coeficiente destinado a reducir el caudal o volumen circulante total unitario de la canalización o albañal (gráfico 16).

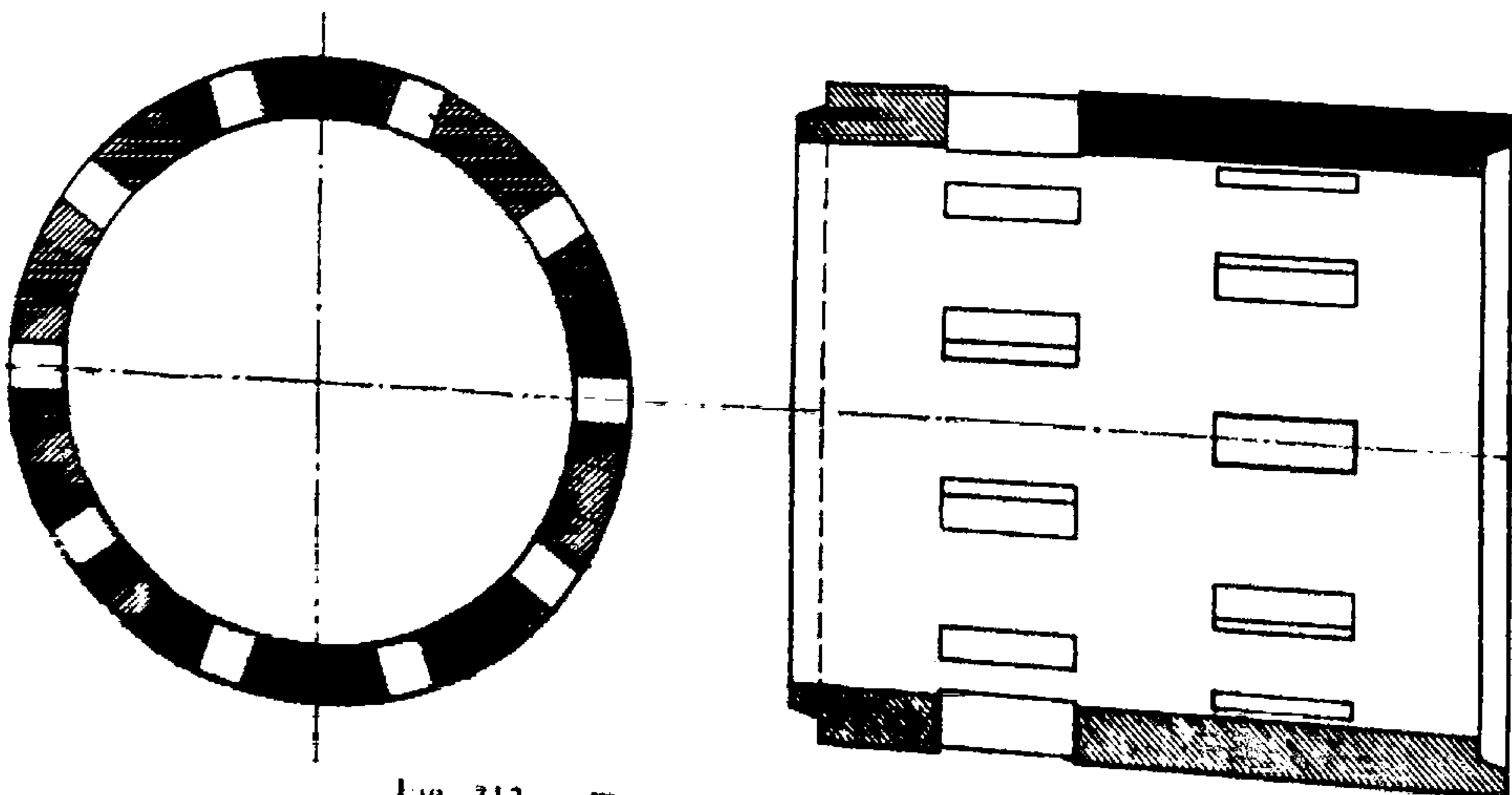


Fig. 313. Tubo de cemento para pozo negro

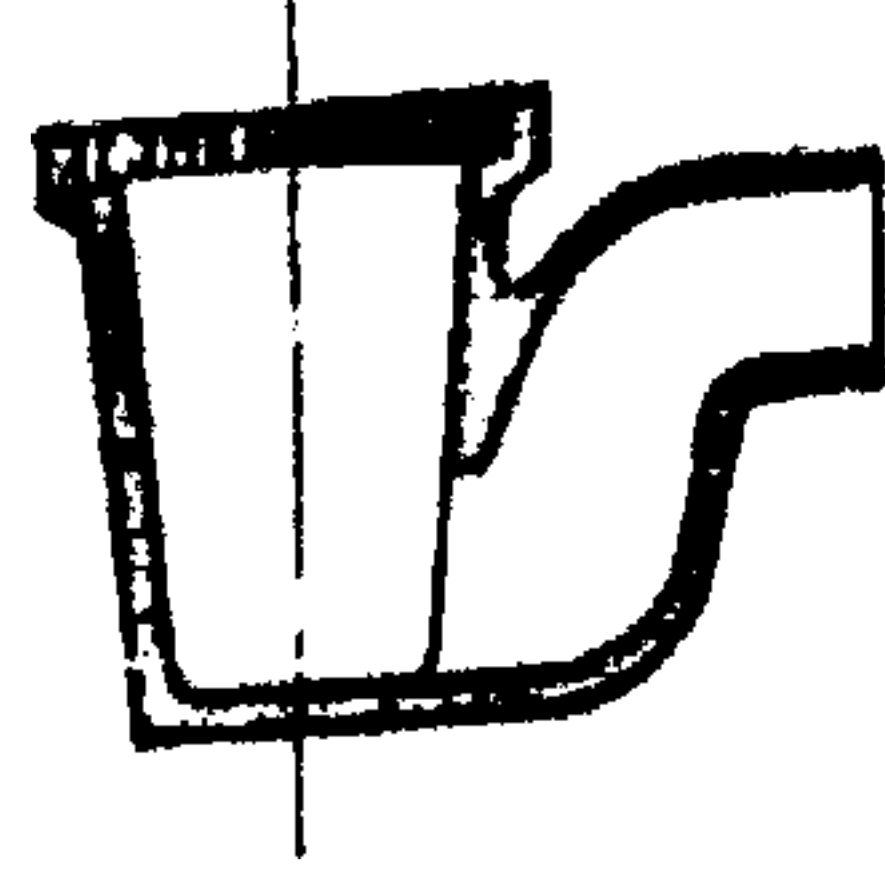
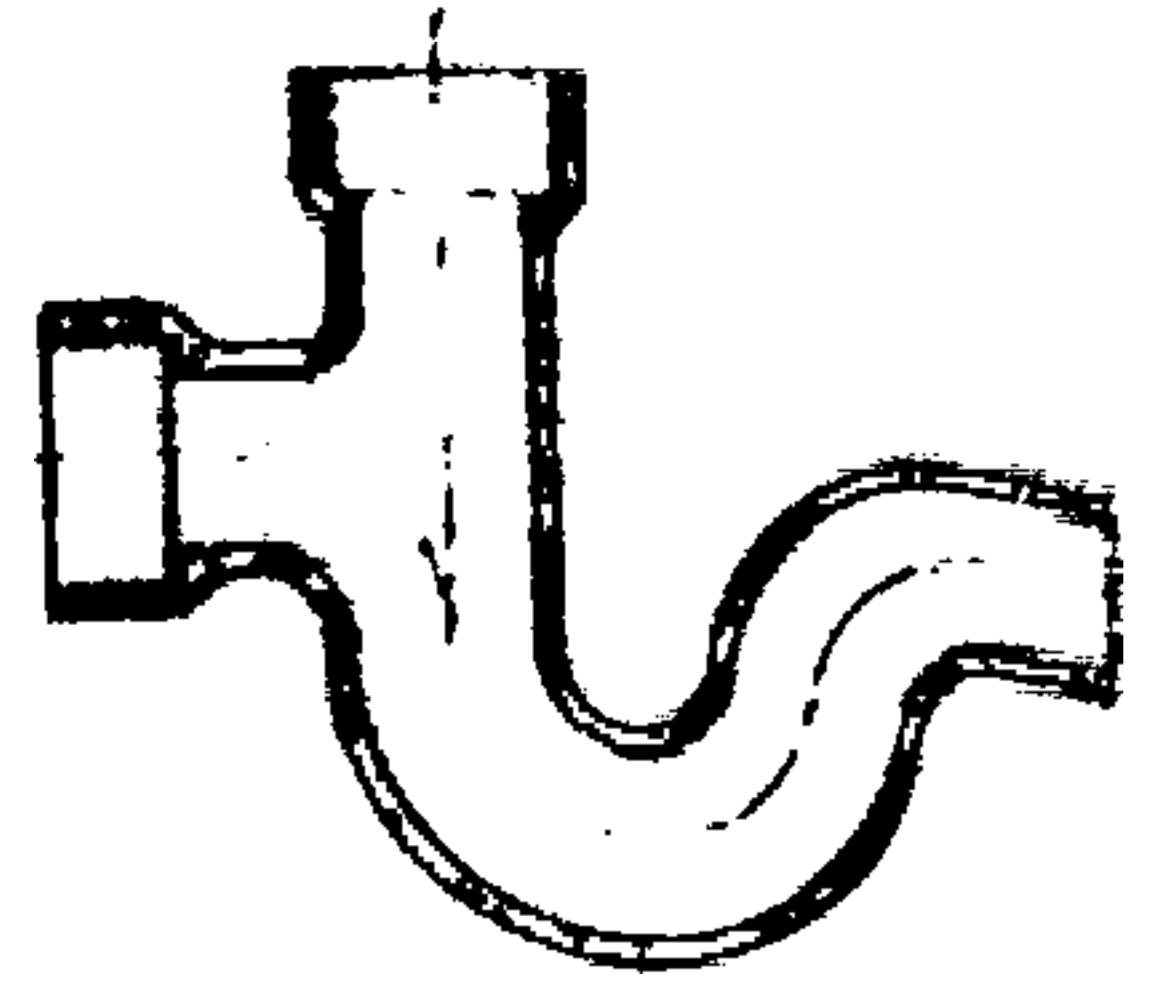
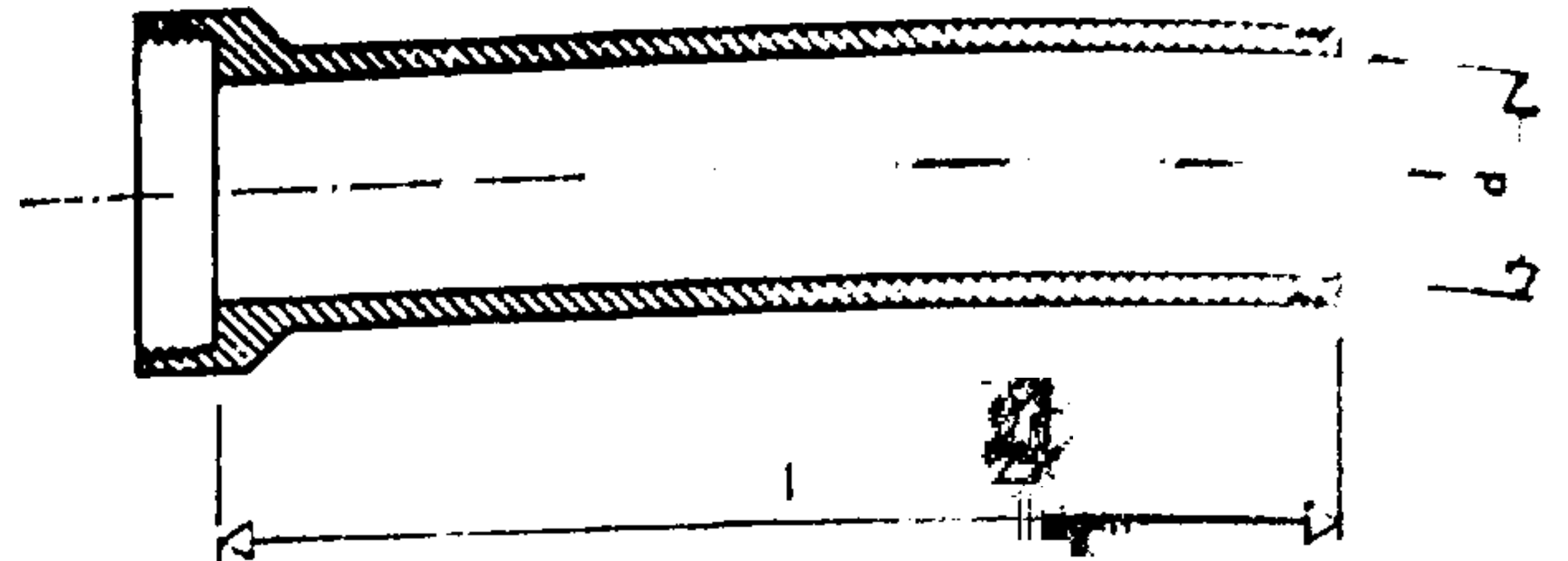
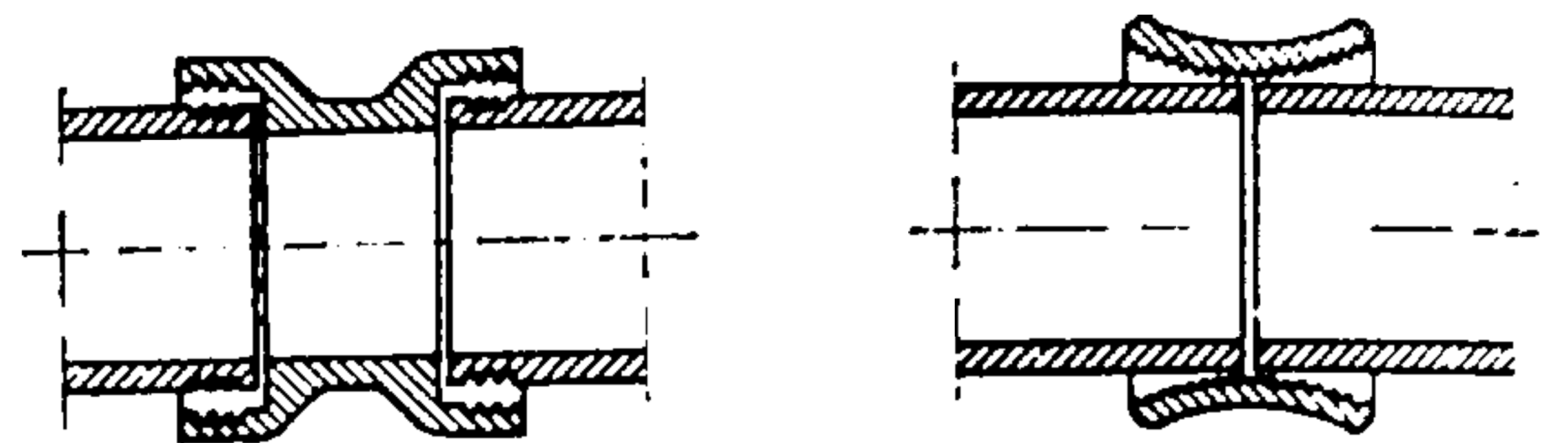
Fig. 314.
Sifón de patlo hecho de gresFig. 315.
Sifón

Fig. 316.

Tubo de gres con manguito
 $l = 1$ metro generalmente (o menos).



Figs. 317 y 318.

Manguitos dobles para determinados enlaces

Las juntas de unión deben ser flexibles, herméticas, resistentes e inatacables por los ácidos. Da mal resultado realizar el empalme de los tubos de gres con cemento; el mortero es demasiado frágil para poder asegurar la longevidad de la junta.

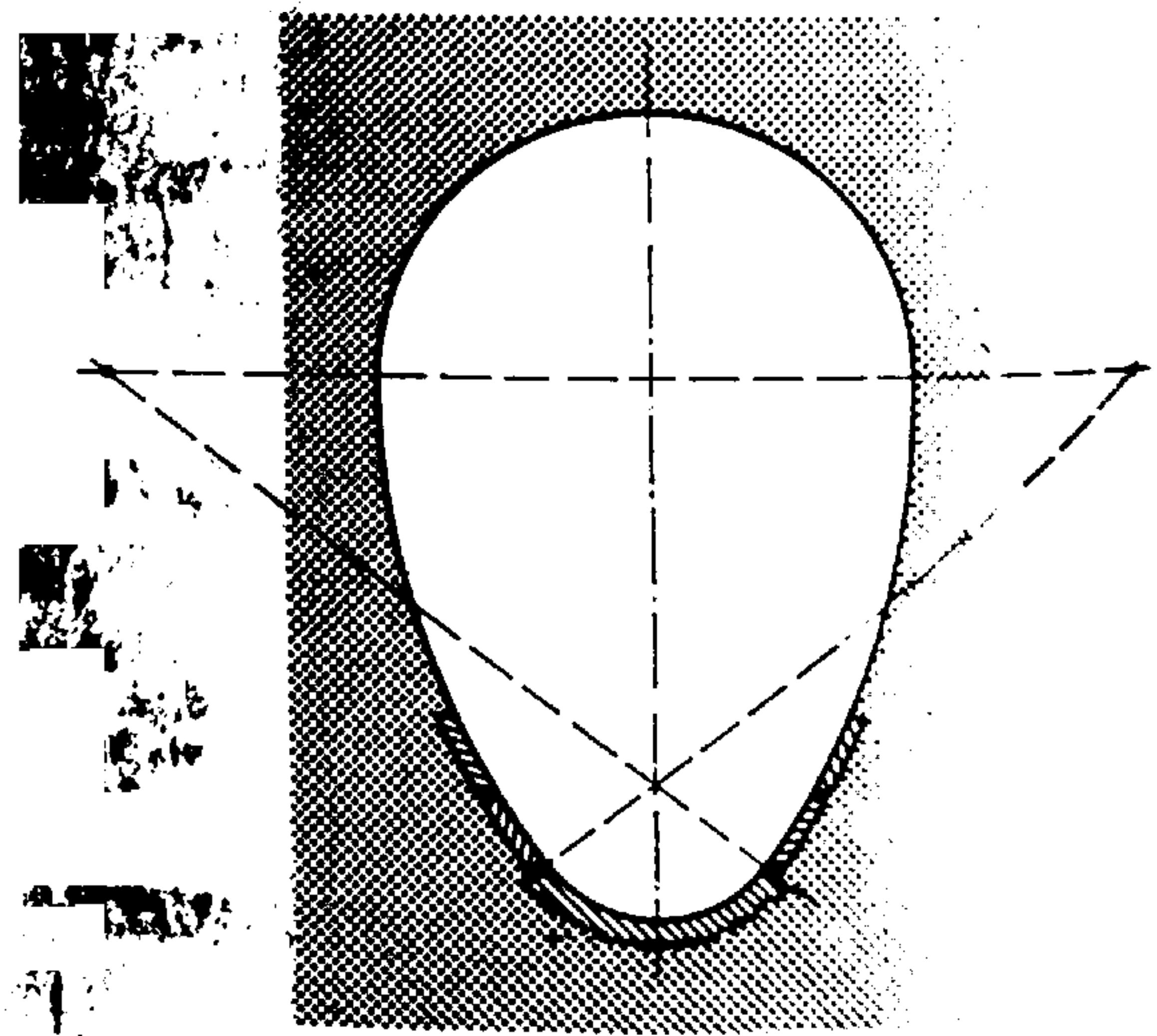


Fig. 319.

Los segmentos y las losetas de gres pueden constituir las rigolas o la solera de los albañales y alcantarillas de sección circular y oval cuando la sección es grande. (Solución recomendada cuando las aguas residuales son agresivas: el gres resiste bien la mayoría de los ácidos.)

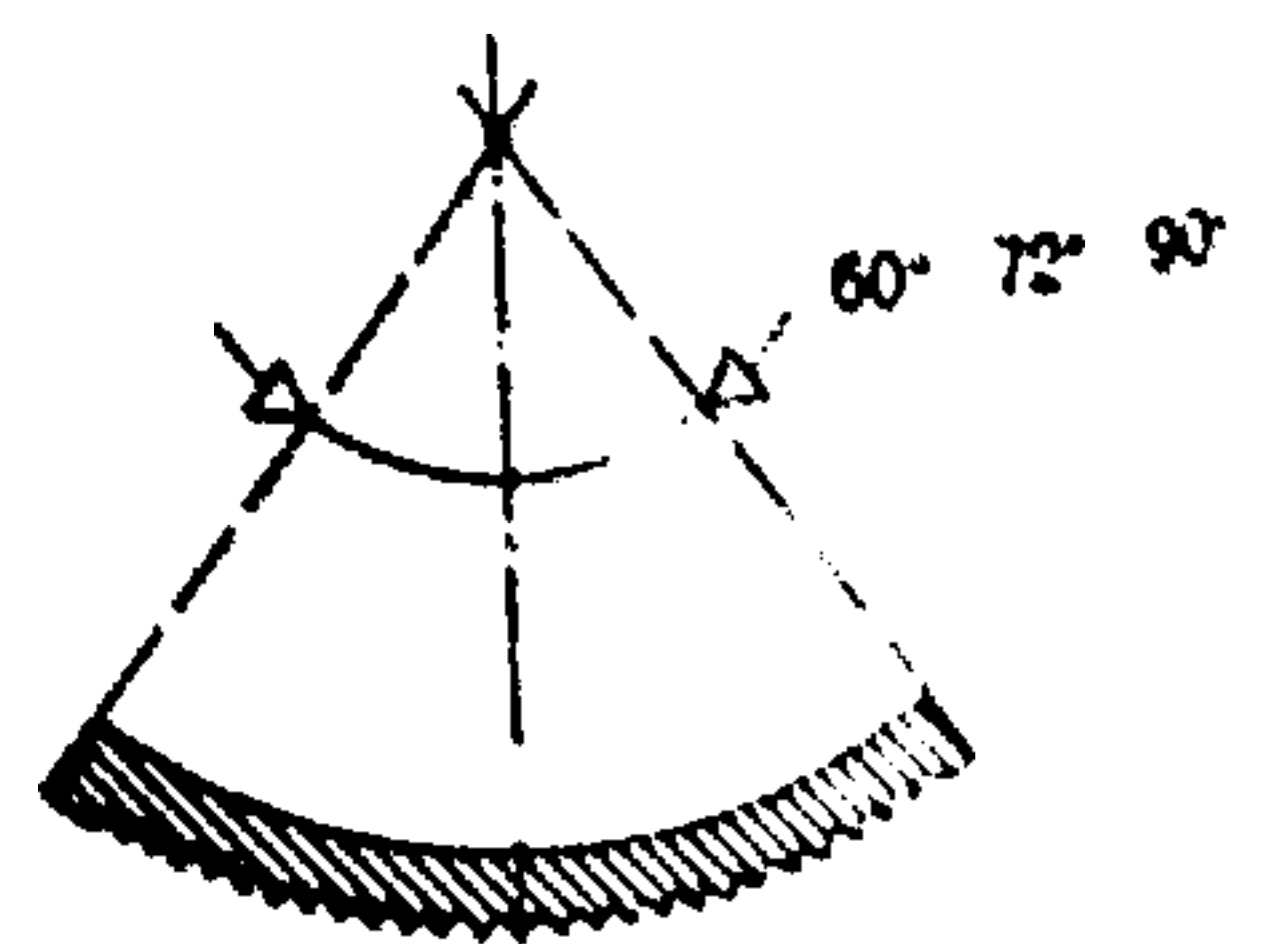


Fig. 320.

Segmento de gres

El gráfico 16 da, a este propósito, el diámetro de las canalizaciones admisibles en función del caudal total calculado para pendientes del 1, 2, 3 y 4 %.

Se halla también, además de los caudales totales, el caudal unitario probable admitido en el albañal, en litros por segundo. Completa este gráfico una curva de coeficientes de "no simultaneidad" que permite, además, el cálculo de las secciones bajantes.

Ejemplo de cálculo. Un bajante recibe sucesivamente los desagües de 4 W.C., 2 bidets, 2 bañeras, 4 pilas de agua, 2 lavabos, 2 fregaderos, 1 lavadora, 2 W.C. a la turca y un urinario.

Determinar su sección y la del albañal donde desagua, teniendo este último una pendiente del 3 %.

4 W.C.	es decir 4 · 1,5 l/seg	6
2 bidets	es decir 2 · 0,5 l/seg	1
2 bañeras	es decir 2 · 1 l/seg	2
4 pilas de agua	es decir 4 · 0,5 l/seg	2
2 lavabos	es decir 2 · 0,7 l/seg	1,4
2 fregaderos	es decir 2 · 1 l/seg	2
1 lavadora		1 l/seg
2 W.C. a la turca	es decir 2 · 2 l/seg	4
1 urinario		0,7 l/seg
		20,1 l/seg

La expresión 20,1 l/seg representa el volumen total a evacuar. La aplicación del coeficiente de "no simultaneidad" nos lleva a un caudal de 10,4 l/seg.

En el gráfico 16, pág. 126, y sobre la vertical que pasa por 20,1 l/seg, se lee sucesivamente:

Ø del bajante: 100 mm,

Ø del albañal, con pendiente del 3 %: 120 mm, coeficiente de "no simultaneidad": 0,51.

La adición sobre el mismo albañal de otro bajante de igual caudal da:

$$2 \cdot 20,1 = 40,2 \text{ l/seg,}$$

lo que conduce a un diámetro de canalización de 150 mm.

Las canalizaciones o albañales que reciben un W.C. deben tener un diámetro mínimo de 12 cm.

La pendiente mínima admisible para los albañales es de 1,5 cm por metro. En general se procura dar una pendiente del 3 al 5 % a los albañales de 10 a 15 cm de diámetro y del 2 al 3 % a los tubos de 20 a 25 cm de diámetro.

2.3. EVACUACIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES

Las aguas de las precipitaciones atmosféricas se recogen en los canalones de la parte baja de las

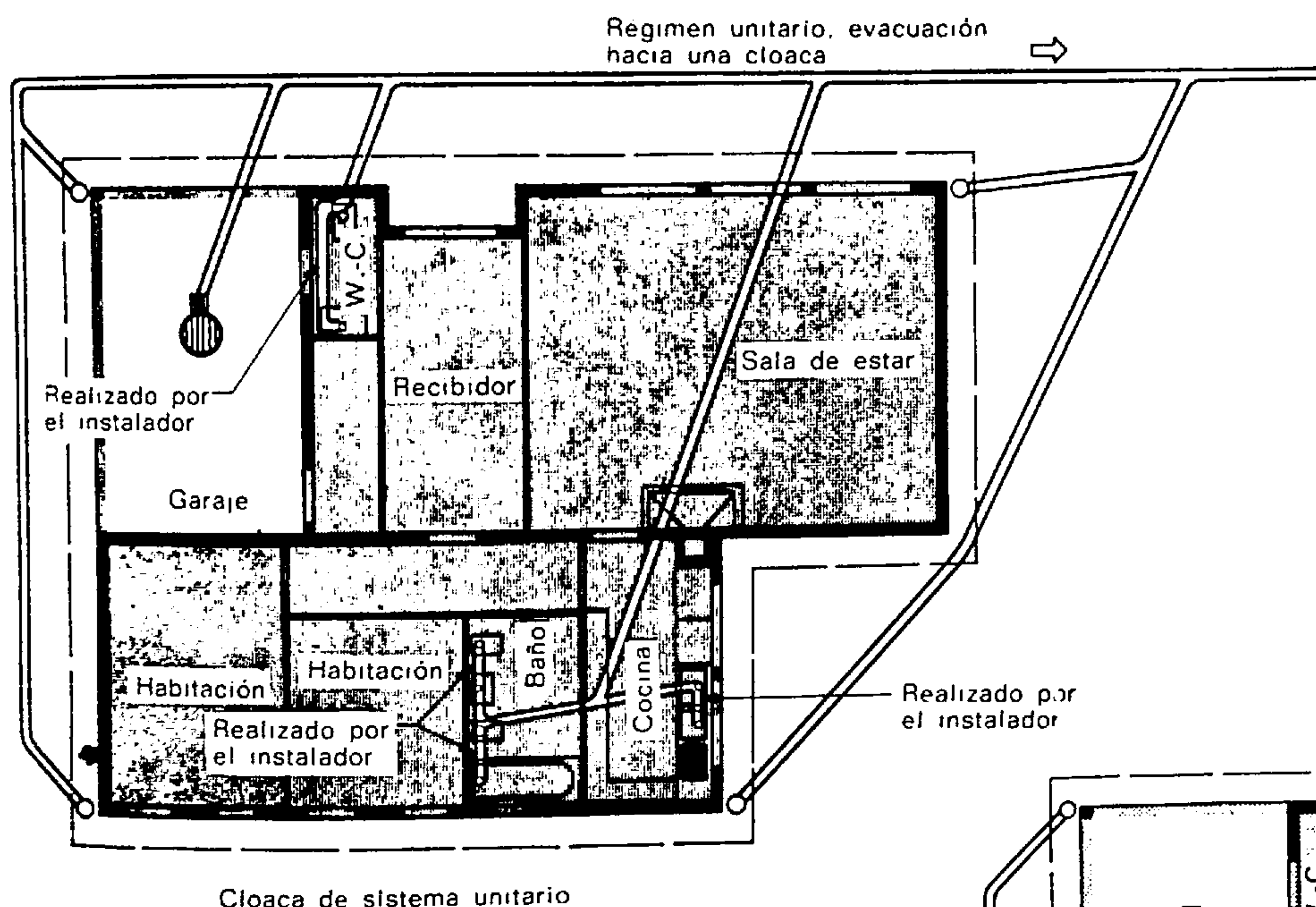


Fig. 322.

Canalizaciones de una construcción

Las aguas pluviales son conducidas a una corriente de agua o a un lago; las aguas residuales son evacuadas hacia una central de depuración. Sistema de alcantarilla separativa.

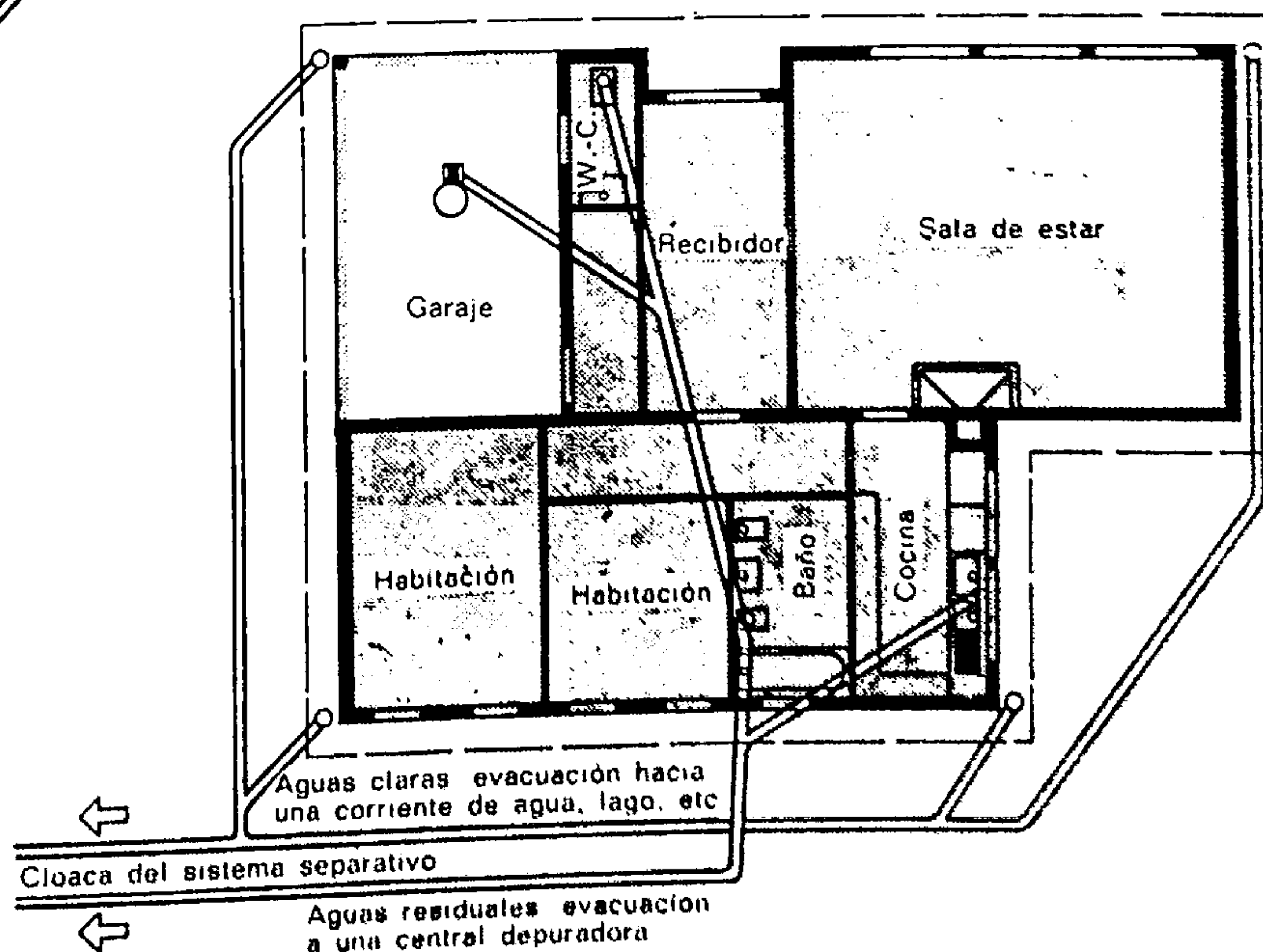


Fig. 321.

Canalizaciones de una construcción

Las aguas pluviales y las aguas residuales son conducidas a un albañal único y evacuadas a una alcantarilla del sistema unitario.

cubiertas en pendiente. Deben ser de sección suficiente para asegurar la evacuación regular de las aguas pluviales.

Al calcular su caudal o volumen se tendrá en cuenta las tormentas o aguaceros más violentos registrados en la zona de edificación del inmueble. La cantidad de agua depende, pues, de la intensidad de

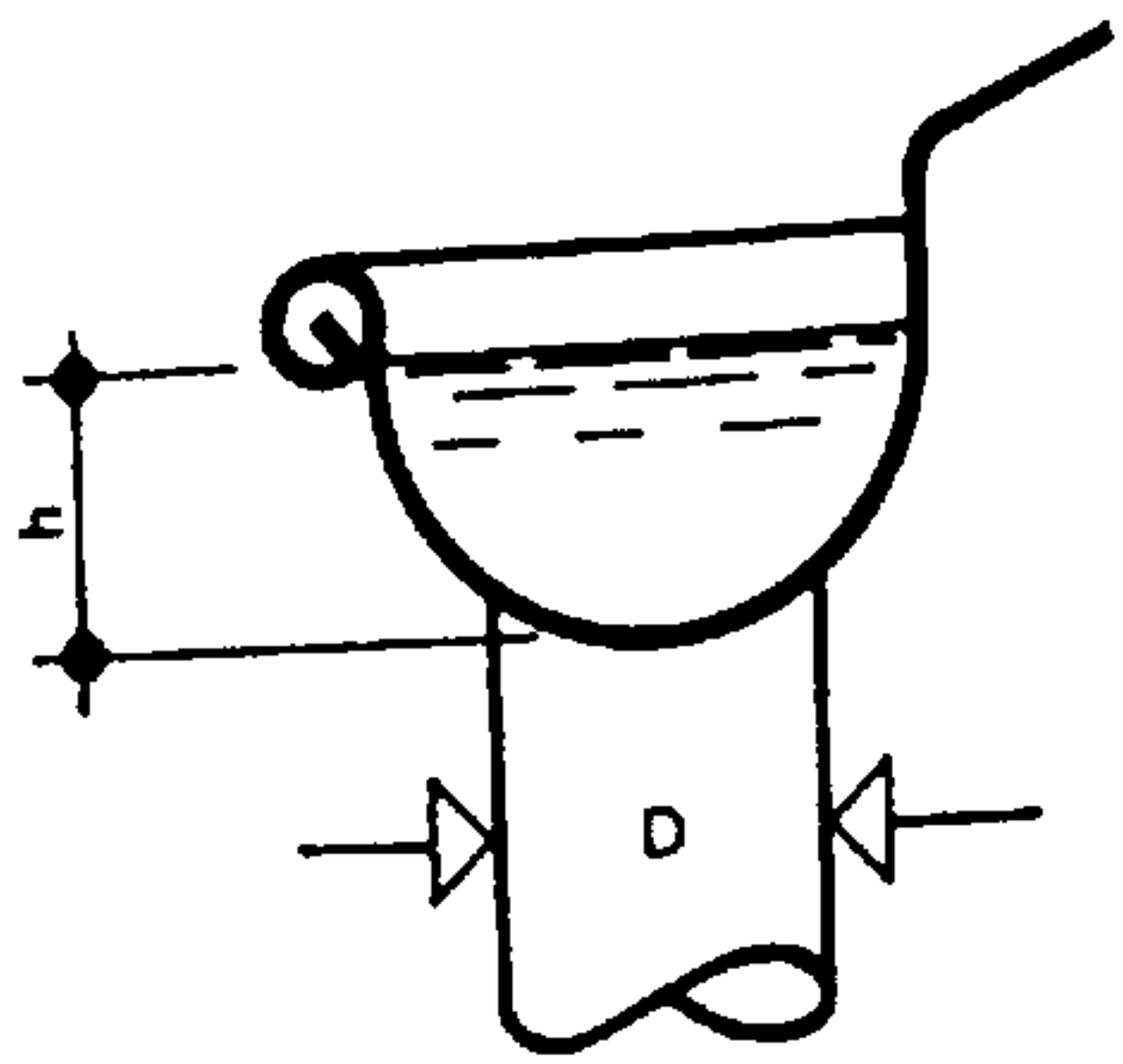


Fig. 323.

Bajante de aguas pluviales

Su caudal depende del diámetro y de la altura de agua h.

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

las precipitaciones y de la superficie (en proyección horizontal) de la cubierta a la que sirve dicho canalón.

En la mayoría de los casos puede admitirse una cantidad de agua de 3 a 6 litros por m² y por minuto.

El cálculo de la sección de los bajantes de aguas pluviales se hace utilizando las fórmulas clásicas de la hidráulica.

El caudal total Q que puede ser evacuado en un minuto depende por una parte de la altura del agua por encima del origen del bajante y por otra de la forma del muñón o tobera o en todo caso de la cubeta. El muñón puede, en efecto, presentar una forma de tobera cónica o cilíndrica. Teóricamente,

para una tobera cilíndrica, el caudal total vale (en litros/minuto):

$$Q = 0,49 \cdot S \cdot \sqrt{2gh}$$

en la cual:

Q = caudal total en l/minuto

S = sección del bajante en cm²

h = altura de agua por encima del arranque de la tobera en cm

g = 981 cm/s² (aceleración de la gravedad).

Prácticamente, no se puede contar más que con los 5/8 de este valor, lo que nos da entonces la expresión:

muñón cilíndrico: $Q = 0,3 \cdot S \cdot \sqrt{2gh}$.

Para una tobera cónica, el caudal total vale prácticamente:

muñón cónico: $Q = 0,35 \cdot S \cdot \sqrt{2gh}$.

El diagrama de la página siguiente permite, por simple lectura, determinar el diámetro que debe tener el bajante en función de la superficie de la cubierta.

Fig. 324.

Canalizaciones de una construcción

Cuando no existen alcantarillas próximas, las aguas deben ser tratadas en una fosa digestiva, seguida o no de filtros depuradores, según los reglamentos sanitarios vigentes. El líquido que sale de allí puede ser vertido en una corriente de agua o difundido hacia el interior del terreno.

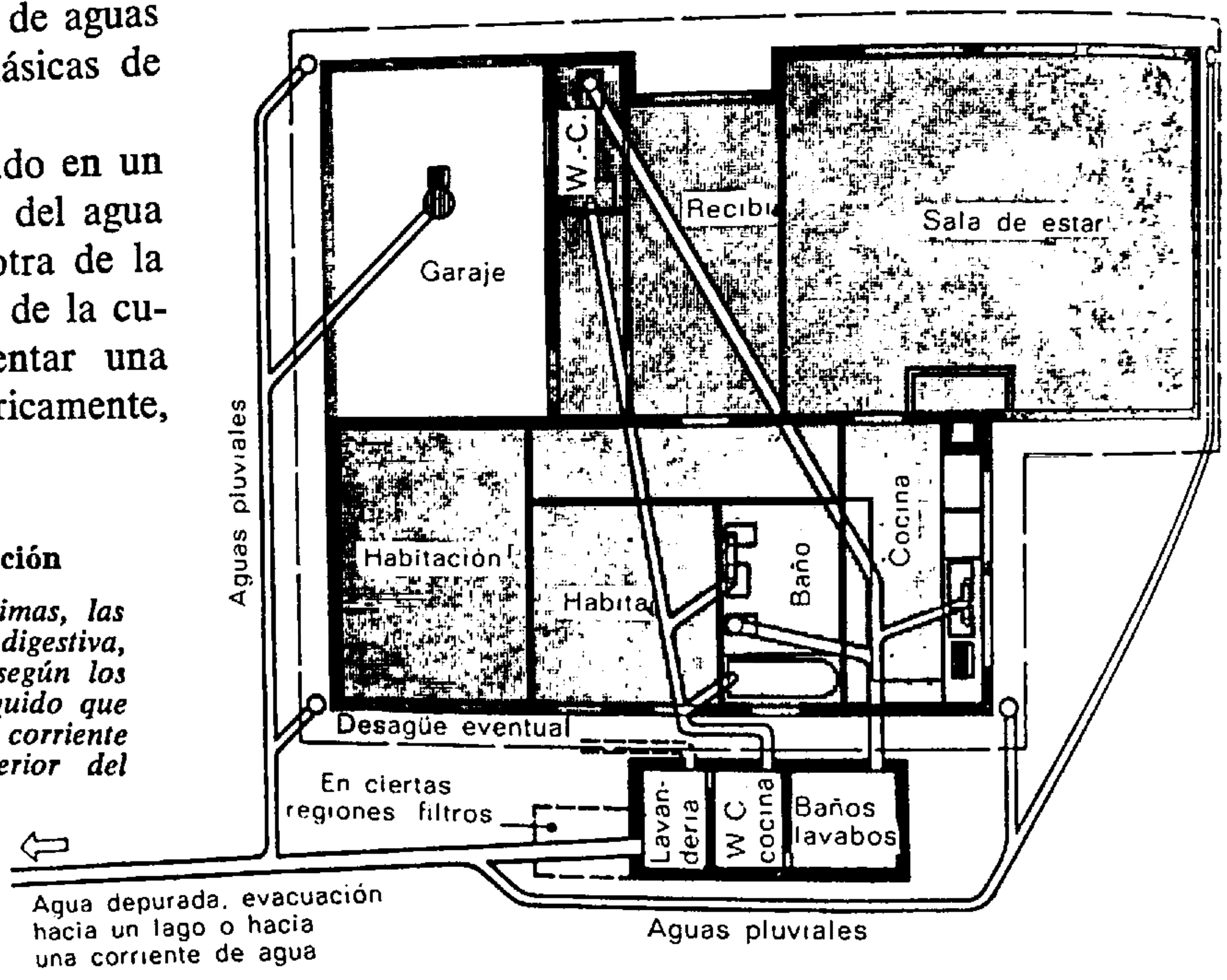
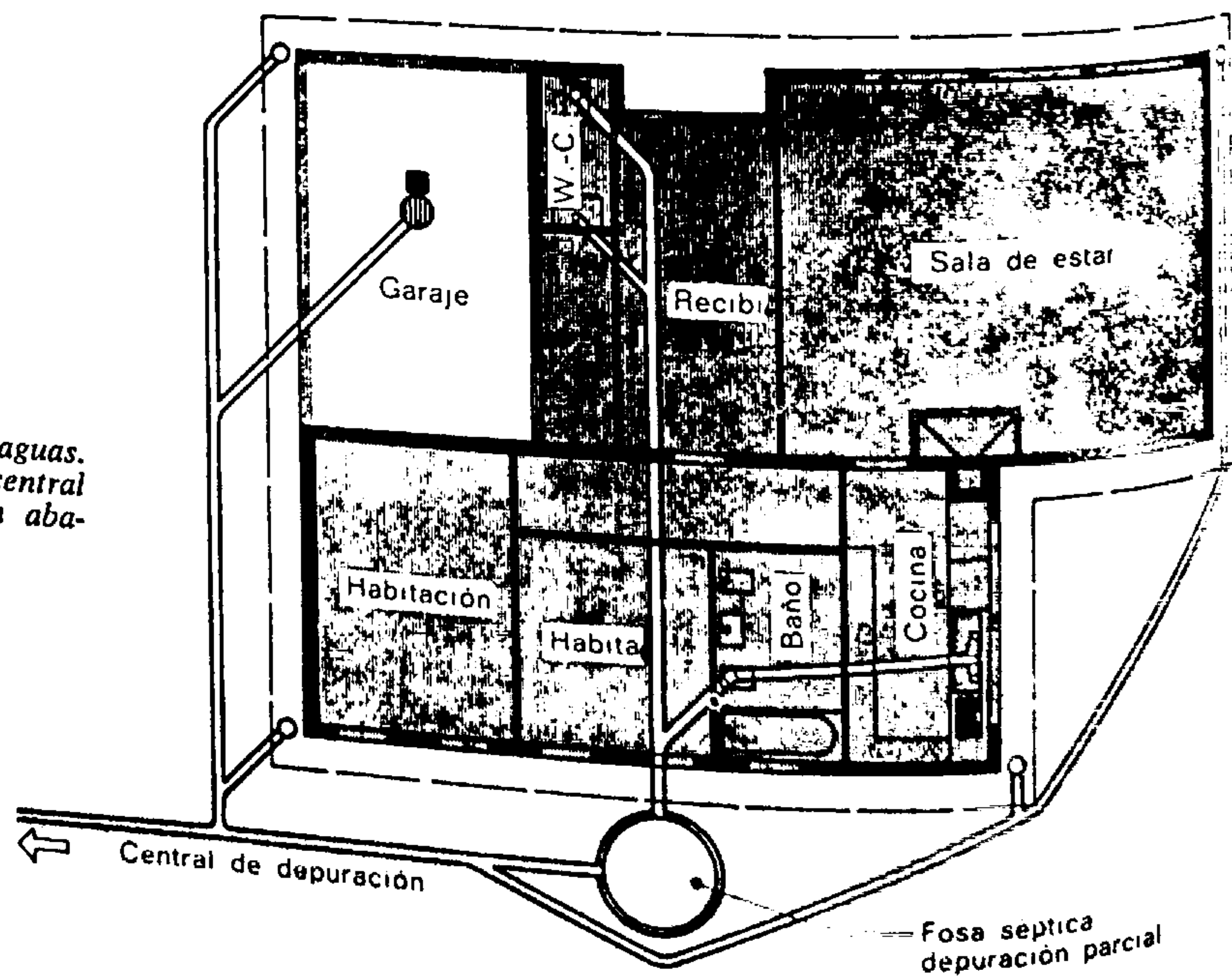


Fig. 325.

Canalizaciones de una construcción

Una fosa séptica permite la depuración parcial de las aguas. El agua que sale de ella debe ser conducida a una central de depuración. Las aguas pluviales serán vertidas agua abajo de la fosa.



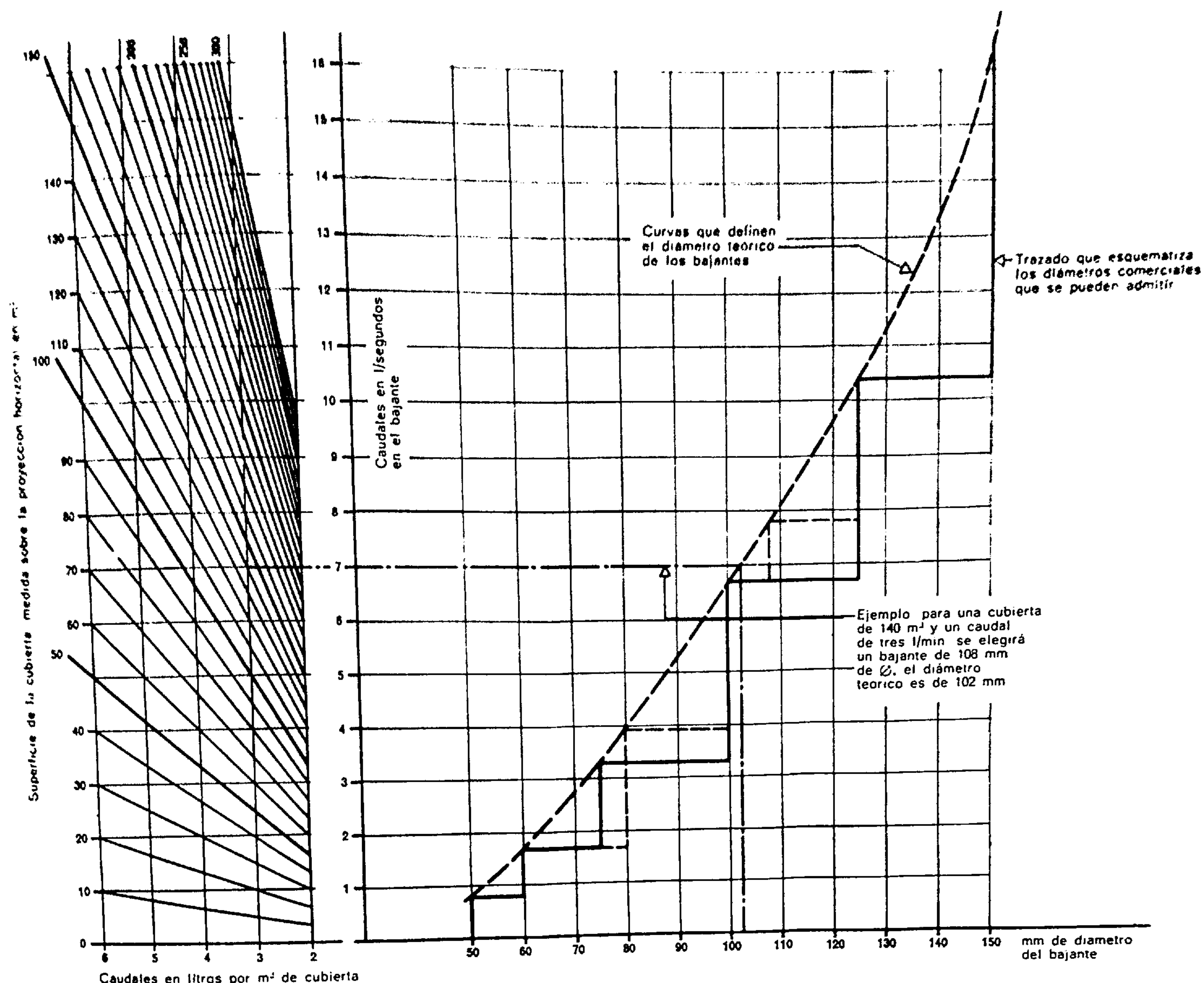


Tabla 17.— Diagrama que sirve para determinar el diámetro de los bajantes de aguas pluviales en función de la superficie de la cubierta y de la importancia de las lluvias.

Q = caudal unitario (de 2 a 6 l/min·m²)·superficie de la cubierta.

Los bajantes de aguas pluviales se suelen marcar en los planos de los arquitectos con la abreviatura A.P.

Las Tablas 20 y 22 (véase el párrafo 4.1. *Alcantarillas o cloacas*) permiten definir el diámetro de los albañales que reúnen los bajantes y recogen sus aguas.

Cuando un bajante de aguas pluviales recoge el desagüe de un bajante de agua residual, basta con añadir al valor de su caudal la mitad del de este último (habida cuenta de la simultaneidad probable en la utilización de los aparatos) para hallar su diámetro por medio del gráfico 16.

Ejemplo de cálculo: ¿Cuál será el diámetro del bajante de A.P. que debe desaguar una cubierta de 140 m²? Por otra parte, ¿cuál será el diámetro de la futura canalización o albañal (admitiendo un caudal de las precipitaciones atmosféricas de 3 l/min)? El muñón o tobera de enchufe del bajante tiene forma

cilíndrica, $h = 7$ cm. Pendiente de la canalización: 2 %, o sea 2 cm por metro.

$$Q = 140 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ l/min} \cdot \text{m}^2 = 420 \text{ l/min}$$

$$Q = 0,3 \cdot S \cdot \sqrt{2gh}, \text{ o sea, } S = \frac{Q}{0,3 \sqrt{2gh}}$$

$$S = \frac{420.000 \text{ cm}^3/\text{min}}{0,3 \cdot \sqrt{2 \cdot 981 \cdot 7}} = 120 \text{ cm}^2$$

cm/s²·cm

que corresponde a un diámetro de 12,35 cm, pudiendo admitirse uno de 12 cm.

Cálculo del albañal:

$$\text{Caudal unitario en l/seg} = \frac{420 \text{ l/min}}{60} = 7 \text{ l/seg.}$$

Para este caudal circulante y para una pendiente del 2 %, el gráfico 16 indica un diámetro de albañal de 10 cm.

Suponemos que este albañal ha de recoger el que hemos calculado en el ejemplo precedente (de evacuación de aguas residuales), cuyo caudal total era de 20,1 l/seg. Teniendo en cuenta el coeficiente de simultaneidad, el caudal se reducía a 10,4 l/seg.

Caudal de aguas pluviales	7	1 seg
0,5 del caudal de aguas residuales:		
	0,5-10,4	5,2 l/seg
O sea, después del ramal:		12,2 l/seg

Pendiente de la colectora: 2 ‰; por eso, después de leer el gráfico 16, se comprueba que el $\varnothing$ 12 es demasiado estrecho y que es necesario elegir el calibre superior siguiente, es decir, de 15 cm.

Es evidente que el diámetro después del ramal debe ser por lo menos igual a uno de los dos conductos unidos.

2.4. AGUAS RECOGIDAS EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO PENDIENTE DE LAS CAPAS DE REVESTIMIENTO

En la superficie del terreno, el agua se recoge o bien sobre una losa o pavimento de hormigón bruto, o bien sobre un enlosado recubierto por una capa de mortero.

La pendiente mínima que hay que dar a las capas de revestimiento para que escurran bien las aguas depende de la rugosidad de su superficie. Tal pendiente será por lo menos de 1,5 cm por metro para las losas abujardadas y de 2 a 2,5 cm por metro para las capas enlucidas.

La pendiente máxima de las capas de revestimiento destinadas al tránsito se limitará a 3 cm por metro a fin de evitar sorpresas desagradables a los usuarios.

Con una combinación bien estudiada de pendientes se guían las aguas hacia un punto bajo donde se sitúa un sifón o un depurador.

Los *sifones de patio* son generalmente de fundición y están ejecutados en tal forma que resulta fácil

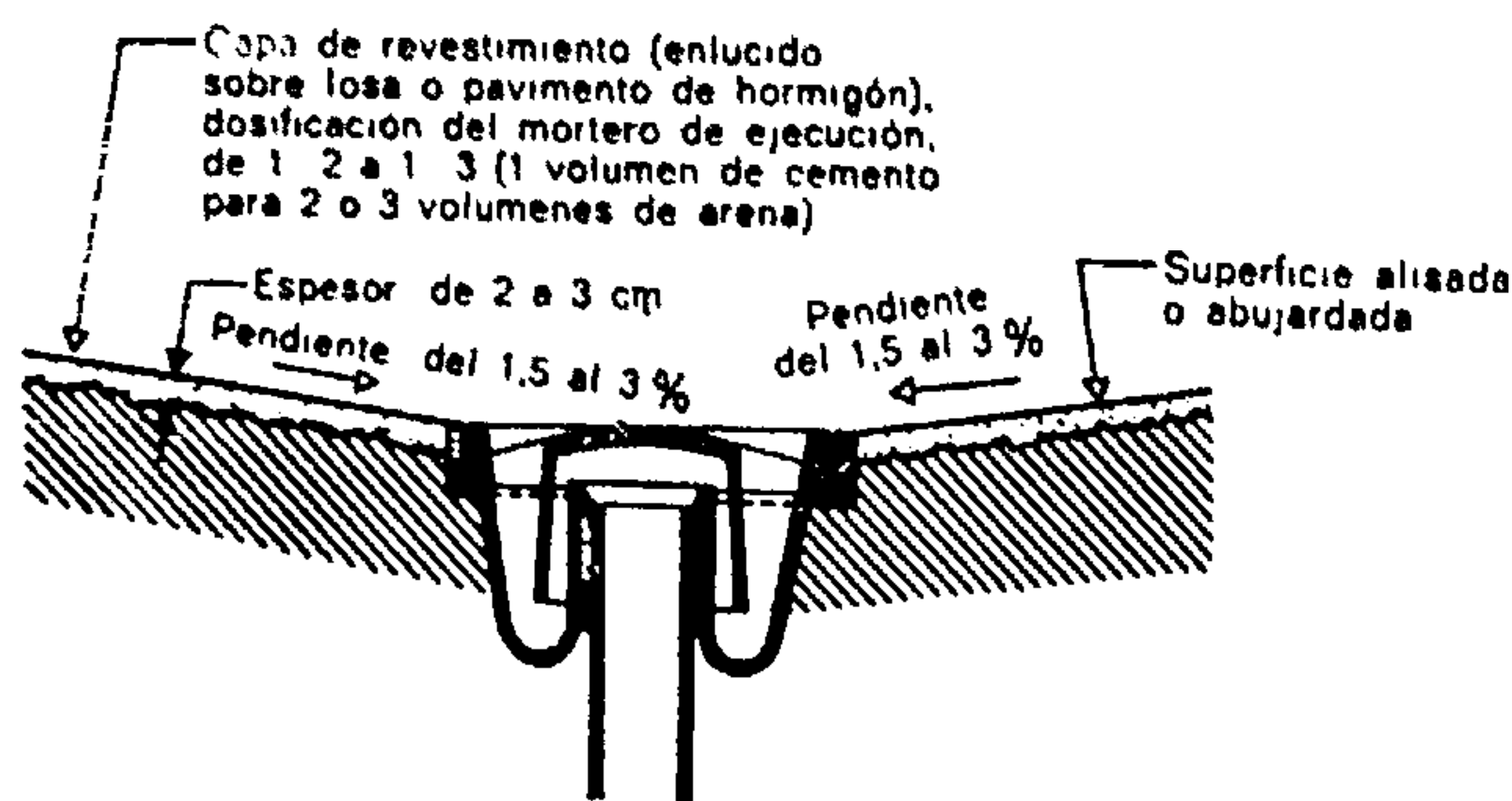


Fig. 326.

Sifón de patio

permite recoger las aguas en el punto bajo de la pendiente de las capas de revestimiento. La adición de carborundo o carburo de silicio a esas capas les confiere excelentes propiedades de resistencia al desgaste. El carborundo puede ser empleado como árido o extendido simplemente sobre la superficie (de 2 a 6 kg de carborundo por m²).

su limpieza. La barrera de agua debe ser por lo menos de 100 mm si ha de ofrecer una eficacia suficiente.

Los *depuradores*, *registros*, *imbornales*, *sumideros*, etc.; son obras que desempeñan un papel idéntico al de los sifones de patio pero que tienen mayor capacidad.

Antes de penetrar en los albañales las aguas procedentes de precipitaciones atmosféricas deben ser depuradas de las materias que llevan en suspensión (arenas y gravas). A tal efecto, al pie de los bajantes de aguas pluviales se montan depuradores o registros, y parecidos aparejos son los que reciben las

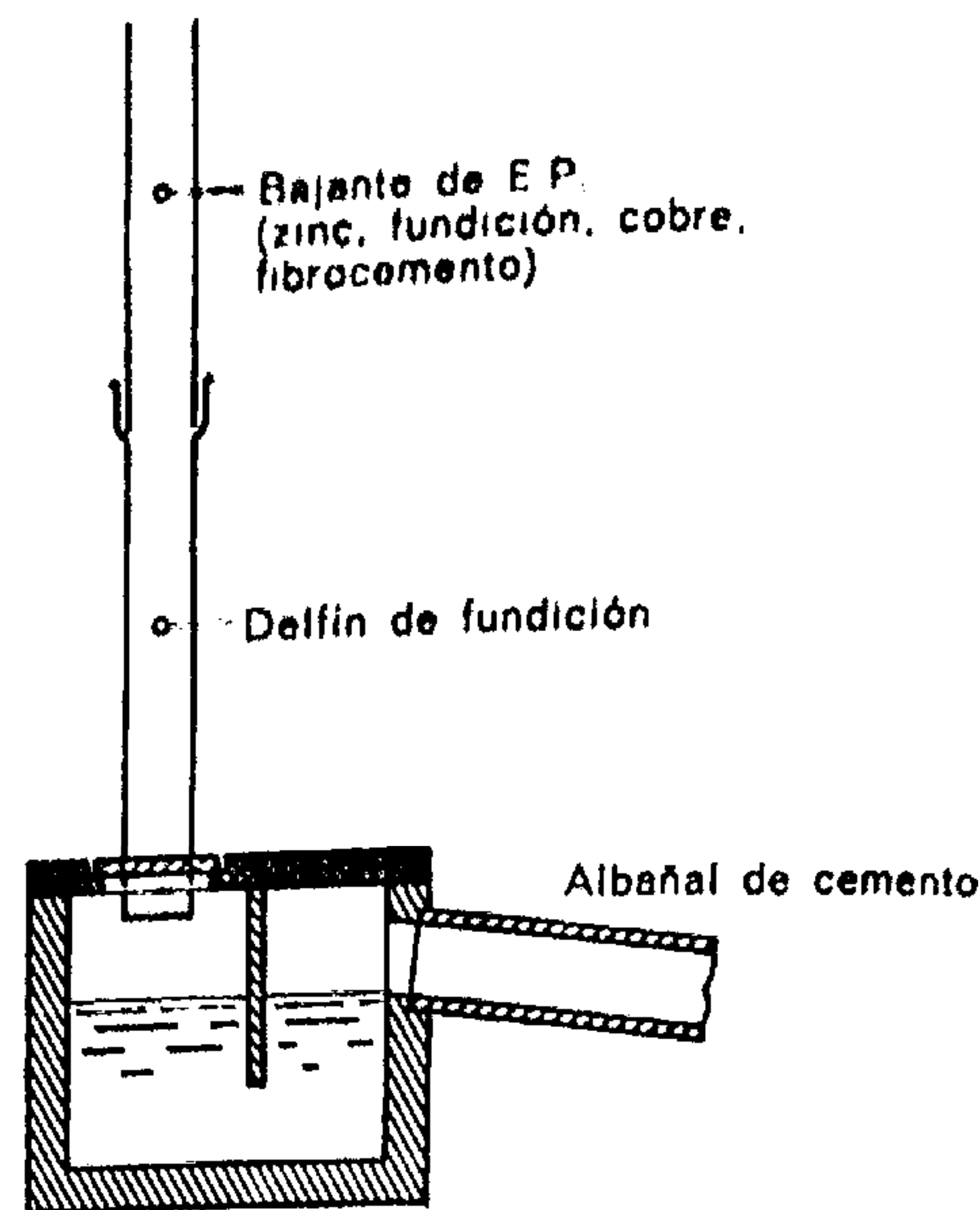


Fig. 327.

Corte de un depurador

Colocado al pie de un bajante de aguas pluviales, el depurador recoge las arenas y evita que suban los malos olores.

aguas recogidas sobre los pavimentos. Tales registros deben ser accesibles para su limpieza; deben quedar a resguardo de las heladas y dispuestos en tal forma que eviten la subida de malos olores.

A fin de evitar asientos perjudiciales y agrietamientos en las conducciones, es conveniente disponer esas

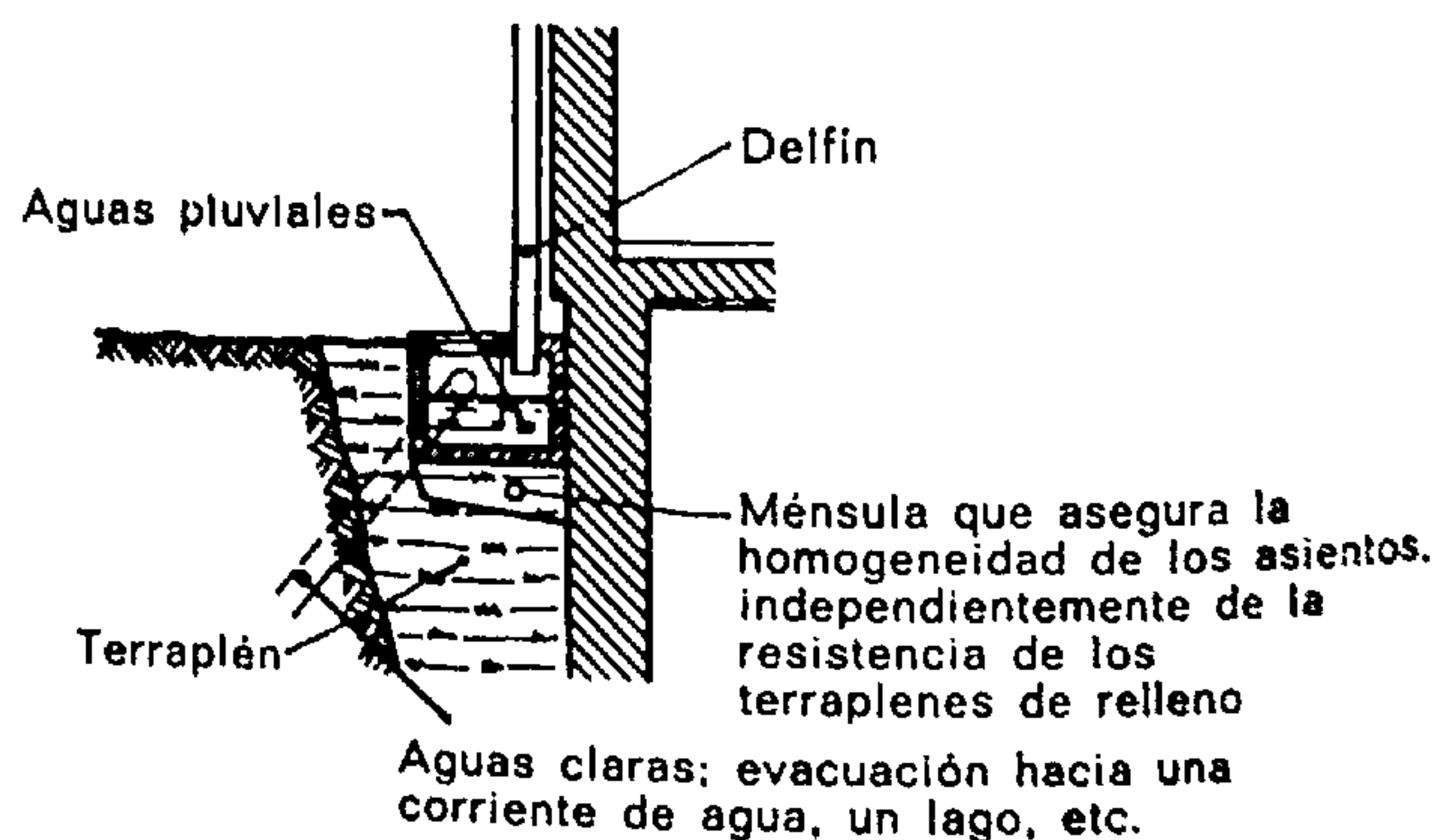


Fig. 328.

Los depuradores deben ser solidarios de la construcción.

obras sobre ménsulas solidarias de la construcción principal o unirlos rígidamente con el edificio.

Se llama *registro* o *sifón a la inglesa* a una especie de depósito de enlace de la red de albañales. Semijante disposición permite efectuar desde un punto único la limpieza de los diferentes conductos.

2.5. GARAJES

Las canalizaciones o albañales del interior de los garajes deben estar provistos de separadores de carburantes y de grasas, a efectos de evitar la dispersión de tales materias dentro de las alcantarillas.

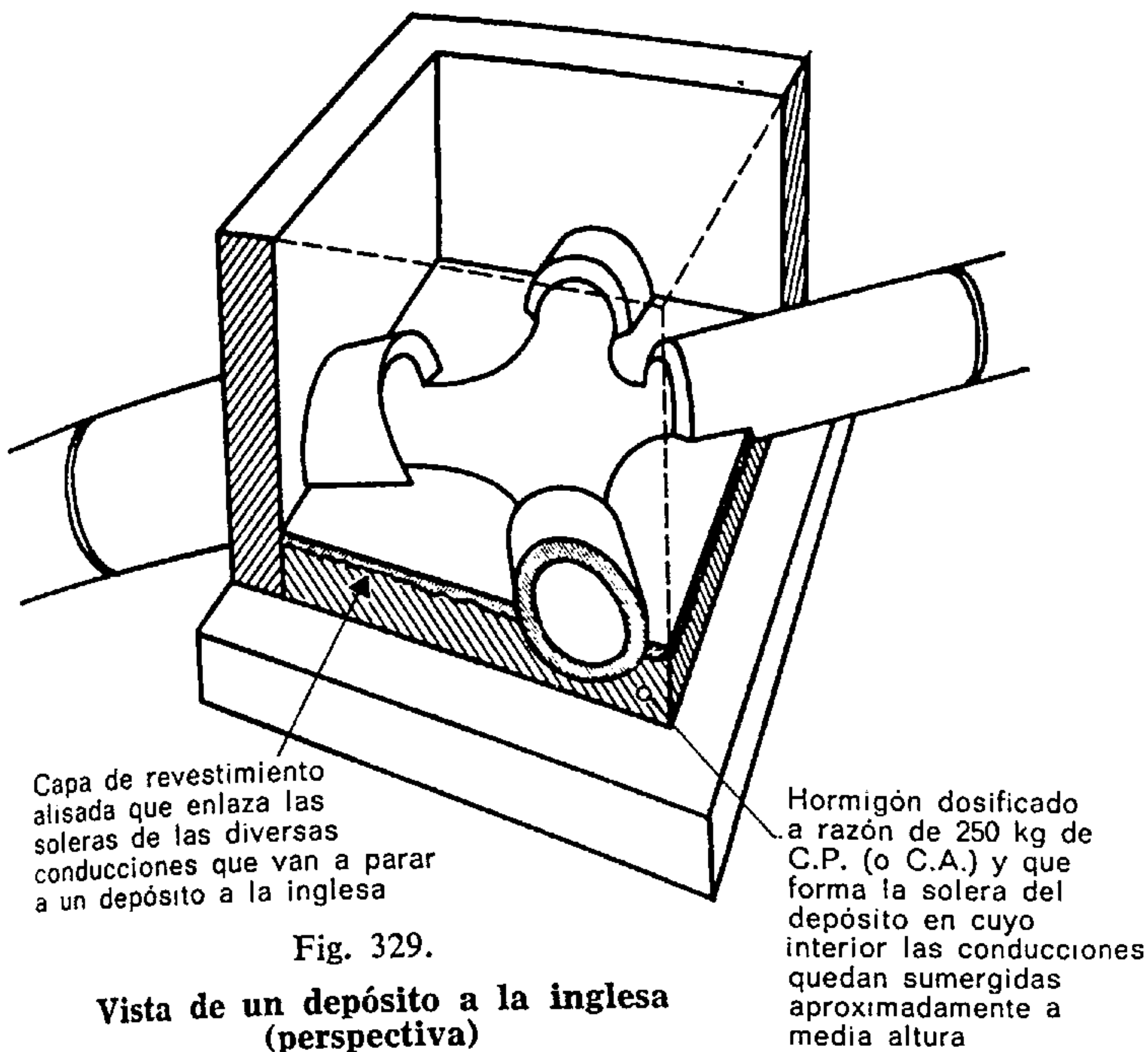


Fig. 329.

Vista de un depósito a la inglesa (perspectiva)

Permite la unión de varios conductos y facilita la limpieza de las canalizaciones.

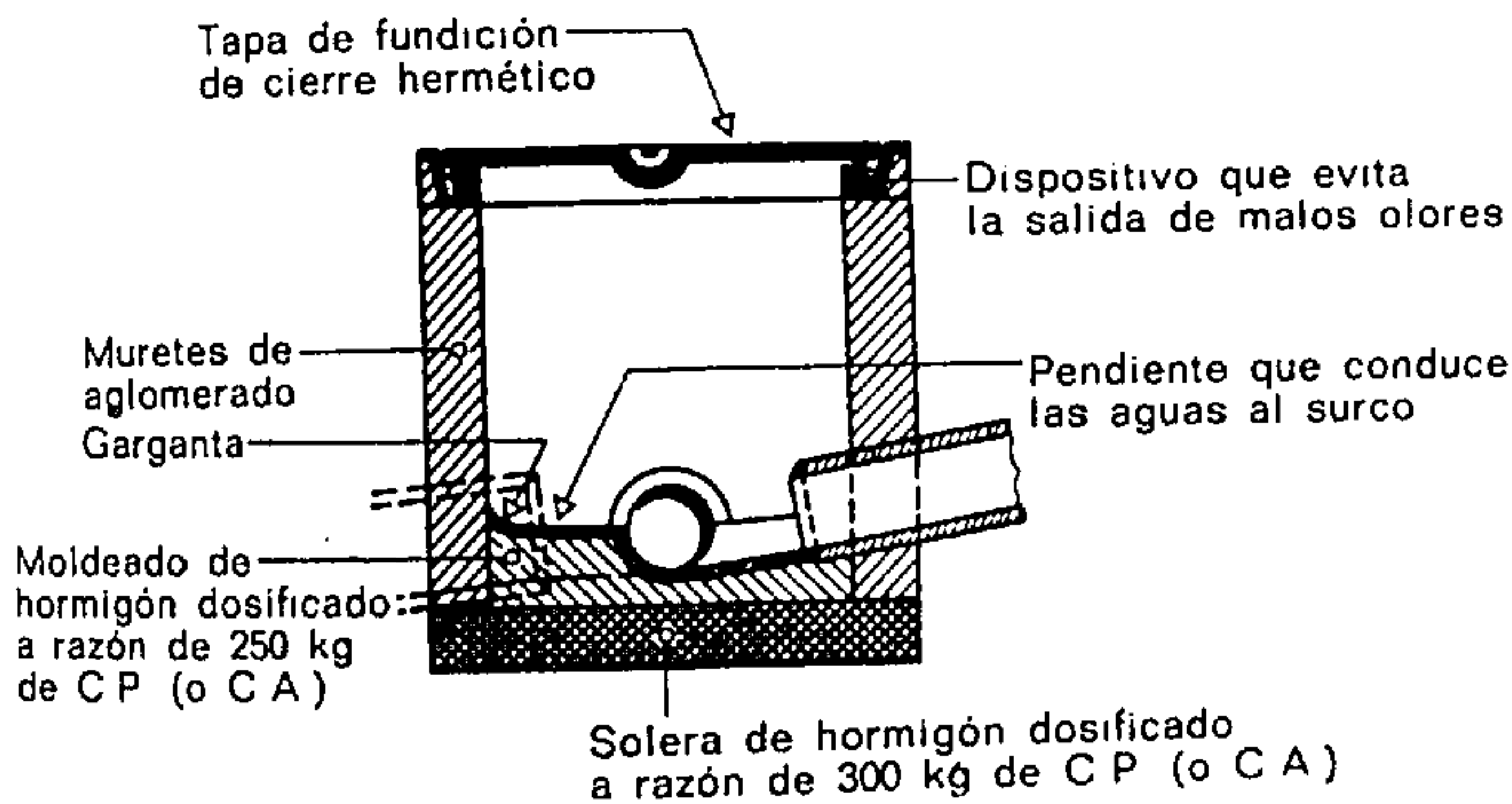


Fig. 330.

Corte transversal de un depósito a la inglesa

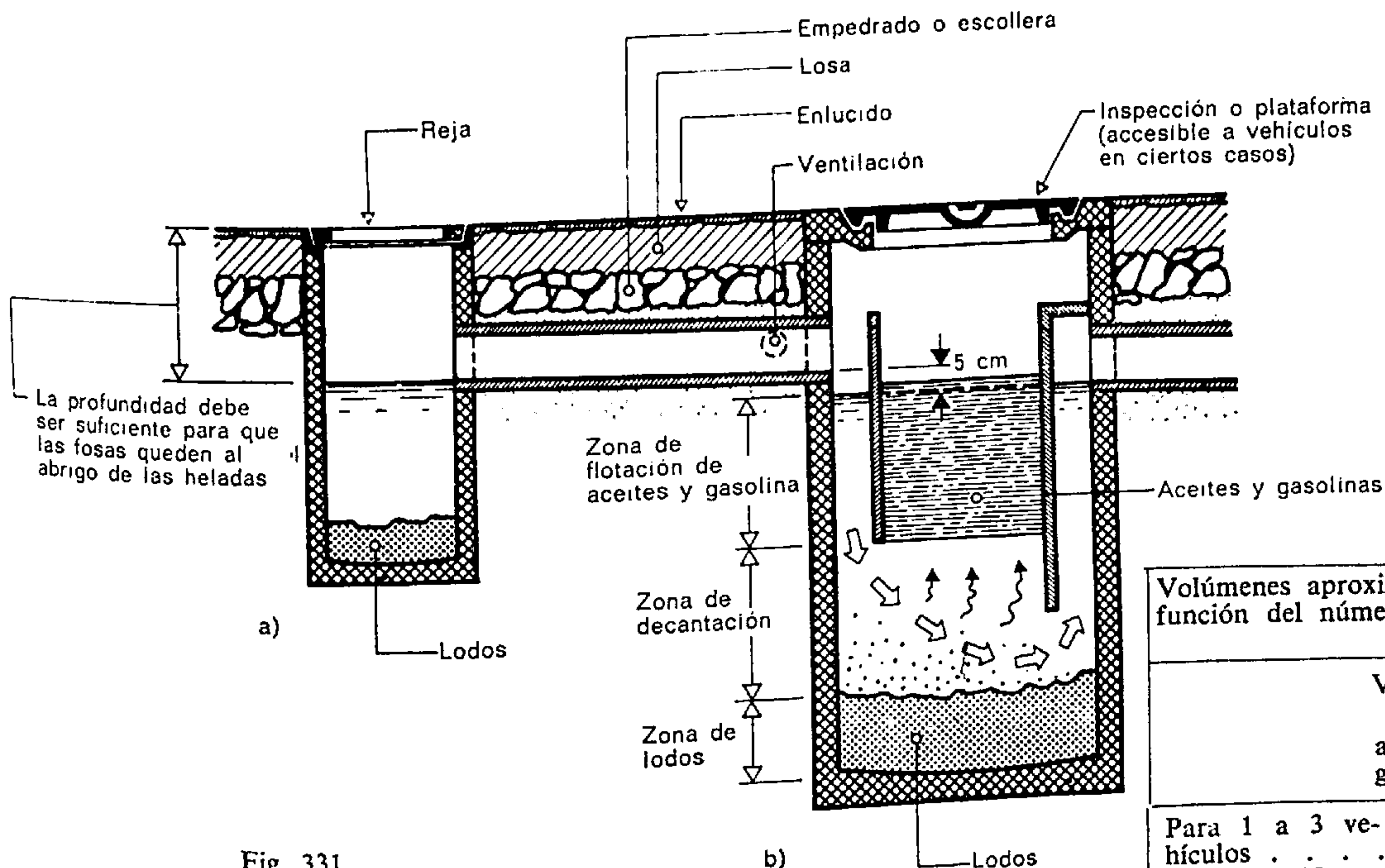


Fig. 331.

Canalizaciones en los garajes

(Para los garajes profesionales medianos y grandes, consultar con un especialista.)

a) Depósito de depuración, o desarenador;
b) Separador de aceites y de gasolina.

Por otra parte, conviene prever un dispositivo que permita recoger los lodos, arenas y gravas procedentes del lavado de los vehículos.

Se calcula que a cada lavado de vehículo se recogen por término medio:

10 l de arena y alrededor de 1 l de aceite y grasa, si se trata de un coche; y

20 l de arena y alrededor de 2 l de aceite y grasa, si se trata de un camión.

Estos valores permiten determinar la importancia de los separadores y depuradores necesarios en tales instalaciones.

2.6. COCINAS COLECTIVAS, LABORATORIOS DE MATADEROS, TOCINERÍAS, LECHERÍAS, ETC.

Estos diversos locales deben también estar provistos de separadores de grasas, a fin de que se viertan en las cloacas aguas que no lleven consigo peligro alguno de deterioro para las canalizaciones.

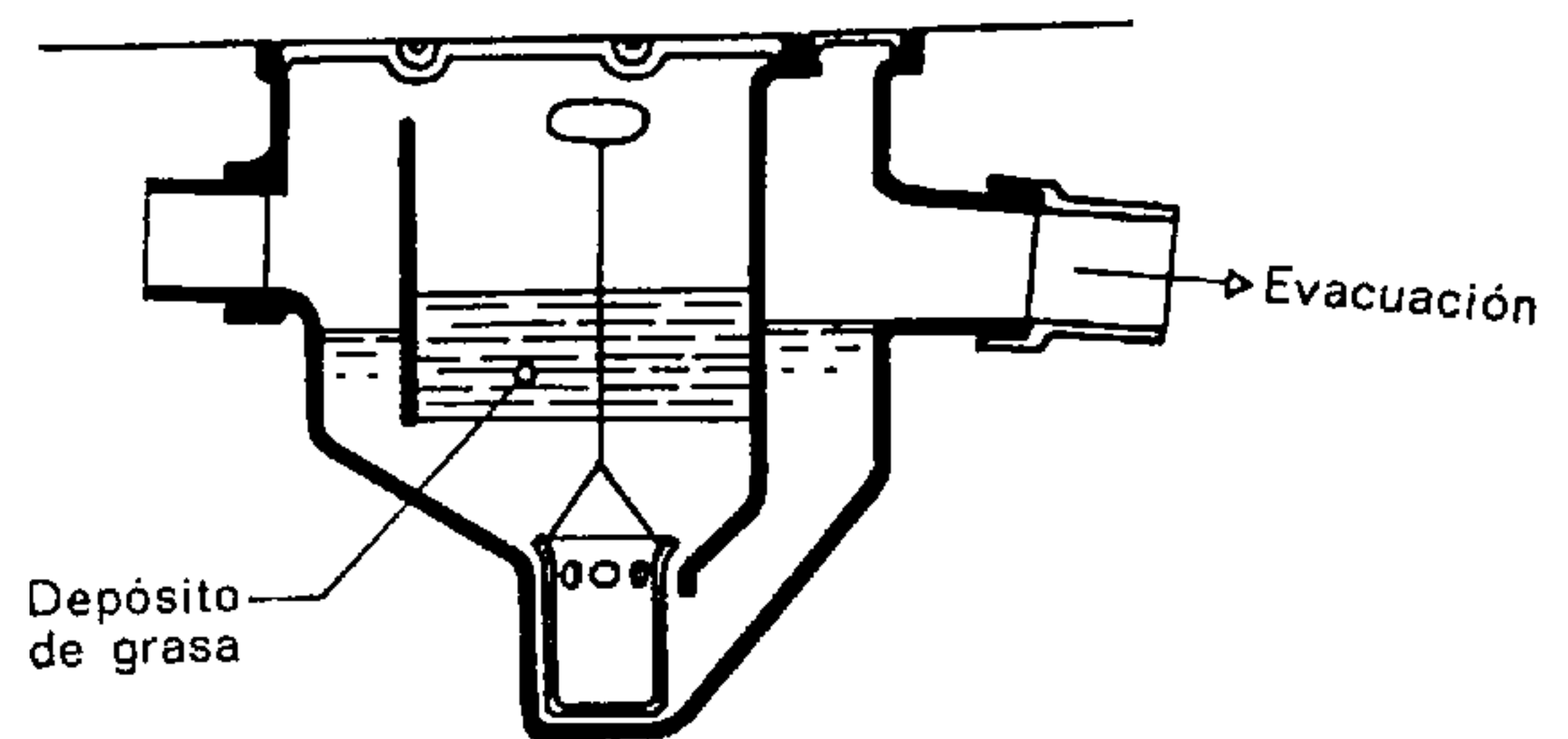


Fig. 332.

Separador de grasas (hecho de fundición)

Este separador debe ser montado en las canalizaciones que salen de los mataderos, de las tocinerías o fábricas de embutidos, de las grandes cocinas, de las grandes lavanderías, etc. Para un caudal de aguas residuales de 2 l/seg. (como en un restaurante que sirva hasta 200 comidas por servicio), hay que prever un separador de un contenido total de 200 l. Si es posible se colocará un depurador agua arriba del separador.

Volúmenes aproximados de las diferentes zonas en función del número de vehículos contenidos en el garaje

	Volumen de las zonas		caudales admitidos en las canalizaciones en l/seg	
	aceites y decan-	gasolinas tación	lodos	
Para 1 a 3 vehículos	75 l	75 l	40 l	0,6
Para 4 a 10 vehículos	110 l	110 l	60 l	0,9
Para los pequeños garajes profesionales que sólo tienen un puesto de lavado	150 l	150 l	80 l	1,2

2.7. LIMPIEZA DE LOS ALBAÑALES

El sistema de albañales de un edificio debe llevar registros de inspección con cierre hermético que hagan posible en caso de necesidad la limpieza de los diversos trayectos. Dicha limpieza se efectúa mediante un juego de varillas.

2.8. EVACUACIÓN DE LAS AGUAS AFUERA DEL EDIFICIO. EMPALME CON LAS ALCANTARILLAS PÚBLICAS

Los reglamentos sanitarios regionales o generales, así como las leyes y reglamentos referentes a albañales y canalizaciones, prohíben de manera unánime todo empalme con una red de alcantarillado, con una corriente de agua, con un lago o con un pozo absorbente sin autorización previa de la Administración.

Las aguas procedentes de un edificio pueden ser vertidas a una red de alcantarillado cuando la zona interesada está provista de tal sistema.

A falta de una red de cloacas las aguas deben ser tratadas en una fosa apropiada antes de ser devueltas a la naturaleza (véase párrafo 6). Dichas disposiciones deben ser aprobadas por los servicios administrativos.

La pendiente mínima de un ramal particular hacia la alcantarilla debe ser de 3 cm por metro para las conducciones de aguas residuales y de aguas pluviales reunidas; mientras que este valor puede reducirse a 1 cm por metro para las aguas pluviales solas.

3.1. LAS ALCANTARILLAS

Las redes de cloacas y alcantarillas son de dos tipos:

- unitario o
- separativo (véase párrafo 1.2).

Por razones económicas, la mayor parte de las redes establecidas son de tipo unitario.

El sistema separativo, cuyo precio de realización es más elevado, ofrece en cambio una solución mejor.

Las alcantarillas para pequeños y medianos caudales que, por lo tanto, son de reducida sección, se realizan por medio de conductos prefabricados de hormigón armado centrifugado si las cargas que tienen que soportar son relativamente elevadas.

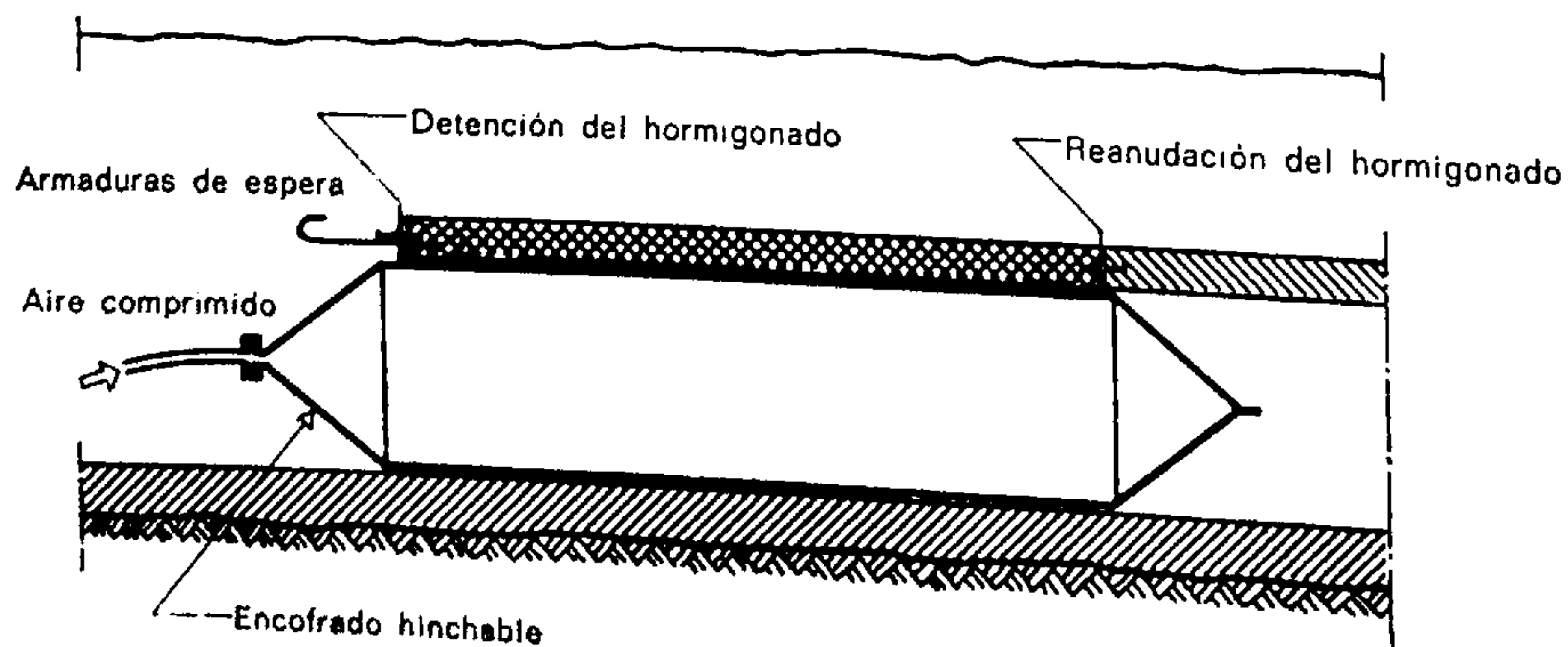


Fig. 334.

El sistema Ductube permite construir las alcantarillas in situ. La utilización de un encofrado hinchable permite el moldeo y desmoldeo de las paredes hormigonadas. El espesor de las paredes puede adaptarse a las condiciones del lugar.

Para caudales importantes, los conductos se construyen en el mismo terreno por medio de un encofrado móvil o de un encofrado hinchable, y se hacen de hormigón armado o sin armar, de ladrillo o de mampostería.

Las canalizaciones del alcantarillado se disponen generalmente según el eje de las calles.

El eje de una alcantarilla debe estar compuesto de elementos o trayectos rectilíneos. En cada cambio

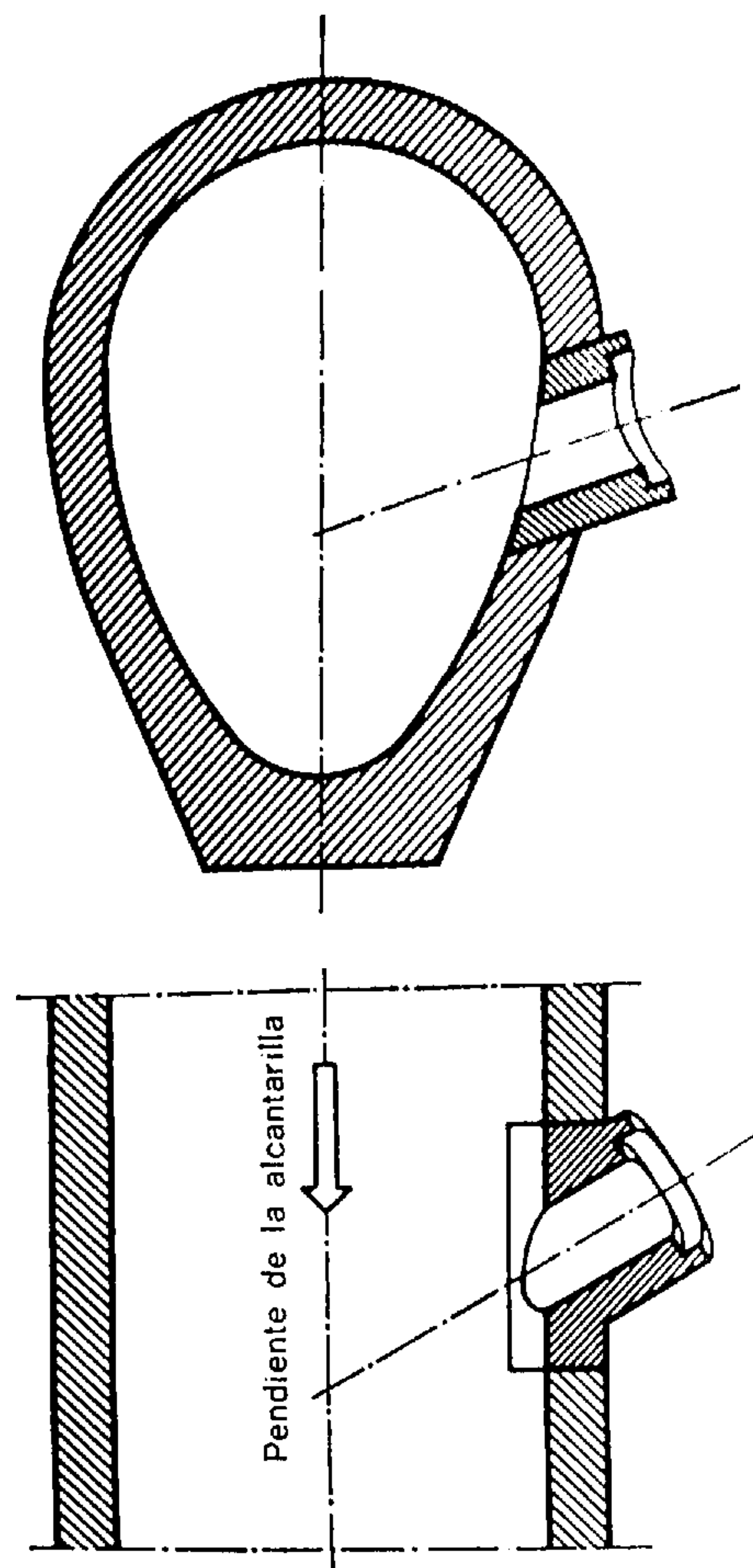
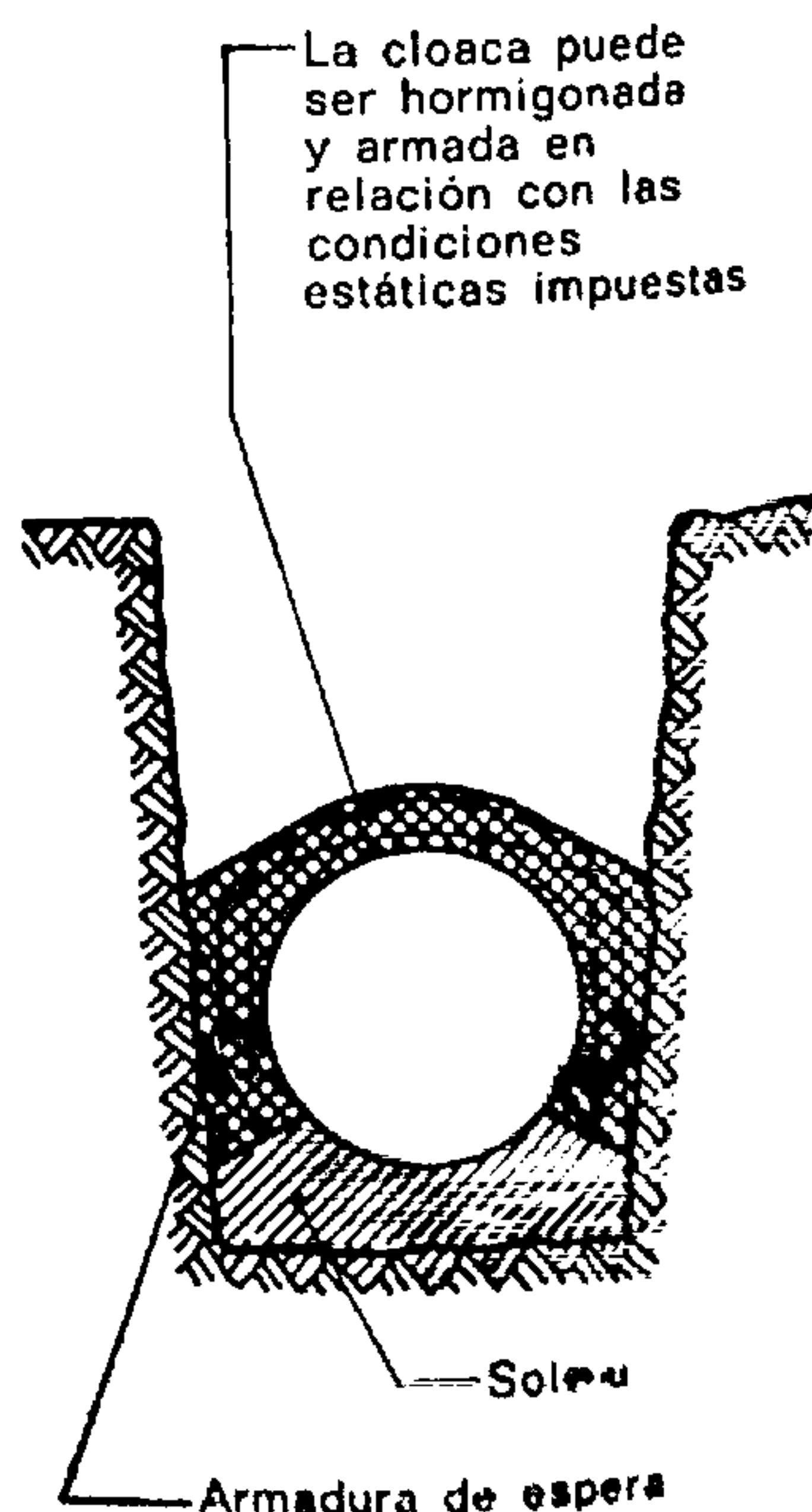


Fig. 333.

Corte y vista en planta de una rama de albañal. Puede hacerse mediante interposición de piezas especiales pre-moldeadas.



de dirección en planta o en las uniones de los diferentes elementos se dispone una *chimenea* o *registro de inspección*.

Además, hay que disponer chimeneas de inspección en los puntos altos del perfil longitudinal.

En las cloacas de pequeña sección deben colocarse chimeneas de inspección cada 20 ó 30 m. Cuando se trata de alcantarillas practicables, es decir de sección grande, las chimeneas puede hallarse a distancias de 75 a 150 m. Las aguas de las precipi-

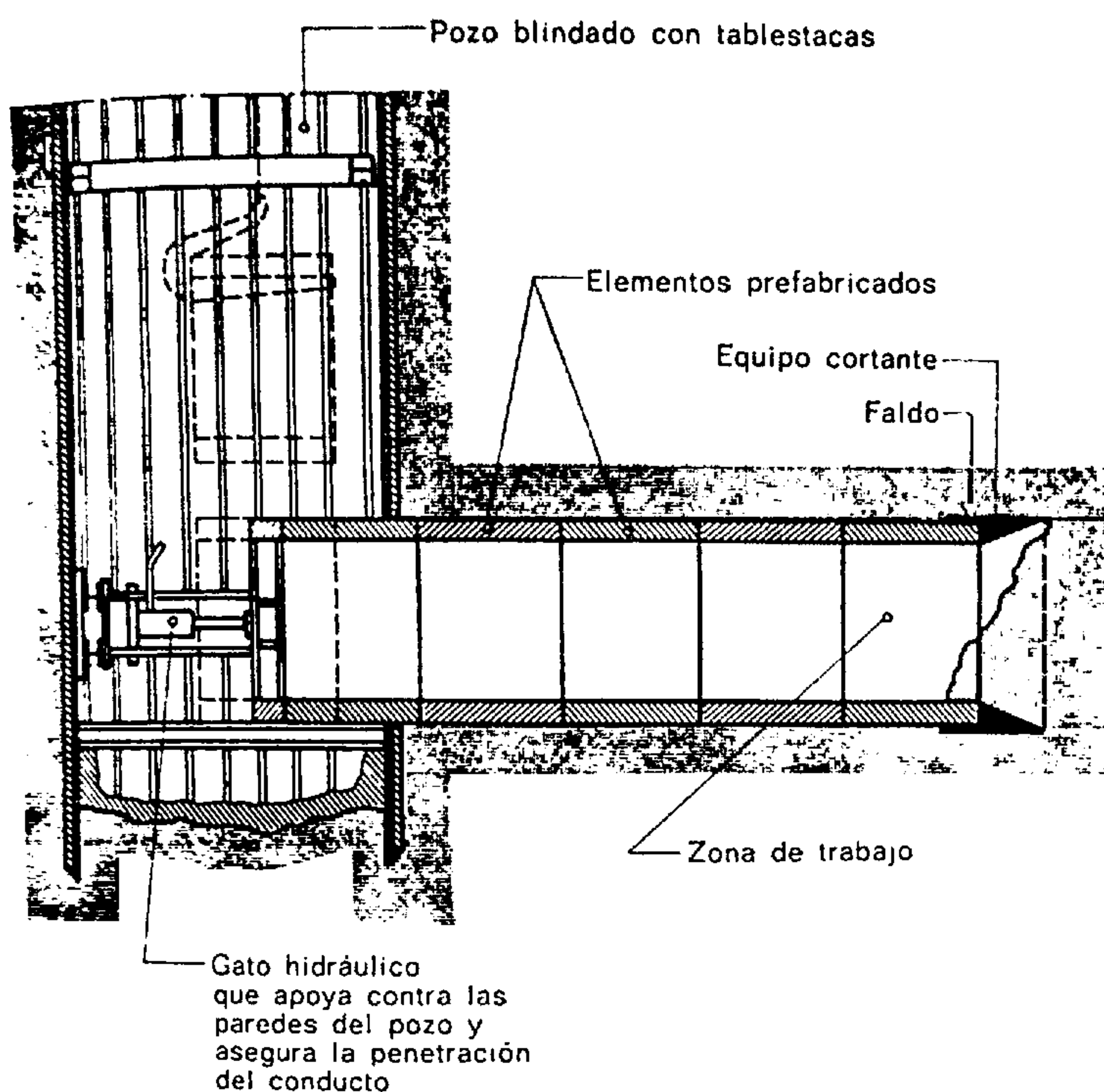


Fig. 335.

Corte transversal de una canalización en curso de ejecución (cuando haya obstáculos)

El sistema de «tubo empujado» permite realizar canalizaciones bajo los firmes, los aeródromos y los ríos sin necesidad de tener que abrir zanjas. En una capa de agua o en un terreno fuertemente impregnado de agua la zona de trabajo se llena de aire comprimido. Un caso idéntico al de los cajones es el que preside este dispositivo.

taciones atmosféricas recogidas por los firmes y pavimentos son conducidas por la pendiente del perfil transversal (aprox. de un 1,5 %) hacia las cunetas longitudinales que corren junto al bordillo de la acera. En cada tramo de 30 a 50 m se disponen *imbornales* que recogen esas aguas y las vierten en la alcantarilla.

Esos imbornales deben llevar un sifón que impida la salida hacia la calle de los malos olores. El

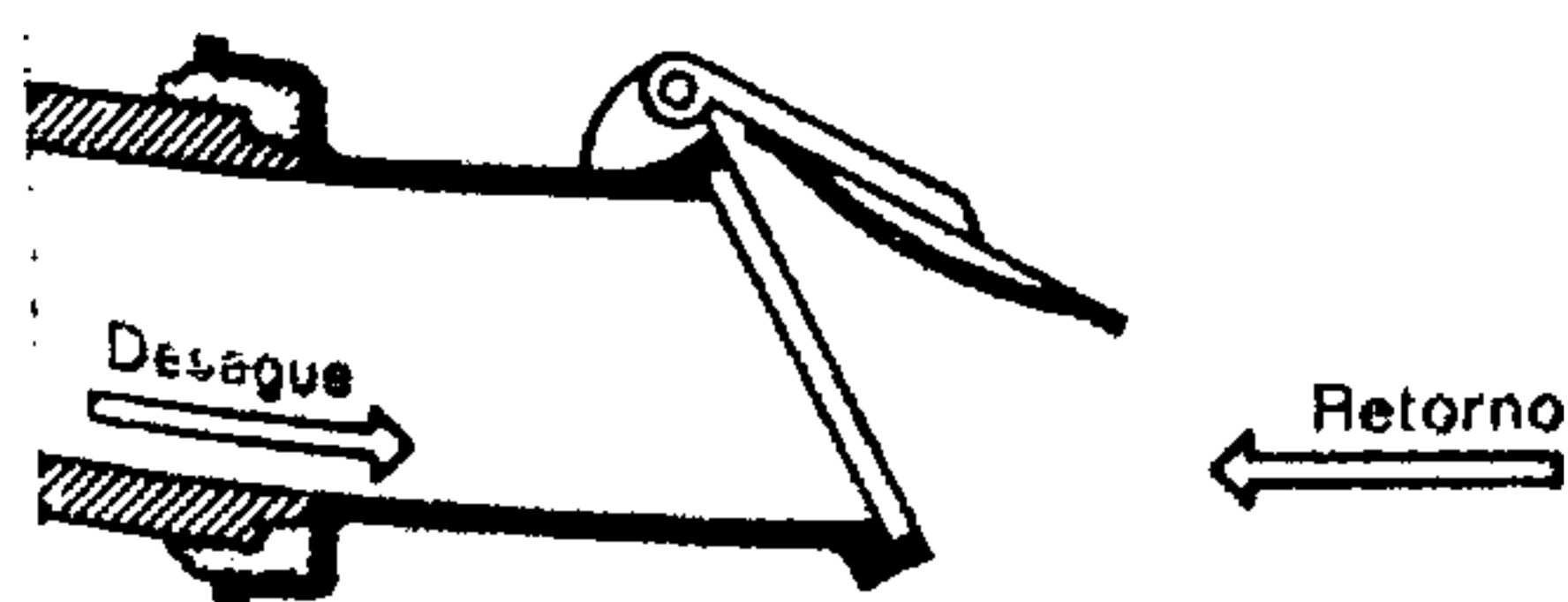


Fig. 336.

Obturador de retorno, hecho de fundición

Empalme con la cloaca puede hacerse mediante conductos de 15 cm de diámetro. Ciertos reglamentos regionales imponen un diámetro mínimo de 30 cm para toda canalización situada bajo el firme (en Suiza).

El perfil longitudinal de una alcantarilla debe presentar una solera lisa y continua para la evacuación

de las aguas residuales, mientras que, para las aguas pluviales, con el fin de eliminar arenas y gravas, estará cortado de trecho en trecho por registros destinados a la decantación de las materias de suspensión (arenas y gravas).

Las alcantarillas deben estar enterradas lo más profundamente posible; desde luego tal profundidad está subordinada al nivel a que se halle la salida de descarga. La tendencia actual a construir varios pisos de sótanos crea problemas a la evacuación de

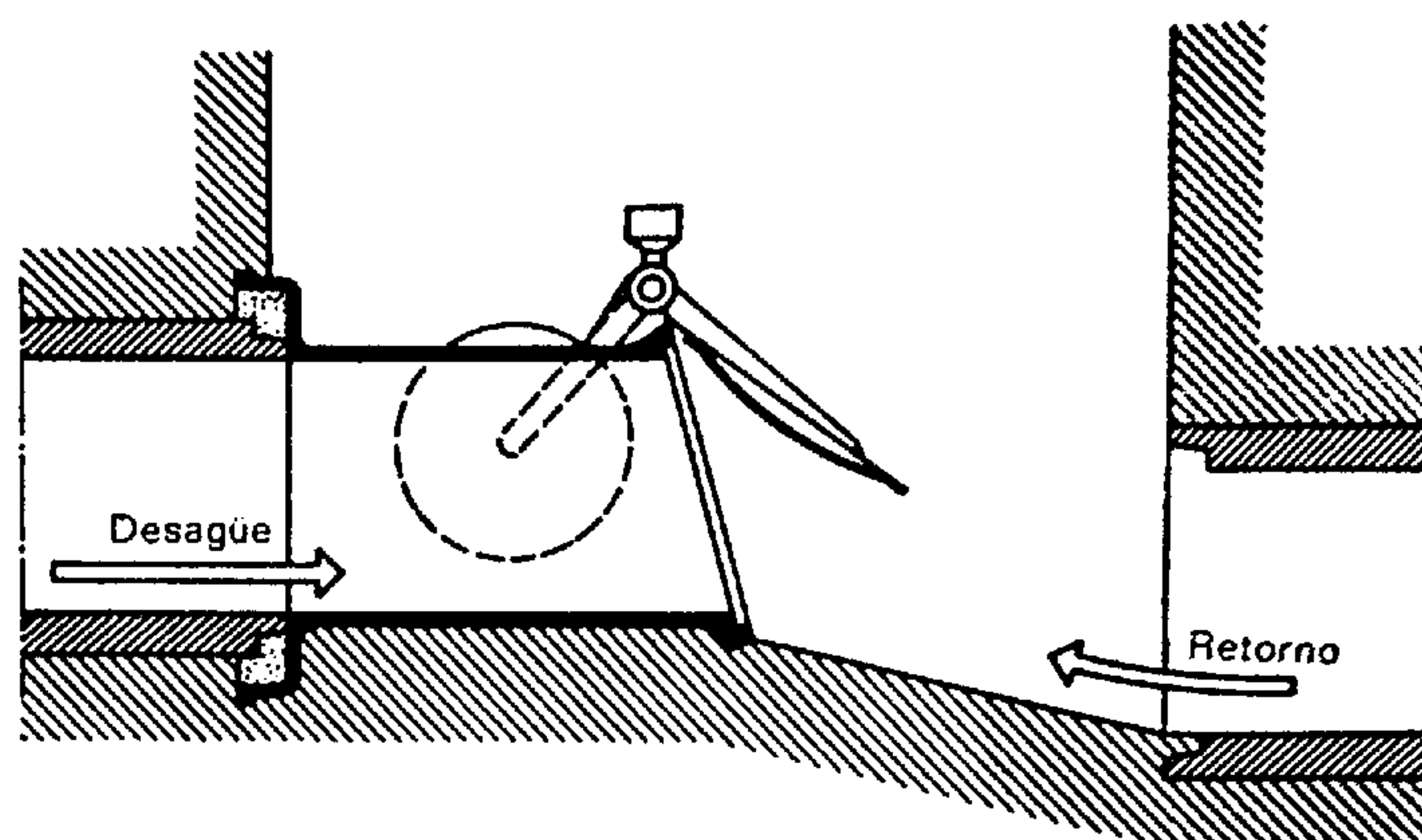


Fig. 337.

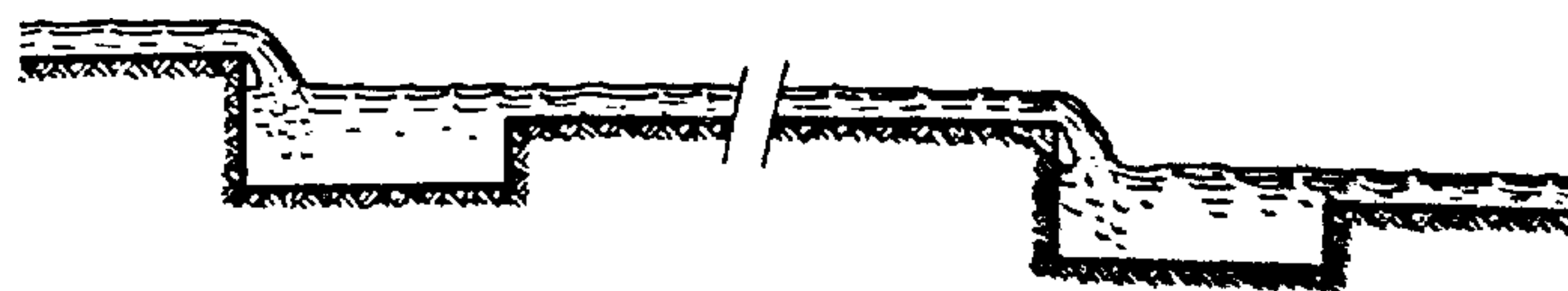
Válvula de flotadores (instalada en un pozo)

Por la acción de los flotadores, cuando hay retornos la válvula se cierra automáticamente.

aguas que, a veces, son de solución bien difícil si no se recurre a medios mecánicos.

Cuando el nivel de la alcantarilla es tal que existe el peligro de que se produzcan retornos de agua hacia los inmuebles vecinos, el ramal de albañal estará provisto de un dispositivo que impida dicho reflujo. Tal dispositivo tiene que estar emplazado en lugar accesible.

Si la pendiente de la alcantarilla presenta una inclinación excesiva, su perfil longitudinal debe presentarse bajo la forma de una sucesión de escalones, creando de ese modo en la corriente líquida una serie de saltos sucesivos.

Fig. 338.
Gradás

Originan saltos de agua sucesivos que permiten reducir la pendiente de los diferentes tramos.

3.2. CANTIDADES DE AGUA

3.2.1. AGUAS RESIDUALES

Los caudales de agua que han de circular por las alcantarillas (aguas residuales y precipitaciones atmosféricas) se computan en unidades: litros por segundo y por hectárea (l/s · ha).

$$1 \text{ hectárea} = 100 \text{ áreas} = 10\,000 \text{ m}^2 \\ (1 \text{ área} = 100 \text{ m}^2).$$

Las aguas residuales admitidas en las alcantarillas corresponden a un caudal relativamente escaso,

tan escaso, incluso, que casi puede despreciarse. Sin embargo importa cerciorarse de que la velocidad de esas aguas sea suficiente para arrastrar y evacuar los sedimentos de materias sólidas.

La cantidad de aguas residuales depende del consumo de agua diario por habitante, consumo que debe distribuirse en unas 10 horas.

Supongamos una aglomeración de 250 habitantes por ha y un consumo de 500 l por habitante. El caudal de agua residual se calcula así:

$$Q \text{ caudal en l/s} \cdot \text{ha} = \frac{250 \text{ hab./ha} \cdot 500 \text{ l/hab.}}{10 \text{ horas} \cdot 3600 \text{ s}}$$

o sea $Q =$ aproximadamente 3,5 l/s·ha.

Este caudal tan débil aumentará en realidad con las aguas procedentes de las instalaciones industriales y de los servicios públicos.

3.2.2. AGUAS DE LAS PRECIPITACIONES ATMOSFÉRICAS

Las aguas atmosféricas representan la parte más importante de los caudales a evacuar por las alcantarillas.

Este caudal depende de la importancia de las precipitaciones atmosféricas y de la superficie de la cuenca vertiente (superficie de terreno a la cual sirve de desagüe la alcantarilla). Depende asimismo de la naturaleza del suelo y de la vegetación que cubre la cuenca receptora. La variación de la intensidad de los aguaceros en torno a su máximo (centro de lluvia) y la inclinación del terreno también influyen en el caudal total.

La cantidad total de las aguas que han de circular por una alcantarilla viene dada por la fórmula

$$Q = q \cdot \varphi \cdot S \cdot \delta$$

en la cual representan:

$Q =$ el caudal en l/s.

$q =$ el caudal unitario de los aguaceros, en litros por segundo y por hectárea, determinado por levantamientos efectuados en la región de la futura construcción.

$\varphi =$ el coeficiente de escurrimiento que depende de la naturaleza del suelo, de la vegetación o de los elementos que recubren la superficie de la cuenca receptora.

$S =$ la superficie de la cuenca vertiente (o receptora, o zona de escurrimiento, o cuenca hidrográfica) en hectáreas, y

$\delta =$ coeficiente subordinado a la variación de la intensidad del aguacero en torno a su máximo, a la forma de la cuenca vertiente y a su magnitud.

A) Investigación del caudal unitario

Parte de las aguas atmosféricas, restituidas por la lluvia, la nieve, el granizo, el aguanieve, la niebla o la escarcha se infiltra en los terrenos, mientras que otra parte se escurre por la superficie del suelo o vuelve a la atmósfera por evaporación.

Las cantidades de agua que caen sobre la superficie del suelo se miden por medio de los pluviómetros. Estos aparatos, que están concebidos para limitar la evaporación de su contenido, recogen el agua sobre una unidad de superficie y traducen en altura de agua las cantidades recogidas.

La intensidad de una precipitación es la relación entre la altura de agua recogida y la duración del aguacero, o sea:

$$i = \frac{h}{t}$$

en la cual:

$i =$ la intensidad de la precipitación

$h =$ la altura de agua recogida (en mm)

$t =$ la duración del aguacero (en minutos).

El caudal de una precipitación se expresa por el valor:

$$q = \frac{10\,000 \cdot 100}{60 \cdot 100} \cdot \frac{h}{t}$$

q es el caudal en l/s·ha

1 hectárea = 10 000 m² = 10 000 · 100 dm²

1 mm = $\frac{1}{100}$ dm

1 minuto = 60 segundos,

por lo que: $q = 166,7 \cdot \frac{h}{t}$.

El caudal admisible para el cálculo de una alcantarilla depende, pues, de la intensidad i de los aguaceros máximos que caen en la cuenca vertiente.

La investigación de la intensidad i se efectúa valiéndose de las estadísticas establecidas en las cercanías del punto donde se va a construir. Esta investigación se llevará por un período T más o menos prolongado según el grado de seguridad que se quiera obtener en el funcionamiento de la alcantarilla.

Se tiene con ello la seguridad (dejando aparte casos verdaderamente excepcionales) de que durante dicho período T podrán ser evacuadas todas las precipitaciones que se produzcan.

Puesto que las consecuencias de un retorno de aguas de las cloacas son siempre más graves en la ciudad que en el campo, generalmente se adopta un período más largo para las zonas urbanas que fuera de ellas. Así es que se deberá tomar como bases:

$T = 20$ años para las ciudades

$T = 10$ años para las zonas rurales.

La intensidad de los aguaceros es inversamente proporcional a su duración. En efecto, las estadísticas demuestran que los chaparrones de corta duración tienen una intensidad superior a los aguaceros prolongados.

Según un estudio detallado de M. Archinard, ingeniero, publicado en la "Revue suisse de la route" (año 21, n° 1) resulta que en Ginebra, a base de las estadísticas, se obtienen los valores siguientes:

$q_{\max} = 550$ l/s·ha
(sin contar los aguaceros excepcionales).

En los chaparrones de muy corta duración, la intensidad, independiente de la duración, puede llegar a ser:

$$q = 0,2 \sqrt[3]{T}$$

(la duración límite de los chaparrones cortos es de unos 4 minutos).

La duración de los aguaceros corrientes excede rara vez de 40 minutos.

Durante estos últimos, la intensidad puede llegar a ser:

$$q = 0,5 \sqrt[3]{\frac{T}{t^2}}$$

Al rebasar esta duración se encuentran lluvias cuyo caudal unitario vale aproximadamente:

$$q = 30 \text{ a } 40 \text{ l/s} \cdot \text{ha.}$$

El gráfico 13 presenta la variación de los caudales en función de la duración de la lluvia y del período T considerado.

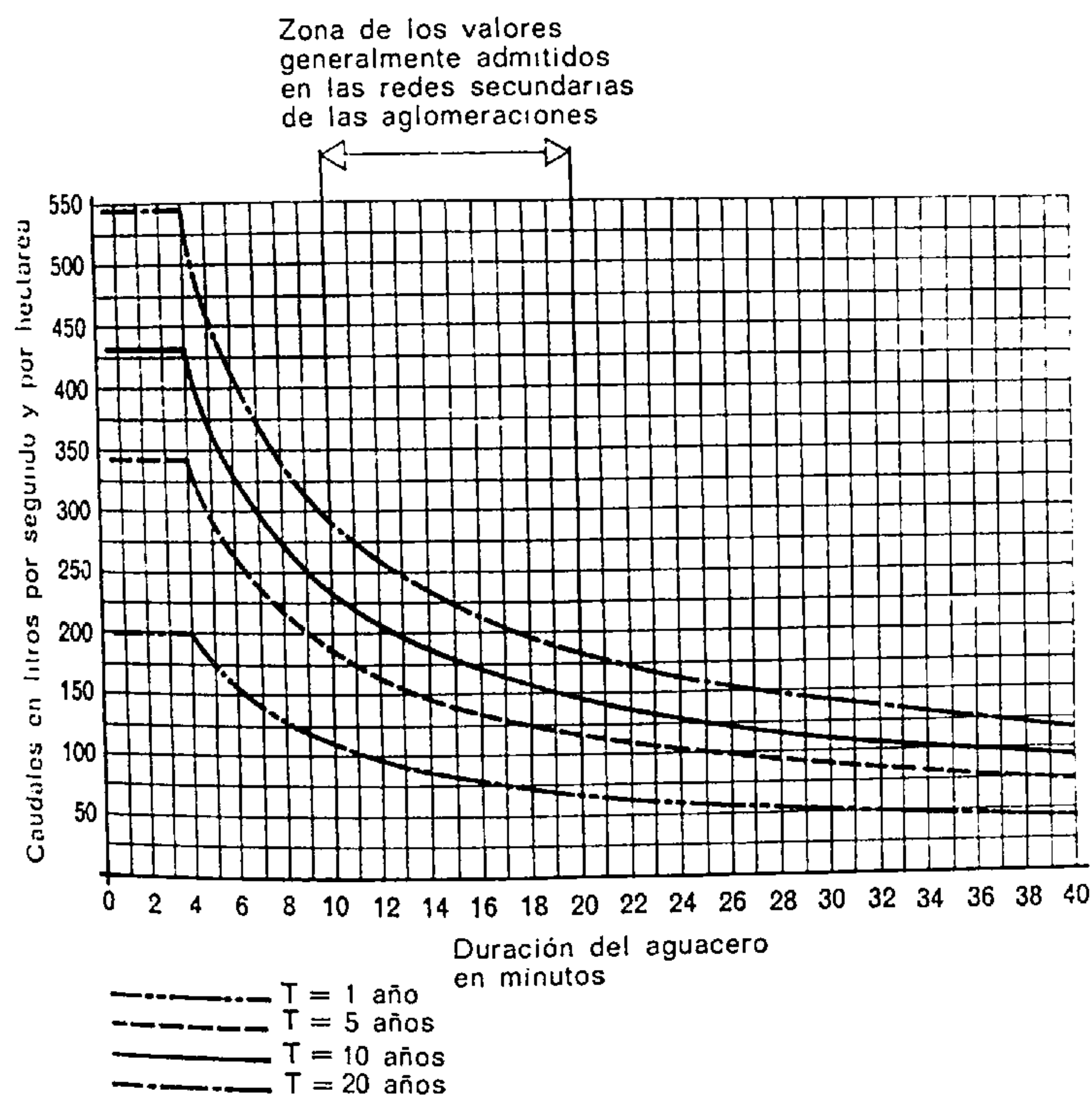


Tabla 18. — Diagrama que representa la variación de los caudales en l/seg · ha en función de la duración de las lluvias; para 4 períodos T : 1 año, 5 años, 10 años y 20 años (medidas realizadas en Ginebra).

Observación: Para los albañales particulares conectados con los alcantarillados de segundo orden, es prudente adoptar un valor de 300 a 350 l/s · ha, o sea de 3 a 3,5 l/s por cada 100 m². El diámetro de los depuradores elegido en función de la superficie que hay que sanear, es de:
30 a 40 cm para una superficie que no pase de 50 m²
40 a 50 cm para una superficie comprendida entre 50 y 200 m²
55 a 60 cm para una superficie comprendida entre 200 y 400 m². Estos depuradores se cubren con una reja de hierro colado, montada en un marco.

A falta de datos precisos se adoptará un valor medio calculado según las observaciones verificadas en Europa y empleado en la ejecución del alcantarillado de poblaciones de una situación idéntica a la del problema a resolver. Esos caudales medios provocados por aguaceros de 15 a 20 minutos suelen estar comprendidos entre los 100 y los 200 l/s · ha.

B) Determinación del coeficiente de escurrimiento φ

La intensidad de los aguaceros da el caudal unitario de las aguas que caen sobre la superficie del suelo. Esas aguas, sin embargo, no van todas ellas a parar a la alcantarilla.

La parte que de tales aguas corresponde evacuar a la alcantarilla es la que corre por la superficie del suelo. Cantidades más o menos importantes penetran en el terreno, se infiltran, se evaporan o quedan estancadas en el subsuelo o en la superficie del suelo.

Los coeficientes de escurrimiento φ determinados experimentalmente permiten definir las cantidades que corren por la superficie del suelo. Dependen de los revestimientos de la superficie (carreteras, plazas, cubiertas, patios, etc.) así como de la vegetación que cubre la cuenca.

Para las redes que tienen asignada una superficie pequeña o para el cálculo de los tramos de una alcantarilla se adoptan los coeficientes siguientes:

- $\varphi = 0,80$ a $0,95$ para las superficies impermeables, cubiertas, firmes, aceras;
- $\varphi = 0,60$ a $0,80$ para los firmes de calles y carreteras y patios pavimentados, según la importancia y número de juntas;
- $\varphi = 0,35$ a $0,50$ para los firmes de macadam, sin alquitranar;
- $\varphi = 0,15$ a $0,20$ para las avenidas recubiertas de garbancillo;
- $\varphi = 0,05$ a $0,20$ para los jardines y paseos;
- $\varphi = 0,01$ a $0,10$ para los bosques y prados cultivados.

La sección de las alcantarillas que tienen asignadas grandes superficies se calcula adoptando coeficientes φ elegidos en relación con la demografía de las zonas asignadas, es decir:

- $\varphi = 0,80$ a $0,95$ para los barrios viejos y para las zonas de viviendas de construcción muy densa;
- $\varphi = 0,50$ a $0,80$ para los barrios modernos, en las zonas de viviendas de construcción densa, sin jardín;
- $\varphi = 0,40$ a $0,50$ para los barrios de construcción dispersa;
- $\varphi = 0,20$ a $0,30$ para los suburbios con jardines y para los barrios residenciales;
- $\varphi = 0,10$ a $0,20$ para los terrenos deportivos y solares sin edificar;
- $\varphi = 0,05$ a $0,10$ para regiones rurales.

Una cuenca vertiente rara vez está cubierta de manera homogénea. Se compone de cierto número de superficies correspondientes a valores diferentes de φ . Es preciso, pues, determinar su coeficiente de escurrimiento medio. Se obtiene de la manera siguiente:

$$\frac{\sum (S \cdot \varphi)}{\sum S} = \varphi \text{ medio} \quad (\Sigma \text{ significa suma})$$

o sea:

$$\frac{\varphi_1 S_1 + \varphi_2 S_2 + \varphi_3 S_3 + \dots + \varphi_n S_n}{S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_n} = \varphi \text{ medio.}$$

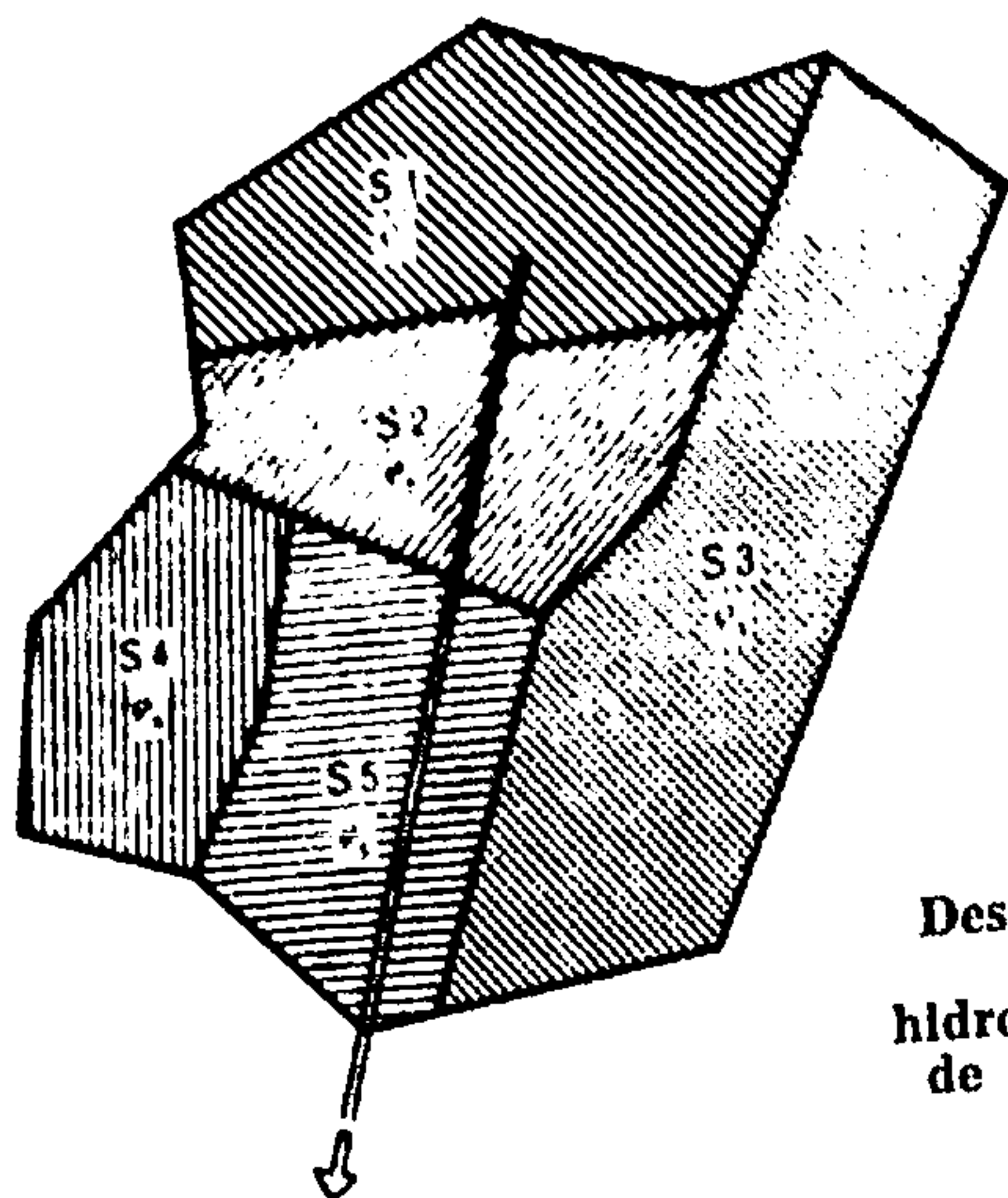


Fig. 339.

Descomposición de una cuenca hidrográfica en zonas de escurrimiento ϕ

C) Determinación de la superficie de la cuenca de recepción

En principio, es la superficie de la proyección horizontal de la cuenca vertiente la que recoge las aguas pluviales. Los límites de esta superficie rara vez son los puntos altos de la topografía del lugar. Dependen, en cambio, de las posibilidades de las pendientes realizables para conducir las aguas a los imbornales así como de los puntos de recogida de las aguas de cubiertas.

En un punto dado de un tramo de alcantarilla, el caudal más fuerte se alcanza cuando el tiempo de evacuación de las aguas recogidas en la cuenca vertiente es igual a la duración del aguacero. Si la cuenca receptora es de pequeña superficie, son los aguaceros los que determinan el cálculo de los caudales. Cuando la cuenca es de gran superficie, son las lluvias las causantes de los caudales máximos.

La duración del aguacero y el tiempo necesario para la evacuación de las aguas están, pues, íntimamente ligados entre sí. El tiempo de evacuación depende de la sección de la alcantarilla y del volumen del agua vertida en la misma. El volumen del agua está condicionado entre otras cosas por la superficie de la cuenca vertiente. La elección de la superficie de la cuenca de recepción atribuida a una alcantarilla es por lo tanto algo delicada y tanto más cuando se trate de obras de grandes dimensiones.

En la superficie de la cuenca de recepción, el agua circula por gravedad, siguiendo las líneas de máxima pendiente. Por eso el agua que corre por la superficie tarda cierto tiempo en llegar desde los puntos más alejados de la superficie a las bocas de los imbornales. En las inmediaciones de los límites exteriores de la cuenca vertiente, son necesarios 5 minutos o más para que tenga lugar ese escurrimiento por la superficie.

Las cuencas de recepción generalmente se subdividen en cierto número de superficies que corresponden cada una a un tramo de alcantarilla. Todos esos tramos componen los sistemas ramificados entre los cuales se distinguen las colectoras secundarias y las principales. La red secundaria recoge las aguas residuales de todas las habitaciones y las aguas pluviales

interceptadas por los firmes y pavimentos. La red primaria recibe las aguas residuales de la red secundaria y las conduce a un punto dado (central de depuración, por ejemplo).

En las cuencas vertientes de gran superficie, el volumen de aguas a evacuar por la red primaria sería enorme. Debido a ello, por razones de economía y de lógica, al tiempo que se garantiza la necesaria seguridad, se evacúan los volúmenes excesivos por "vertederos de tormentas". Esos vertederos desembocan en cursos de agua o en lagos y sólo dejan para la red primaria un caudal relativamente pequeño. En Suiza, ese caudal se calcula en 15 l/s·ha. Esta cantidad de agua se considera necesaria y suficiente para la evacuación de los desechos depositados en tiempo de sequía y, por consiguiente, para lograr la limpieza de las canalizaciones. (En Ginebra esa cantidad corresponde al 87,5 % del volumen de las aguas pluviales caídas en un año y al 5 % de la intensidad de los aguaceros máximos. Lo cual significa que el 12,5 % del agua recogida en la cuenca vertiente se evacua, mediante los vertederos o rebosaderos de la

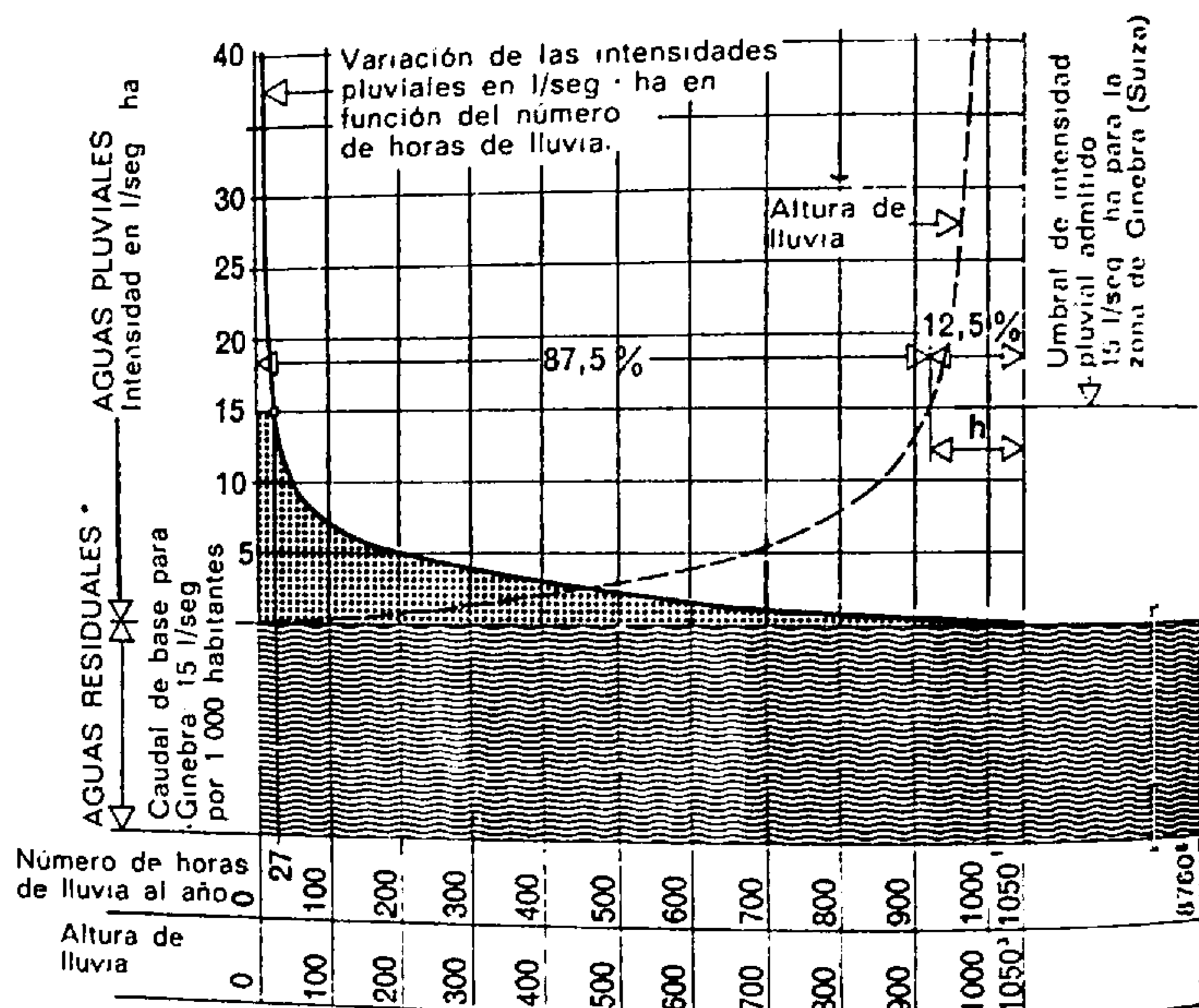


Fig. 340.

Curva de las alturas de lluvia que proporcionan los datos básicos para el cálculo de las alcantarillas de las redes primarias

* Observación: Las aguas consumidas por la industria deben ser registradas o bien en "equivalente por habitante" si no presentan más que un pequeño caudal o bien en su verdadero valor en los segmentos o tramos considerados de las alcantarillas. (En Ginebra, dado el pequeño número de industrias consumidoras y el pequeño caudal que representan, son incorporadas a las aguas residuales.)

¹ Número de horas de lluvia por año (número aproximado);

² Número de horas por año;

³ Altura de la lluvia caída en un año.

red secundaria, directamente en la naturaleza, sin tratamiento.)

En las aglomeraciones, cada calle está provista de una alcantarilla elemental que recoge las aguas interceptadas por las cubiertas de las construcciones que bordean las calles y las recogidas por éstas y vertidas en los imbornales. (Se calcula que, en general, un paso de un centímetro cuadrado a través de una reja colocada al nivel del firme basta para una cuenca

vertiente de un metro cuadrado.) Los imbornales situados frente a frente se hallan a distancias de 30 a 50 m.

En la práctica, se traza el esquema de una red de alcantarillado sobre el plano de la zona que se desea sanear; luego, se distribuye la superficie de la cuenca vertiente proporcionalmente a los diversos tramos. Según la complejidad del plano, se estudia un cierto número de soluciones, para cada una de las cuales se establece el perfil longitudinal de la conducción. En cuanto a las pendientes se admite generalmente *a priori* que son idénticas en todos los tramos y que la bóveda de las alcantarillas es casi paralela a la pendiente general de la cuenca. Las diferencias entre las secciones de los segmentos se marcan al nivel de las soleras.

D) Distribución de las lluvias por la superficie de la cuenca vertiente

Cuando se produce un aguacero, se comprueba que la intensidad de la precipitación en todos los puntos de la superficie de recepción no tiene un valor constante. El *centro de lluvia* es el lugar de máxima intensidad. Ésta disminuye proporcionalmente al alejamiento del centro. La *curva de lluvia* representa esa variación. La curva acampanada, formulada según la expresión $y = e^{-Kx^2}$ parece ser la que más se aproxima a la mayoría de los casos (salvo la asíntota del eje horizontal que parece discutible). Según Frühling esta curva se presenta bajo la forma de la rama inferior de una parábola cuyo eje es horizontal y cuya tangente en el vértice coincide con el origen de ordenadas (véase la fig. 341).

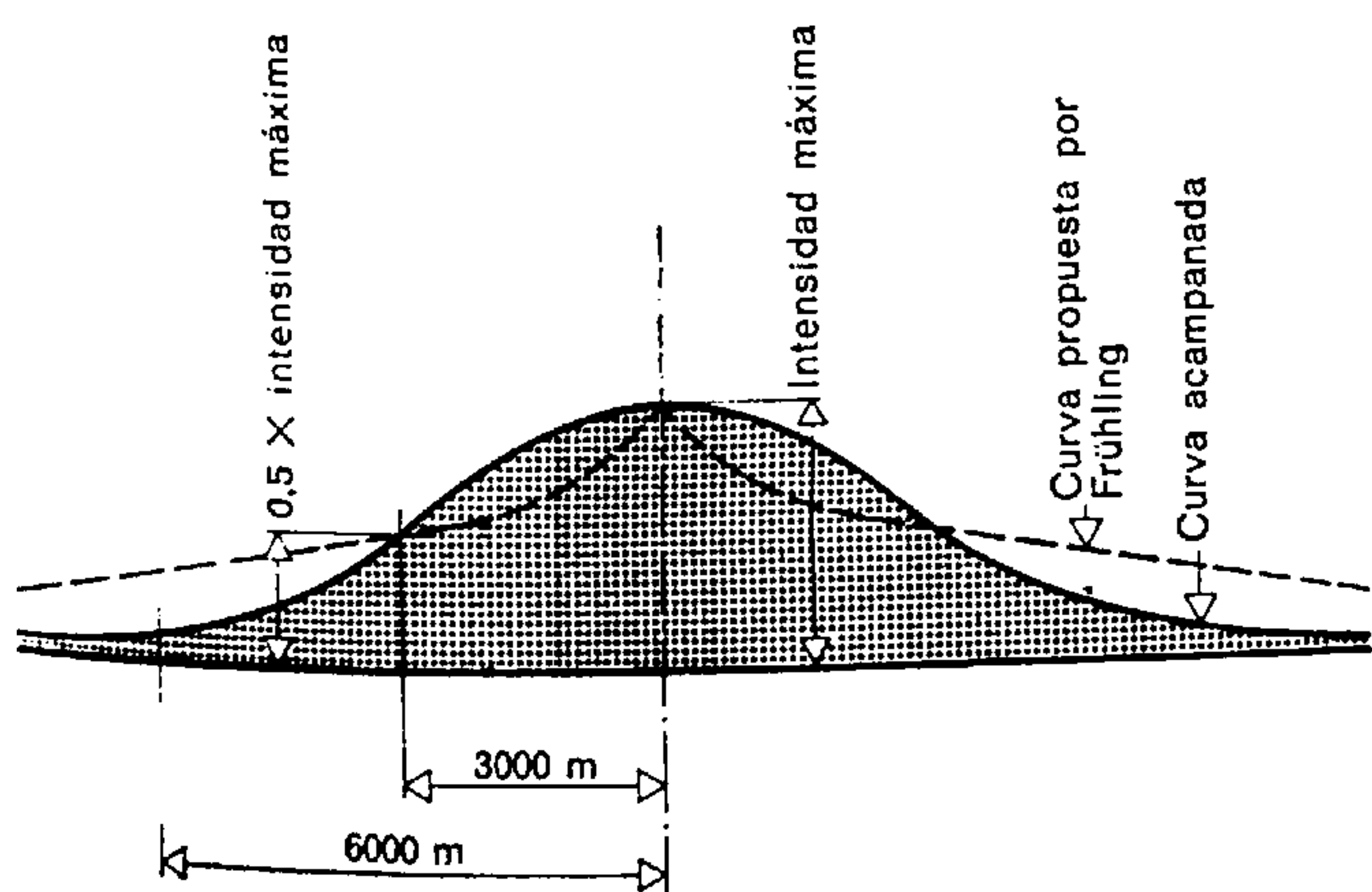


Fig. 341.

Curva que caracteriza la variación de la intensidad de las precipitaciones alrededor del centro de lluvia

La forma de la cuenca de recepción, bajo la intensidad de la lluvia, influye asimismo en el caudal total de las aguas que hay que evacuar. Conviene observar sin embargo que la incidencia de esas últimas consideraciones es muy remota y que sólo está calculada para las alcantarillas que cubren una gran superficie o para aquellas cuya cuenca de recepción es un rectángulo muy alargado. Para evitar largos cálculos y salir al paso a ciertos escrúpulos, pueden adoptarse los coeficientes siguientes:

Alcantarillas cortas y medias

(casos corrientes)

$$\varphi = 1$$

Alcantarillas largas

$$\varphi = 0,98 \text{ a } 0,95$$

Alcantarillas muy largas

$$\varphi = 0,95 \text{ a } 0,90$$

(Valores calculados por el ingeniero L. Archinard.)

La inclinación de la cuenca vertiente, la fuerza de los vientos actuando sobre los aguaceros son otros factores que influyen en la velocidad de escurrimiento y en la cantidad de agua que se evacua. Sin embargo, estas influencias sólo son apreciables en alcantarillas de gran longitud y en ciertos casos especiales.

E) Cálculos aproximados de las secciones de las alcantarillas

El importante estudio de Archinard contiene una expresión que permite conocer rápidamente (y con mucha aproximación) la sección de las alcantarillas asignadas a una superficie determinada:

$$D \text{ o } h = m \sqrt[3]{S}$$

D = diámetro de la alcantarilla de sección circular

h = altura de la alcantarilla de sección oval

S = superficie de la cuenca receptora

m = coeficiente que depende de las dimensiones de la cuenca vertiente y del coeficiente de escurrimiento dado por la Tabla 19.

Tabla 19. — Coeficientes que permiten calcular rápidamente las canalizaciones.

	Superficies pequeñas alcantarilla		Superficies medianas y grandes oval	Superficies muy grandes oval
	circular	oval		
Ciudad . .	0,72	0,9	0,7	0,3
Suburbios . .	0,64	0,8	0,5	0,2
Pueblo . .	0,48	0,6	0,2	0,2
Campo . .	0,24	0,3	0,1	0,1

Las secciones así halladas deben comprobarse ulteriormente por medio de un cálculo preciso. Su determinación aproximada, sin embargo, habrá permitido esquematizar la alcantarilla y subordinar las cuencas de recepción a la importancia de los tramos de alcantarilla y al tiempo necesario para la evacuación de las aguas.

4.1. CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LAS ALCANTARILLAS

La sección de las alcantarillas se calcula como la de canales a cielo abierto, de acuerdo con las fórmulas de Bazin, de Strickler, de Ganguillet y Kutter, etc.

Conociendo el caudal y las características topográficas de la cuenca que determinan la pendiente de la alcantarilla, es posible calcular la sección de la canalización.

Las expresiones empleadas para los cálculos hidráulicos se resumen de este modo:

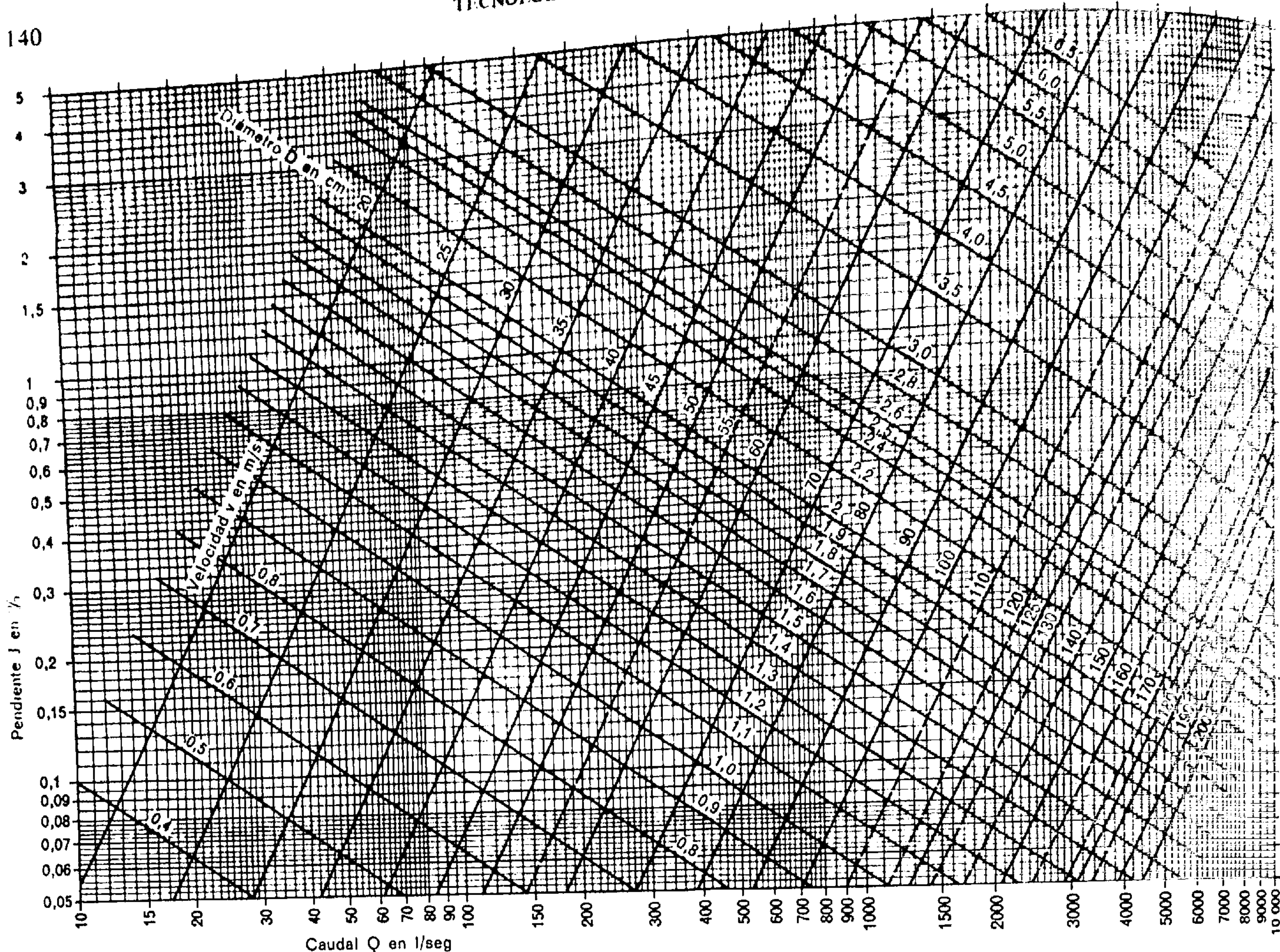


Tabla 20. — Abaco de escurrimiento para perfiles circulares totalmente llenos.

Según la fórmula de Strickler: $v = K \cdot J^{1/2} \cdot R^{2/3}$, para $K = 100$. J en cm por m.

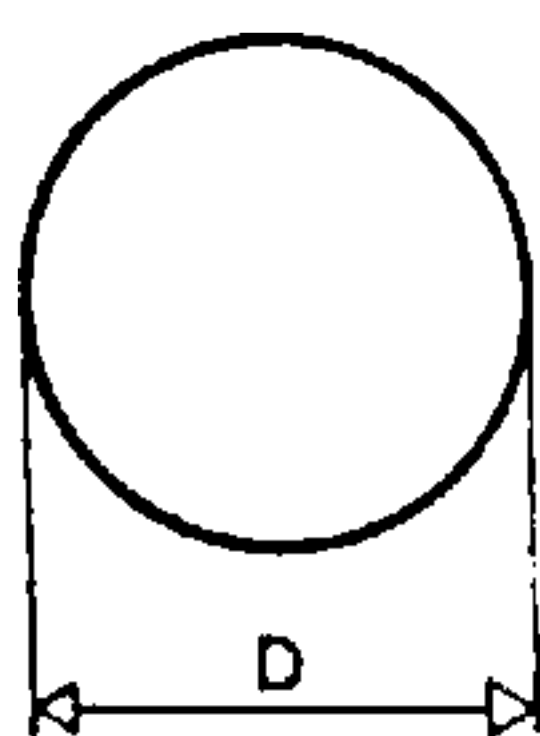


Fig. 342.

Trazado de una conducción de sección circular

$D =$ diámetro.

En una conducción de hormigón normal ¿qué diámetro hay que elegir para evacuar 900 l/seg., con una pendiente del 0,9 %? ¿Cuál será la velocidad media del agua en la conducción? $K = 75$. Los valores leídos en la tabla 15 son, pues, superiores a los de la conducción en cuestión, en una proporción de $\frac{100}{75}$.

Caudal ficticio a evacuar: $900 \cdot \frac{100}{75} = 1.200$ l/seg.

Lectura en la tabla 15: en la abscisa 1.200 l/seg., ordenada 0,9 %, se encuentra el diámetro: 70 cm y la velocidad: 3 m/seg. (ficticia).

Velocidad real: $\frac{3}{x} = \frac{100}{75}$, o sea $\frac{3 \cdot 75}{100} = 2,25$ m/seg.

¿Cuál sería la altura de agua para ese mismo caudal en una tubería de 1,20 m de diámetro? y ¿cuál sería entonces la velocidad del agua?

Caudal máximo ficticio de una tubería de 1,20 m y pendiente del 0,9 %: $Q = 4.800$ l/seg.; velocidad 4,25 m/seg.

Grado de llenado: $\frac{1.200 \cdot 100}{4.800} = 25$ %.

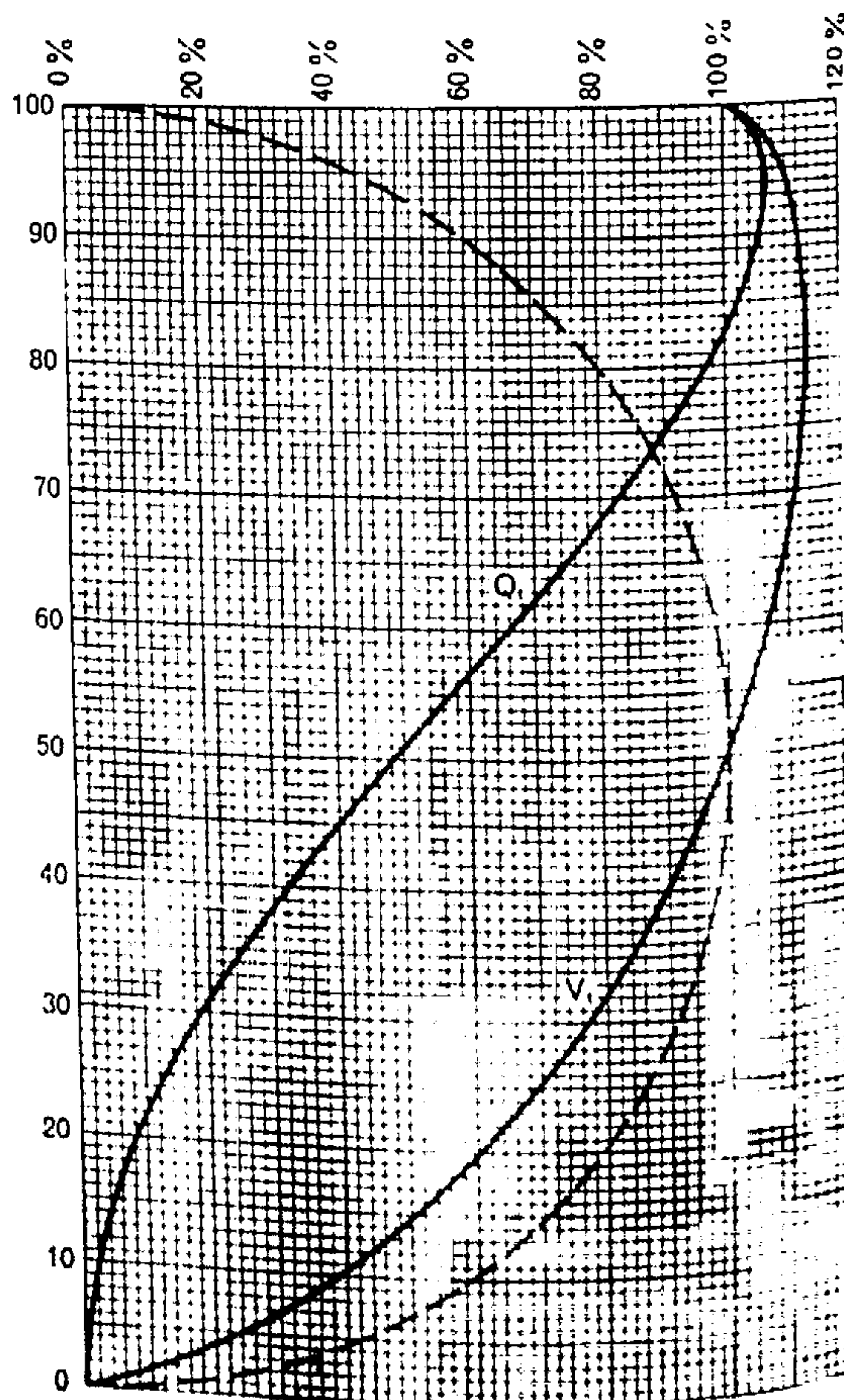
Lectura en la tabla 21: en la abscisa 25 %; altura $h' = 35$.

$H = \frac{120 \cdot 35}{100} = 42$ cm.

Velocidad del agua en la tubería: 84 % de v a plena sección, o sea:

$4,25 \cdot \frac{84}{100} \cdot \frac{75}{100} = 2,68$ m/seg.

Tabla 21. — Variaciones del caudal y de la velocidad en función del grado de llenado, para los conductos de sección circular.



$$Q = S \cdot V$$

Q = caudal en m³/s
 S = superficie de la sección del conducto
 V = velocidad del agua en m/s.

$$V = K \sqrt{R \cdot J}$$

K = coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza de las paredes de los conductos
 R = radio hidráulico
 $\quad = \frac{\text{superficie mojada}}{\text{perímetro mojado}}$ en m
 J = pendiente de la canalización en cm de altura por m de longitud.

Radio hidráulico R de una sección circular de radio r llena al máximo:

$$R = \frac{\pi r^2}{2\pi r} \text{ de donde } R = \frac{r}{2}.$$

El radio hidráulico varía con el grado de llenado del conducto.

En Suiza, se emplea generalmente para los cálculos de las canalizaciones la expresión del Dr. Strickler:

$$v = K \cdot \sqrt[3]{R^2 \cdot J}.$$

Se admiten para el coeficiente K de la fórmula de Strickler los valores siguientes:

Alcantarillas de sección circular, de cemento, visitables	$K = 80$ a 88
Alcantarillas de sección circular, de cemento, no visitables	$K = 75$ a 85
Alcantarillas de sección circular, de cemento centrifugado, visitables	$K = 85$ a 95
Alcantarillas de sección circular, de cemento centrifugado, no visitables	$K = 80$ a 90 .

Estas cifras son válidas para velocidades de escurrimiento de alrededor de 2 m/s; para velocidades diferentes:

$v = 3$ m/s	$103,5 \cdot K/100$
$v = 1$ m/s	$94,5 \cdot K/100$
$v = 0,5$ m/s	$88 \cdot K/100$.

En Francia, se utiliza más bien la fórmula de Bazin:

$$v = \frac{87 \cdot R \cdot \sqrt{J}}{\sqrt{R} + \gamma}$$

en la cual $\gamma = 0,16$ para las alcantarillas de hormigón.

Para las alcantarillas, la expresión de Ganguillet y Kutter da excelentes resultados:

$$v = K \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

en la cual $K = \frac{100 \sqrt{R}}{n + \sqrt{R}}$

donde $n = 0,25$ para las aguas limpias
y $n = 0,35$ para las aguas fecales.

El gráfico 20 es un ábaco que permite por simple lectura el cálculo directo del diámetro, en función del caudal y de la pendiente. Ofrece además la posibilidad de determinar el caudal cuando el conducto no está del todo lleno, cosa que ocurre con frecuencia.

En efecto, el caudal de una conducción es proporcional al grado de llenado. La Tabla 21 presenta los valores del caudal y de la velocidad, en función del grado de llenado de los conductos circulares y ovales.

Los gráficos 22 y 23 permiten determinar las características de los conductos ovales, en función del caudal y de la pendiente de la alcantarilla.

4.2. ELECCIÓN DE LA SECCIÓN

La forma más favorable para la circulación de un caudal constante es la circular. Prácticamente, la importante diferencia entre el caudal de las aguas residuales y el de las aguas procedentes de precipitaciones atmosféricas exige la sección ovalada, mucho

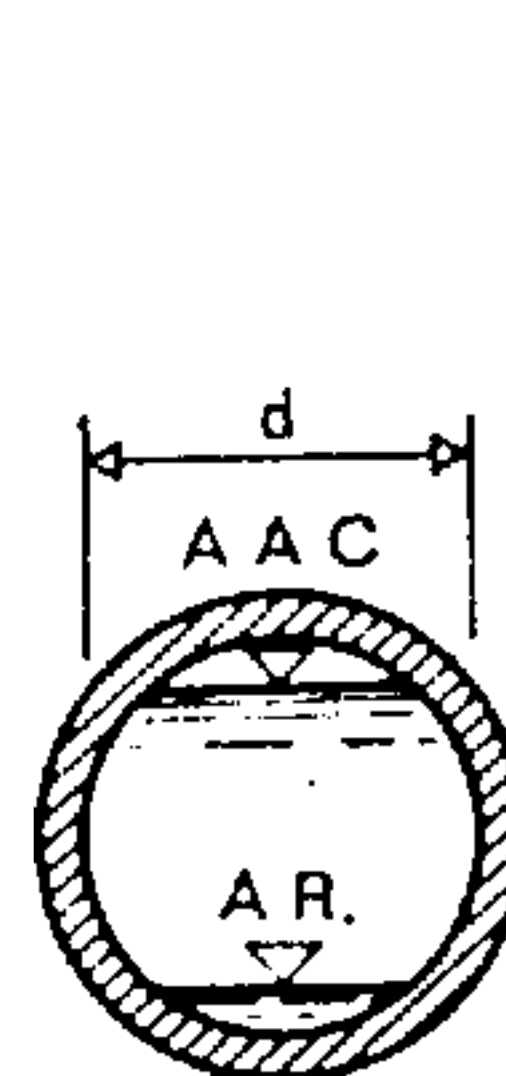


Fig. 343.

La circulación en las tuberías de sección circular sólo es favorable cuando estas tuberías van llenas.

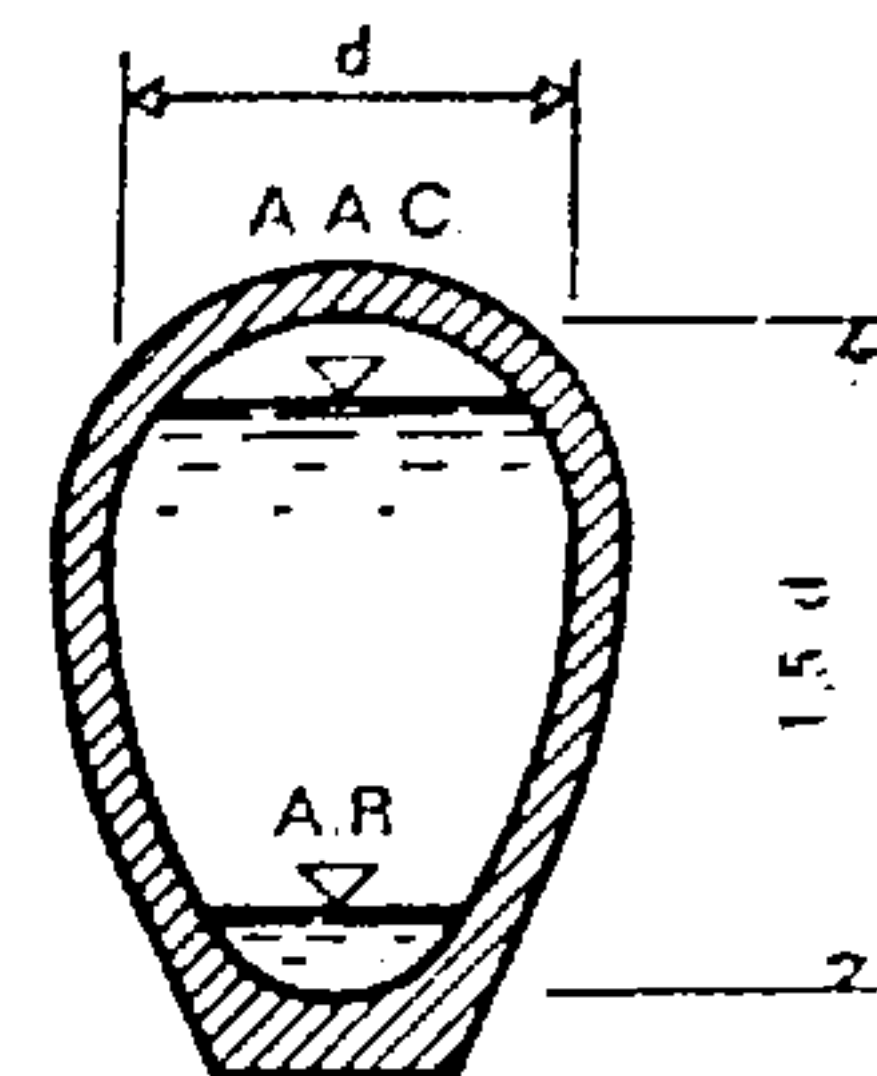


Fig. 344.

En las tuberías ovaladas la circulación se adapta mejor a las variaciones del caudal. (Proporciones según las normas suizas y alemanas.)

más apropiada para un caudal variable. No se adoptará esta última forma más que cuando el diámetro de la sección circular correspondiente exceda de 40 a 50 cm.

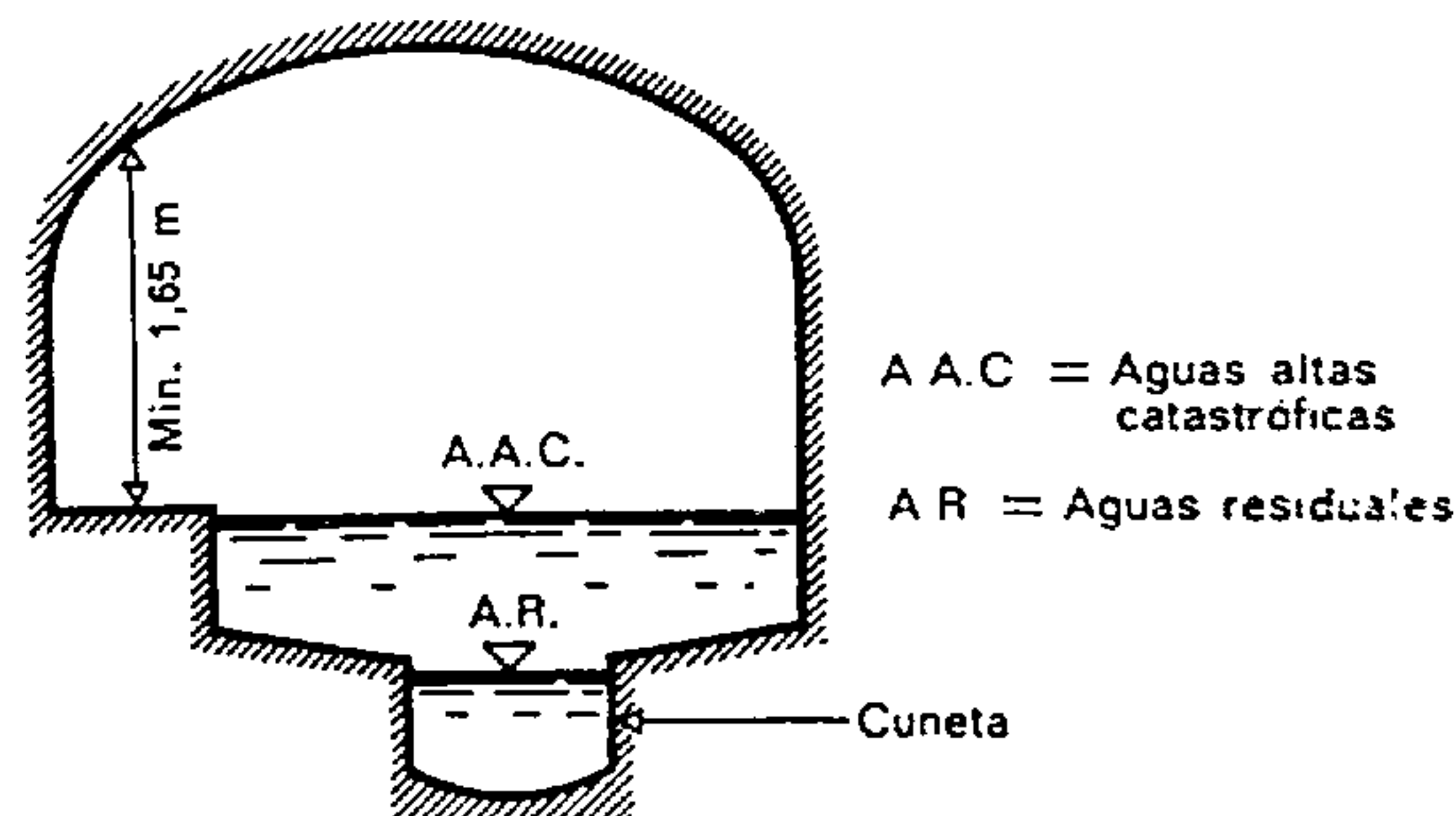


Fig. 345.

Sección de una alcantarilla importante
(Con un andén de circulación.)

Las alcantarillas importantes deben tener una altura suficiente para permitir su inspección. El perfil adoptado comprende generalmente una parte más profunda llamada *cuneta*, que sirve para la evacuación de las aguas residuales, y uno o dos andenes de circulación. La altura libre para la circulación debe ser de 1,65 como mínimo.

4.3. PENDIENTE DE LAS ALCANTARILLAS Y VELOCIDAD DEL AGUA

La pendiente de las alcantarillas que determina la velocidad del agua en el fondo de la solera debe

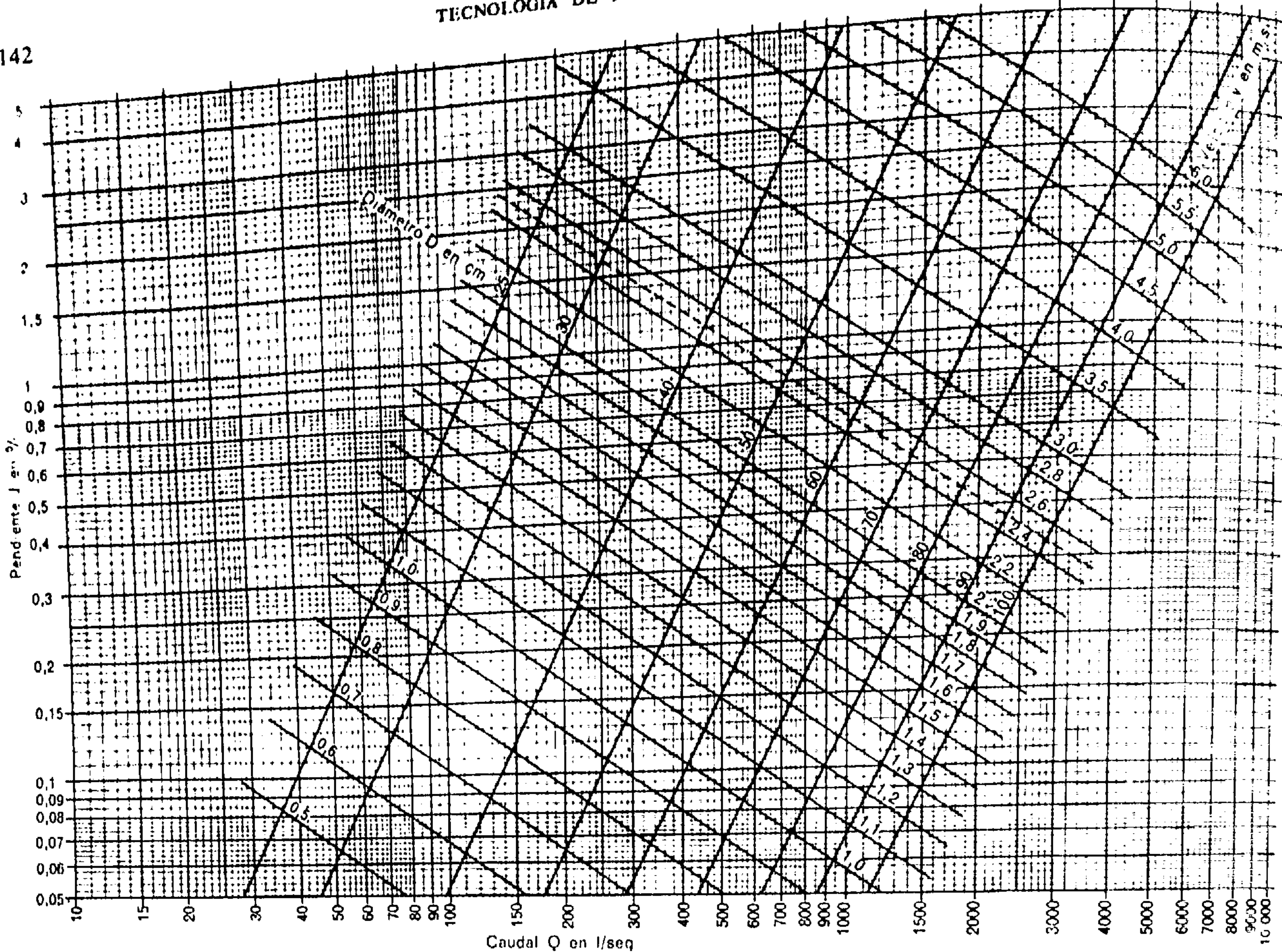


Tabla 22. — Abaco de escurrimiento para los perfiles ovales (que responden al trazado de la fig. 323) llenos totalmente. Según la fórmula de Strickler: $v = K \cdot J^{1/2} \cdot R^{2/3}$, para $K = 100$. $J =$ pendiente en cm por m.

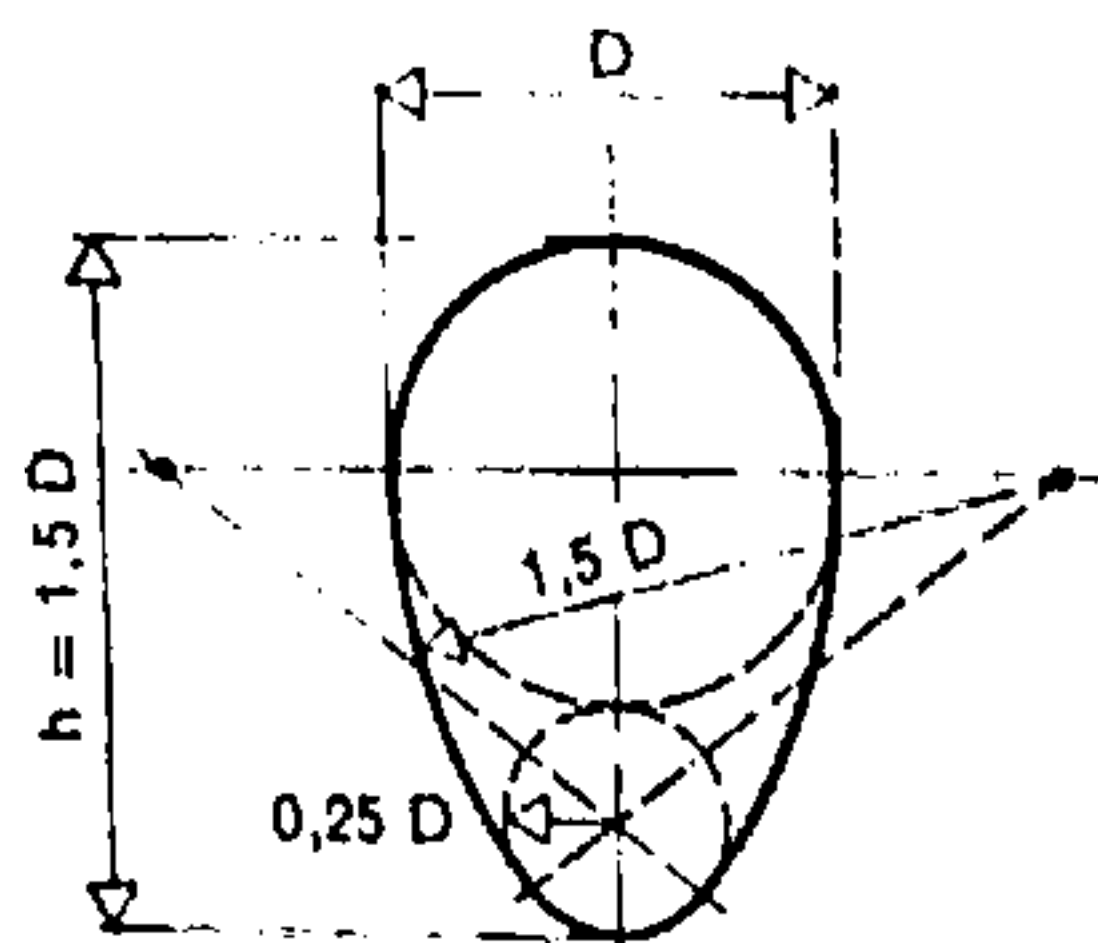


Fig. 346.

Trazado de tuberías ovales

¿Qué perfil de tubería oval de hormigón normal será necesario para evacuar 900 l/seg., siendo la pendiente del 0,9? ¿Cuál será la velocidad media del agua en la tubería? $K = 80$.

Los valores que se leen en la tabla 17 son, pues, superiores a los de nuestra tubería en la relación $\frac{100}{80}$.

Caudal ficticio a evacuar: $900 \cdot \frac{100}{80} \approx 1.125$ l/seg.

Lectura en la tabla 17: en la abscisa 1.125 l/seg., ordenada 0,9 % se encuentra el valor $D \approx 60$ cm, velocidad 2,90 m/seg., velocidad real $\frac{2,90}{100} \cdot 80 = 2,32$ m/seg.

¿Cuál es la altura de agua para ese mismo caudal en una tubería de la misma forma, en la que $D = 80$ cm, y cuál será entonces la velocidad del agua? Caudal máximo en una tubería en la que $D = 80$ y con pendiente del 0,9 %: $Q = 2.680$ l/seg.; velocidad 3,6 m/seg.

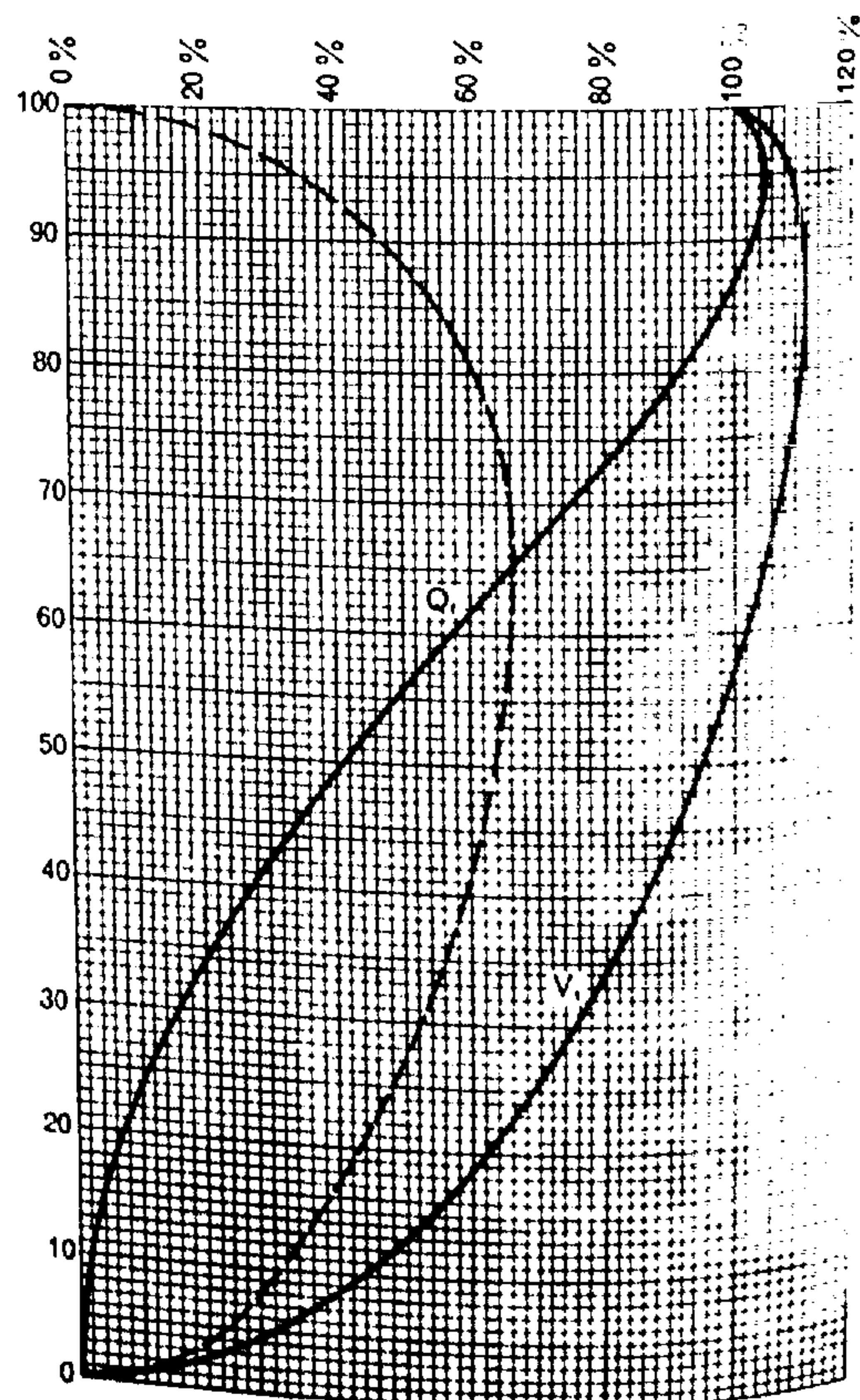
Grado de llenado: $\frac{1.125}{2.680} \cdot 100 \approx 41,8$ %.

Lectura de la tabla 23: en la abscisa 42 % altura $h' = 50$ altura del perfil propuesto: $1,5 \cdot 80 = 120$ cm.

$H = \frac{120 \cdot 50}{100} = 60$ cm

Velocidad del agua en la tubería si $h' = 50$; $v = 95$ % de la velocidad a plena sección, o sea: $3,6 \cdot \frac{95}{100} \cdot \frac{80}{100} = 2,74$ m/seg.

Tabla 23. — Variaciones del caudal y de la velocidad en función del grado de llenado, para tubos de sección oval.



ser suficiente para obtener la autolimpieza de las conducciones.

De todos modos la pendiente debe ser tal que la velocidad no exceda nunca de 2 a 3 m/s (pues más allá de tal valor se produce un desgaste rápido de los tubos). Este valor límite, por otra parte, sólo se admitirá para tramos de poca importancia que temporalmente están secos.

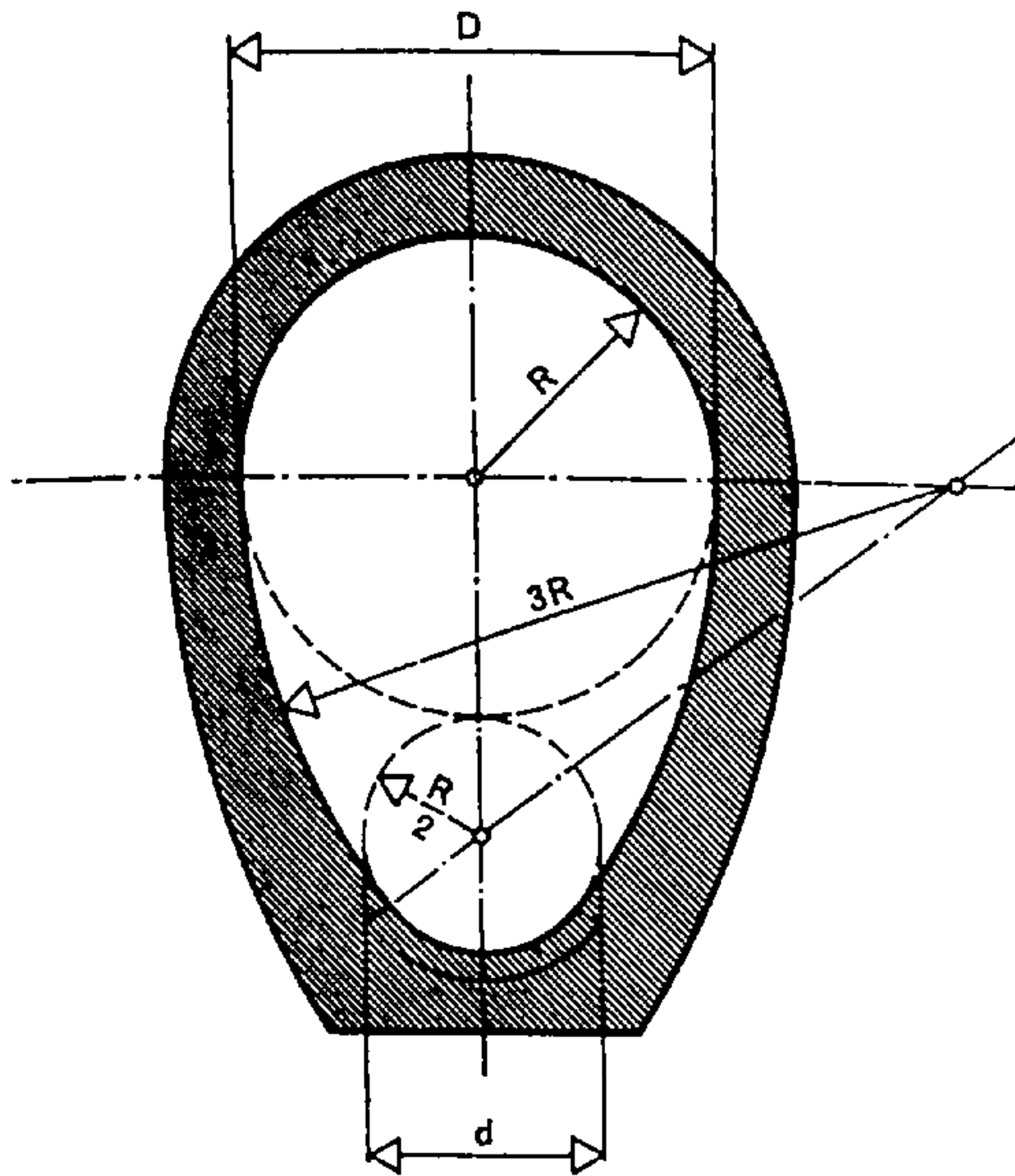


Fig. 347.

Trazado de la sección de las tuberías ovals en Suiza y en Alemania

Comercialmente se las define por la relación de la anchura a la altura.

El valor mínimo de la velocidad debe estar limitado a 0,60 m/s (por debajo de esta velocidad se hace difícil el arrastre de las materias sólidas).

La velocidad junto a la solera de fondo es aproximadamente de 0,6 de la velocidad media.

El valor de las pendientes admisibles puede resumirse por la Tabla 24.

Cuando la configuración del suelo lo exige (terreno muy inclinado) y para respetar los valores de las velocidades máximas, es obligado colocar escalones o saltos destinados a interrumpir la pendiente (véase figura 338, pág. 135).

4.4. EJEMPLO DE CALCULO DE UN SECTOR DE ALCANTARILLA

En la práctica, se presenta bajo la forma siguiente:

Un tramo de canalización de cemento debe evacuar 550 l/s en tiempo de lluvia y 29 l/s en tiempo seco.

a) ¿Qué diámetro de tubo deberá adoptarse, si la pendiente es del 1 %?

b) ¿Cuáles serán la altura del agua y la velocidad en tiempo seco ($K = 80$)?

a) Caudal real = 550 l/s para $K = 80$

Caudal ficticio Q para $K = 100$:

$$Q = \frac{100 \cdot 550}{80} = 688 \text{ l/s.}$$

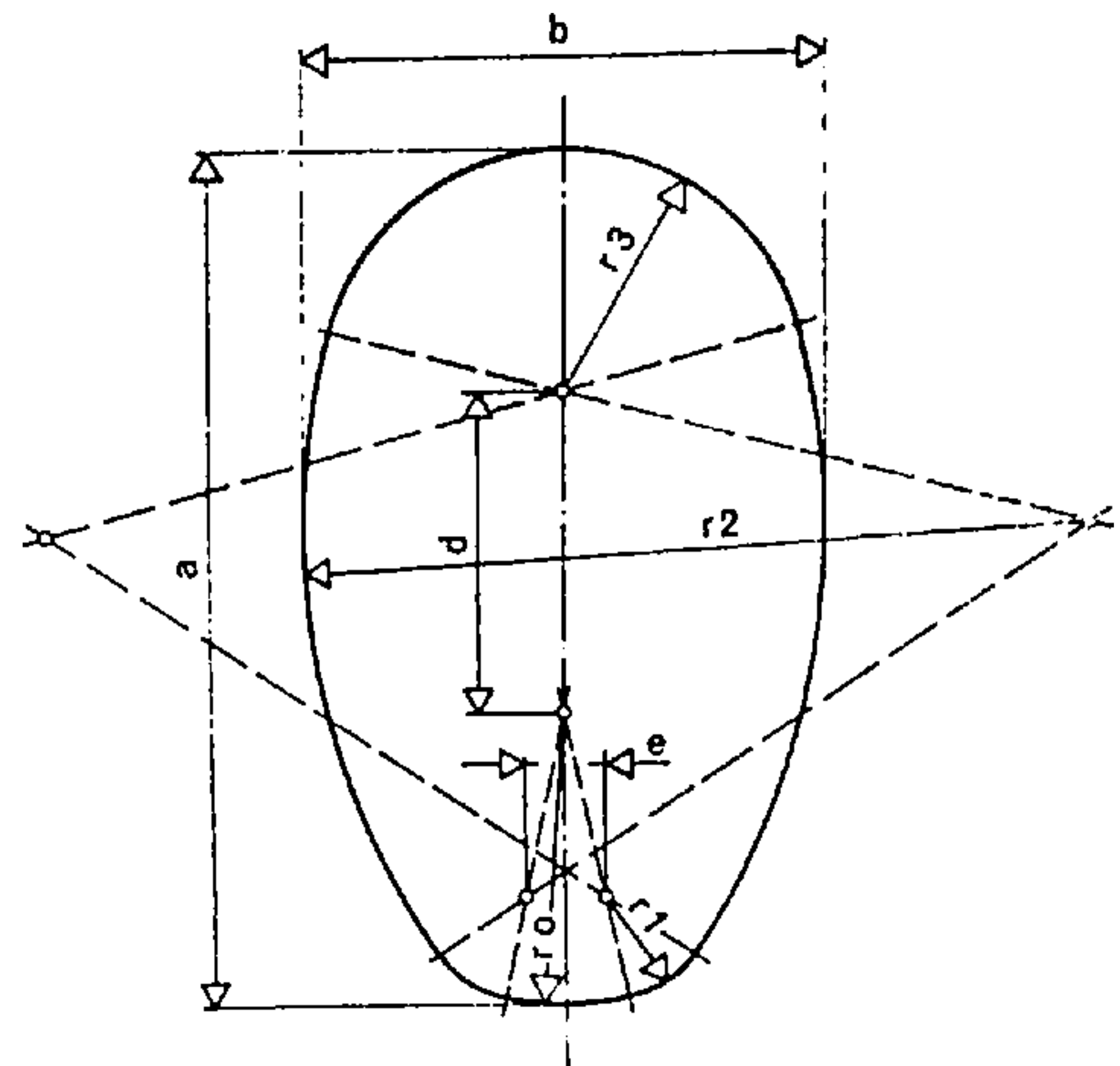


Fig. 348.

Forma de los tubos ovals prescrita por las normas francesas

Las colectoras se clasifican, según esas mismas normas, en:
tipos excepcionalmente visitables
tipos semivisitables
tipos visitables.

Ejemplo de una colectora de 200/120 en cm:

$$\begin{aligned} r_0 &= 70 \\ r_1 &= 25 \\ r_2 &= 180 \\ r_3 &= 55,5 \\ c &= 50 \\ d &= 74,5 \\ e &= 19 \end{aligned}$$

Leyendo en el ábaco 20, para un caudal de 688 l/s y una pendiente del 1 % (1 cm por m) se halla:

$$\varnothing = 60 \text{ cm; } v = 2,75 \text{ m/s.}$$

Esta velocidad es ficticia, porque supone $K = 100$. La velocidad real es entonces:

$$v_r = \frac{80 \cdot 2,75}{100} \cong 2,20 \text{ m/s.}$$

Tabla 24. — Dimensiones mínimas y pendientes de las alcantarillas.

		mínimas	Pendientes mínimas excepcionales	máximas
Gran colectora	$\varnothing$ sup. a 1 m	0,1 %	0,05 %	1,5 %
Colectora ordinaria	$\varnothing$ de 60 cm a 1 m	0,5 %	0,1 %	2 %
Alcantarillas secundarias	$\varnothing$ de 30 cm a 60 cm	1 %	0,5 %	4 %
Alcantarillas pequeñas	$\varnothing$ de 20 cm a 30 cm	1,5 %	1 %	6 %
Ramales	$\varnothing$ 12 cm como mínimo	1 %	—	8 %

b) Caso de circulación en tiempo seco:

Coefficiente de caudal: $q = \frac{Q_s}{Q_t}$

Q_s = caudal parcial dado

Q_t = caudal a plena sección

q = tanto por ciento de los caudales

o sea: $\frac{29}{550} \cong 5,3 \%$

coeficiente de llenado: $p = \frac{h}{D}$

h = altura de agua en la tubería

D = diámetro del tubo

p = tanto por ciento leído en el ábaco 16 (para una relación de caudales de 5,3 % : $p = 15 \%$)

altura del agua en el tubo: $h = p \cdot D$

o sea: $\frac{15 \cdot 60}{100} = 9 \text{ cm}$

velocidad de circulación: para una altura de agua que representa el 15 % del diámetro de la tubería, se encuentra, por lectura en el ábaco 21: $r = \frac{v_t}{v_p}$

v_t = velocidad a plena sección

v_p = velocidad a sección parcialmente llena

r = relación de las velocidades (leído en el ábaco 21; para una relación de altura de agua del 15 % : $r = 52 \%$).

o sea: $\frac{52 \cdot 2,20}{100} \cong 1,14 \text{ m/s}$

5. PRINCIPIOS PARA LA COLOCACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LAS TUBERÍAS

Las tuberías prefabricadas de hormigón, de hormigón armado, sin armar o centrifugado, de gres, de amianto-cemento, etc., fueron ideadas para permitir, entre otras cosas, la realización de juntas herméticas.

Efectivamente, las juntas deben ofrecer garantías de hermeticidad con el fin de evitar la contaminación de los terrenos y de las capas subterráneas por el agua de las alcantarillas.

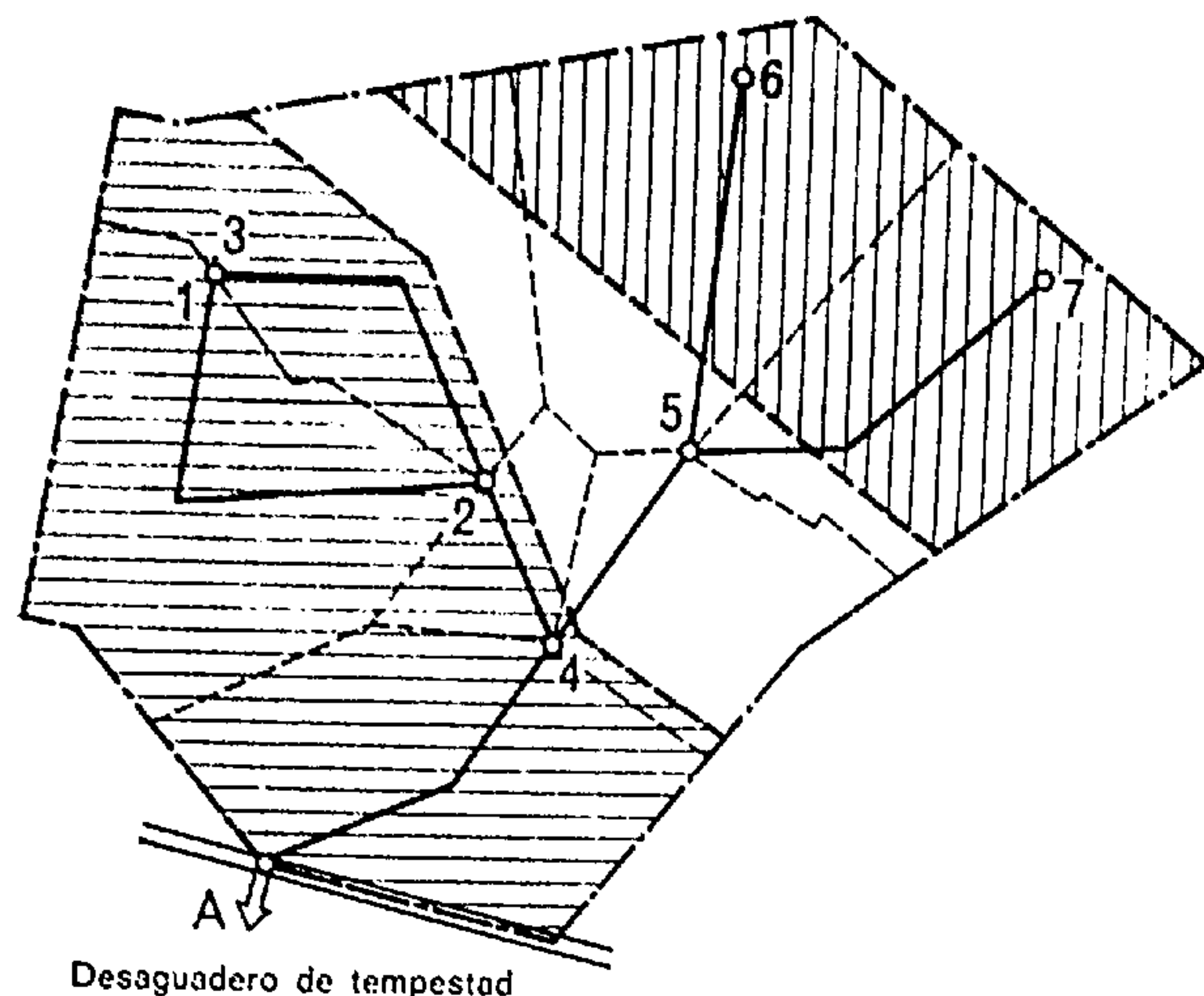
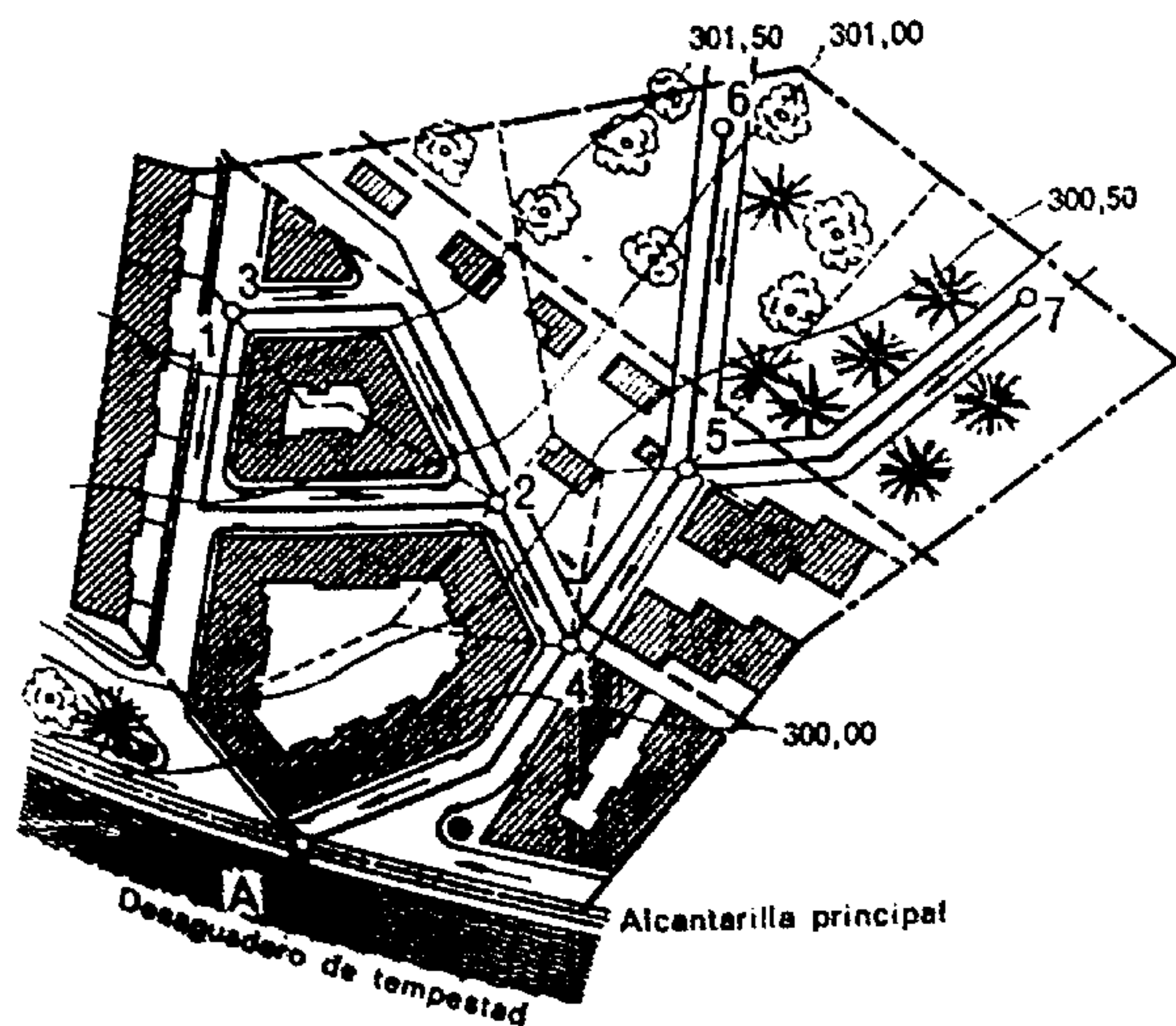


Fig. 350.

Trazado de las zonas de escurrimiento sobre el plano del sector

- Límites de la cuenca vertiente.
 - Límites de las zonas definidas por su ϕ .
 - Límites de las cuencas vertientes en cada tramo.
 - Tramos de alcantarilla.
 - I Zona verde $\phi_1 = 0,15$, sin aguas residuales $\xi_1 = 0$.
 - II Zona de suburbios y barrio residencial $\phi_2 = 0,30$, aguas residuales $\xi_2 = 0,52 \text{ l/seg.} \cdot \text{ha}$.
 - III Zona de habitación con construcción densa, $\phi_3 = 0,60$, aguas residuales $\xi_3 = 0,9 \text{ l/seg.} \cdot \text{ha}$.
- 0 20 40 60 80 100m Escala del plano.

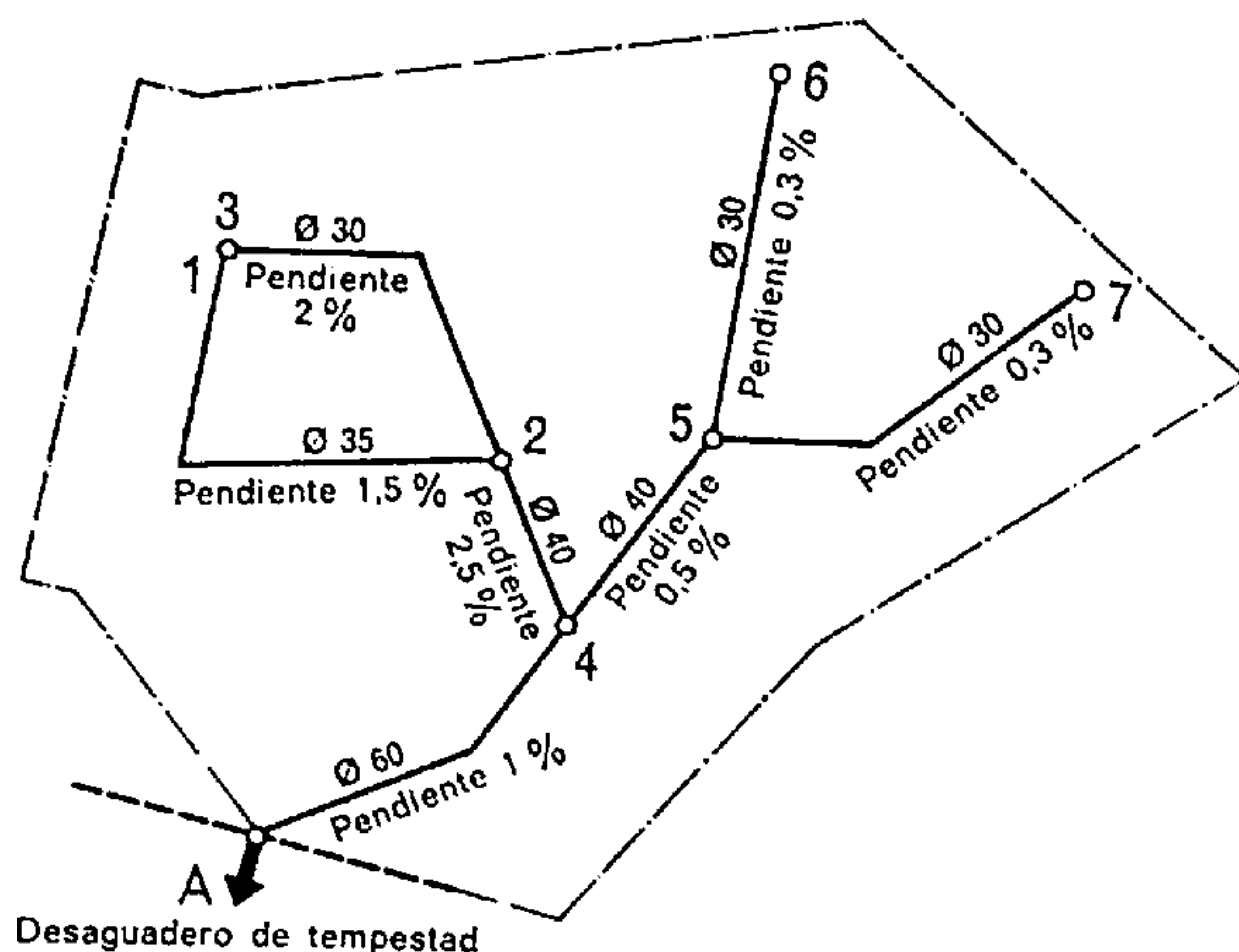


Fig. 351.

Plano del alcantarillado

←

Fig. 349.

Plano de una zona que hay que sanear

- Límites de la cuenca vertiente.
- Trazado de los tramos de la red de alcantarillado secundario.
- Límites de las zonas definidas por su coeficiente de escurrimiento medio.

0 20 40 60 80 100m Escala del plano.

Sobre el plano topográfico, se trazan:

- los límites de la cuenca vertiente
- la extensión de las zonas en función del coeficiente ϕ de escurrimiento
- los tramos de alcantarilla proyectados
- la superficie de la cuenca vertiente de cada tramo.

El rejuntado hermético de los tubos es asimismo indispensable para las tuberías colocadas en terrenos con mucho arbolado. En efecto, las raíces de los árboles penetrando por las rendijas de las juntas pueden obstruir los tubos e incluso deteriorarlos.

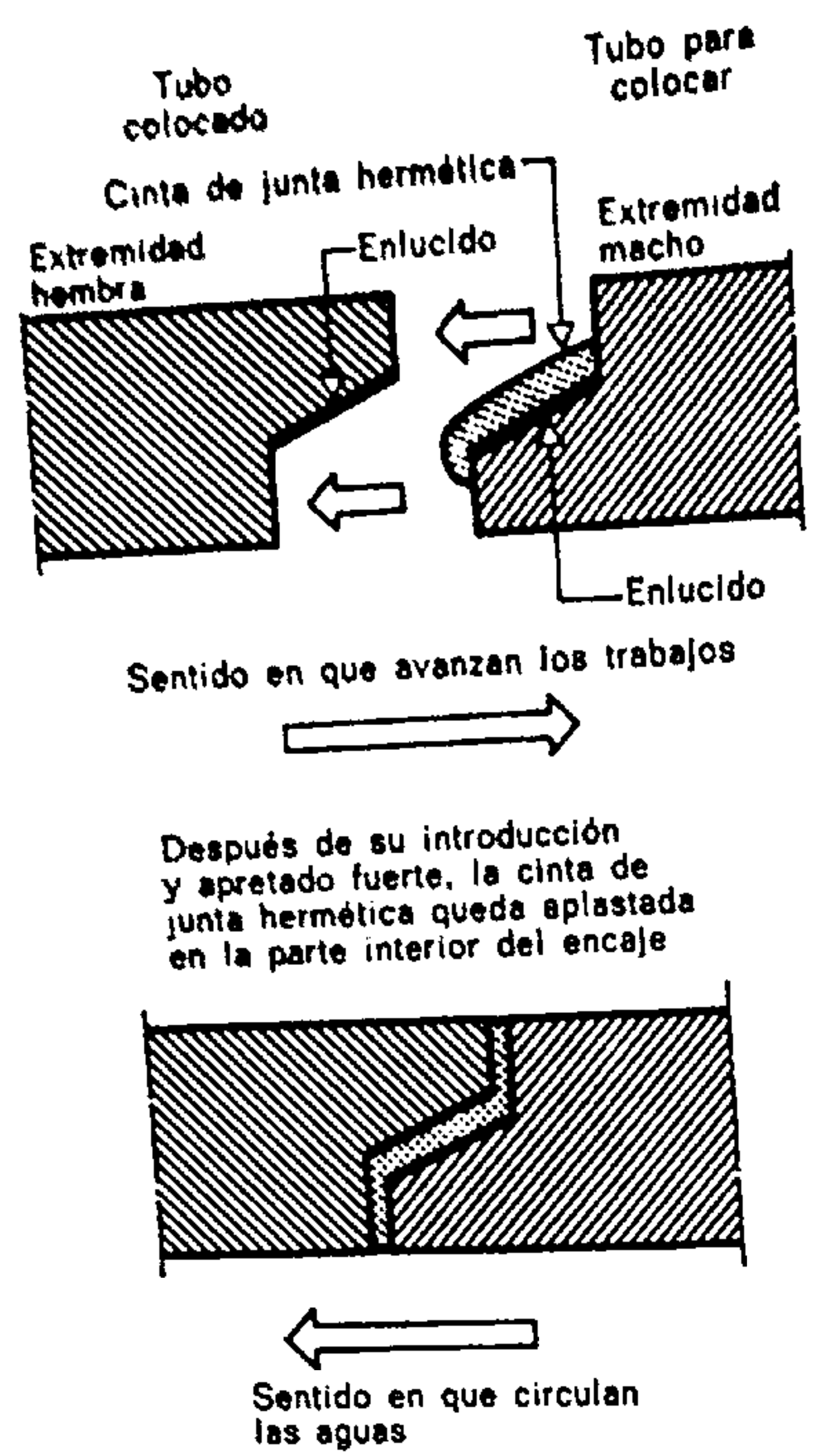


Fig. 352.

Obturación hermética de las juntas de tubos de cemento moldeado (juntas normales)

Para las tuberías de cemento de pequeño diámetro, las juntas se ejecutan con mortero de cemento. En el caso de un drenaje o avenamiento, los tubos se empalman simplemente unos con otros sin rejuntar.

Cuando las canalizaciones están sometidas a una presión interior, se utilizan tubos de hormigón armado, de superhormigón o de hormigón pretensado provistos de empalmes acampanados con doble enchufe.

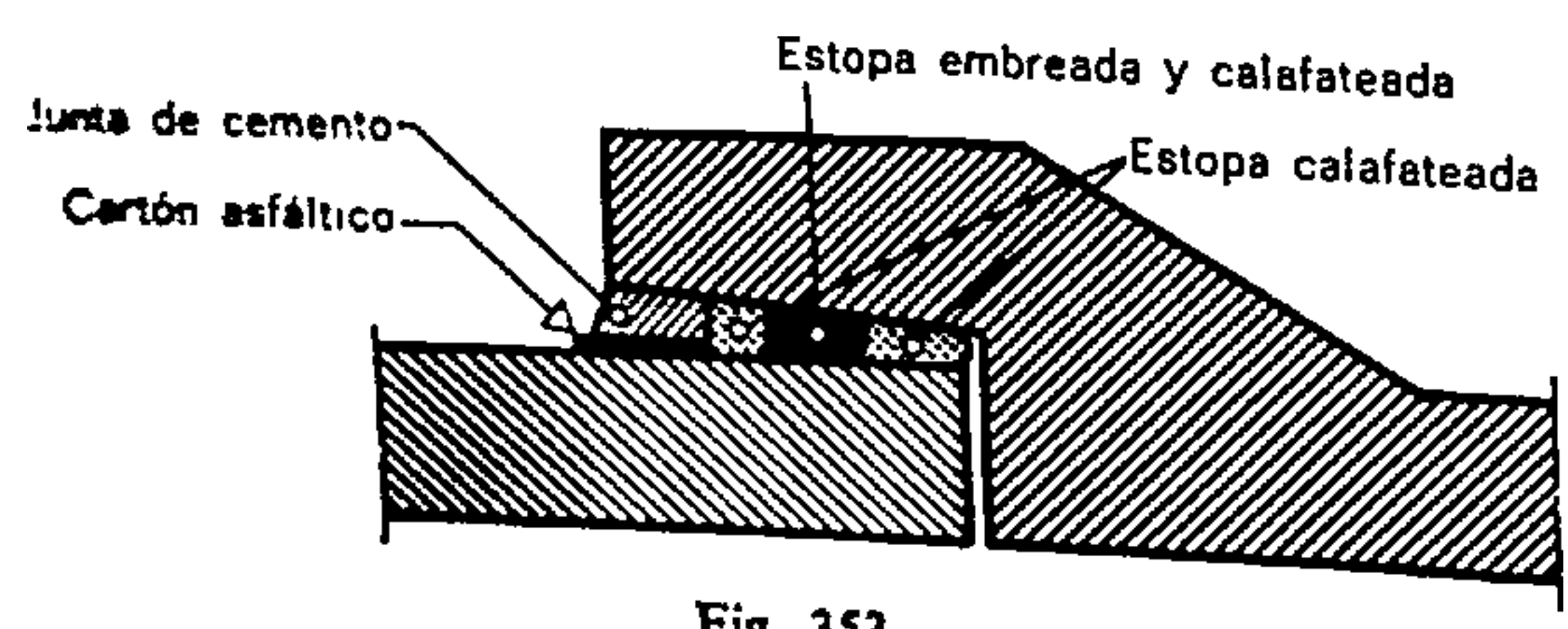


Fig. 353.

Junta para un enchufe de campana

Las canalizaciones colocadas en terrenos movezcos deben rejuntarse cuidadosamente y la junta se reforzará con hormigón por su lado exterior. Gracias a una ligera armadura con alambre de acero se evita el agrietamiento debido al encogimiento de dicho macizo de hormigón.

Los tubos deben estar colocados de tal manera que al circular las aguas se evite en la medida de lo posible la penetración del líquido en la junta. Dicha

condición implica la colocación de las tuberías empezando por la parte baja de la canalización. Procediendo de este modo, el último elemento colocado ofrece su extremidad hembra. El extremo macho debe introducirse hasta el fondo del extremo hembra. La junta se rellena y completa luego con mortero de cemento.

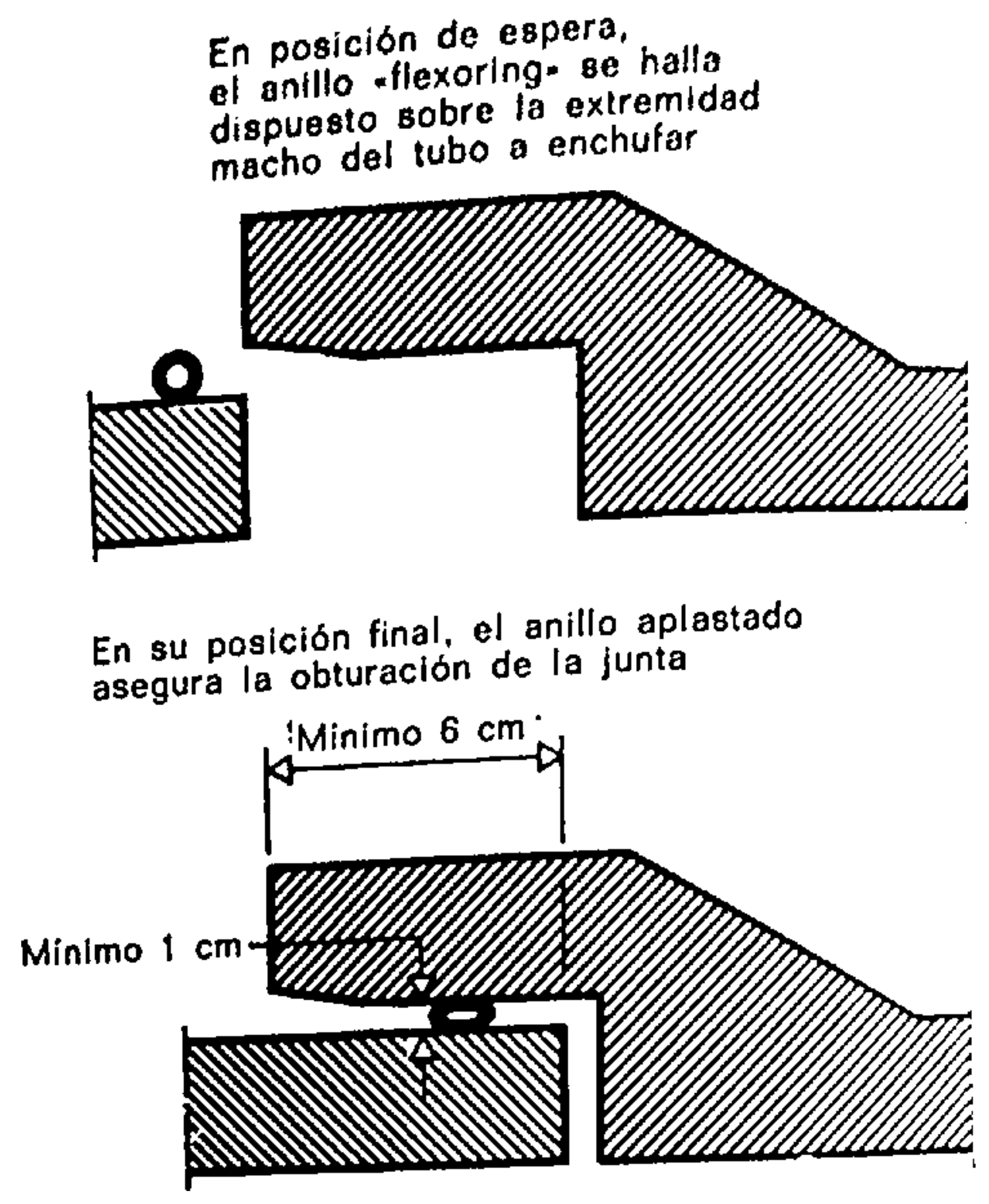


Fig. 354.

Rejuntado por medio del anillo «flexoring» (de cloruro de polivinilo)

El anillo «flexoring» permite la realización de la junta incluso dentro de una zanja llena de agua.

Al colocarlos, es importante limpiar el interior de los tubos de las rebabas de mortero que hubieran podido quedar cerca de cada junta.

La disposición de las canalizaciones influye muy sensiblemente en su resistencia a la compresión.

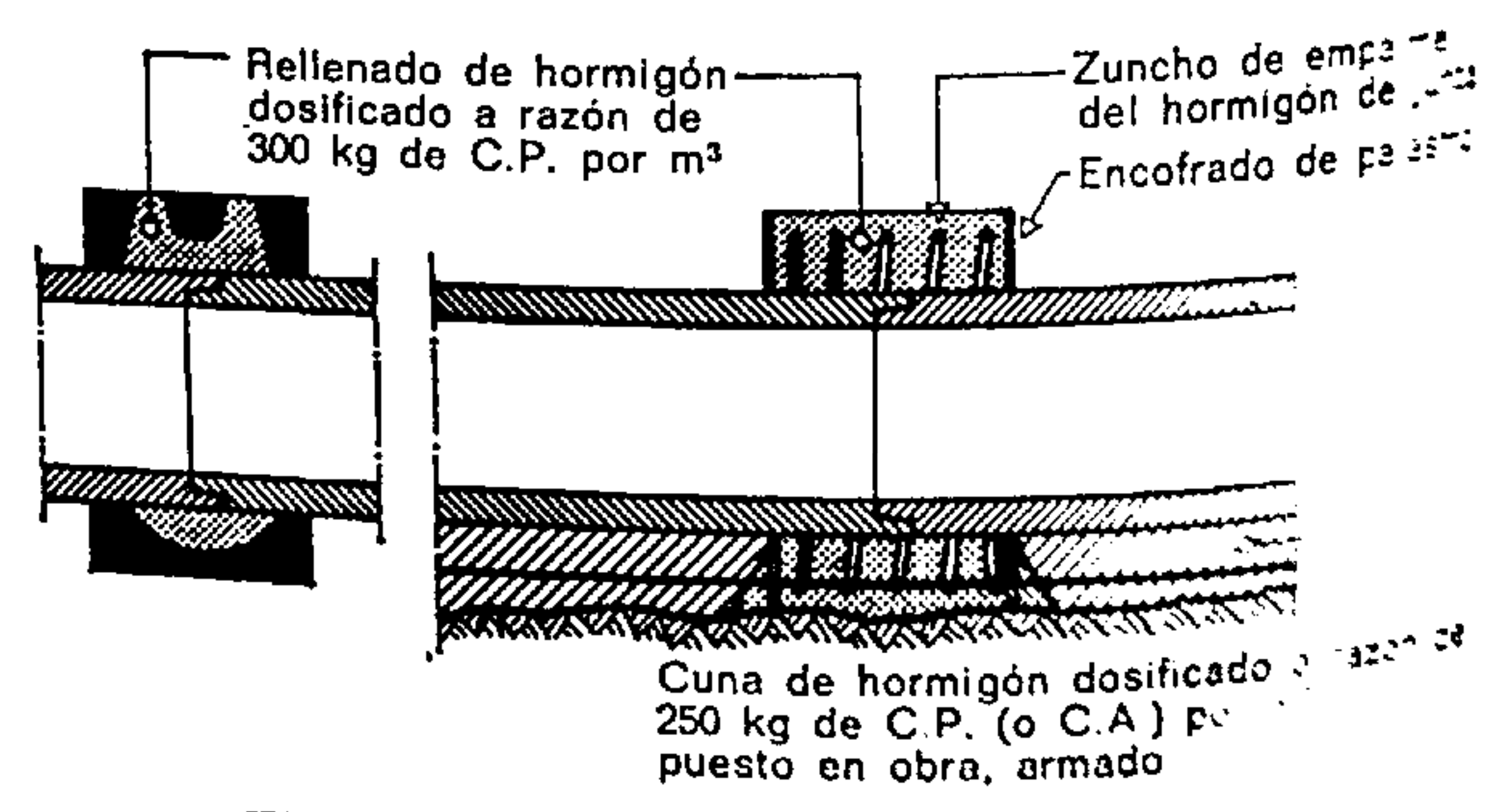


Fig. 355.

Rejuntado mediante un anillo premoldeado de hormigón

Fig. 356.

Rejuntado con zunchos de acero y encofrado de palastro

A fin de evitar, en terreno normal, el peligro de que sean aplastadas, el fondo de la zanja debe estar preparado en forma de cuna para que el tubo quede bien asentado en ella. Este apoyo debe corresponder por lo menos a la cuarta parte de la circunferencia. La resistencia al aplastamiento de la canalización puede aumentarse en un 25 % aproximadamente si la cuna de apoyo se extiende a la semicircunferencia. En terreno de roca, es indispensable, para evitar

roturas, disponer en el fondo de la zanja una capa de tierra de 20 a 30 cm de espesor.

El terraplenado de la zanja debe comprender por lo menos 40 ó 50 cm por encima del trasdós, cuando

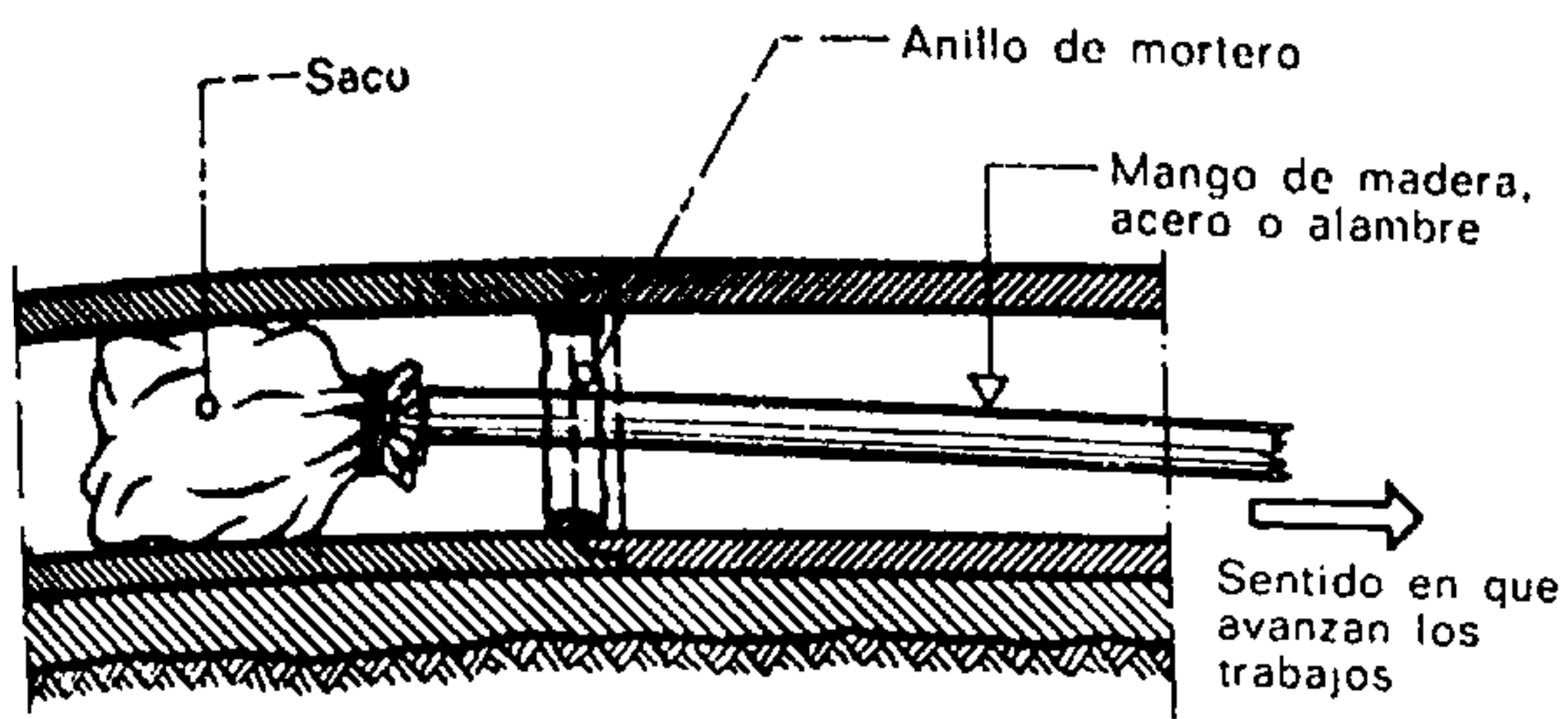


Fig. 357.

Es necesario limpiar de las rebabas de mortero el interior de las ranuras de la junta.

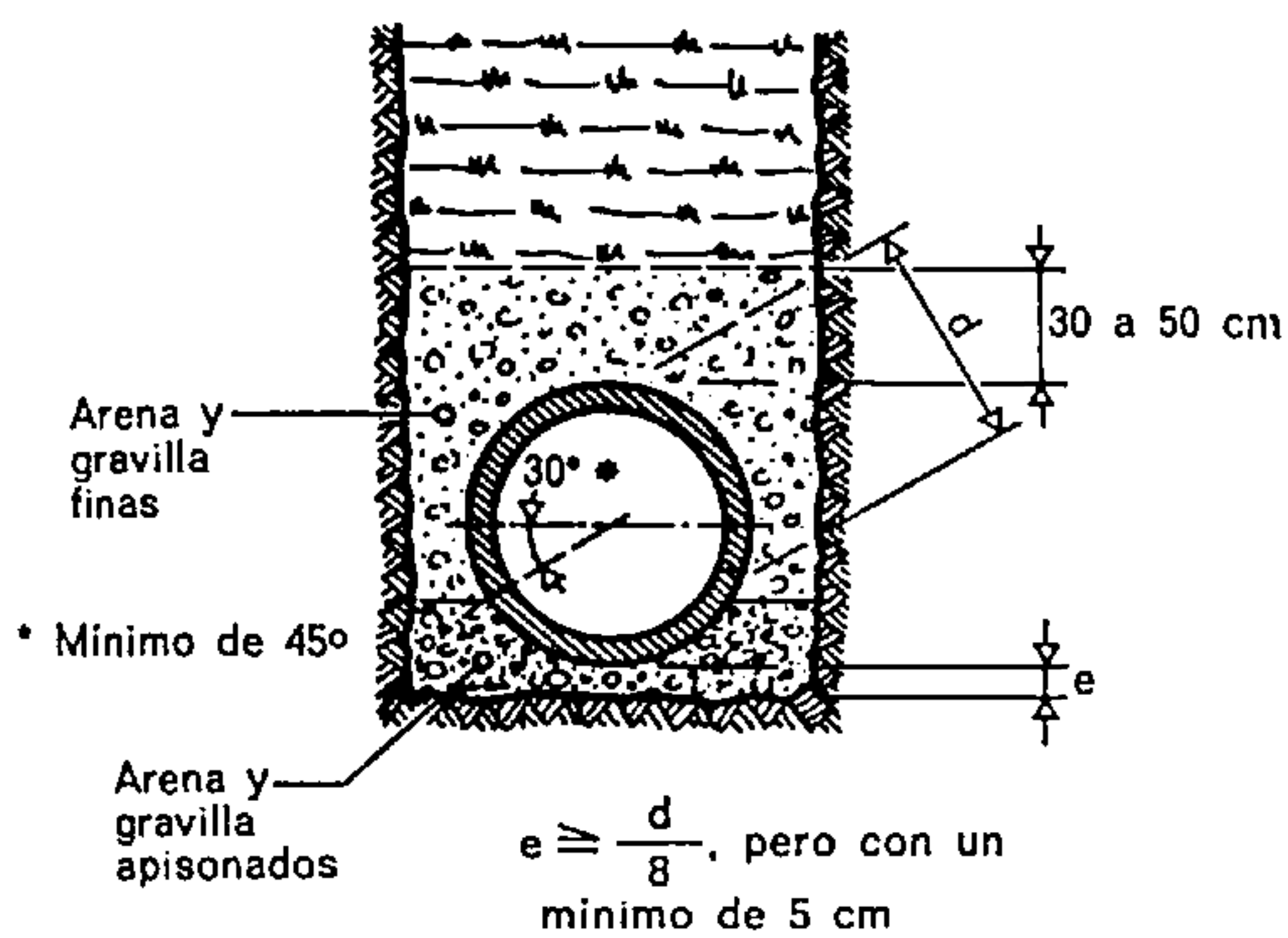


Fig. 358.

Los tubos deben descansar sobre cunas a fin de evitar su aplastamiento.

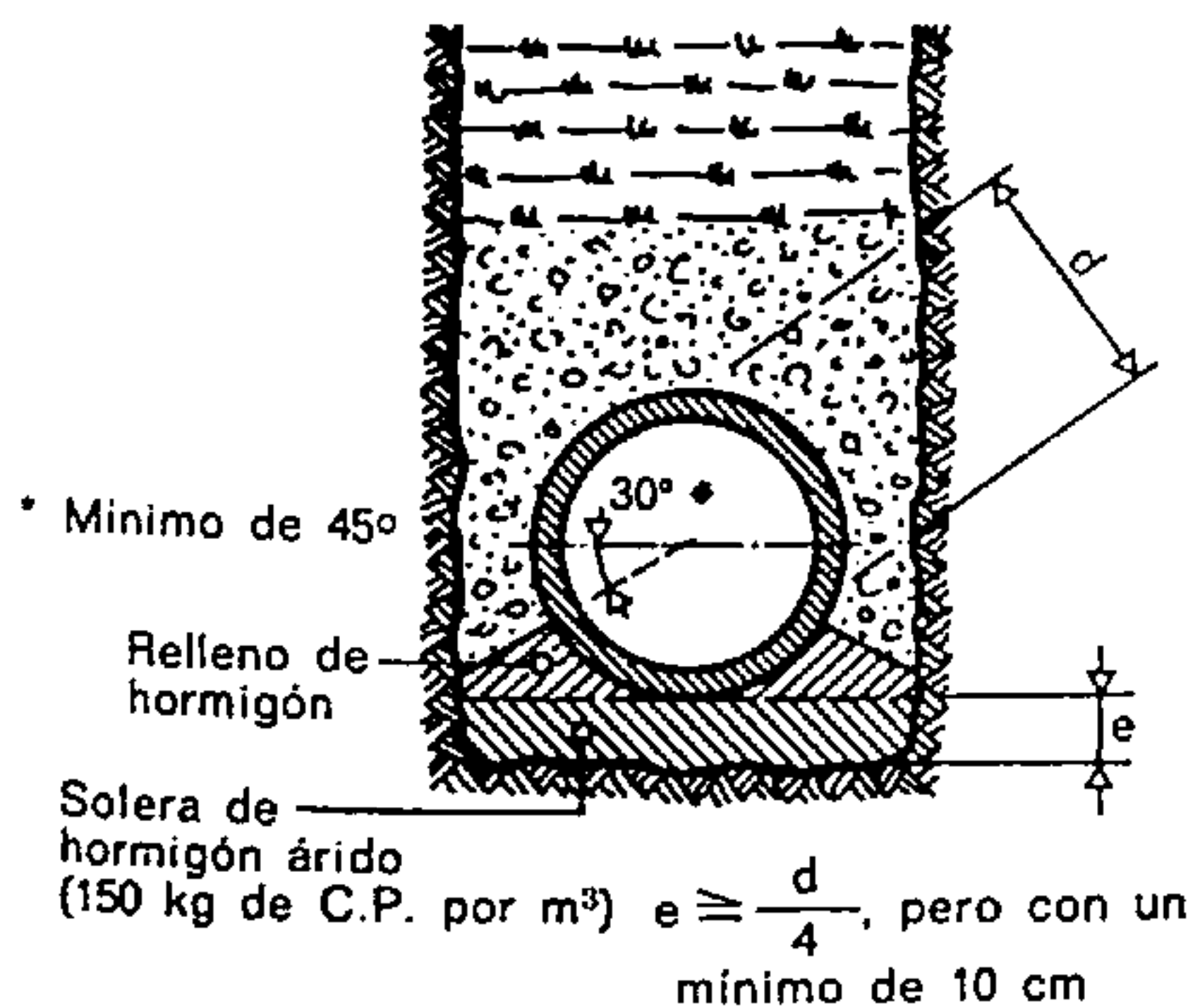


Fig. 359.

Si el terreno es malo, la cuna se hace con hormigón árido.

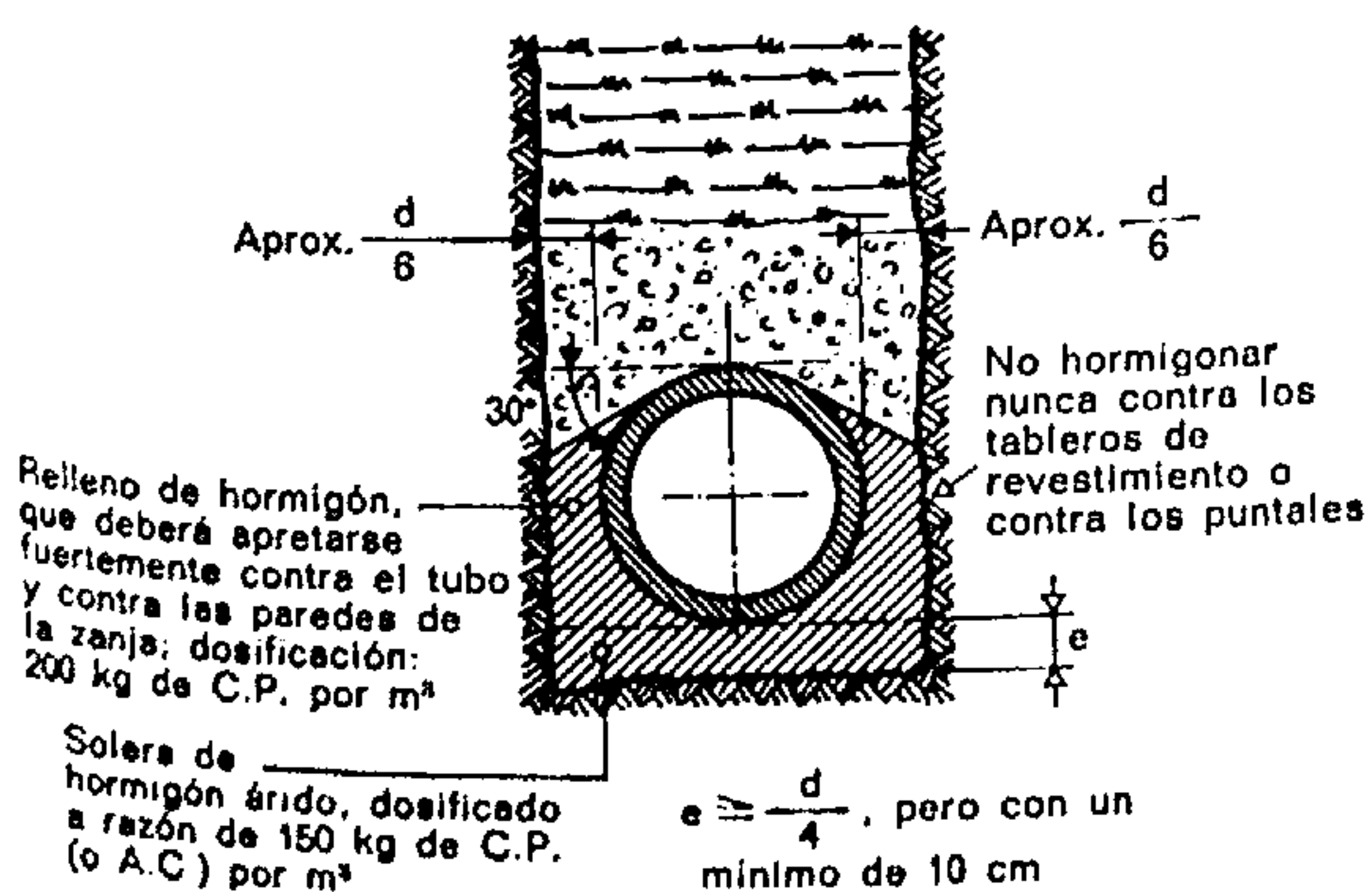


Fig. 360.

se trata de tierras pulverulentas. Tales tierras deben meterse con cuidado para evitar el desplazamiento de los tubos. Se vierten poco a poco, en cantidades pequeñas, para evitar excesivas sobrecargas y, además, deben apisonarse cuidadosamente.

Para tuberías sometidas a fuertes solicitaciones se recurre a un revestimiento de hormigón. Tal re-

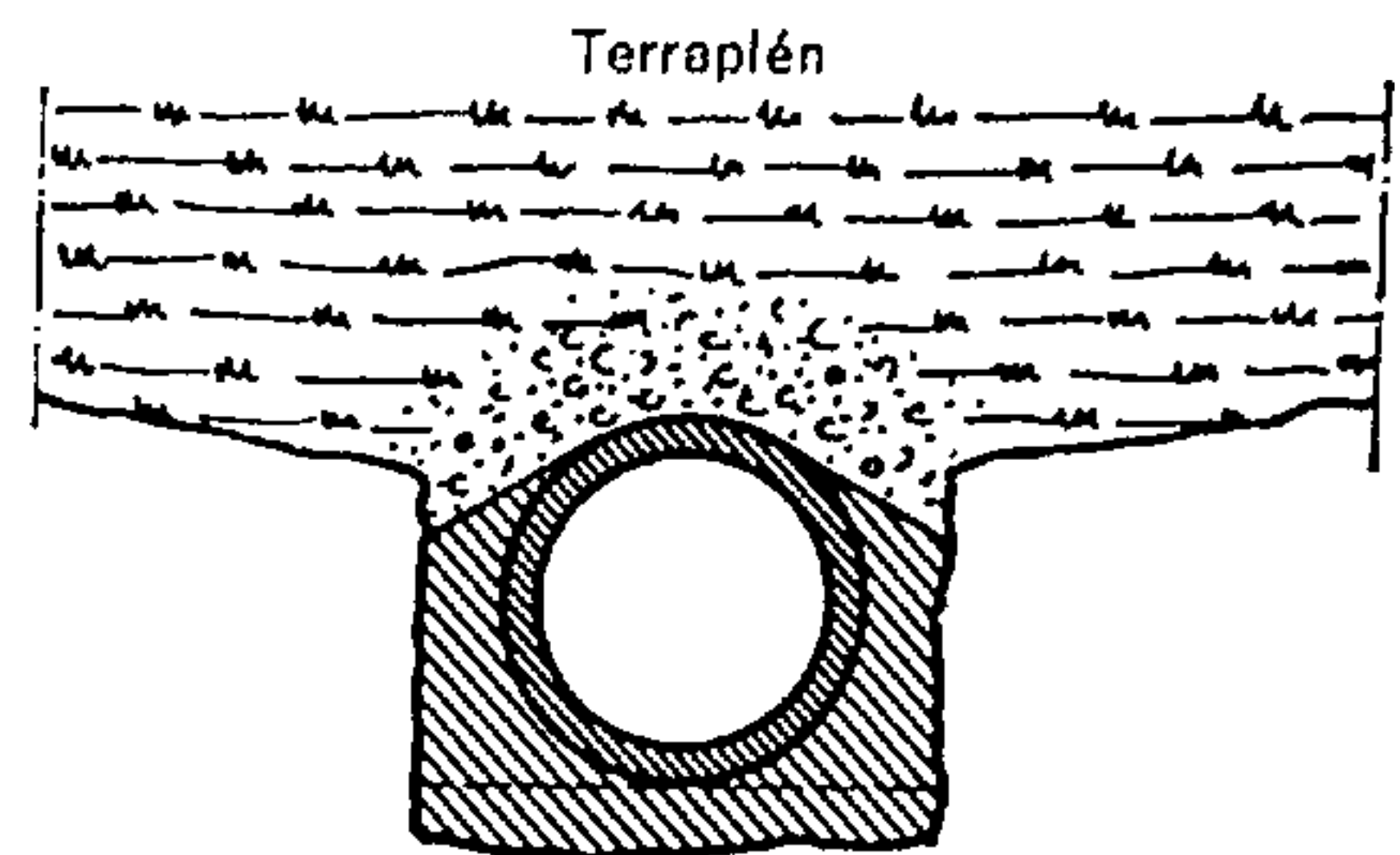


Fig. 361.

Corte de una tubería enterrada en un terraplén

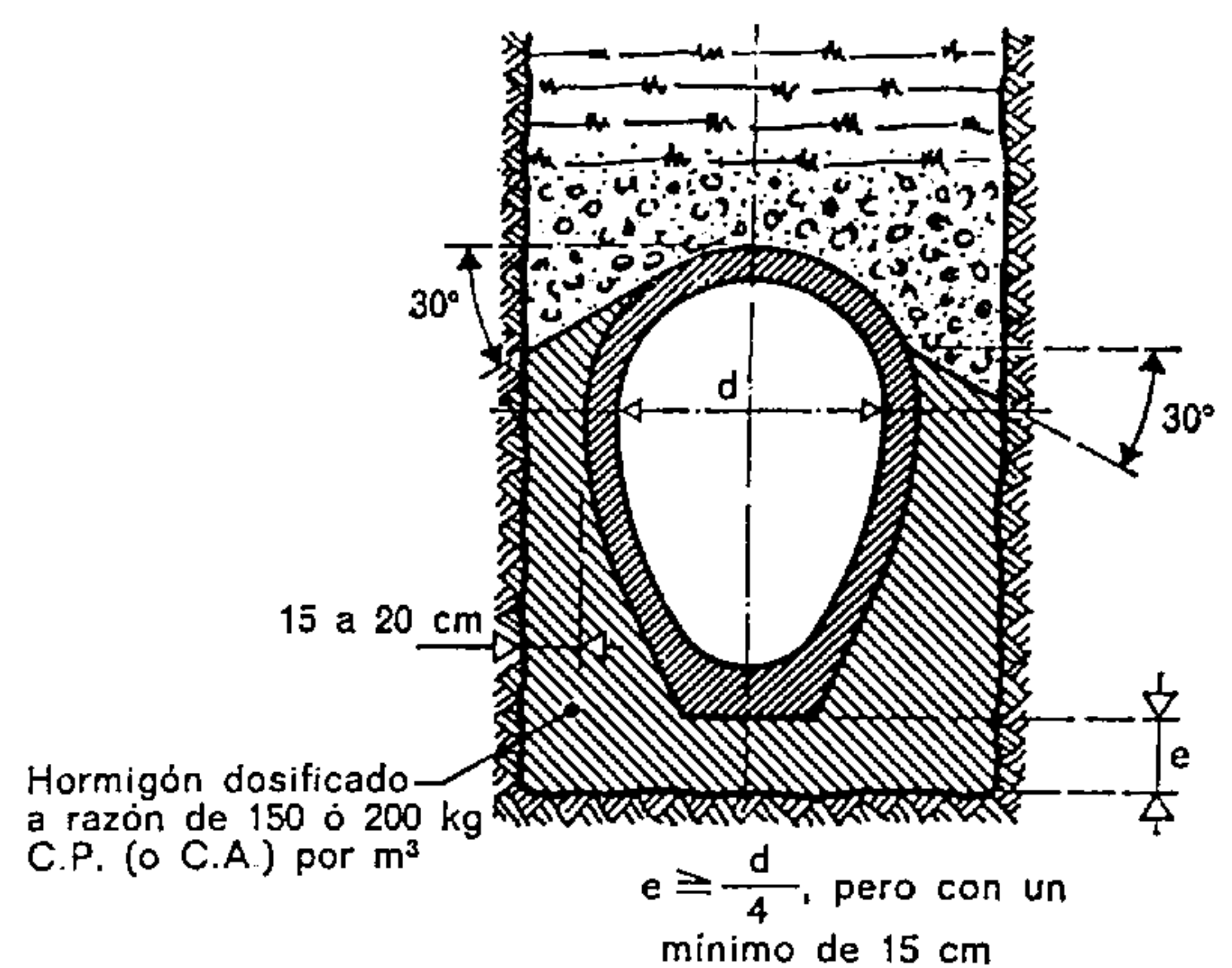


Fig. 362.

Medio perfil izquierdo: relleno completo de hormigón para el caso de un terreno poco estable, sin homogeneidad. En terreno movedizo se añadirá una armadura y se aumentará la dosificación. Medio perfil derecho: relleno parcial de hormigón para un terreno estable y resistente.

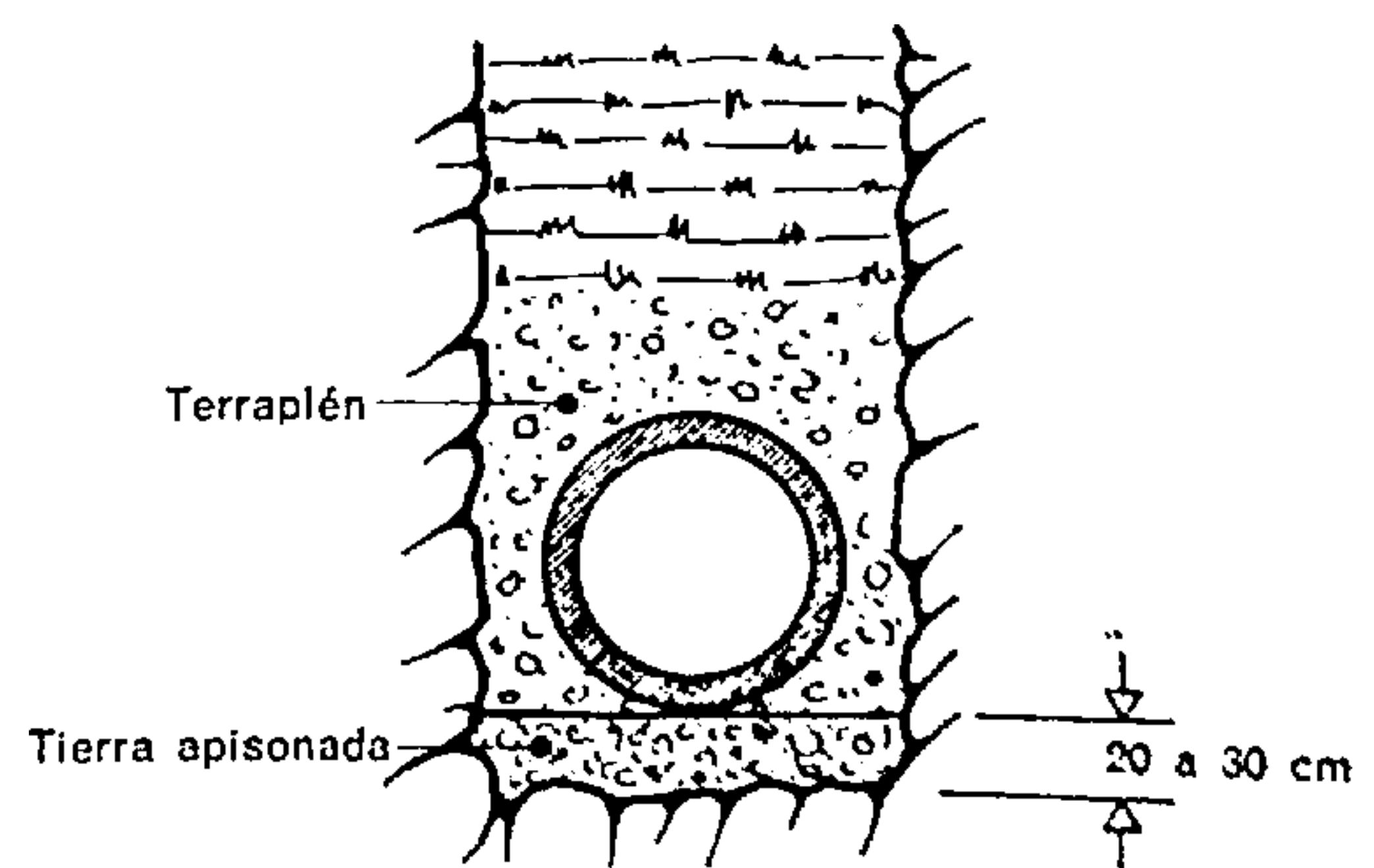


Fig. 363.

La colocación de una tubería en el interior de la roca se hace sobre una capa de 20 a 30 cm de tierra apisonada.

Fig. 360.

Colocación de tubos en terrenos malos, de poca consistencia, faltos de homogeneidad y sin firmeza de volumen

Este sistema de colocación está indicado casi siempre que las conducciones se establecen en terraplenes. En suelos movedizos conviene armar la solera y aumentar la dosis de cemento.

vestimiento puede ser parcial o completo según las resistencias que se pretenda obtener. La cobertura de hormigón debe amoldarse perfectamente al perfil de la zanja con objeto de eliminar los peligros de hundi-

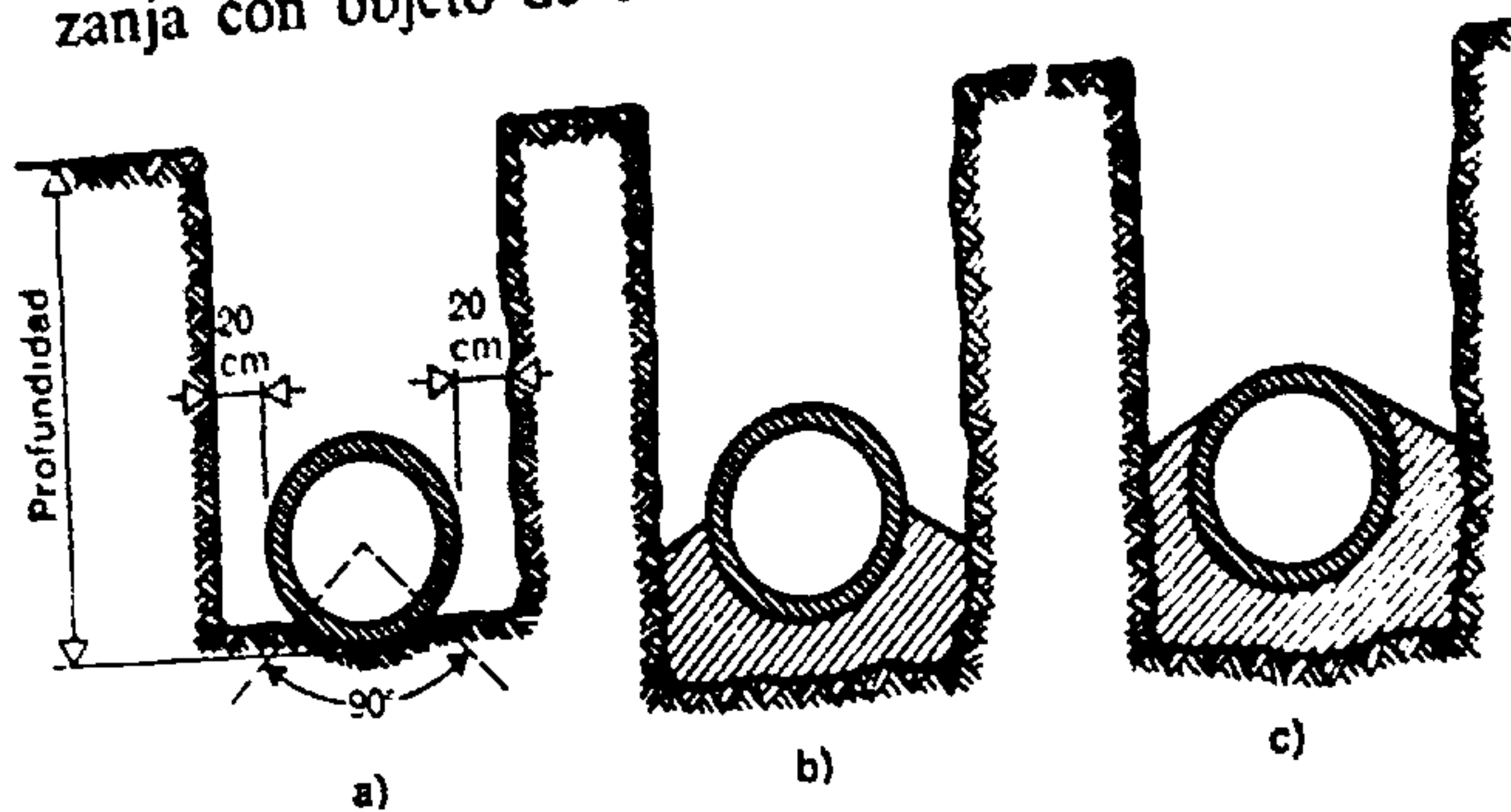


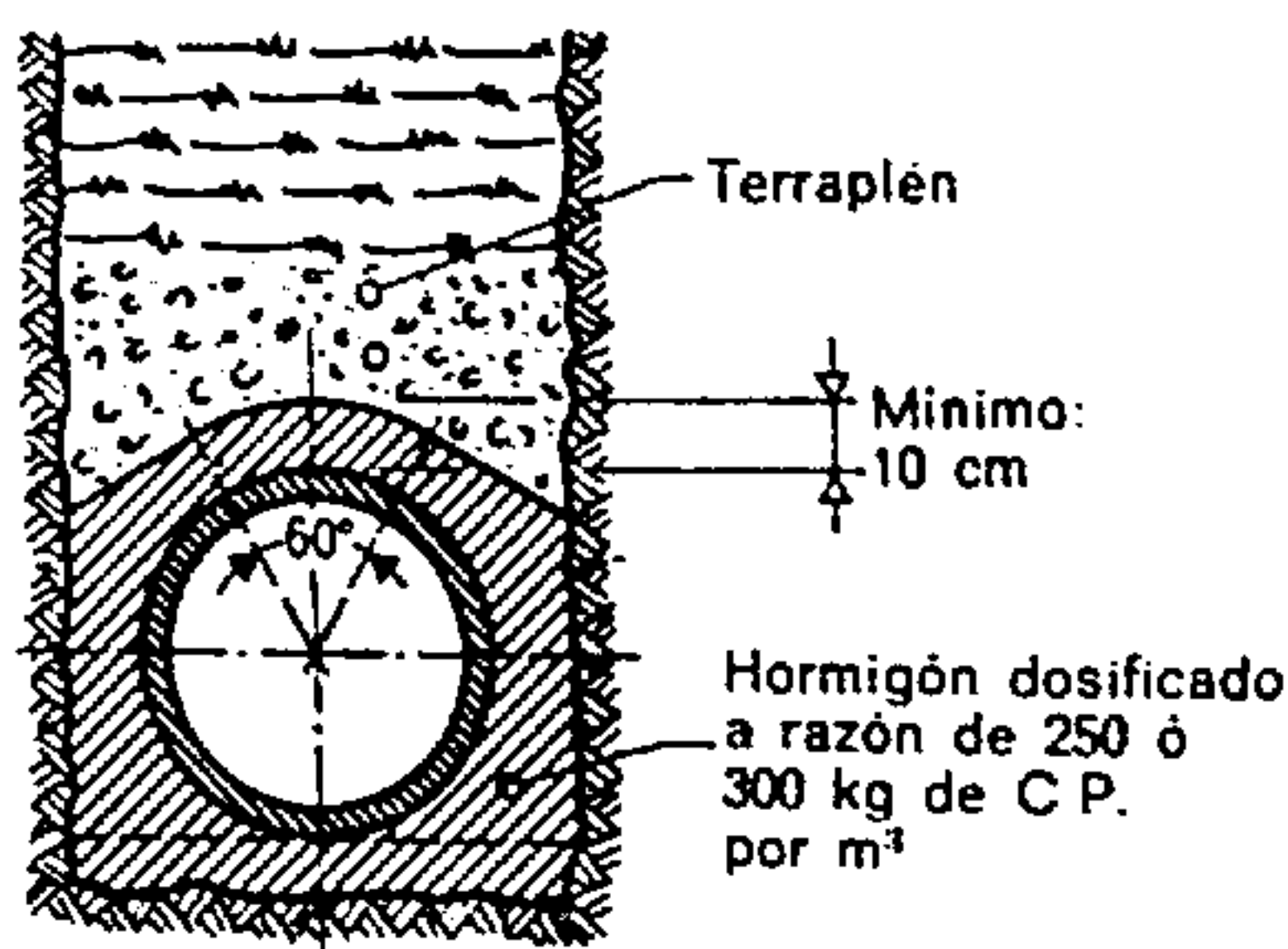
Fig. 364.

Mejora de las resistencias mecánicas de los tubos, como consecuencia de su empotramiento dentro de una masa de hormigón

- a) En el caso de un simple terraplenado, las paredes de tierra laterales no contribuyen a mejorar su resistencia.
- b) Empotramiento del tubo hasta cerca de su diámetro. Mejora del comportamiento: 125 %.
- c) Empotramiento completo del tubo. Mejora del comportamiento: 300 %.

Fig. 365.

Este sistema de empotrar las tuberías es apto para conducciones particularmente sobrecargadas o colocadas en terreno movedizo. En este último caso, hay que confiarse a los consejos de un especialista.



Bien

Mal

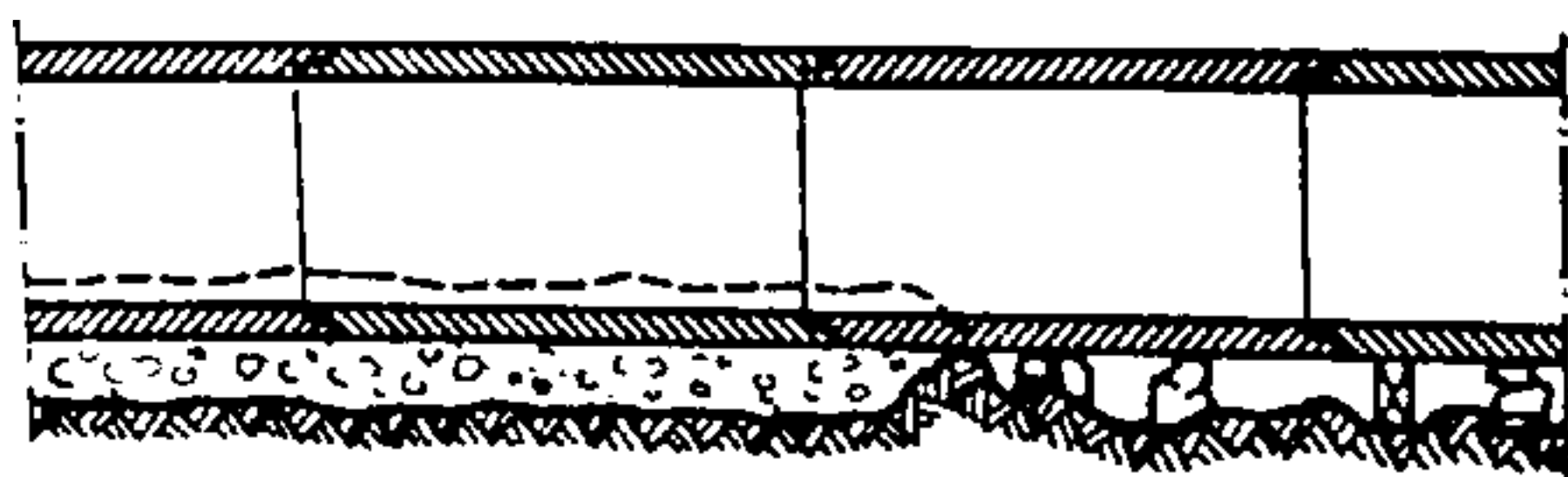


Fig. 366.

Colocación de los tubos en una excavación

Bien: El fondo de la excavación debe estar dispuesto de manera que cada uno de los tubos descanse perfectamente en toda su longitud.

Mal: En un fondo de excavación mal arreglado, los tubos no descansan más que sobre algunos guijarros o sobre calas de madera. La menor presión que se ejerza puede romper la tubería.

Tabla 26. — Resistencia de las conducciones de hormigón sin armar y profundidad de colocación teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad de 1,5 (para el caso de la figura 364 a). El terraplenado sobre los tubos es de grava sin seleccionar.

Diámetro de las conducciones en cm	Cargas de rotura (t)	Profundidad máxima de colocación del zampeado de los tubos, que hay que respetar para evitar su aplastamiento bajo la carga del terraplén (m)		Profundidad mínima de colocación de los tubos que hay que respetar para evitar su aplastamiento bajo una carga de 6 t que actúe sobre el terraplén (m)
		En zanja	En terraplén	
Tubos de hormigón sin armar	10	—	17	0.5
	20	—	7	0.8
	40	—	5	1.2
	60	55	4,2	1.5
	80	26	3,6	2
	100	12	3,3	2,6
		5,3		
		3,9		

miento y de rotura provocados por el desplazamiento de los costados.

La carga soportada por las tuberías es función de la relación diámetro/espesor de las mismas. Esta carga determina una profundidad máxima de colocación. La información n.º 35 del Dr. A. Voellmy, de la Asociación suiza para ensayos de materiales de construcción, bajo el título de "Seguridad

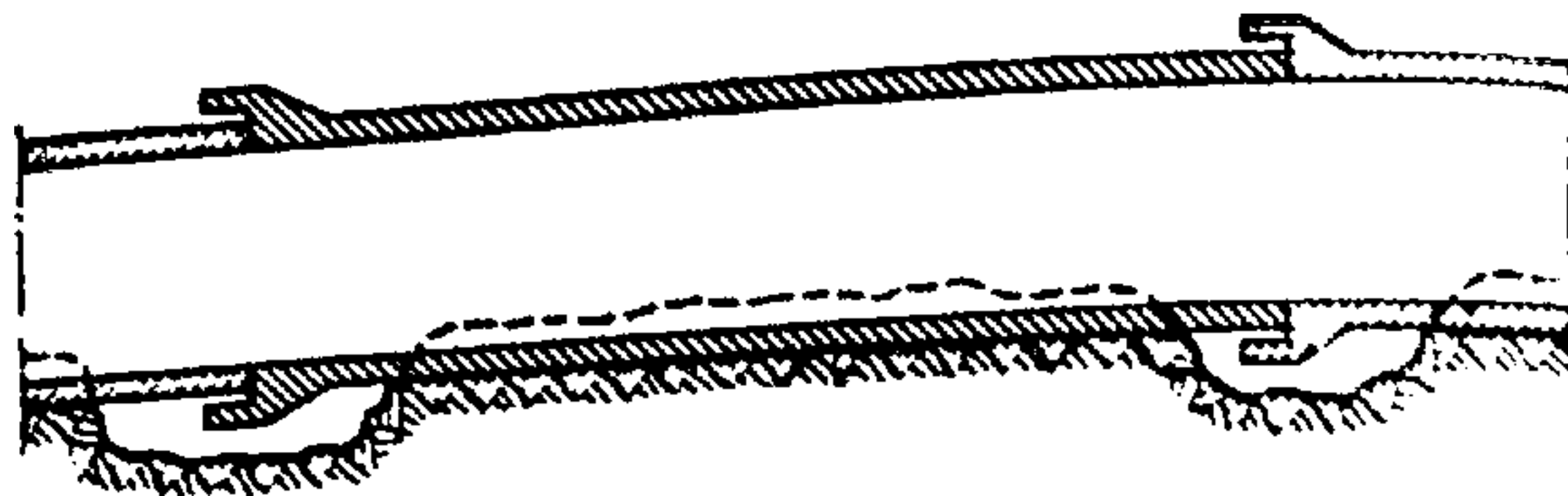


Fig. 367.

Las tuberías deben descansar en toda su longitud sobre la cuna del fondo. Los empalmes deben estar despejados a fin de permitir la realización de las juntas.

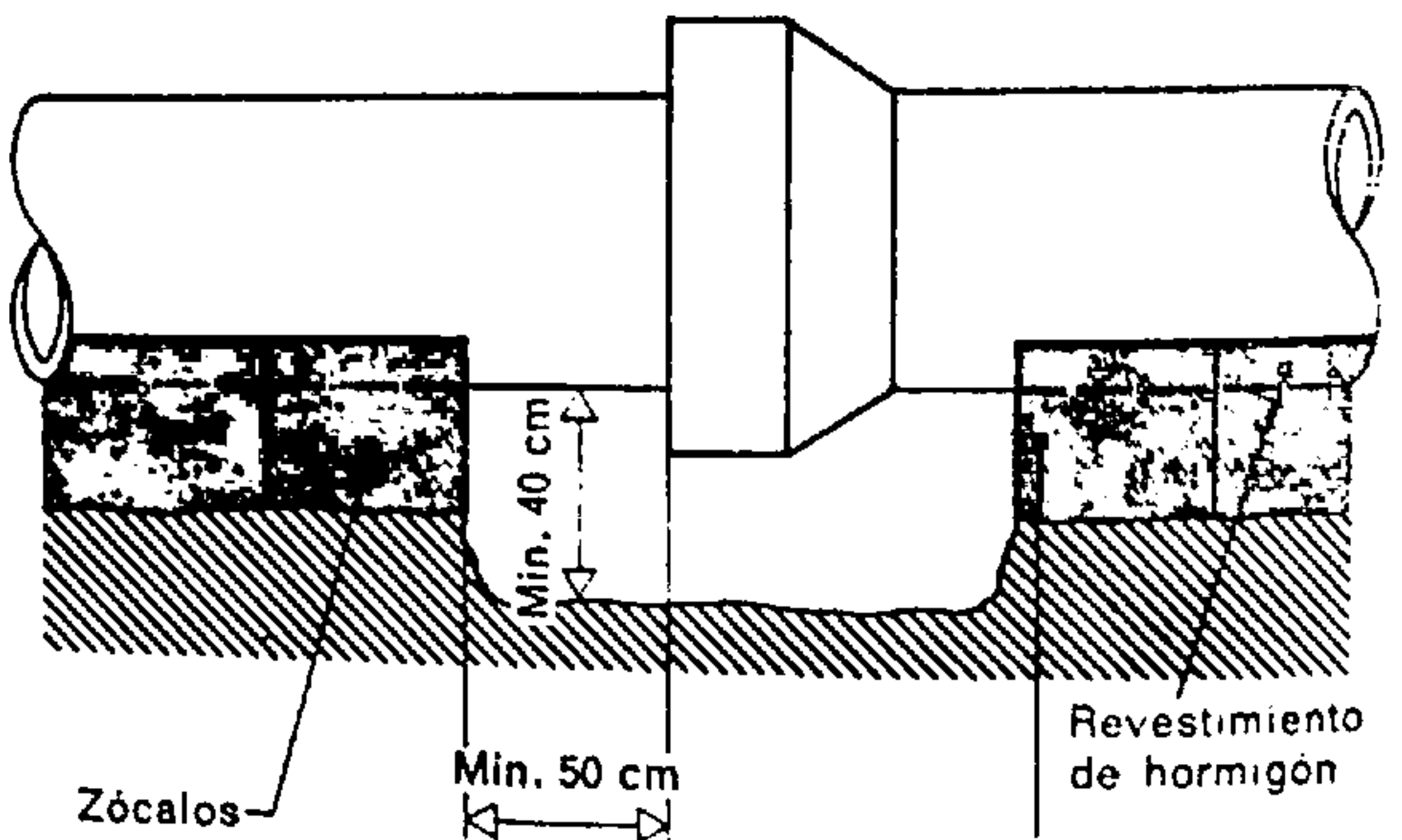
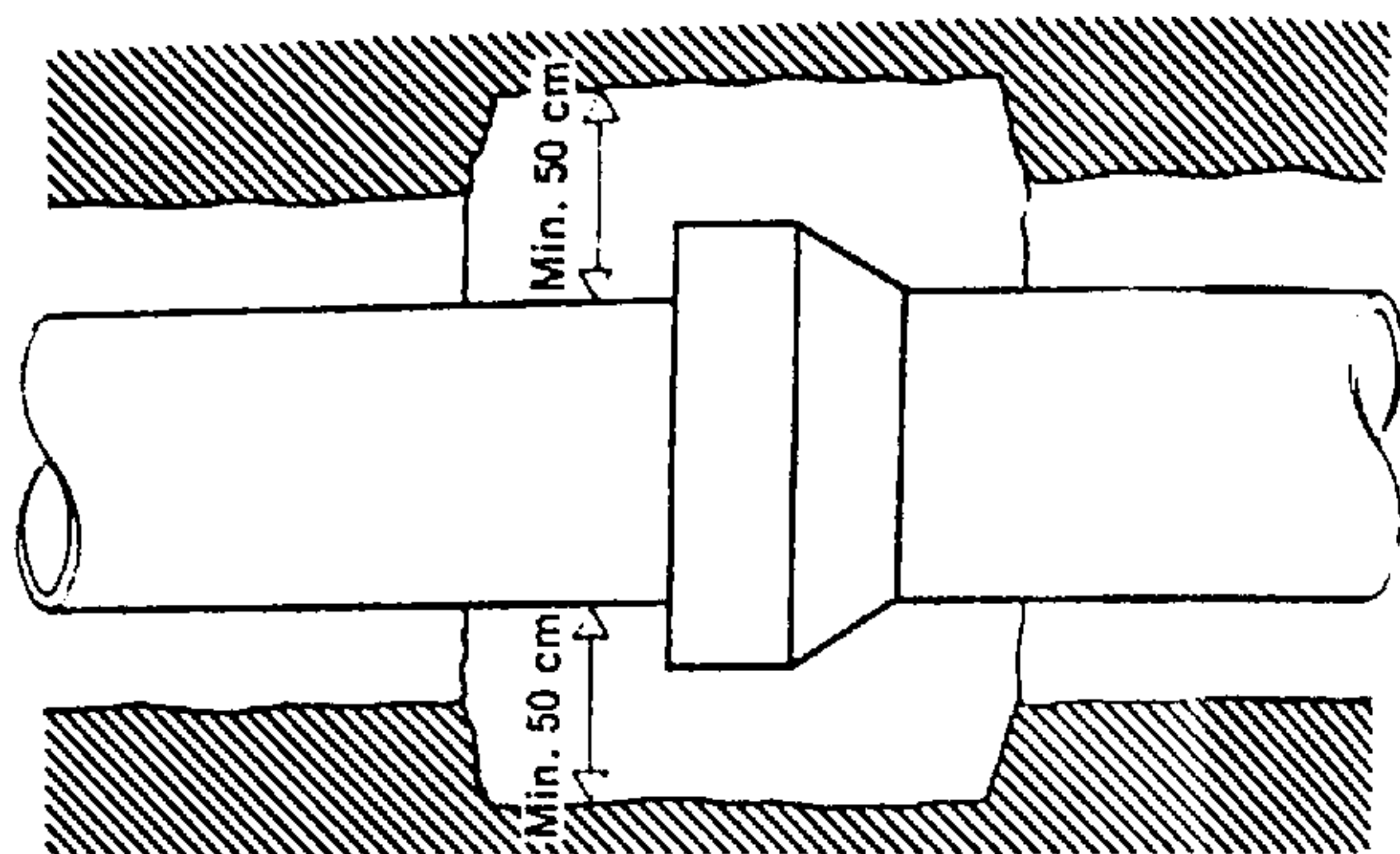


Fig. 368.

Vista en corte y en planta del nicho que hay que practicar para la ejecución de una junta

Solamente los tubos armados pueden ser colocados sobre zócalos aislados de hormigón. De todos modos la distancia entre zócalos no debe exceder del triple del diámetro para las tuberías con carga normal.

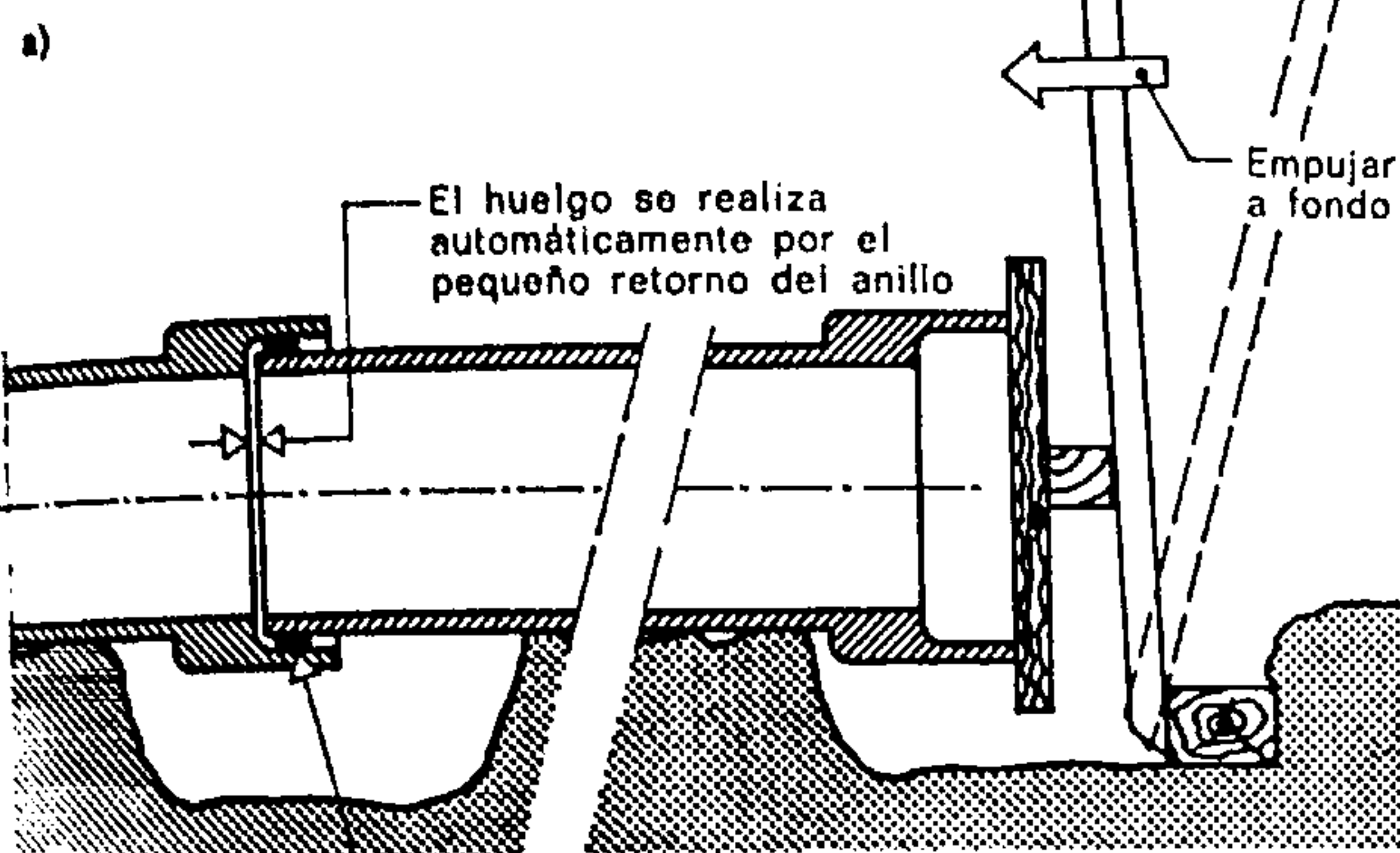
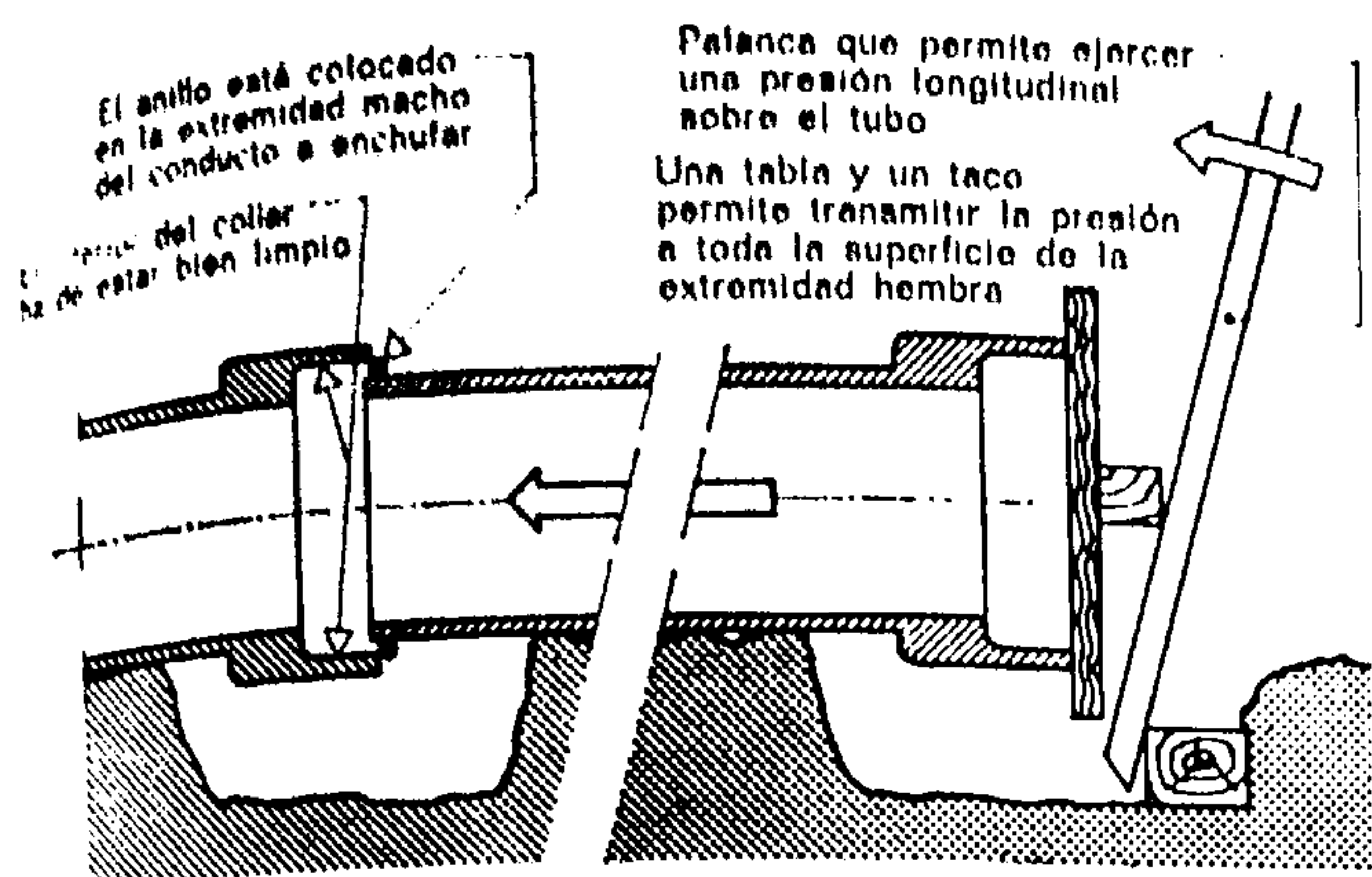


Fig. 369.

El anillo asegura el cierre hermético

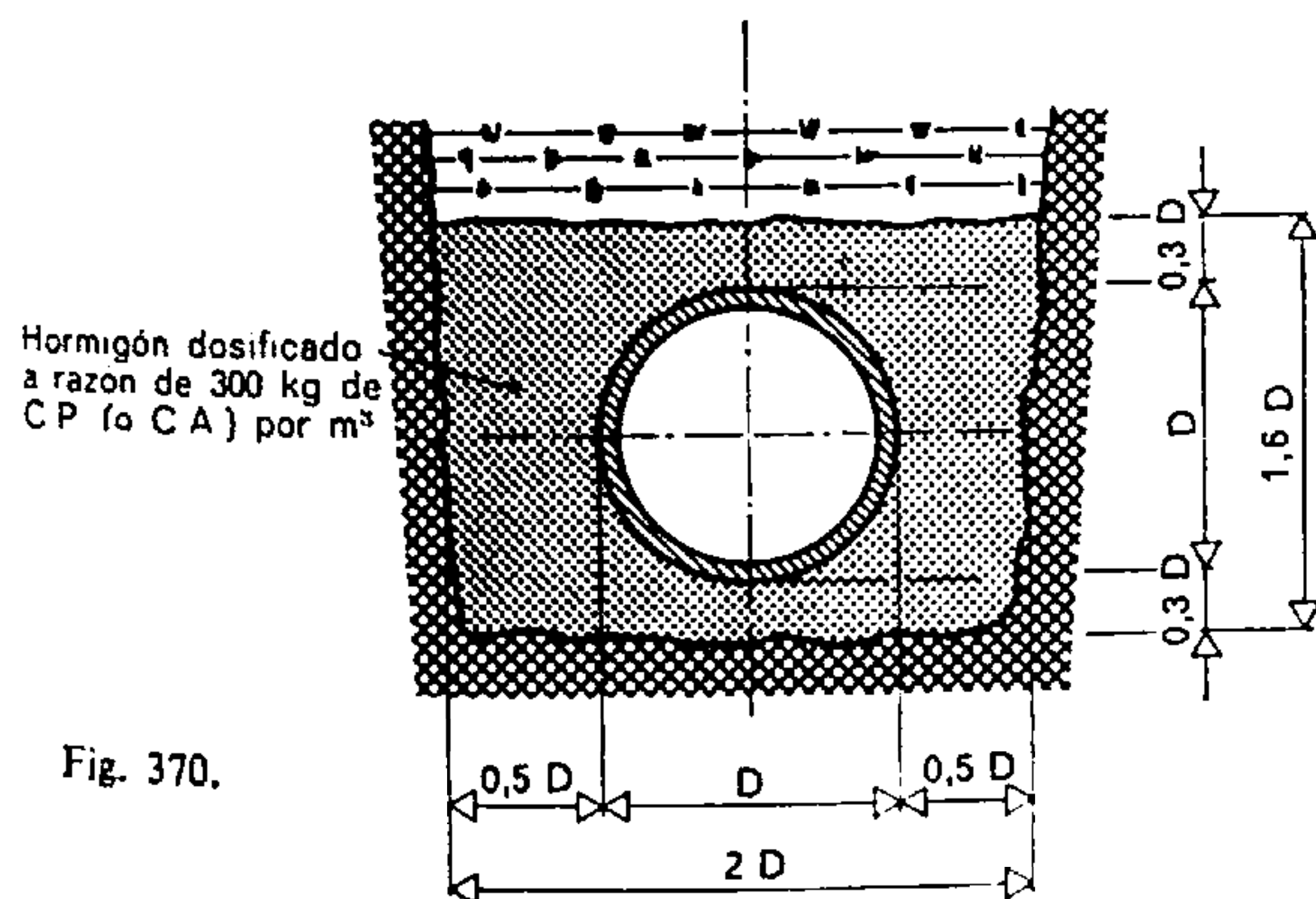


Fig. 370.

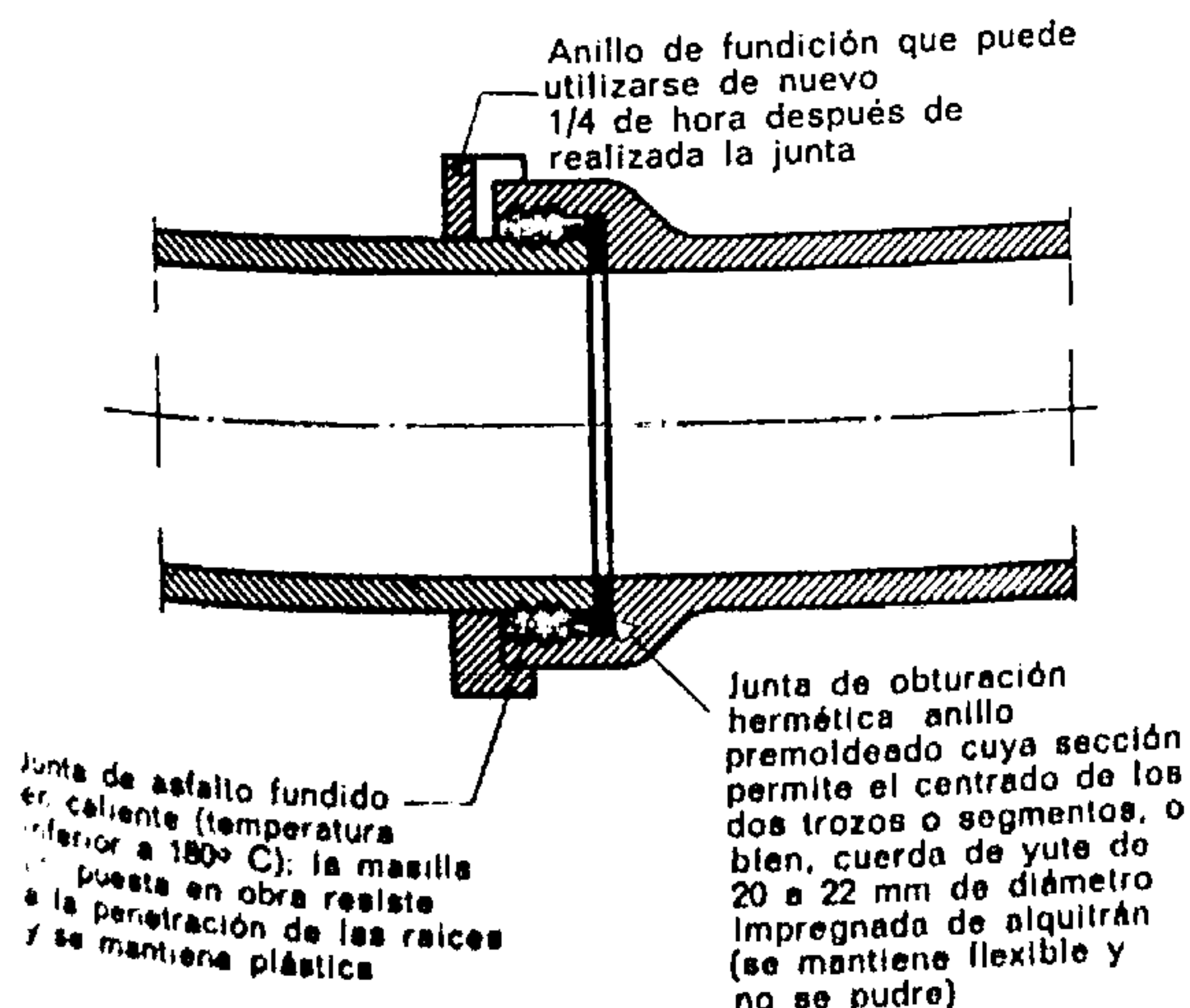


Fig. 371.

Fig. 369.

Tuberías de fibro-cemento

Las tuberías de fibro-cemento (Uralita, Rocalla, Pizarrita...) del tipo «sancamientos» están perfectamente adaptadas para la realización de alcantarillas (con diámetros hasta 800 mm, según las regiones). Las colectoras pueden quedar enterradas o al aire. Servidas por trozos de una longitud variable entre 500 y 4.000 mm, son ligeras y sus juntas son poco numerosas. Esas tuberías están barnizadas interiormente. (El rejuntado puede también realizarse por medio de cuerda embreada, repasado después con mástil o masilla que se calienta para darle una fluidez óptima.) El empleo de anillos de caucho facilita la ejecución de juntas flexibles que permiten formar ángulos de hasta 3 a 4° entre sus elementos. La colocación se efectúa en dos fases (a y b).

Fig. 370.

Tuberías de fibro-cemento, enterradas bajo los firmes o las aceras a profundidades normales; para diámetros superiores a 300 mm, es necesario revestirlas con una masa de hormigón cuyas características se dan en este croquis.

Fig. 371.

Junta entre tubos

Las juntas pueden hacerse con betún asfáltico fundido en caliente.

contra la rotura de tubos enterrados", indica los valores admisibles.

El servicio de investigación y asesoramiento técnico del E.G. Portland (Wildeg, Suiza) menciona los principales valores (con un coeficiente de seguridad de 1,5) de las profundidades de colocación máximas, sin revestimiento de hormigón (Tabla 26).

6.1. LAS FOSAS

Las fosas se utilizan para depurar las aguas residuales procedentes de los edificios. Deben proyectarse cuando no existe red de alcantarillados ni central depuradora próxima.

Las fosas están dispuestas de tal forma que se reparten las materias en suspensión, según su orden de densidad, en los medios de fermentación para ser solubilizadas por el ataque de microbios *anaerobios*.

La acción de estos microbios que sacan su alimento de algunas sustancias, en tanto que otras contribuyen a su estructura, constituye una especie de fermentación solubilizadora que transforma las materias orgánicas en cuerpos simples. Mediante esa transformación sólo subsisten al final gases y líquidos.

Únicamente ciertas materias minerales o metálicas y los lodos o fangos quedan sin disolver por la acción de los anaerobios, por lo que descienden muy lentamente al fondo de la fosa.

La capacidad de las fosas debe ser tal que las materias no se detengan en ellas más que 8 ó 10 días. Esta condición implica la investigación de las exactas características que cabe adoptar.

Las fosas deben ser: perfectamente herméticas, de planta rectangular o circular y no presentar ninguna arista viva; las esquinas deben redondearse; el espesor de las paredes debe ser suficiente para asegurar una hermeticidad constante.

Las fosas, dispuestas en un lugar accesible, deben poderse vigilar fácilmente.

Su vaciado debe efectuarse por lo menos una vez al año y nunca ha de ser total; sólo se extraerán las $\frac{1}{3}$ partes de las materias sólidas. La $\frac{2}{3}$ parte restante está destinada a propagar más rápidamente las especies microbianas que efectúan la clarificación.

Los reglamentos sanitarios generales o regionales, las leyes y los reglamentos fijan en cada región las características de las fosas que deben adoptarse.

En Suiza, las normas establecidas por la ASPEE (Asociación suiza de profesionales en depuración de aguas) dan con precisión los valores convenientes para el establecimiento de todas las obras necesarias para la depuración de las aguas.

Por lo que se refiere al dimensionado de las fosas, las normas de la ASPEE adoptan como unidad para sus cálculos del tratamiento de las aguas residuales:

- 1 habitación cuando se trata de viviendas
- 3 ó 4 alumnos cuando se trata de escuelas
- 3 plazas para los restaurantes
- 2 ó 3 empleados, si se trata de oficinas o fábricas
- 1 cama para los hoteles, hospitales o cuarteles.

Todas las aguas pluviales recogidas por las cubiertas o los drenajes deben desaguar agua-abajo de

la fosa de depuración, en la canalización o albañal de evacuación.

Las fosas más empleadas son (según características dimensionales tomadas de las normas precitadas):

- la fosa de decantación o sedimentación,
- la fosa séptica,
- la fosa digestiva.

6.2. FOSA DE DECANTACIÓN O SEDIMENTACIÓN

Esta fosa comprende un compartimiento en cuyo interior se halla el decantador y el digestor (véase la fig. 372).

Volumen o capacidad:

De 0 a 8 unidades	1,7 m ³ (mínimo)
Por cada unidad suplementaria	0,2 m ³

Ejemplo: Para 12 unidades:

$$1,7 \text{ m}^3 + 4 \cdot 0,2 = 2,5 \text{ m}^3.$$

Sólo comprende una única llegada de aguas residuales que agrupa los W.C., las cocinas y los baños. Las fosas de decantación o sedimentación pueden ser construidas en el mismo sitio de su emplazamiento, pero se encuentran también entre los productos prefabricados. Sin embargo, sólo constituyen una solución provisional.

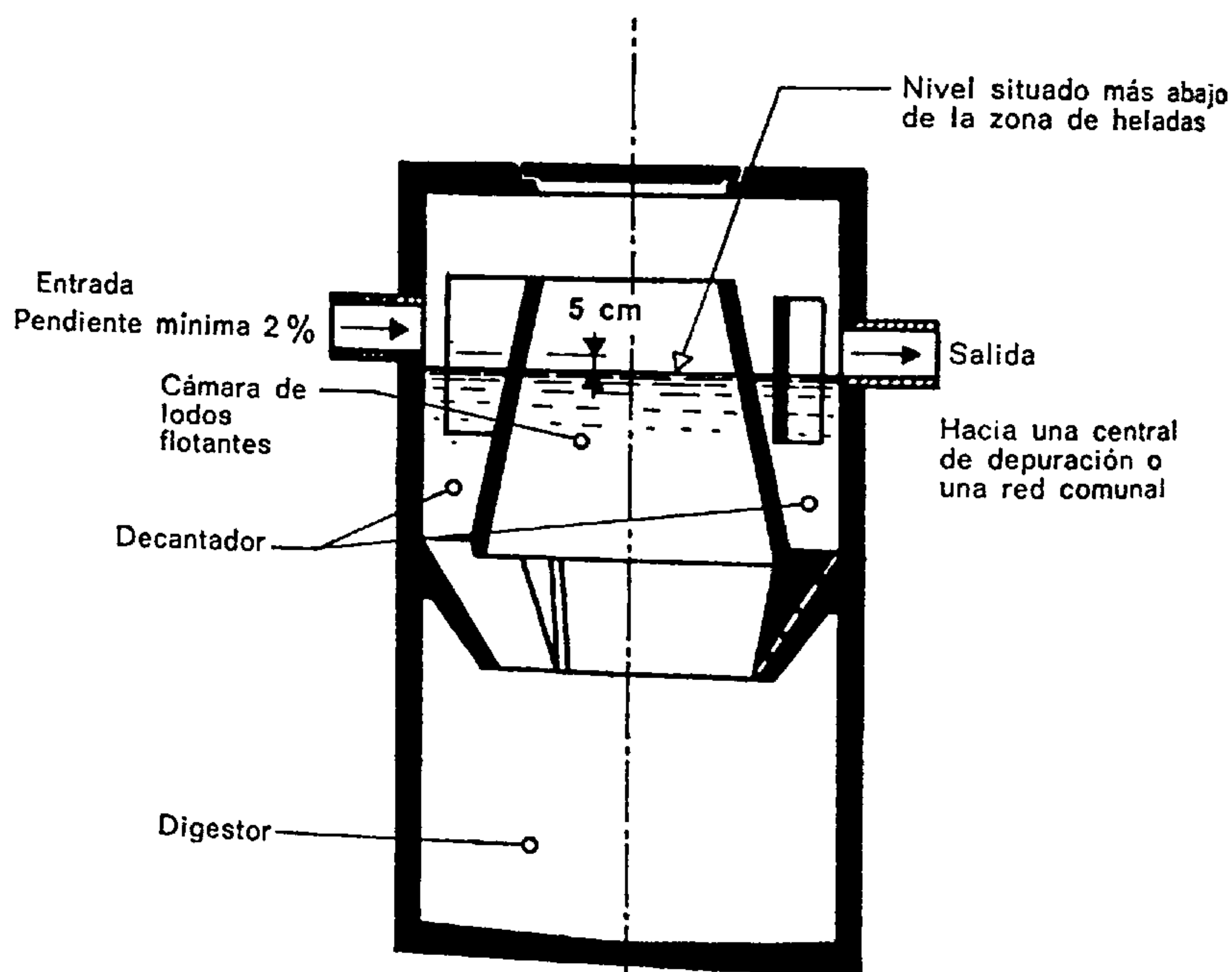


Fig. 272.

La fosa de decantación

(Corte transversal y vista en planta)
Sólo constituye una solución provisional.

Características:

Volumen del decantador

40 l por habitante, pero de 400 l como mínimo

Volumen digestor

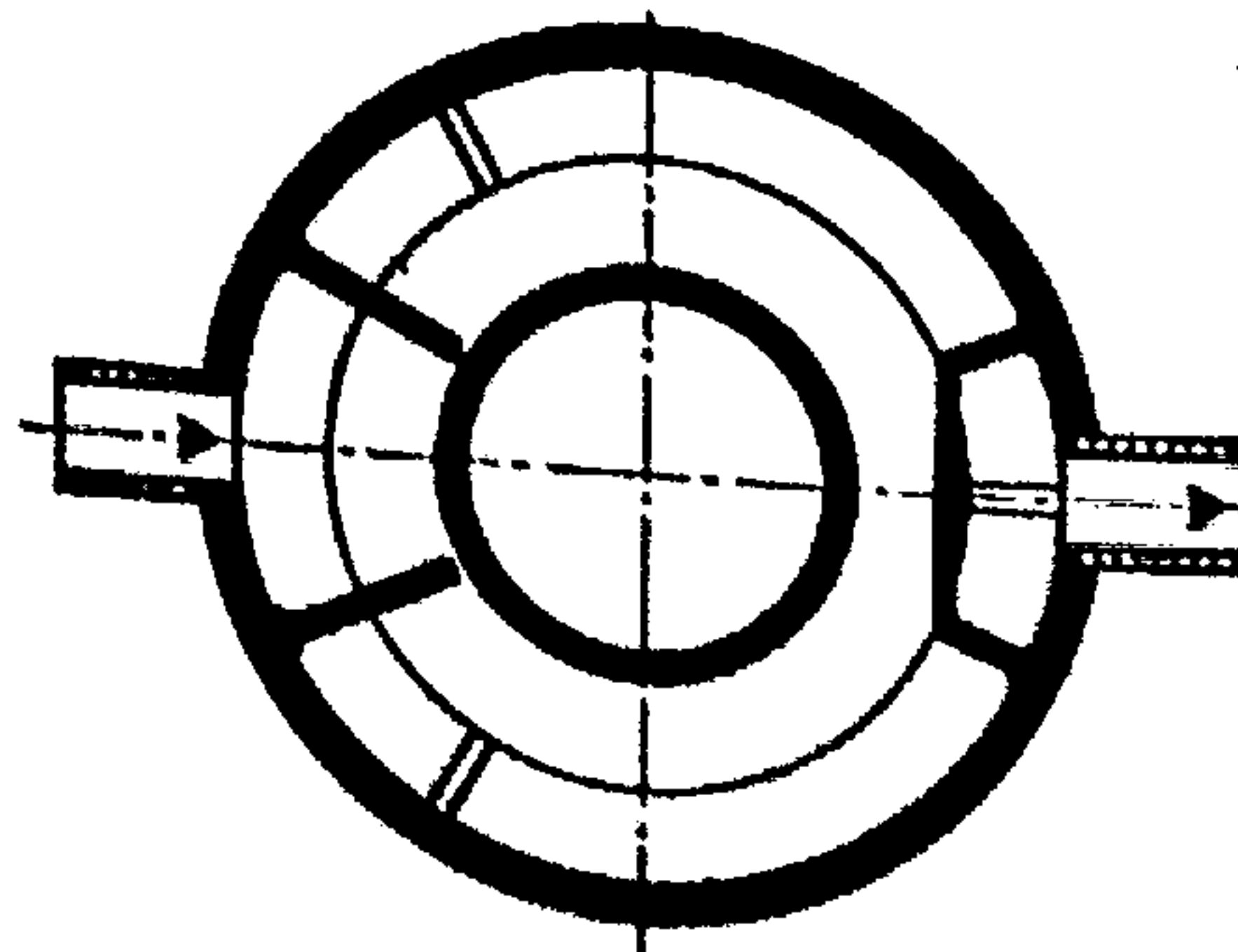
100 l por habitante, pero de 1.000 l como mínimo

Volumen de la cámara de lodos flotantes

25 l por habitante, pero de 250 l como mínimo

Volumen de los tres elementos

165 l por habitante, pero de 1.650 l como mínimo



Todas las aguas pluviales deben estar conectadas agua abajo de la fosa

En principio, el desagüe de esta fosa debe ser conducido a una central de depuración, pero en ciertas regiones se tolera que se reciba en un pozo negro o absorbente.

6.3. FOSA SÉPTICA

La fosa séptica comprende dos compartimientos cuyo volumen está en la relación de 2/1.

Volumen o capacidad (de ambos compartimientos reunidos):

De 0 a 6 unidades	3 m ³ (mínimo)
Por unidad suplementaria	0,5 m ³

Ejemplo: Por 12 unidades:

$$3 \text{ m}^3 + 6 \cdot 0,5 = 6 \text{ m}^3.$$

Las aguas residuales de los W.C. y de las cocinas van a parar al primer compartimiento; las que proce-

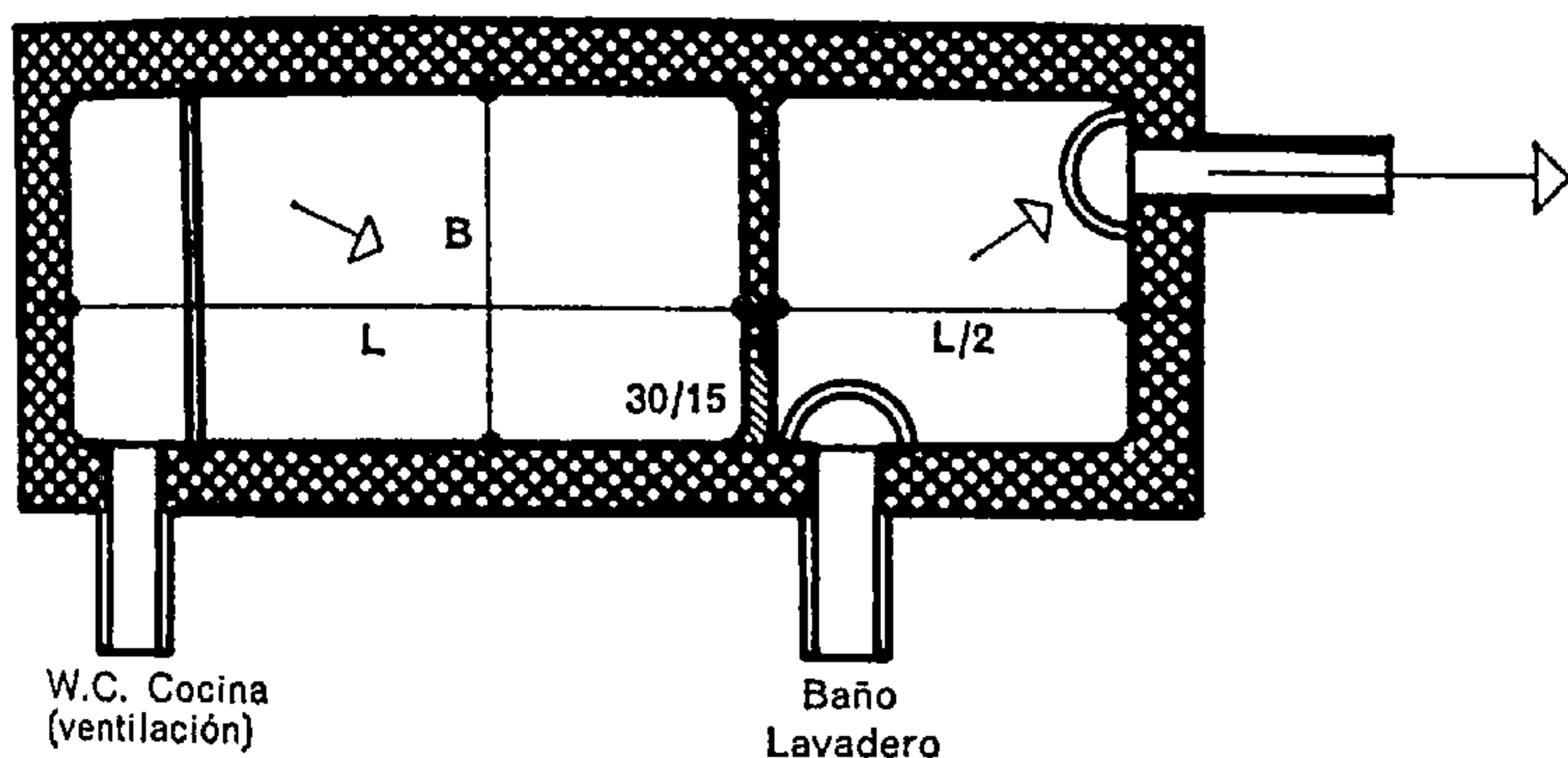
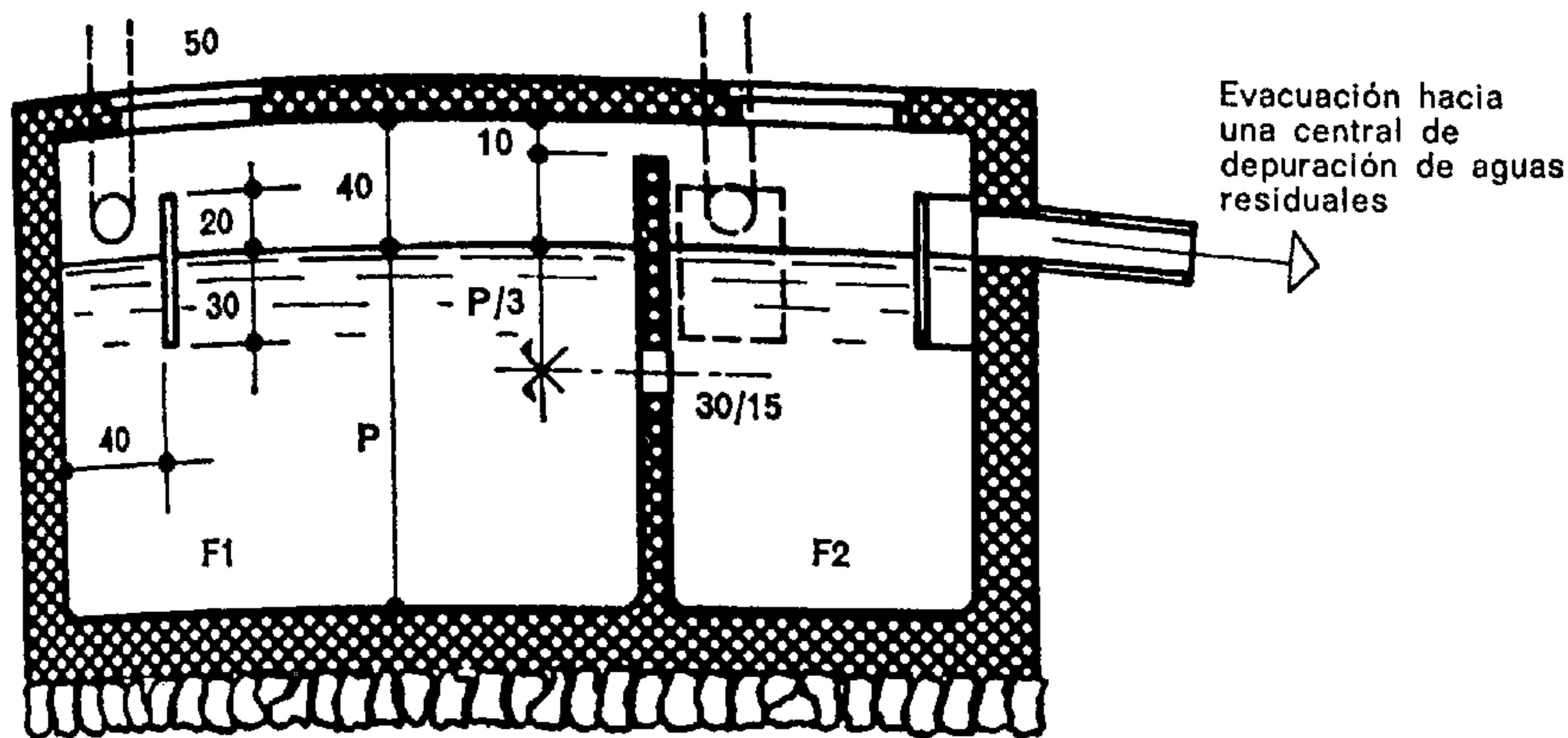


Fig. 373. Fosa séptica

(Corte longitudinal y vista en planta según las instrucciones de la ASPEE)

$F_1 + F_2 = 3 \text{ m}^3$ como mínimo $\frac{1}{2} \text{ m}^3$ por habitante suplementario
 $F_1 : F_2 = 2 : 1$ $P = \text{mín. } 120 - \text{máx. } 180.$

Las fosas sépticas sólo constituyen una solución provisional.

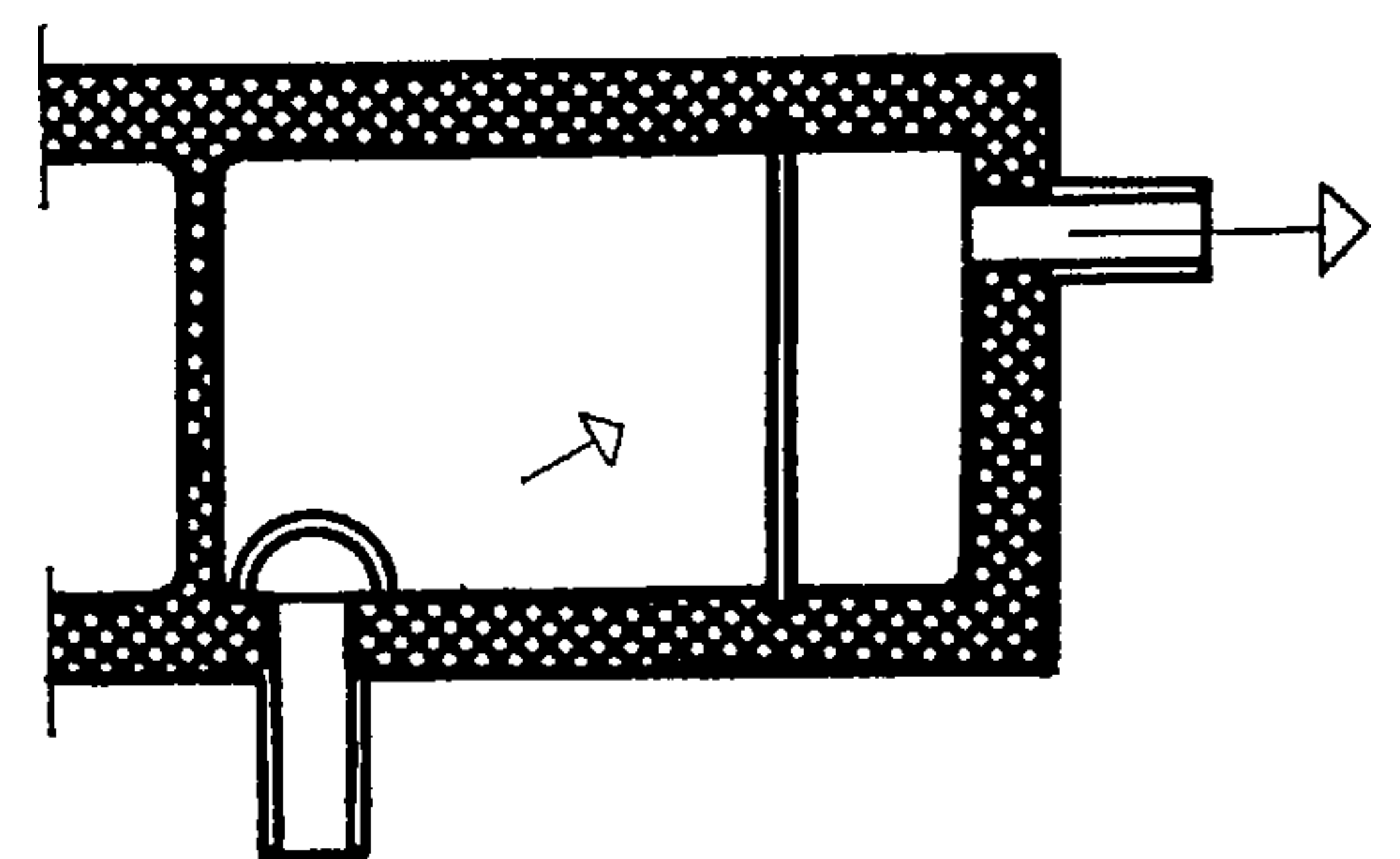
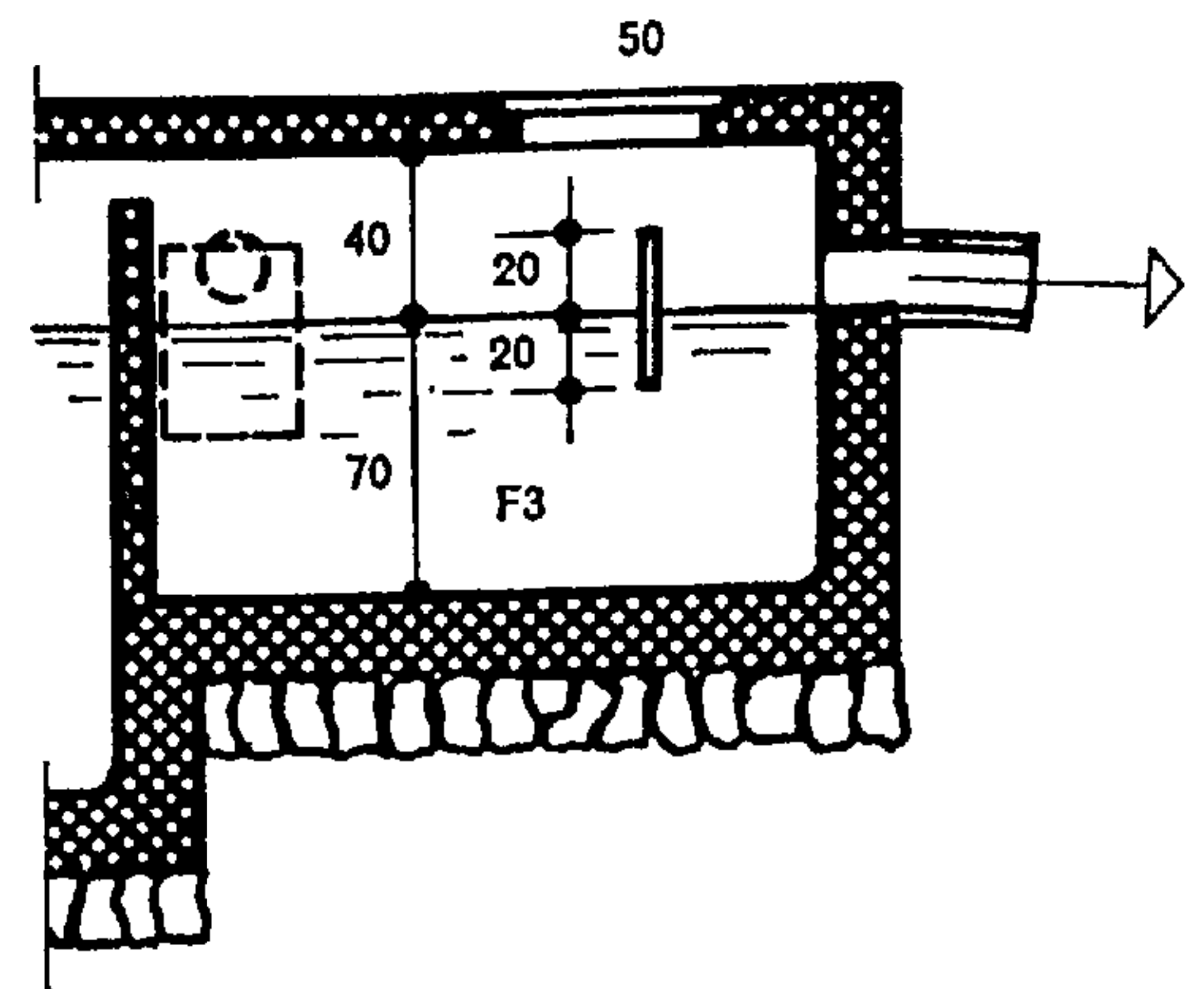


Fig. 375.

Variantes del tercer departamento de una fosa digestiva

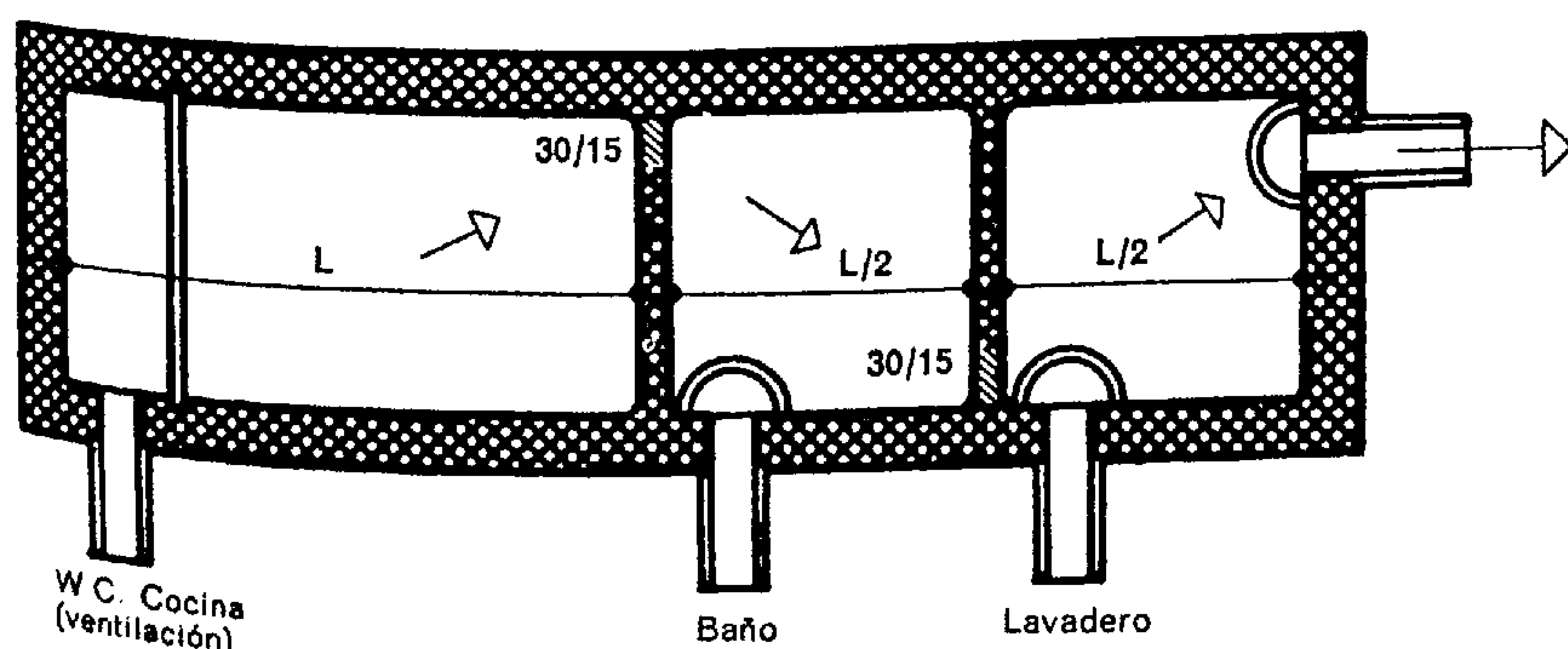
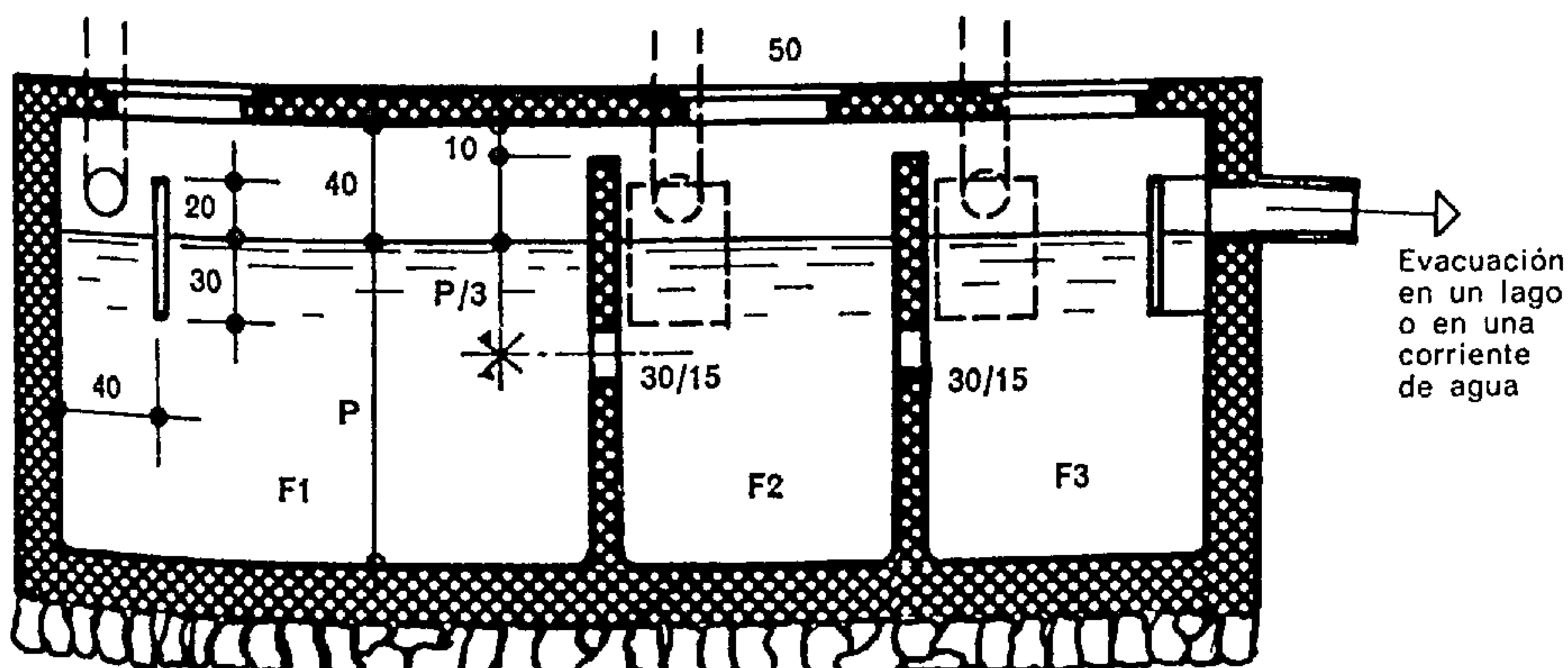


Fig. 374.

Fosa digestiva o de 3 departamentos
 (Corte longitudinal y vista en planta según las instrucciones de la ASPEE)

$F_1 + F_2 + F_3 = 4 \text{ m}^3$ como mínimo
 1 m^3 por habitante suplementario
 $F_1 : F_2 : F_3 = 2 : 1 : 1$
 $P = \text{mín. } 120 - \text{máx. } 180.$

den de los cuartos de baño y de las lavanderías, al segundo.

El empleo de una fosa de esa clase sólo constituye una solución provisional. El desagüe debe ser conducido a una central de depuración.

6.4. FOSA DIGESTIVA

Esta fosa comprende tres compartimientos cuyo volumen está en la relación 2/1/1.

Volumen o capacidad (de los tres compartimientos reunidos):

De 0 a 4 unidades	4 m ³ (mínimo)
Por unidad suplementaria	1 m ³

Ejemplo: Para 12 unidades:

$$4 \text{ m}^3 + 8 \cdot 1 \text{ m}^3 = 12 \text{ m}^3.$$

El primer compartimiento recibe las aguas de los W.C. y de las cocinas, el segundo recibe las aguas de los cuartos de baño, y el tercero, las aguas de los lavaderos.

Este dispositivo constituye una solución definitiva y el desagüe puede verterse en un pozo absorbente, en un lago o en un río.

Las fosas de decantación y las fosas sépticas deben vaciarse dos veces al año, mientras que la fosa digestiva sólo se vaciará una vez cada año.

El pozo negro o absorbente puede ser una fosa filtrante o una regata de desparramado subterráneo. La capacidad de absorción de tales dispositivos depende de la naturaleza del terreno con que se tropieza. Puede admitirse que el caudal de un pozo absorbente es de 40 a 160 litros diarios por metro cuadrado de superficie de sus paredes. Por lo que se refiere al desparramado subterráneo, la longitud mí-

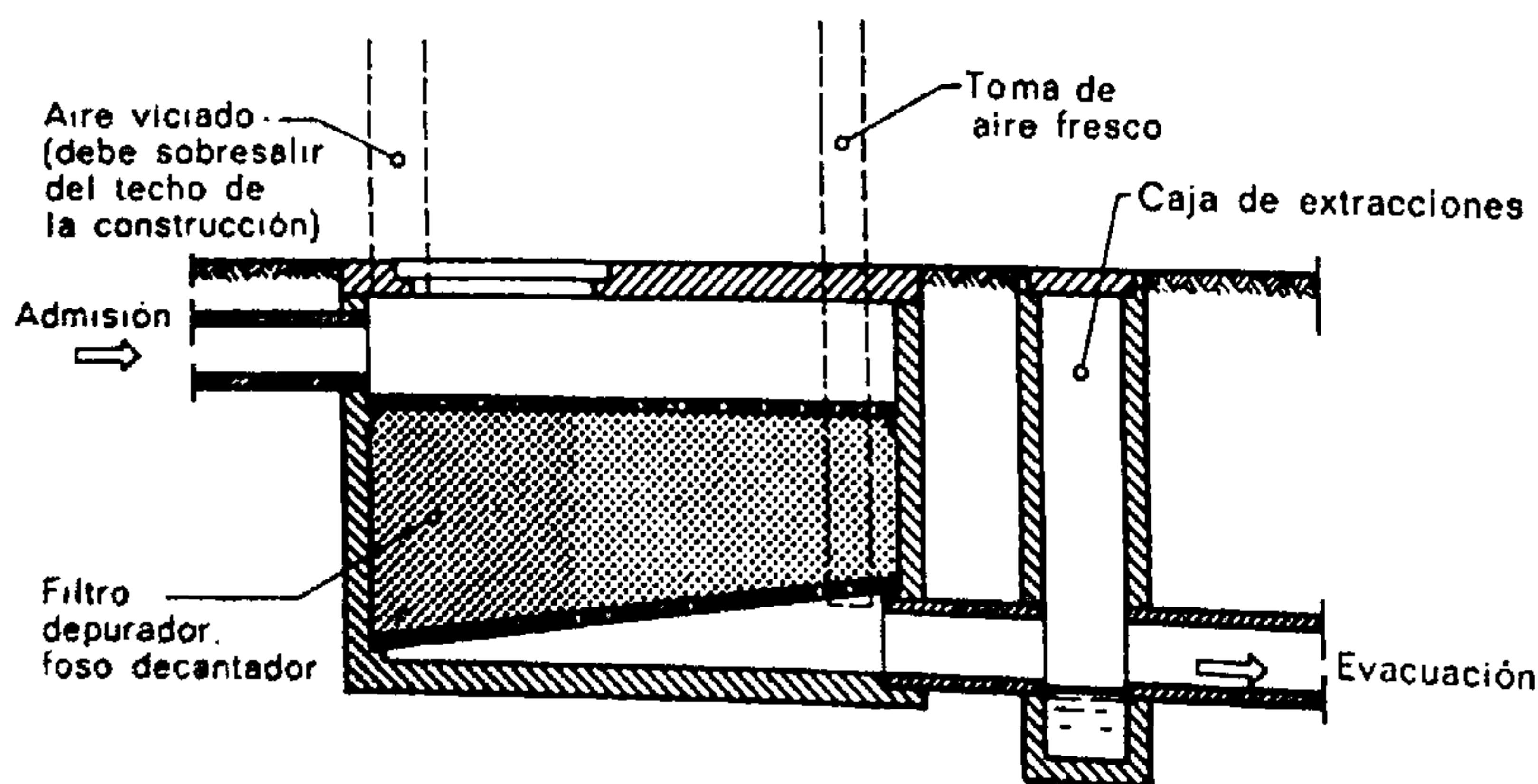


Fig. 376.

Los reglamentos franceses prevén la realización o colocación de un filtro depurador para las aguas salidas de una fosa séptica.

nima debe ser de 40 m, mientras que, en general, se cuentan de 10 a 25 m por habitante.

Las fosas destinadas al tratamiento de las aguas industriales deben ser objeto de un profundo estudio tanto desde el punto de vista de la calidad de los materiales que hay que emplear como del tratamiento de las aguas.

Las fosas de acumulación o fosas de estiércol líquido, por ejemplo, deben tener un volumen de

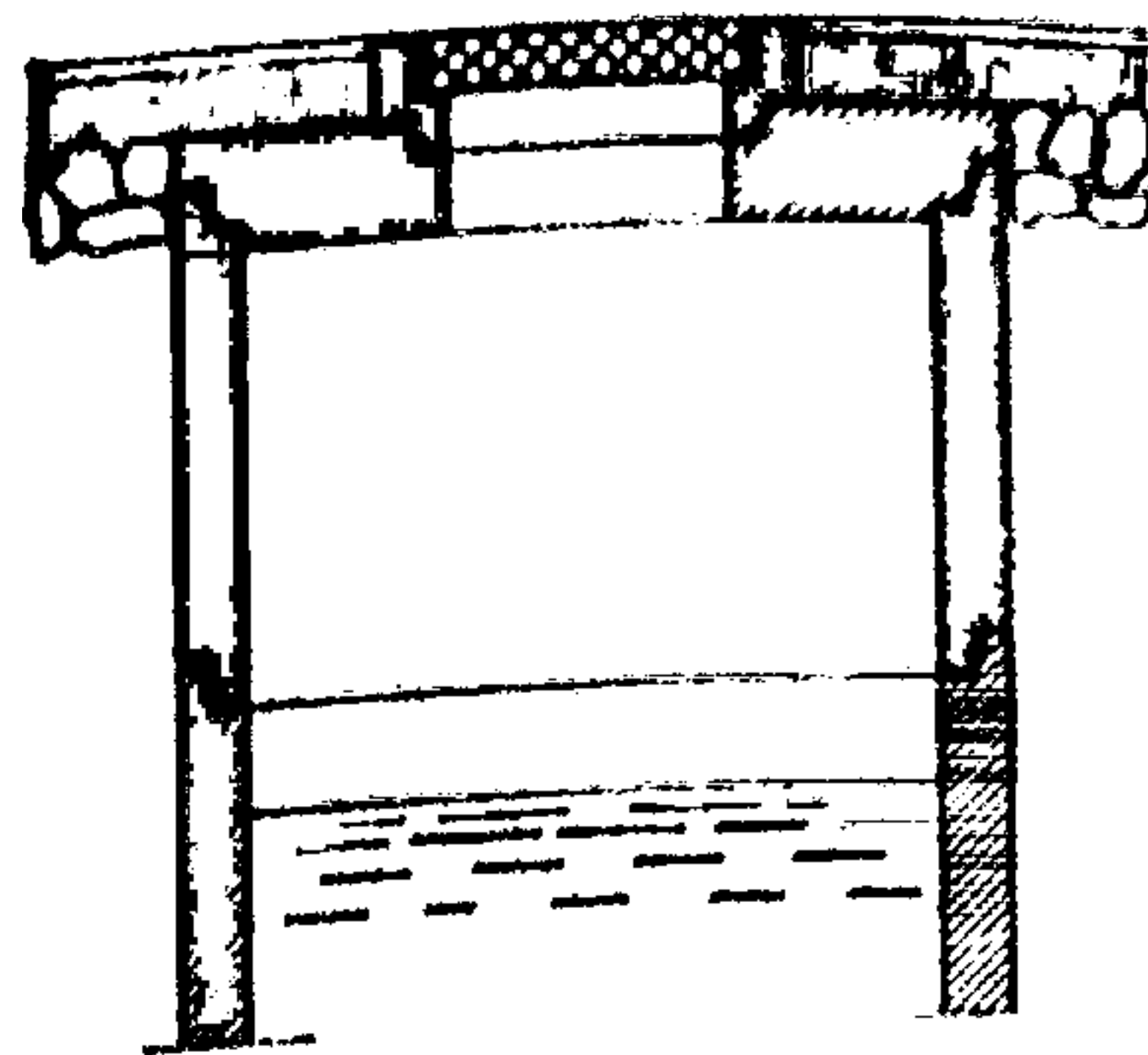


Fig. 377.

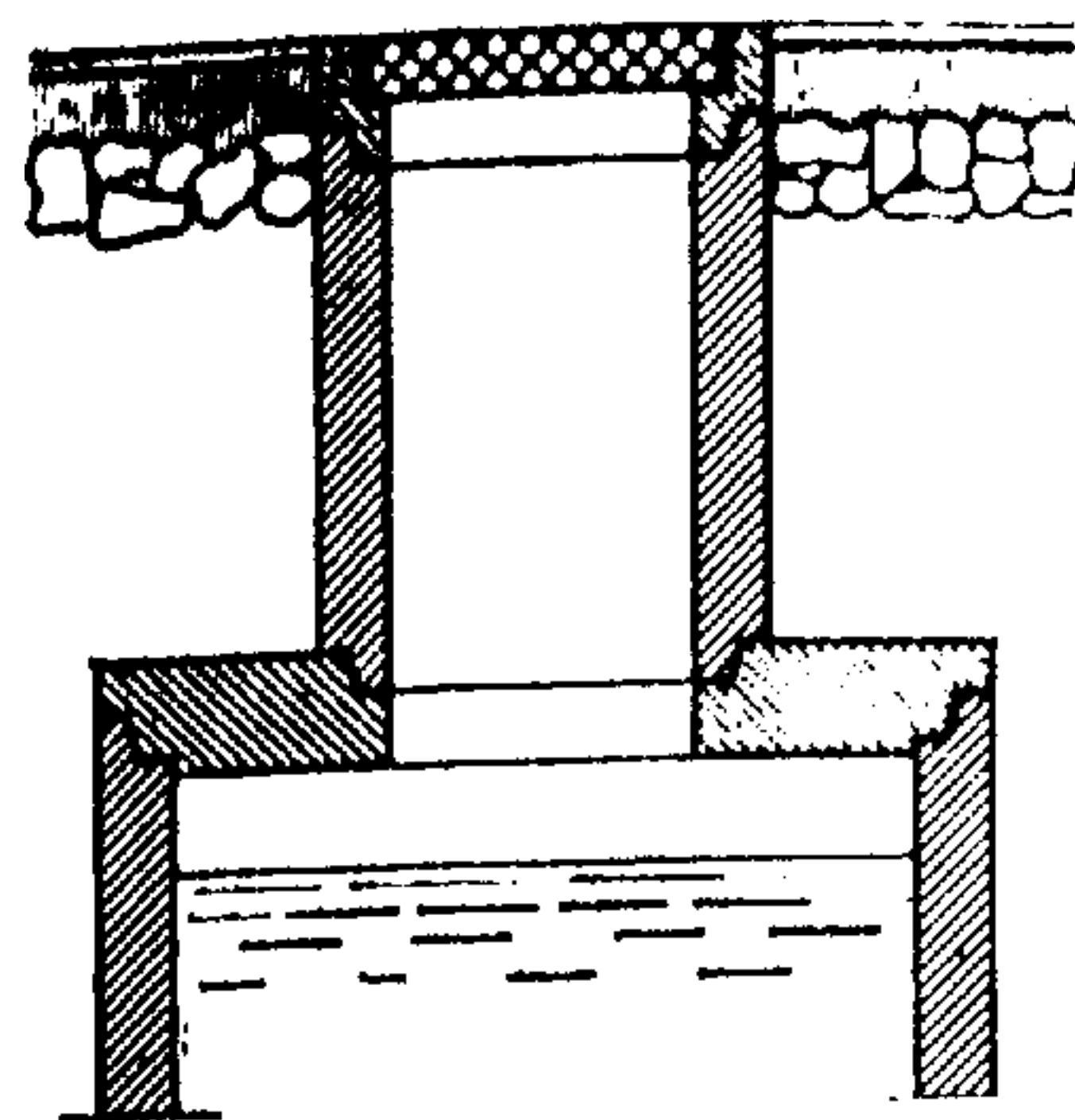


Fig. 378.

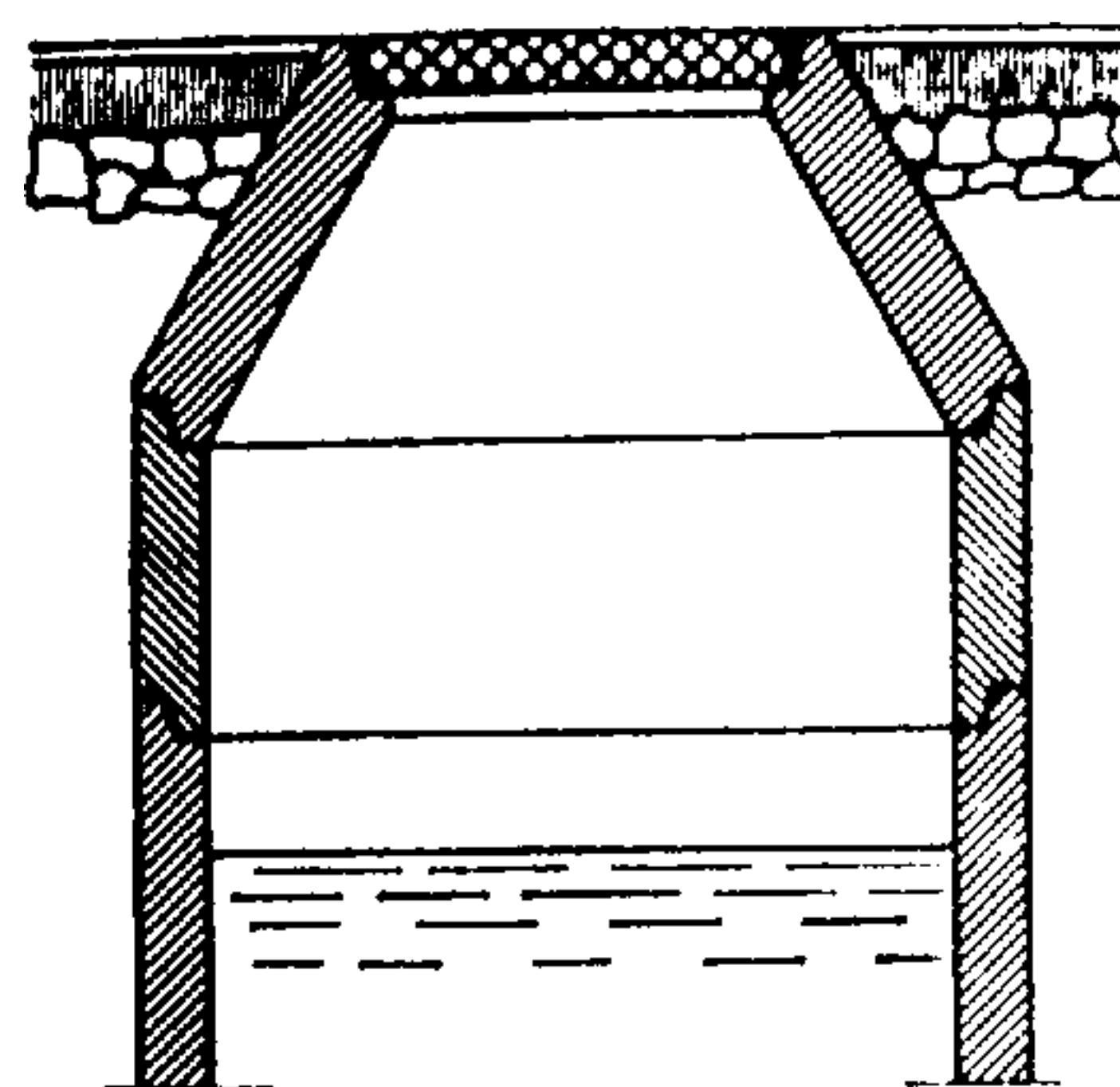


Fig. 379.

Figs. 377, 378 y 379.

Diferentes variantes pueden ser tenidas en cuenta para la desembocadura de las fosas al nivel del suelo.

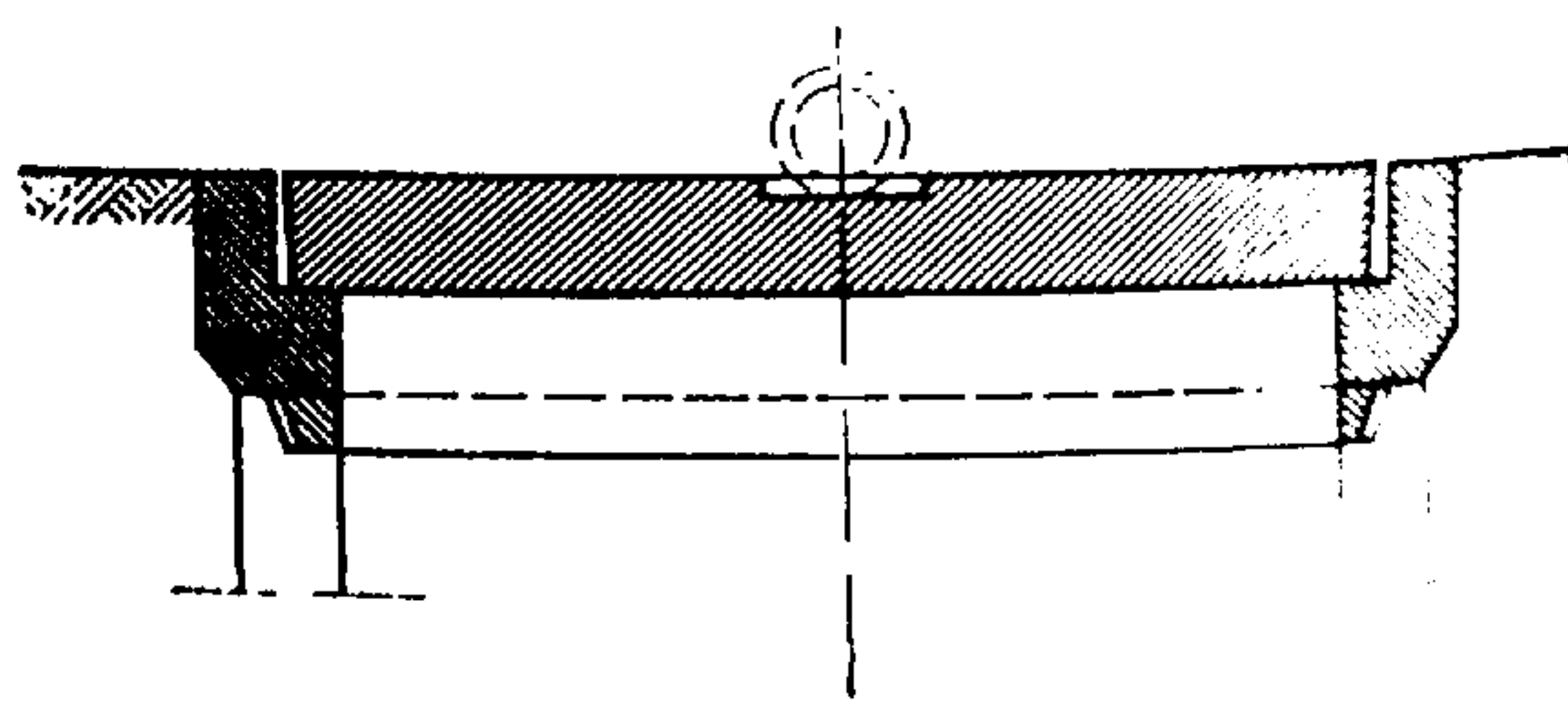


Fig. 380.

Una pieza de hormigón armado descansa sobre un anillo especial.

2,5 a 5 m³ por cabeza de ganado. Está prohibido conectar una fosa de esta clase a la alcantarilla.

7. AVENAMIENTO O DRENAJE

Los avenamientos están destinados al saneamiento y mejora de los terrenos. Su principio consiste en evacuar, sea por medio de zanjais sea por medio de tubos de cerámica denominados *drenes*, el agua superficial contenida en el terreno. Drenar o avenar no significa desecar; el estudio de una red de avenamiento depende de la utilización que se quiera dar al terreno.

El cálculo y la concepción de un avenamiento pertenece a un importante capítulo de la Hidráulica. Este sucinto resumen sólo pretende evocar algunas de sus características.

La profundidad a que debe disponerse un avenamiento depende de la naturaleza de los cultivos que cubren el terreno que hay que sanear. Se cuenta, en general, con los promedios siguientes:

de 1,10 a 1,25 m para las tierras de labor,
alrededor de 1,20 m para la horticultura,
de 0,60 a 0,70 m para los pastos,
de 0,50 a 0,80 m para los prados.

Un avenamiento está formado por una serie de captaciones dispuestas en el recorrido de las aguas. La mejor disposición es el avenamiento transversal.

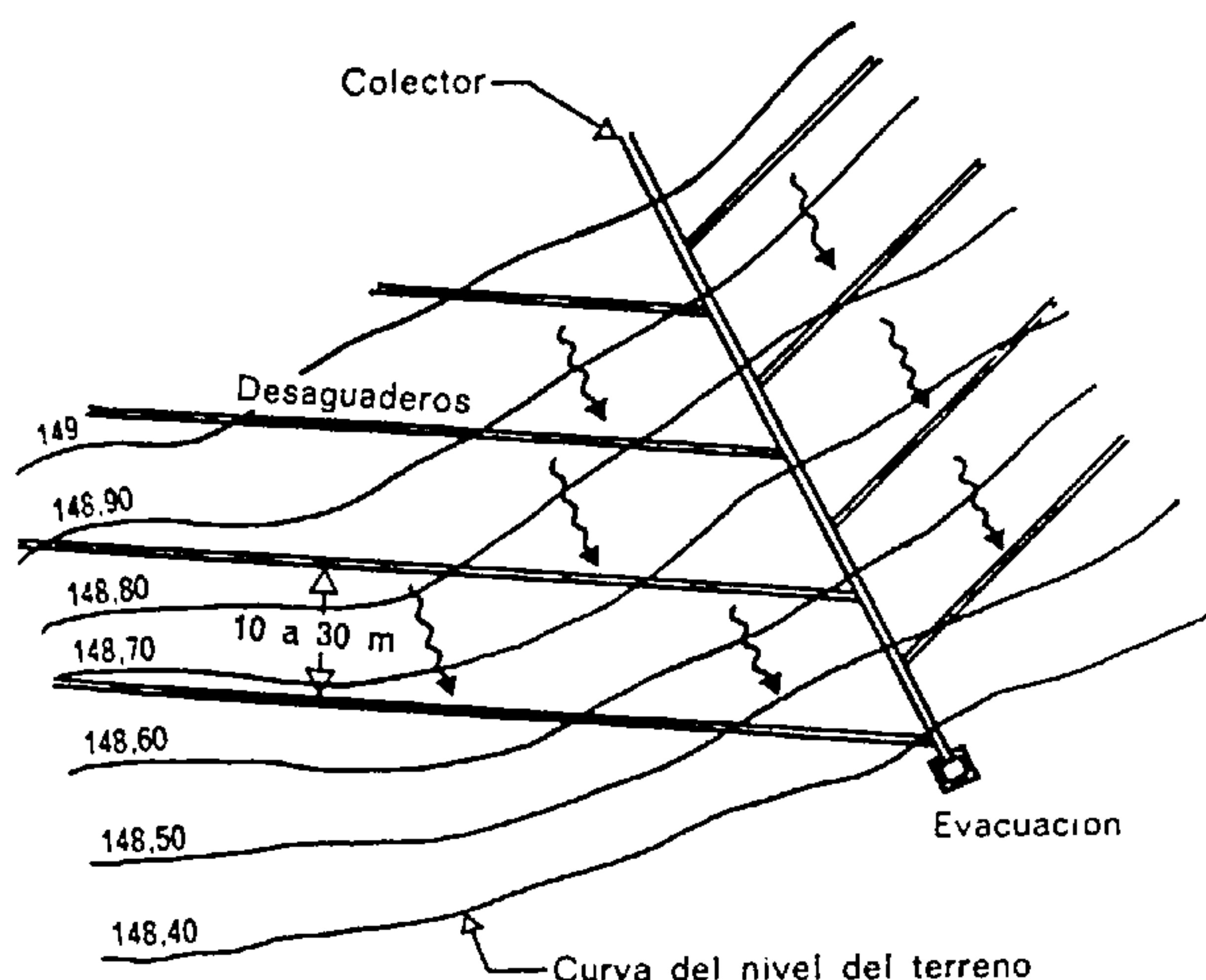


Fig. 381.

En el drenaje transversal, los desaguaderos son en cierto modo paralelos a las curvas de nivel del terreno. El colector sigue el sentido de la pendiente.

En efecto, casi perpendicularmente a la línea de máxima pendiente del terreno las aguas se pueden alejar más rápidamente y el colector puede recibir una pendiente mayor disminuyendo por lo tanto su sección.

La distancia entre las zanjás varía de 10 a 30 m según la naturaleza del terreno.

Para los cálculos se estiman generalmente así las cantidades de agua:

1,00 l/s·ha (y más) para las regiones montañosas,
0,80 l/s·ha para las tierras onduladas,
0,65 l/s·ha para las llanuras.

El diámetro de los drenes de barro cocido es de unos 4 ó 5 cm; el de los colectores varía de 8 a 20 cm.

El dimensionado de los conductos se hace como hemos visto ya al tratar de las alcantarillas, en el párrafo 4.1.

La fórmula de Ganguillet y Kutter, por ejemplo, es empleada para este cálculo:

$$Q = S \cdot K \cdot \sqrt{R \cdot J} \quad \begin{aligned} Q &= \text{caudal total en l/s} \\ S &= \text{superficie de la sección del drenaje} \\ K &= \frac{100 \sqrt{R}}{n + \sqrt{R}}; \text{ siendo } n = 0,3 \\ R &= \text{radio hidráulico} \\ R &= \frac{\text{superficie mojada}}{\text{perímetro mojado}} \\ J &= \text{pendiente de la canalización.} \end{aligned}$$

Las zanjás de avenamiento que se excavan con unos cazos o achicadores no suelen presentar más que un ancho de 40 a 50 cm. El vaciado se hace de abajo arriba mientras que la colocación de los drenes se efectúa de arriba abajo. Esta precaución

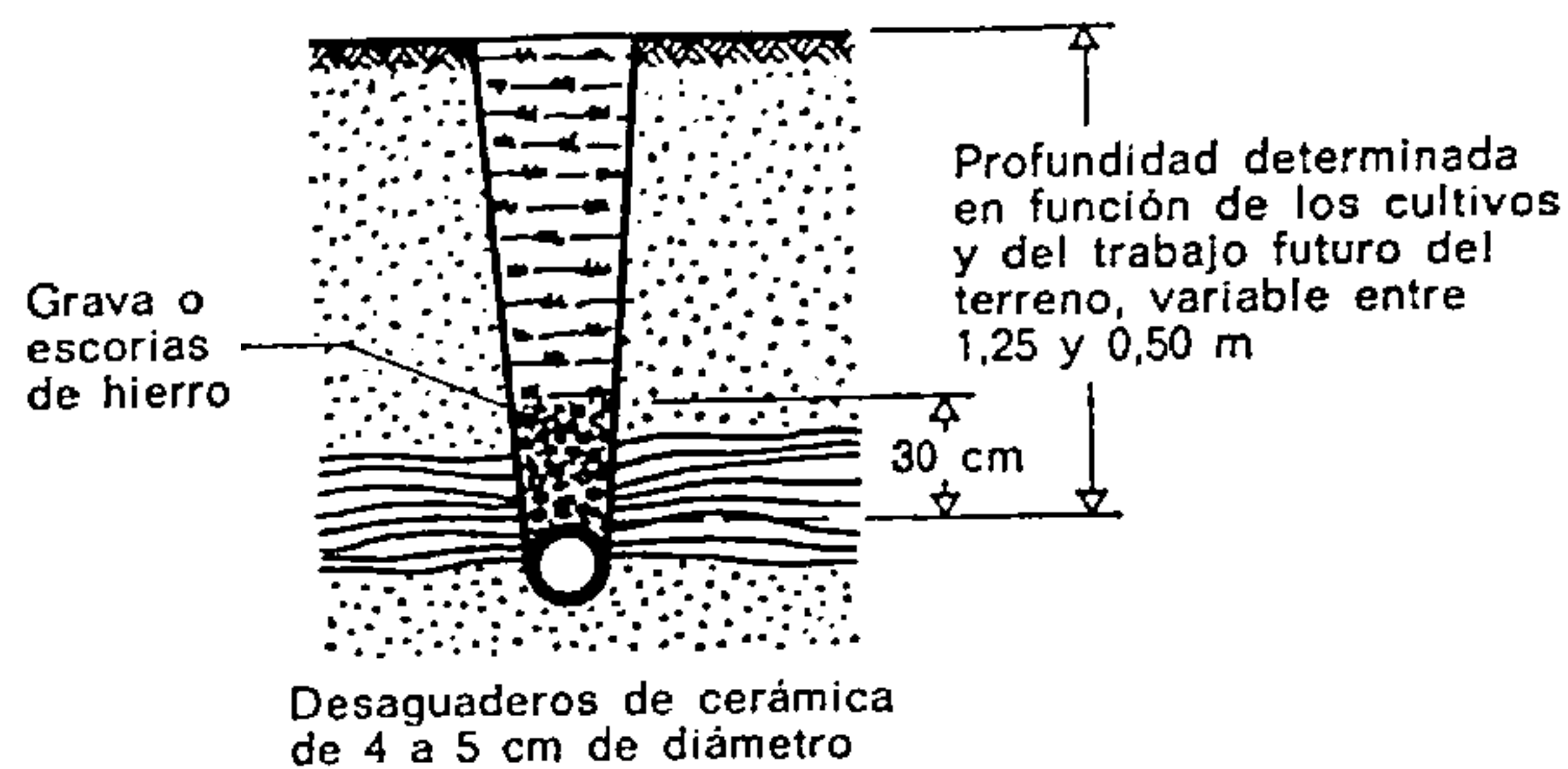


Fig. 382.

Corte transversal de un drenaje

impide la penetración de barros en los drenes ya colocados.

Al objeto de evitar la penetración de las raíces en el interior de los conductos se terraplena hasta unos 30 cm de altura por encima de los drenes con grava o escorias.

Los avenamientos importantes, de gran extensión, se realizan mediante zanjás y canales. Este problema rebasa los límites que se han fijado para esta obra.

UTN
Facultad Regional
San Rafael

PAREDES Y TABIQUES

1. CONSIDERACIONES GENERALES

Se llaman *paredes* aquellos elementos portantes verticales, de sección recta muy alargada. Los *tabiques* en cambio no tienen función portante alguna.

Las características de las paredes dependen de su destino y de su función. En general se distinguen:

- las paredes situadas bajo tierra,
- las paredes que se levantan por encima del suelo.

Esta primera clasificación, completada con el papel que han de desempeñar las paredes de la construcción, permite definir las cualidades particulares de los materiales que deben emplearse.

terísticas bien definidas que se incorporan a una armazón portante. Esta armazón, de hormigón armado o de estructura metálica, recurre a veces a las paredes para realizar su arriostramiento. Las pantallas formadas por los tabiques ofrecen al mismo tiempo una protección y un aislamiento térmico y acústico.

En las construcciones tradicionales, el papel de las paredes puede enunciarse como sigue (según su función principal):

Las **paredes con canales** y los **muros piñones** constituyen el conjunto de las paredes de fachada. Aparte de su cualidad portante deben ofrecer un aislamiento térmico y acústico suficiente.

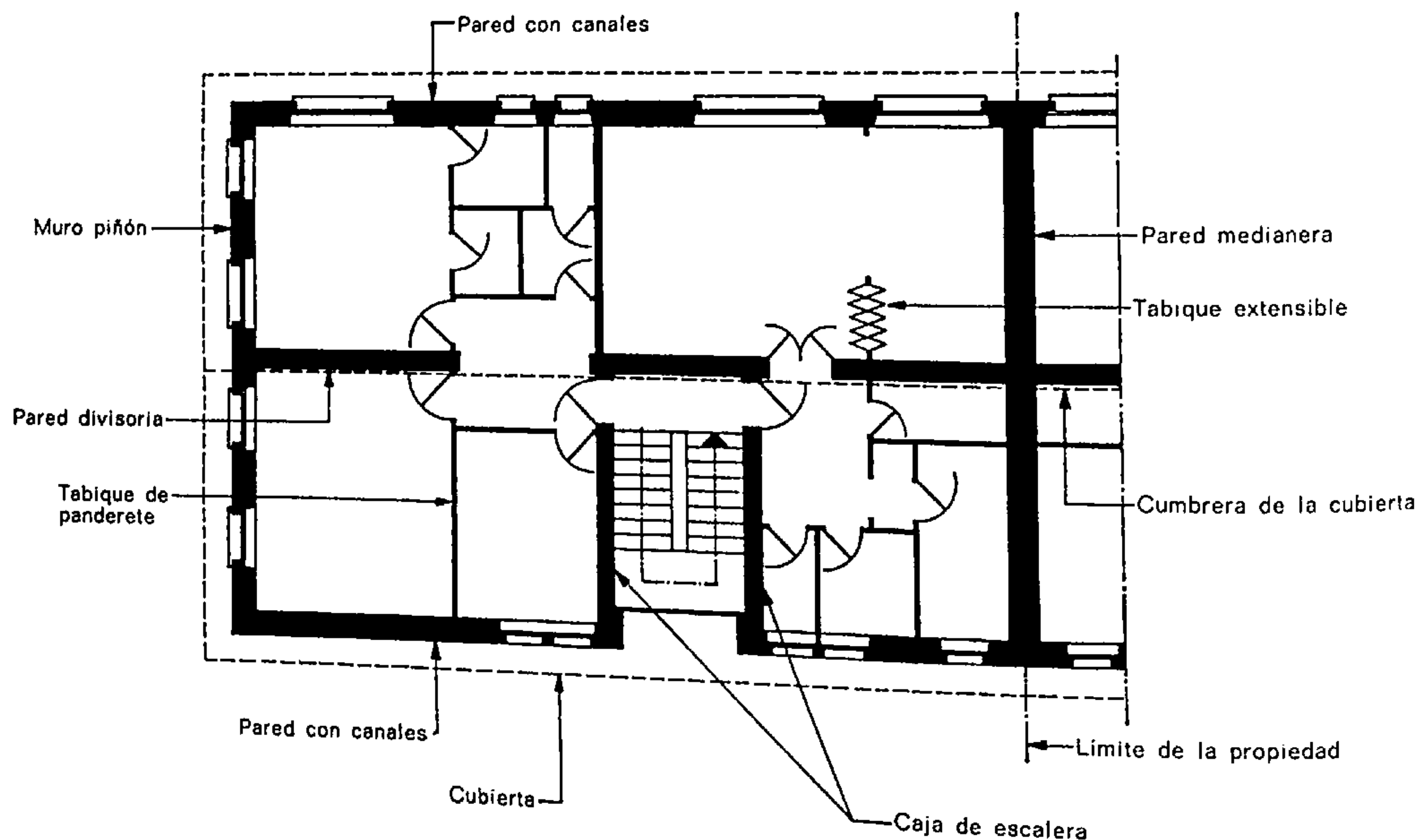


Fig. 383.

Nomenclatura de las paredes del edificio

La fig. 383 indica la terminología adoptada para las paredes de los edificios tradicionales, en los cuales constituyen el elemento portante total de los pisos y aseguran el arriostramiento de la construcción.

En los inmuebles de concepción moderna, las paredes son en cierto modo tabiques divisorios de carac-

Las **paredes divisorias** sirven frecuentemente de apoyo intermedio a los pisos y proporcionan el arriostramiento de la construcción.

Las **paredes de caja de escalera** están destinadas a soportar las escaleras.

Las **paredes medianeras**, construidas sobre el

límite de la finca, pertenecen a dos o más propietarios. Los empotramientos o apoyos realizados en dichas paredes no deben rebasar la línea de delimitación de las propiedades.

Los muros de contención (de los que se trata en el Cap. XIII) están destinados a oponerse al empuje de las tierras.

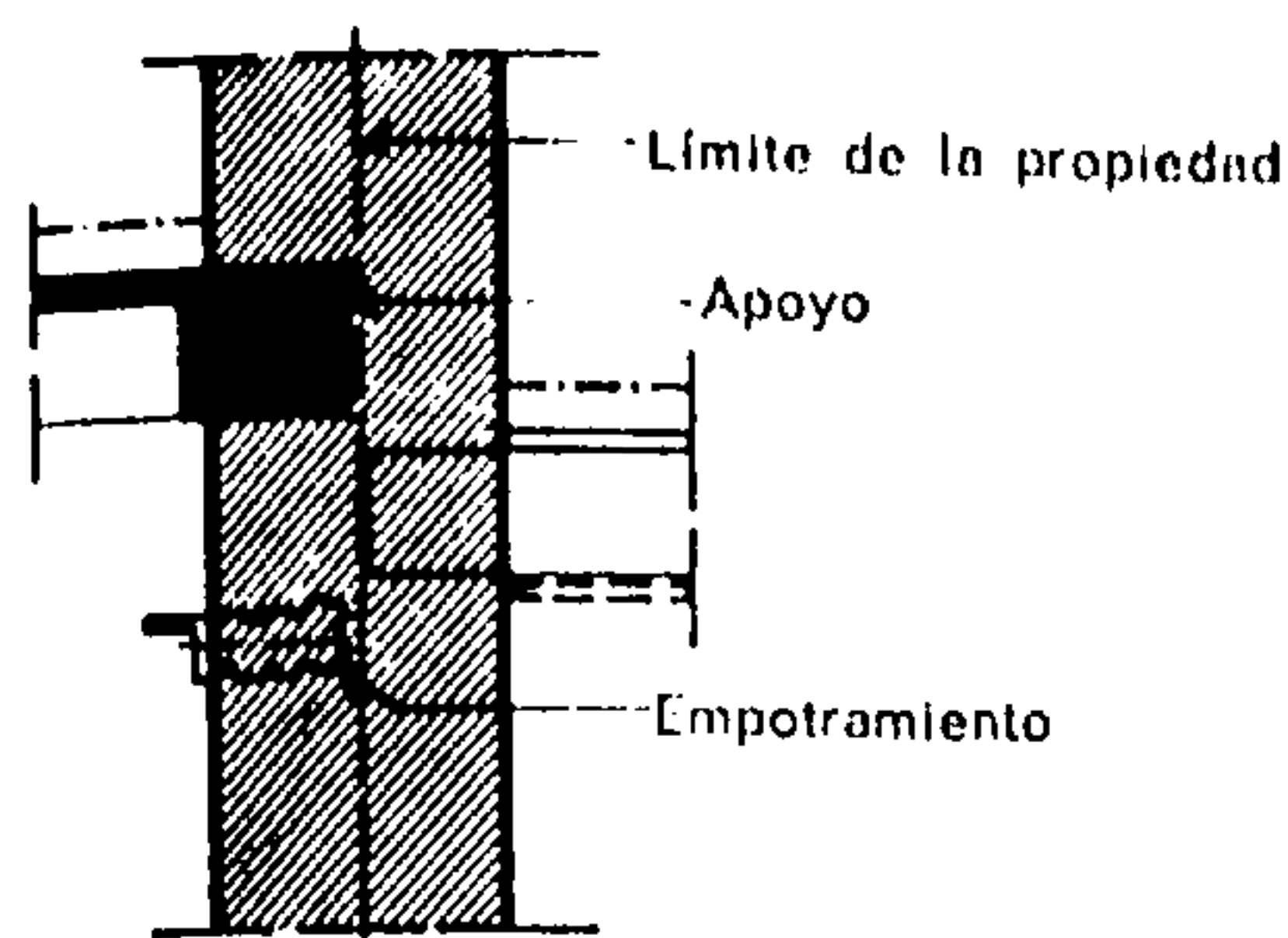


Fig. 384.

Corte de una pared medianera

Los apoyos y empotramientos no deben rebasar el límite de la propiedad.

Los materiales que sirven para la edificación de paredes y tabiques deben escogerse de acuerdo con las funciones que tendrán que desempeñar. A este efecto las principales características de los materiales pueden ser definidas, a grandes rasgos, del modo siguiente:

La **resistencia a la compresión** es tanto más elevada cuanto mayor sea la densidad del material portante. La piedra natural y el hormigón encofrado o moldeado constituyen elementos sólidos y resistentes. Los aglomerados de hormigón, los ladrillos macizos y huecos constituyen materiales menos resistentes pero de más fácil empleo.

Un **óptimo aislamiento térmico** se obtiene con materiales ligeros y porosos. Las cámaras de aire aprisionadas entre las paredes constituyen, cuando no son ventiladas, excelentes aislamientos térmicos. El ladrillo hueco, los aglomerados de cemento huecos o ligeros constituyen los materiales a propósito para ese aislamiento. El **volante térmico**, o restitución del calor almacenado por las paredes y pisos es, sin embargo, un factor que contribuye al bienestar de las habitaciones. Dicho volante térmico se logra por el empleo de materiales densos, por lo cual los tabiques delgados, ligeros y porosos con paredes sencillas o múltiples no proporcionan necesariamente el máximo "confort". Por otra parte el volante térmico permite realizar una economía del combustible previsto para la calefacción.

El **aislamiento acústico** debe asegurar la indispensable comodidad de los locales y particularmente la protección contra los ruidos transmitidos por el aire. Este aislamiento se obtiene en parte por medio del empleo de materiales densos que ofrecen una elevada inercia a las vibraciones sonoras. Puede realizarse una mejora sensible en el aislamiento acústico disponiendo una placa vibrátil hermética contra la superficie de las paredes en tal forma que encie-

rrer una cámara de aire. Esta puede encerrar un material poroso absorbente. La placa absorbe los sonidos de baja frecuencia mientras que el material poroso absorbe los de frecuencia elevada. El elemento vibrátil puede estar constituido por un panel de madera contrachapada, por ejemplo; el material poroso, por lana de vidrio, lana de piedra, etc.

Los principales materiales de que se dispone para la construcción de paredes son: la piedra natural, los aglomerados de hormigón y los ladrillos de arcilla cocida. A estos materiales vienen a agregarse aquellos que, derivados de esas bases, agrupan sus diferentes cualidades: los aglomerados ligeros cuyos áridos proceden de productos residuales de diferentes industrias (escorias, virutas y serrín de madera, corteza de diversos vegetales); los hormigones con inclusión de aire, o también los de piedra pómez, de puzolana, etc.; los elementos de tierra cocida con cámaras importantes de aire o mezclados con materiales aislantes. Los elementos portantes sometidos a fuertes solicitaciones pueden ser mezclados con hormigones de alta densidad, en los que los áridos tienen un peso específico muy elevado.

Dejando aparte algunas piedras naturales, todos los materiales utilizados en la construcción de paredes son *anisotropos*, lo cual significa que poseen características diferentes según la dirección en que queramos evaluarlos. En efecto, las piedras más empleadas y más numerosas son las piedras sedimentarias. Los aglomerados de hormigón, el hormigón encofrado y los ladrillos de arcilla cocida están formados o fabricados en un sentido bien definido. La cohesión estructural de esos materiales, obtenida por la acción de fuerzas que actúan durante su formación, define su sentido portante. La resistencia máxima a la compresión se obtiene cuando las fuerzas obran perpendicularmente a los *lechos* de formación.

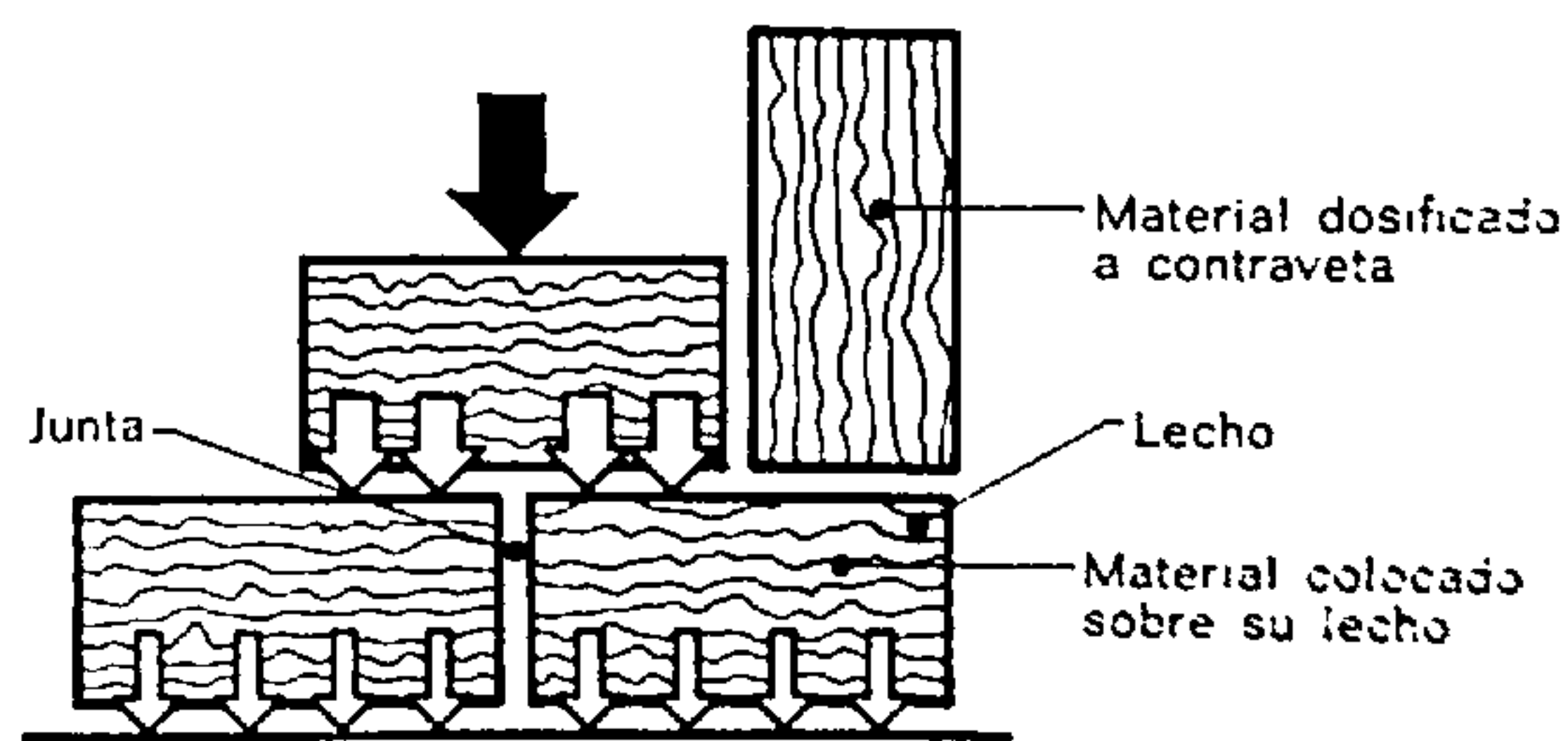


Fig. 385.

Las fuerzas deben actuar perpendicularmente a los lechos de los materiales puestos en obra.

Aun cuando los materiales empleados poseen características tecnológicas diferentes, conservan los mismos principios generales para su apilamiento. Estos principios pueden resumirse como sigue:

- Los materiales deben ser colocados de manera que reciban las fuerzas que han de soportar perpendicularmente al lecho de su estructura.
- Las juntas dispuestas en el plano de las fuerzas deben quedar desplazadas de hilada en hilada a fin de proporcionar una perfecta cohesión a la

pared y asimismo la distribución y transmisión de las cargas.

- c) Este desplazamiento de las juntas afecta no solamente a los paramentos vistos de la pared, sino también a la estructura interna de la misma. La sección transversal de una pared debe contener elementos que aseguren su homogeneidad y su enlace y trabazón internos.

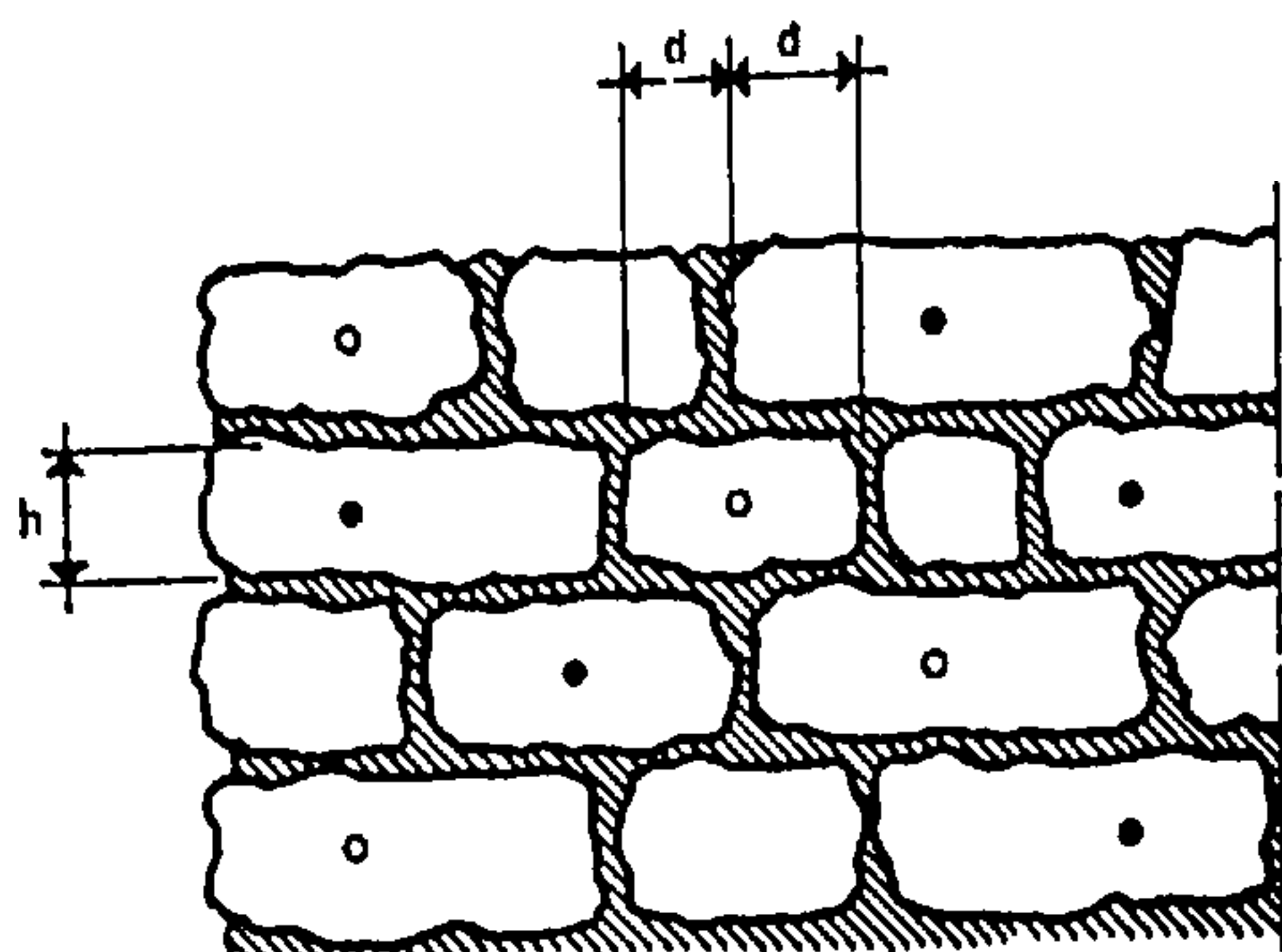


Fig. 386.

Paramento de una pared

Con la alternancia de las juntas queda asegurada la homogeneidad de la construcción.

$$d_{\min} = \frac{h}{2}$$

Las diferentes piezas que entran en la composición estructural de una pared se denominan:

Las *sogas*, que no tienen más que escasa penetración en el interior de la pared.

Los *tizones*, que afianzan una buena parte de dicha penetración.

Los *perpiaños* que forman simultáneamente los dos paramentos del muro, es decir que atraviesan toda la pared.

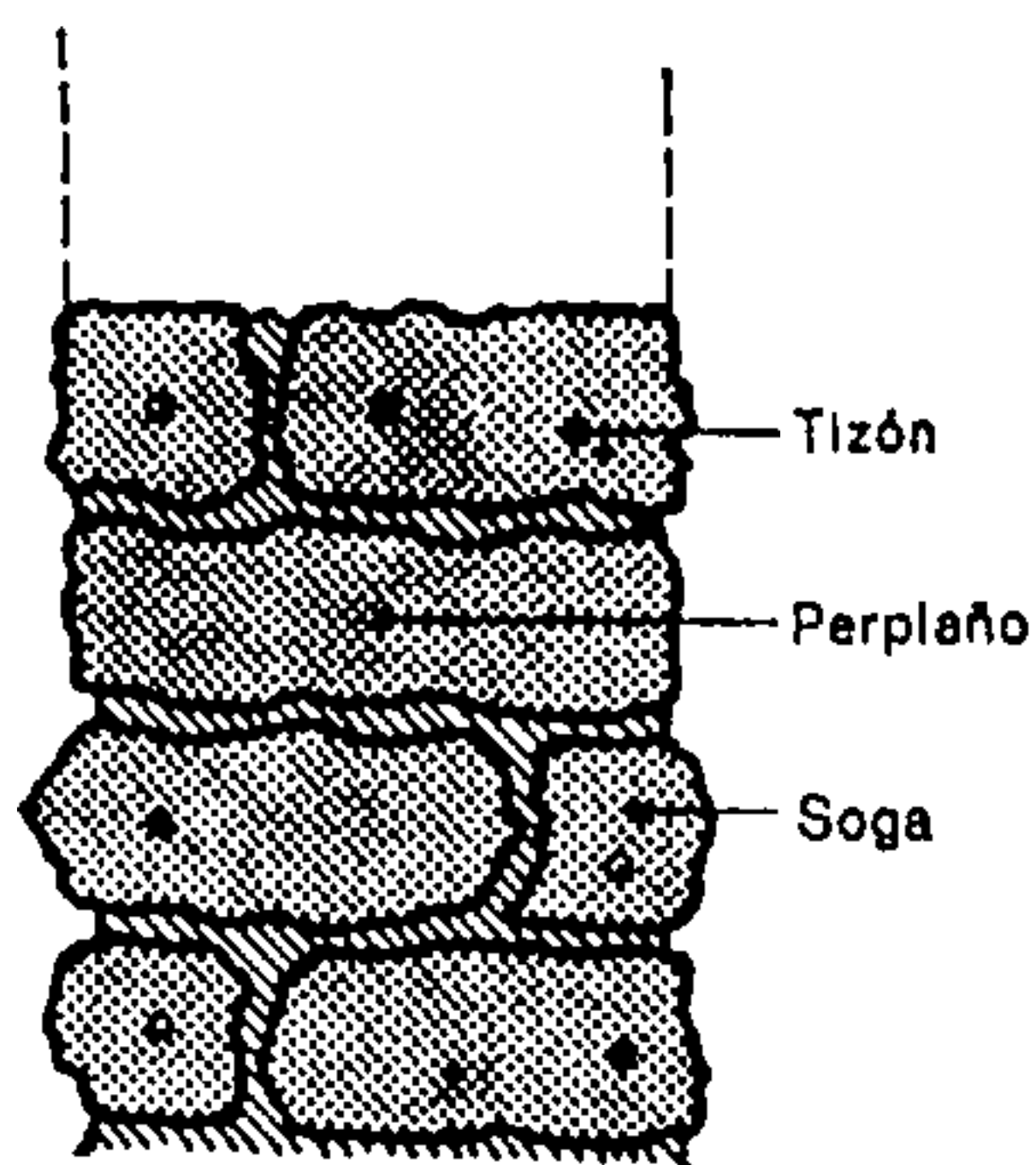


Fig. 387.

Sección de una pared

Alternancia de las juntas.

Punto vacío: soga
Punto negro: tizón.

- d) Entre estos dos bloques contiguos, el espacio relleno de mortero o de un aglomerante apropiado debe formar una junta continua cuyo espesor sea lo más constante posible. Todos los espacios que provocan discontinuidad en la hilada deben estar rodeados de una porción de material. Estas precauciones están destinadas a hacer regulares los asientos y son fáciles de satisfacer con los mate-

riales de fabricación, ladrillos y aglomerados. El empleo de la piedra natural ofrece, en cambio, algunas dificultades.

Estos mismos principios regulan la realización de los tabiques, aun cuando estos elementos no están destinados a soportar cargas. Sin embargo, la escasa anchura de los tabiques permite, a veces, su ejecución en un solo espesor de materiales. Este es el caso de los tabiques de panderete cuya anchura en bruto oscila entre 3 y 8 cm. Estos tabiques cuando se construyen en sitios secos pueden ligarse con yeso; este último material se mezcla con una pequeña proporción de cola (llamada cola de yesero) o de bórax para hacer más lento el fraguado y facilitar el trabajo.

Hilada superior

Hilada inferior
(de trazos en la mitad izquierda)

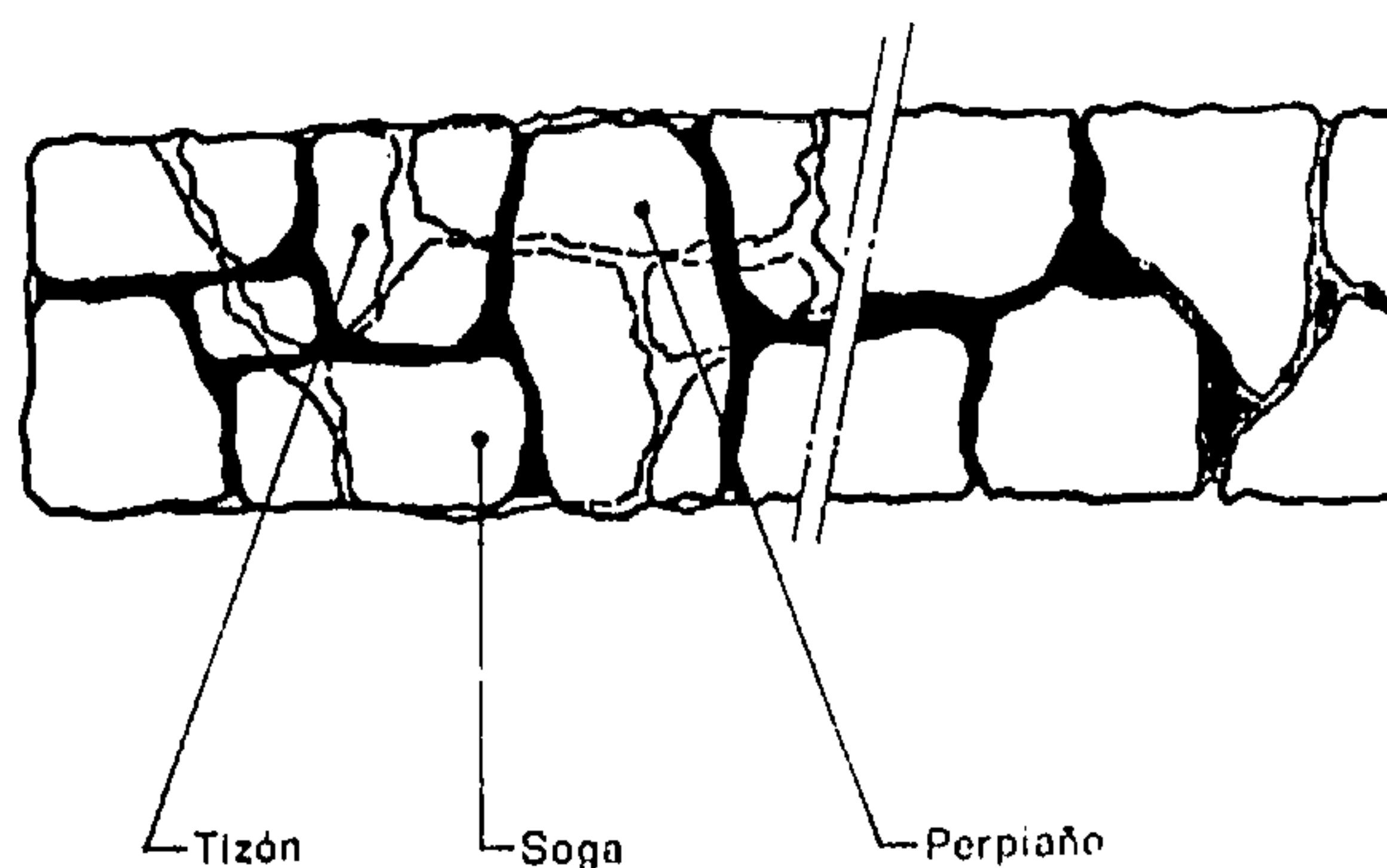


Fig. 388.

Sección horizontal de una pared

La alternancia de las juntas implica la colocación sucesiva de perpiaños, tizones y sogas. El aparejo de cada hilada compone el espesor de la pared.

Los tabiques se construyen con materiales ligeros de gran superficie unitaria que permiten una apreciable disminución de trabajadores a pie de obra.

El espesor mínimo de las paredes depende de los materiales empleados y del peligro de pandeo. En general, y para alturas de piso normales, puede admitirse, con los materiales prefabricados, con los aglomerados y los ladrillos, un espesor mínimo de 15 a 20 cm, según las cargas transmitidas. Por debajo de estos valores, los riesgos de pandeo son importantes. Con piedra natural, ese espesor mínimo está comprendido entre 35 y 40 cm, según las piedras escogidas.

2. MAMPOSTERÍA DE PIEDRA NATURAL

2.1. MAMPOSTERÍA ORDINARIA

La construcción con piedra natural sigue siendo, en términos generales, la base de la albañilería. La piedra ofrece un material resistente y puede presentar ciertas ventajas económicas cuando el lugar de su utilización no está a más de 7 u 8 km del lugar de extracción. El gran número de canteras existentes ofrecen piedras de características variadas.

Conviene, pues, precisar en cada caso el género

de mampostería más adecuado al material y realizar su puesta en obra según la técnica particular que implica. Estas modalidades exigen un perfecto reconocimiento de los materiales, tanto por parte de los que establecen los planos como de los albañiles que los ejecutan. El efecto estético del paramento de las mamposterías ofrece interesantes posibilidades, que la arquitectura actual emplea más como elemento

menos cierto que en ciertas regiones ese material sigue siendo el elemento fundamental en la construcción de paredes.

2.2. NATURALEZA DE LAS PIEDRAS

Las piedras empleadas, no heladizas, denominadas *mampuestos* o *morrillos*, deben tener un peso in-

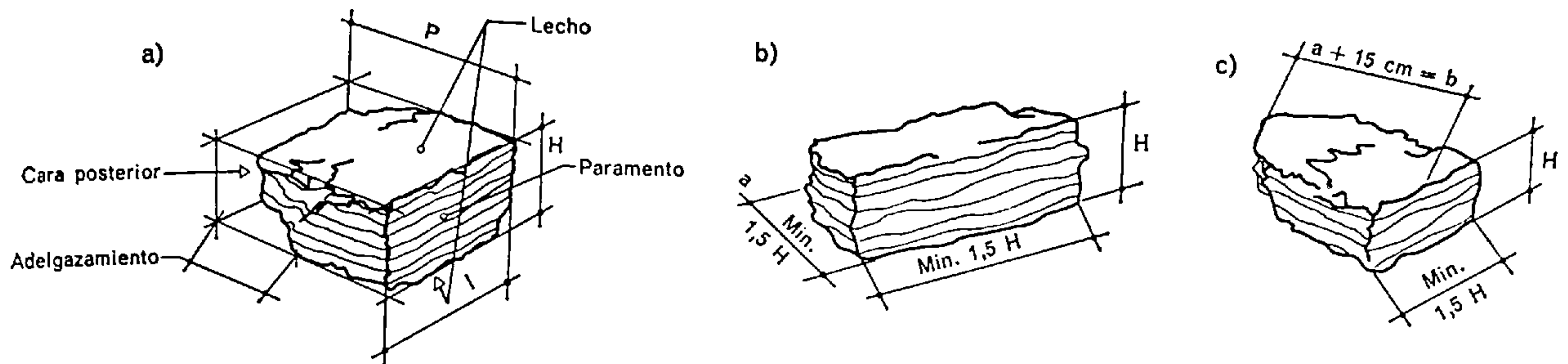


Fig. 389.

Características de los mampuestos

a) definición

b) soga

c) tizón.

P = longitud de la cola o profundidad de la piedra

l = longitud de la piedra

H = altura de la piedra, generalmente 20 cm como mínimo (excepcionalmente 15 cm); para mampostería de gneis: 8 cm.

decorativo que como soporte de cargas. El aspecto de la mampostería depende, pues, por una parte de la piedra elegida y, por otra, de la habilidad y del "golpe de vista" del albañil. Este último es, en efecto, a quien incumbe la tarea de realizar (de acuerdo con las orientaciones generales dadas por el maestro de la obra) un aparejo sólido y estético manteniendo un equilibrio entre la calidad y el precio de coste.

ferior a 40 kg, a fin de que sea posible su manipulación por un solo operario. Los mampuestos pueden ser rústicos, de forma irregular, o labrados según el aspecto que se pretenda obtener.

El mampuesto rústico se presenta bajo las formas variadas que dependen de la naturaleza de la piedra explotada: bloques redondeados o angulosos de formas diversas para las piedras duras, como el

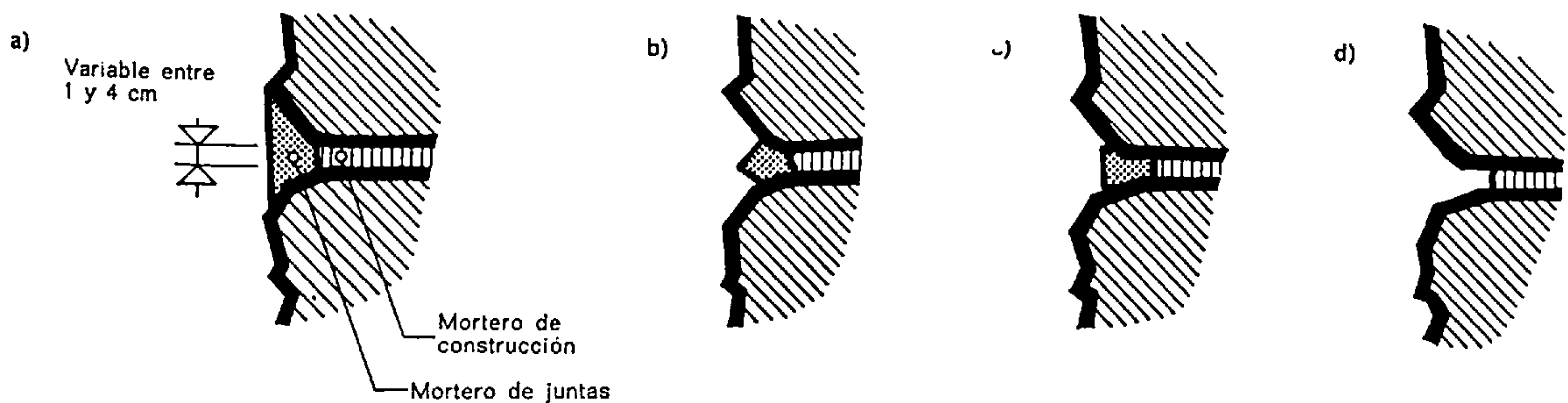


Fig. 390.

Juntas de la mampostería de morrillos o mampuestos

a) Junta enrasada (corre peligro de romperse con las heladas)

b) Junta saliente triangular (posibilidad de infiltraciones de agua con peligro de romperse)

c) Junta saliente cuadrada (posibilidad de infiltraciones de agua con peligro de romperse)

d) Junta en hueco; disposición que hay que adoptar.

La escasez de mano de obra calificada, el precio de los transportes y del mantenimiento de un peso muerto elevado, al cual se añade el bajo rendimiento del trabajo en la construcción de la mampostería de piedra natural, contribuyen, en determinadas regiones, a que se considere a esta modalidad como un artículo de lujo. Las bajas cualidades de aislamiento térmico de la piedra, que requieren generalmente dobles paredes o de considerable anchura, son también un obstáculo para ese género de construcción. No es

gres o asperón, el granito, las calizas, etc.; placas esquistas o pizarras, como las areniscas esquistas, los esquistos arcillosos, etc.

2.3. DISPOSICIÓN DE LAS PIEDRAS

Se denomina *aparejo* la disposición de las piedras en una mampostería. La presentación de ese aparejo depende de las piedras empleadas y del tratamiento que se les aplique. El aparejo se llama "no concer-

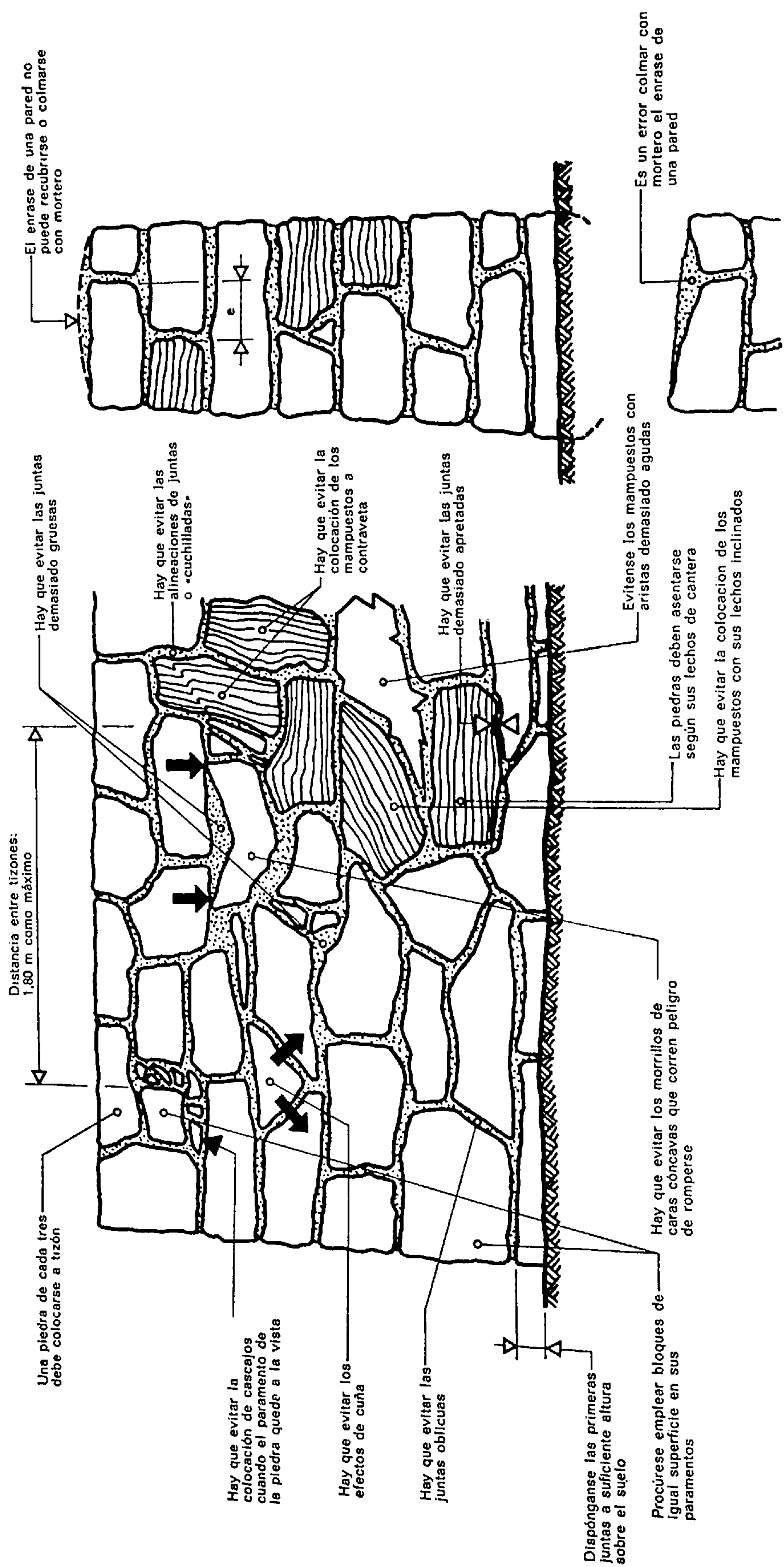


Fig. 391.

Paramento y corte de una pared de mampostería "no concertada"

Su ejecución depende de la habilidad y golpe de vista del albañil. En esta figura se mencionan los defectos que hay que evitar, no solamente por ser antiéticos, sino también porque comprometen la estabilidad de las paredes.

Se procurará en lo posible que las dimensiones de las piedras sean semejantes; la forma de las piedras puede ser desbastada con la escoda o el martillo de cabeza; la anchura de las juntas no debe exceder de 40 mm.

Las hiladas y las juntas deben ser aproximadamente perpendiculares al paramento exterior en una profundidad de unos 10 cm.

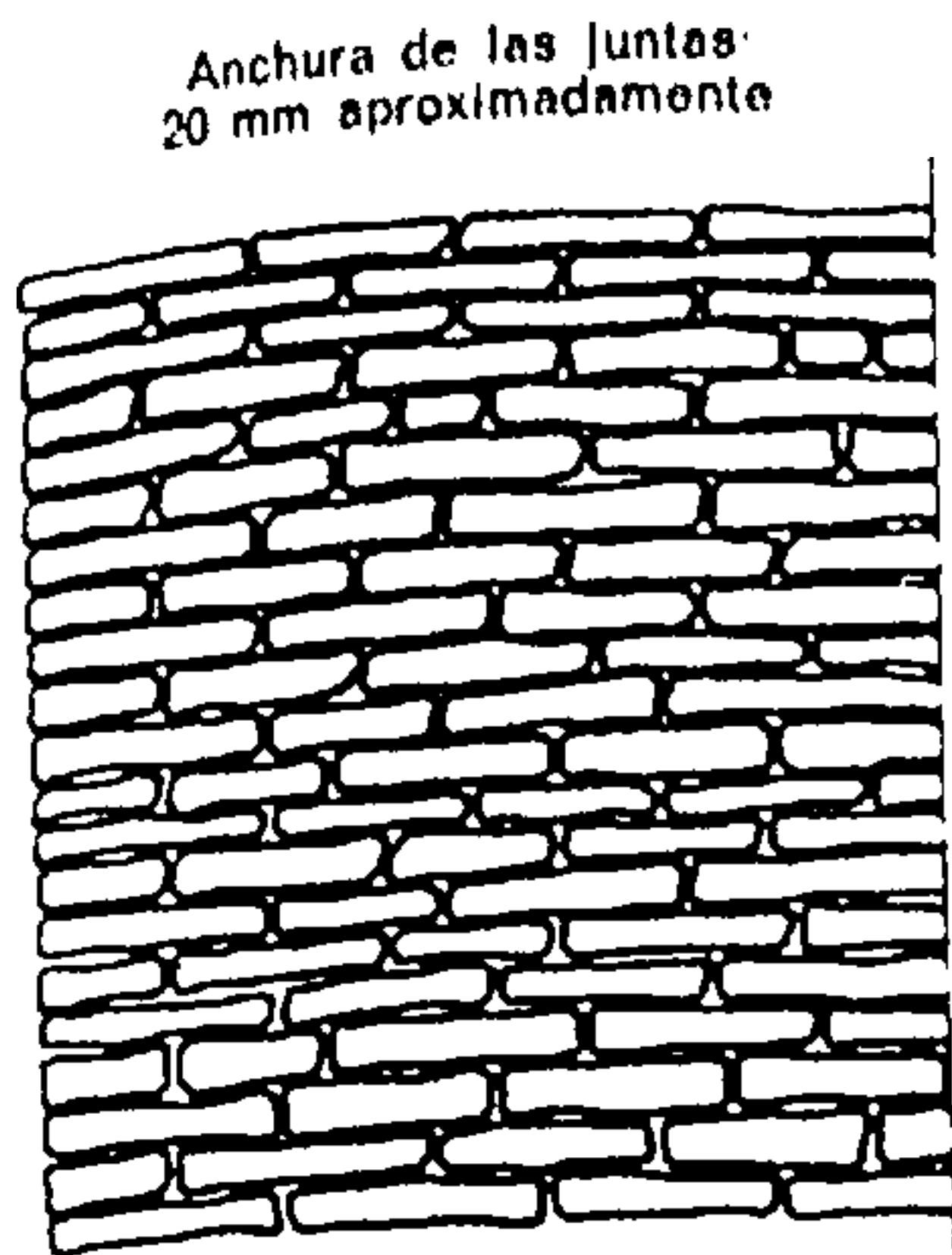


Fig. 392.

Mampostería de lajas

Espesor de las lajas y altura de las hiladas: de 8 a 12 cm.

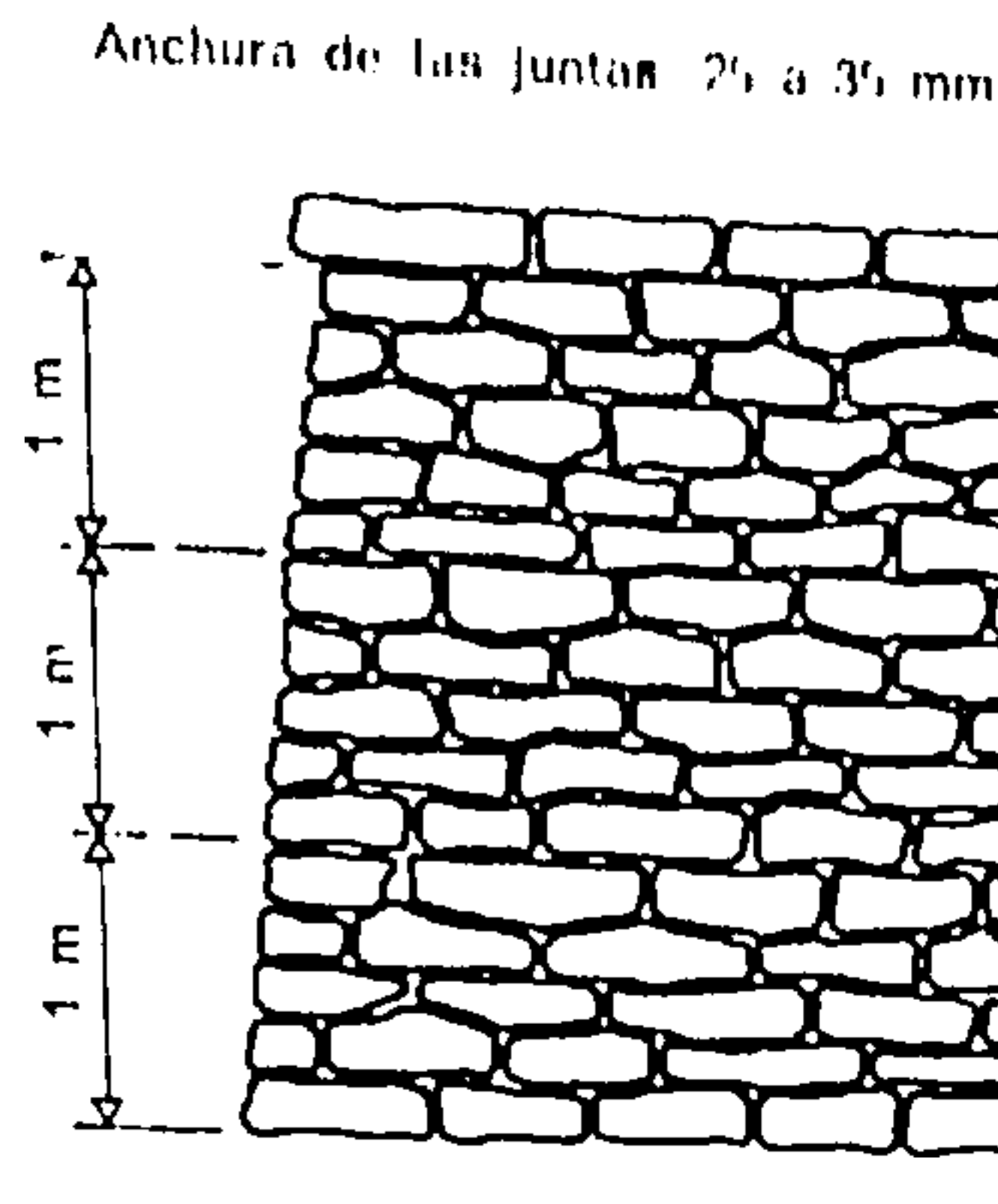


Fig. 393.

Mampostería de mampuestos picados o labrados con martillo
(Hiladas irregulares)

A cada metro hay una hilada horizontal. Las hiladas y las juntas verticales deben estar labradas perpendicularmente al paramento exterior en una profundidad aproximada de 15 cm. El lecho de asiento debe alcanzar poco más o menos la semiprofundidad de las piedras.

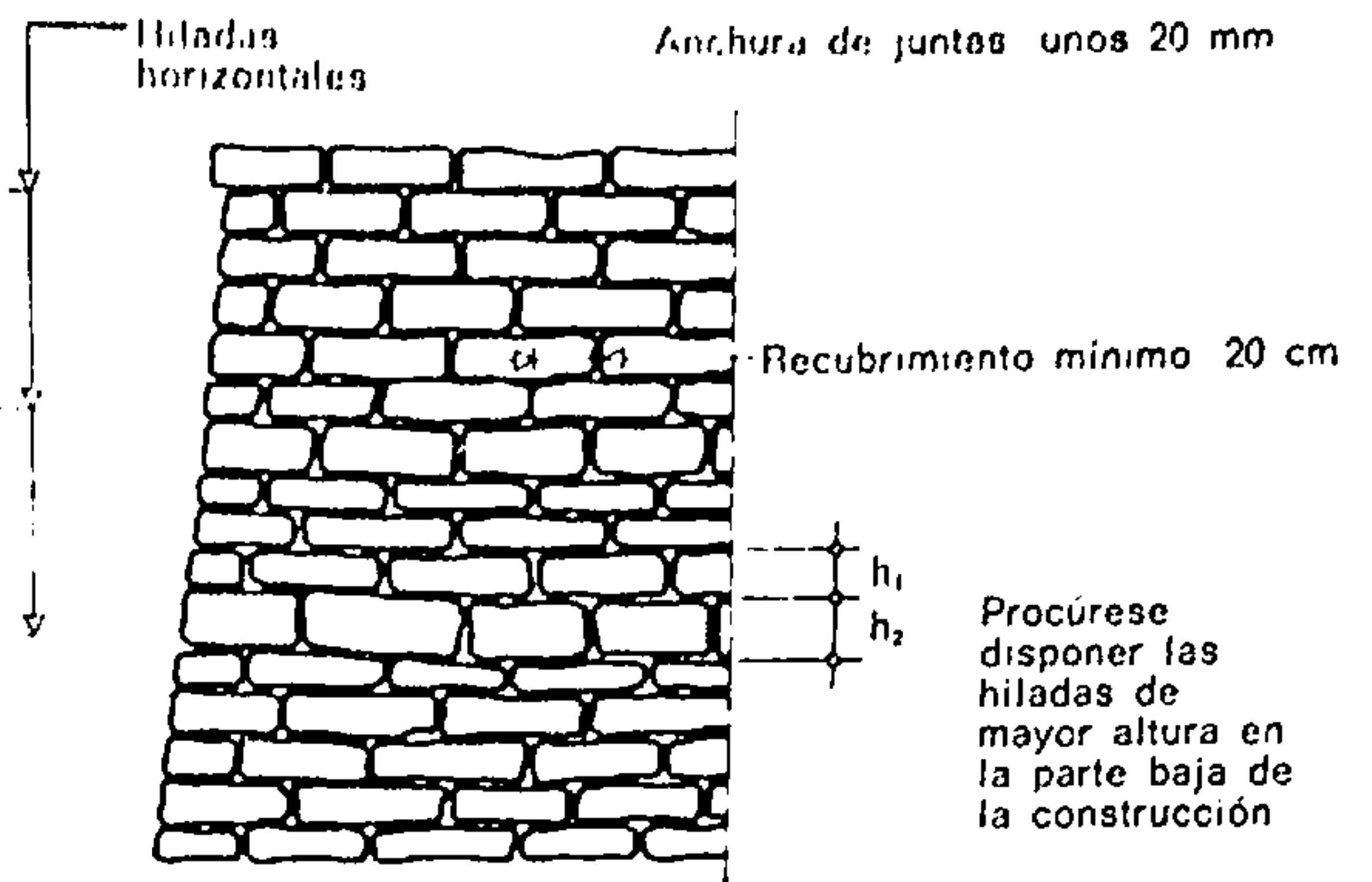


Fig. 394.

Mampostería de piedras desbastadas con la escoda y labradas con el martillo de cabeza o la martellina
(Hiladas paralelas)

La altura máxima de las hiladas está regulada por la expresión:

$$h_2 = h_1 + \frac{h_2}{5}$$

Las juntas deben labrarse perpendicularmente al paramento en una profundidad de 25 cm; el lecho de asiento, plano y rugoso, equivale aproximadamente a las dos terceras partes de la profundidad de las piedras.

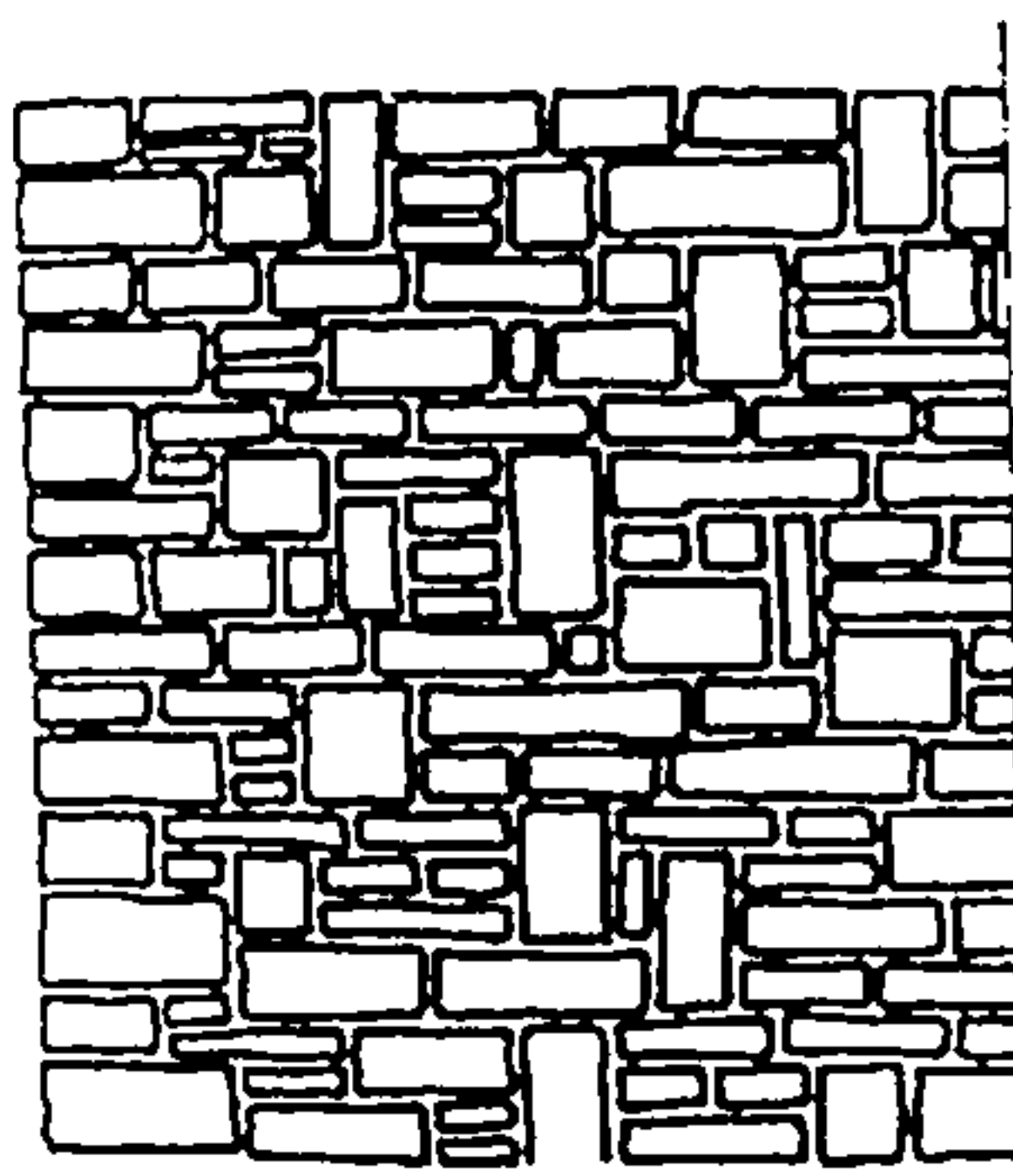


Fig. 395.

Aparejo escocés

Las piedras del paramento están dispuestas según 2 ejes por lo que ofrecen un aspecto irregular.

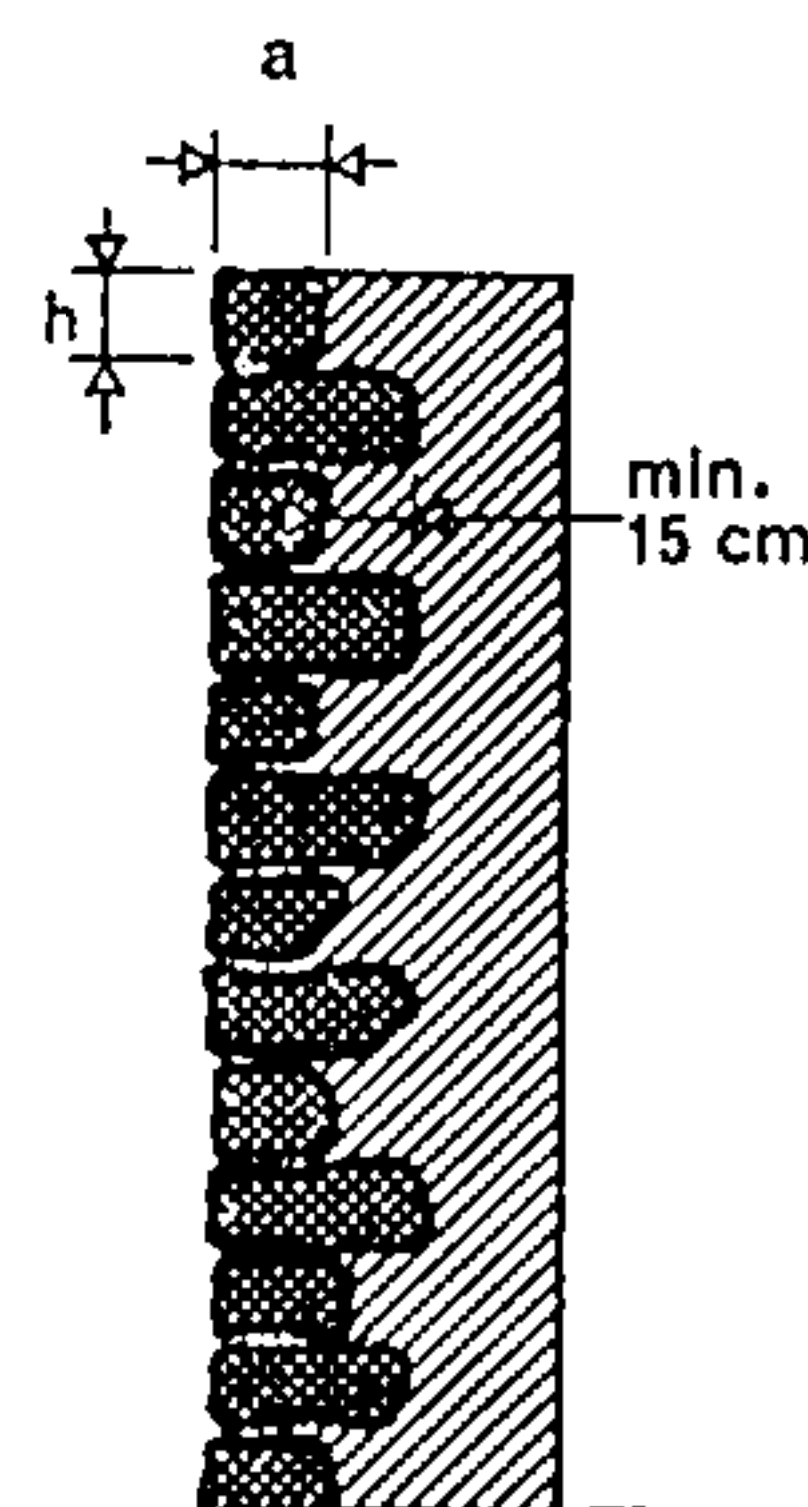


Fig. 396.

Mampostería de revestimiento de piedra sobre pared de hormigón

Penetración mínima: 15 cm o dos tercios de la altura (procúrese el mayor de estos dos valores).

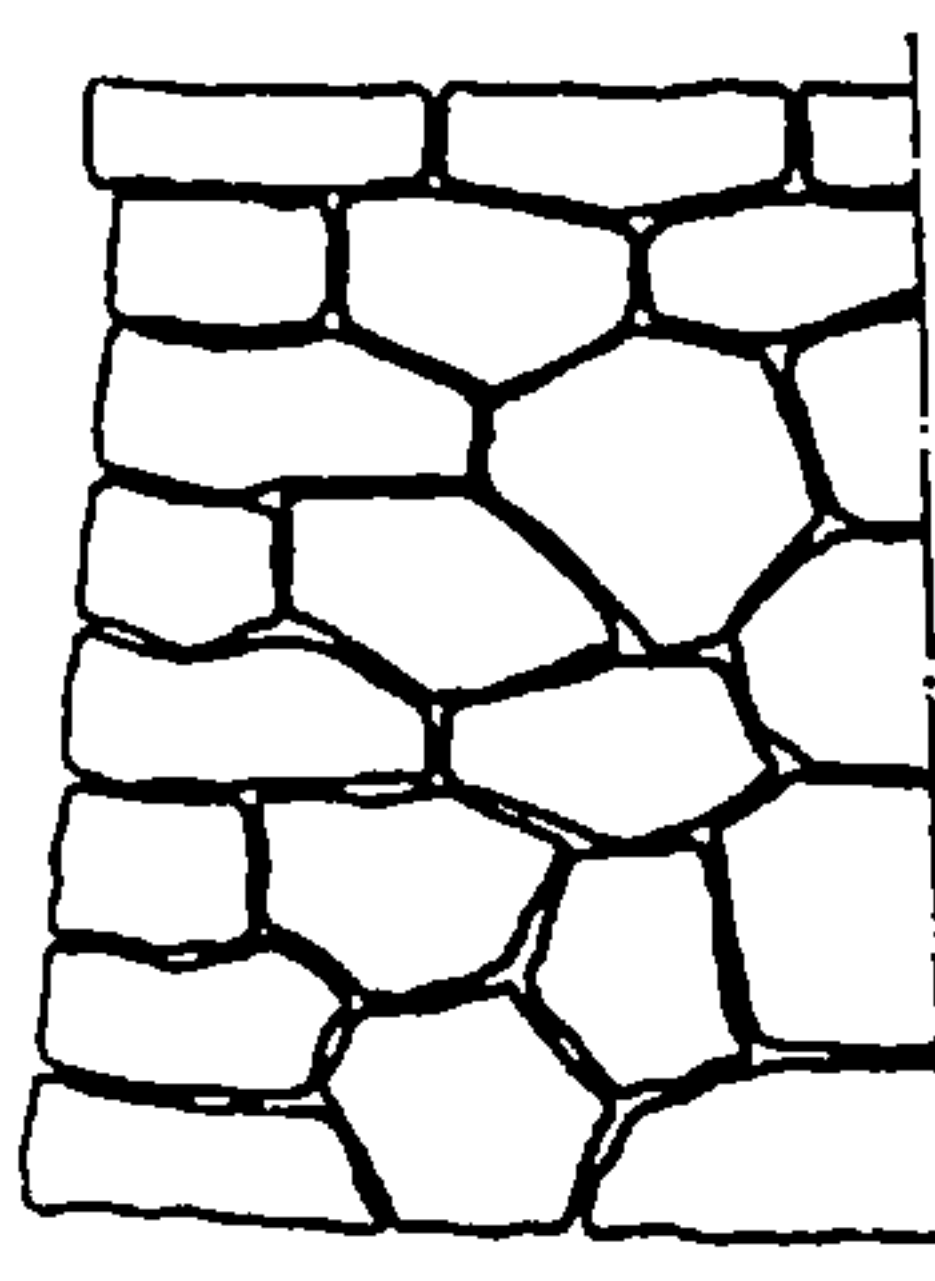


Fig. 397.

Mampostería ciclópea
(Piedras de grandes dimensiones)

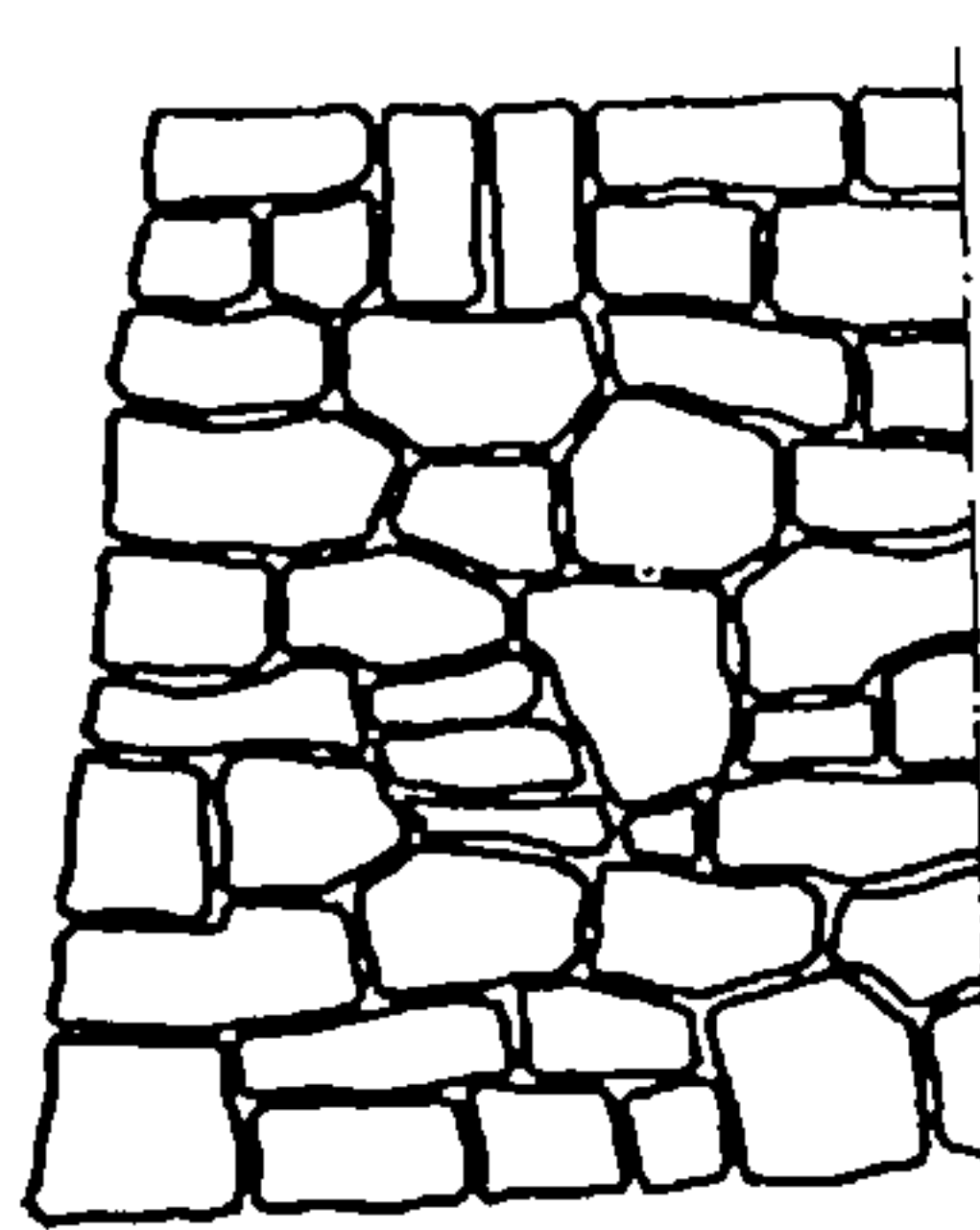


Fig. 398.

Mampostería irregular

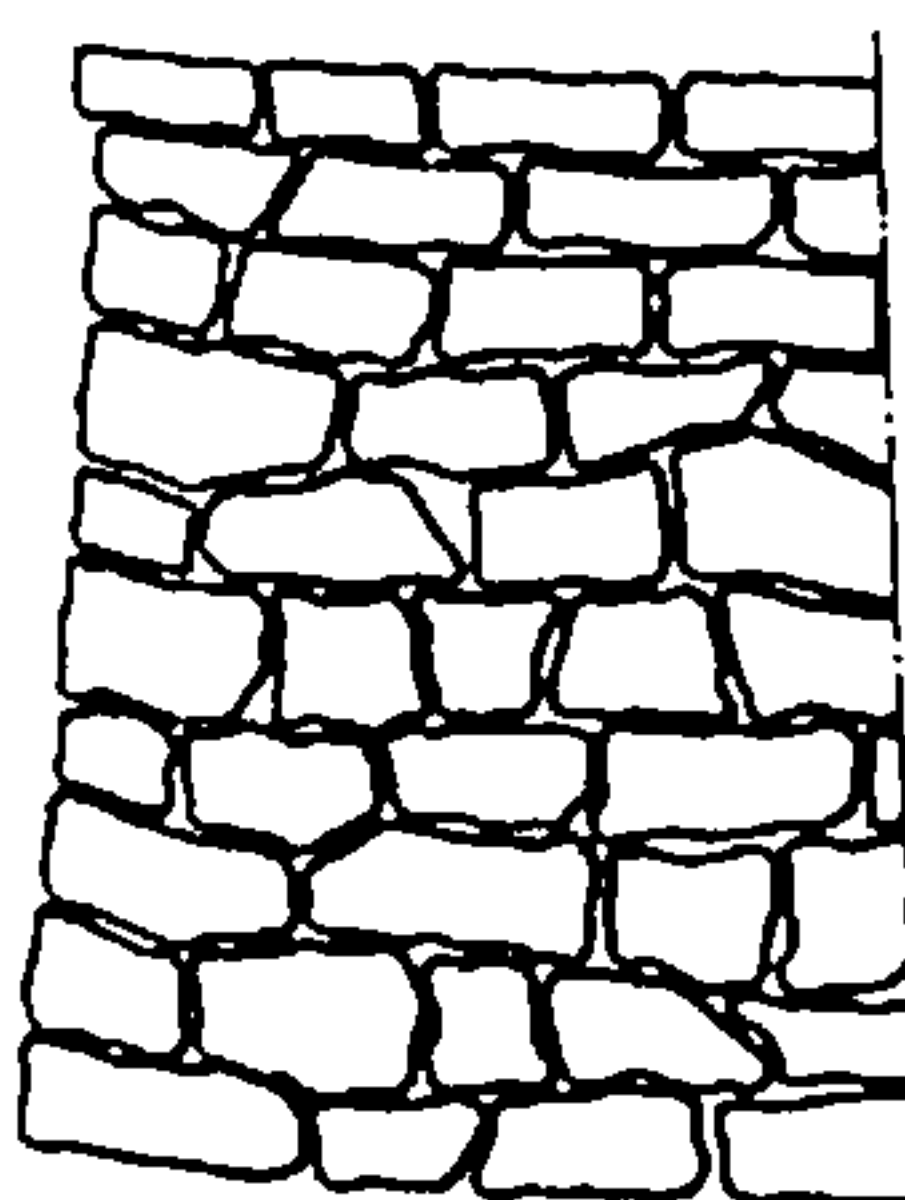


Fig. 399.

Mampostería con hiladas irregulares

El aparejo poligonal es el que comprende piedras de forma más o menos regular, siendo las juntas que las separan de espesor constante.

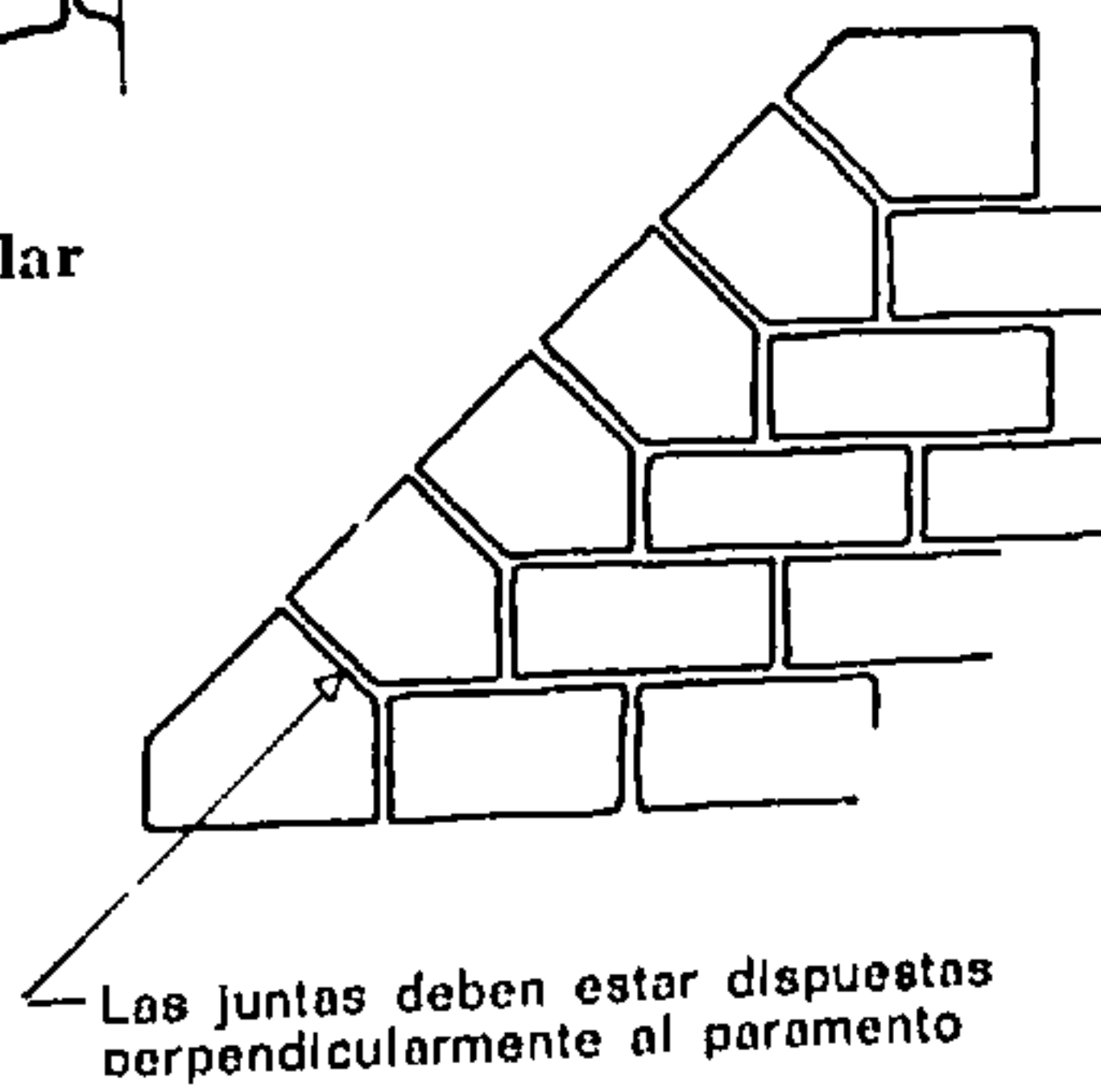


Fig. 400.

Disposición que hay que adoptar para el coronamiento de muros de aleta

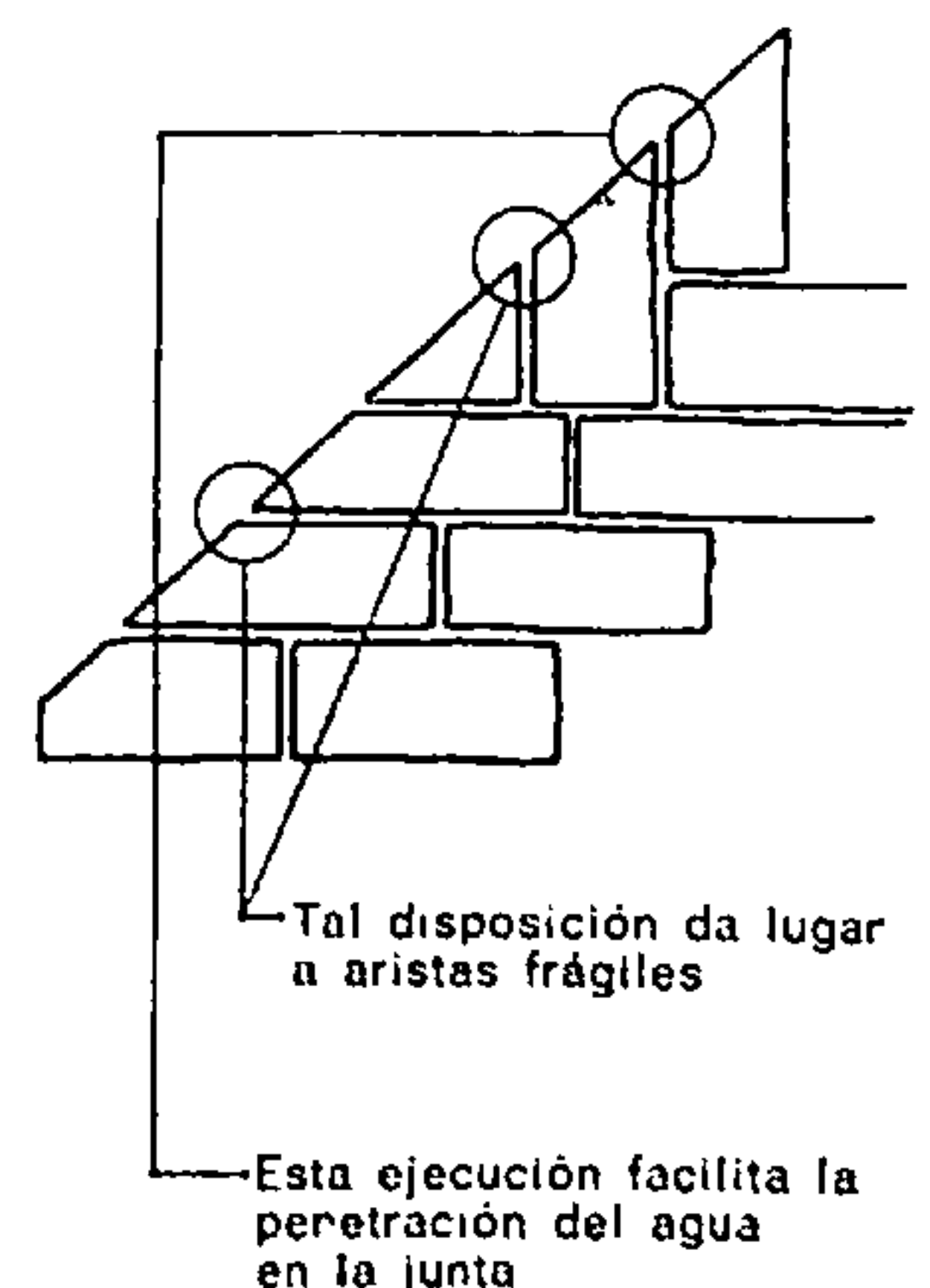


Fig. 401.

Mala disposición en el aparejo de un coronamiento

tado" (*opus incertum*) cuando está realizado con materiales en bruto, tales como los que provienen de la cantera, sin labra alguna previa. La ejecución de tales mamposterías no concertadas u ordinarias implica ciertas reglas indicadas en la figura 391.

Tal disposición da lugar a aristas frágiles

Esta ejecución facilita la penetración del agua en la junta

Las juntas deben estar dispuestas perpendicularmente al paramento

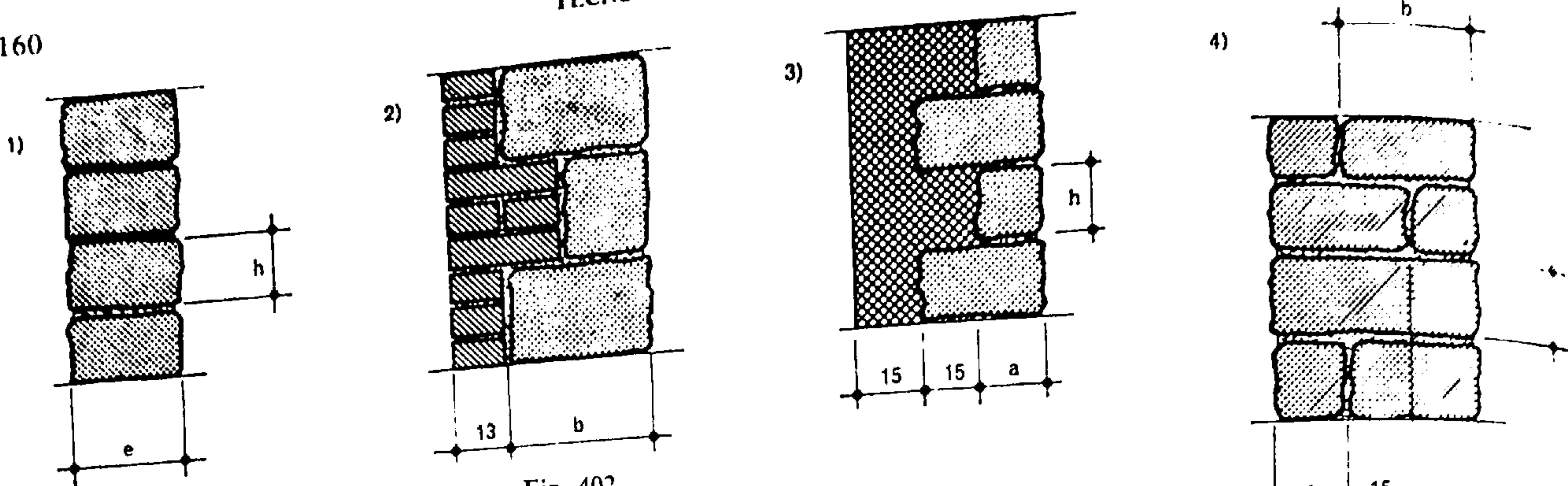


Fig. 402.

Minimos espesores admisibles de las paredes de mampuestos

$a = 1,5 h$ $b = a + 15 \text{ cm}$ $h_{\min} = 20 \text{ cm}$ (excepcionalmente 15 cm)
vistos (altura máxima del murete de paramento: 1 m)
de donde $e_{\min} = 30 \text{ cm}$ (excepcionalmente 22,5 cm)

de donde $e_{\min} = 58 \text{ cm}$ (excepcionalmente 50,5 cm)

de donde $e_{\min} = 60 \text{ cm}$ (excepcionalmente 52,5 cm)

de donde $e_{\min} = 75 \text{ cm}$ (excepcionalmente 60 cm).

- 1) pared de piedras labradas con dos paramentos
 $e = a = b$; $e = 1,5 h$
- 2) pared mixta con relleno de ladrillo
 $e = b + 13 \text{ cm}$
- 3) pared mixta con relleno de hormigón
 $e = b + 15 \text{ cm}$
- 4) pared maciza de mampuestos
 a y b según las figuras 366b y 366c

2.4. JUNTAS

La anchura de las juntas, variable en esta mampostería, no debe exceder nunca los 4 cm, y los espacios de mayor anchura deben rellenarse con cascajo o fragmentos de piedra. Cuando las juntas quedan a la vista deben realizarse de modo que ofrezcan una resistencia mínima al escurrimiento del agua sobre el paramento.

Las paredes así construidas pueden dejarse en bruto, es decir que el aparejo quede visible en el paramento, o bien recubrirse con un revoque (figuras 390, a, b, c, d, pág. 157).

2.5. ESPESOR DE LAS PAREDES

El espesor de las paredes depende de las piedras empleadas en su construcción, pero no puede ser inferior a 30 ó 40 cm.

Los mampuestos, desbastados o labrados, permiten realizaciones variadas cuyas características generales de ejecución figuran en los croquis precedentes.

Se denomina **mampostería en seco** la realizada por simple superposición de las piedras sin aglomerante intermedio. Esta clase de mampostería se utiliza, por ejemplo, para la realización de paredes de contención cuyo *releje* debe ser por lo menos de 1 : 3. La mampostería en seco implica la construcción de un drenaje eficaz para impedir que el agua penetre en las juntas (fig. 403).

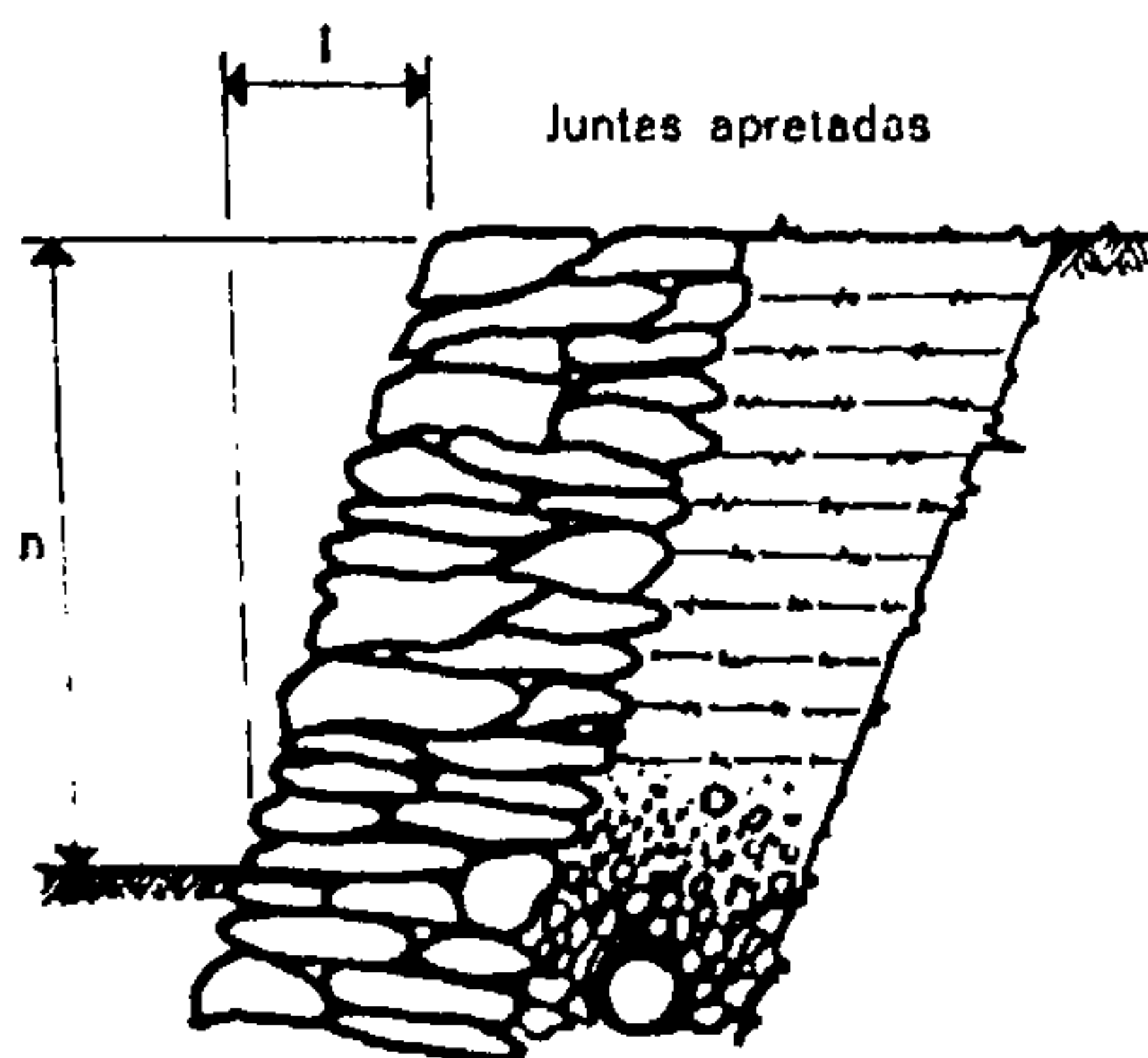


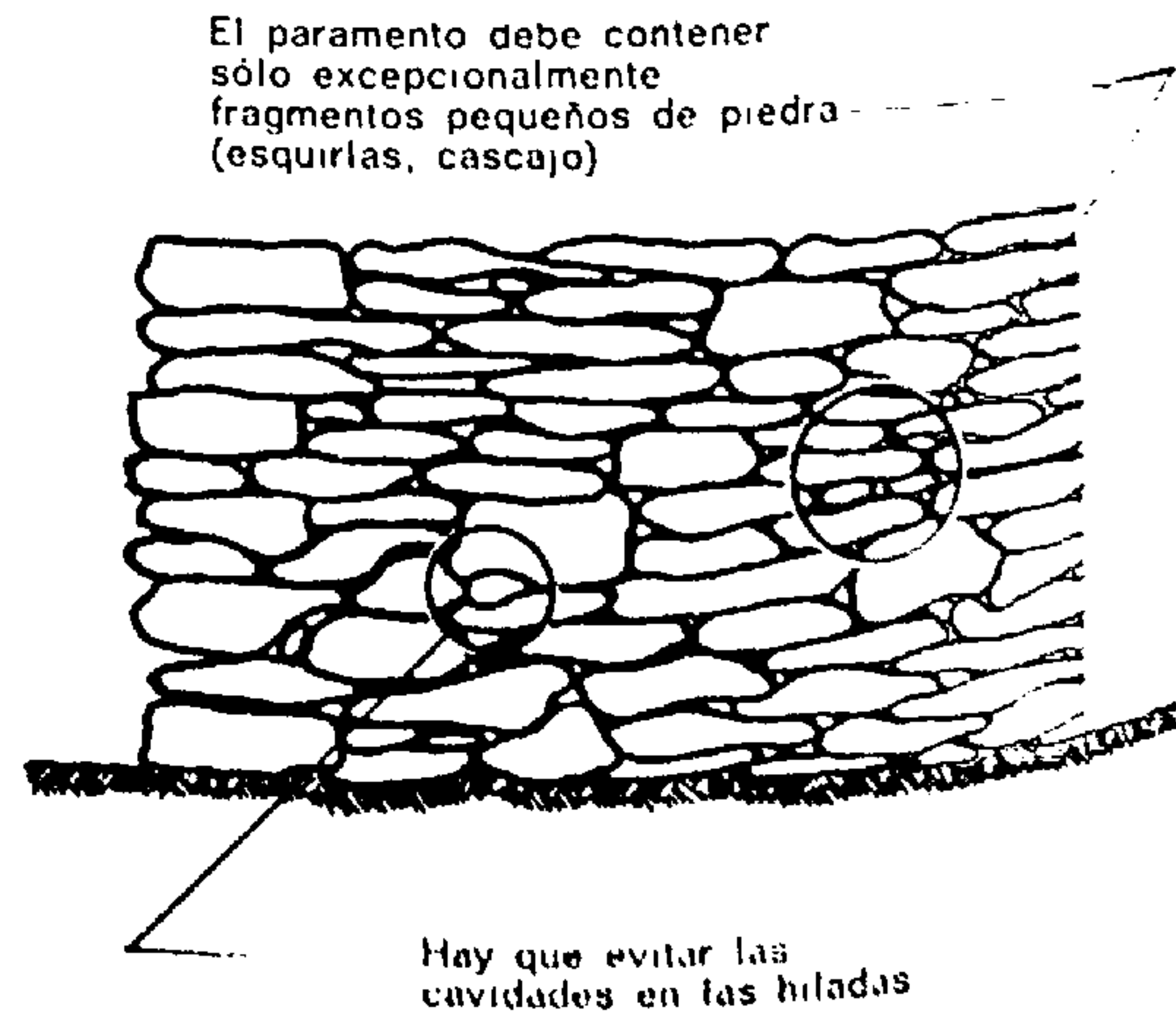
Fig. 403.

Corte y alzado de una pared de mampostería en seco realizada con gres esquistoso, con gneis, etc.

Releje del paramento: $\frac{1}{n} = \frac{1}{3}$

Es necesario establecer un drenaje agua arriba de la pared a fin de evitar la penetración del agua en las juntas.

N. B. La disposición de las juntas en forma encontrada asegura la solidez de la mampostería.



Hay que evitar las cavidades en las hiladas

2.6. FABRICA DE PIEDRA LABRADA O SILLERÍA

Para la ejecución de esta clase de fábrica cada piedra se labra conforme a un plano trazado por el maestro de la obra. Al contrario de lo que sucede en la mampostería ordinaria cuyo aparejo depende de la habilidad del ejecutante, la sillería está trazada, dibujada y colocada según indicaciones precisas. El trazado de cada piedra obedece a las leyes de la *este-reotomía* (o *corte de piedras*) que deriva de la geometría descriptiva. Los planos deben, pues, comprender no solamente el trazado de la piedra en sus paramentos y el perfilado de caras y aristas sino también su profundidad en la pared y la alineación según la cual debe colocarse en obra (figs. 404 y 405).

Este tipo de fábrica, susceptible de soportar importantes solicitaciones por compresión, constituye en nuestros días una obra de lujo.

El trabajo de labra de la piedra, realizado según las dimensiones prescritas, se efectúa en la cantera cuando se trata de piedras duras y a pie de obra si las piedras son blandas, con el fin de evitar el *desper-tillado* de las aristas. La fig. 406 indica los términos empleados para designar los principales trabajos realizados en los sillares. Dichos trabajos son objeto de

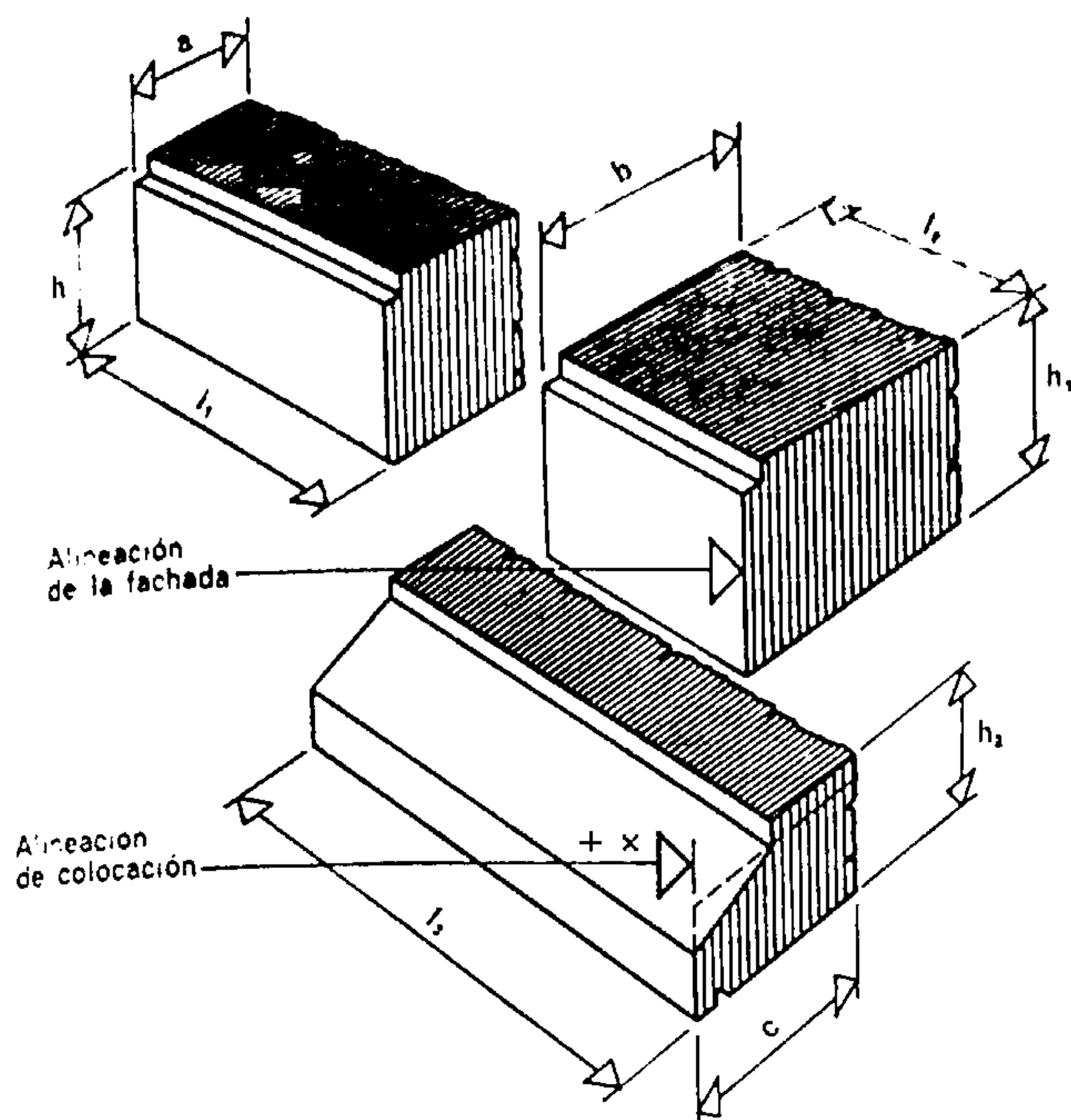


Fig. 404.

Cada piedra viene definida «en el espacio»; la monte de cada una está trazada por el cantero.

Fig. 405.

El dibujo del aparejo en el cuaderno de notas menciona las dimensiones de cada piedra y la alineación de colocación.

Círculo sencillo: profundidad de la piedra.
Círculo doble: alineación de la colocación.

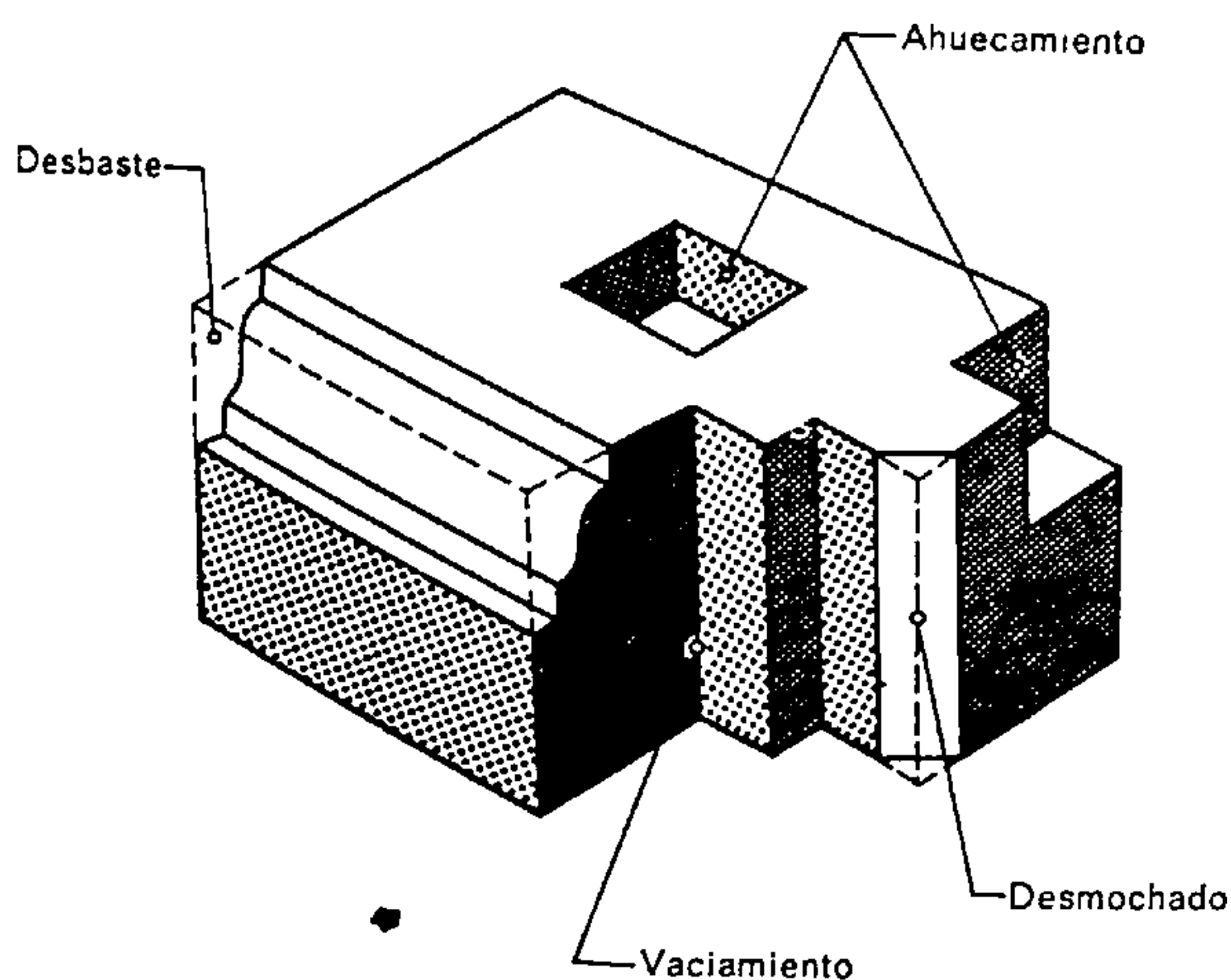
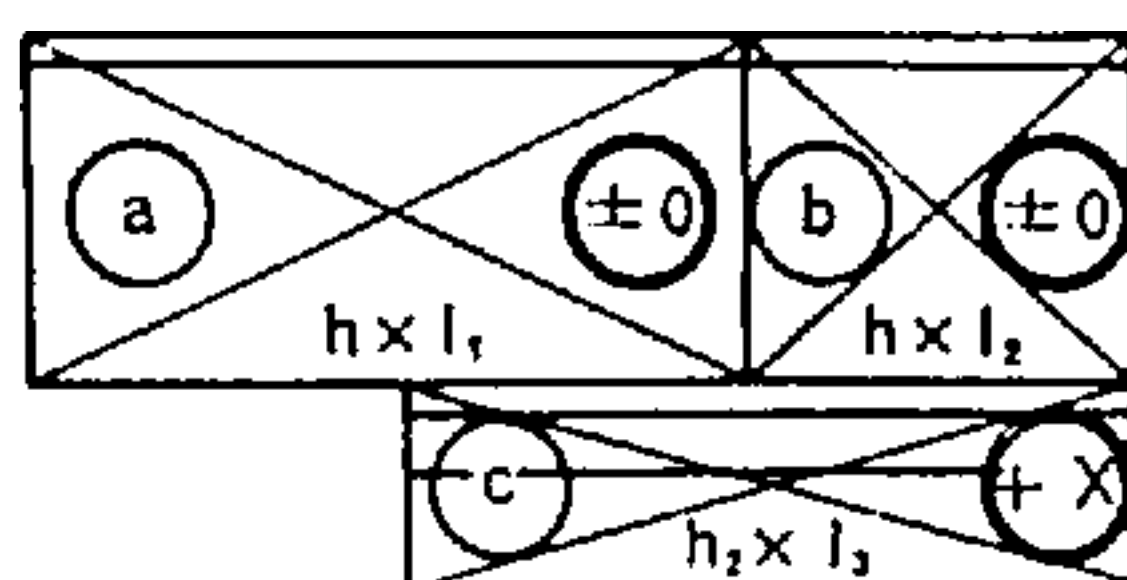


Fig. 406.

Terminología de la piedra labrada o de sillería

tarifas especiales que sirven de base para la valoración de cada sillar.

La puesta en obra de los sillares y especialmente su trabazón ha de ser objeto de una atención especial. La protección de las aristas y de las caras vistas contra posibles desportillados y deterioros durante su manipulación y colocación trae consigo, a veces, gastos suplementarios (figs. 407 y 408).

Las herramientas utilizadas en la labra de la piedra son variadas y numerosas (fig. 409). Permiten obtener determinados efectos de los paramentos.

Para lograr una obra de fábrica suficientemente

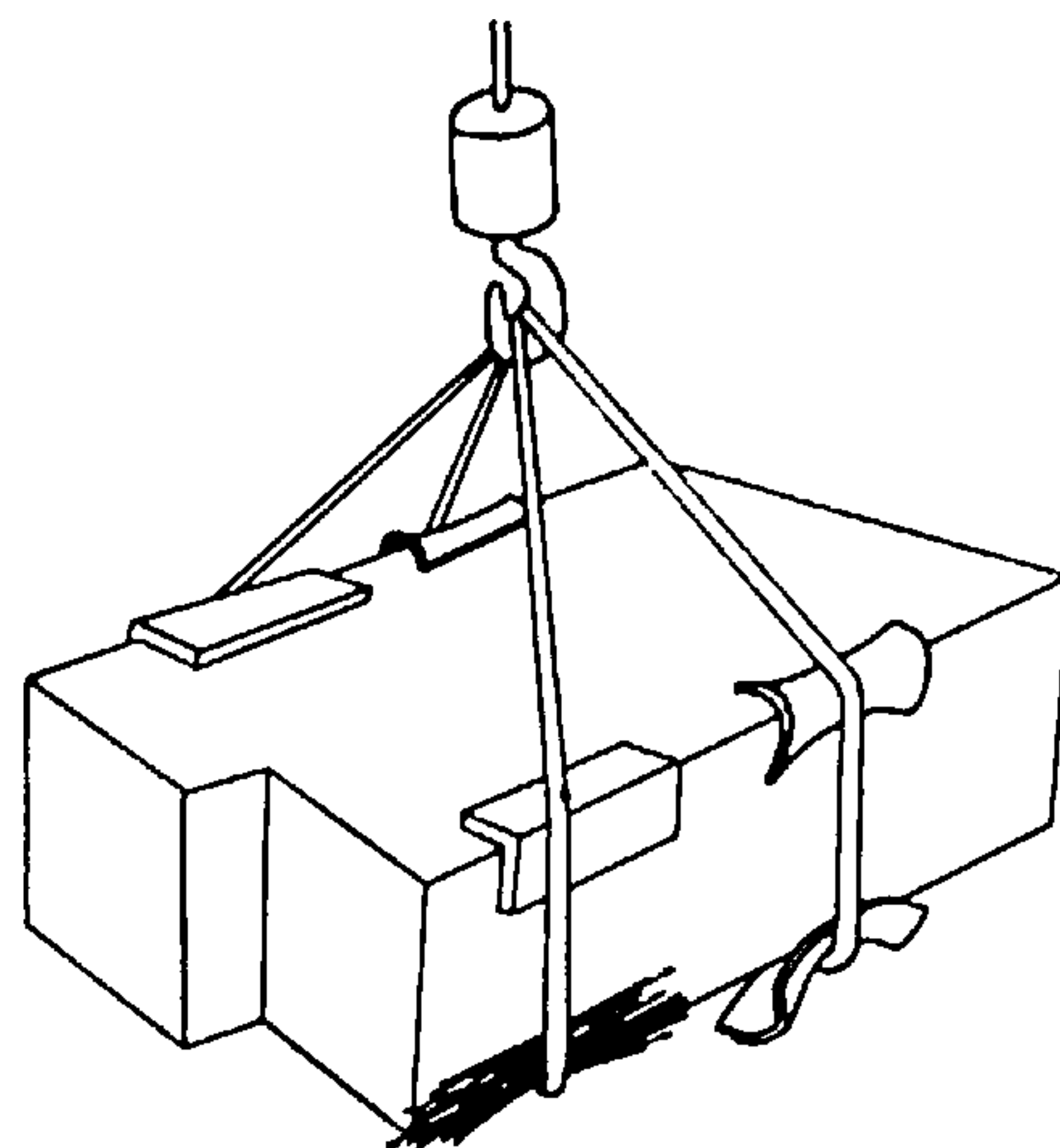


Fig. 407.

Las aristas deben protegerse contra los peligros de desportillado en las manipulaciones, transportes y puesta en obra.

resistente, los sillares deben colocarse de tal modo que compriman la junta de mortero previamente extendida. Este procedimiento ofrece la ventaja de que se logra una resistencia máxima, pero difícilmente las alineaciones resultarán perfectas.

Se obtiene una regularidad precisa de las alineaciones y de los niveles por la previa colocación de las piedras *en seco* sobre cuñas o calzos de madera (teniendo que proibirse los de metal o piedra por el peligro de despostillar el sillar). El relleno de la junta con mortero se efectúa con una paletilla dentada (después se quitan los calzos). La resistencia a la compresión varía con el grado de relleno de las juntas, operación siempre delicada.

Las juntas, que se rellenan con mortero claro luego de haber sido colocadas sobre calzos de madera, sólo pueden soportar cargas relativamente pequeñas, por lo cual dicho método no puede aplicarse sin el consentimiento de la dirección de las obras; implica la obturación de la abertura de las juntas por medio de listones o de yeso antes del relleno.

La anchura de las juntas rara vez excede a 10 mm.

Esta fábrica de piedra permite la ejecución de bóvedas aparejadas, de cordones y de molduras. El aparejo suele dejarse a la vista en el paramento. El empleo actual de este procedimiento se limita con gran frecuencia a la realización del encuadrado de los vanos.

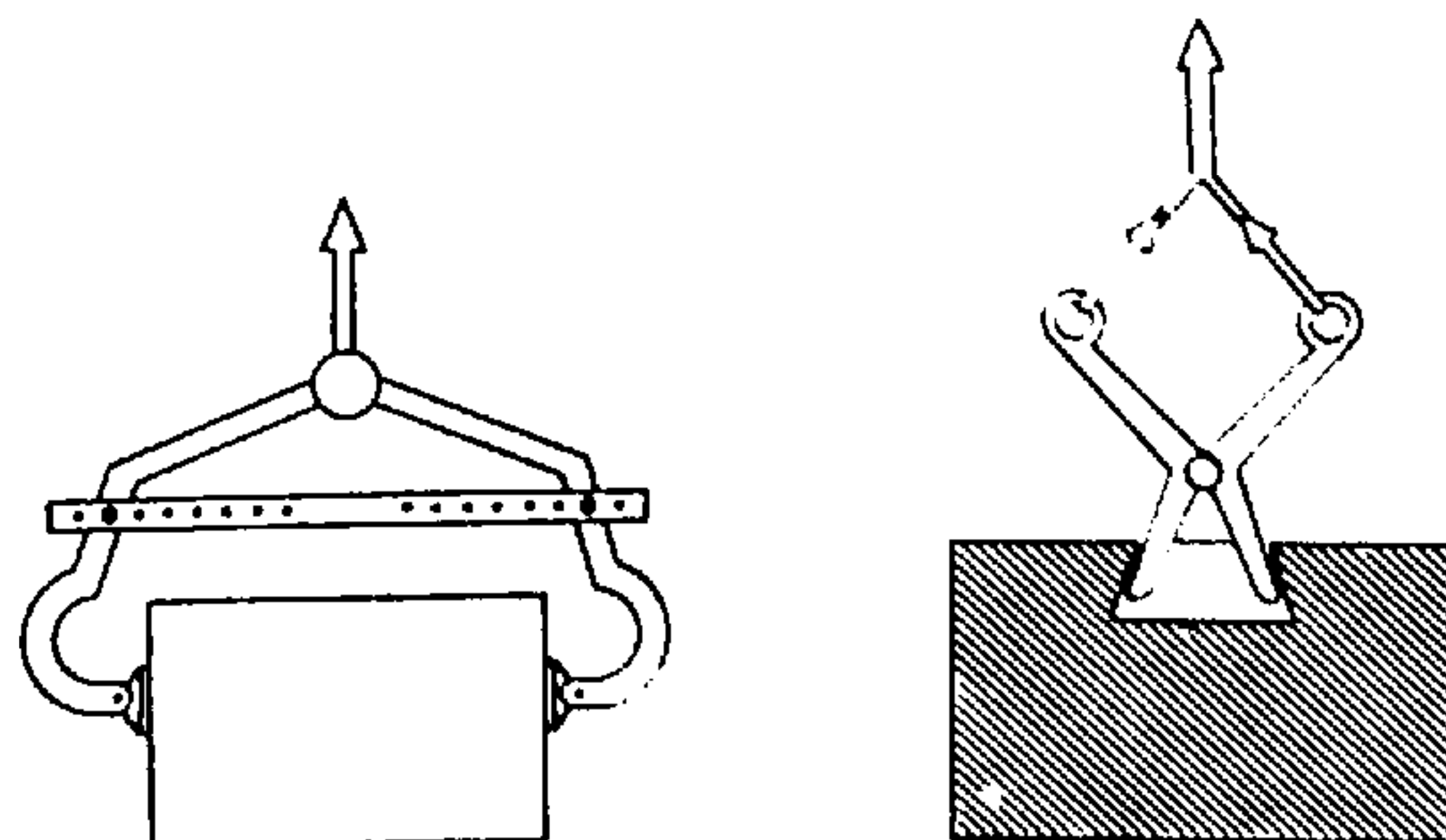


Fig. 408.

Diablos o lobas (tenazas para levantar piedras)

Las precauciones necesarias para la manipulación de las piedras traen consigo, a veces, gastos suplementarios.

3. FABRICA DE AGLOMERADOS DE HORMIGÓN

Los aglomerados están constituidos por un árido (pesado o ligero) cuya cohesión corre a cargo de un aglomerante hidráulico.

La calidad del árido y del aglomerante depende de las contingencias requeridas. Conviene que se proscriba el empleo de materiales que contengan sales solubles cuyos efectos se manifiestan por eflorescencias, despegados o manchas sobre los paramentos.

Los aglomerados, que en algunos sitios se denominan *aglos*, *perpiaños* o *bloques de hormigón*, se moldean según formas que permiten un fácil acoplamiento. Un aglomerado forma, a la vez, los dos paramentos de una pared, cosa que facilita la ejecución de la obra de fábrica; debe poseer las características siguientes:

1. Buena resistencia mecánica.
2. Resistencia a las heladas.
3. Aislamientos acústico y térmico suficientes.
4. Colocación fácil; dimensiones y peso aptos para su buena manipulación.

Las resistencias mecánicas exigidas deben satisfacer no sólo las exigencias de la obra acabada sino también permitir las diversas manipulaciones y transportes necesarios para llevarla a cabo. Asimismo, la dosificación del aglomerante y su calidad deben estar en relación con las condiciones de su empleo y de su fragilidad.

Para las arenas y gravas ordinarias, la dosificación debe estar comprendida entre 150 y 225 kg de cemento Portland por metro cúbico.

La resistencia a las heladas es una condición indispensable para todas las obras no enlucidas y expuestas a la intemperie.

El aislamiento acústico, contra los ruidos aéreos, que es proporcional a la resistencia a la compresión, es en general bueno.

El aislamiento térmico, en cambio, presenta dificultades que obligan a los constructores a disponer elementos unitarios que constan de alvéolos. Dichos elementos forman, en la parte interior de las paredes, las cámaras de aire aislantes. Las juntas entre los aglomerados deben estar dispuestas en tal forma que se evite una conducción térmica por el mortero de unión (fig. 411).

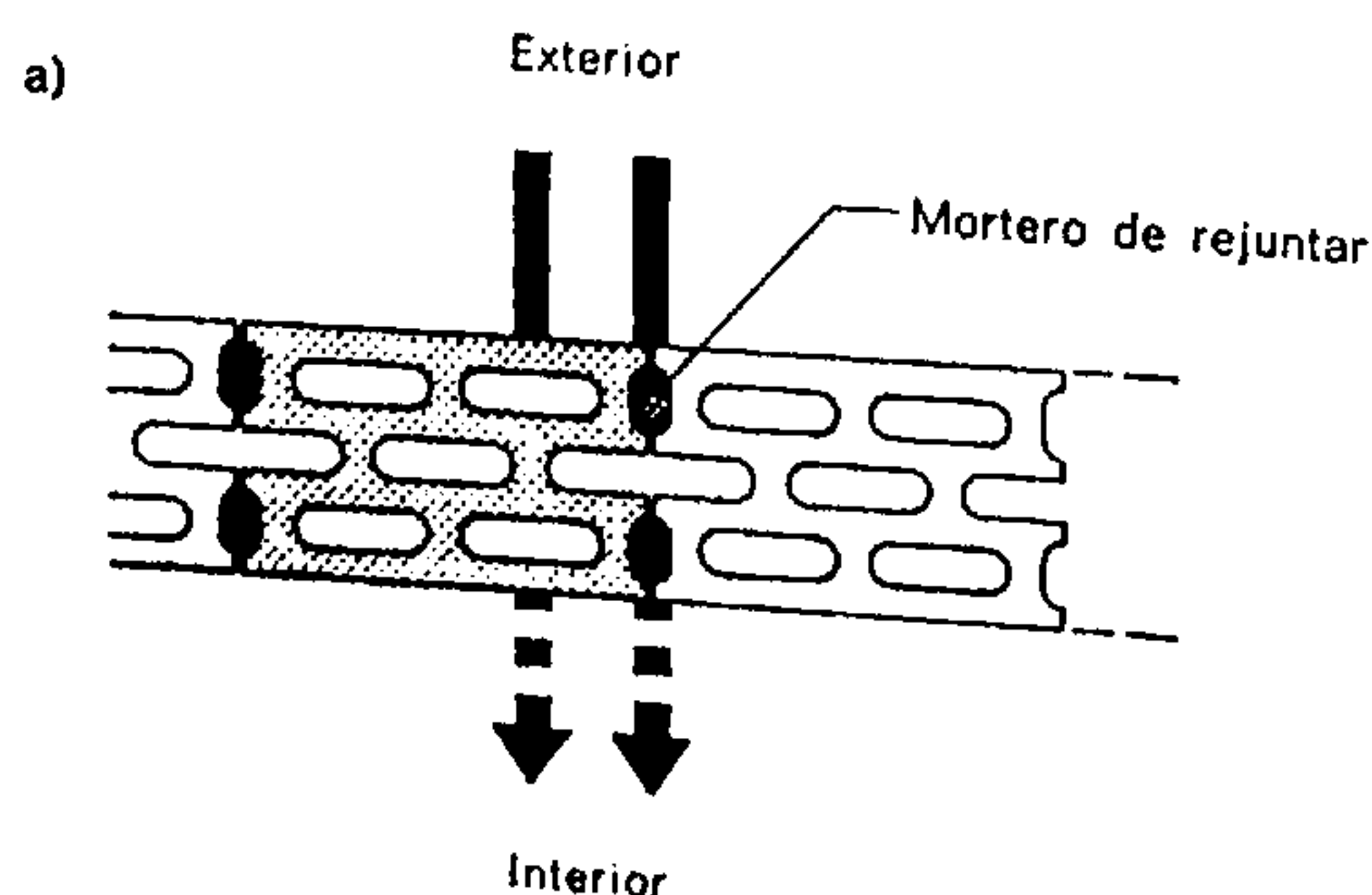


Fig. 411. Las juntas verticales entre los aglomerados deben presentar cualidades de aislamiento iguales a las de los propios bloques.
a) Junta bien concebida; b) Junta que crea en puente térmico.

El empleo de áridos ligeros permite realizar elementos cuyas cualidades de aislamiento son interesantes. A tal fin los residuos de escorias, la piedra pómez, la puzolana, el hormigón celular ofrecen numerosas ventajas. Los fabricantes trabajan con todas sus fuerzas en la producción de elementos que agrupen gran número de cualidades.

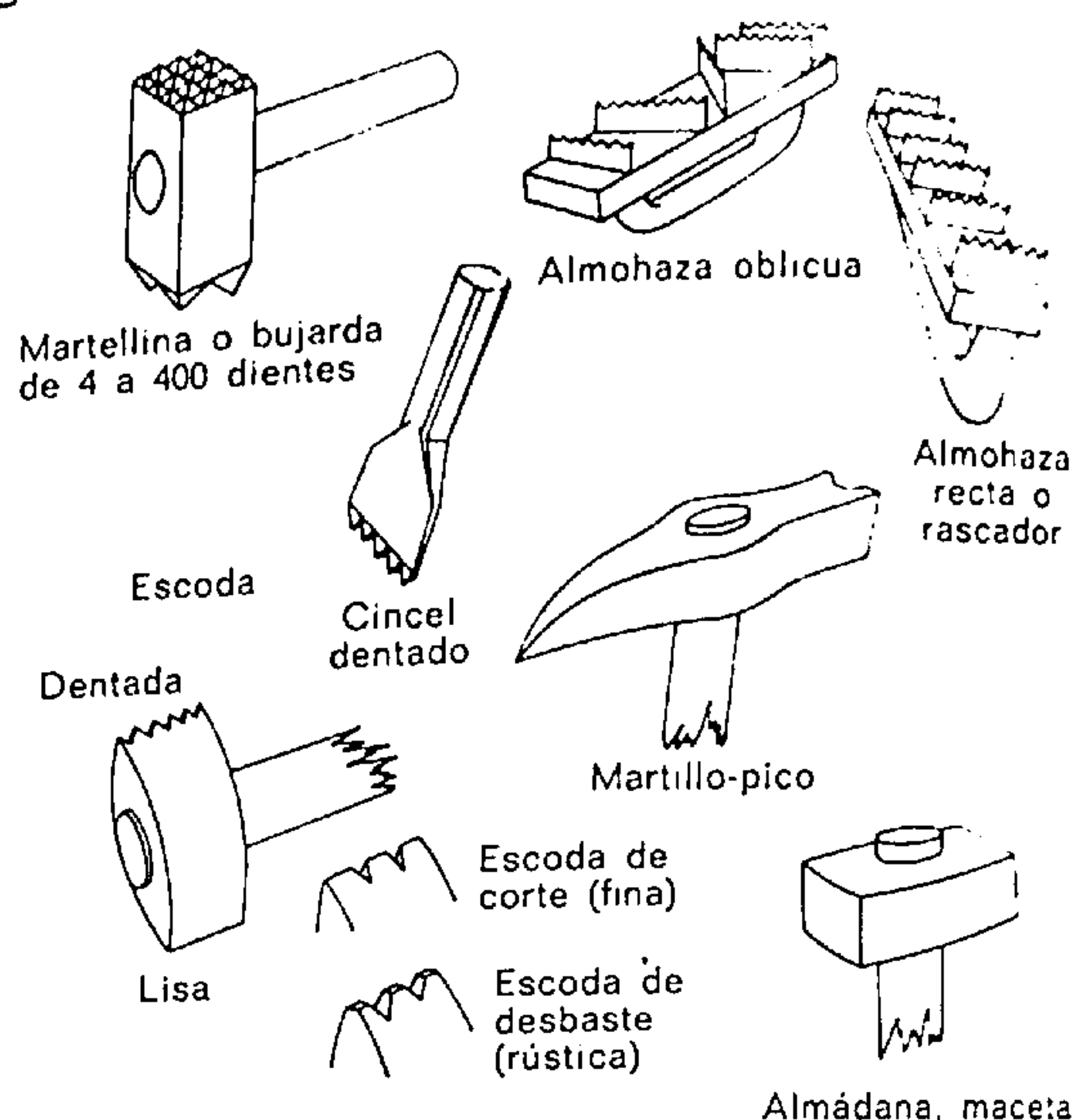


Fig. 409.

Herramientas empleadas para la realización de paramentos de piedra

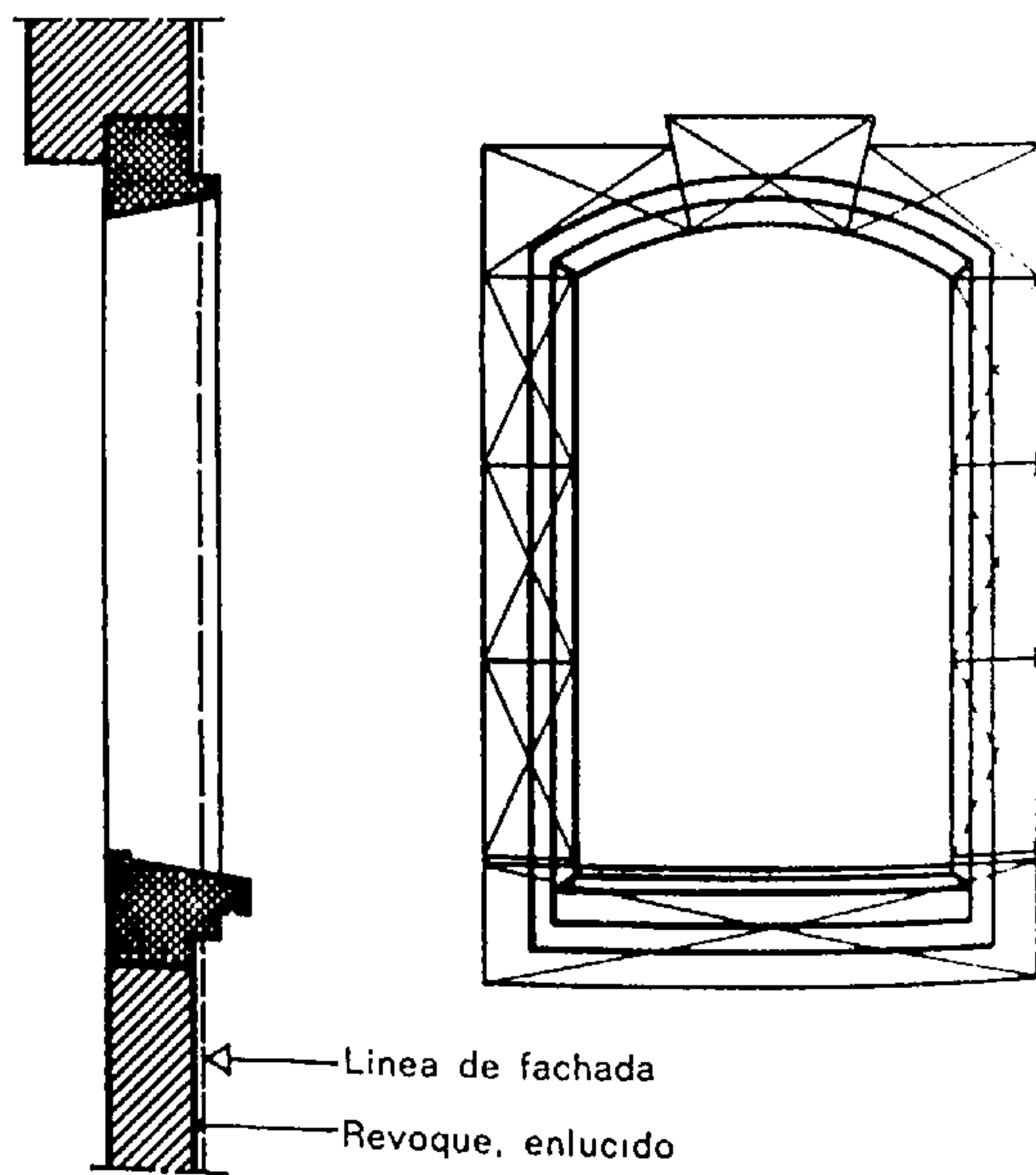


Fig. 410.

Corte y alzado de un marco de ventana hecho con piedra natural

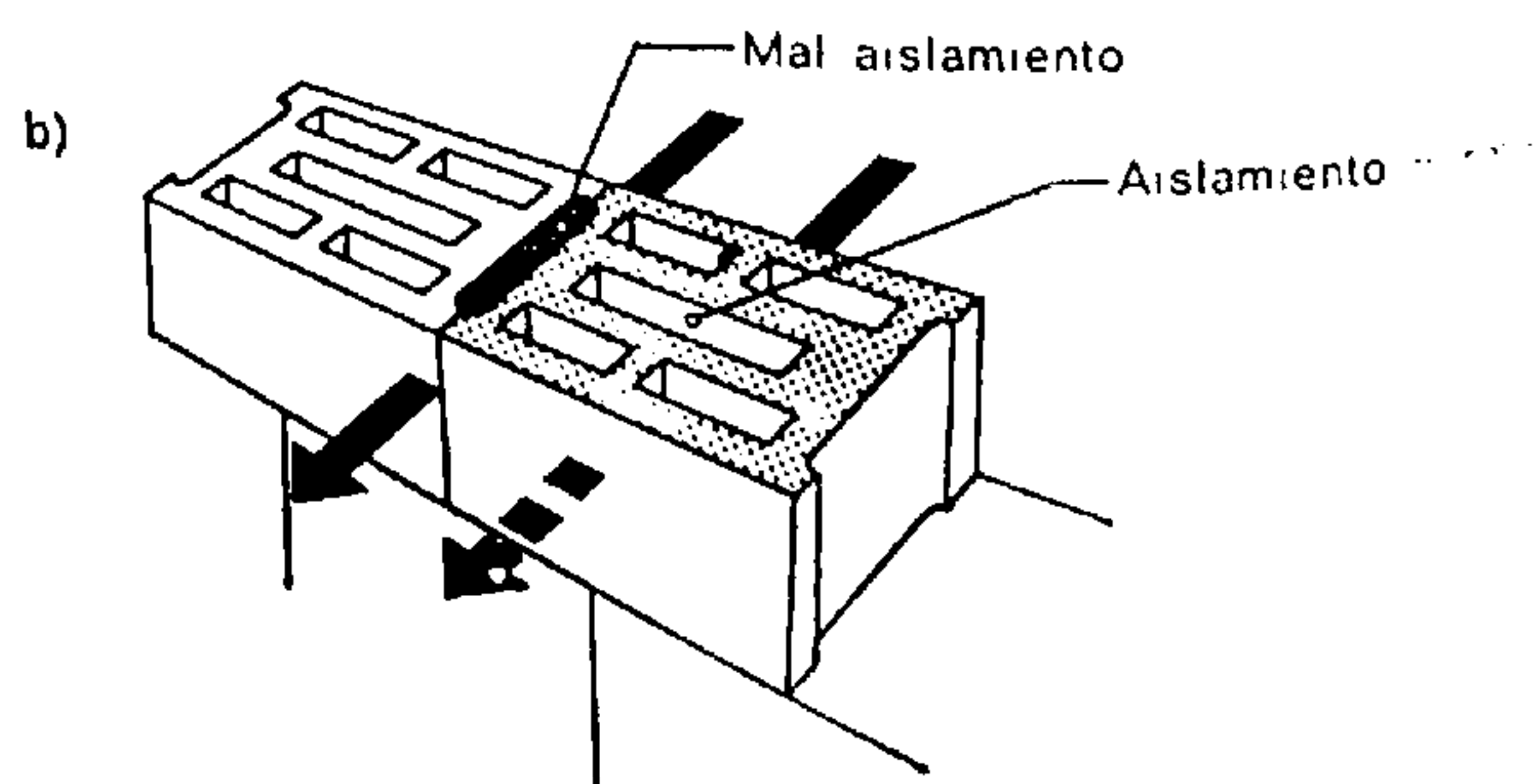


Fig. 411.

Las juntas verticales entre los aglomerados deben presentar cualidades de aislamiento iguales a las de los propios bloques.
a) Junta bien concebida; b) Junta que crea en puente térmico.

El *hormigón celular*, obtenido por incorporación de burbujas de aire en una masa de cemento, durante el fraguado, constituye un excelente aislante y un material ligero.

El *hormigón poroso o cavernoso*, compuesto de cemento, agua y gravilla de tamaño uniforme, sin arena, permite fabricar piezas que contienen numerosos huecos que aumentan de este modo el aislamiento.

El *hormigón de escorias de hulla* constituye un excelente material para la producción de aglomerados. No obstante, los residuos de la combustión del carbón deben estar exentos de materias frágiles y desembarazados de sales solubles antes de que se incorporen a una obra de fábrica.

El *hormigón de puzolana*, arcilla un poco calcinada naturalmente, de escasa densidad, permite la confección de aglomerados de buena calidad.

La *piedra pómez*, producto volcánico, empleada como árido (arena y grava) forma un hormigón ligero, utilizable en la fabricación de aglomerados.

La sustitución de los áridos pétreos por desperdicios o residuos de industrias de la madera o del corcho permite la confección de hormigones ligeros y aislantes. A la viruta y al serrín de madera se les trata previamente contra el fuego. Los aglomerados constituidos de ese modo tienen innegables cualidades de aislamiento térmico.

Las formas dadas a los aglomerados y sus características son numerosas y variadas. Su elección dependerá de un estudio profundo de los diversos factores enunciados y de la economía, que a veces es el factor predominante.

Los aglomerados macizos y pesados se utilizan en la construcción de paredes interiores, que deben ofrecer un buen aislamiento acústico, mientras que los aglomerados huecos se utilizan preferentemente en las paredes de fachada.

Ciertos detalles, como por ejemplo los relativos a la construcción de los vanos, dificultan a veces la ejecución o exigen el empleo de piezas especiales que complican la realización.

La fábrica u obra de aglomerados se emplea particularmente en la construcción de paredes de fachada en altura y en las paredes divisorias de los sótanos y encima del suelo. Los tabiques de separación de habitaciones, que exigen buenas condiciones de aislamiento acústico, se realizan ventajosamente con aglomerados macizos de pequeña anchura (de 15 cm por ejemplo).

El aglomerado de hormigón normal, generalmente poco higroscópico, se comporta bien en ambientes

húmedos. Esta clase de obra recibe a menudo un revoque o enlucido destinado a proteger los elementos constitutivos y a mejorar el aspecto externo.

Cuando la humedad ambiente es importante conviene que se incorpore un producto hidrófugo al enlucido. Los morteros empleados en ese género de obra de fábrica así como en los revoques, se explicarán en los párrafos 6 y 9 de este capítulo.

4. OBRA DE LADRILLO DE ARCILLA COCIDA

La arcilla amasada con agua forma una pasta que puede ser moldeada. Bajo la acción del aire seco,

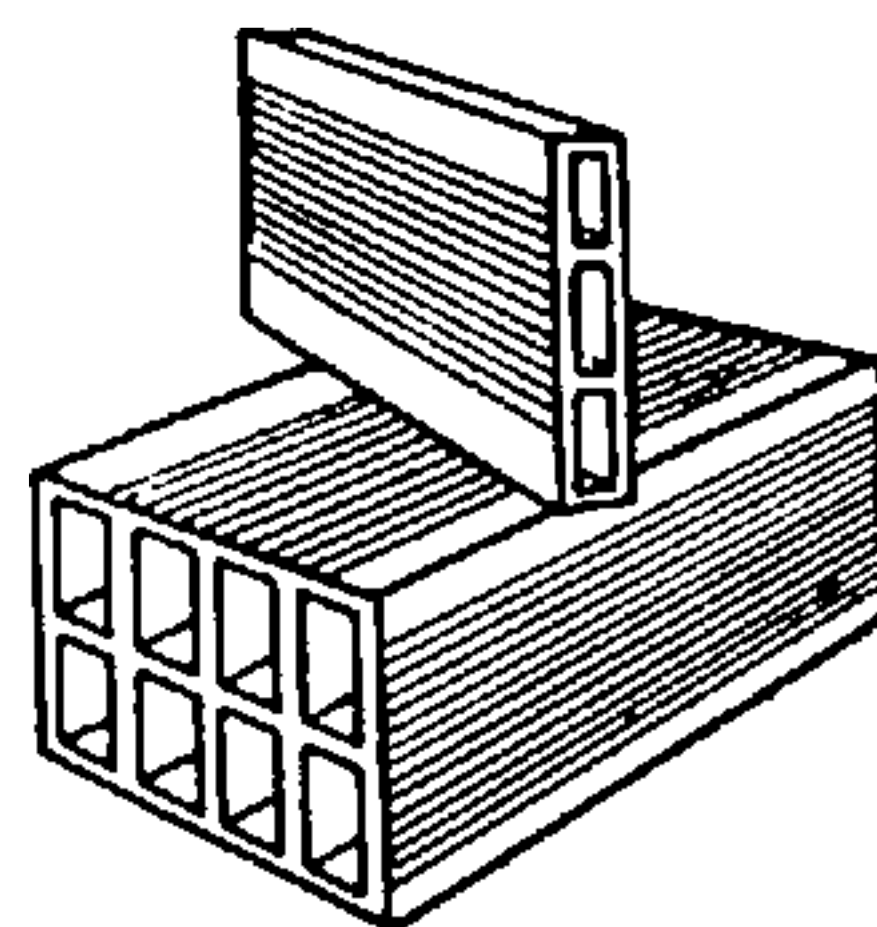


Fig. 414.
Ladrillo hueco para
tabiques y tabicones

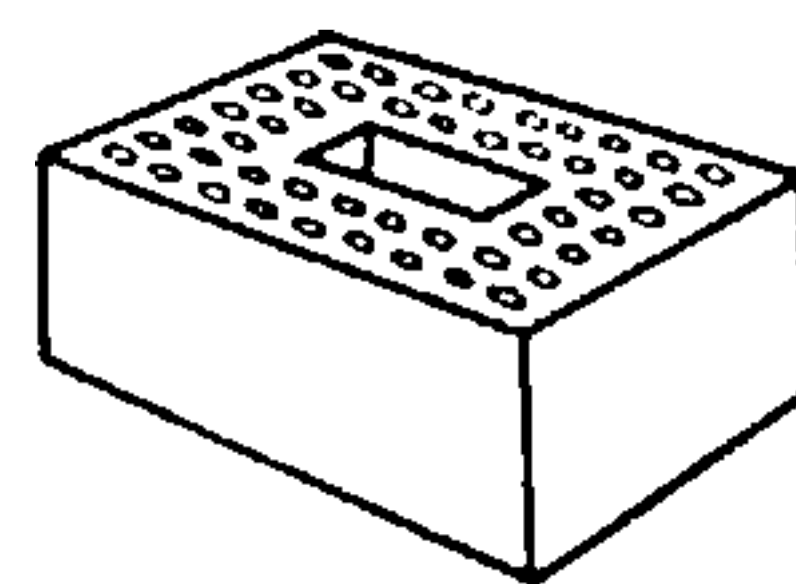


Fig. 415.
Ladrillo perforado
para paramentos

parte del agua contenida se elimina provocando una primera retracción. Después de su desecación, la arcilla preparada de ese modo se cuece al horno a una temperatura de unos 900° a 1 000° C. La eliminación completa del agua por este tratamiento causa una nueva retracción del 10 al 15 %.

La arcilla así cocida, después de la desecación, constituye un material muy empleado en construcción y apreciado por sus cualidades de resistencia y de aislamiento.

La cocción a una temperatura de 1 200° C aproximadamente provoca un principio de vitrificación que la convierte en una arcilla cocida sin poros.

Por moldeo, pueden obtenerse tres tipos principales de ladrillos de construcción, que están representados en las figs. 412 a 415. Este mismo material sirve para la confección de tejas.

Las características que se exigen de este mate-

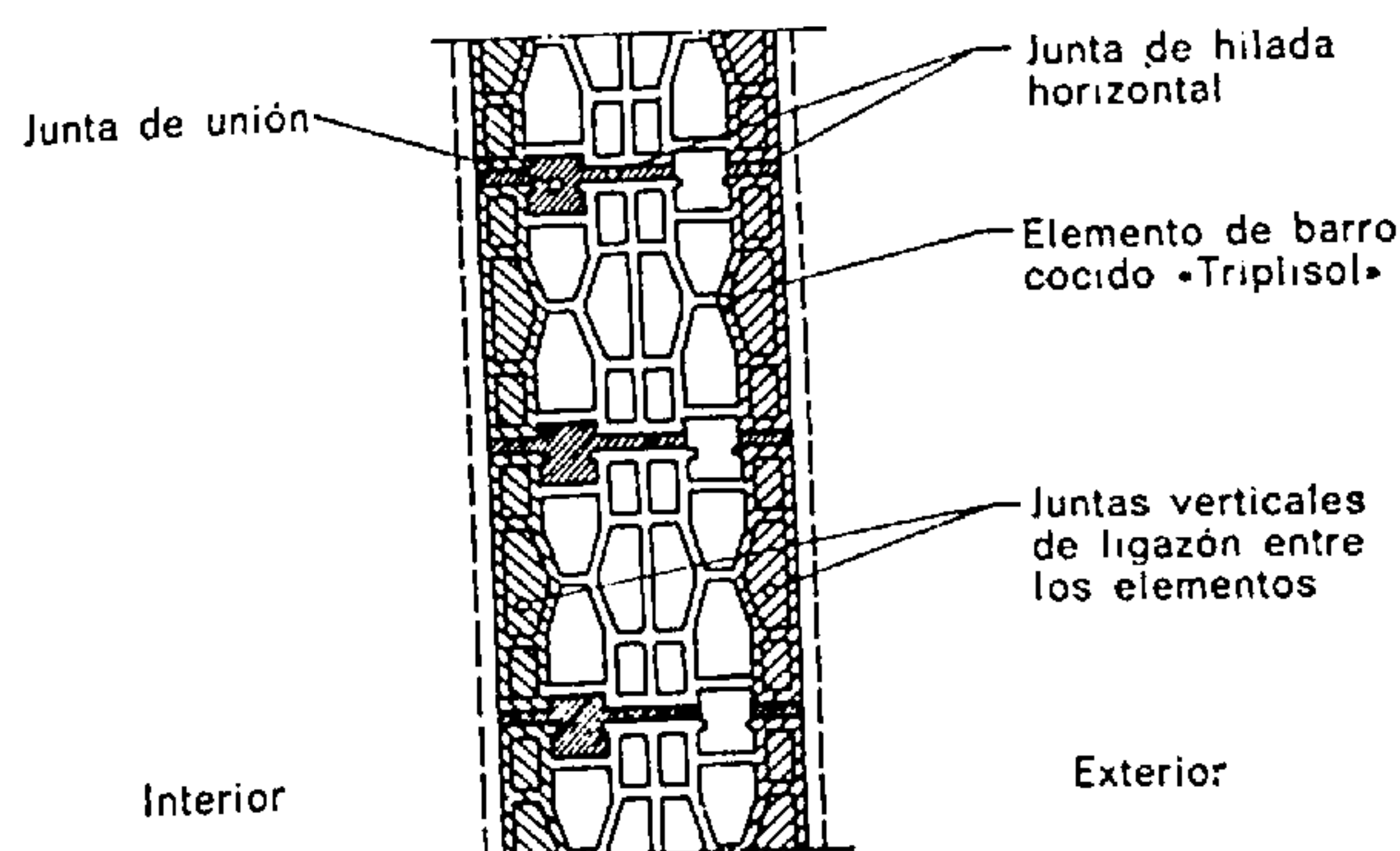


Fig. 416.
Ladrillos Triplisol

Con el fin de obtener paredes con muy buen aislamiento, ciertos fabricantes de materiales de construcción han concebido unas piezas cerámicas provistas de alvéolos múltiples. Hay piezas de forma especial para la cómoda y fácil realización de vanos, esquinas, etc.

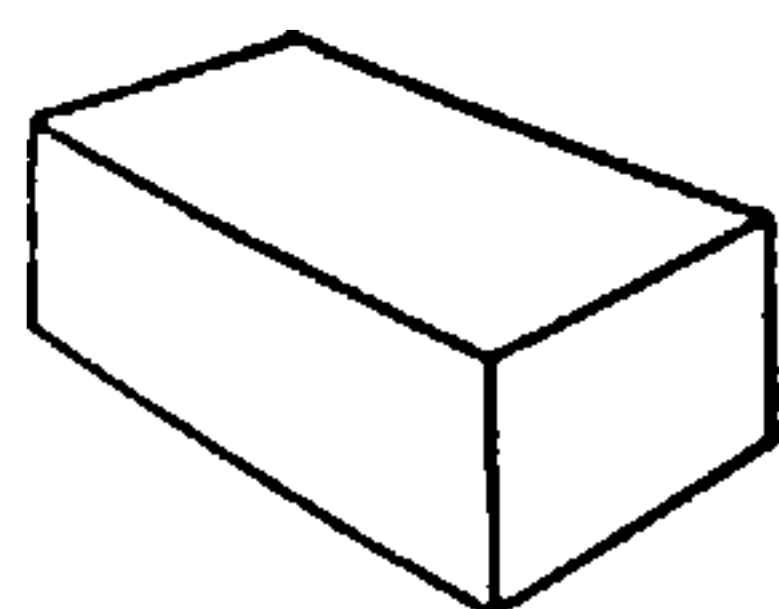


Fig. 412.
Ladrillo macizo

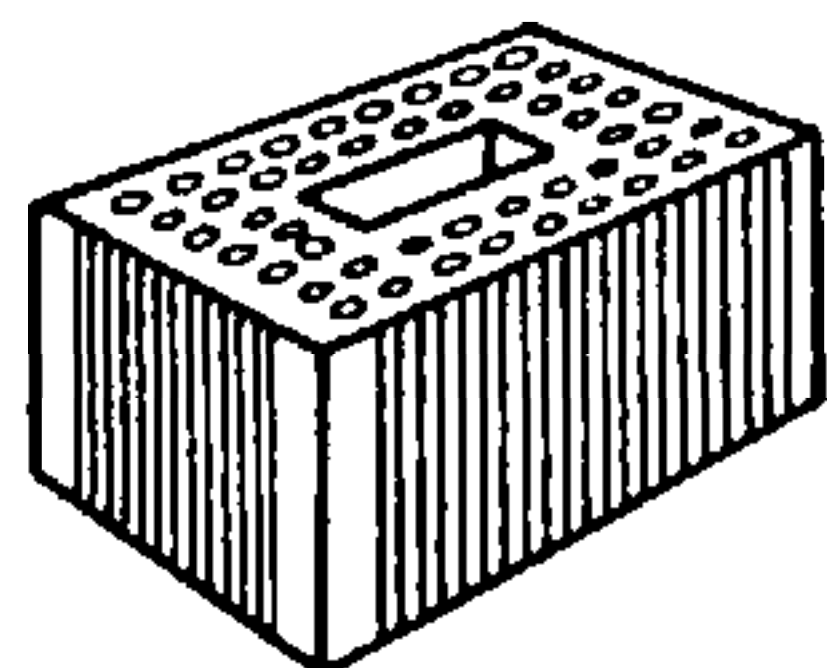


Fig. 413.
Ladrillo perforado normal

rial son idénticas a las mencionadas en el párrafo 3 para los aglomerados de hormigón.

Un ladrillo de buena calidad debe producir un sonido claro cuando se golpea. Por otra parte, las aristas vivas y las caras bien dejadas son también factores que denotan calidad.

La porosidad de los ladrillos depende del empleo a que se les destina. No debe exceder del 5 % para los ladrillos cuyo paramento queda vistoso, del 12 % cuando su paramento queda enlucido y del 25 % para los ladrillos ordinarios. Este tanto por ciento está definido por la relación entre las masas: agua/ladrillo seco.

El aislamiento térmico de las paredes de fábrica de ladrillo es excelente. La arcilla cocida constituye un material ligero muy apropiado para la realización de paredes de fachada y de tabiques divisorios interiores y, en general, siempre que se deseen buenas condiciones de aislamiento y un volante térmico favorable.

El acoplamiento se facilita por la forma paralelepípedica de los ladrillos y el poco peso de cada una de las piezas. El corte de los ladrillos es relativamente fácil y cómodo aunque pocas veces necesario dadas las pequeñas dimensiones de los elementos unitarios.

El ladrillo macizo ordinario tiene en Suiza unas dimensiones de $6 \times 12 \times 25$ cm y en Francia, de $5,5 \times 10,5 \times 22$. Este elemento, siempre muy empleado, permite construir excelentes paredes portantes de cargas. Los ladrillos de paramentos especiales fabricados para la ejecución de fachadas y de elementos vistos, están constituidos a base de mezclas y preparaciones más estudiadas y presentan una gama muy variada de tonalidades de color. Por otra parte existen también piezas especiales que permiten la realización de ciertas molduras y relieves, así como ladrillos de formas y dimensiones particulares.

Es casi imposible mencionar las características dimensionales de los productos de tierra cocida: se hallan indicadas en los diversos catálogos de las fábricas de ladrillos. Esta observación es válida tanto para los ladrillos huecos o perforados como para los macizos.

Los ladrillos de paramento, colocados según los principios generales enunciados en el párrafo 1, constituyen aparejos de efectos diversos. Las figs. 417 a 427 mencionan algunas disposiciones de paramentos y la vista en planta de las hiladas correspondientes. Este trabajo tiene en cuenta una modulación en la cual las juntas horizontales (hiladas) tienen generalmente 1,5 cm, mientras que para las verticales este valor sólo es de 1 cm.

Los ladrillos perforados cuyos agujeros, que aparecen en las caras mayores del paralelepípedo, representan aproximadamente un 25 % de huecos, son mejores aislantes que los precedentes. Por otra parte su tamaño mayor permite una puesta en obra más rápida.

La obra de fábrica de ladrillos perforados ofrece

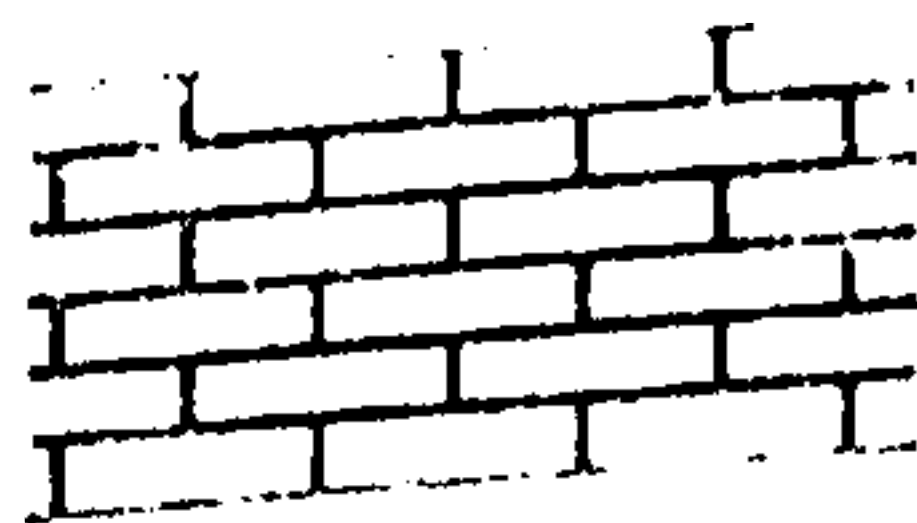


Fig. 417.

Aparejo corriente
Ladrillos colocados longitudinalmente a modo de perpiños.

Observación:
La profundidad de los ladrillos corresponde al grueso de la pared

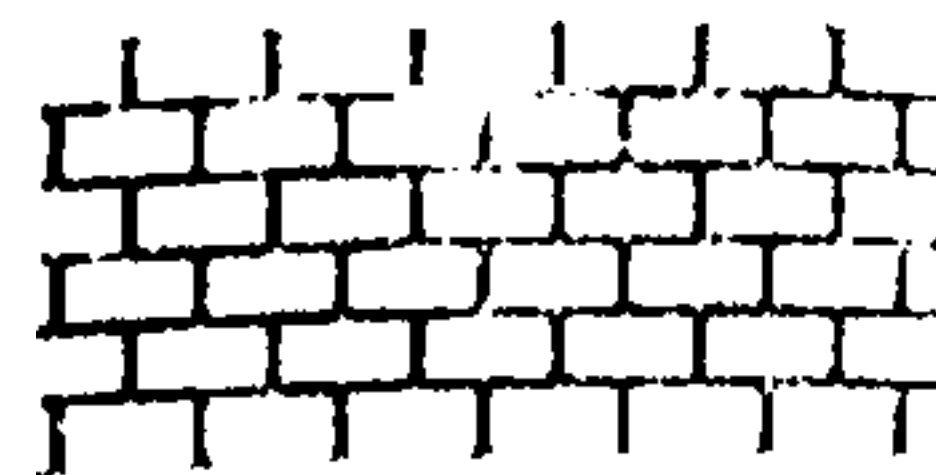


Fig. 418.

Aparejo corriente
Ladrillos colocados transversalmente a modo de perpiños.

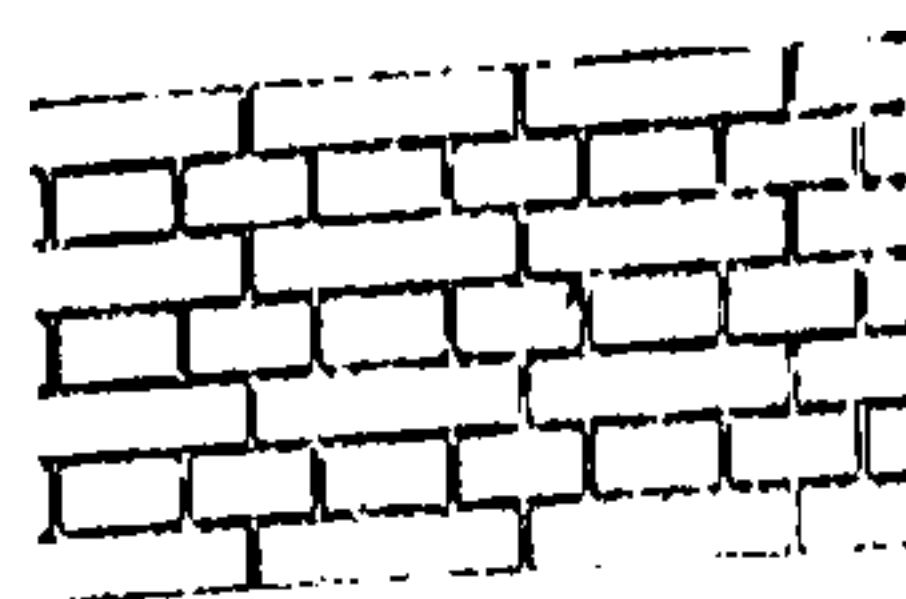


Fig. 419.

Aparejo francés
Para paredes de 25 ó 22 centímetros de grueso.

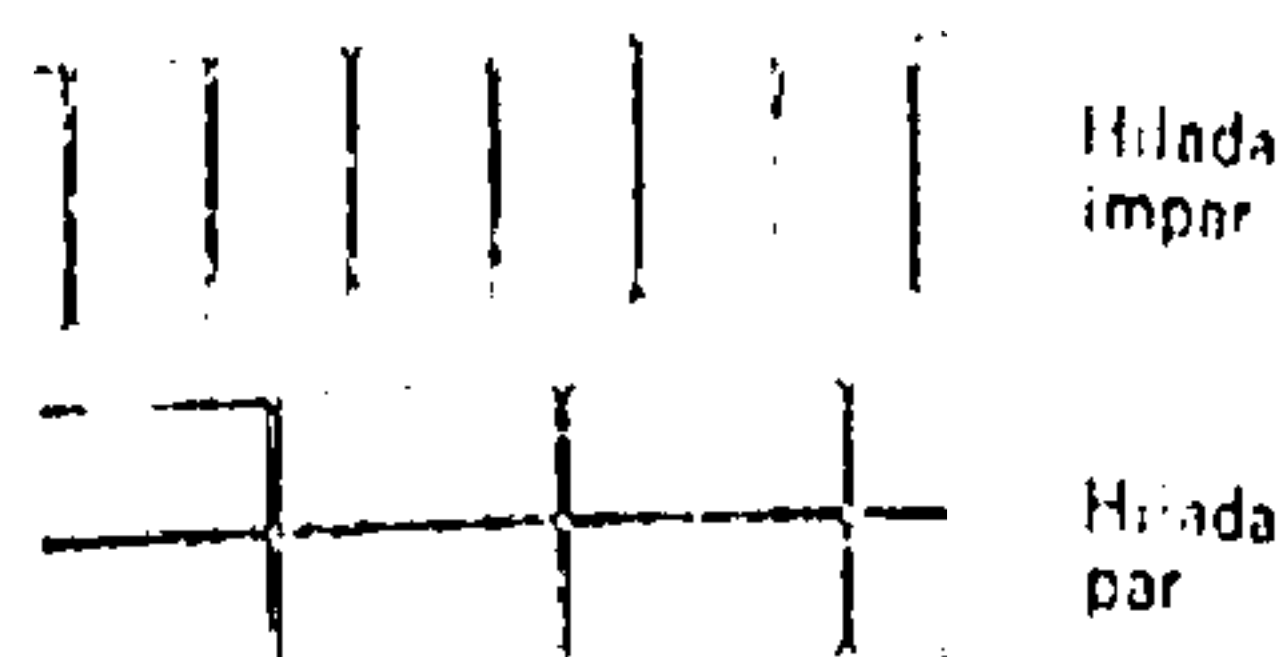


Fig. 420.

Vista en planta de dos hiladas consecutivas (apar. francés)

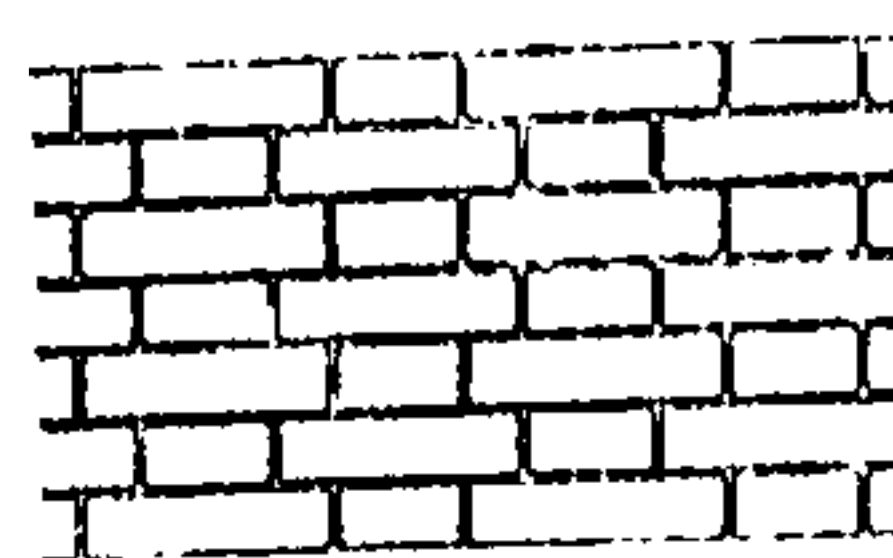


Fig. 421.

Aparejo inglés o gótico
Para paredes de 25 ó 22 centímetros de grueso.

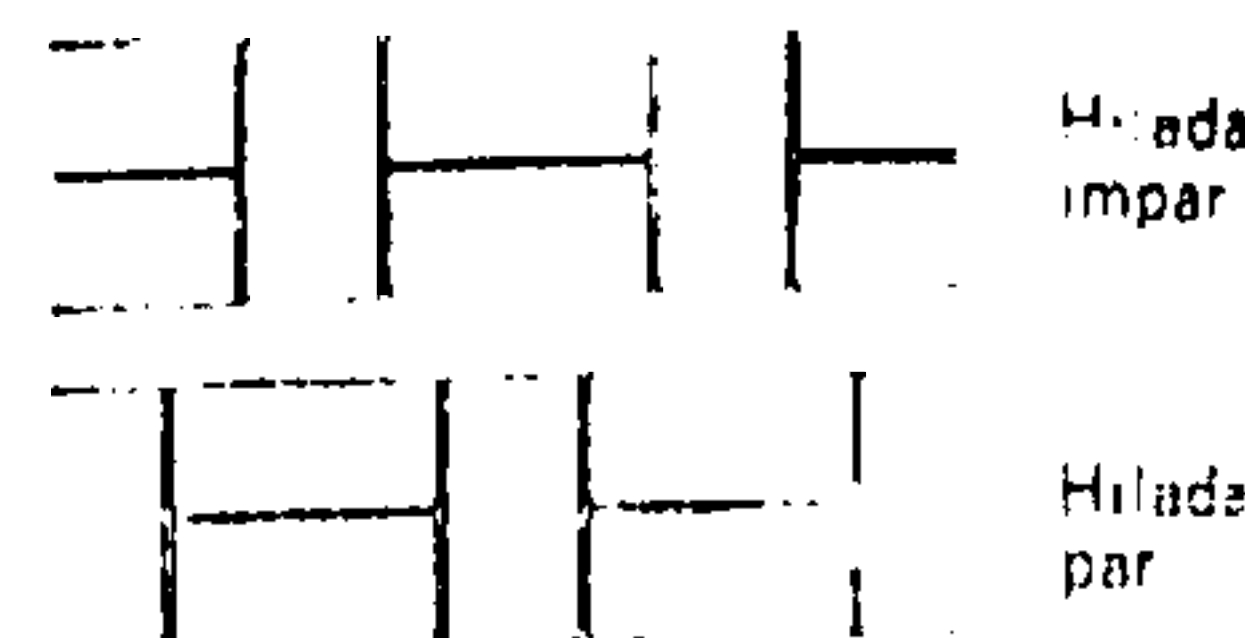


Fig. 422.

Vista en planta de dos hiladas consecutivas (apar. inglés)



Fig. 423.

Aparejo francés
Para paredes de 38 ó 34 centímetros de grueso.

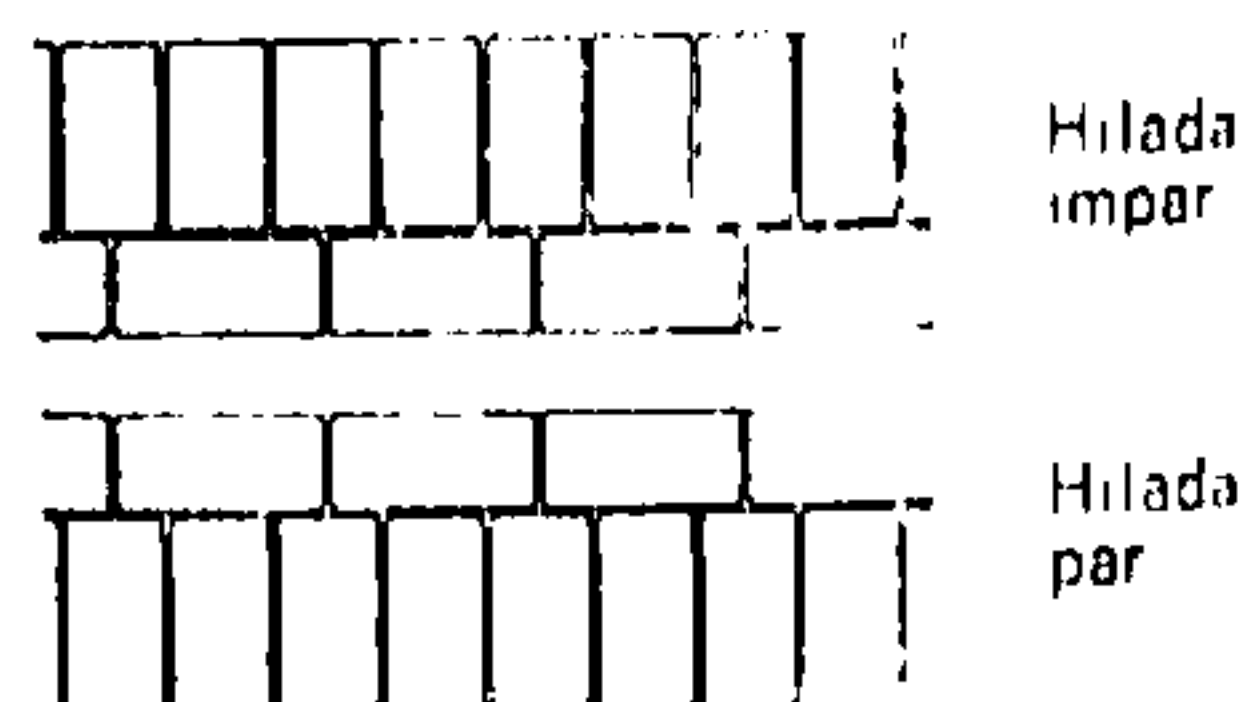


Fig. 424.

Vista en planta de dos hiladas consecutivas (apar. francés)

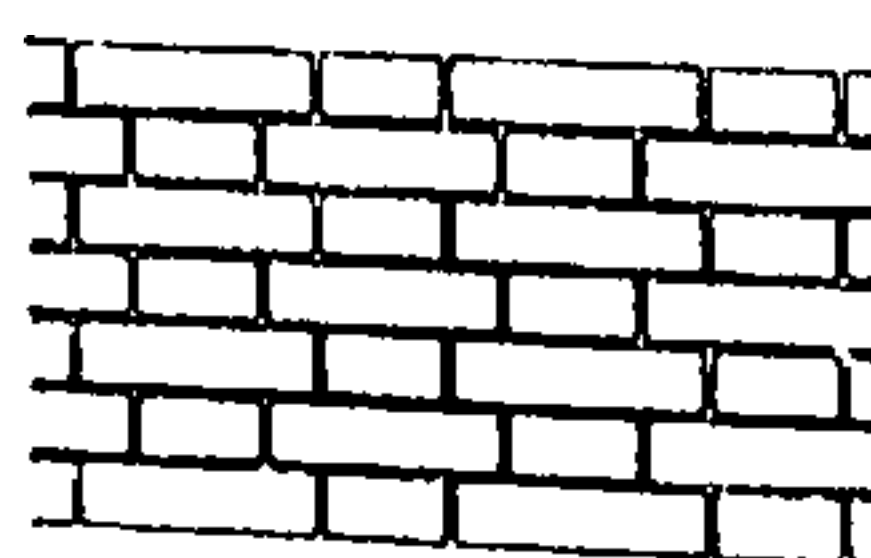


Fig. 425.

Aparejo inglés
Para paredes de 38 ó 34 centímetros de grueso.

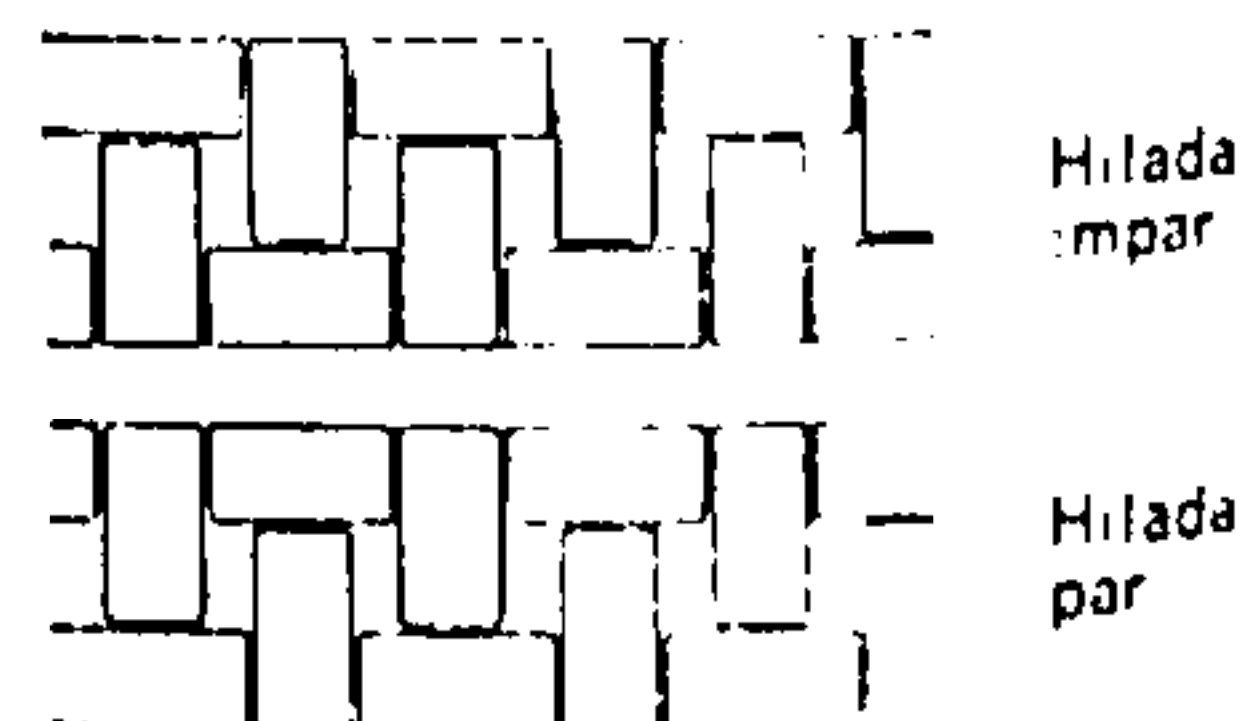


Fig. 426.

Vista en planta de dos hiladas consecutivas (apar. inglés)

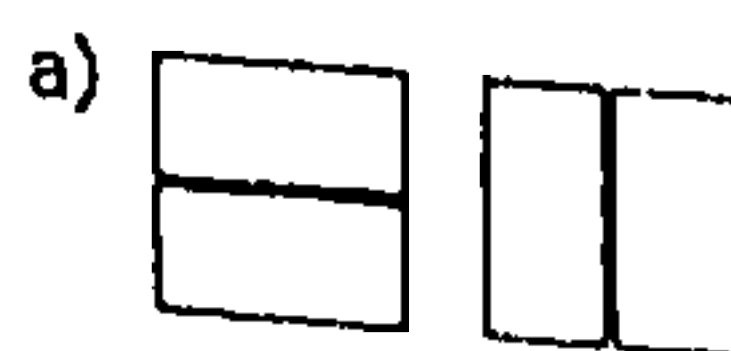
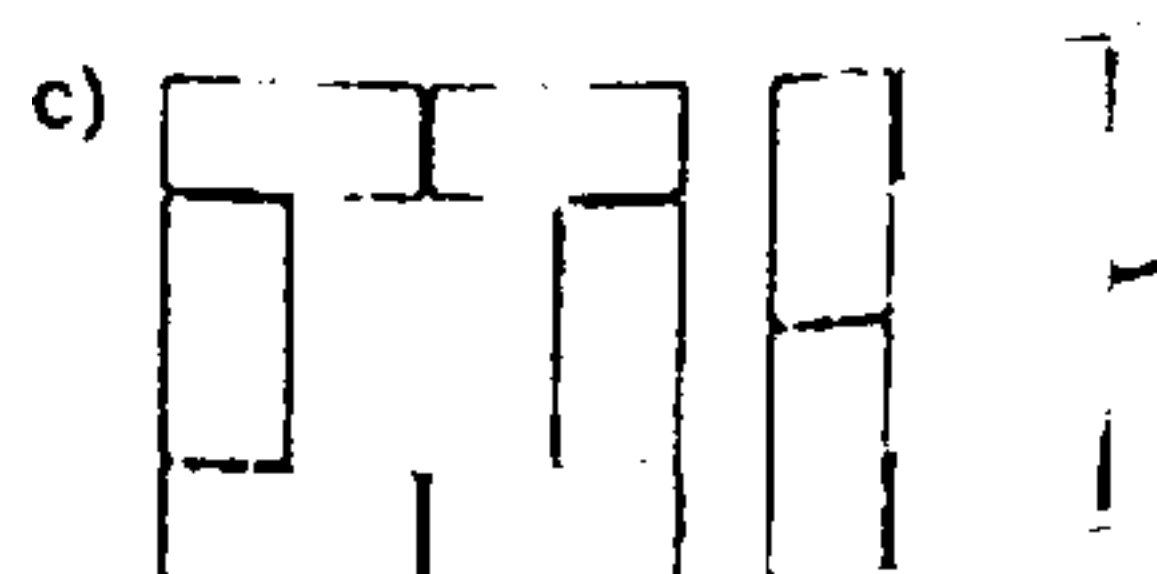
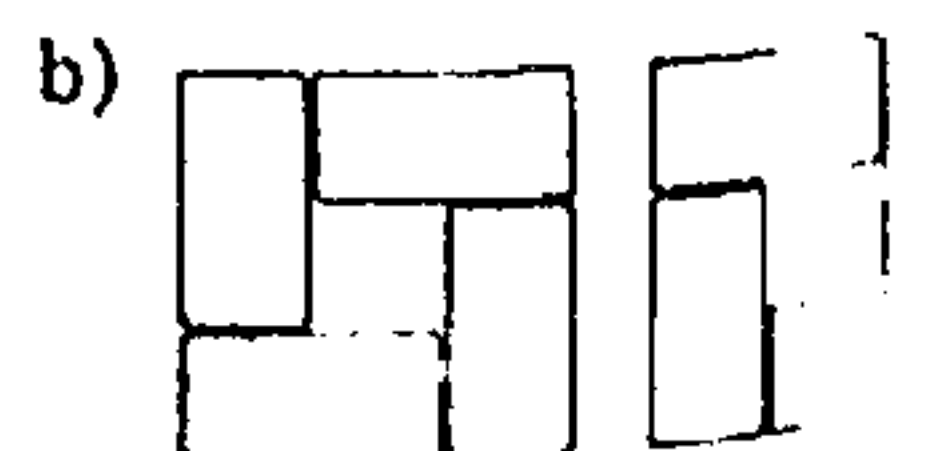


Fig. 427.

Aparejo de pilares de ladrillo

- a) sección de 25×25 cm o de 22×22 cm
- b) sección de 38×38 cm o de 34×34 cm
- c) sección de 50×50 cm o de 44×44 cm.



AISLAMIENTO TÉRMICO DE LAS PAREDES DE LADRILLO (Figs. 428 a 431)

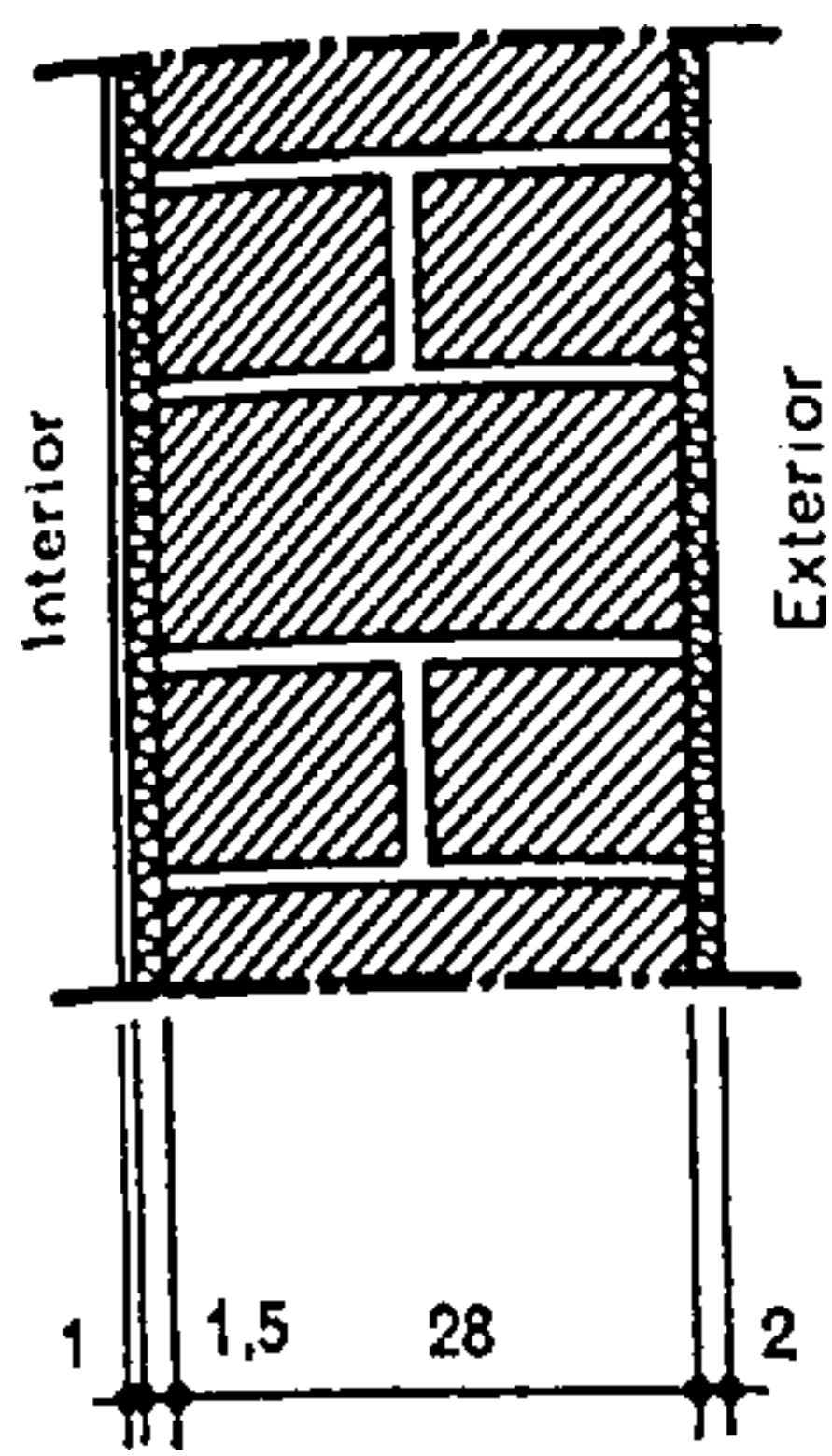


Fig. 428.

$K = 0,83$ a $1,05$
 Enlucido interior (yeso):
 2,5 cm
 Ladrillos aislantes
 Enlucido exterior: 2 cm.

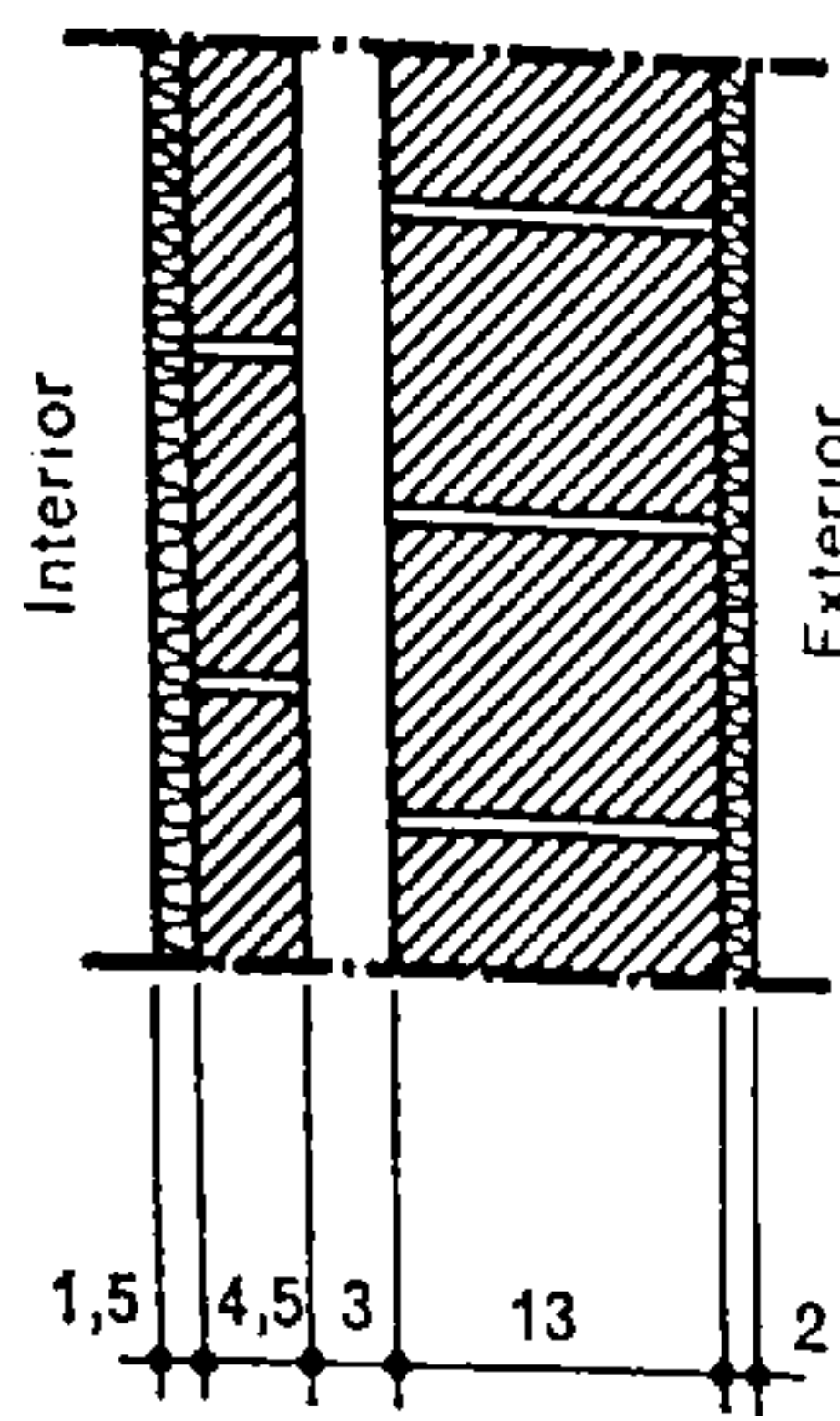


Fig. 429.

$K = 1,10$ a $1,14$
 Enlucido interior (yeso):
 1,5 cm
 Ladrillos huecos: 4,5 cm
 Cámara de aire: 3 cm
 Ladrillos perforados
 Enlucido exterior: 2 cm.

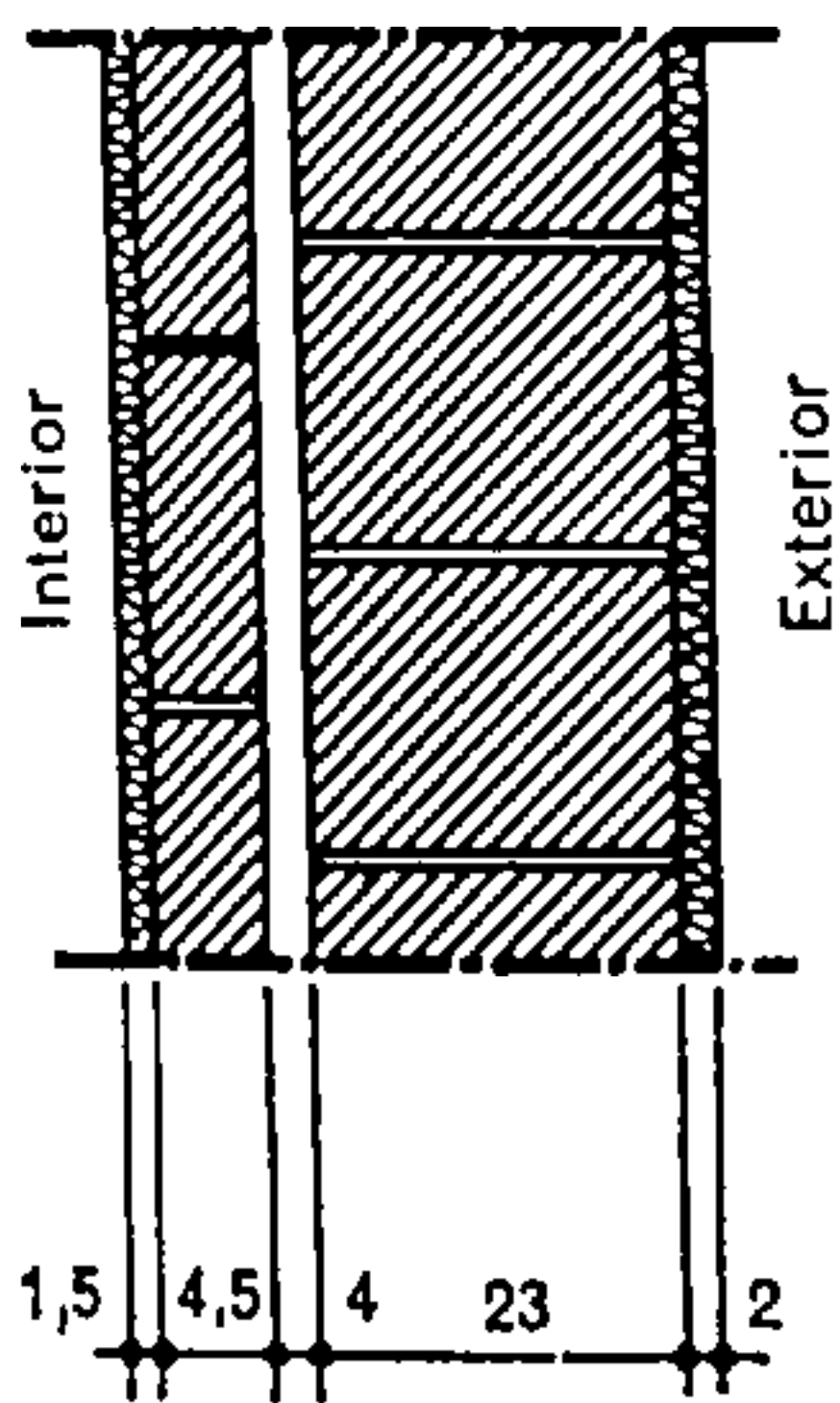


Fig. 430.

$K = 0,88$ a $0,93$
 Enlucido interior (yeso):
 1,5 cm
 Ladrillos huecos: 4,5 cm
 Cámara de aire: 4 cm
 Ladrillos perforados
 Enlucido exterior: 2 cm.

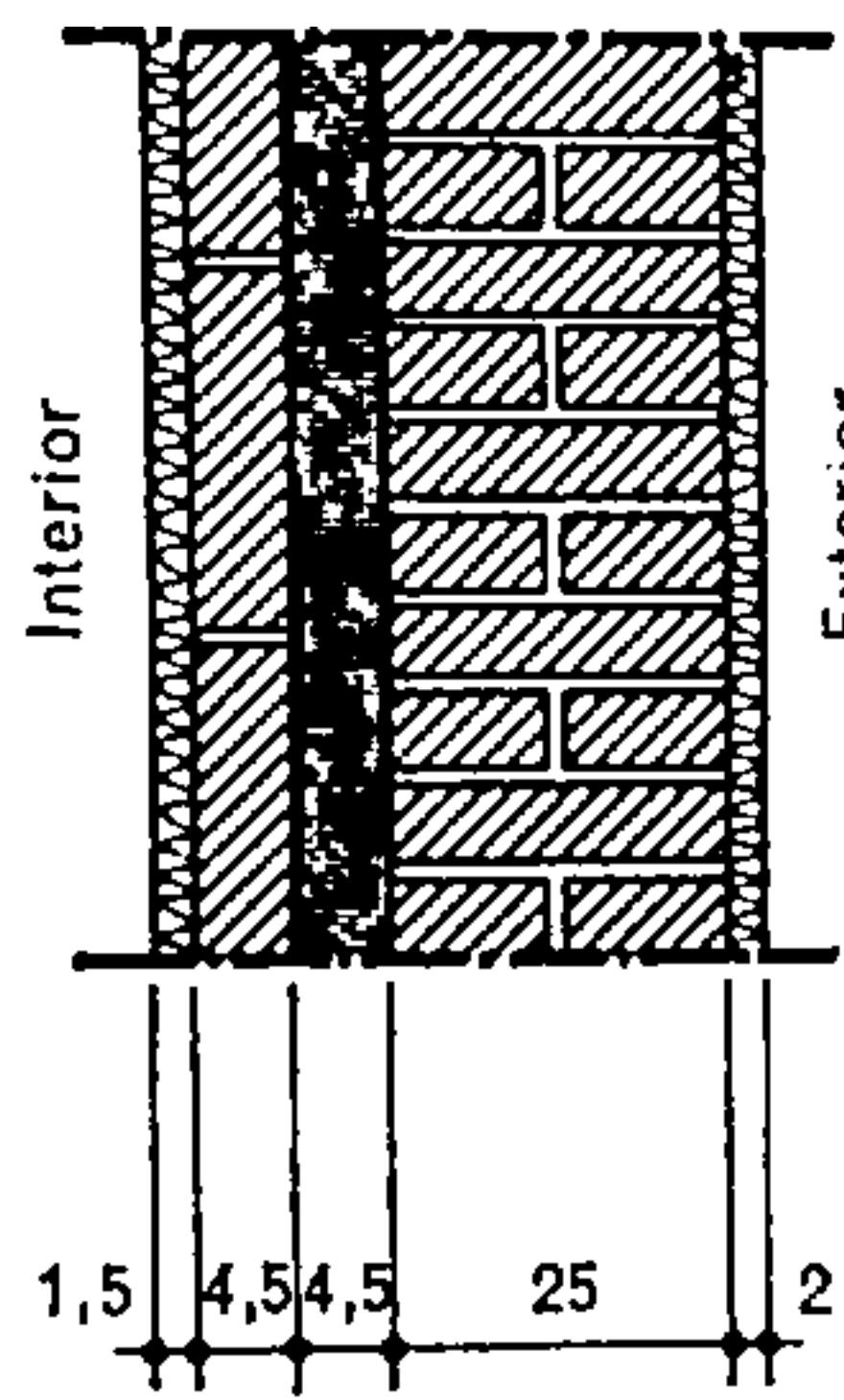


Fig. 431.

$K = 0,49$ a $0,52$
 Enlucido interior (yeso):
 1,5 cm
 Ladrillos huecos: 4,5 cm
 Cámara con fibra de vidrio
 Ladrillos normales
 Enlucido exterior: 2 cm.

utilizada para la realización de inmuebles tipo "torre" (18 pisos) con buen éxito.

Ciertos ladrillos de paramento (perforados) se tratan en una de las caras con objeto de presentar una superficie estética y resistente; otros han de ser enlucidos. Con la finalidad de aumentar la resistencia a la compresión y facilitar al mismo tiempo su puesta en obra, se escogen de un tamaño apropiado para que pueda obtenerse todo el espesor de la pared con un solo elemento. Los ladrillos perforados de paramento se disponen adecuadamente para formar un aparejo cuyas características generales han sido ya indicadas al tratar de los ladrillos llenos o macizos.

Los ladrillos huecos, mucho más ligeros y de mayores dimensiones, permiten la realización de paredes muy aislantes. En cambio, es muy reducida su resistencia a la compresión. Esta obra de fábrica se recubre en general con un revoque o enlucido y se utiliza principalmente en los rellenos de los huecos del armazón, así como en las separaciones interiores de los edificios. Los ladrillos huecos se unen con mortero de cemento cuando se trata de obras expuestas a la intemperie, o bien con yeso si se trata de tabiques interiores.

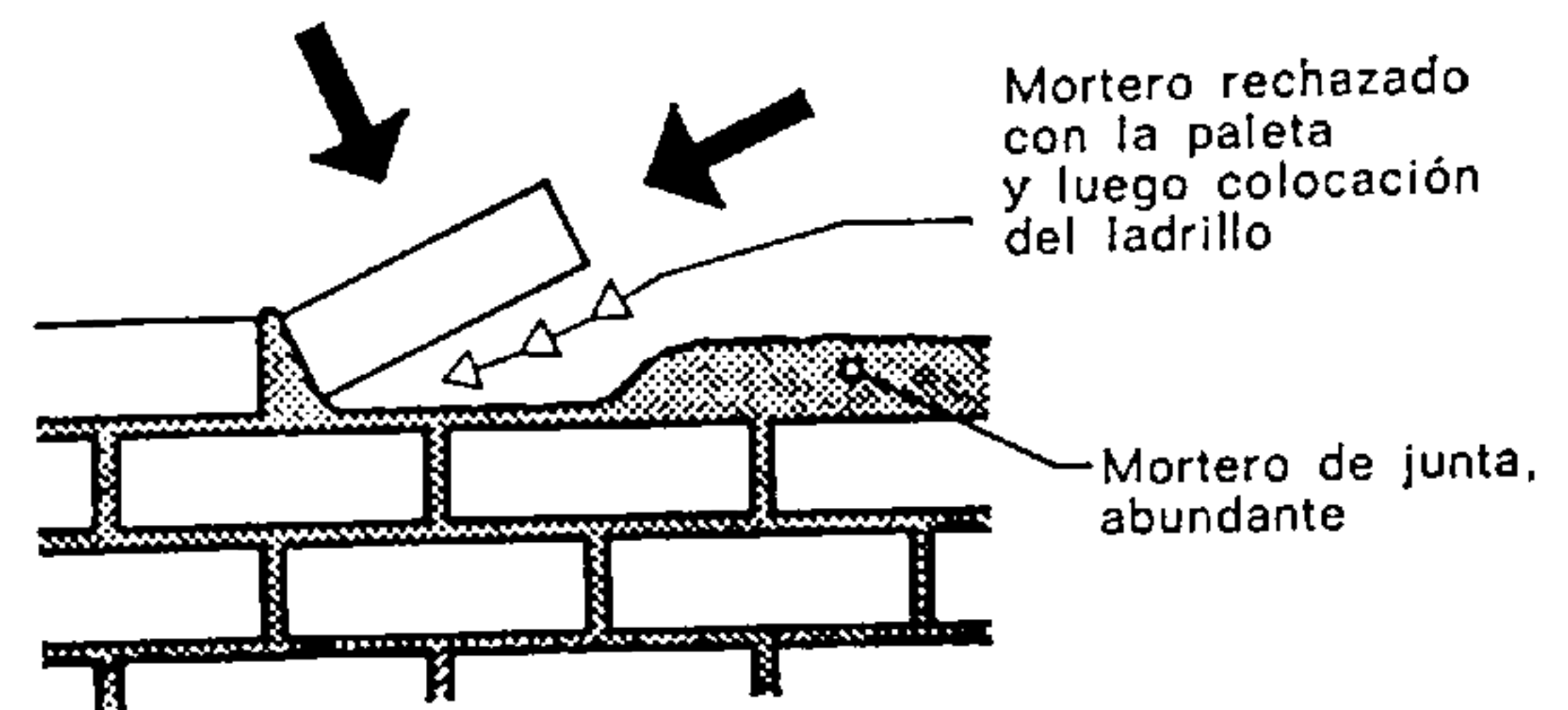


Fig. 433.

Puesta en obra de los ladrillos (primer método)

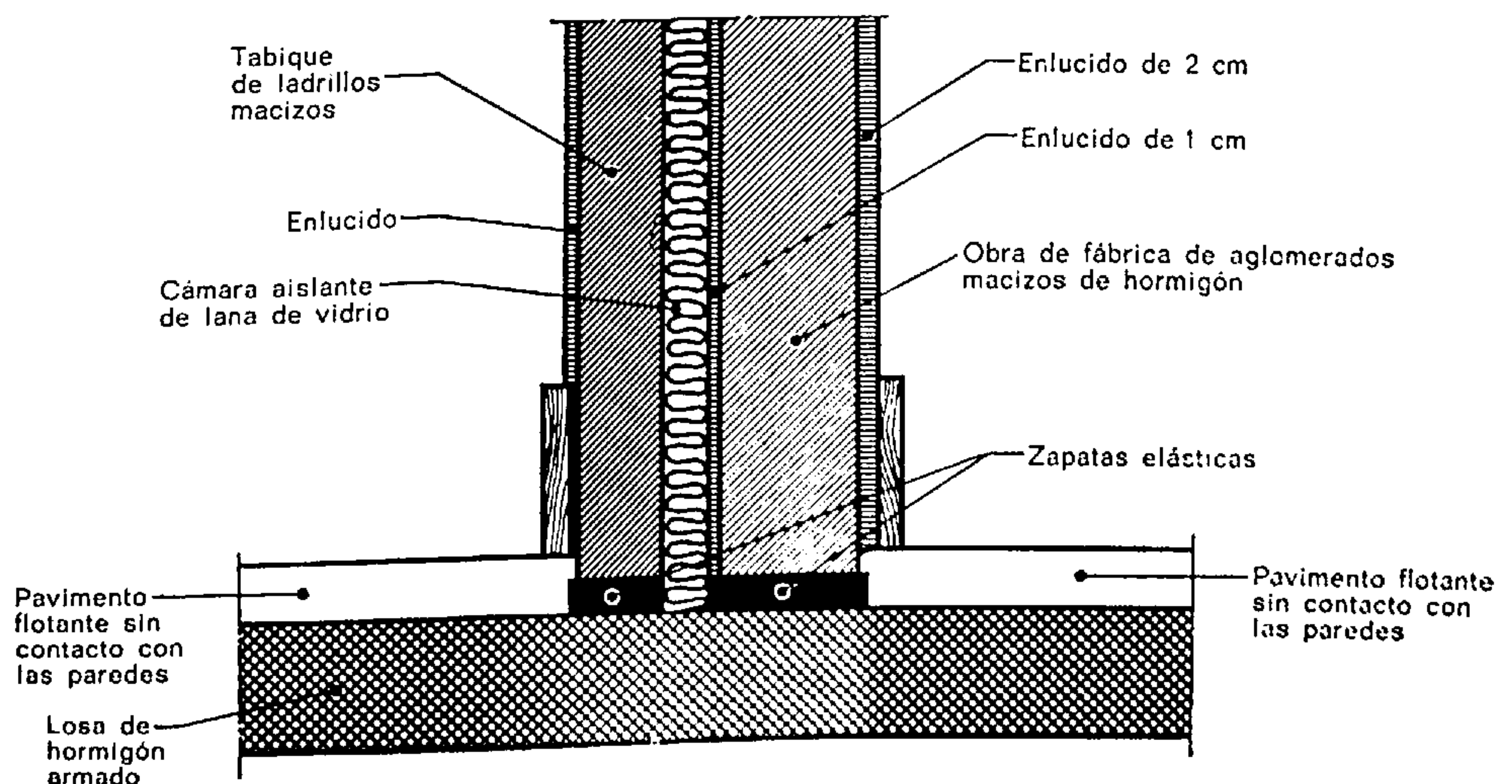
Las juntas no deben rellenarse desde arriba.

una excelente resistencia a la compresión (las perforaciones están dispuestas verticalmente en el interior de la pared o sea paralelamente a las solicitaciones) y presenta un buen aislamiento térmico. Ha sido

Los ladrillos huecos se emplean en la realización del doblado de obras de fábrica menos aislantes. A tal efecto y para aumentar el aislamiento de la pared se deja entre ésta y el doblado una cámara aislante de aire. La anchura óptima de dicha cámara de aislamiento térmico es de unos 3 cm; en cambio,

Fig. 432.
 Corte de una pared divisoria pesada e insonora

La zapata elástica evita la transmisión de las ondas sonoras por el pavimento hacia las paredes.



para mejorar el aislamiento acústico (ruidos aéreos) hay que contar con unos 10 cm.

Las figs. 428 a 431 representan secciones o cortes de paredes realizados con tierra cocida, con indicación de los coeficientes de aislamiento térmico medianos y óptimos.

A fin de presentar buenas condiciones de aislamiento acústico o fónico deben establecerse separaciones interiores sobre una zapata elástica, evitando

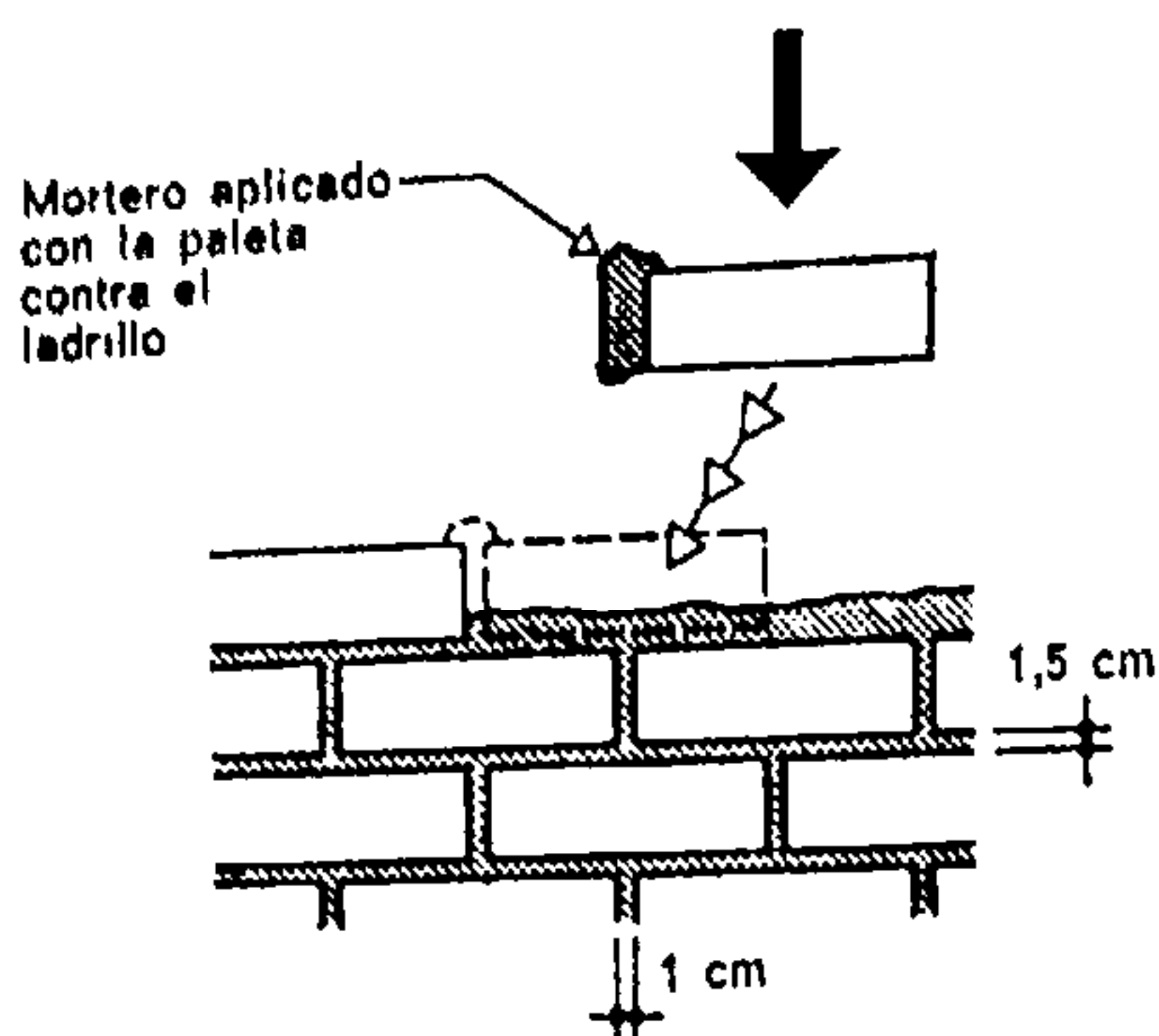


Fig. 434.

Puesta en obra de los ladrillos (segundo método)

El ladrillo queda asentado por presión y pequeños golpes.

con ello las transmisiones sonoras por el pavimento. La fig. 432 indica esos dispositivos y presenta, en corte, un tabique aislante.

La realización de obras de fábrica con ladrillo macizo o con ladrillo perforado exige cierta destreza para conseguir ventajas económicas interesantes. Un obrero especializado en esta clase de trabajo puede colocar un ladrillo en 10 segundos mientras que si carece de experiencia necesitará un tiempo tres veces superior. La organización de las obras en cuanto afecta a la forma del suministro de materiales desempeña un papel importante en este factor tiempo.

Las juntas de hilada, por razones de resistencia de la obra de fábrica, deben ser lo más delgadas posible. Las juntas verticales se hacen, o bien aplastando el mortero de hilada contra el borde del ladrillo y empujándolo con la paleta, o bien colocando a la vez en obra el ladrillo y el mortero de la junta. Hay que evitar el relleno de juntas por arriba.

En los ladrillos de paramento, la regularidad de las juntas se obtiene mediante un laminado metálico (o un listón de madera) de sección igual a la de la junta, introducido en esta última.

Para lograr una obra de fábrica resistente, el mortero que constituye las juntas debe contener poca cantidad de agua y los ladrillos se mojarán en el momento de su puesta en obra. De este modo se obtiene una perfecta adherencia y una excelente resistencia a la compresión. El mortero de la hilada debe comprimirse con la colocación del ladrillo. Comúnmente, el mortero es fluido y el ladrillo queda por sí mismo asentado. Este método de colocación, evidentemente más rápido, no da tan buenos resultados a la compresión.

sión. A pie de obra, los ladrillos deben estar almacenados en sitio seco sobre una plataforma de tablas y al abrigo de las heladas.

Los ladrillos refractarios, confeccionados con mezcla y luego cocción de arcillas muy puras adicionadas con *cuarzo*, *carburo de silicio* y *bauxita*, en cantidades bien definidas, resisten temperaturas muy

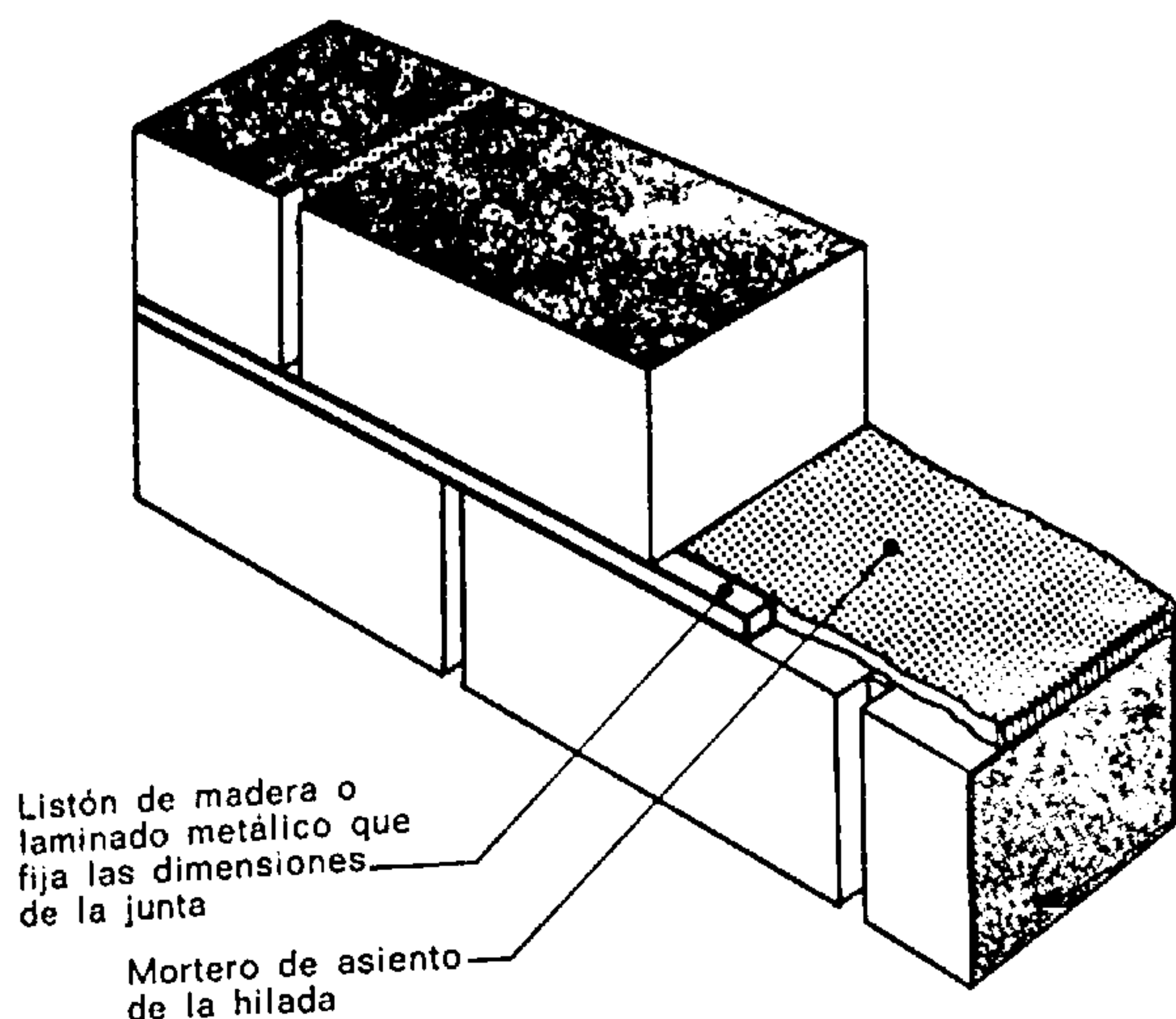


Fig. 435.

Obra de fábrica con ladrillo de paramento

elevadas sin agrietarse. Esta particularidad hace que se los adopte para la realización de chimeneas y hornos sometidos a temperaturas elevadas. Las juntas de esas fábricas deben estar constituidas por morteros que resistan temperaturas elevadas. A este efecto el cemento aluminoso es el más adecuado.

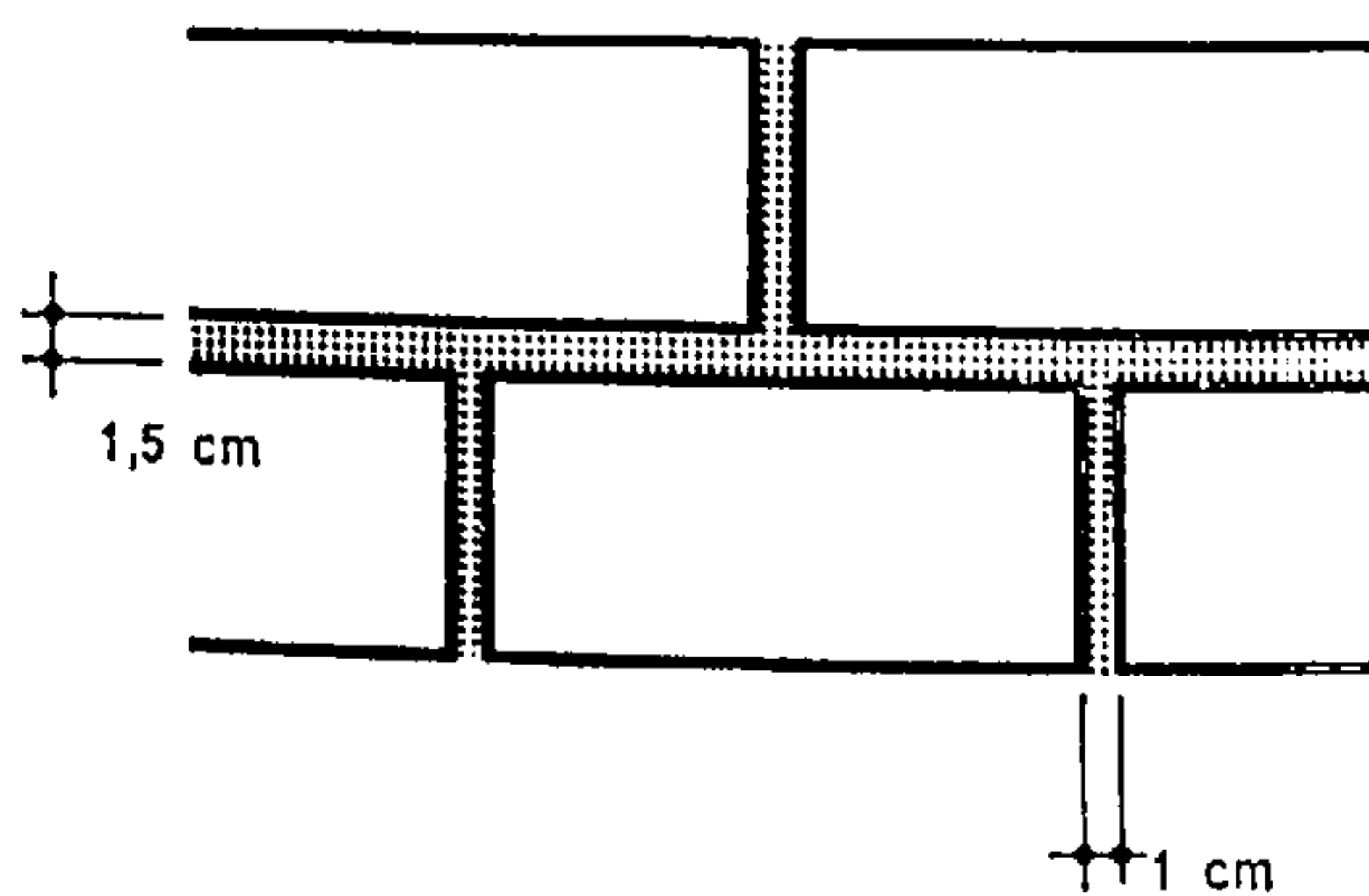


Fig. 436.

La dimensión de las juntas se da generalmente de acuerdo con los valores indicados en este croquis.

El ladrillo sílico-calizo, empleado como ladrillo de paramento, está compuesto de arena y cal viva endurecidas al vapor bajo una presión elevada. Esta clase de ladrillos absorbe muy poca agua y no hace falta mojarlos antes de su colocación. Las ranuras formadas en sus caras mayores aseguran su trabazón en la junta horizontal de la hilada.

5. ESQUINAS Y ENLACES DE PAREDES

La esquina de una pared y su enlace con otra pared de carga, deben realizarse con cuidado a fin de obtener un elemento homogéneo y evitar los peligros de agrietamiento. El aparejo de una esquina (*encadenamiento*) o el enlace de dos paredes (*tirante alforjado*) exige, cualquiera que sea el material, una excelente ensambladura (figs. 437 y 438).

Fig. 437.

Encadenamiento de esquina aparejado en alforjas

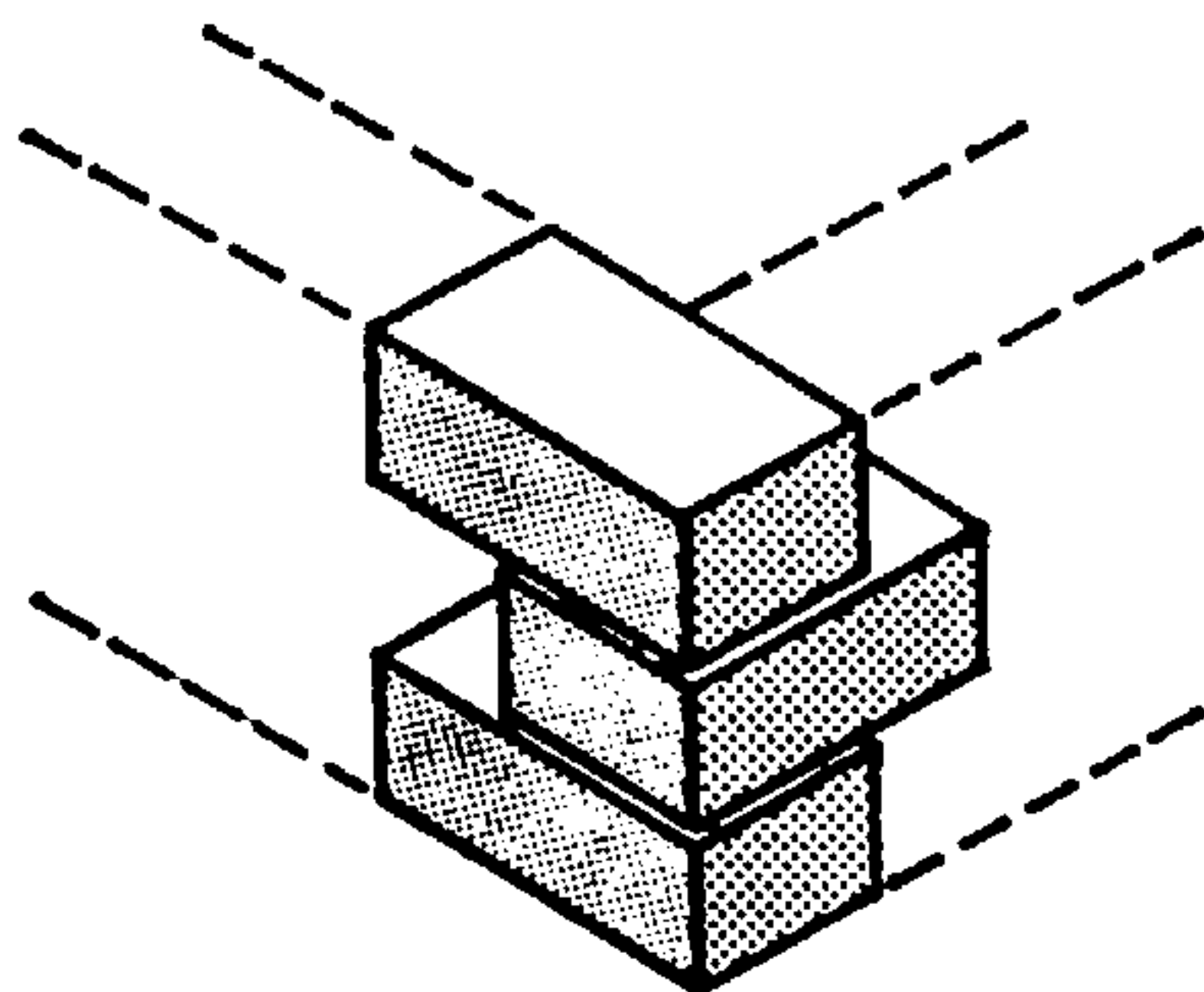
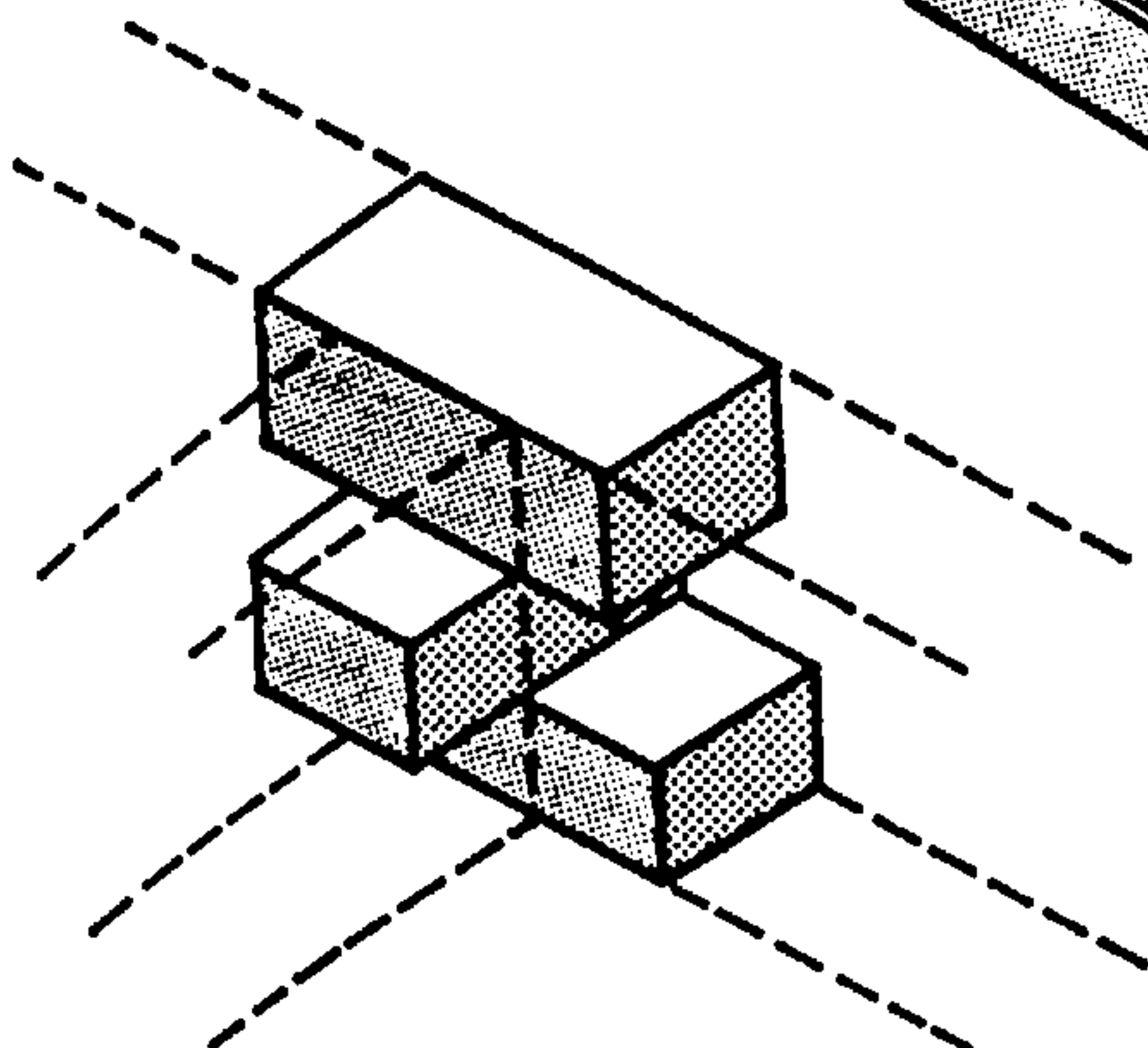


Fig. 438.

Pata-tirante aparejada en alforjas



N. B. El aparejo alforjado puede ser realizado con la mayor parte de los materiales empleados en construcción. El entrecruzado de los elementos asegura la ligazón.

6. MORTERO DE LIGAZÓN

El mortero que llena las juntas de la obra de fábrica está destinado, ante todo, a procurar una distribución regular de las cargas sobre las hiladas. En efecto, puesto que los materiales empleados en la obra de fábrica no son rigurosamente planos, se sigue que hay una distribución de cargas desigual.

El mortero asegura también la ligazón, la "pegadura", de los elementos individuales entre sí, garantizando de este modo un monolitismo favorable que se opone a las deformaciones.

La resistencia al pandeo, al cizallamiento o esfuerzo cortante y a los efectos dinámicos se mejora notablemente con el mortero. Las cualidades mecánicas de un mortero deben ser tales que no acuse más que una deformación muy débil bajo la acción de las cargas.

El aislamiento térmico de un mortero debería ser igual al del material unitario empleado. Por otra parte, este último es el que fija el límite de absorción de agua del mortero de la junta. A este efecto, la adición de coadyuvantes puede aportar una preciosa ayuda.

La consistencia y dosificación de un mortero deben permitir su fácil y cómoda puesta en obra y, por otra parte, debe presentar una retracción mínima. El mortero, compuesto de arena, un aglomerante y agua, debe estar realizado de acuerdo con las expresadas características.

La arena que entra en la composición de los morteros debe estar limpia, lavada, sin lodos ni impurezas orgánicas. Una buena arena debe "crujir" cuando se le aprieta con la mano. La granulometría de las arenas empleadas debe estudiarse cuidadosamente. La composición granulométrica indicada por las curvas clásicas ofrece excelentes resultados. En

general, el diámetro de los granos más gruesos del árido no debe exceder de la mitad de la dimensión de las juntas.

Se elegirá preferentemente una mezcla de tres partes, iguales en peso, de arenas calibradas de 0 a 0,5 mm, de 0,5 a 2 mm y de 2 a 5 mm.

Las arenas de granos redondeados proporcionan un mortero más fácil de trabajar que las arenas de

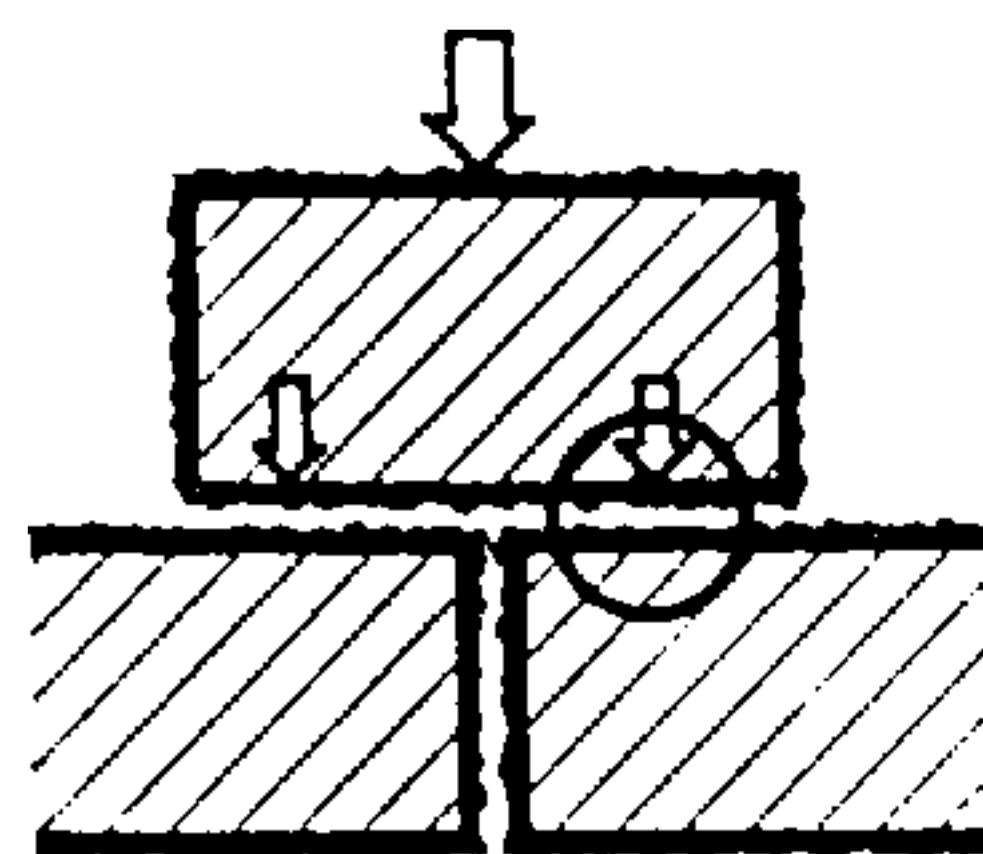


Fig. 439.

Transmisión de esfuerzos entre los elementos constitutivos



Fig. 440.

Las superficies en contacto, que nunca son rigurosamente planas, hacen que los esfuerzos se concentren en determinados puntos.

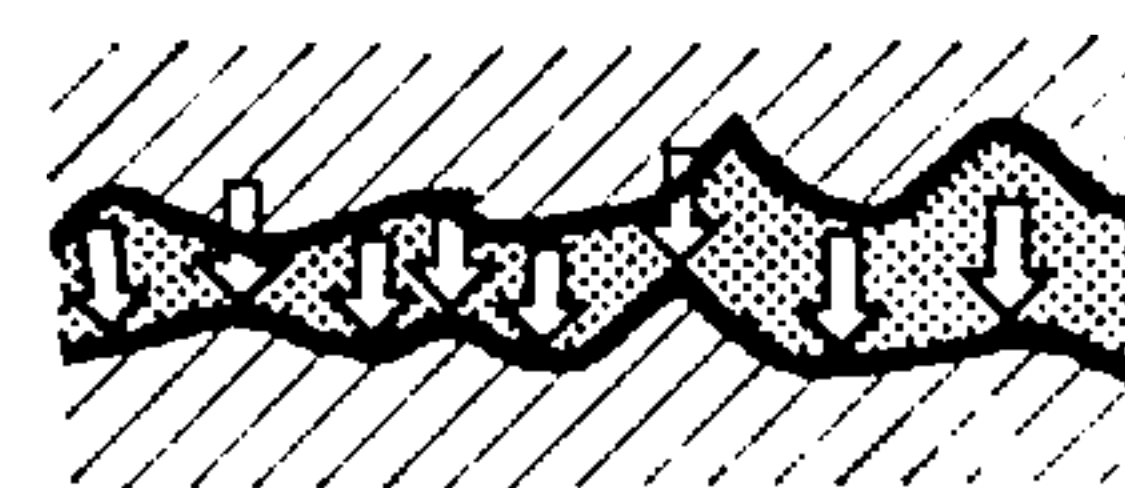


Fig. 441.

Los esfuerzos quedan repartidos por el mortero que constituye la junta.

machacadora. Las arenas que contienen materias solubles, blandas o carbonosas deben rechazarse.

Los aglomerantes empleados deben responder a las características mecánicas exigidas. El cemento Portland o cemento artificial ofrece una resistencia a la compresión muy elevada y posee excelentes cualidades hidráulicas. En cambio, con dosificaciones que limiten la retracción, se obtiene un mortero menos dócil y menos manejable que con la cal hidráulica. Esta última ofrece, sin embargo, cualidades mecánicas menos interesantes. La mezcla de aglomerantes (cemento y cal) reúne las cualidades de ambos, creando con ello un *mortero mixto*. El uso de la cal hidratada o cal grasa tiende a desaparecer a causa de la lentitud de su endurecimiento. Se dice que un mortero es *árido* cuando es reducida su dosis de aglomerante, y *graso* en caso contrario.

La dosificación de los morteros se efectúa a menudo en unidades de volumen cuando se realiza a pie de obra.

Las dosificaciones empleadas corrientemente son las que se indican en la Tabla 27.

Los valores admitidos en esta tabla fueron determinados en función de los valores siguientes:

Peso por litro:

de cemento = 1,25 kg/l

de cal = 0,90 kg/l

de arena = 1,45 kg/l, calculado con un 3 % de humedad.

La dosificación del mortero debe adaptarse a la clase de trabajo que haya que efectuar. Los morteros demasiado grasos tienen tendencia a resquebrajarse

Tabla 27. — Composición de los morteros.

Naturaleza del mortero	Dosificación en kg		Arena seca en kg	Dosificación en volumen hecha a pie de obra		
	Cemento	Cal hidráulica		Cemento	Cal hidráulica	Arena
A. De cemento	300		1 610	1		5
	350		1 580	1		4
	400		1 550	1		3,5
	450		1 520	1		3
B. Mixto		200	1 600	1	2,5	12
	100	150	1 600	1	1,5	9
	150	250	1 520	1	2	8
	150					
C. De cal hidráulica		300	1 625	1		3,25
		350	1 570	1		3
		400	1 510	1		2,25
		450	1 450	1		2

a consecuencia de la retracción de los aglomerantes. Los morteros demasiado áridos ofrecen escasa cohesión, se disgregan fácilmente y, por otra parte, son difíciles de trabajar por su escasa docilidad. El aumento de dosificación o el empleo de arenas finas y fangosas implica aumento de la retracción. La adición de ciertos anticongelantes acentúa todavía más ese defecto. Se calcula que por metro lineal, la retracción puede alcanzar de 3 a 5 décimas de milímetro. No debe aplicarse nunca una capa de mortero graso sobre una capa árida, si se quiere evitar los peligros de un desprendimiento.

El agua de amasado de los morteros debe estar limpia, sin impurezas (agua potable) ni productos nocivos para los aglomerantes. El agua de mar, el agua muy pura y la que contiene materias químicas u orgánicas deben excluirse de la preparación de morteros. La cantidad de agua que hay que incorporar a la mezcla de aglomerante y arena depende de la humedad natural contenida en la arena. La resistencia máxima del mortero se obtiene con una pequeña cantidad de agua; el mortero no debe quedar nunca anegado.

7. OBRA DE HORMIGÓN

El hormigón, resultante de la mezcla, en proporciones bien definidas, de arena, grava, cemento, agua y, a veces, materias de adición, constituye un material que ofrece excelentes características para resistir a la compresión. Su densidad de 2,4 le confiere también unas buenas condiciones de aislamiento acústico. En cambio, dada su densidad, el hormigón no ofrece más que un mediocre aislamiento térmico. La adición de ciertos coadyuvantes, *hidrófugos*, proporciona al hormigón buenas condiciones de impermeabilidad.

Por eso el empleo del hormigón se limita a obras sometidas a fuertes solicitaciones, así como a las que sufren el influjo de una gran humedad.

El hormigón es adecuado para la ejecución de paredes de edificios situados en planta baja, en con-

tacto con tierra y para la construcción de muros de contención. Cuando se emplea en paredes que sobresalen del suelo implica la colocación de aislantes o de paredes dobles.

La realización de una obra de hormigón comprende dos partes principales: el encofrado y el hormigonado.

7.1. ENCOFRADO

La operación del encofrado es la que requiere generalmente más tiempo. El hormigón exige una instalación de fabricación cuya importancia está determinada por el volumen que hay que poner en obra, por una parte, y por los plazos prescritos, por otra.

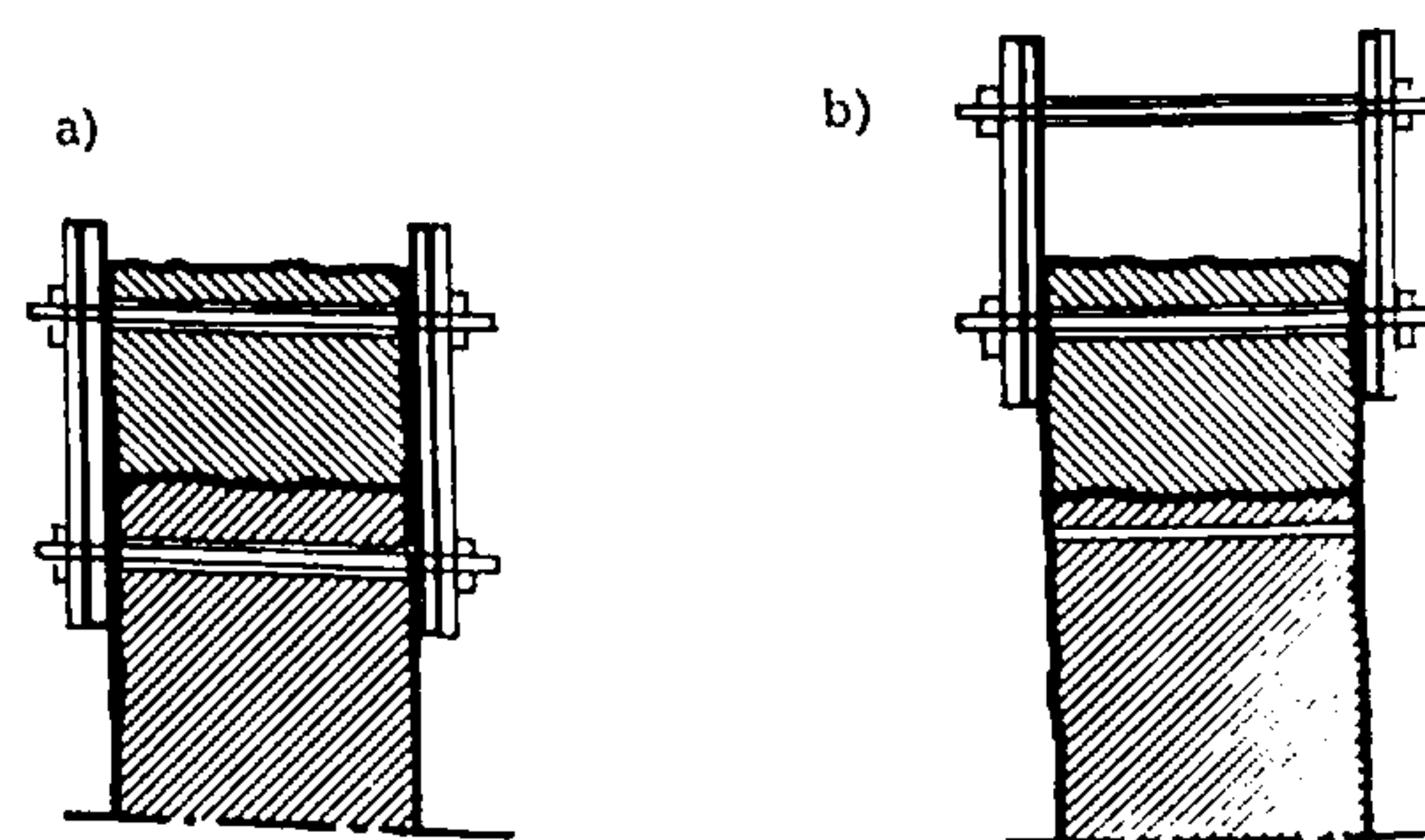


Fig. 442.

El hormigón con encofrado lateral se realiza mediante desplazamientos sucesivos de los dos tableros del encofrado.

a) Primera fase.

b) Segunda fase.

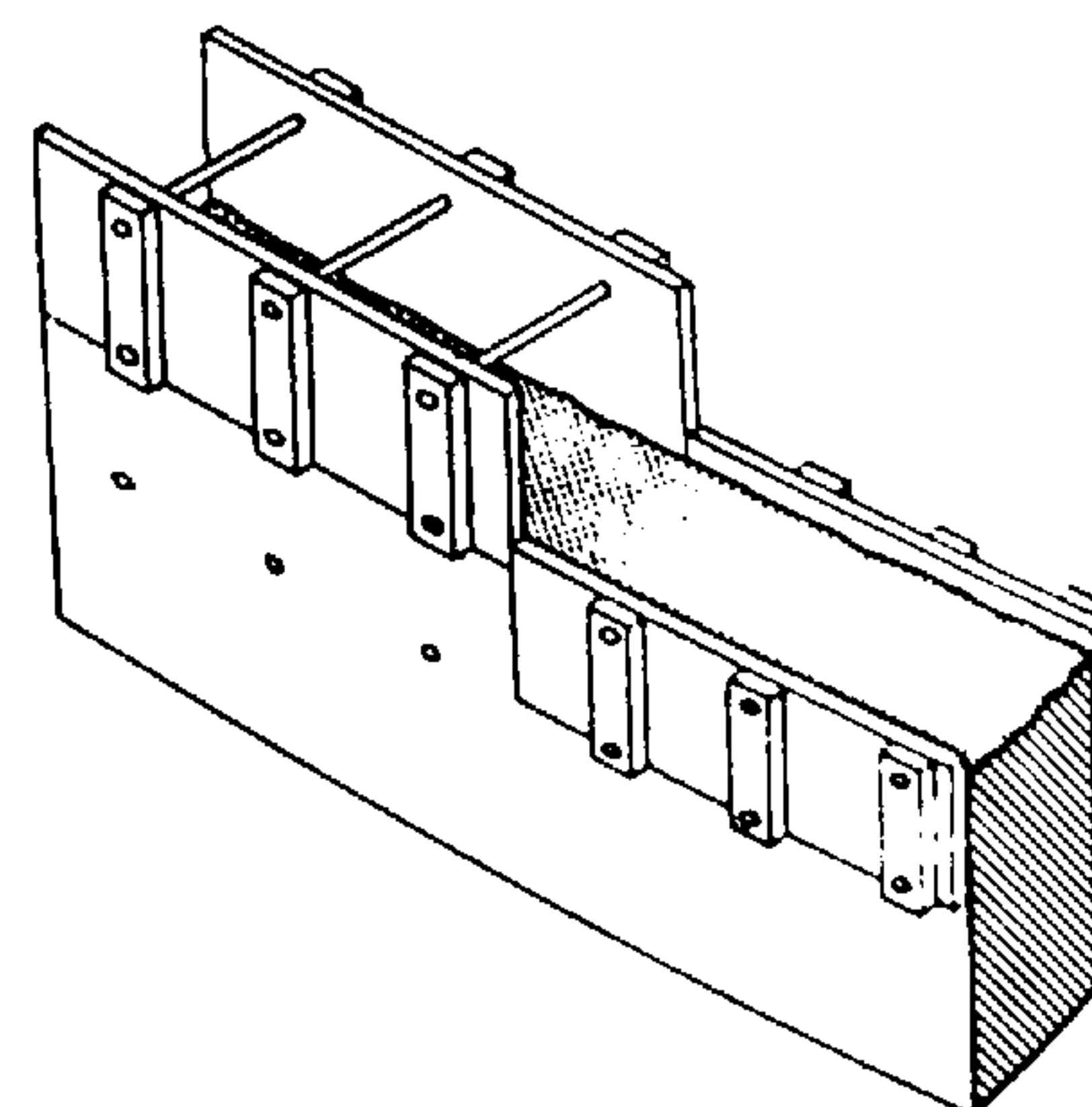


Fig. 443.

Vista en perspectiva de una pared de hormigón encofrado lateralmente, en curso de construcción

Para lograr una ejecución más rápida se puedeemplazar el encofrado por tableros longitudinales paralelos de madera o de metal que vienen a ser como elementos o unidades de encofrado que se mantienen, con pernos o estribos, separados a una distancia igual al grueso de la pared. Estos tableros o paneles se van desplazando a medida que avanza la obra. Alternando la fijación de los pernos sobre esos tableros de encofrado lateral se facilita la marcación de las posiciones sucesivas y su enlace, como

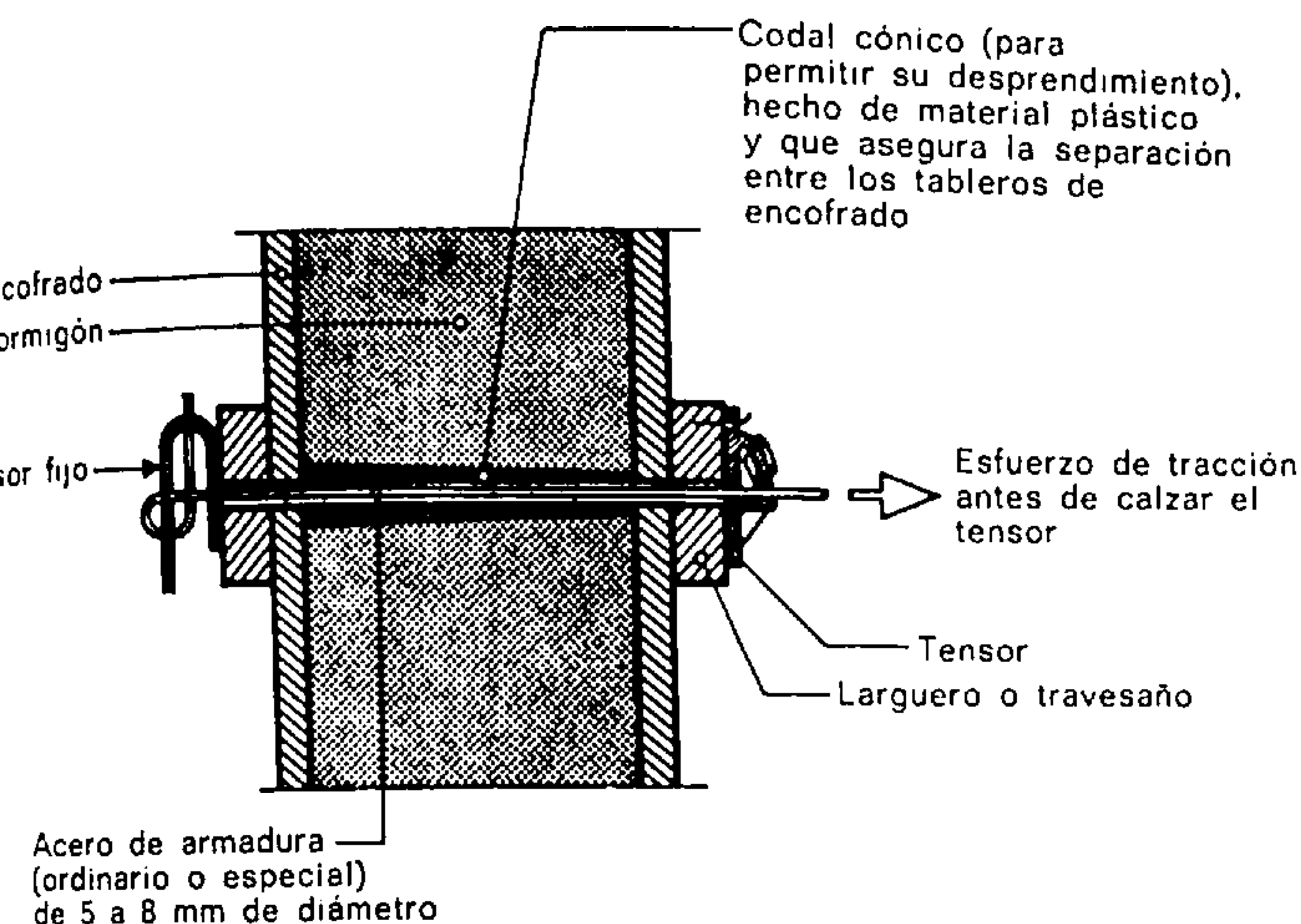


Fig. 444.

Corte de una pared de hormigón

Puede mantenerse la separación entre los paneles del encofrado por medio de codales concebidos especialmente y mediante tensores que ligan una barra de acero de armadura.

indica la fig. 442. Este método de realización, que permite constituir mamposterías encofradas, se ejecuta generalmente con tapia (tierra que contiene aproximadamente un 20 % de arcilla), amasada y puesta en obra por medio de un apisonado. Esta clase de obra ofrece débiles resistencias mecánicas.

En las obras de hormigón, el encofrado comprende los elementos necesarios para el moldeo del hormigón así como también los que aseguran la estabilidad, el arriostramiento y el apuntalado de la obra provisional.

La presión ejercida por el hormigón fresco contra las paredes del encofrado puede compararse con la presión hidrostática que produciría un líquido de densidad 2,4. Esta presión, sin embargo, queda algo reducida por la influencia de los rozamientos internos y por los que se producen entre el encofrado y el hormigón. Sufre, pues, el efecto de la consistencia de los hormigones y del espesor de la pared, en lo relativo a los rozamientos. Esta hipótesis se justifica para los hormigones de consistencia blanda y para el hormigón vibrado cuando la anchura o grueso de la pared excede de 15 cm. El fraguado del hormigón y su endurecimiento progresivo traen consigo además una disminución de dicha presión. El valor del empuje queda reducido cuando se emplea hormigón con consistencia de "tierra húmeda" y cuando la anchura de la pared no llega a 15 cm.

La presión ejercida contra las paredes del encofrado por el hormigón fresco depende, pues, de la

consistencia del hormigón empleado, de la rapidez de la puesta en obra y del tiempo necesario para que se realice el fraguado. Lo mismo que ocurre con el empuje hidrostático, ese valor no depende de la masa, sino únicamente de la altura de hormigón fresco. La Tabla siguiente indica el valor de las presiones unitarias para tres consistencias del hormigón, en función de la anchura considerada:

Tabla 28. — Presiones del hormigón contra las paredes del encofrado.

Altura considerada = altura de hormigón fresco en el encofrado	Presión unitaria contra las paredes del encofrado, en T/m², en función de la consistencia de los hormigones		
	tierra húmeda (apisonado)	blanda (plástico)	fluida (u hormigón vibrado)
1 m	1,8	2,1	2,4
2 m	3,6	4,2	4,8
3 m	5,4	6,3	7,2
4 m	7,2	8,4	9,6
5 m	9,0	10,5	12,0

El encofrado de las paredes o elementos verticales debe estar concebido en función de esos empujes. Por otra parte, al establecer un encofrado es necesario tener en cuenta las vibraciones que, transmitidas por las máquinas que se utilizan en la puesta en obra del hormigón, pueden provocar deformaciones enojosas. El encofrado estará constituido en tal forma que resulte cómodo el desencofrado. Siempre que sea posible, es preciso evitar las aristas vivas que se desportillan al desencofrar.

El molde, está constituido en general por tablas de 25 a 30 mm de grueso sostenidas por tensores y travesaños de mayor sección. Alambres de tensado

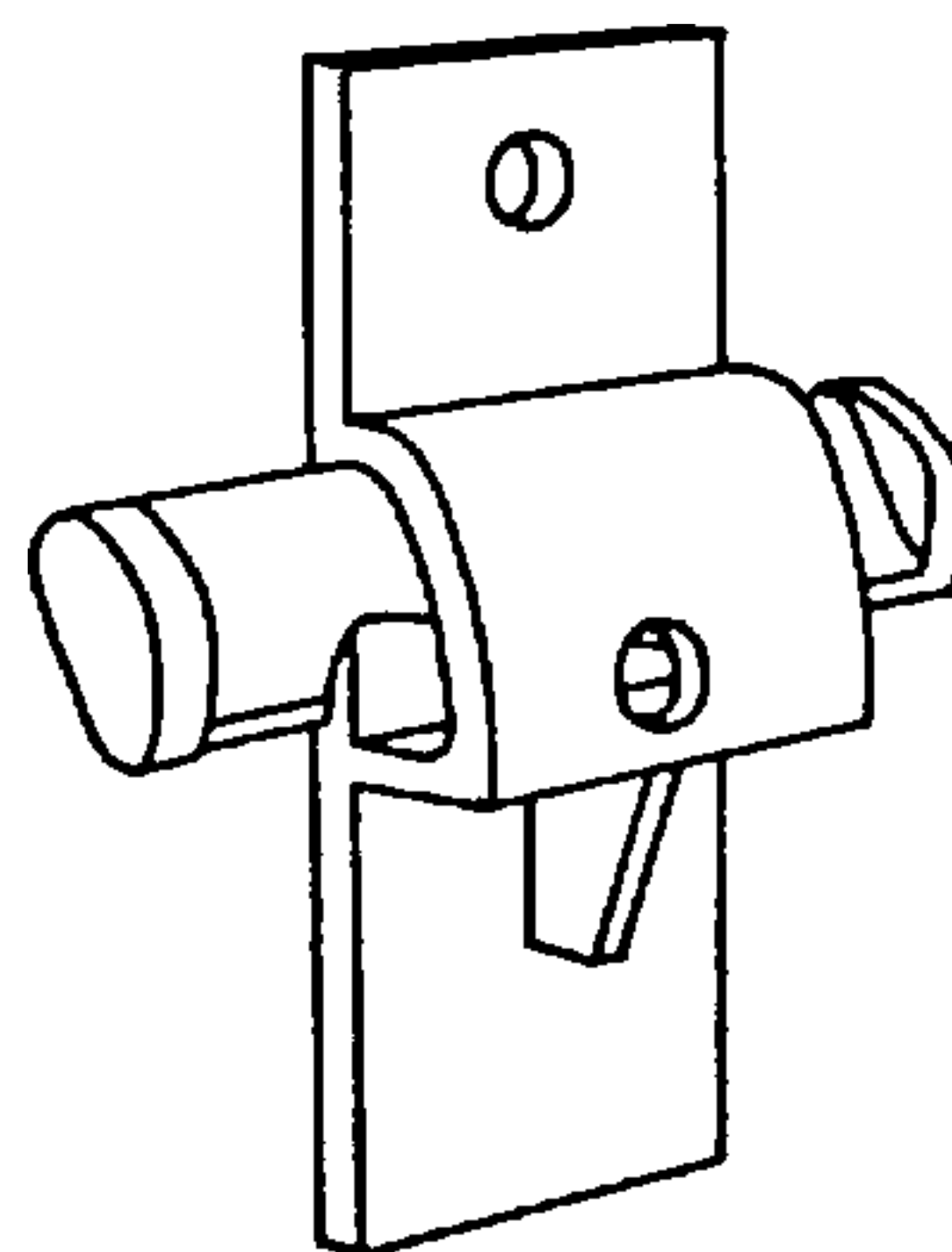


Fig. 445.

Forma del tensor "Areto"

dispuestos a cada 80 ó 90 cm aseguran el enlace de los tableros. El grueso de esos alambres es de unos 4 mm y la sollicitación por tracción que soportan es de unos 40 kg/mm². La fig. 446 representa el encofrado de una pared; se expresa su terminología así como algunas de sus dimensiones características.

7.2. HORMIGONADO

El hormigón utilizado debe ser de buena calidad y preparado de manera que ofrezca el máximo de ga-

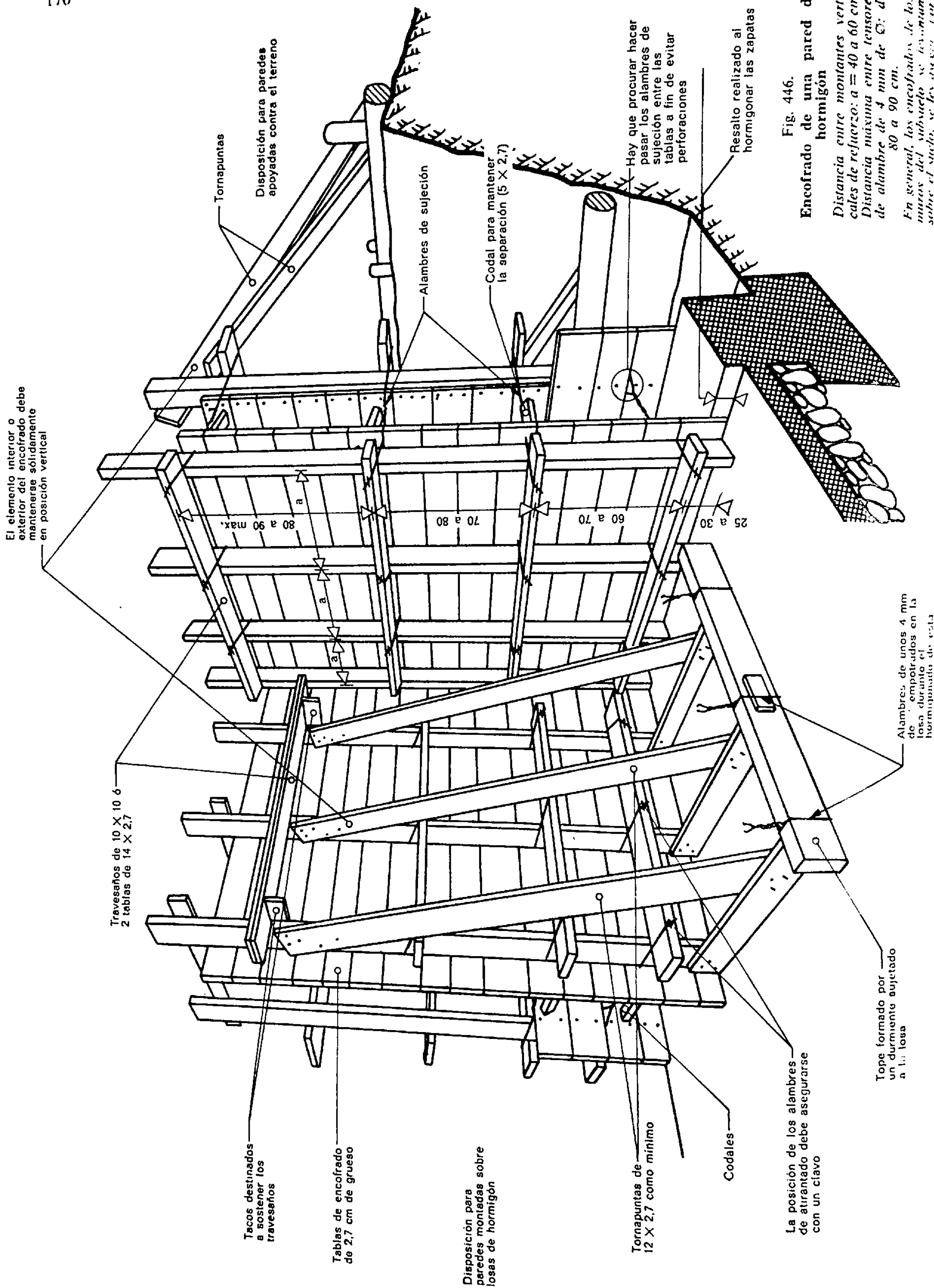


Fig. 446.

Encofrado de una pared de hormigón

Distancia entre montantes verticales de refuerzo: $a = 40$ a 60 cm.
Distancia máxima entre tensores de alambre de 4 mm de ϕ : de 80 a 90 cm.

En general, los encofrados de los muros del subsuelo se levantan sobre el suelo; se les sujeta por medio de tirantes horizontales.

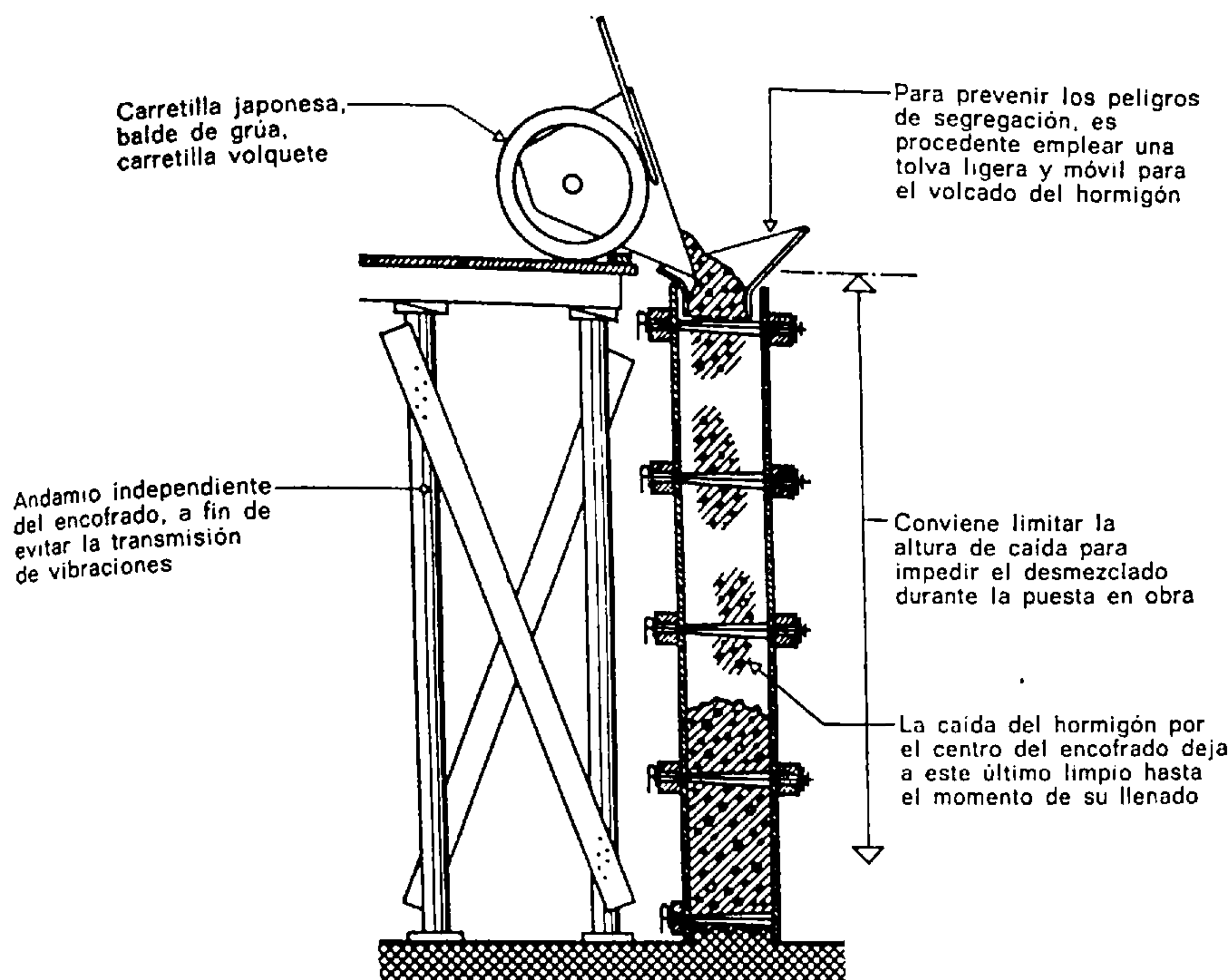


Fig. 447.

Hormigonado de paredes

La puesta en obra del hormigón en las paredes estrechas y hondas implica ciertas precauciones para lograr una obra de buena calidad.

rantías de solidez y longevidad. A tal efecto, conviene recordar algunas reglas esenciales:

1. La resistencia de un hormigón es inversamente proporcional a la cantidad de agua de amasado empleada en su fabricación. Una reducción de la cantidad de agua de amasado trae consigo un aumento de la resistencia.
2. Un buen hormigón no debe contener más de 25 litros de agua por saco de cemento (de 50 kg) empleado. En esta cantidad va incluida la humedad natural del árido.
3. La granulometría debe comprender poca arena. Las proporciones admisibles están indicadas por medio de las curvas ideales (véase el Cap. XVII: *Hormigón armado*).
4. El cemento, tan fresco como sea posible y conservado en sitio seco, debe incorporarse a la mezcla de acuerdo con la dosificación prescrita. Para las paredes se preceptúan en general 250 kg de cemento Portland por metro cúbico puesto en obra.
5. Los coadyuvantes empleados deben ser de buena calidad y presentar efectos compatibles con las del aglomerante utilizado. En el caso del hormigón armado deben, además, ofrecer toda clase de garantías contra la corrosión de las armaduras.
6. El amasado debe durar por lo menos 60 segundos, en las hormigoneras de eje horizontal.
7. Los residuos de madera y otras sustancias deben eliminarse de los encofrados; estos últimos deben rociarse abundantemente antes de la puesta en obra del hormigón. Esta precaución evita la desecación demasiado rápida de la superficie, la cual traería consigo una importante retracción.
8. Deben tomarse precauciones de otras clases para evitar la segregación de los componentes. La altura de caída debe reducirse a un máximo de 2,50 m.

7.3. ARMADURAS

Cuando los esfuerzos transmitidos en la obra de fábrica engendran solicitaciones por tracción, es posible disponer barreras de acero a modo de armaduras, antes de hormigonar, destinadas a absorber dichos efectos. En este caso, y para asegurar una protección suficiente de la armadura, la dosificación del hormigón debe elevarse hasta 300 kg de cemen-

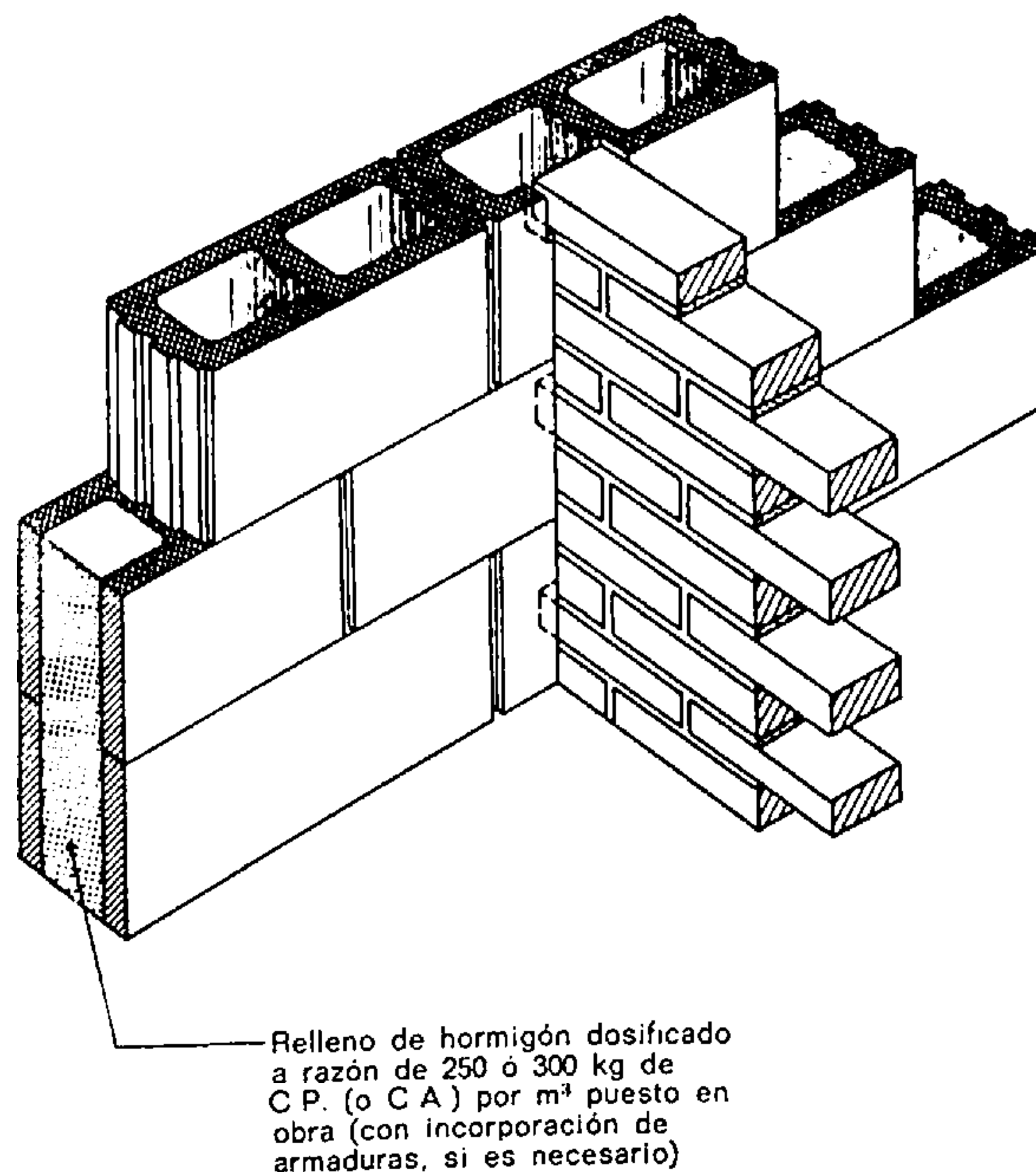


Fig. 448.

Paredes de aglomerados ligeros

Los bloques de Durisol permiten obtener económicamente un excelente coeficiente de aislamiento térmico, aun conservando una fuerte resistencia a la compresión. El enlace de un tabique o pared divisoria se obtiene por medio de la penetración de algunos elementos en el aglomerado.

to Portland por metro cúbico de hormigón puesto en obra.

7.4. TRATAMIENTO DE LOS HORMIGONES

A fin de obtener obras que ofrezcan excelentes cualidades definitivas, conviene aplicar un tratamiento adecuado que consiste en proteger los hormigones tiernos contra una desecación demasiado rápida. Por medio de un rociado con agua se mantendrá una humedad constante desde el principio del endurecimiento y durante algunas semanas. Evitando así-

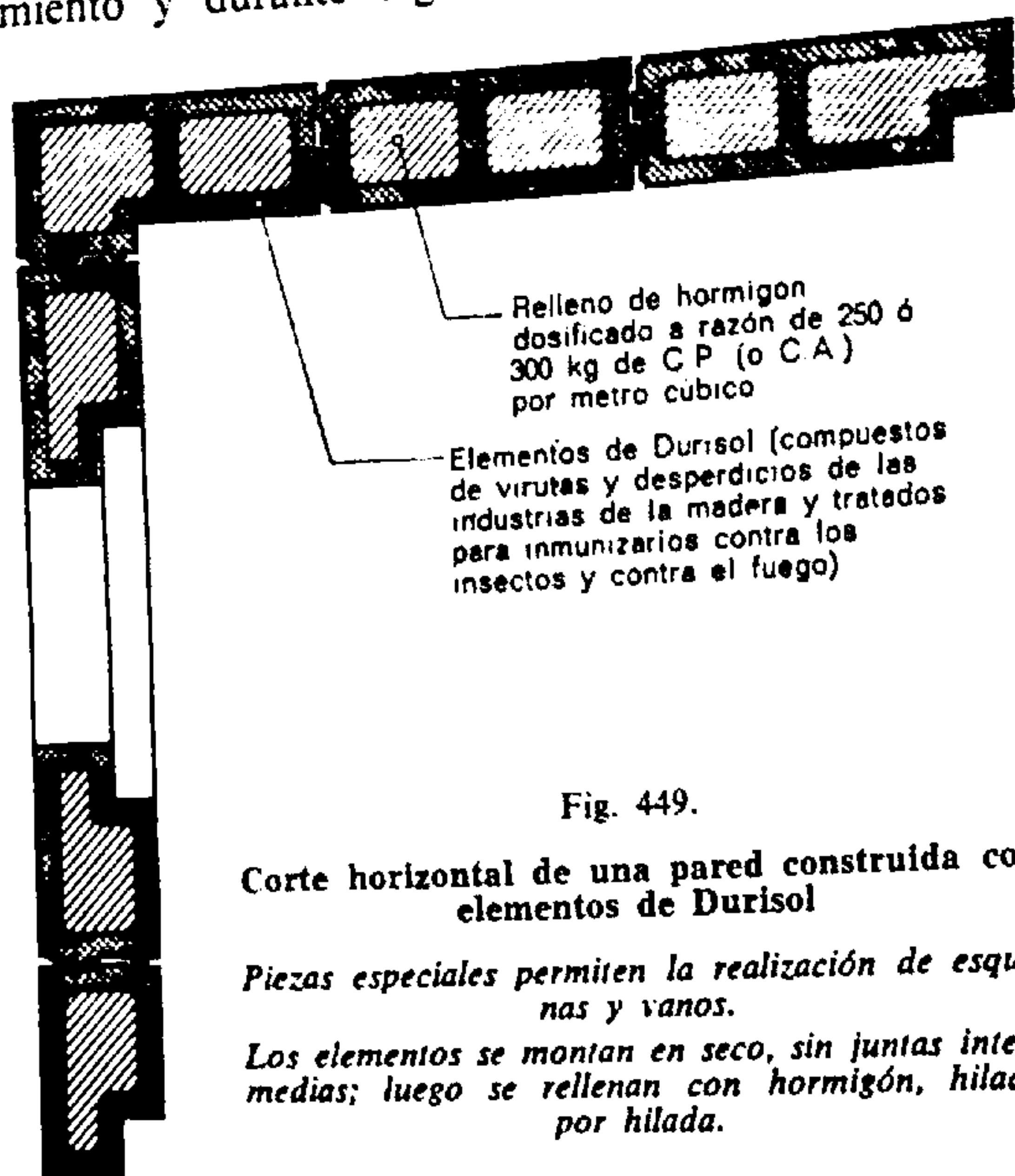


Fig. 449.

Corte horizontal de una pared construida con elementos de Durisol

Piezas especiales permiten la realización de esquinas y vanos.

Los elementos se montan en seco, sin juntas intermedias; luego se rellenan con hormigón, hilado por hilada.

mismo las bruscas variaciones de temperatura, se disminuirá el efecto de la retracción y del agrietamiento, con una mejora de la impermeabilidad y la resistencia.

7.5. ENCOFRADO DE ELEMENTOS AGLOMERADOS

Existen en el mercado aglomerados destinados a reemplazar el encofrado en las obras de hormigón. Con el empleo de dichos elementos unitarios se obtiene una ganancia de tiempo preciosa así como una mejora sensible del aislamiento.

Existen aglomerados de este género en diversas composiciones, entre las cuales destaca la del tipo "Durisol", expresamente estudiada para la realización de paredes elevadas por encima del suelo. Se fabrican piezas para la ejecución de los vanos, que comprenden cejas y marcos para puertas y ventanas así como las piezas para las esquinas.

La ventaja de este material reside en el buen aislamiento térmico que proporciona junto con las excelentes características mecánicas y acústicas del hormigón de relleno. Por otra parte, posibilita la supresión de los puentes térmicos en las juntas.

La realización de una obra de esa clase comprende la colocación en seco de los elementos unitarios

y luego el relleno *lecho por lecho* de hormigón plástico dosificado a razón de 250 kg (o de 300 kg) de cemento Portland por metro cúbico de hormigón puesto en obra. La superposición no debe estorbar la realización de pilares ininterrumpidos que, si es preciso, pueden recibir una ligera armadura. Utilizados en la construcción de inmuebles, estos elementos, de un espesor de 25 cm, permiten la realización sin armazón de estructuras de 8 o más pisos.

Hechos con hormigón ordinario, se han empleado satisfactoriamente los aglomerados de forma "H" en la construcción de paredes de contención y de piscinas. Para tales realizaciones, los paramentos deben recubrirse con un enlucido perfectamente impermeable. Con objeto de disminuir los peligros de agrietamiento es recomendable en estos casos incorporar entre cada par de elementos una armadura ligera (fig. 450).

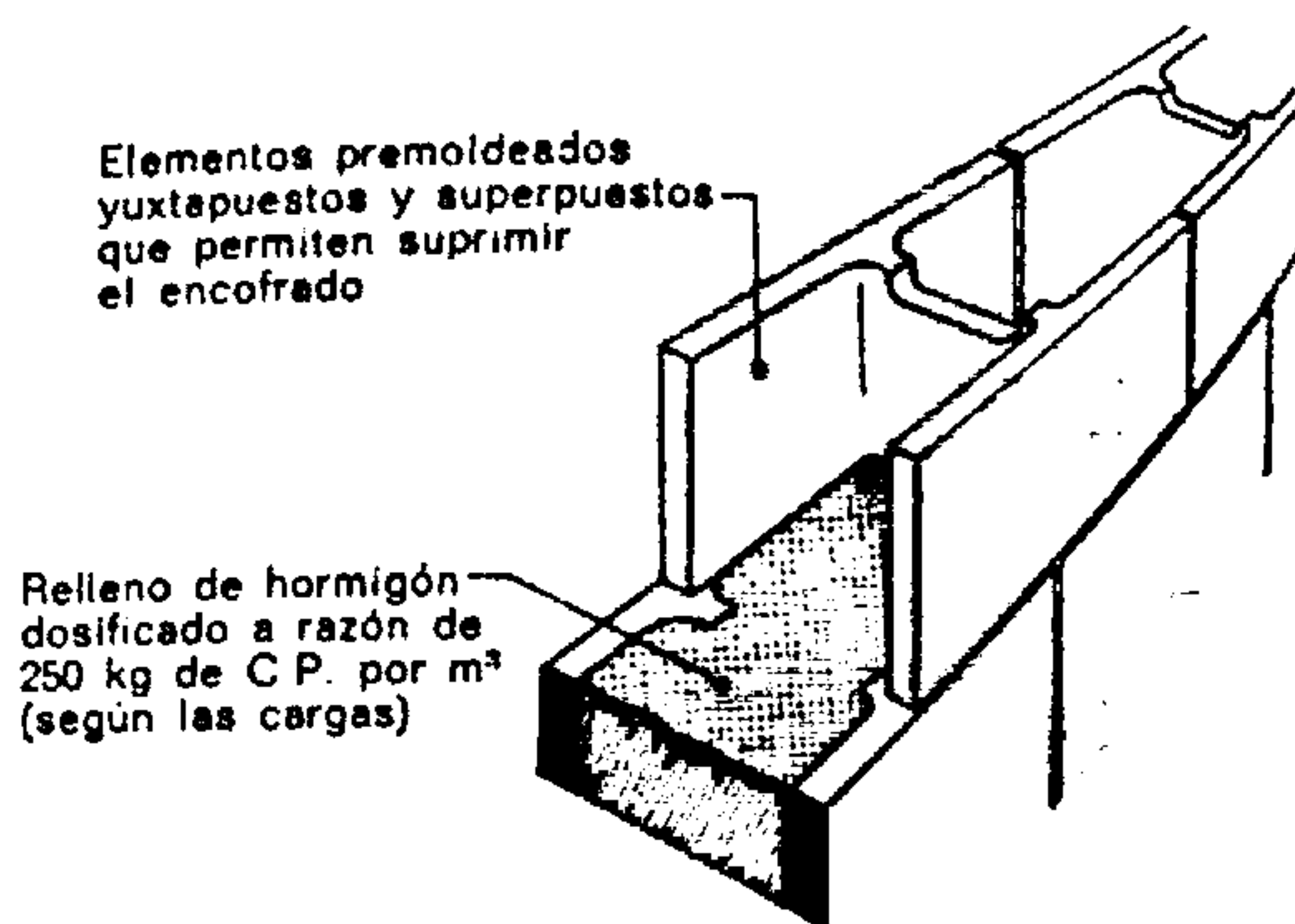


Fig. 450.

Elementos unitarios que reemplazan los encofrados de las paredes de hormigón

8. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS Y EJECUCIÓN DE LAS OBRAS DE FÁBRICA

El espesor que debe darse a las paredes está condicionado por las cargas que han de soportar y por el material empleado en la realización. Las cargas verticales debidas al peso propio, a los elementos soportados, a los envigados, a las fuerzas del viento, etc., deben tenerse en cuenta en la elección de las características.

Por regla general, el espesor de una pared no debe ser inferior a 1/12 de su altura. Su espesor está de ordinario, comprendido entre 1/8 y 1/10 siempre y cuando el material permita esa realización (véase el párrafo 1. *Espesores mínimos*).

Si se trata de paredes aisladas de gran longitud es preciso que de trecho en trecho se disponga la construcción de un contrafuerte para asegurar su estabilidad.

La resistencia de una obra de fábrica a la compresión depende del material empleado en su realización, de la calidad de las juntas de mortero y del tratamiento aplicado en los primeros días que siguen a su ejecución.

En términos generales se pueden admitir los valores de compresión siguientes, en kg/cm²:

Tabla 29. — Compresión admisible sobre las obras de fábrica

Naturaleza de la obra de fábrica	Compresión admisible en kg/cm ² Naturaleza del mortero de unión	
	Cemento	Cal
Mampuestos de piedra natural, en bruto	6 a 22	2 a 9
Sillería, dureza normal	15 a 50	—
Sillería, piedra muy blanda	5	—
Aglomerados perforados de hormigón	16	7
Hormigón dosificado a 150 kg de C.P. m ³	10	—
Hormigón dosificado a 200 kg de C.P. m ³	18	—
Hormigón dosificado a 250 kg de C.P. m ³	25	—
Ladrillos macizos	16	8
Ladrillos perforados	16	8
Ladrillos huecos	6	6

Estos valores no constituyen límites: son más bien solicitudes medias. Cuando se trata de construcciones recientes, en obras bien vigiladas y bajo el control de cálculos estáticos hechos por ingenieros, se llegan a alcanzar valores bien superiores; por ejemplo, una compresión de 38 kg/cm² sobre ladrillos perforados, en la construcción de inmuebles tipo torre; y en una construcción semejante hecha con hormigón colado entre aglomerados aislantes de 25 cm de espesor, se ha llegado a 45 kg/cm². Tales cifras sólo pueden admitirse a base de un control y comprobación llevados a cabo por ingenieros civiles.

A fin de obtener características técnicas interesantes es importante ceñirse a las reglas esenciales de la ejecución:

— El mortero, realizado según los principios enunciados en el párrafo 6, debe servirse en una artesa que se deja al alcance del albañil.

— Para limitar la retracción y el agrietamiento, que disminuirían sensiblemente la resistencia de las juntas, es necesario:

- 1) Mojar las piezas unitarias a fin de reducir su poder de absorción;
- 2) Limpiar y rociar la hilada de asiento antes de ex-

tender el mortero de la junta, a fin de asegurar un enlace perfecto;

- 3) Mantener una humedad constante, mediante un ligero rociado, sobre la obra recientemente colocada (durante 2 ó 3 días);
- 4) Proteger la obra contra las bruscas variaciones de temperatura. Una obra reciente debe preservarse del sol directo, de las heladas y de la lluvia, por medio de sacos, lonas o paja.

8.1. EJECUCIÓN DE LA OBRA EN TIEMPO DE HELADAS

Si las temperaturas exteriores no descienden por debajo de los — 5° C, es posible, mediante ciertas precauciones, realizar obras de fábrica. Esas precauciones pueden enunciarse como sigue:

- a) Proscribir el empleo de arena helada o que contenga bloques formados por congelación. El aglomerante, preferentemente cemento, no debe estar helado. El agua del amasado debe estar preparada; por precaución, puede además emplearse agua caliente.
- b) Utilizar un anticongelante agregando 0,5 kg de sosa por 100 litros de agua y por grado bajo cero.

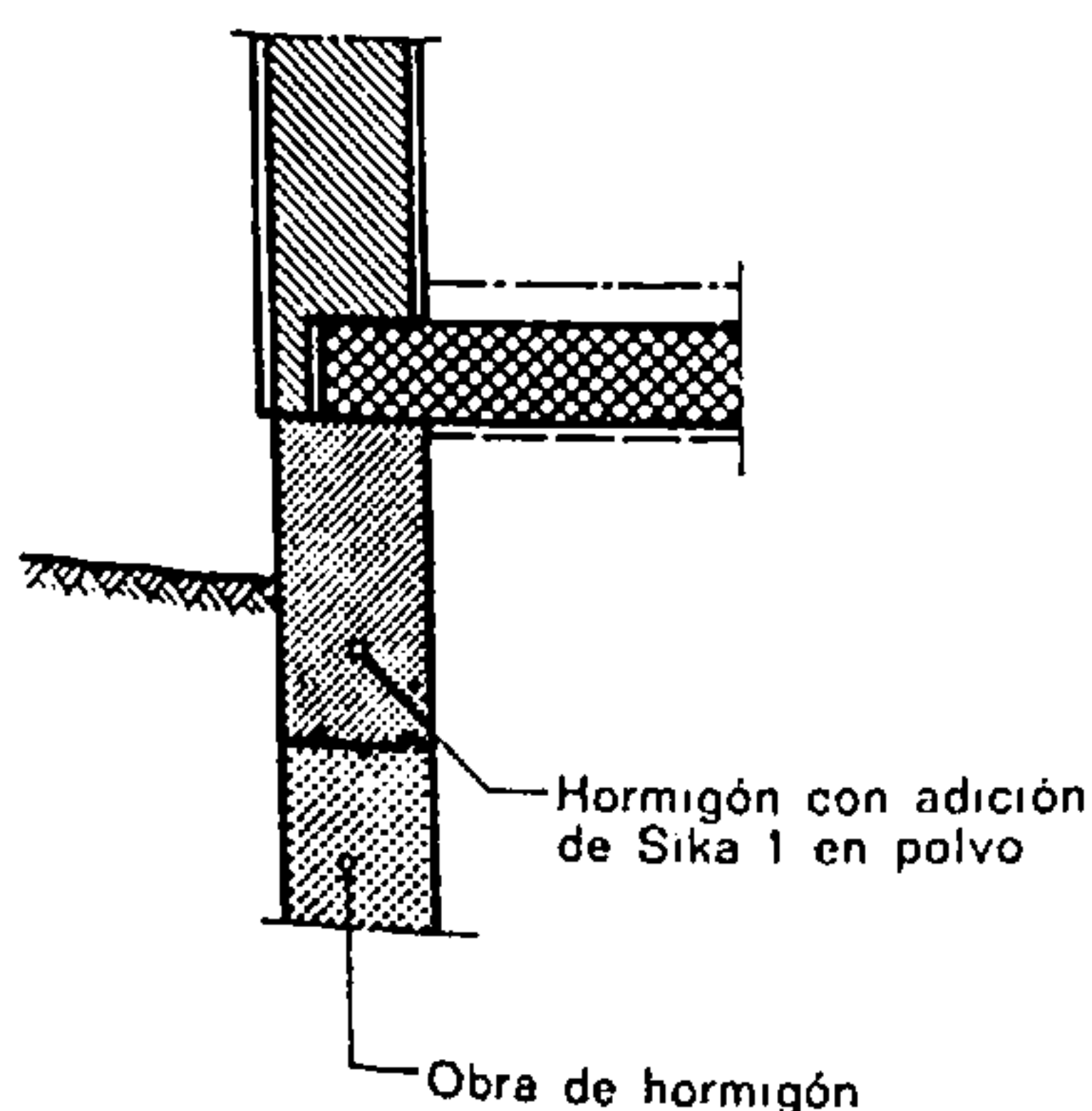


Fig. 451.

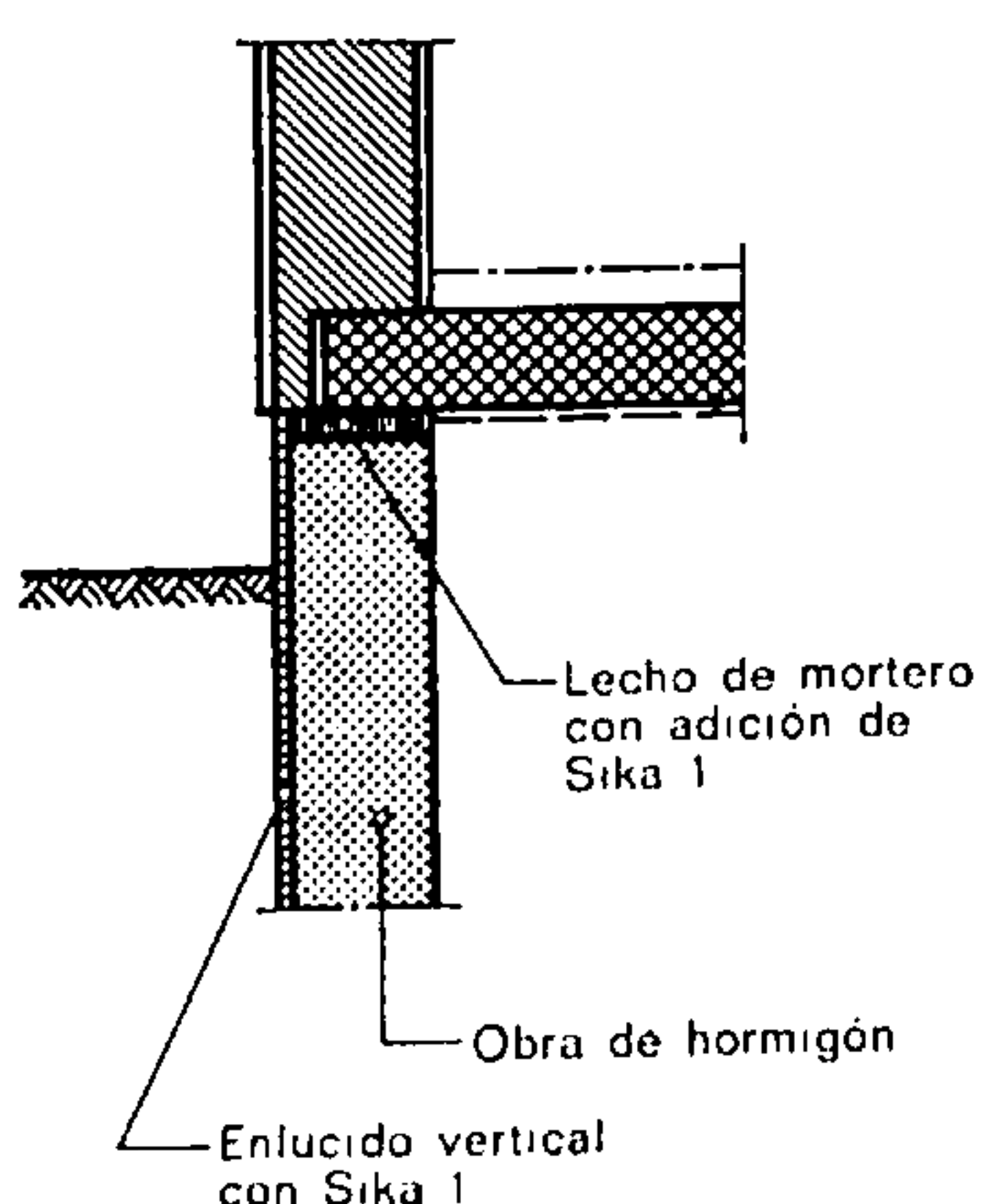


Fig. 452.

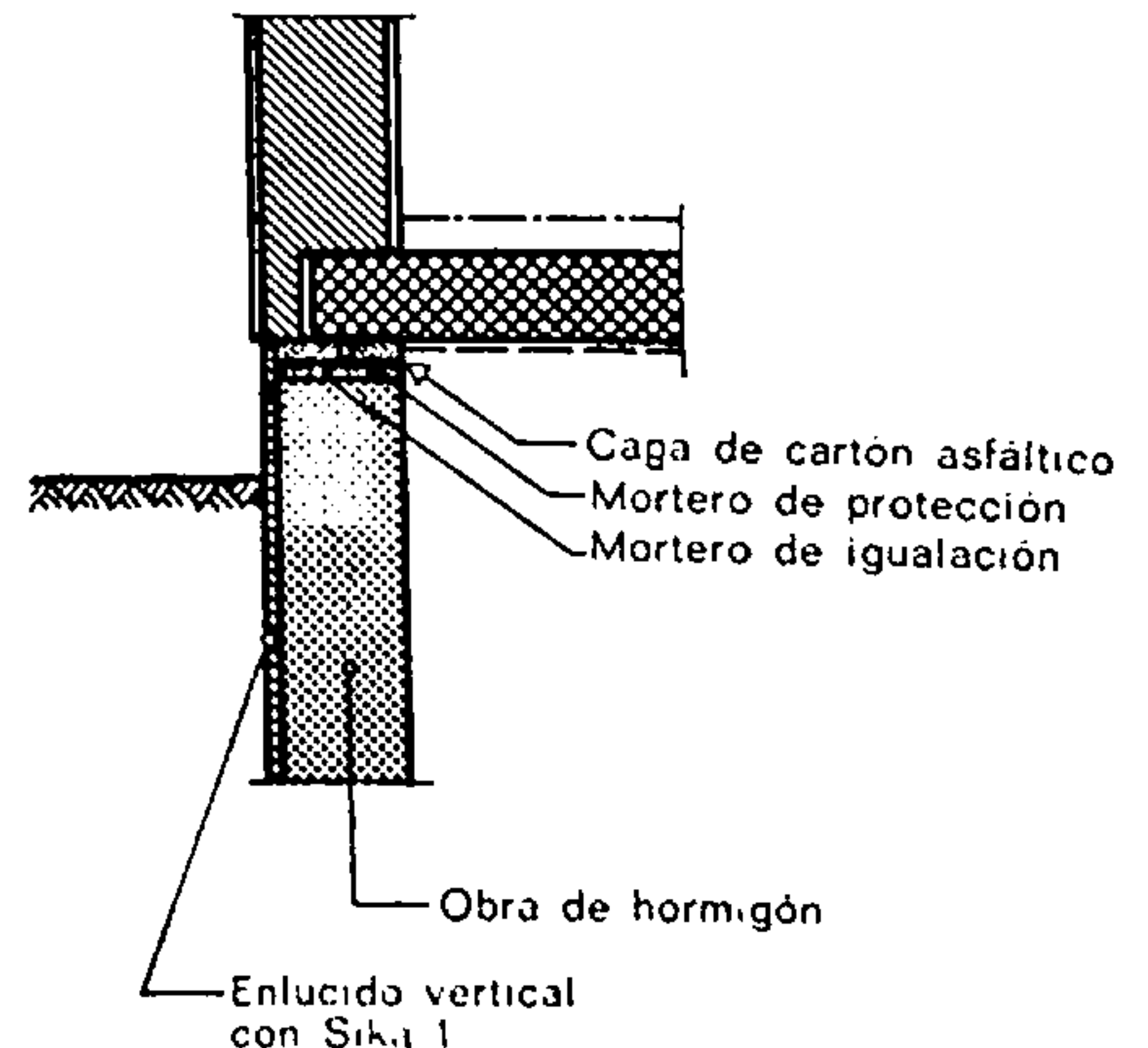


Fig. 453.

Impermeabilidad obtenida por una buena hilada de hormigón hidrofugado

Impermeabilidad obtenida por medio de un lecho de mortero hidrofugado

Impermeabilidad obtenida por medio de la interposición de un cartón asfáltico

N. B. El aislamiento eficaz de las paredes contra las humedades ascendentes puede lograrse por medio de cortes horizontales de intercepción practicados en las paredes a su salida del terreno (Ref. catálogo Sika.)

Tabla 30. — Volúmenes de los materiales utilizados para la construcción de paredes de piedra.

	1 paramento visible	Paredes con 2 paramentos visibles					Reves-timiento
Espesor de la mampostería, en cm	0,50	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,25
Volumen de piedra empleada, en m³	1,250	1,350	1,300	1,200	1,050	1,000	1,450
Volumen de mortero utilizado, en m³	0,300	0,350	0,350	0,330	0,300	0,300	0,300

Ejemplo: Para — 5° C, emplear 2,5 kg de sosa por cada 100 l de agua.

El cloruro cálcico mezclado con el agua a razón del 2 % del peso de cemento, o sea 1 kg por saco de cemento para una temperatura de — 5° C, proporciona también un efecto anticongelante. El cloruro cálcico actúa como acelerador del fraguado, cualquiera que sea la temperatura.

Estos dos últimos métodos no son compatibles con el empleo de armaduras de acero (a causa del peligro de oxidación).

8.2. REJUNTADO

Para evitar la penetración del agua en la obra de fábrica, deben rellenarse las juntas del paramento con un mortero graso (dosificado a razón de 450 kg de cemento Portland o 600 kg de cal). Se denomina *rejuntado* la operación que consiste en vaciar hasta unos 20 ó 30 mm las juntas de colocación (por medio de un cincel o un buril) para volverlas a rellenar una vez mojadas y limpias.

Las juntas huecas (véase el párrafo 2.4) apretadas fuertemente con un hierro, a fin de expulsar el agua del mortero, presentan mejores características que las juntas en relieve o enrasadas, que corren el riesgo de deteriorarse fácilmente.

El rejuntado puede hacerse con el mismo mor-

tero de colocación, si se hace conjuntamente con la edificación de la pared.

8.3. CANTIDAD DE MATERIALES PUESTOS EN OBRA EN DIVERSOS TIPOS DE FÁBRICA

Piedra natural:

Mampostería ordinaria o fábrica de mampuestos en bruto, de dimensiones normales, con juntas comprendidas en los valores enunciados en el párrafo 2.

La Tabla 30 indica el volumen de materiales que entran en la composición de un metro cúbico de esta mampostería.

Rejuntado después del vaciado o escarificación de las juntas y limpieza de los paramentos:

Juntas huecas: aproximadamente 0,010 m³ de mortero por metro cúbico de paramento.

Juntas salientes: aproximadamente 0,016 m³ de mortero por metro cúbico de paramento.

Todos estos valores vienen influenciados por la naturaleza y dimensiones generales de las piedras.

Sillería

Según las dimensiones del aparejo, la cantidad de mortero utilizado por metro cúbico de mampostería varía de 0,100 a 0,180 m³.

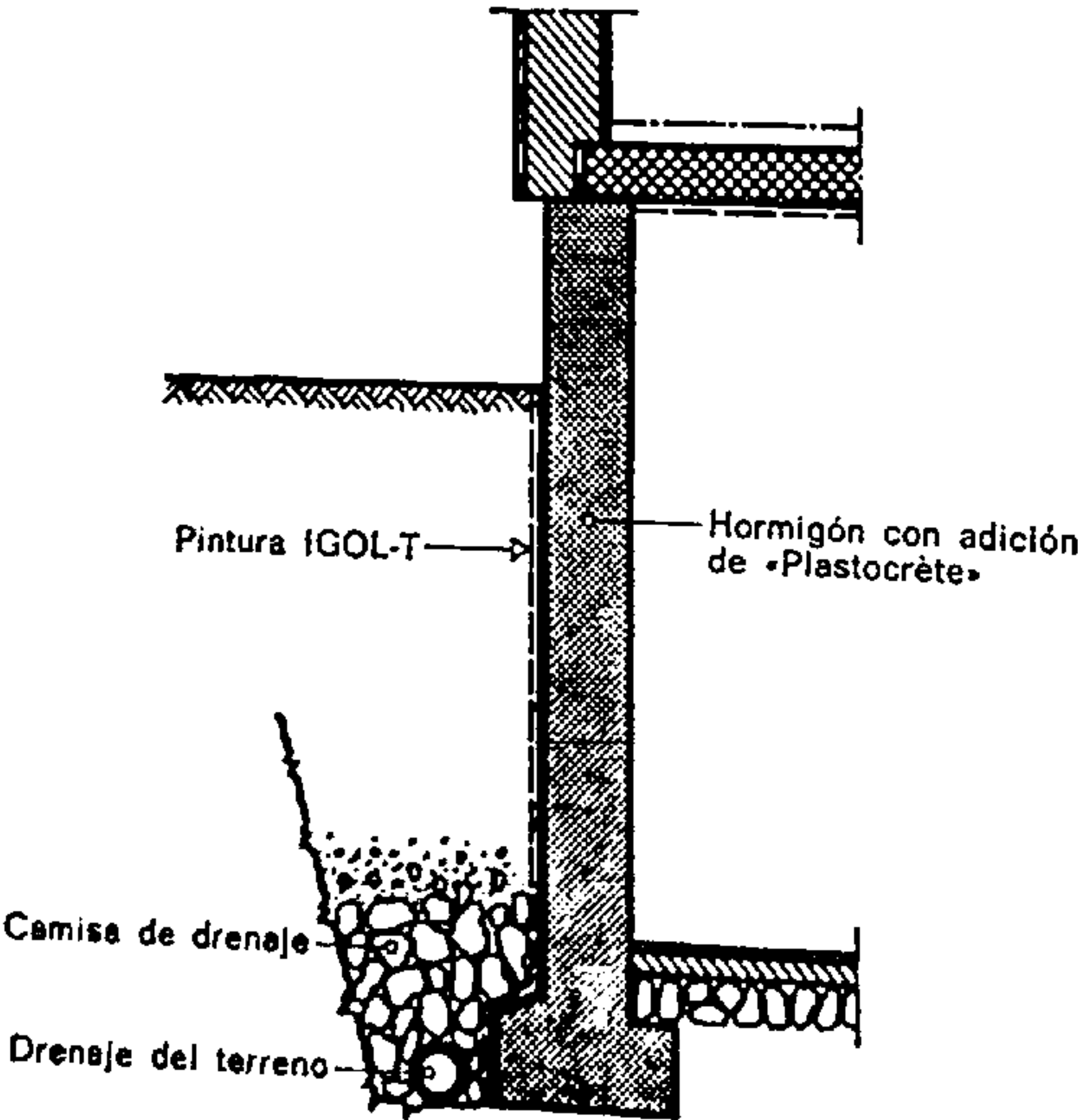


Fig. 454.

Impermeabilidad de una pared de sótanos, por medio de un hormigón hidrofugado, de un enlucido (facultativo) y de una pintura con Igol-T (Sika).

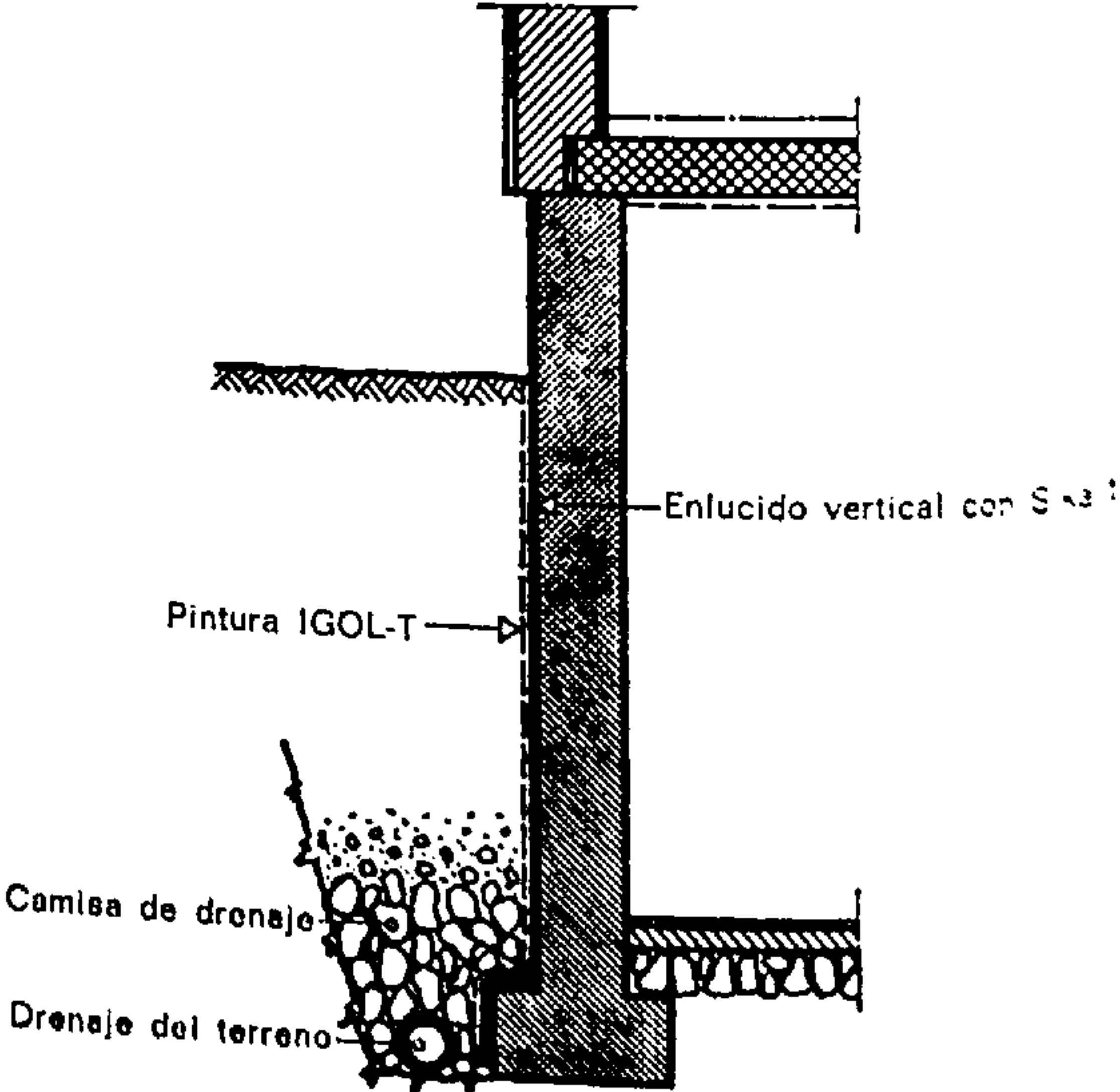


Fig. 455.

Impermeabilidad de una pared de sótanos, por medio de un enlucido hidrofugado aplicado contra el terreno (de hormigón normal) y pintura Igol-T (Sika).

Obra de fábrica de ladrillo

Ladrillo macizo o perforado, colocado en paramento; juntas de hiladas de 1,5 cm; juntas verticales de 1 cm.

Ladrillo de $25 \times 12 \times 6$

Esp. de la pared en cuestión, cm	25	12	6
Número de ladrillos, ap.	103	52	30
Cantidad de mortero, m ³	0,065	0,028	0,010

Ladrillo de $22 \times 10,5 \times 5,5$

Esp. de la pared en cuestión, cm	22	10,5	5,5
Número de ladrillos, ap.	127	64	38
Cantidad de mortero, m ³	0,062	0,026	0,010

Obra de fábrica de aglomerados

La diversidad de formatos existentes hace difícil la elaboración de una tabla de valores.

Peso por metro cuadrado de pared

El peso de las paredes acabadas puede obtenerse utilizando los pesos unitarios, dados en toneladas por metro cúbico en la Tabla siguiente:

Mampostería ordinaria	2,400 t/m ³
Sillería de 2,400 a 2,700	"
Obra de fábrica de ladrillo macizo o perforado	1,600 "
Íd. de ladrillo hueco	1,300 "
Íd. de aglomerados macizos	2,000 "
Íd. de aglomerados perforados	1,600 "
Íd. de hormigón sin armar	2,400 "
Íd. de hormigón con armadura	2,500 "
Enlucidos de cemento	2,000 "
Enlucidos de cal	1,700 "
Enlucidos de yeso	1,000 "

9. REVOQUES Y ENLUCIDOS

Un *revoque* es una capa de mortero aplicada contra los paramentos de una pared de mampostería ordinaria, de aglomerados, de ladrillos o de hormigón. El enlucido requiere además un repaso y un alisado de la superficie.

El enlucido o el revoque exterior de las mamposterías y obras de fábrica están destinados a proteger el interior de las paredes de la penetración de las aguas de lluvia empujadas por el viento. Por otra parte, deben permitir la evacuación de la humedad interior de la pared hacia la atmósfera exterior. Deben, además, ofrecer ciertas cualidades de estética exigidas por la construcción.

A fin de realizar una obra duradera, sólo se aplicará el revoque o el enlucido sobre el paramento de una pared que se halle en buen estado.

El enlucido se realiza generalmente por lanzamiento o proyección sucesiva de tres capas de mortero debidamente dosificado. La solidez de un enlucido depende, pues:

- 1) de su ligazón con la pared y
- 2) de su homogeneidad.

La adherencia de las capas de mortero debe ser objeto de una atención particular.

A tal efecto, el paramento del muro que hay que recubrir debe ser rugoso, limpio y sin polvo.

Para evitar una desecación demasiado rápida de la primera capa de enlucido, es necesario mojar bien el soporte antes de la aplicación del mortero.

Todos los restos de pintura o materias ajenas deben ser eliminados cuidadosamente mediante un enérgico cepillado con un cepillo metálico. Las eflorescencias se tratarán de la manera que se describe más adelante.

En las paredes de hormigón moldeado o encofrado la superficie debe picarse o abujardarse para que ofrezca suficiente rugosidad.

Para que el enlucido agarre bien sobre la mampostería ordinaria, las juntas de esta última deben estar escarificadas hasta una profundidad de 3 cm aproximadamente.

Un mortero a base de cemento no debe aplicarse nunca sobre un fondo que contenga cal, yeso o magnesia. El mortero de cal conviene para los fondos de cemento o de cal. Un enlucido de yeso podrá aplicarse indistintamente sobre cemento o sobre cal.

Cuando con los medios descritos no puede obtenerse la adherencia deseada, puede extenderse sobre el paramento de la pared una red metálica galvanizada e inoxidable que se fijará en diversos puntos por medio de clavos. Esa red, embebida en el mortero, se convierte en su armadura.

Cuanto más corto sea el tiempo que transcurra entre la proyección o lanzamiento de cada una de las capas, mejor será la adherencia. Para limitar la retracción y a fin de obtener una ligazón o enlace entre las distintas capas puede regarse abundantemente la obra antes de la aplicación de la nueva capa o bien practicar estrías con el filo de la paleta.

9.1. EFLORESCENCIAS

Se denominan *eflorescencias* unas manchas que parecen de moho y que salen en el paramento de las paredes o en los enlucidos.

Las eflorescencias provienen de la disolución de ciertas sales minerales que pueden estar contenidas en los materiales empleados o en el agua de amasado. El desplazamiento de la humedad durante la desecación y la evaporación provocan su aparición sobre el paramento de las paredes.

La más frecuente de tales eflorescencias es el *salitre*, producido por la presencia del amoníaco (frecuente en las cuadras). Los hidratos y los carbonatos de cal son producto respectivamente de los aglomerantes y de los áridos (arenas, gravas y otros materiales). Los anticongelantes provocan a veces la aparición de álcalis y de cloruro de calcio, en tanto que las aguas selenitosas desprenden sulfato de calcio.

El agua es el factor principal de las eflorescencias. Pueden prevenirse esos peligros siguiendo ciertas reglas:

- No debe aplicarse nunca un enlucido antes de que la obra esté completamente seca.
- Hay que aislar eficazmente las paredes de cimentación contra la humedad que sube del terreno.
- Al amasar el mortero de enlucido hay que emplear solamente la cantidad mínima de agua exigida para una correcta puesta en obra.

Cuando las eflorescencias aparecen, es necesario eliminarlas. Su naturaleza es la que determina el remedio que en cada caso hay que emplear:

- a) Las eflorescencias que presentan una capa blanca vidriosa provienen de la cal y se disuelven con una solución de ácido clorhídrico.
- b) Las eflorescencias que se manifiestan bajo la forma de un vello o pelusa están producidas por los álcalis y deben quitarse cepillándolas. No debe emplearse nunca el lavado con agua.

9.2. PRINCIPIO DE REALIZACIÓN DE LOS ENLUCIDOS

El Laboratorio Federal de Ensayos de Materiales, de Zurich (Suiza) (LFEM o EMPA, en alemán), basándose en ciertas investigaciones y ensayos, ha dado unas instrucciones referentes a la ejecución de enlucidos y revoques.

La aplicación de dichas instrucciones permite obtener la impermeabilidad conveniente para la protección de la obra. Esta cualidad depende del comportamiento de los materiales bajo la acción de la humedad atmosférica. Por otra parte, esas instrucciones ofrecen todas las garantías de duración sin perjuicio del efecto estético.

El enlucido, según las instrucciones del Laboratorio Federal de Ensayos de Materiales, comprende la aplicación sucesiva de tres capas de cualidades distintas:

1. *Una capa grasa*, de consistencia pastosa, de 3 a 5 mm de espesor, con adición de un hidrófugo, si es posible. Esta capa grasa está destinada a asegurar la impermeabilidad de la obra de fábrica.
2. *Una capa de fondo* de 15 a 20 mm de espesor aproximadamente aplicada sobre la capa grasa. El papel de la capa de fondo es proteger a la primera contra una desecación demasiado intensa. Por la humedad que absorbe, debe permitir la impregnación y el consiguiente entumecimiento de la primera capa aplicada. De este modo las grietas de retracción de la capa grasa, bajo dicha acción, tienden a cerrarse y aseguran la impermeabilidad. Este fenómeno, de iniciación más lenta después de un período de sequedad, no puede oponerse a la penetración de una pequeña cantidad de agua a través de las grietas. Esta cantidad, relativamente débil, es absorbida por la obra de fábrica y luego se restituye mediante la evaporación. La capa de fondo está destinada asimismo a reducir las irregularidades del paramento de la pared. Las juntas de la obra, cuando la capa

de fondo es demasiado delgada, se transparentan a través de ella.

3. *Una capa de acabado* destinada a producir el efecto buscado por el maestro que dirige la obra. Este revoque o enlucido, de estructura regular, debe resistir los agentes atmosféricos y no acusar ninguna grieta de retracción.

9.3. COMPOSICIÓN DEL MORTERO DE LAS TRES CAPAS CITADAS

1. *Capa grasa*, de debaste: espesor de 3 a 5 mm.

Exteriormente: mortero de cemento dosificado de 600 a 800 kg de cemento Portland por metro cúbico de mortero puesto en obra.

La adición de productos hidrófugos es recomendable para enlucidos que tengan que estar expuestos a la intemperie.

Así, pues, las dosificaciones teóricas y prácticas serán:

De 600 a 800 kg de cemento Portland + 1 000 l de arena

1 saco de cemento Portland + 1 a 1 ½ carretilla de arena

De 2 a 3 cubos de cemento Portland + 1 carretilla de arena.

Interiormente: mortero mixto, dosificado a razón de 200 kg de cal hidráulica y de 400 a 600 kg de cemento Portland. La adición de cal hidratada, a razón del 10 al 20 %, mejora su ductilidad.

2. *Capa de fondo*, enlucido o revoque: espesor de 15 a 20 mm.

Compuesta de un mortero mixto dosificado a 250-300 kg de cal hidráulica y de 50 a 80 kg de cemento Portland por metro cúbico. O sea, en la práctica:

250-300 kg de cal hidráulica + 50-80 kg de Portland + 1 150 l de arena

1 saco de cal hidráulica + ½-1 cubo de cemento Portland + 3,5 carretillas de arena

1 cubo de cal hidráulica + ⅛-¼ cubo de cemento Portland + 1 carretilla de arena.

Interiormente: esta capa puede hacerse con un glaseado de yeso, en el cual se pueden incluir serrín de madera (sólo de madera blanda), escorias, etc.

3. *Capa de acabado*, enlucido, revoque o revestimiento de aspecto rústico:

Espesor de la capa de acabado para los enlucidos alisados, proyectados o afinados:

Para aplicación dentro de las 24 horas que siguen al fraguado de la capa de fondo: 2,3 a 4 mm.

Para aplicación después de las 24 horas: 4,5 a 6 mm.

Para los enlucidos frotados: de 7,8 a 9 mm.

Para los enlucidos de yeso: de 3,4 a 5 mm. Las características de las arenas que hay que emplear están definidas en el párrafo 6: *Morteros*.

Exteriormente: mortero mixto o mezclado, dosificado a razón de 300-350 kg de cal hidráulica + 80 a 150 kg de cemento Portland; o como revoque con cemento Portland blanco y arena de cuarzo.

Interiormente: igual composición, eventualmente con una dosis menos alta de cemento; o glaseado con yeso, con adición de una pequeña cantidad de cal hidratada que actúa como retardador del fraguado.

Cuando el enlucido se aplica sobre un material ligero relativamente blando y deformable, es conveniente esperar a que haya tenido lugar la retracción de la capa grasa antes de pasar a la ejecución de la capa de fondo. Esta técnica evita la aparición de grietas en el enlucido y debe ser practicada para los paneles de fibra de madera, de corcho, de placas de espuma de poliestireno, etc.

La capa de acabado igualada con la llana se alisa a continuación con un frotador de fieltro. Encima de esta capa pueden obtenerse diferentes efectos con ayuda de la paleta de punta redondeada, con una hoja de sierra, una espátula, etc.

Los enlucidos lisos son más delicados que los revoques para acusar las manchas debidas a las eflorescencias. En cambio no retienen tanto el polvo o el hollín ni favorecen la formación de telarañas como los revoques bastos o rústicos.

Es preferible realizar los enlucidos en tiempo nublado, cuando la temperatura es suave, regular, sin peligro de heladas y sin viento fuerte. Por otra parte es conveniente mantener una humedad constante en el enlucido el mayor tiempo posible.

Es preciso preservar de los rayos solares directos, del viento y de la lluvia a los enlucidos recién hechos, valiéndose para ello de lonas, sacos o paja, etc.

Es recomendable proceder a un regado intenso de las superficies cuando sobrevienen peligros de una desecación demasiado rápida. A ese efecto, será necesario emplear un pulverizador que no estropea la superficie al tiempo que suministra la humedad necesaria para un fraguado normal.

Todas las precauciones enumeradas tienden a limitar la retracción y, por consiguiente, el agrietamiento.

Para evitar el acribillado superficial del enlucido no debe proyectarse nunca el aglomerante seco sobre su superficie; asimismo resulta perjudicial proyectar agua en exceso.

Se realizan fácilmente enlucidos de color incorporando colorantes minerales al mortero de cal hidráulica. Sólo esta clase de colorantes resisten sin alterarse la acción de la cal y no pierden de tonalidad con la luz.

El peso de colorante agregado no debe pasar del 2 al 6 % del peso del aglomerante.

Se obtiene un enlucido blanco aumentando la dosis de cal hidratada o bien incorporando cemento blanco.

Por otra parte los enlucidos, una vez terminados, pueden pintarse a la *cal*, por *dispersión*, con *caseína* y teñirse eventualmente con colorantes minerales.

Los enlucidos destinados a asegurar una impermeabilidad suficiente deben contener una buena dosis de cemento y también un producto hidrófugo de eficacia comprobada.

Observación: La dosis del aglomerante en las capas inferiores debe ser siempre superior a la de las capas superficiales.

Las juntas de dilatación y de rotura deben estar marcadas y atravesar el enlucido en todo su espesor: capa grasa, capa de fondo y capa de acabado. Estas juntas, tanto verticales como horizontales, deben ser precisas, limpias y bien trazadas, con el fin de evitar el agrietamiento de sus bordes que siempre resulta desagradable.

En los paramentos puede lograrse una imitación de la piedra sustituyendo la arena de la capa de acabado por piedra triturada y granulada de forma conveniente.

Existen en el mercado preparados cuidadosamente dosificados que llevan una mezcla de cemento blanco y de piedra con los que es posible realizar enlucidos sólidos y regulares. Esos materiales se sirven ensacados y a punto para su empleo sin más adición que el agua. La gama de variedades y colores es grande: Thoirysita, Yurasita, Granosita, Raclita, Blanchemin, etc.

Después de cada fase de la realización de un enlucido es preciso limpiar cuidadosamente los bordes, los marcos de ventanas y de puertas, las cornisas y los elementos de piedra labrada incorporados a la obra de fábrica. Se repasarán también las salpicaduras y los desconchados producidos por los andamios.

El enlucido se proyecta lanzándolo vivamente con la paleta o extendiéndolo por presión con la llana mientras que el acabado se realiza con un frotador de fieltro.

El revoque se puede aplicar con la paleta, con la escobilla o mediante dispositivos mecánicos. La elección del procedimiento depende del efecto deseado y de la destreza del albañil que lo ejecuta.

10. PAREDES CON ARMAZÓN

En tanto que en la construcción tradicional la pared es un elemento portante o de sustentación, la tendencia actual es la de construir los edificios por medio de pilares y losas. Las paredes sólo desempeñan su cometido en los sótanos y las plantas bajo el nivel del suelo. A veces todavía se las emplea con finalidades de arriostramiento.

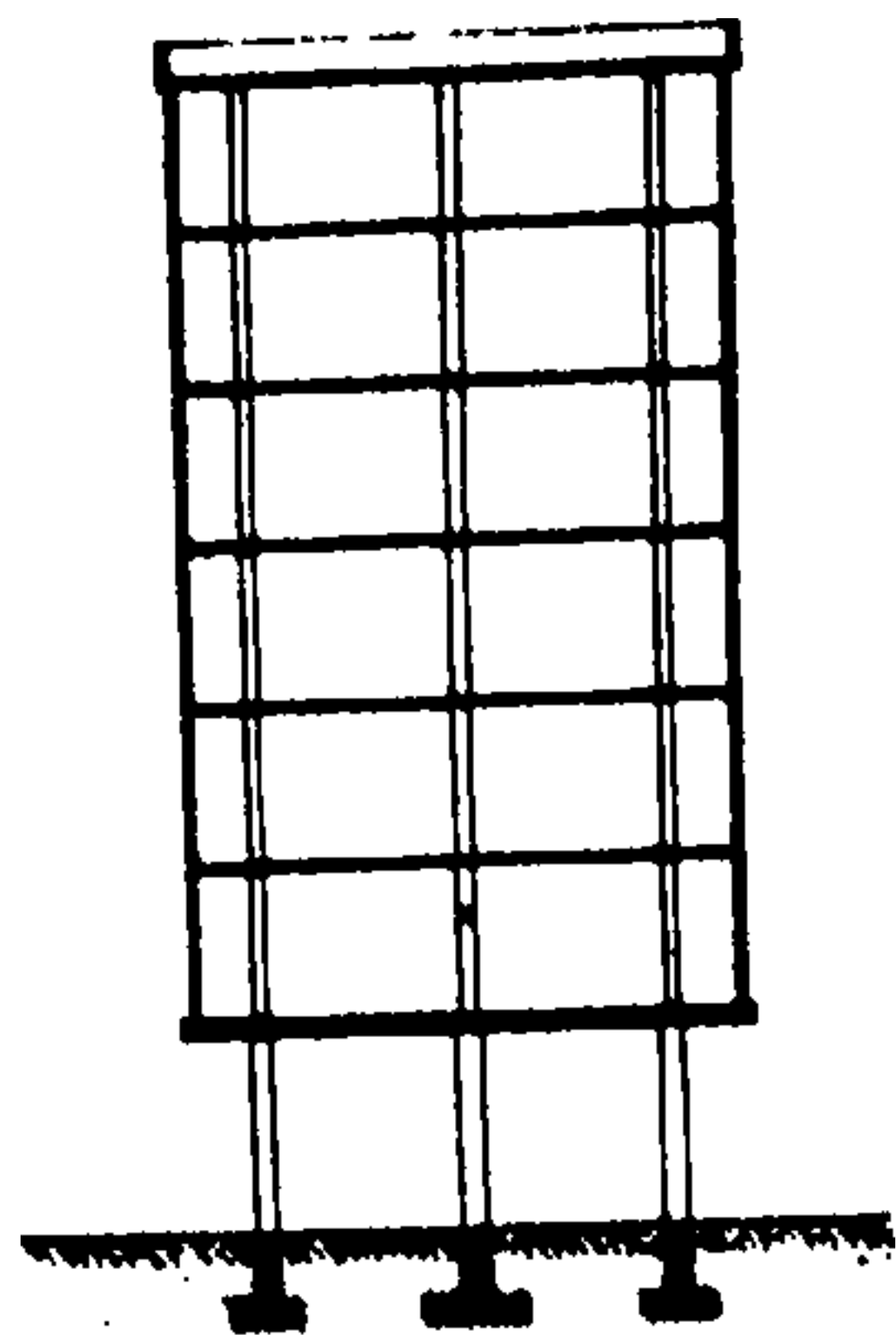


Fig. 456.

Corte de un inmueble:
fachada de paredes-cortinas
(La fachada oculta los pisos.)

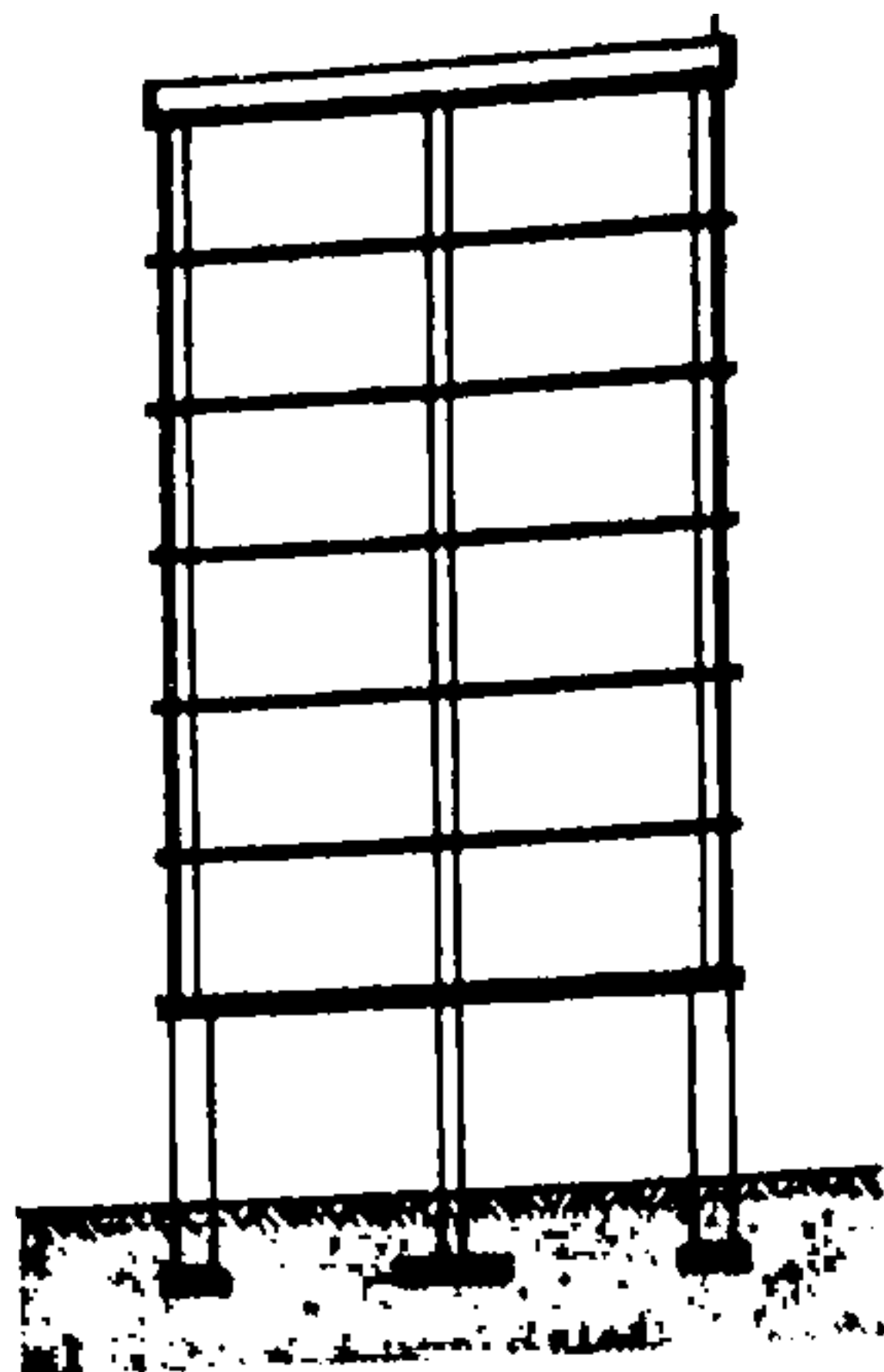


Fig. 457.

Corte de un inmueble:
fachada de elementos
o paneles de fachada
(Elementos de losa a losa.)

Las armazones se realizan con hormigón armado, o bien con acero, ensamblando laminados corrientes en el mercado o empleando vigas compuestas o laminados obtenidos por plegado; rara vez se emplea la madera.

Una construcción de esta clase implica igualmente la realización de paredes ligeras con abundantes cristales destinados a crear el aislamiento exterior de los locales. La realización de esos tabiques o cerramientos a base de materiales tradicionales pero ligeros debe garantizar el aislamiento térmico y acús-

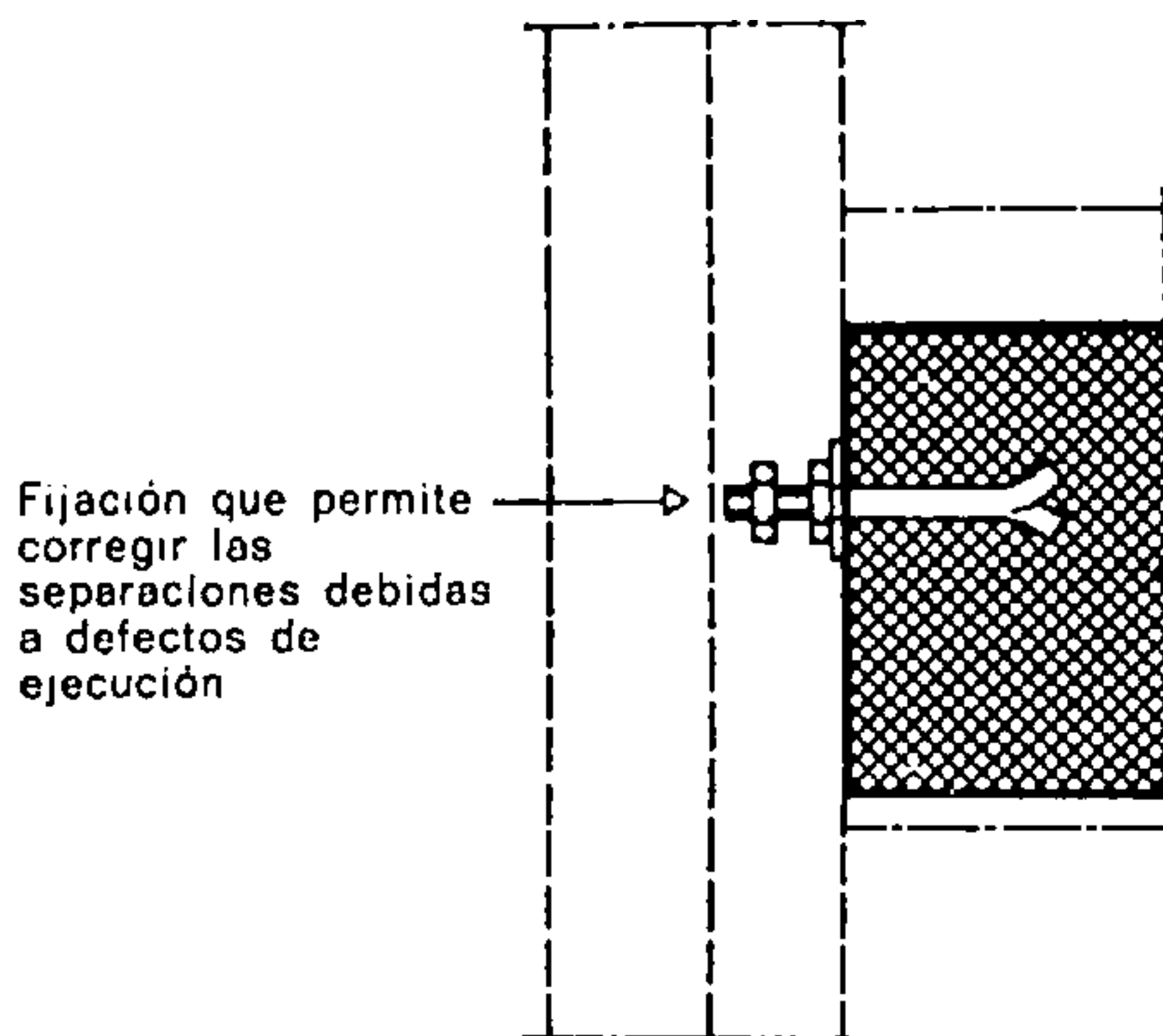


Fig. 458.

La fijación de las paredes-cortinas puede efectuarse en la sección de los pisos.

tico así como la obtención de un volante térmico favorable.

Para esos cerramientos es importante prever la formación de una grieta en la unión de los materiales del armazón y de la pared. Dicha grieta no sólo representa una falta contra la estética sino también un fallo térmico y acústico considerable el cual, según la construcción de que se trate, puede reducirse en notables proporciones. Esta grieta debida al "trabajo" de los materiales es inevitable pero puede disimularse hábilmente.

Las paredes de fachada están con frecuencia reemplazadas por paredes de fachada o paredes-cortinas. Estas, enteramente prefabricadas, macizas o acrista-

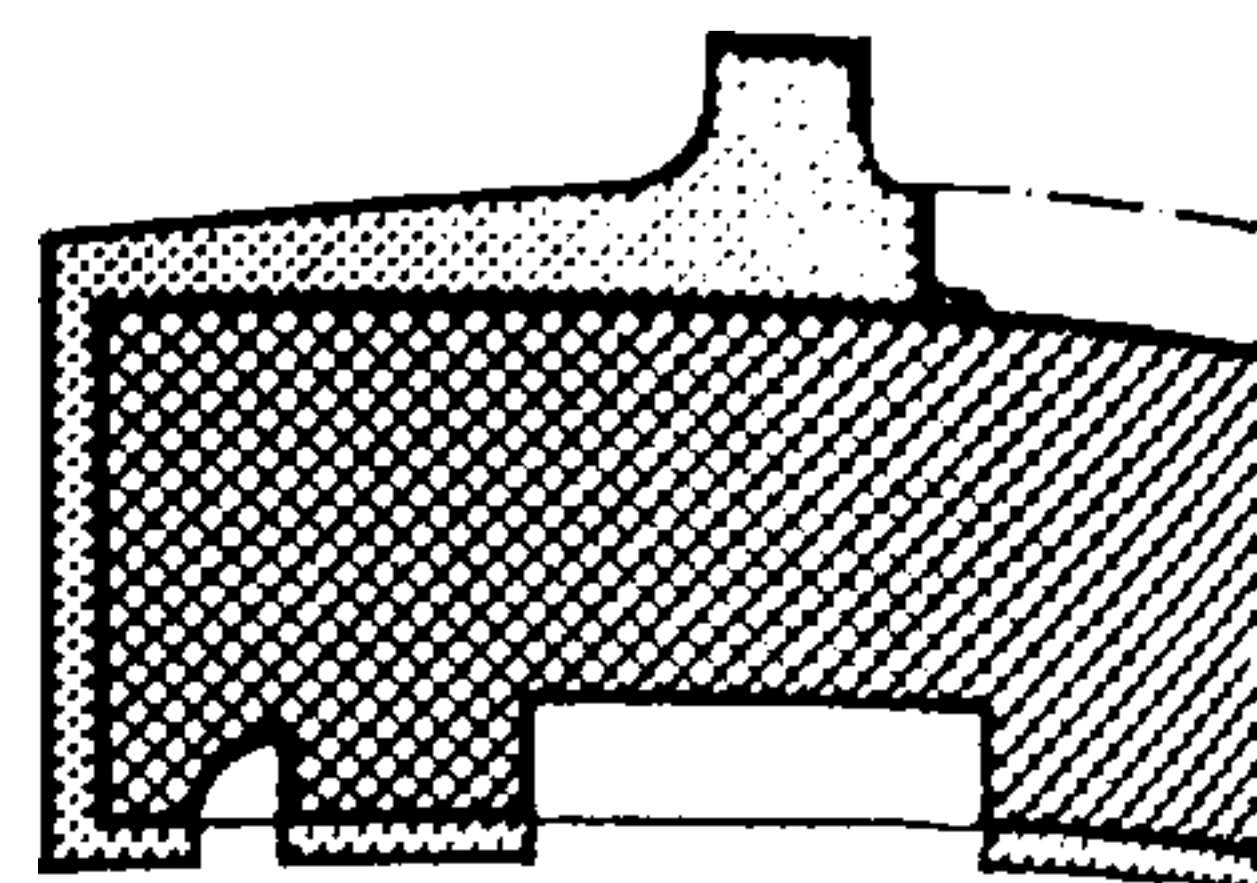
ladas, están sujetas al armazón con el fin de ofrecer una protección térmica y acústica suficiente.

Las ventajas principales de esta clase de construcciones son:

- la rapidez de ejecución y de colocación
- el aumento de la superficie habitable
- la ligereza
- la escasa cantidad de agua introducida en la construcción.

Fig. 459.

El panel de fachada trae consigo la realización de los elementos necesarios para la impermeabilidad contra el aire y el agua.



Conviene que el revestimiento de las paredes de fachada sea tal que con él se evite un envejecimiento prematuro, a la vez que se obtengan las condiciones de resistencia suficiente, aspecto agradable y gastos mínimos de conservación.

Las paredes múltiples, con relleno de materiales aislantes, son también de uso frecuente. Elementos de palastro de acero o de aluminio se emplean a veces como revestimiento exterior.

Las juntas entre las paredes y su fijación en la estructura portante deben estar hechas con cuidado

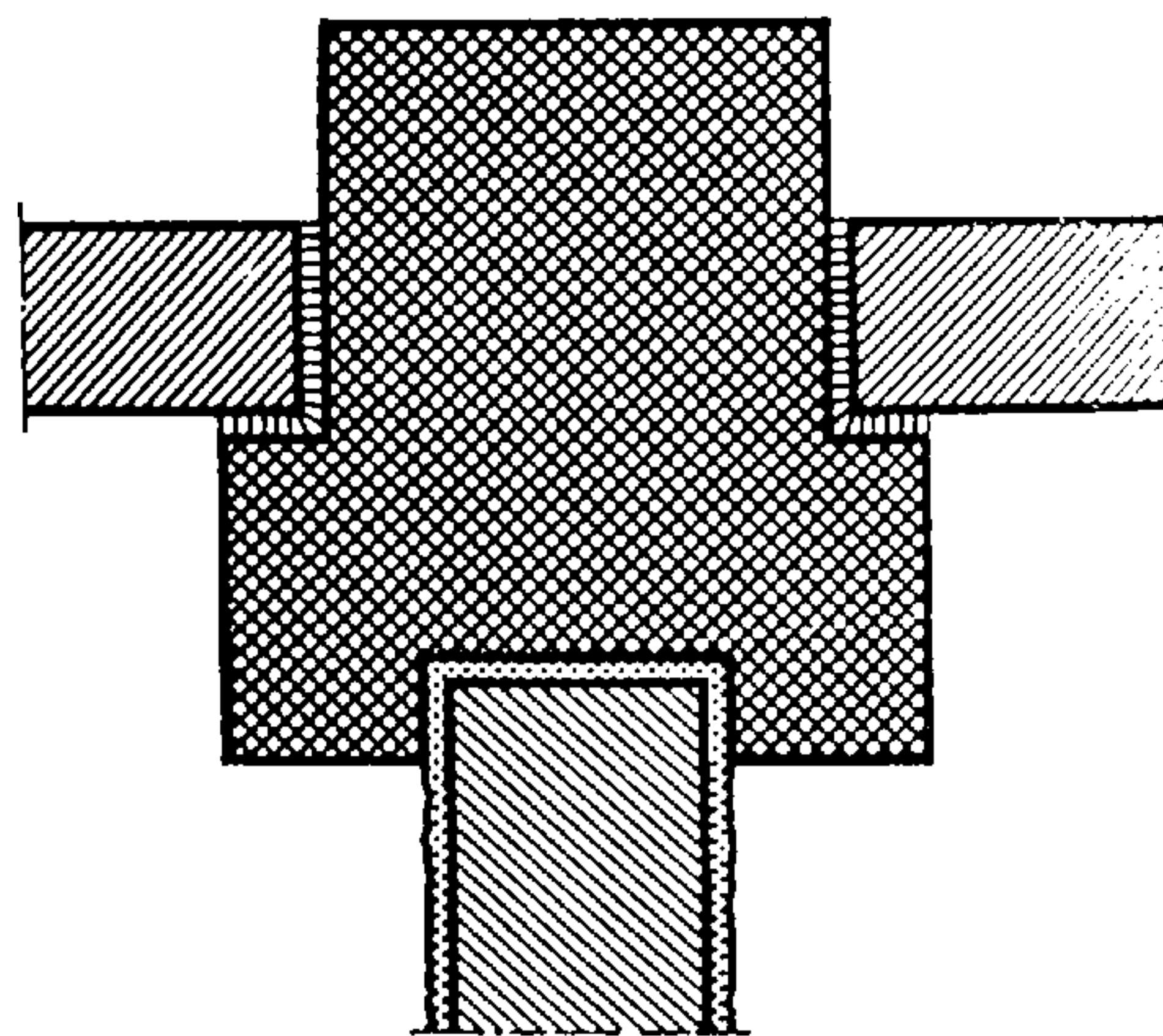


Fig. 460.

La penetración de los rellenos y de las paredes divisorias o tabiques en las estructuras debe realizarse de tal manera que se evite la aparición de grietas. Es necesario por lo tanto prever las juntas.

para que se obtenga una impermeabilidad satisfactoria que cierre el paso al aire y al agua, y a fin de facilitar la colocación.

11. TABIQUES Y PAREDES DIVISORIAS

Son elementos destinados a procurar las debidas protecciones sin tener la misión de soportar cargas. Generalmente están contruidos con materiales ligeros. Los ladrillos huecos, los materiales a base de yeso y serrín de madera, las resinas dilatadas, etc. hallan aquí un extenso campo de aplicación.

El aislamiento térmico, aun cuando muchas veces no constituye su cualidad más buscada, puede ob-

tenerse fácilmente. No sucede lo propio con la protección acústica: conviene documentarse en los datos mencionados en los párrafos 1 y 4 que tratan de los ladrillos huecos. A fin de evitar la transmisión de las ondas sonoras por los pisos y techos, los tabiques deben descansar sobre una zapata elástica.

Por razones de rapidez de ejecución, los tabiques y divisiones interiores que están siempre resguardados de la intemperie pueden montarse con yeso. El yeso amasado con una pequeña cantidad de cola, bórax o cal hidratada ofrece un fraguado lento que facilita la colocación en obra.

Los enlucidos interiores pueden llevarse a cabo con yeso y se alisan con la llana metálica; las rugosidades subsistentes se colmatan con el llamado *pan de enlucido* o yeso muerto.

12. PAREDES DE CERCA

Construidas como límite de las propiedades, las paredes de cerca están constantemente expuestas a la intemperie. Los elementos empleados en su ejecución son los materiales no heladizos: mampuestos rústicos o mampuestos aparejados, obra de fábrica de aglomerados o de ladrillo, etc.

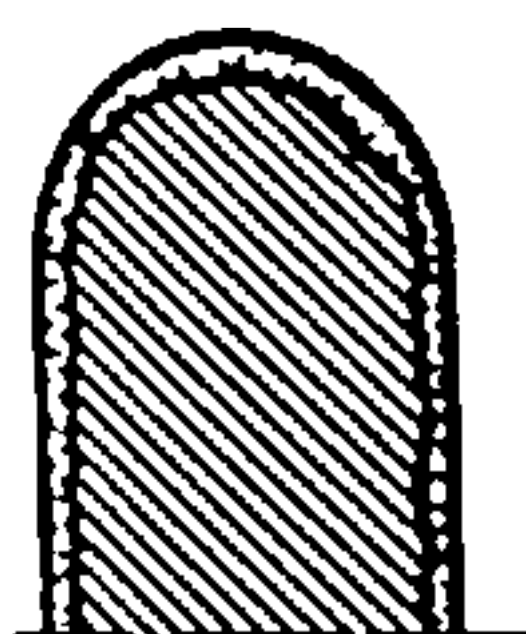


Fig. 461.

Coronamiento ejecutado por el enlucido en forma semicircular

Esas mamposterías o fábricas pueden quedar a la vista o ir recubiertas por un enlucido a fin de ofrecer suficiente resistencia a la penetración de la humedad.

Las paredes de cerca deben estar asentadas sobre una zapata de hormigón, realizada a profundidad suficiente para quedar a cubierto de heladas, con el fin de disminuir los peligros de agrietamiento.

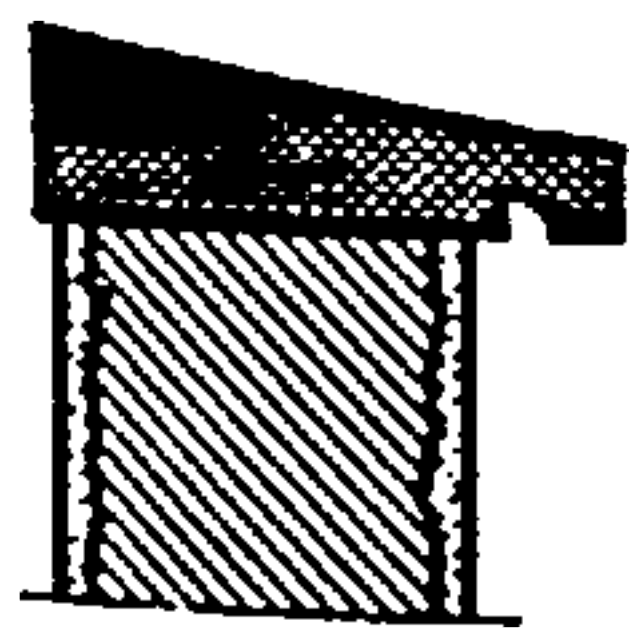


Fig. 462.

Coronamiento premoldeado, de una sola vertiente

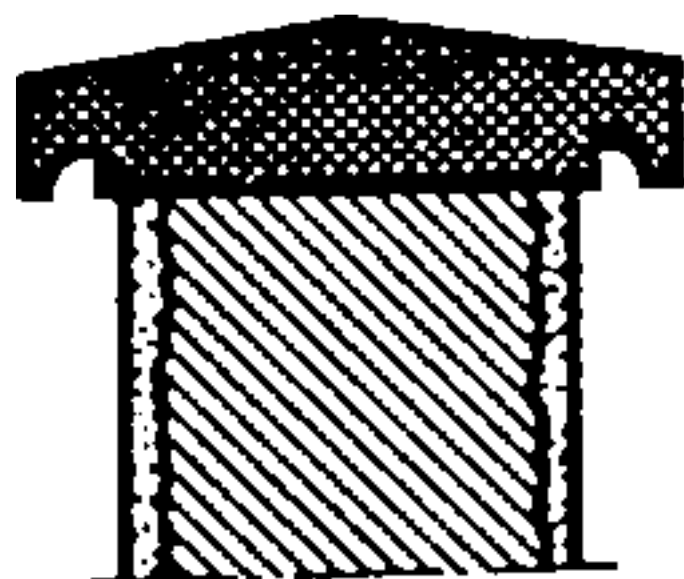


Fig. 463.

Coronamiento premoldeado, con dos vertientes

Deben ir recubiertas por un *coronamiento* o *albardilla* que tiene por misión impedir que las aguas penetren en la pared.

Las paredes de poca altura sobre las que suele colocarse una barrera se denominan *zócalos* o *albardillas*.

Gracias a los elementos prefabricados de hormigón y mediante un acoplamiento de placas y postes pueden construirse verjas económicas.

El espesor de las paredes de cerca varía en fun-

ción de su altura y de su longitud, de los refuerzos o contrafuertes (fig. 465) que se les apliquen y, asimismo, de los materiales empleados en su construcción.

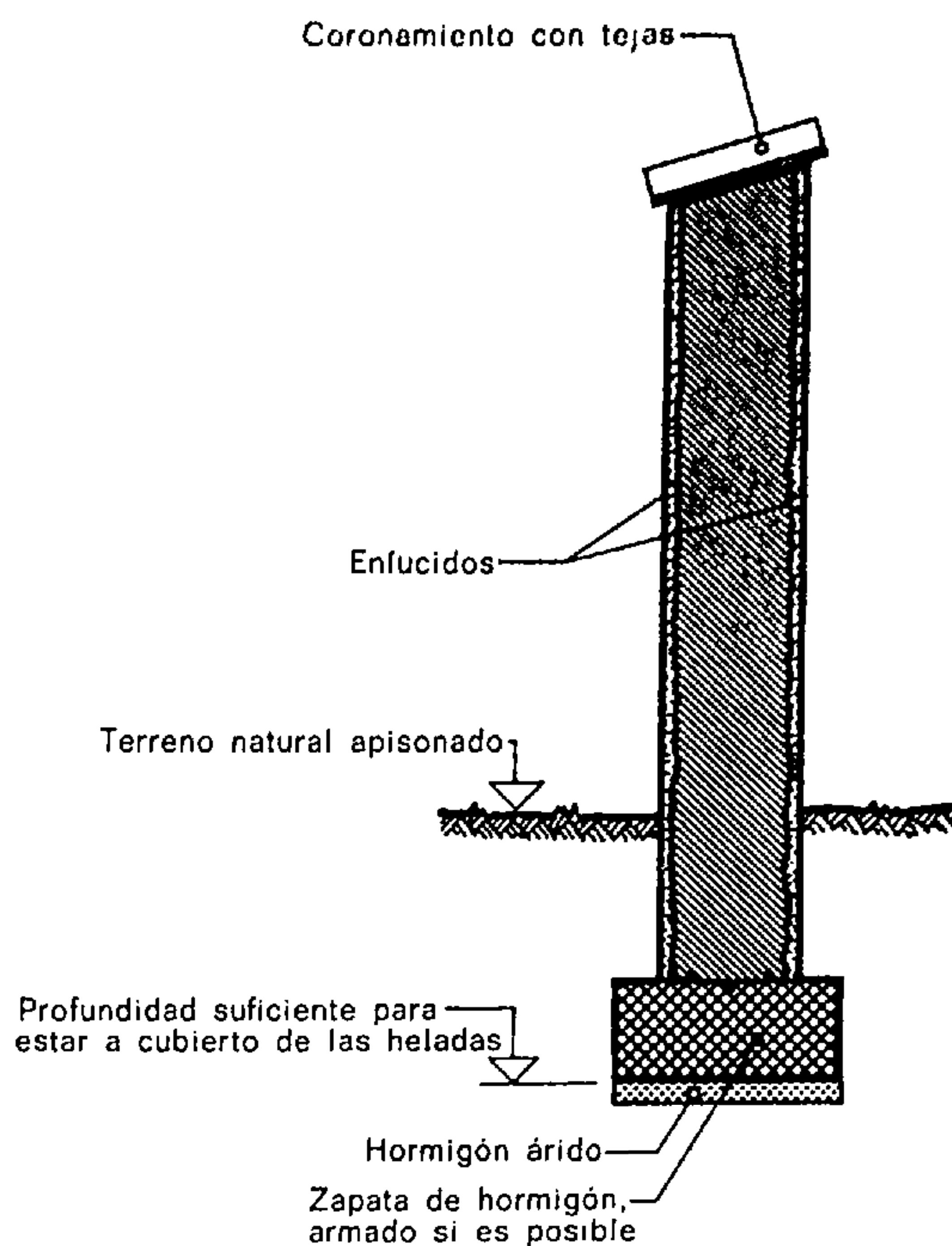


Fig. 464.

Corte vertical de una pared de cerca

La altura de tales paredes depende de los reglamentos locales, de su situación y de su destino. Su puntualización debe ser objeto de una solicitud de autorización para construir.

13. PROTECCIÓN DE LOS EDIFICIOS CONTRA EL FUEGO

La prevención de los incendios en los edificios implica por una parte la selección de materiales que presenten una buena resistencia al fuego y, por otra, la realización de una subdivisión en compartimientos separados de los volúmenes contruidos a fin de poner trabas a la propagación del fuego.

Los materiales o elementos de construcción pueden clasificarse en tres categorías:

1. Los que *entorpecen la propagación del fuego* durante media hora como mínimo.
2. Los que *resisten el fuego* durante hora y media por lo menos.
3. Los que, *muy resistentes al fuego*, soportan cuando menos 4 horas la prueba del fuego.

En cada una de esas tres categorías, los materiales no deben acusar disminución de resistencia más que dentro de los límites previstos por los reglamentos.

El estudio de los materiales, bajo este aspecto, es objeto de pruebas especiales.

Sin querer entrar en detalles sobre la protección contra incendios conviene sin embargo señalar que las maderas y los metales deben estar protegidos por

un enlucido de yeso de 1,5 cm como mínimo y que los tabiques ligeros y enlucidos deben tener por lo menos un espesor de 5 cm para dificultar la propagación del fuego. Este mismo efecto se puede obtener con losas de hormigón armado de 10 cm de espesor

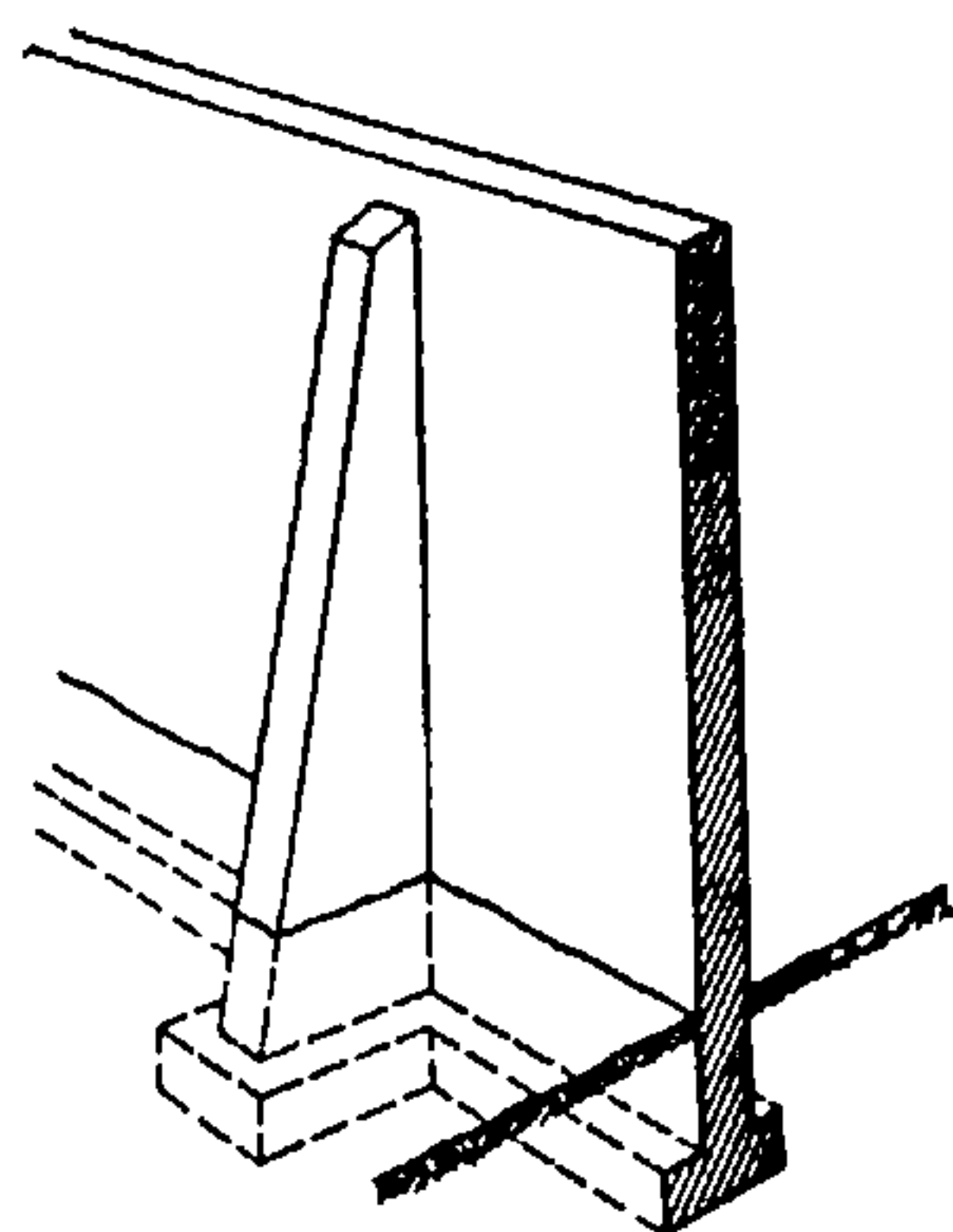


Fig. 465.

Para las paredes de cerca muy altas o de gran longitud, es necesario prever contrafuertes.

y por medio de cierto número de pisos ligeros de hormigón armado.

A fin de hacer resistentes al fuego los hierros laminados, es preciso recubrirlos por lo menos con 6 cm de hormigón, mientras que los techos, bajo losas de hormigón de 10 cm, deben recibir un enlucido de 1,5 cm de yeso si han de resistir 90 minutos la prueba del fuego. Las paredes de ladrillo de 12 cm de espesor como mínimo y las paredes de hormigón de 10 cm, así como los pilares de 20 cm de lado hechos de hormigón armado, mediante las protecciones de enlucido, entran en esta categoría.

La subdivisión de los edificios en *sectores* permite limitar los incendios y preservarlos de un siniestro total.

Los edificios de cierta importancia, así como los grupos de inmuebles contiguos, deben estar separados por paredes corta-fuegos distantes entre sí de 30 a 40 metros.

Las paredes *corta-fuegos* no han de tener, por supuesto, abertura alguna. Cuando dichas aberturas son indispensables, deben poder ser obturadas manualmente o por efecto del mismo calor por medio de pantallas a prueba de fuego.

Las paredes corta-fuegos deben tener por lo menos 25 cm de espesor; y conviene que estén construidas de hormigón u otra obra de fábrica, enlucida por ambas caras, a fin de poder ofrecer una protección eficaz.

Con el fin de evitar la propagación del fuego por las cubiertas y techumbres, deben rebasar la altura de éstas en unos 30 cm (véase fig. 466).

Por razones de estética, este dispositivo puede sustituirse con una *losa en pendiente*, de 1 m de anchura, dispuesta debajo de la cubierta (fig. 467).

Cuando las paredes de una construcción están constituidas por un revestimiento de madera conviene

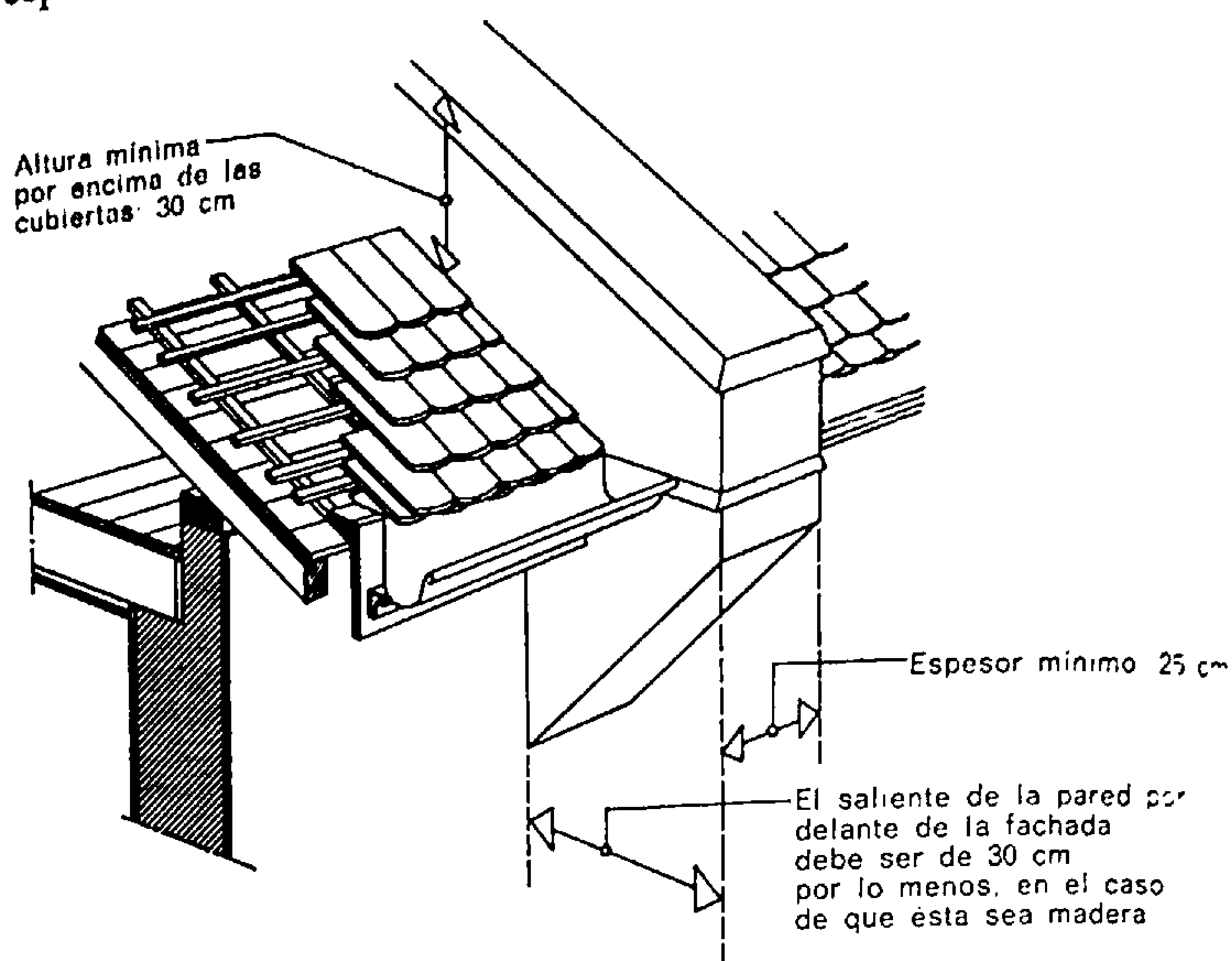


Fig. 466.

Las paredes cortafuegos deben presentar características que impidan toda propagación del fuego de un inmueble a otro.

ne dejar sobre la fachada un saliente de la pared corta-fuegos de 30 cm por lo menos.

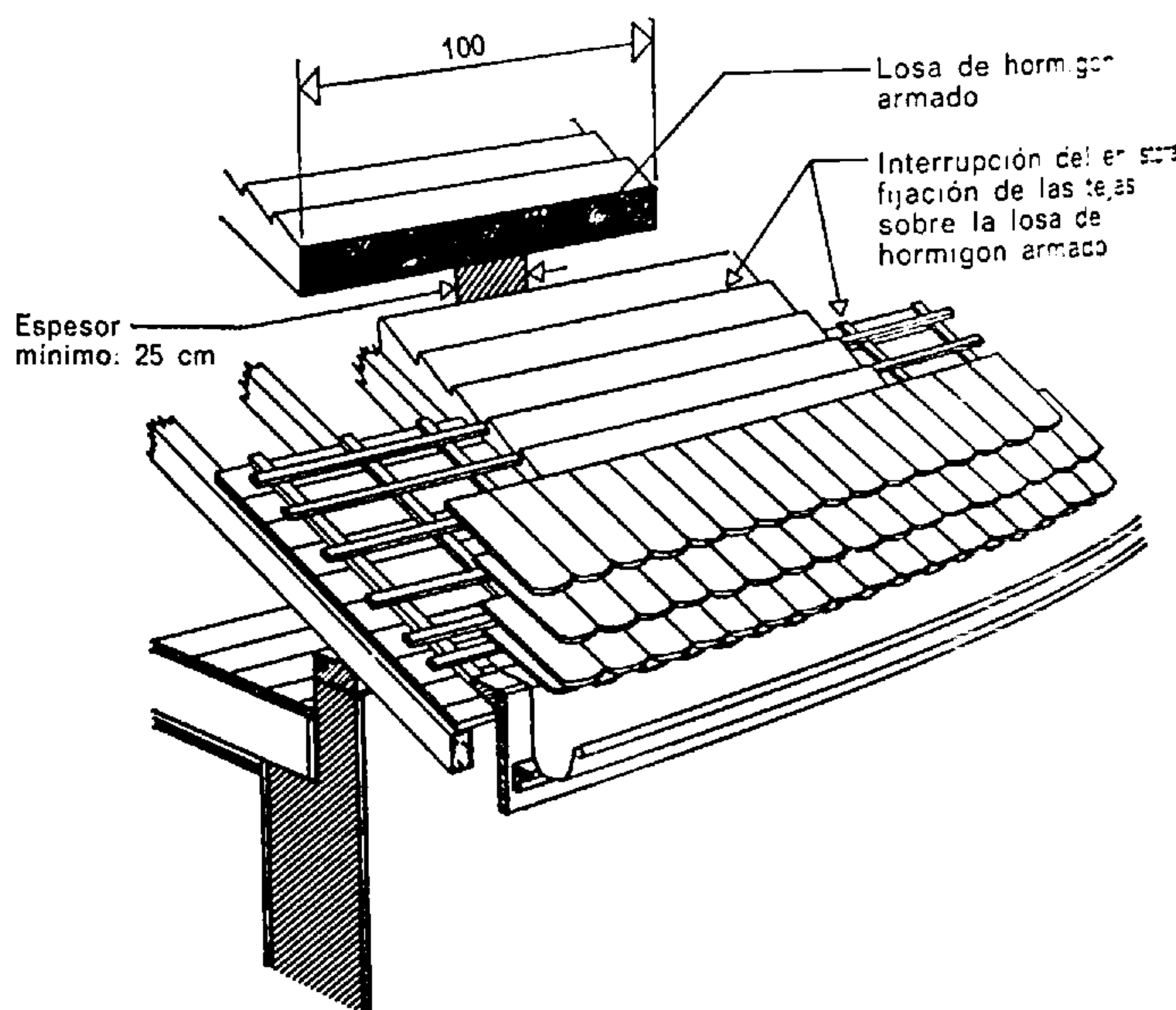


Fig. 467.

Con el fin de eliminar el saliente sobre la cubierta, el cortafuegos puede realizarse por medio de una losa de hormigón armado de 1 m de anchura incorporada a la cubierta. Todo el maderamen debe quedar interrumpido en esta longitud.

Las cajas de escalera y de ascensores deben quedar aisladas del resto del edificio por medio de materiales resistentes al fuego a fin de resguardar las salidas del edificio en caso de siniestro.

CAPÍTULO IX

PISOS Y LOSAS

1. PRINCIPIOS GENERALES

Los pisos o las losas se componen de tres partes distintas:

- las partes encargadas de la sustentación: viguetas de madera, vigas metálicas, vigas prefabricadas de hormigón armado o pretensado así como los forjados de relleno; las losas de hormigón armado, macizas o con nervaduras, etc.
- el revestimiento, que constituye la pavimentación acabada y que descansa sobre el armazón o estructura de sustentación: embaldosado, parquet de madera, losas de diversas clases ejecutadas *in situ*, revestimientos sintéticos, etc.
- el cielo raso o techo realizado debajo del elemento de sustentación, enlucido con yeso, placas prefabricadas de materiales de todas clases, etc.

La parte portante debe resistir las cargas transmitidas por su propio peso y las sobrecargas previstas por los reglamentos en vigor. El peso propio comprende, además del peso del mismo elemento de sustentación, el peso del revestimiento y el techo o cielo raso. Las sobrecargas que hay que admitir en el cálculo de los pisos, están fijadas por los reglamentos según los valores siguientes:

	Suiza	Francia
Pisos de vivienda, habitaciones particulares . . .	200 kg/m ²	175 kg/m ²
Locales de venta, tiendas	400 kg/m ²	400 kg/m ²
Escaleras de casas de vivienda, salas de colegios, balcones	300 kg/m ²	
Despachos y oficinas particulares (público sólo admitido aisladamente) . .	200 kg/m ²	200 kg/m ²
Terrazas accesibles (o peso de la nieve)* . .	200 kg/m ²	200 kg/m ²

* Para los pisos de terrazas, en Suiza, se calcula la sobrecarga de nieve, según las normas siguientes:

Altura H en que está situada la construcción ≤ 800 m

$$P_{\text{nieve}} = 40 + \left(\frac{H}{55}\right)^2$$

(pero 90 kg/cm² como mínimo).

Altura H a que está situada la construcción ≥ 800 m

$$P_{\text{nieve}} = 160 + 1,4 \left(\frac{H}{100}\right)^2$$

A esas cargas debe añadirse el peso de los tabiques y separaciones interiores de escaso espesor (tabiques de panderete). Podemos atribuirles, en los pisos de vivienda y apartamentos, una sobrecarga suplementaria de 75 kg/m².

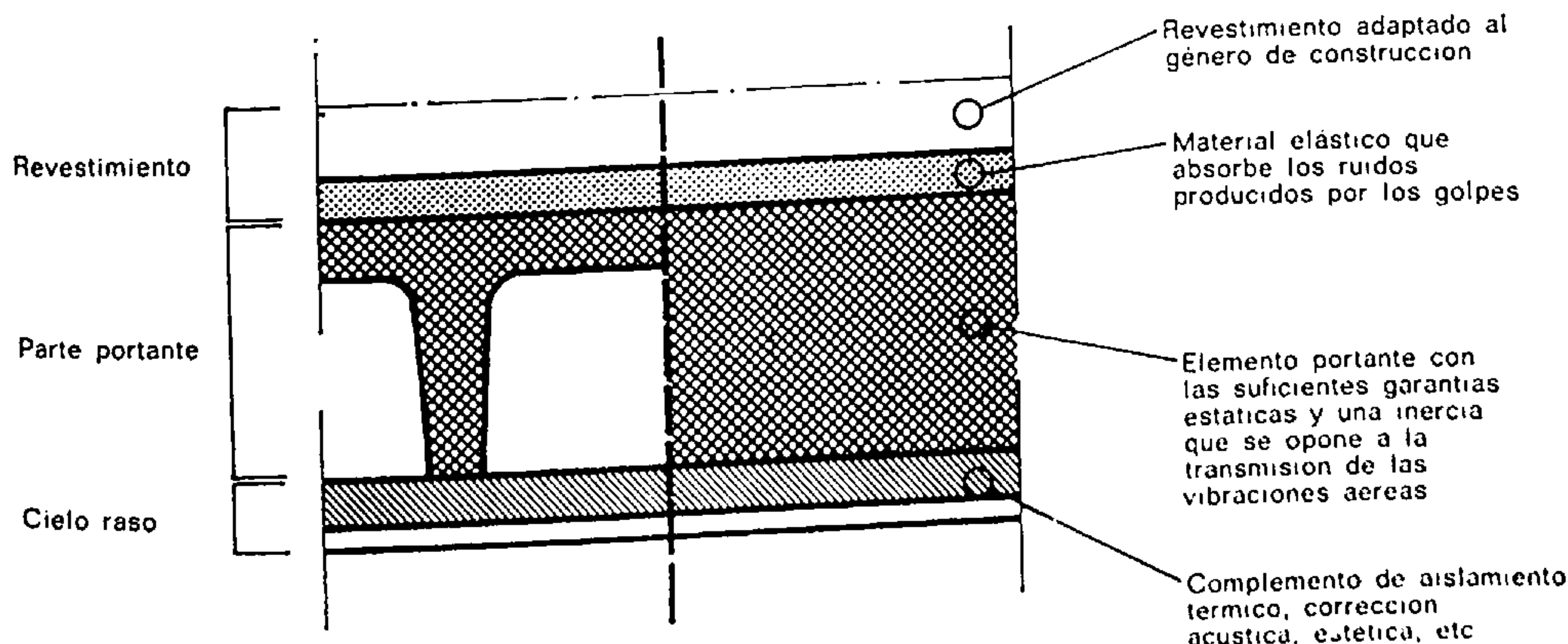


Fig. 468.

Los pisos y las losas se componen de tres partes

Independientemente del material que los constituye, se encuentran: el revestimiento, la parte portante y el cielo raso. En ciertos casos pueden suprimirse el revestimiento o el cielo raso o ambos incluso (por ejemplo en locales industriales).

Las aberturas denominadas *tramoyas*, abiertas en los pisos para el paso de chimeneas o conductos de humos, conductos de ventilación y escaleras, requieren la construcción de *embrochados* que con frecuencia modifican las características del elemento portante.

El revestimiento, por su misma naturaleza, debe presentar un pavimento adaptado a las exigencias

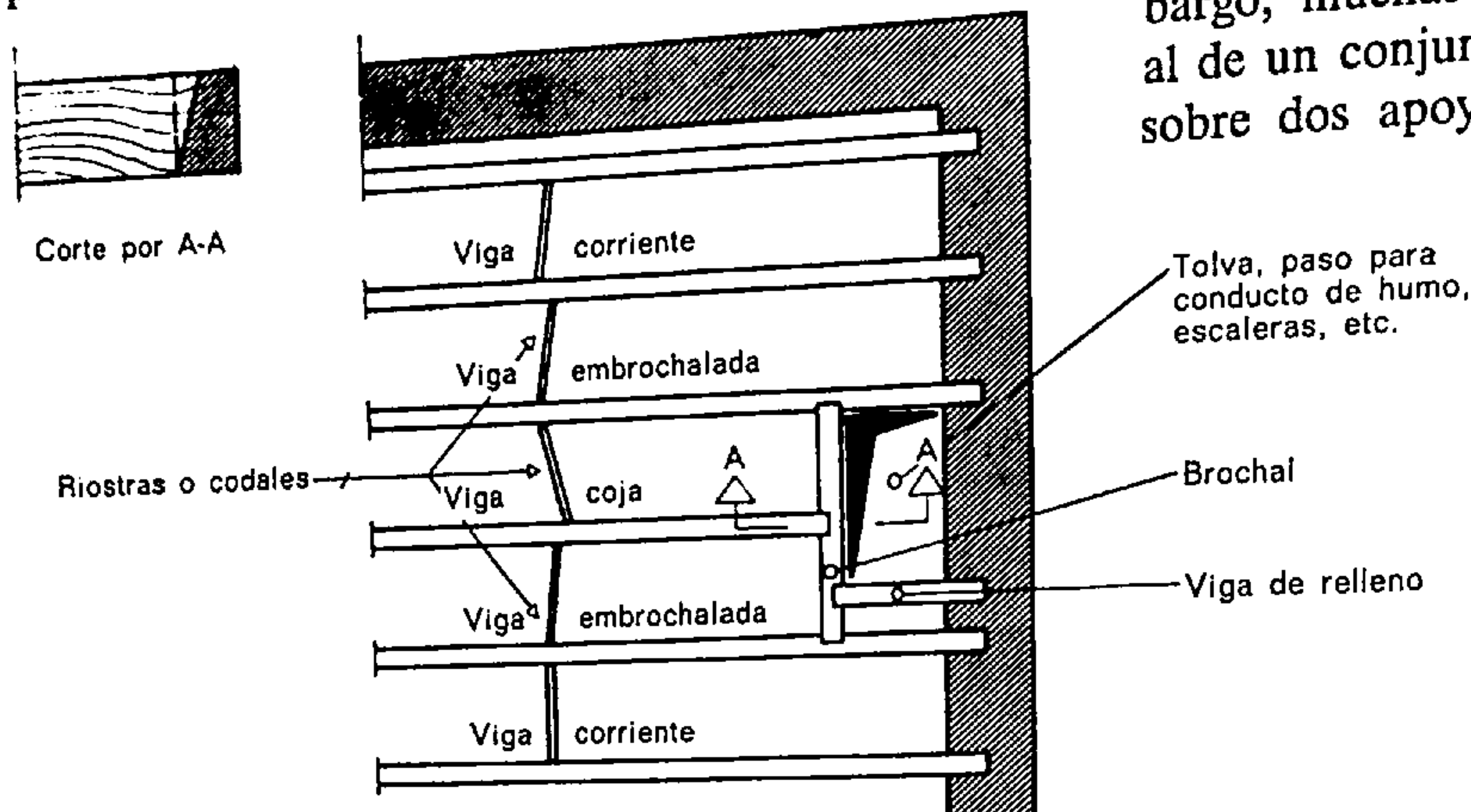


Fig. 469.

Las riostras o codales, en los pisos de madera y metálicos, se oponen al alabeo de las vigas. En los pisos nervados de hormigón, el alabeo se impide mediante una nervadura de arriostramiento dispuesta como los codales.

de la construcción y ofrecer un aislamiento satisfactorio tanto térmico como acústico. El aislamiento térmico se consigue con materiales ligeros y porosos y mediante colchones de aire; el aislamiento acústico se obtiene (contra los ruidos aéreos) por medio del aumento del peso de la masa y con el empleo de materiales elásticos convenientemente dispuestos (contra los ruidos de trepidaciones y choques).

El cielo raso contribuye a mejorar el aislamiento sin menoscabo de la estética.

2. PISOS DE MADERA

Actualmente los pisos de madera portantes desde una a otra pared son utilizados rarísimas veces en la construcción de inmuebles de varios pisos. Se prefieren las losas que, hechas con hormigón armado o elementos metálicos, se prestan mejor a las exigencias estáticas deseadas. Sin embargo, la madera sigue siendo el material de elección en la construcción de pisos en casas de campo, pabellones, viviendas particulares, etc.

Las ventajas de la madera residen en la sencillez de su puesta en obra, en la facilidad de darle forma y en su escaso peso propio. Por otra parte la madera

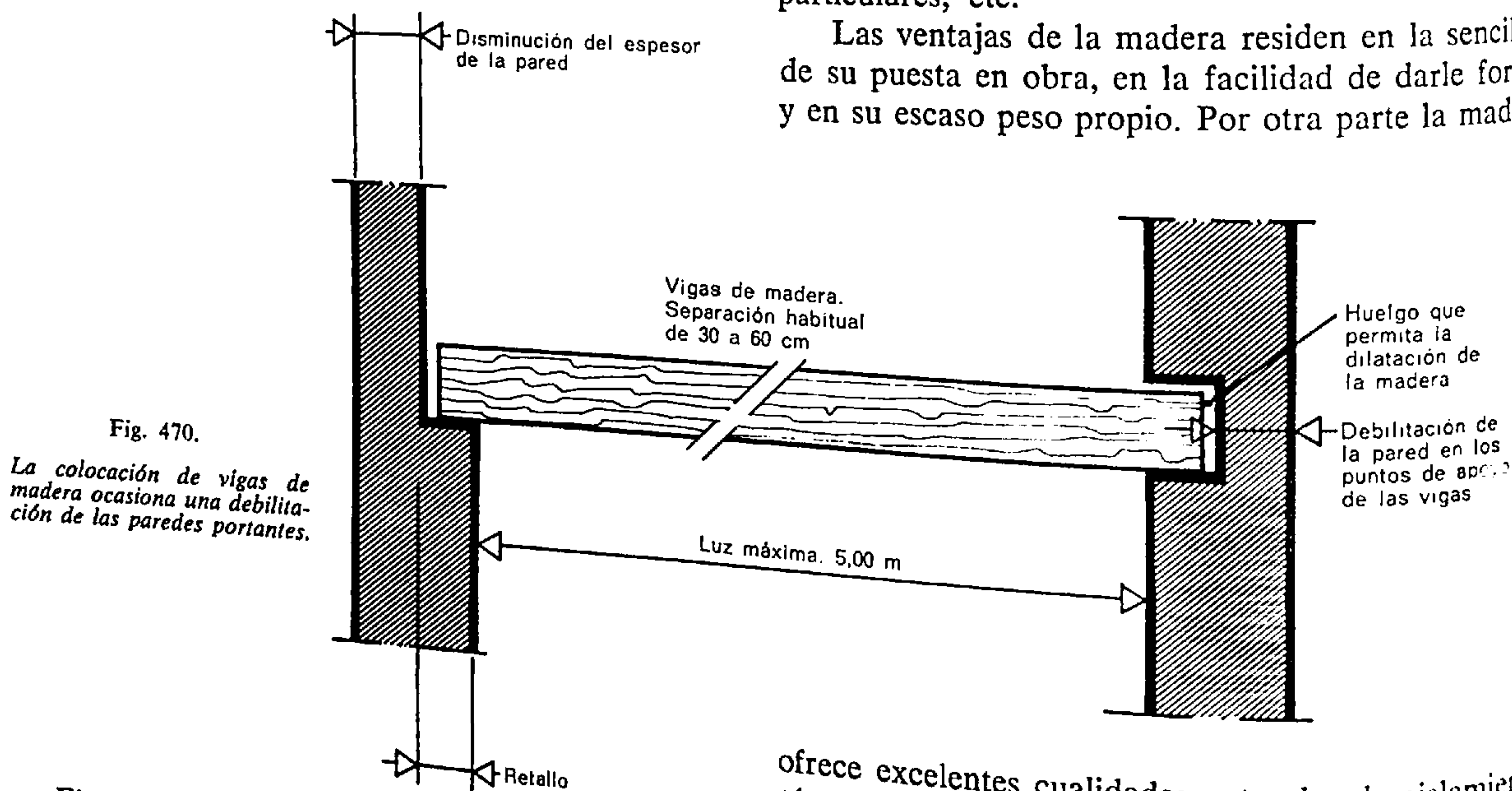


Fig. 470.

La colocación de vigas de madera ocasiona una debilitación de las paredes portantes.

El estudio de los pisos debe, pues, comprender el cálculo estático y la averiguación de la flecha del elemento portante, a la vez que el examen del aislamiento térmico y acústico que presenta. Todos estos

ofrece excelentes cualidades naturales de aislamiento térmico y acústico. Constituye un piso económico. En cambio su empleo ofrece escasa protección contra la humedad que causa su destrucción por putrefacción. El apoyo de las vigas, que requiere un *cercenamiento* o que trae consigo la debilitación de la sección de la pared, constituye un notable inconveniente.

niente para las construcciones de muchas plantas. La luz de los pisos de madera rara vez excede de 5 m. Los pisos de madera están constituidos por vigas portantes, de pino, que suelen distar de 30 a 60 cm. Dicha separación rara vez excede de 60 cm con el fin de evitar la flecha del piso que recubre las vigas. Las figs. 471 a 473 reproducen algunos tipos de pisos de madera.

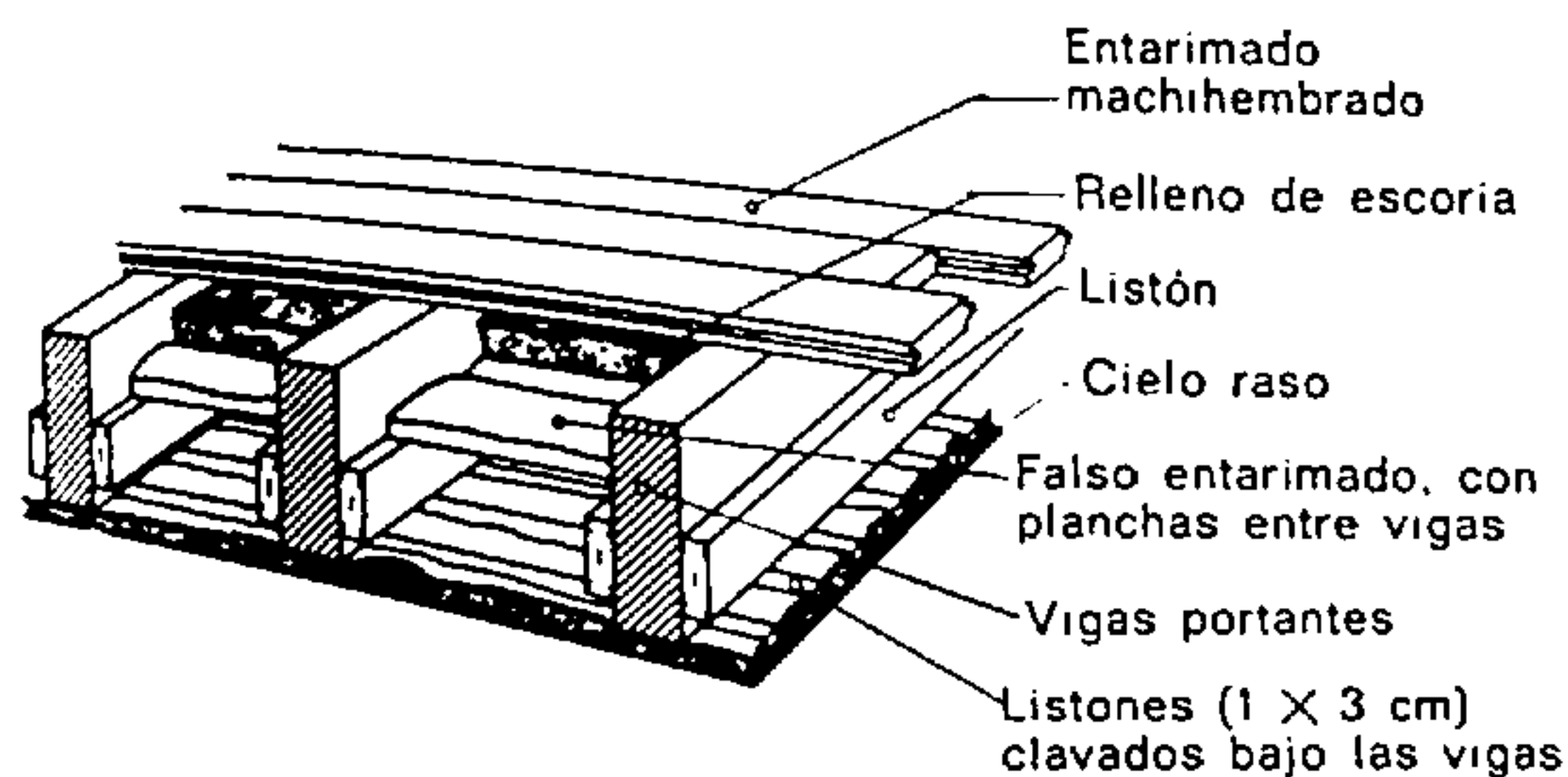


Fig. 471.

Tipo de piso de concepción antigua

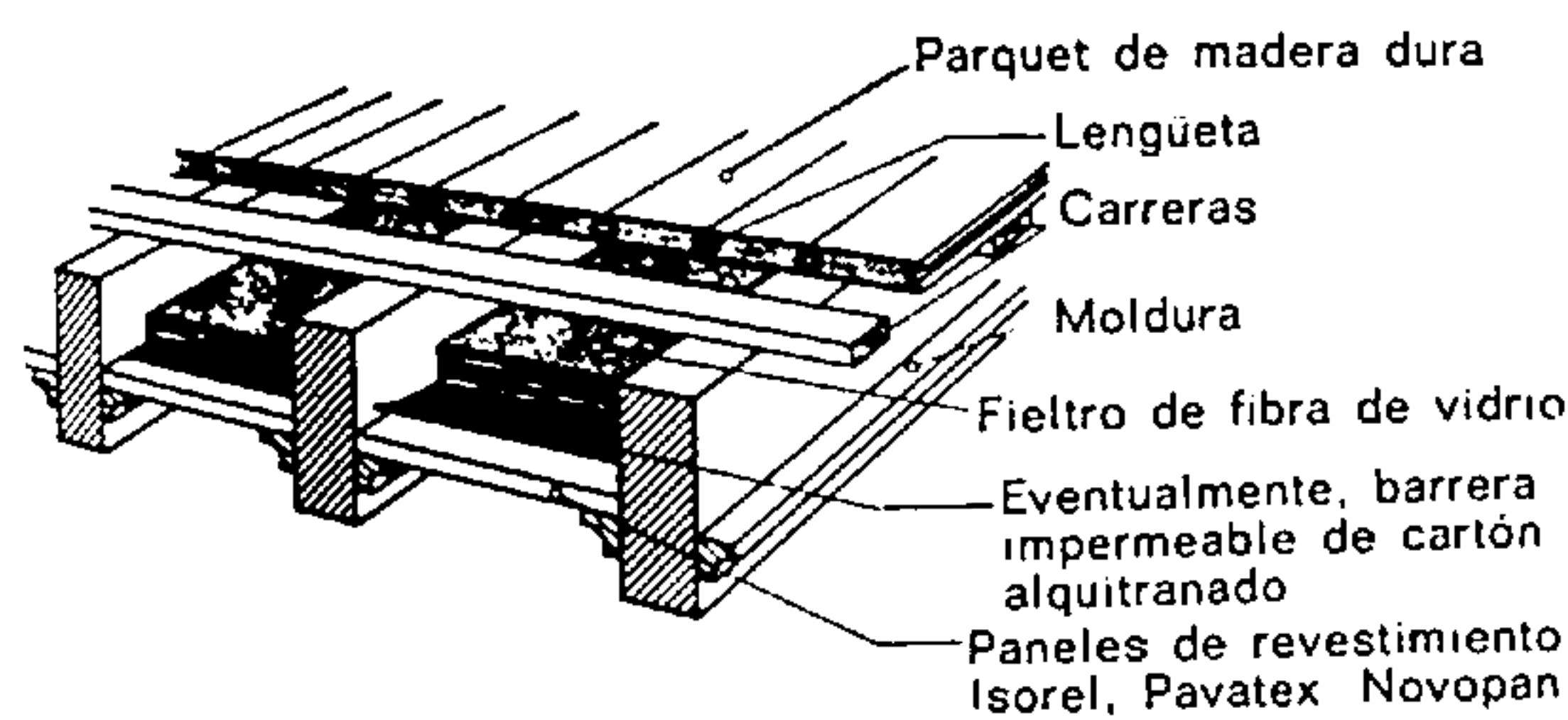


Fig. 472.

Tipo de piso con vigas visibles y aislamiento de fibra de vidrio

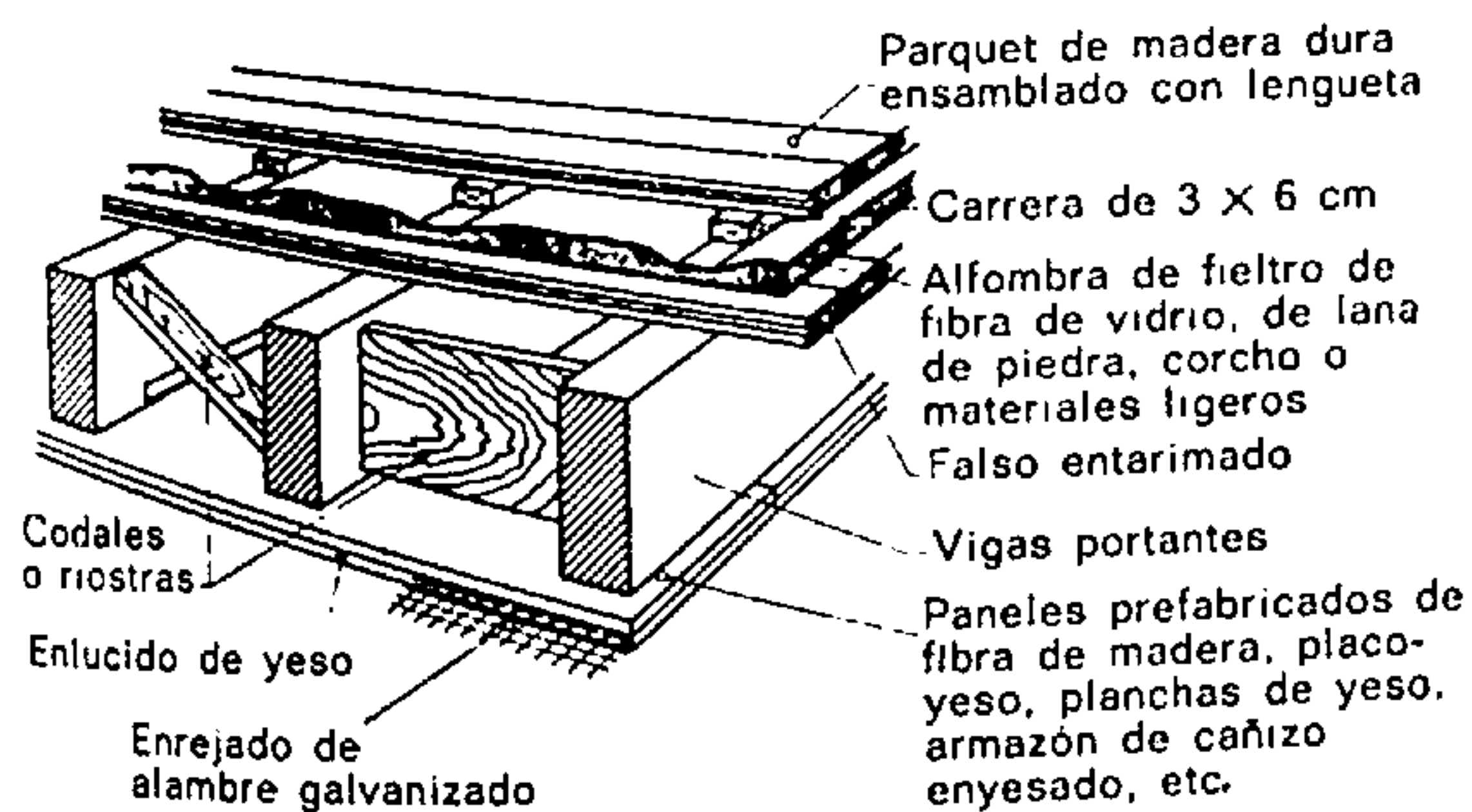


Fig. 473.

Tipo de piso de madera, aislante térmico y acústico

Las dimensiones de las vigas dependen de su luz, de su separación y de los pesos y sobrecargas aplicadas. La Tabla 31 permite determinar la sección de las vigas por simple lectura, cuando se conocen la luz y la carga. La luz real de las vigas corresponde a 1,05 veces el hueco entre apoyos.

El peso propio de un piso de madera es de 100 a 150 kg/m². En este peso van comprendidos el parquet, el forjado, la vigería y el cielo raso.

Ejemplo: ¿Qué sección de vigas es necesario escoger para realizar un piso que descansa sobre paredes distantes 3,80 m entre sí y con una sobrecarga admitida de 250 kg/m²?

Luz real: $1,05 \cdot 3,80 = 4,00$

Peso propio admitido (o calculado) 100 kg/m²

Sobrecarga fijada + 250 kg/m²

Carga total del piso: 350 kg/m²

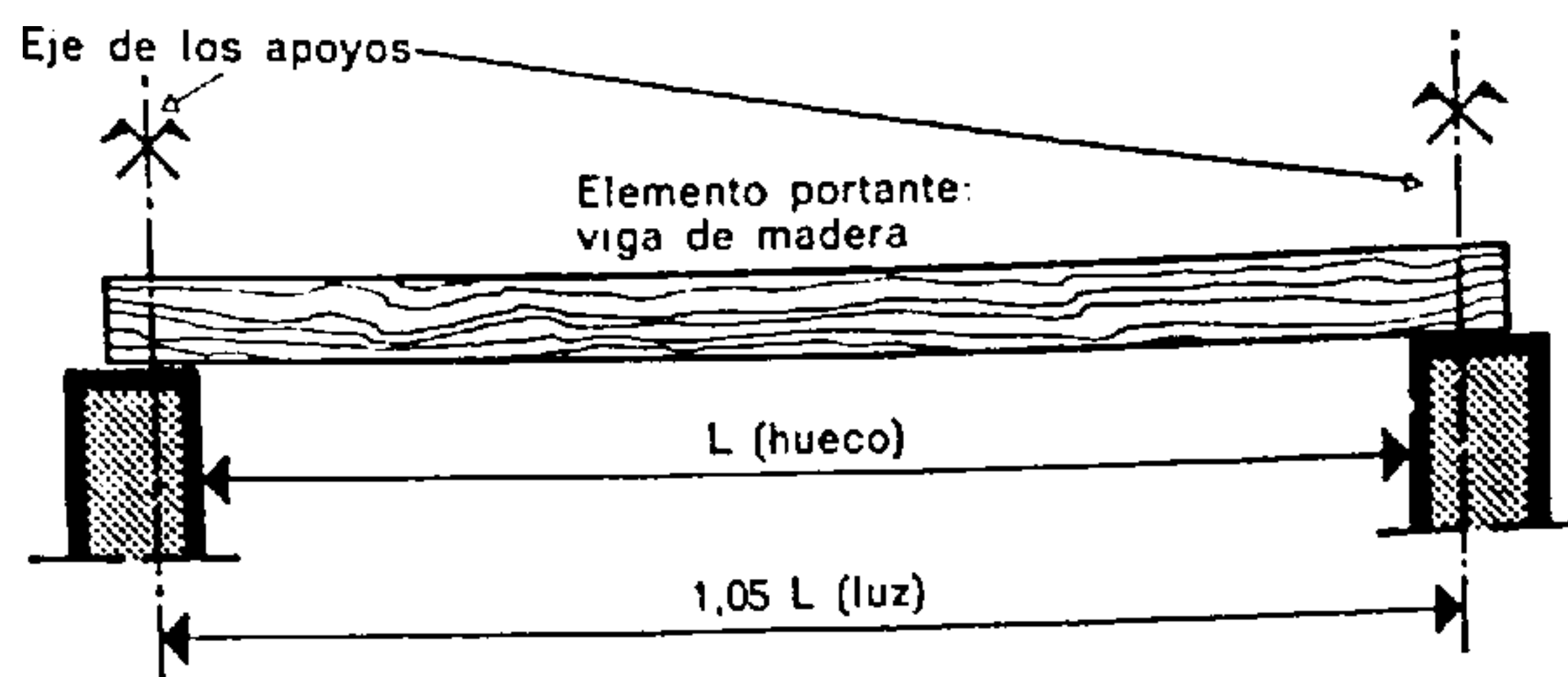


Fig. 474.

La luz utilizada para los cálculos corresponde a 1,05 L.

Para una separación de 50 cm entre ejes de las vigas, cada una de éstas recibe: $0,5 \cdot 350 = 175$ kg/m.

En la Tabla 31, a una carga por metro lineal de 174 kg y una luz de 4,00 m corresponde una sección de madera de 8×18 cm.

Considerando una separación de 60 cm, cada viga soporta: $0,6 \cdot 350 = 210$ kg/m; si la luz es de 4,00 m, la sección será 10×18 cm.

Para recordar los cálculos, el momento resistente se obtiene mediante el cociente del momento flector por el valor de la sollicitación admisible en la madera:

$$\sigma = 85 \text{ kg/cm}^2$$

$$W \text{ (cm}^3\text{)} = \frac{M \text{ (cm} \cdot \text{kg)}}{\sigma \text{ (kg/cm}^2\text{)}}; W \text{ rectángulo} = \frac{b \cdot H^2}{6}$$

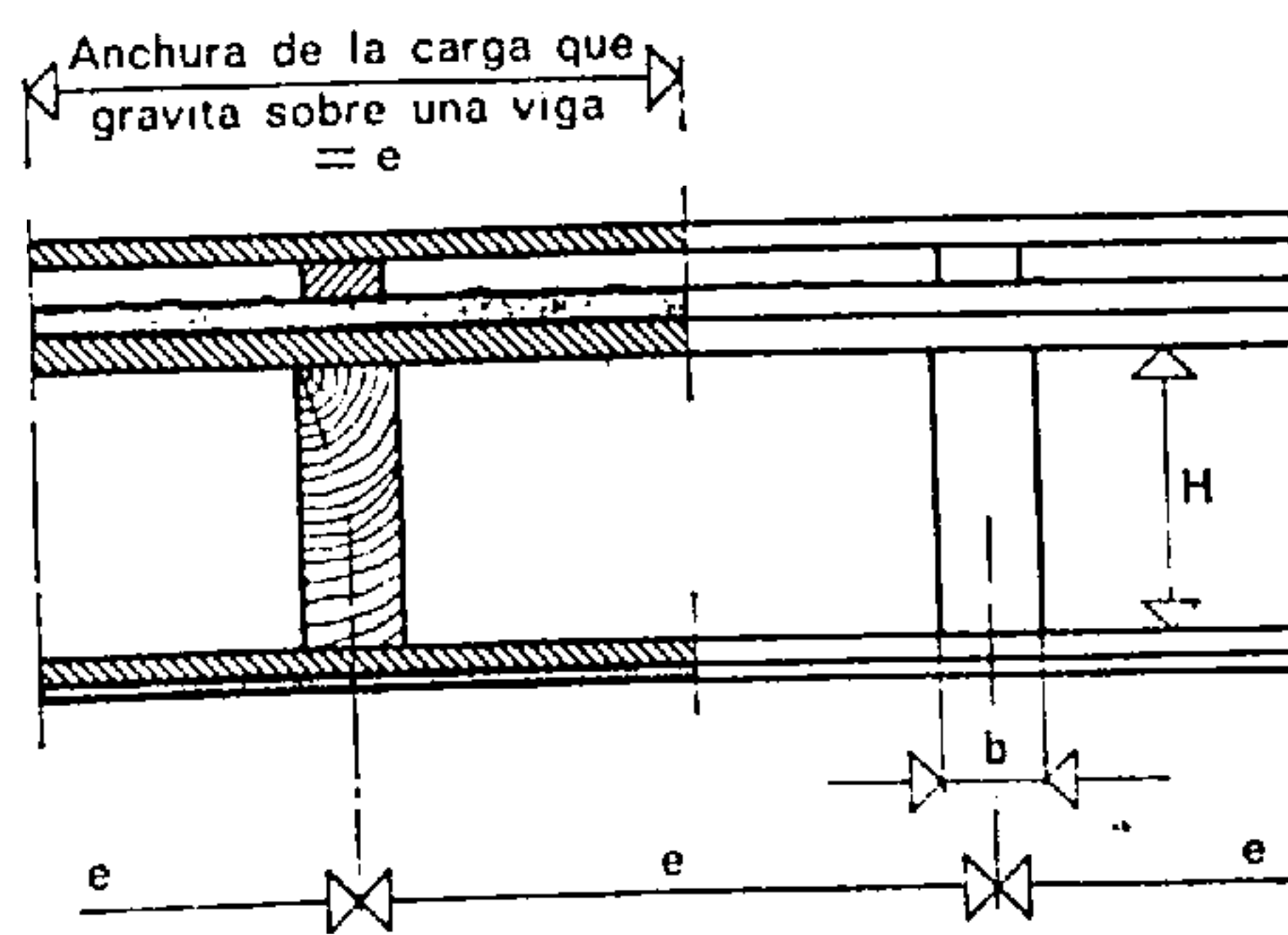


Fig. 475.

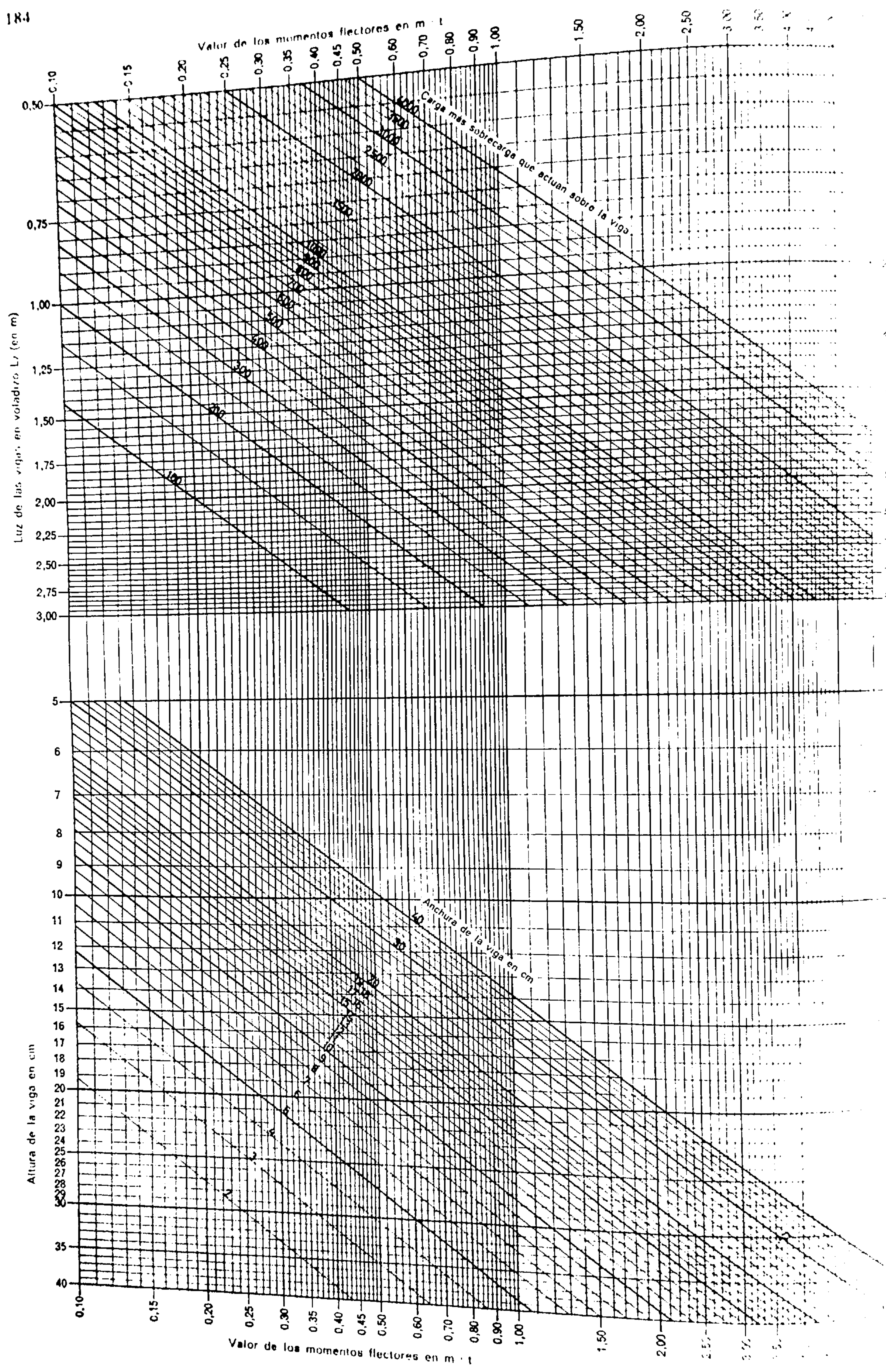
Anchura de la carga de las vigas de un piso de madera

La determinación de la carga y de la luz permite averiguar, en el gráfico, la sección que deberá tener la viga. Para limitar el alabeo de las vigas hay que procurar que la relación entre la anchura b y la altura H no sea inferior a un tercio o, sólo por excepción, a un cuarto, pero aumentando el arriostramiento.

N. B. A fin de evitar flechas demasiado importantes, elijase una altura de vigas H del orden de 1/20 de la luz.

El cálculo del momento de inercia necesario para las vigas sobre dos apoyos, uniformemente cargadas, se obtiene en función de la flecha admisible, por medio de la expresión siguiente:

$$f = \frac{l}{300}; J \text{ (cm}^4\text{)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \text{ (kg)} \cdot l^3 \text{ (cm}^3\text{)}}{E \text{ (kg/cm}^2\text{)} \cdot f \text{ (cm)}}$$



en la cual:

Q = carga total sobre la viga: $p \cdot l$

E = módulo de elasticidad de la madera, que se admite en 110 000 kg/cm².

l = luz de la viga

J = momento de inercia de la viga: $= \frac{b \cdot H^3}{12}$,

o sea $W \cdot \frac{H}{2}$

b = anchura de la viga

H = altura de la viga.

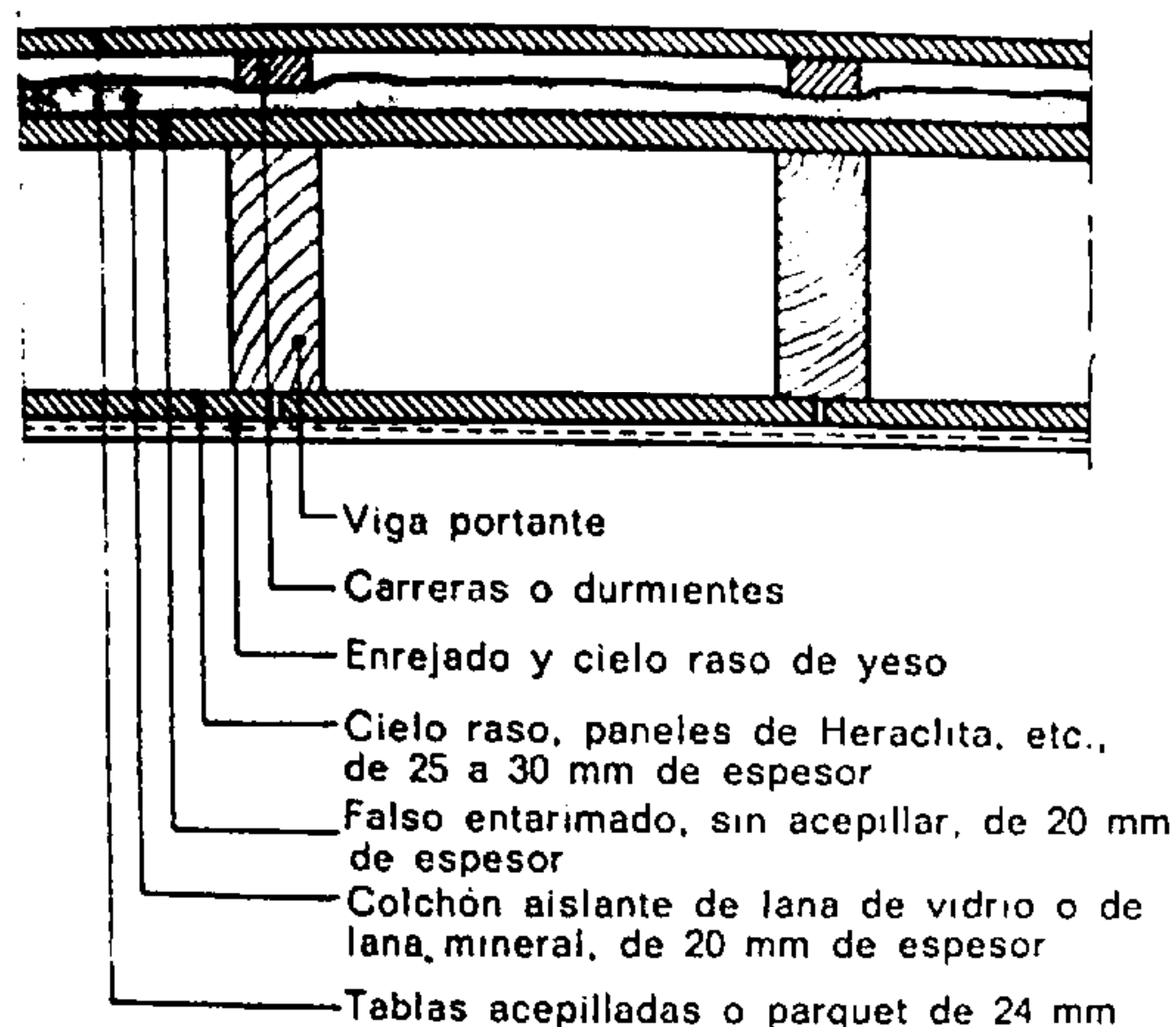


Fig. 476.

Corte de un piso ligero

Peso por metro cuadrado: $\approx 100 \text{ kg/m}^2$.

Por razones de economía interesa utilizar vigas altas de pequeña anchura. A fin de evitar el alabeo de las mismas se colocan riostras de tabla que impiden las torsiones (véase fig. 469).

El revestimiento de los pisos de madera por medio de "parquet" no presenta ninguna dificultad. El establecimiento de un embaldosado, en cambio, exige, para lograr la impermeabilidad, el empleo de cartón

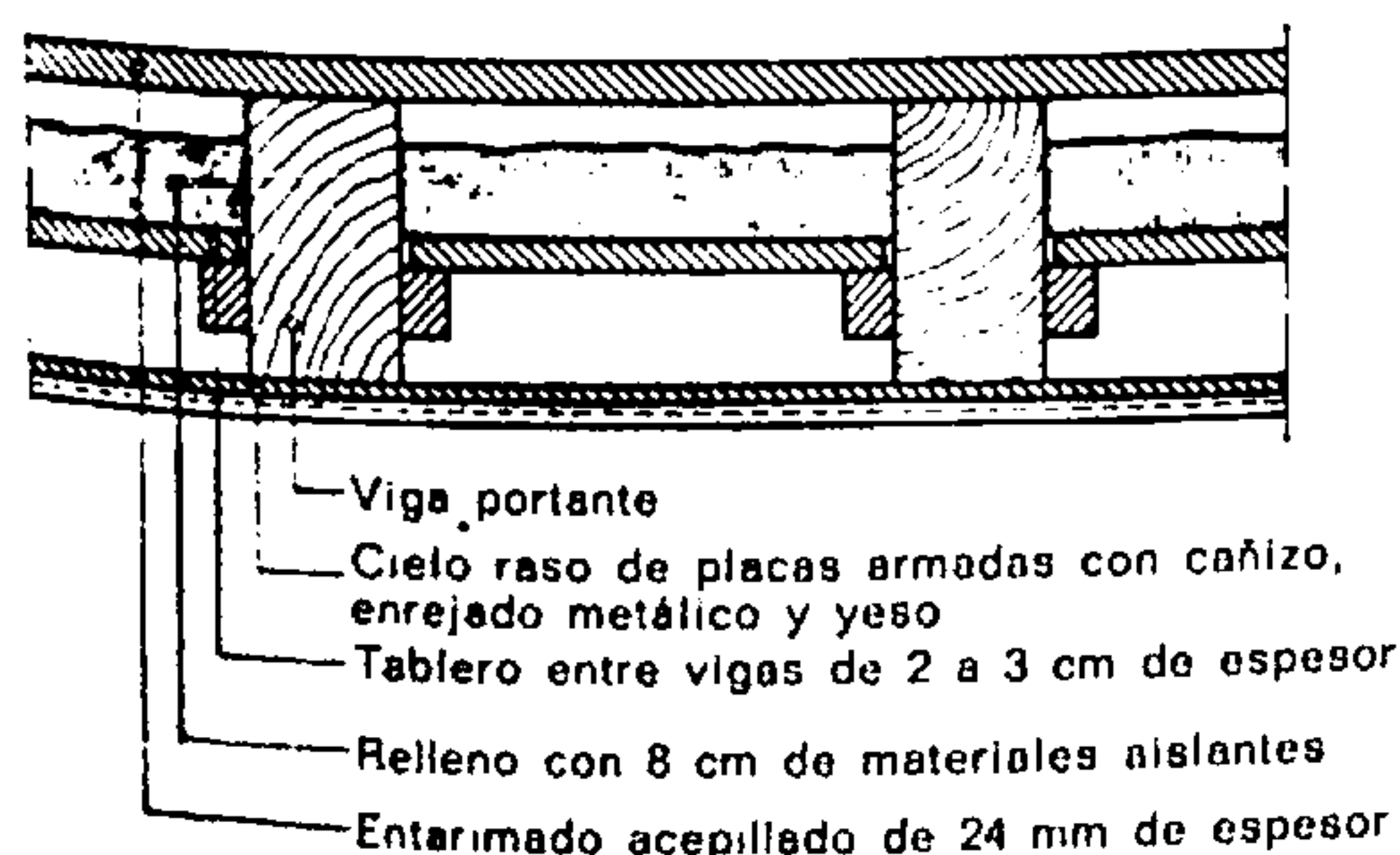


Fig. 477.

Corte de un piso con tableros entre vigas y con relleno

Peso por metro cuadrado: $\approx 150 \text{ kg}$.

Tabla 31. — Gráfico que permite determinar la anchura y la altura de las vigas de madera, cuando se conocen la luz y la carga (en kg) del piso.

$\sigma_{madera} = 85 \text{ kg/cm}^2$.

asfáltico sobre la superficie de madera antes de realizar la capa de mortero base de la colocación de las baldosas. Esta última precaución corta los peligros ocasionados por la fuerte humedad que puede subsistir sobre la madera después de la colocación del em-

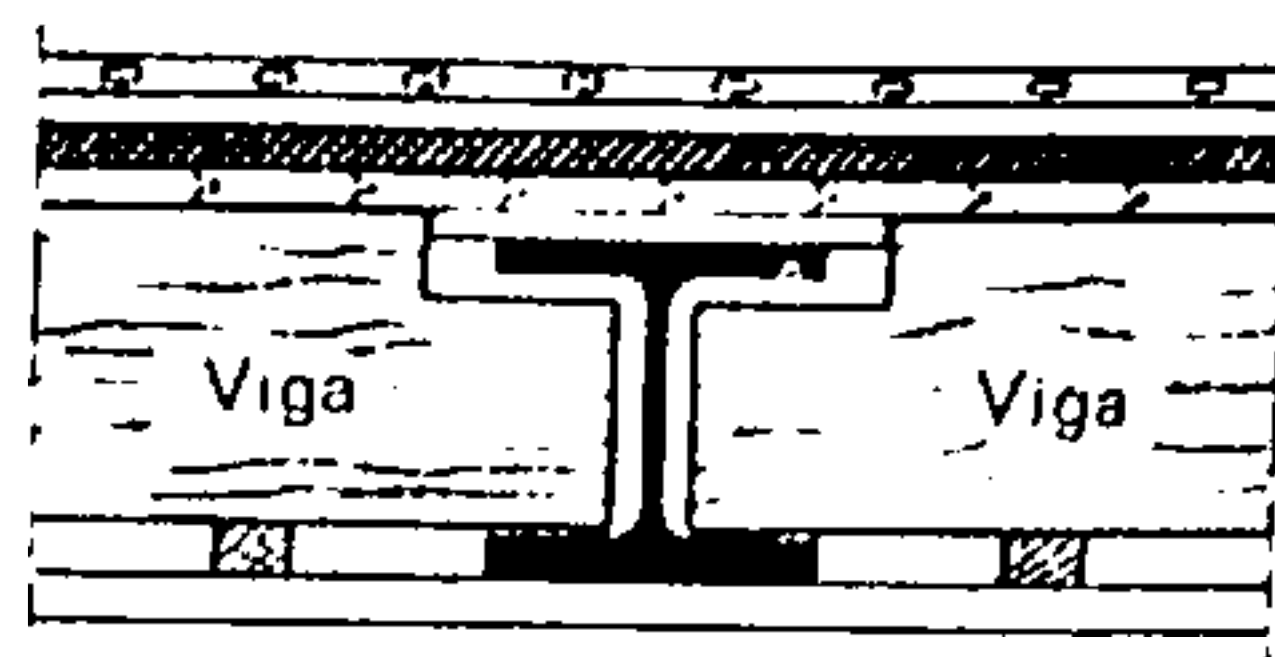


Fig. 478.

Apoyo sobre viga de hierro de alas anchas: DIN, HEA, HEB, etc.

Las vigas entalladas penetran hasta el alma de la viga de hierro.

baldosado. A fin de limitar el agrietamiento de la capa aglomerante, es conveniente prever en esta última un enrejado que haga las veces de armadura.

Mediante clavos es posible la colocación de la mayoría de tipos de cielos rasos existentes bajo los pisos de madera.

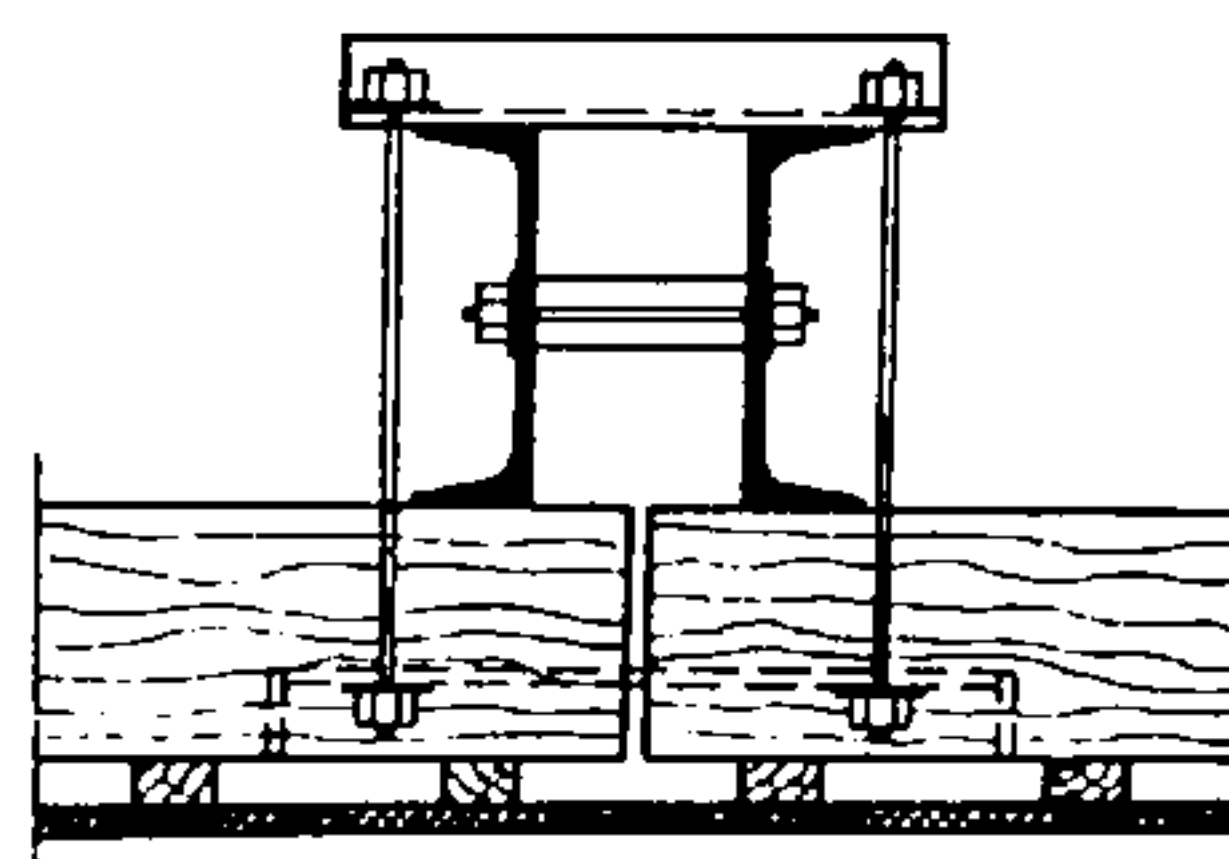


Fig. 479.

Envigado suspendido con la ayuda de pernos y laminados de hierro UPN.

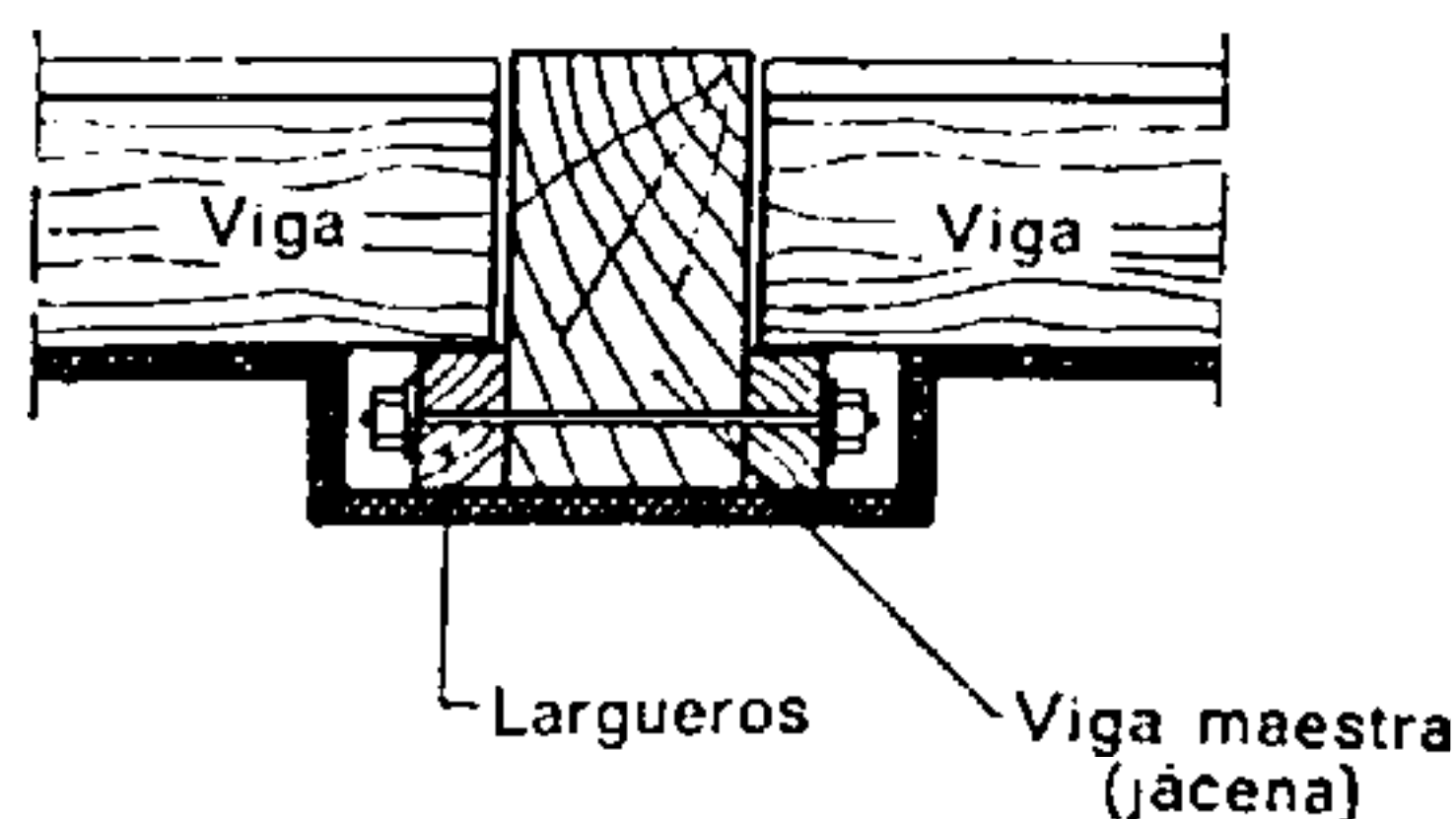


Fig. 480.

Apoyos sobre viga, mediante largueros fijados con pernos

Al proyectar un piso de madera, es necesario tener en cuenta que la madera es un material vivo, susceptible de retracción y de hinchazón bajo el influjo de la humedad ambiente. A este efecto no hay que apretar nunca la madera entre hierros o aprisionarla en la obra; al contrario, hay que dejarle sitio

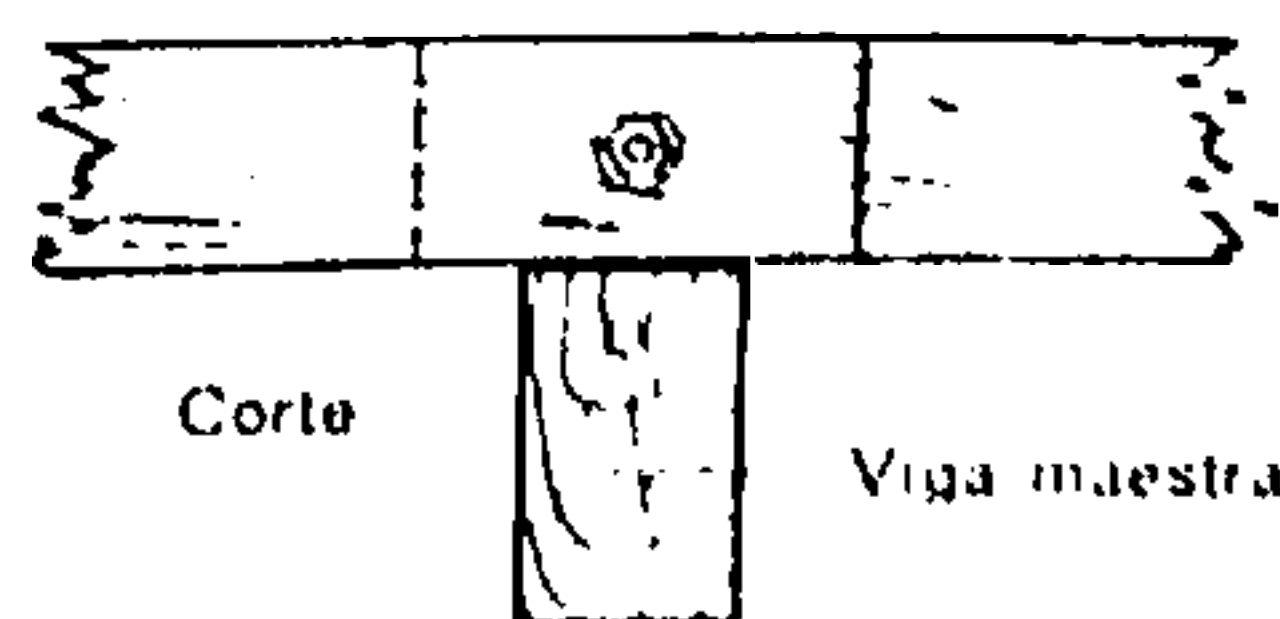


Fig. 481.

Las vigas descansan sobre toda la anchura de la viga maestra.

para que pueda desarrollar sus movimientos dentro del medio que la rodea.

Cuando la luz de las vigas resulta excesiva, es posible disponer una jácena transversal, de madera o de hierro laminado.

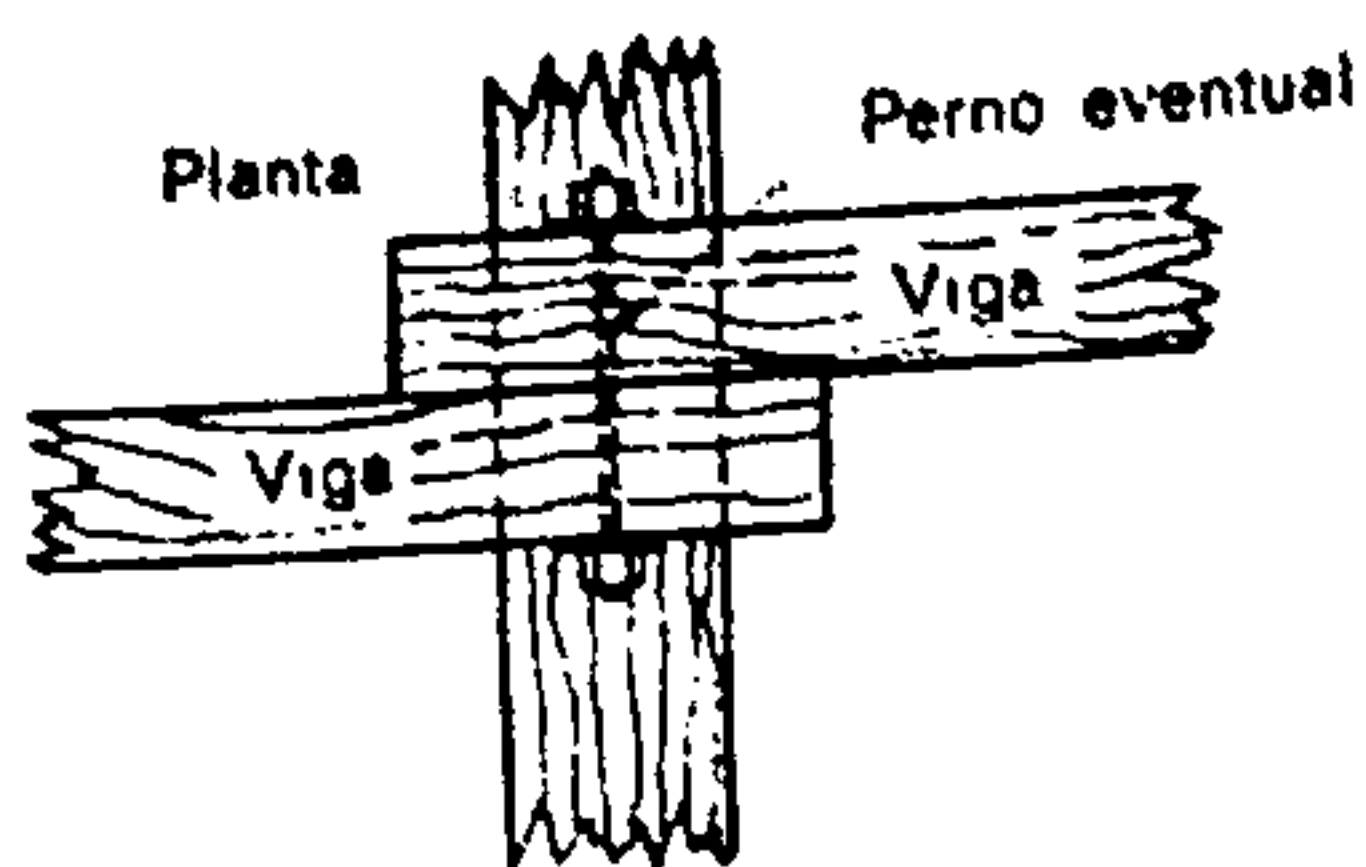


Fig. 482.

Cuando las vigas no quedan a la vista, los ejes de cada dos de ellas sobre el apoyo están alternados.

3. PISOS METÁLICOS

Los pisos metálicos se consideran en general como los más convenientes para las construcciones de armazón metálica. Estos pisos apropiados para grandes luces y fuertes cargas, presentan junto con un reducido volumen, excelentes soluciones para las construcciones industriales y los inmuebles destinados a oficinas.

La utilización de dichos elementos en las casas de vivienda es poco corriente.

Semejante tipo de construcción ofrece la ventaja de una ejecución rápida por el empleo de laminados de hierro, estandarizados, que se encuentran en el mercado. En esta clase de pisos es necesario procurar una protección eficaz de los hierros contra la

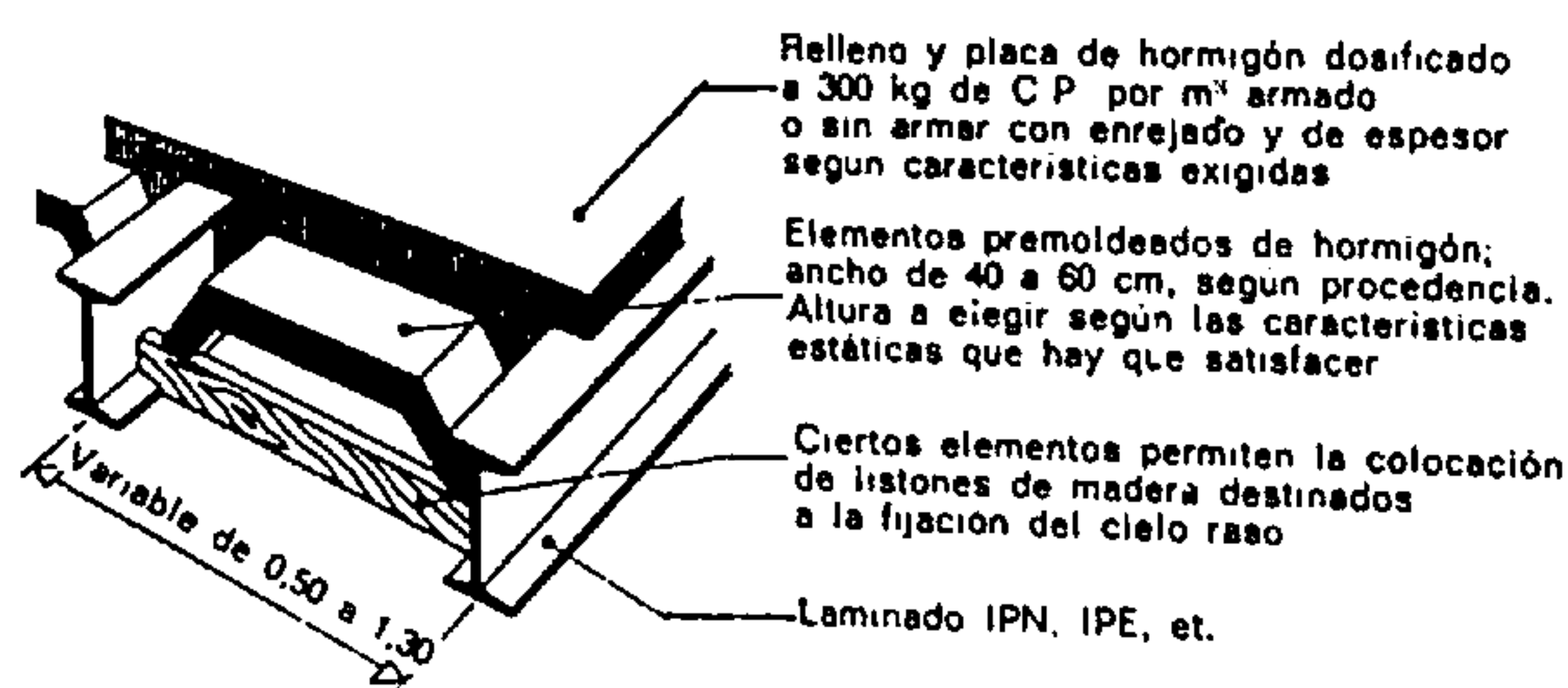


Fig. 483.

Piso realizado con perfiles normales de laminados y con forjados o bovedillas de hormigón

oxidación: una pintura adecuada o un empotramiento en una masa de hormigón.

La fabricación de viguetas de hormigón pretensado crea una competencia grave a los pisos metálicos. En efecto, existe una gran semejanza de características dimensionales entre uno y otro sistema.

Los pisos metálicos están constituidos con vigas laminadas de los tipos IPN, IPE, UPN, etc. La preferencia se inclina por los perfiles altos y ligeros. La separación de las vigas depende (como en el caso de la madera) del material de forjado utilizado como portante entre las mismas. Éste puede ser de elementos cerámicos, de hormigón premoldeado o realizado *in situ*, etc.

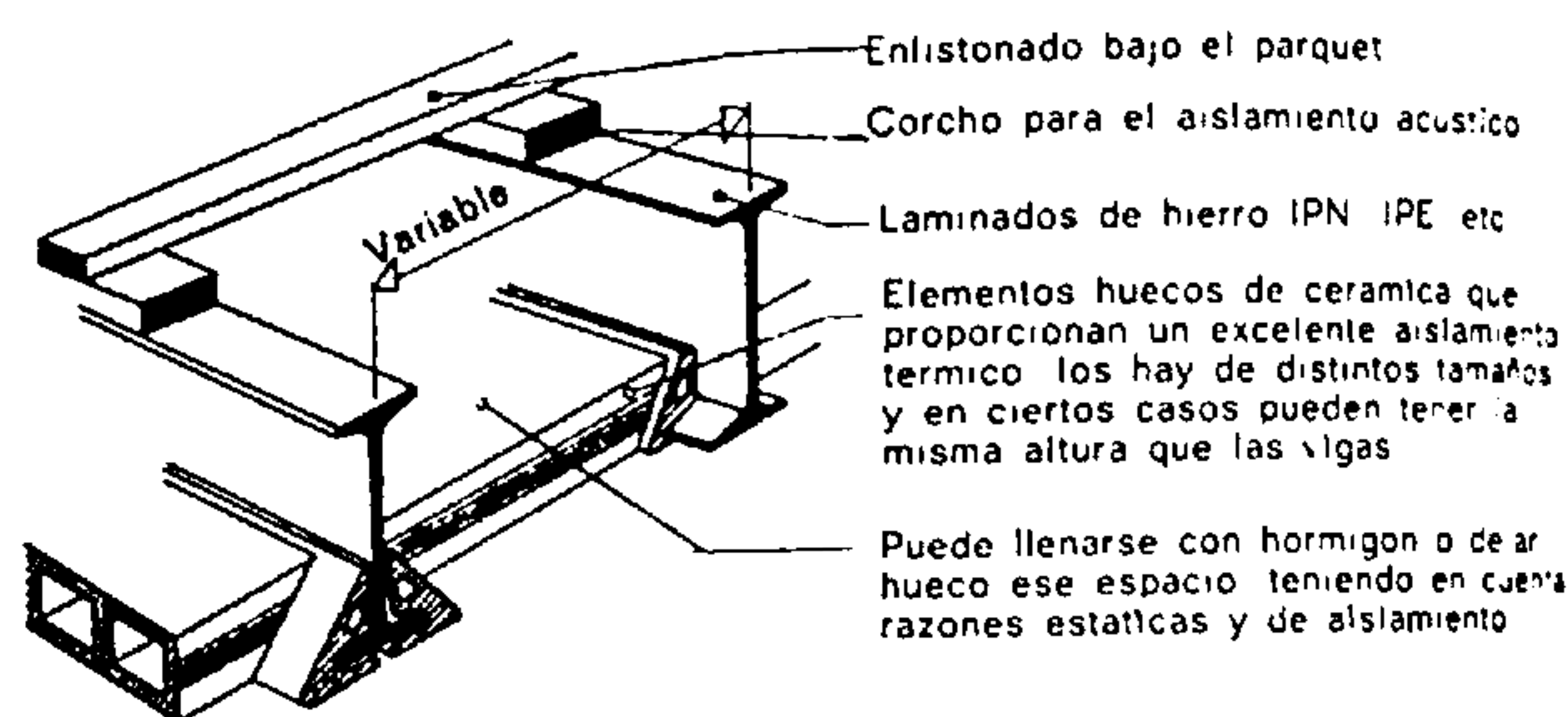


Fig. 484.

Piso con forjados o bovedillas de cerámica

Las características de las viguetas a adoptar depende de su luz y de la carga. La Tabla 32 permite determinar el laminado conveniente en función de la carga y de la luz.

El peso propio admitido en los cálculos debe determinarse en cada caso particular. La flecha máxima bajo la carga total autorizada, en Suiza, es de $1/400$ de la luz y en Francia, de $1/350$, para los edificios corrientes. Por otra parte, en Francia, por la sola acción de las sobrecargas, debe mantenerse por debajo del $1/600$ de la luz. Sin embargo, frecuentemente, exigencias particulares obligan a adoptar valores más reducidos.

Cuando la sollicitación de utilización del acero es conocida y la altura del laminado ha sido ya elegida, es fácil conocer la flecha que para un módulo de elasticidad de 2100000 kg/cm^2 se expresa por las fórmulas siguientes:

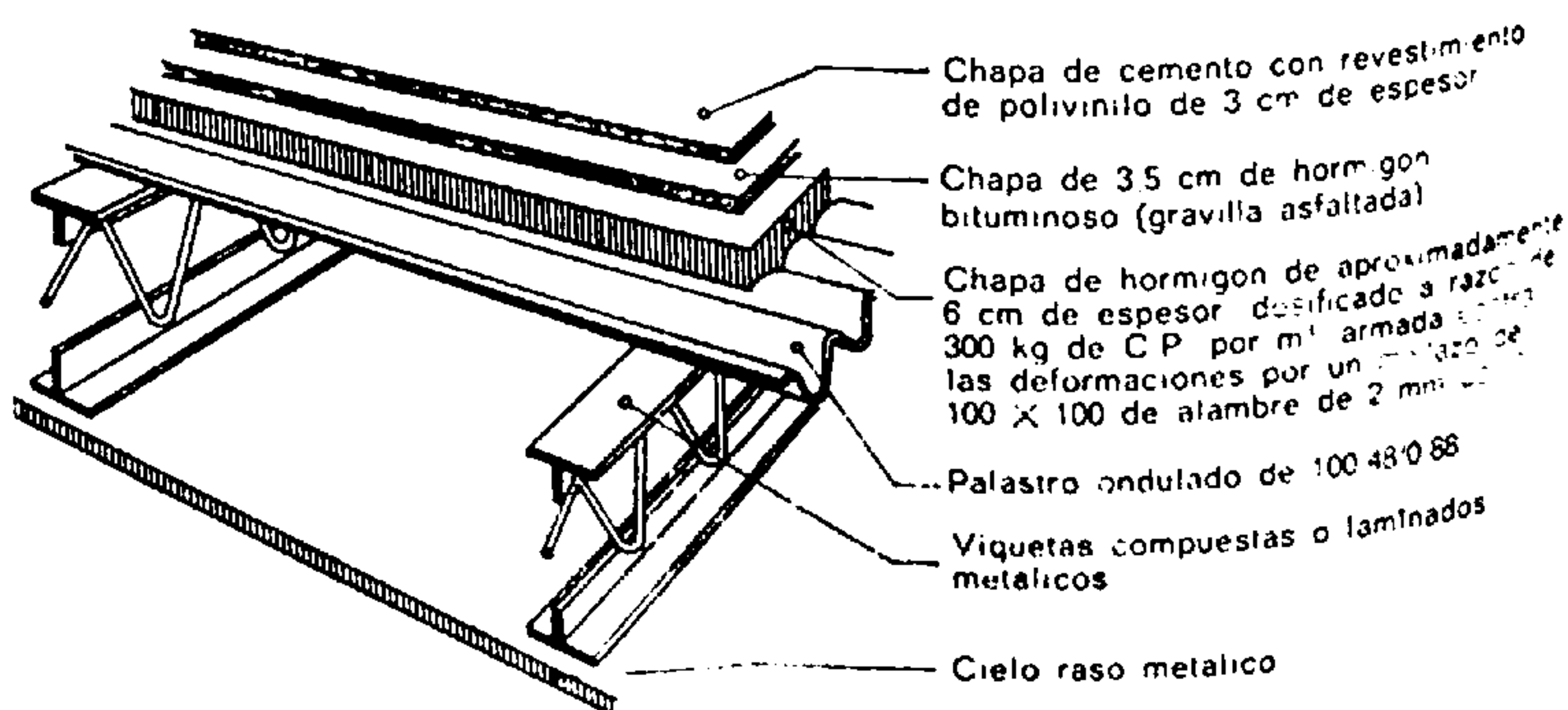


Fig. 485.

Techo metálico con forjado de palastro ondulado

a) carga uniformemente repartida, viga apoyada a dos puntos

$$f = 0,992 \cdot \frac{\sigma_{\text{real}} \cdot l^2}{h}$$

f = flecha, en cm
 σ_{real} = solicitación creada en el acero en t/cm²
 l = luz de la pieza en m
 h = altura del perfil en cm

b) carga uniformemente repartida, viga en ménsula

$$f = 2,38 \cdot \frac{\sigma_{\text{real}} \cdot l^2}{h}$$

del elemento. La ejecución de los cielos rasos debe contribuir en gran medida a la mejora de las condiciones aislantes.

A fin de reducir el peso de las viguetas, que aumenta rápidamente con la luz, es posible introducir uno o varios apoyos intermedios. Dichos apoyos están constituidos en este caso por vigas (jácenas). Estas se calculan de la misma manera que las viguetas: su carga unitaria corresponde a la reacción de apoyo de las viguetas del piso. Generalmente la luz

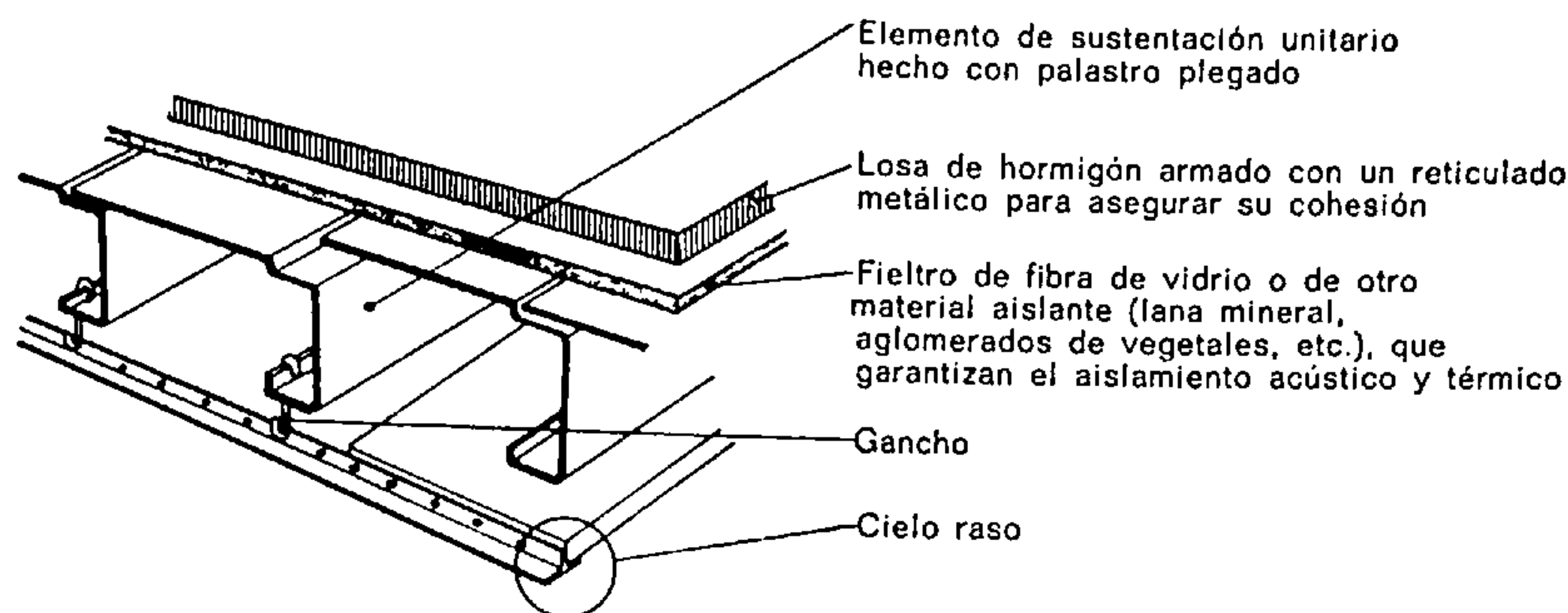


Fig. 486.

Piso de palastro de acero plegado

Ejemplo: Determinar las características de las viguetas de un piso de 5,60 m de luz entre paredes, con una carga (peso propio comprendido) de 2 400 kg/m²; la separación de las viguetas es de 85 cm.

Luz real $5,60 \cdot 1,05 \cong 5,88$ m

Carga por m de vigueta $2\,400 \cdot 0,85 = 2\,040$ kg;

por la lectura en Tabla 32 se halla:

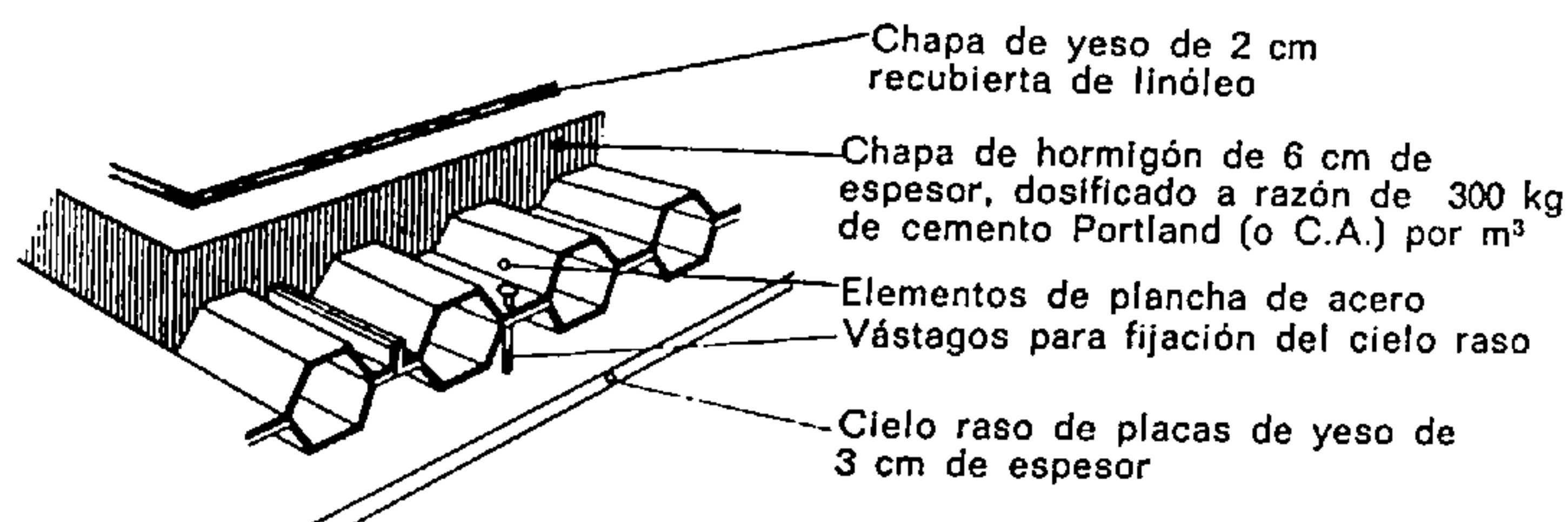


Fig. 487.

Piso de palastro de acero, Keystone steel floor (de Robertson, Pittsburg, EE.UU. de N.A.)

Para fuertes cargas útiles; muy resistentes a los incendios.

IPE 270; $\sigma = 1,360$ t/cm²

$$f = 0,992 \cdot \frac{1,360 \cdot 5,88^2}{27} = 1,73 \text{ cm}$$

$$\frac{1,73}{588} \cong \frac{1}{340} > \frac{1}{400}$$

Los pisos ligeros, realizados con palastro plegado, ofrecen interesantes posibilidades. Su empleo, de uso corriente en los EE.UU., no se ha llegado todavía a extender en nuestras regiones. Los perfiles utilizados conducen a los tipos de pisos indicados en las figs. 486 y 487.

El revestimiento aplicado sobre los pisos de elementos metálicos depende en gran medida del material que compone el forjado. Los aislamientos térmicos y acústicos de este revestimiento determinan el "confort" de la construcción y las cualidades particulares de los materiales utilizados influyen la longevidad

de la jácena es superior a la de las viguetas. Para su realización se emplean laminados IPN, IPE, DIN, HEA, -B, -M, etc. que ofrecen importantes momentos de inercia. No hay que dejar de calcular la flecha de esos medios de apoyo (fig. 491).

La realización de *embrochados* implica con frecuencia uniones que exigen la intervención de especialistas: remaches, uso de pernos, soldaduras, etc.

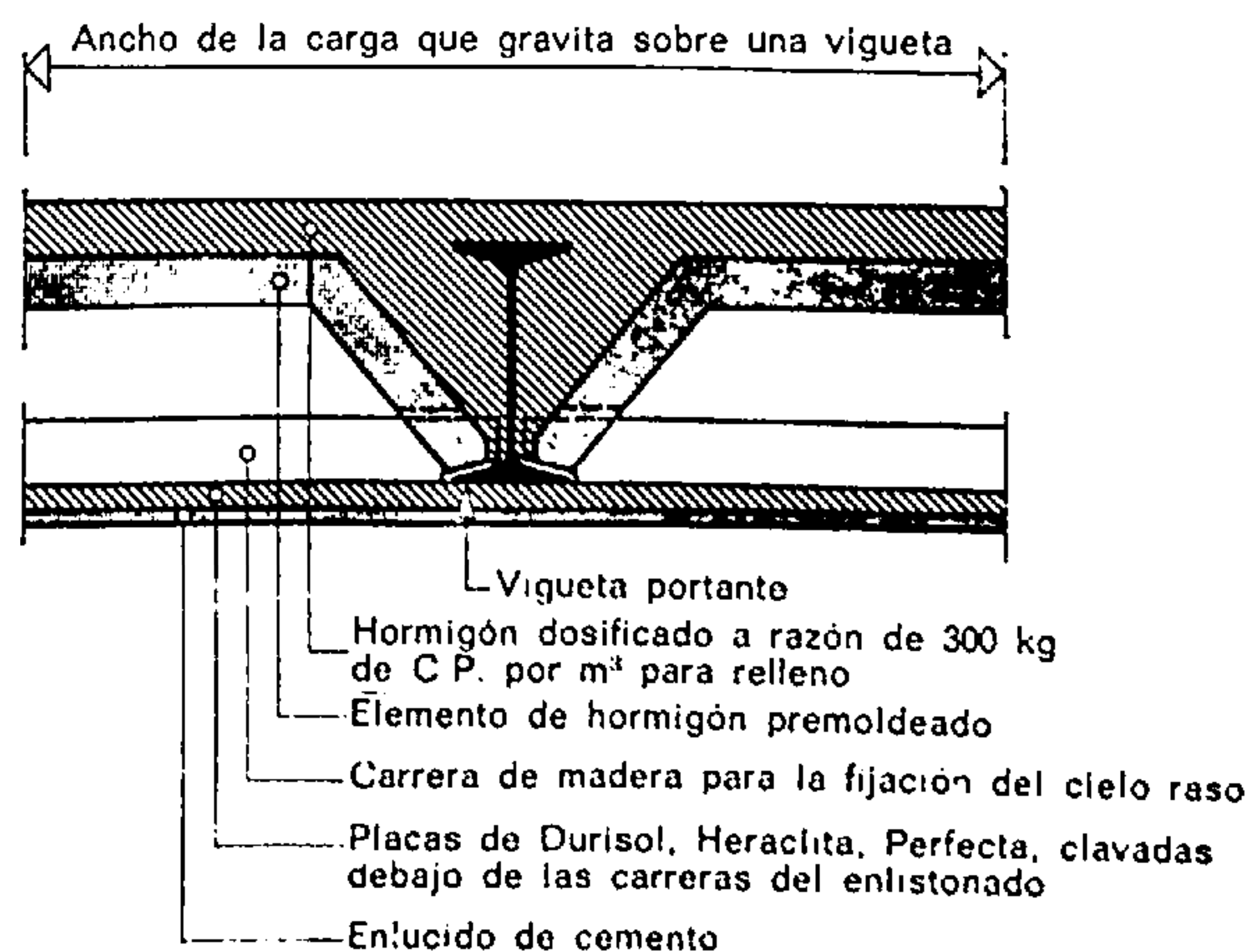


Fig. 488.

Corte de un piso de elementos portantes laminados de hierro
 Peso propio de 200 a 300 kg/m².

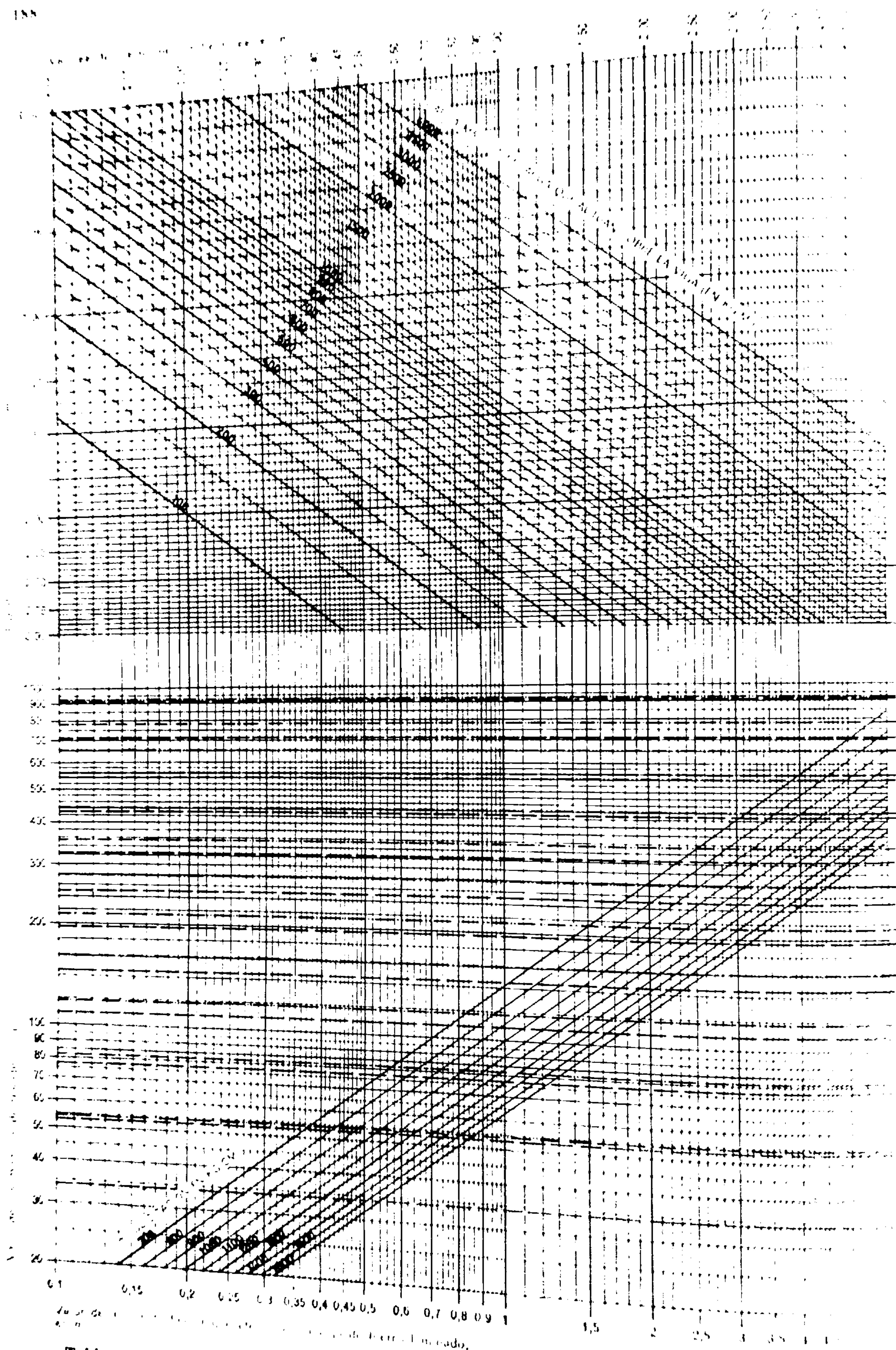


Tabla 32.— Gráfico para determinar las características de las viguetas empleadas como vigas.

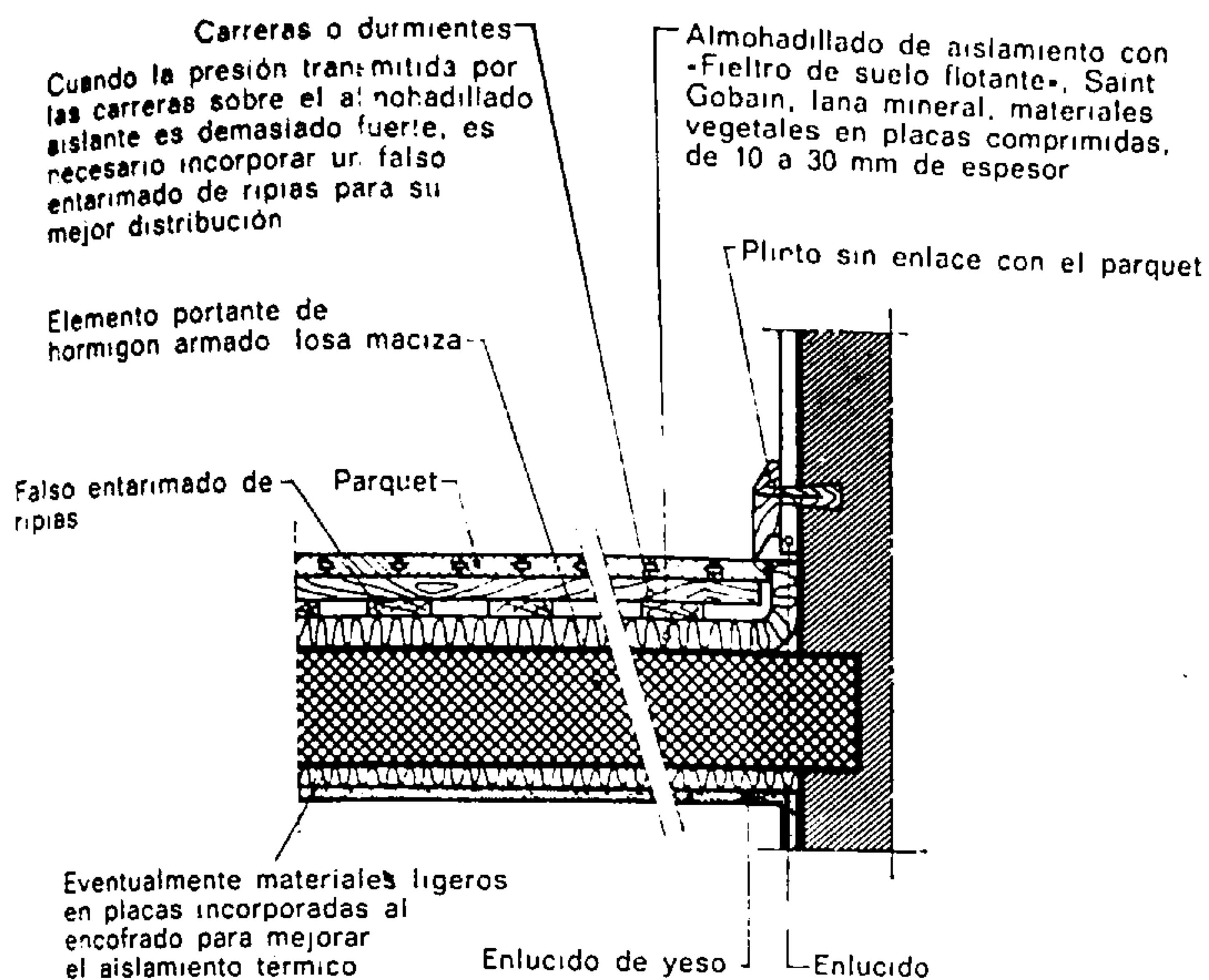


Fig. 489.

Parquet colocado sobre losa maciza de hormigón armado

La interposición de un almohadillado antivibratorio procura el aislamiento acústico y mejora el aislamiento térmico.

N. B. Estos tres elementos, parquet, carreras y eventualmente falso entarimado no tienen contacto alguno con el elemento portante (empotramiento o análogos). El complejo de revestimiento «flota» sobre la losa con el fin de evitar la transmisión de vibraciones.

4. PISOS O LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO

Los pisos o losas de hormigón armado hallan actualmente gran campo de aplicación en la construcción de inmuebles de varias plantas, así como en la de viviendas particulares. Este complejo de materiales permite, en efecto, realizaciones variadas y económicas en la mayor parte de los casos. Por otra parte, a causa de su condición monolítica ofrece las garantías de una excelente trabazón entre los elementos portantes.

Numerosas investigaciones dirigidas a mejorar y facilitar la realización de estas construcciones han suscitado distintas soluciones. Se distinguen tres tipos característicos de losas a base de hormigón armado:

- las losas realizadas enteramente en obra: el forjado (losa maciza), la losa nervada, la losa de piezas huecas, etc., que requieren la construcción de un encofrado;
- las losas semi-prefabricadas, en las cuales los elementos prefabricados constituyen en cierto modo el encofrado y que traen consigo la realización en obra de la mayor parte de la sección comprimida del hormigón;
- las losas completamente prefabricadas o acabadas a su salida de fábrica que constituyen el elemento portante completo.

Cada uno de estos tres tipos ofrece particularidades interesantes e inconvenientes que conviene tener en cuenta en cada caso particular.

Las ventajas que procura el pretensado del hormigón se valorizan y explotan en la mayor parte de los tipos citados.

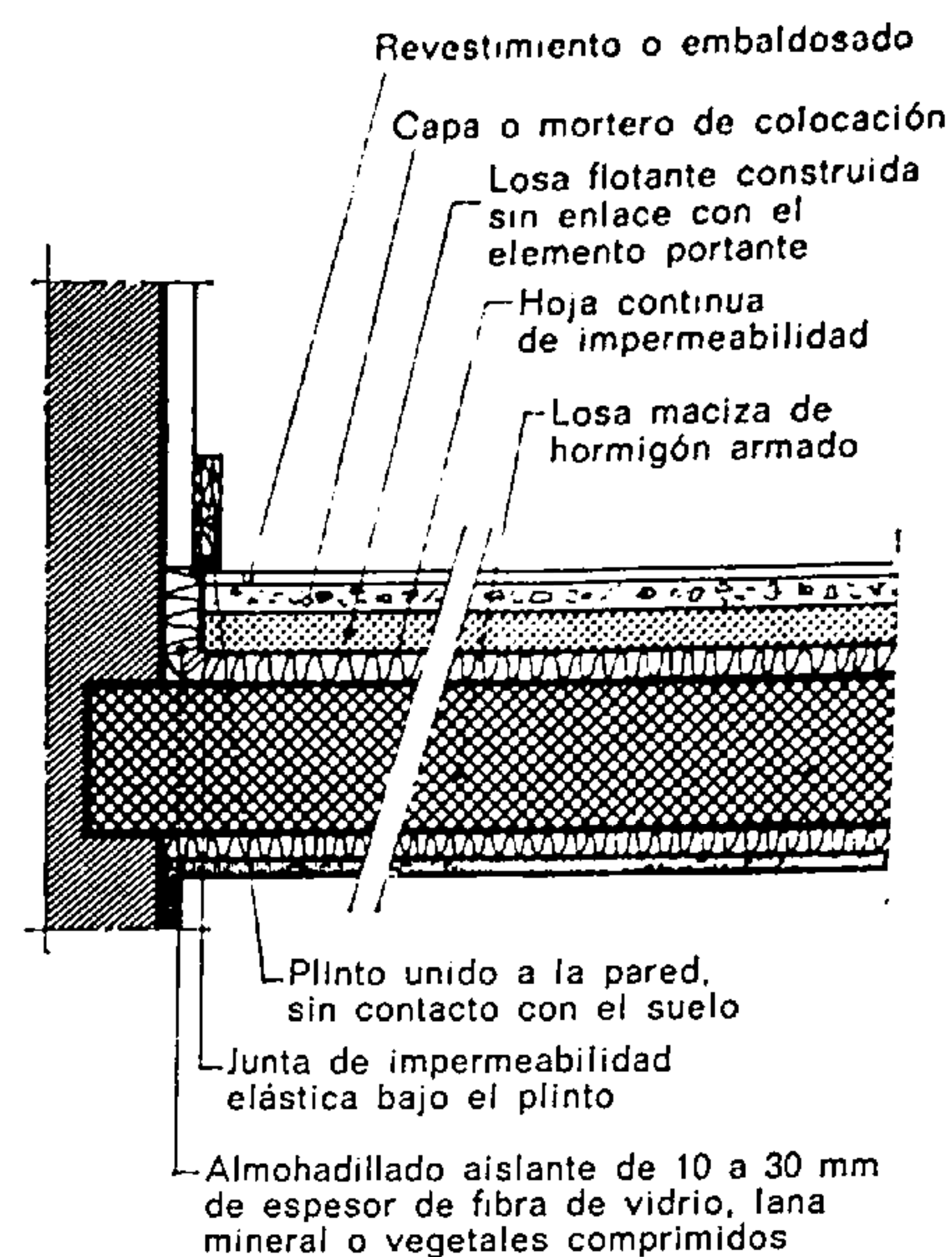


Fig. 490.

Colocación del embaldosado y de los materiales de revestimiento adheridos:

parquet, linóleos, polivinilo, etc.

Las características de los hormigones y de los aceros empleados deben cumplir las normas y reglamentos en vigor en el sitio de la ejecución. A este efecto véase el Cap. XVII: *Hormigón armado*. Recuérdese que en Suiza rigen las "Normas de la SIA", n.º 162, y en Francia la "Regla BA 60". Recuérdese también que la dosificación prescrita en Suiza es de 300 kg de cemento Portland, y en Francia de 350 kg de cemento por metro cúbico en las obras sin control a pie de obra, y de 300 kg de cemento por metro cúbico en las obras controladas.

Para ofrecer las garantías de resistencia prescritas, los hormigones deben estar amasados a máquina (en hormigonera). La aplicación de las normas constituye la reglamentación del cálculo y de la puesta en obra del hormigón armado.

La distancia libre entre la armadura y el encofrado debe ser de 1 cm como mínimo para las obras situadas al abrigo de la intemperie y de 2 cm como mínimo en los otros casos.

4.1. LOSAS O FORJADOS REALIZADOS EN OBRA

A. El forjado, losa maciza de hormigón armado, elemento portante sin nervaduras, constituye el sistema más sencillo.

Se realiza sobre un encofrado de tablas a tope que recubre toda la superficie; las armaduras de hierro son sencillas y de fácil colocación. Las tolvas, aberturas y cajas diversas sólo son pequeños obstáculos para su realización. Por otra parte, el hormigón se coloca con facilidad.

La losa maciza ofrece la ventaja de ser, en casi

todos los casos, el sistema más económico para luces inferiores a 4,50 m.

En cambio este sistema ofrece un conjunto pesado y presenta dificultades, una vez ejecutado, para el paso de conducciones eléctricas y tuberías. Con

absorción que es tanto mejor cuanto más débil es la compresión del hormigón.

De la elección del revestimiento depende la mejora de su comportamiento ante los ruidos de golpes. El forjado de hormigón presenta un pobre aisla-

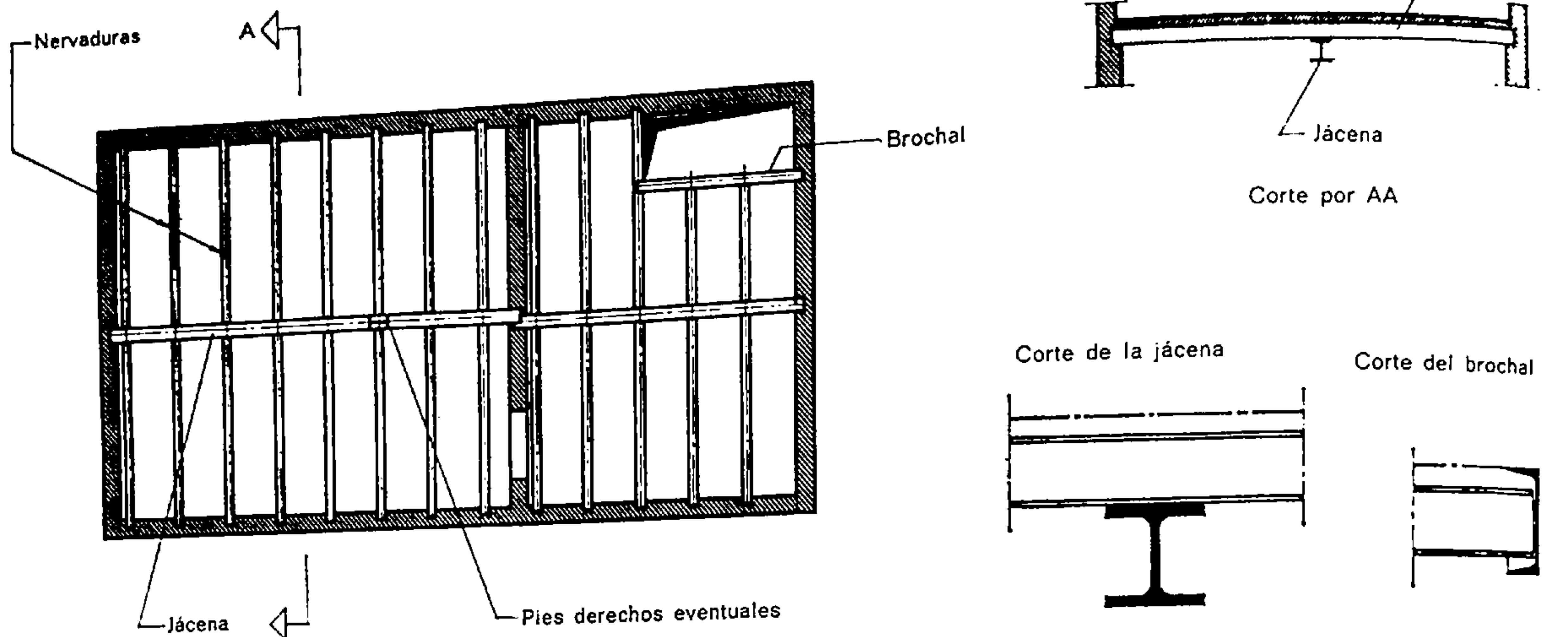


Fig. 491.

Planta y cortes de un piso metálico con jácenas

Los planos de los elementos portantes de los pisos se trazan «vistos por debajo».

frecuencia, éstas tienen que hacerse pasar por encima del encofrado, antes de ser incorporadas en su emplazamiento definitivo dentro del hormigón.

Los elementos dispuestos en la masa antes del hormigonado se sitúan sobre la capa inferior de hierros de la armadura.

La considerable masa de hormigón ofrece una inercia favorable a la absorción de los ruidos aéreos,

miento térmico. El estudio del revestimiento y del cielo raso es, pues, de gran importancia puesto que ambos elementos deben proporcionar el aislamiento indispensable para el «confort». Los casos indicados en las figs. 489 y 490 pueden formar un conjunto favorable.

Los forjados se calculan en gran número de casos como si sólo trabajasen en una sola dirección. Cier-

Constituido por un material idéntico al de una pared de carga, este elemento evita la aparición en la fachada de grietas debidas al trabajo de los materiales

Gancho de adherencia

Armadura de repartición colocada sobre la armadura principal

Sección según Normas suizas:
0.2 % de la sección del hormigón (sin distancia máxima)

Hormigón armado 60: 0.25 X sección armadura principal, distancia máxima:
4 a para cargas uniformemente repartidas (máx. 45 cm)
3 a para cargas concentradas (máx. 45 cm)

muro de apoyo

d = 1 cm

Las barras de armadura deben estar ligadas (o soldadas) a fin de formar una red indeformable

Hormigón dosificado a 300 kg de C.P. por m³ puesto en obra
No puede ponerse «in situ» más que después de la colocación de la armadura total de la obra y control de esta última

Armadura principal: generalmente en el sentido de la luz menor. Se calcula según la teoría del hormigón armado
Con barras de pequeño diámetro y escasa separación se disminuyen los peligros de agrietamiento
e = máx. según las Normas suizas

$$e = 10 + \frac{a}{4}$$

Según las Normas francesas del hormigón armado 60

e = 3 a para carga uniformemente repartida (máx. 33 cm)

e = 2 a para carga concentrada (máx. 33 cm)

Fig. 492.

Corte de una losa maciza

Al controlar una obra antes del hormigonado, es muy importante comprobar la altura de la armadura con relación al enrase del hormigón. Esta altura, brazo de palanca, determina la tensión de la armadura y del hormigón. Del valor h dependen las solicitaciones efectivas de los materiales.

La distancia entre la armadura principal y el encofrado es de 1 cm como mínimo para las obras a cubierto y de 2 cm si las obras están expuestas a la intemperie. Este valor puede ser más elevado cuando son mayores los riesgos de corrosión de la armadura.

tas condiciones especiales permiten su apoyo sobre tres o cuatro lados: relación entre las luces, naturaleza de los apoyos, según se trate de paredes o de jácenas o vigas maestras. El cálculo estático de un forjado es sencillo (véase el Cap. XVII: *Hormigón armado*). Las Tablas 33 y 34 permiten, por simple

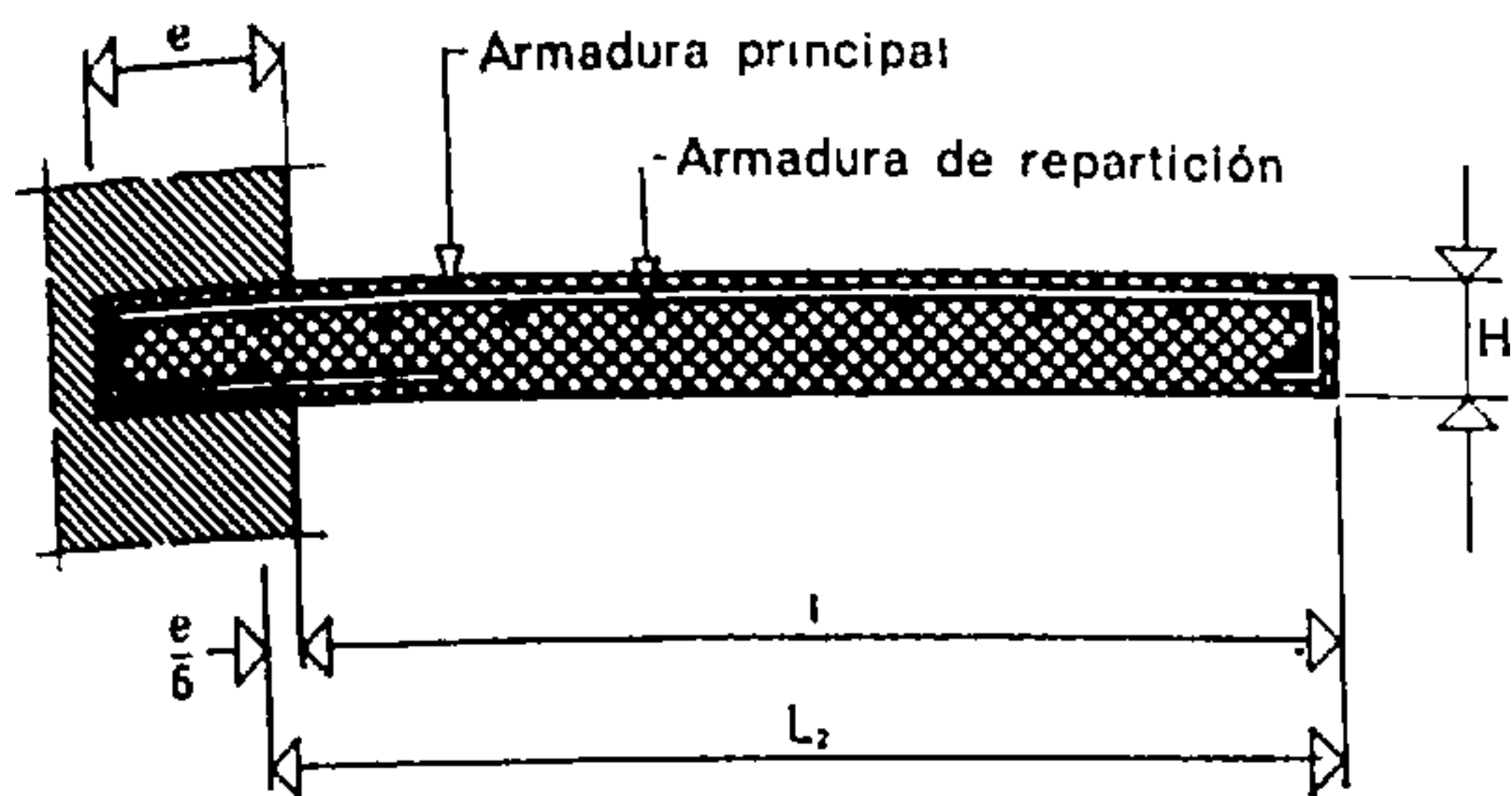


Fig. 493.

Corte longitudinal de una losa maciza de hormigón armado empotrada

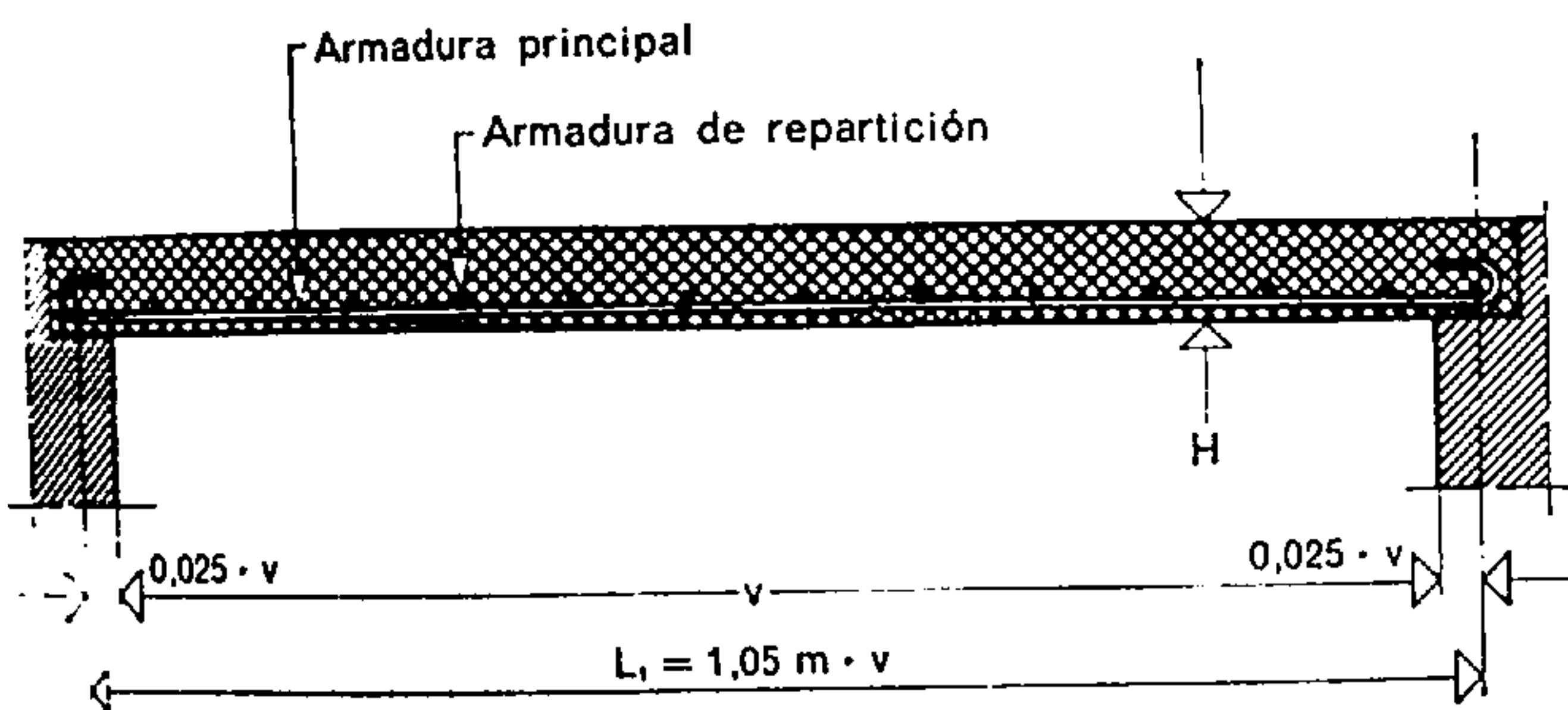


Fig. 494.

Corte longitudinal de una losa maciza de hormigón armado que descansa sobre dos apoyos

v = Hueco entre paredes de carga.
 L = Luz de la losa.

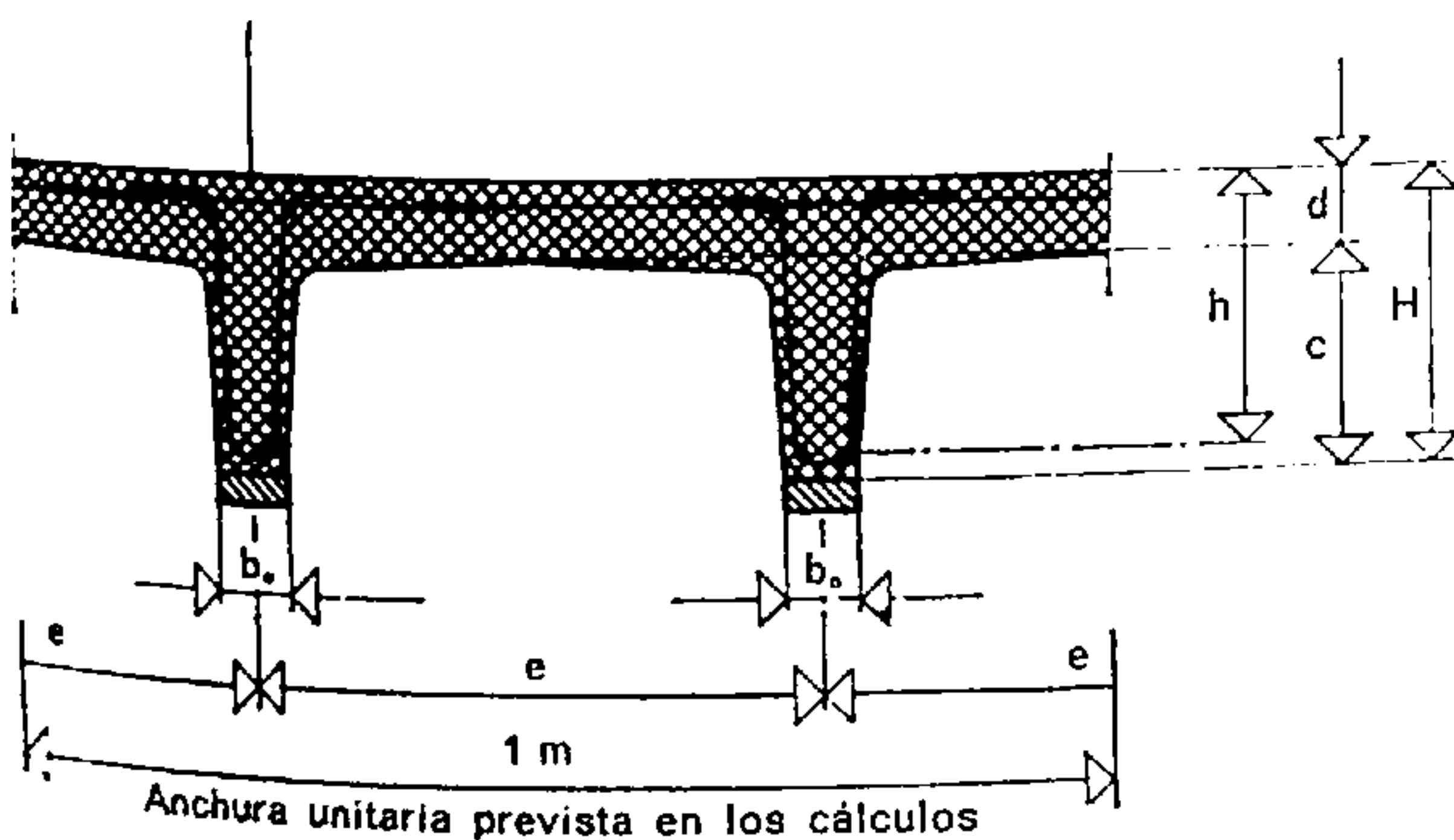


Fig. 495.

Armadura de las losas nervadas (corte transversal)

Con la reserva de comprobar el esfuerzo cortante junto a los apoyos, por medio de la expresión $\tau_b = \frac{Q}{b_0 \cdot h \cdot 0,9}$ en la cual τ_b debe ser igual o inferior a 5 kg/cm^2 *, es posible emplear el gráfico de cálculo de los pisos de hormigón armado. La sección hallada para la armadura se refiere a 1 metro de anchura de la losa, por lo que las barras correspondientes estarán concentradas en las nervaduras de la losa, a razón de:

1 cm^2 nervadura = $A'_{\text{por m}} \cdot e \text{ cm}$.

Ejemplo: Sección de armadura A' leída en el gráfico:

13 cm^2 ; $e = 60 \text{ cm}$ $A'_{\text{nerv.}} = 13 \cdot 0,6 = 7,8 \text{ cm}^2$.

Observación: d = por lo menos 4 cm o $\frac{H}{3}$.

* En estas condiciones no es necesario justificar las armaduras contra el cizallamiento.

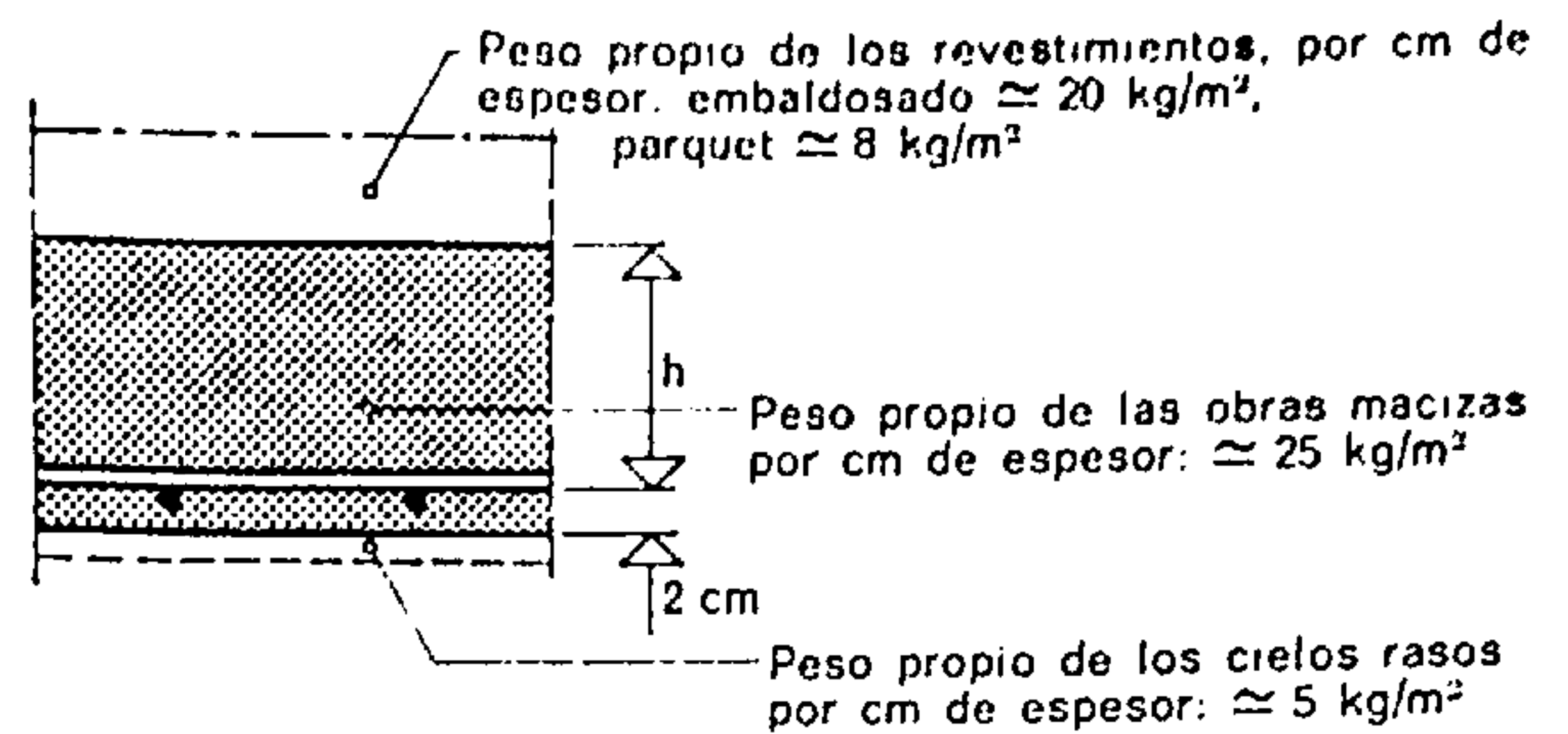


Fig. 496.

Peso propio de las losas

Peso propio y armaduras de reparto de las losas macizas (según las normas suizas)

H	h	peso kg/m^2	$\varnothing$	Espaciados
6	4	150	5	$e = 15 \text{ cm}$
8	6	200	6	$e = 15 \text{ cm}$
10	8	250	6	$e = 15 \text{ cm}$
12	10	300	8 y 6 altern.	$e = 15 \text{ cm}$
14	12	350	8	$e = 20 \text{ cm}$
16	14	400	8 y 10 altern.	$e = 20 \text{ cm}$
18	16	450	10	$e = 20 \text{ cm}$
20	18	500	10	$e = 20 \text{ cm}$

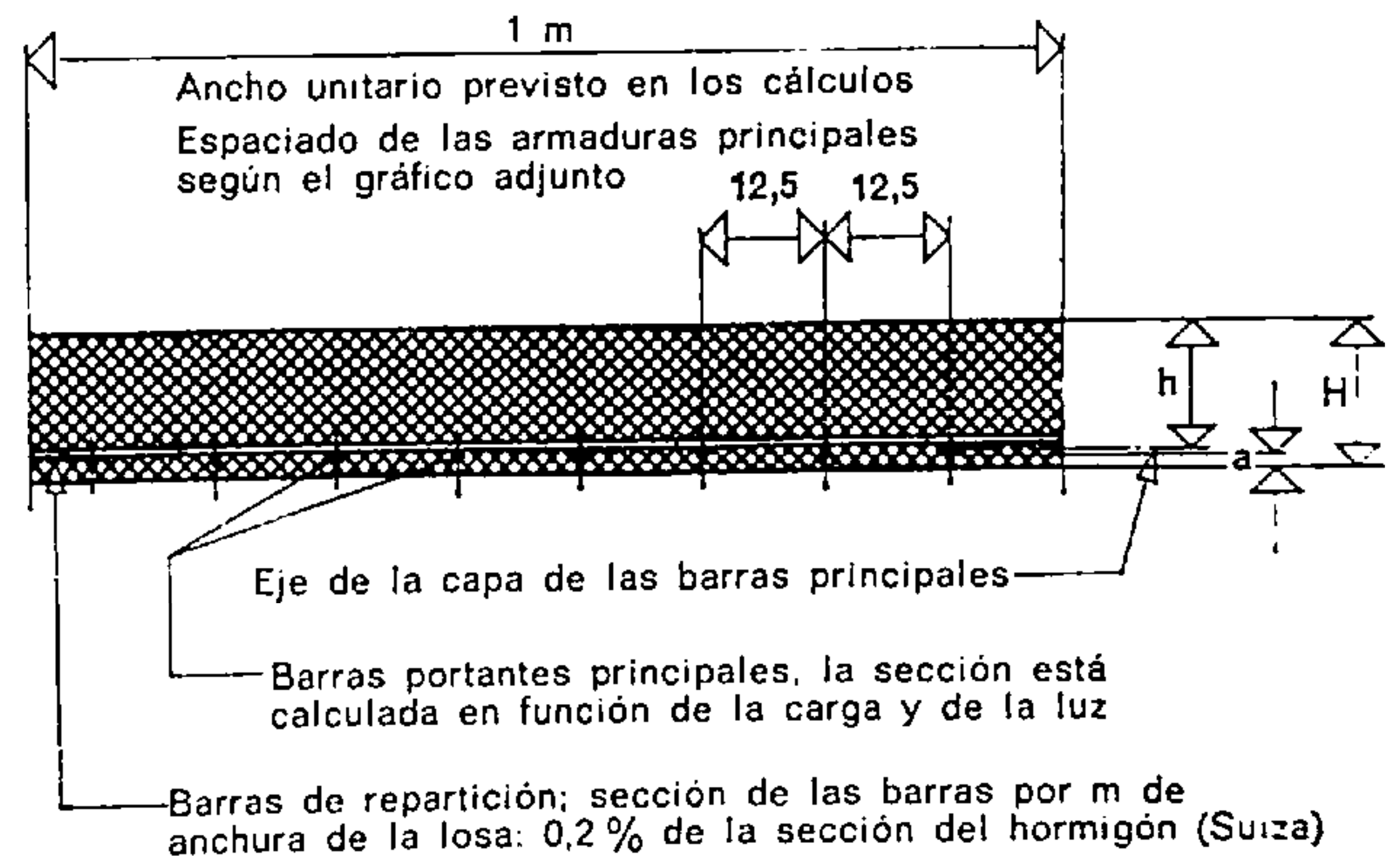


Fig. 497.

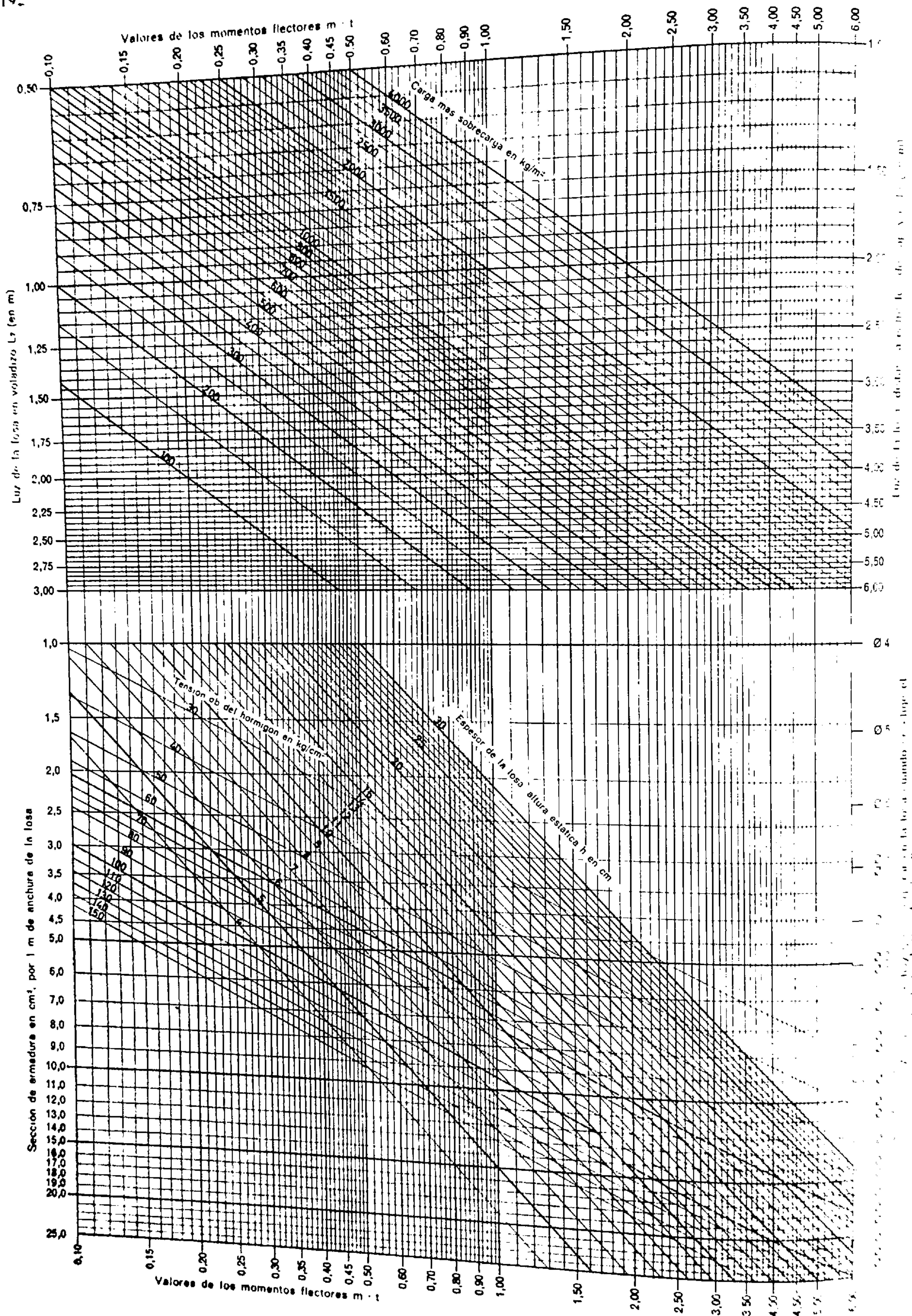
Corte transversal de una losa de hormigón armado

a = distancia entre la armadura y el nivel inferior de la losa*
 H = espesor total de la losa
 h = altura estática de la losa, o sea altura entre el eje de las barras principales y la superficie superior de la losa.

* Generalmente se admite: 1 cm cuando la obra está situada en el interior. En cambio, en el exterior, o cuando la losa está emplazada en un medio particularmente húmedo o ácido, es necesario aumentar este valor: de 2 a 5 cm. La protección de las barras contra incendios exige una «a» mínima de 5 cm.

lectura, determinar el espesor que hay que dar y la sección de armadura que se necesita por metro lineal de losa en función de la luz y de la sobrecarga. No hay que olvidar la inclusión del peso del revestimiento en el valor de la sobrecarga accidental. El peso propio de la losa, en cambio, ya está incluido en los resultados propuestos.

Según las normas suizas, la armadura de distribución perpendicular al sentido de los elementos portantes debe representar cuando menos el 0,2 % de la sección del hormigón, en el caso de losas



uniformemente cargadas. En Francia las armaduras transversales de una sección unitaria deben ser por lo menos iguales a:

0.25-sección unitaria de la armadura principal.

A fin de reducir los peligros de agrietamiento del hormigón, es preferible disponer armaduras de pequeño diámetro pero con escasa separación antes que barras de gruesa sección más espaciadas, aun cuando la sección total sea la misma. La separación máxima de las armaduras principales de una losa maciza se fija, en Suiza, así:

$$e = 10 + \frac{a}{4}$$

en la cual a representa el espesor de losa en cm.

B. La losa nervada o piso con forjado y nervadura es una construcción más ligera que requiere mayor altura, y se adopta cuando la luz excede a los 4 metros.

Con un peso propio relativamente pequeño, este tipo de piso ofrece una gran inercia que permite reducir notablemente la cantidad de armadura. Esta losa puede realizarse con la ayuda de encofrados de serie que descansan sobre listones de madera. Esta ejecución permite ahorro en la madera de los enco-

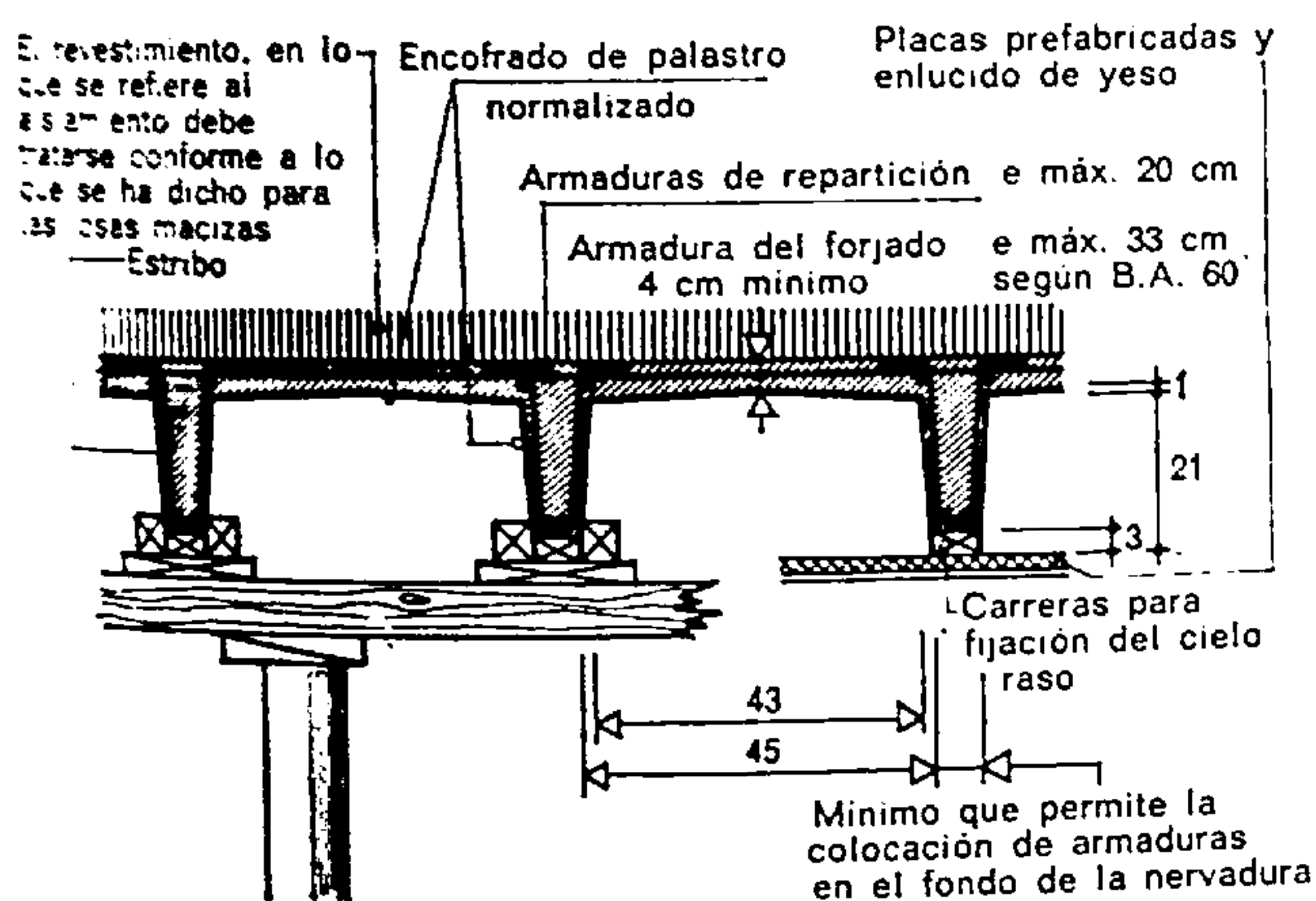


Fig. 498.

Corte de un piso nervado, encofrado por medio de elementos de palastro

frados, y puede recuperarse y usarse otra vez el encofrado de la nervadura.

En cambio, la ejecución del encofrado resulta más complicada que el simple forjado, cuando hay que confeccionar embrochalados y acodalamientos varios. La colocación de las armaduras y la puesta

Tabla 33. — Gráfico para determinar la armadura (de acero dulce) de las losas macizas de hormigón armado. $\sigma_s = 1.600 \text{ kg/cm}^2$.

Para las lecturas en el abaco, se admite generalmente como máximo:

$\sigma_c = 55 \text{ kg/cm}^2$ para hormigones amasados a mano
 $\sigma_c = 65 \text{ a } 75 \text{ kg/cm}^2$ para hormigones normales dosificados a 300 kg de C.P. por metro cúbico puesto en obra
 $\sigma_c = 100 \text{ a } 110 \text{ kg/cm}^2$ para hormigones especiales dosificados por lo menos a 300 kg de cemento Portland de altas resistencias iniciales (supercementos) por metro cúbico puesto en obra.

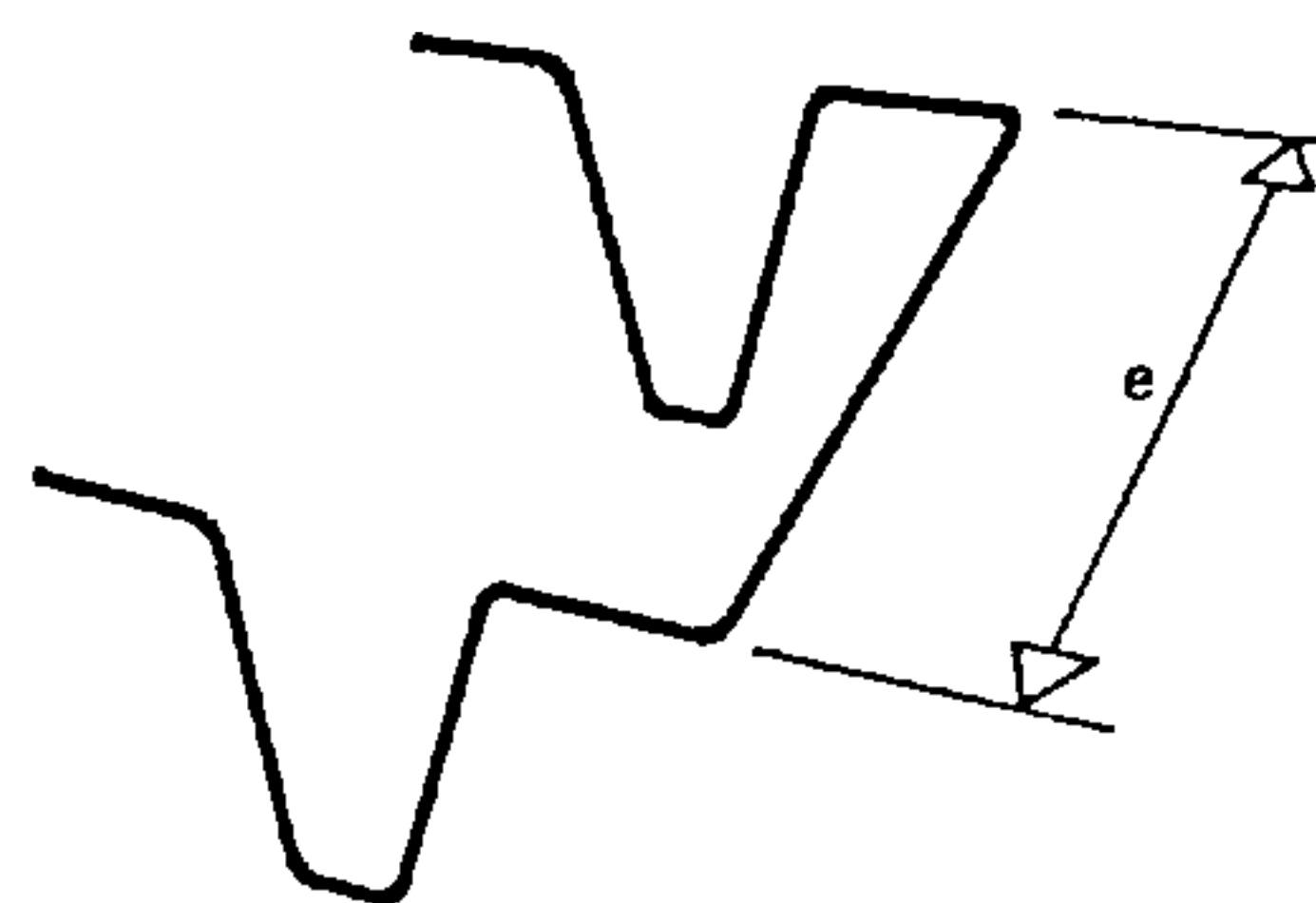
en obra del hormigón exige también mayor trabajo.

Las cualidades de aislamiento térmico son mejores que en la losa maciza, gracias a su importante cámara de aire. Sin embargo, en lo que se refiere al aislamiento acústico, pueden formularse las mismas reservas que para el forjado. Conviene, pues, estu-

Fig. 499.

Estribos de las nervaduras

Los estribos dobles facilitan la colocación en obra.



diar detenidamente qué clase de revestimiento se le dará. La realización del cielo raso exige la colocación de listones o carreras debajo de las nervaduras. Luego puede ejecutarse el cielo raso con cualquier material tradicional.

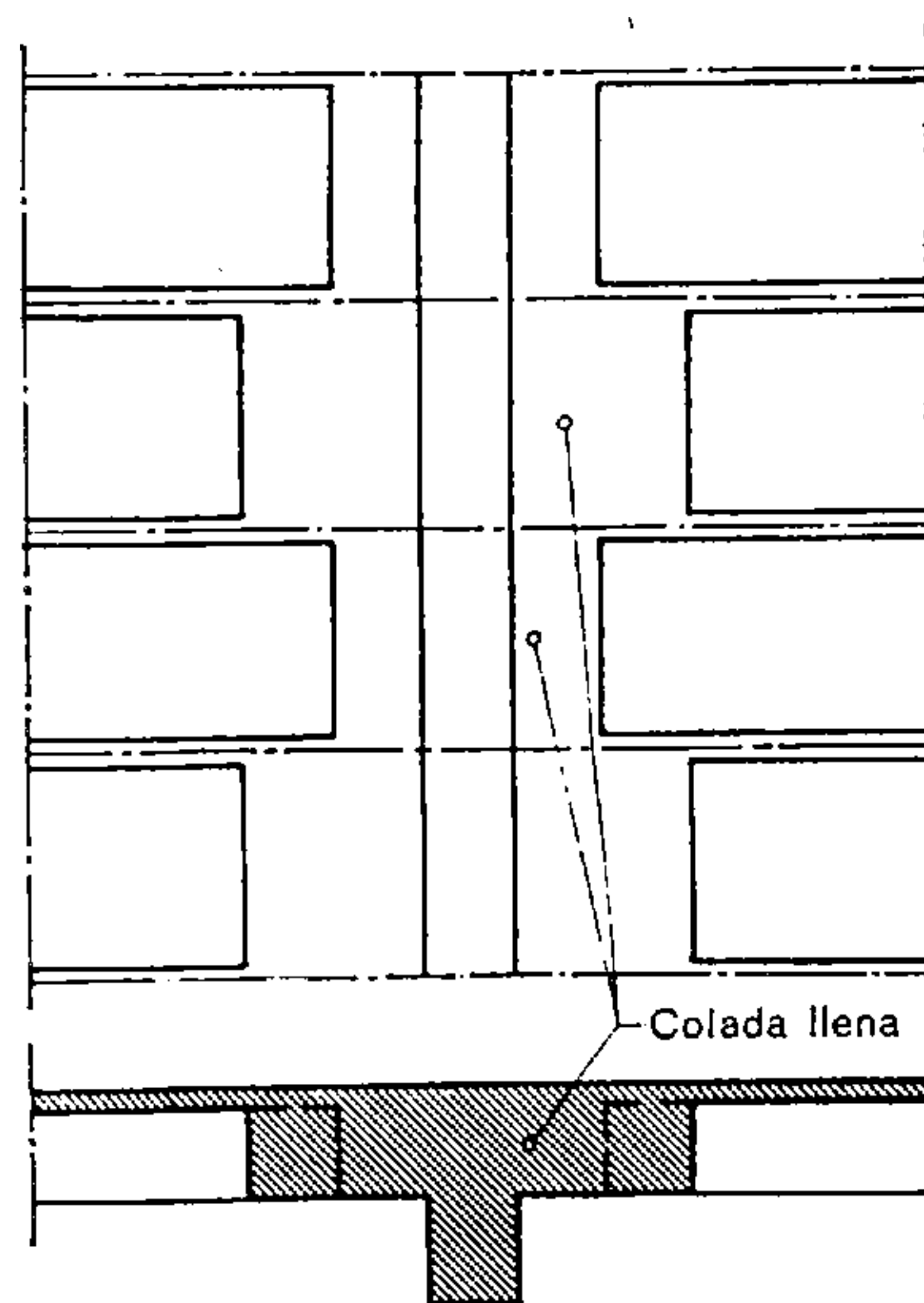


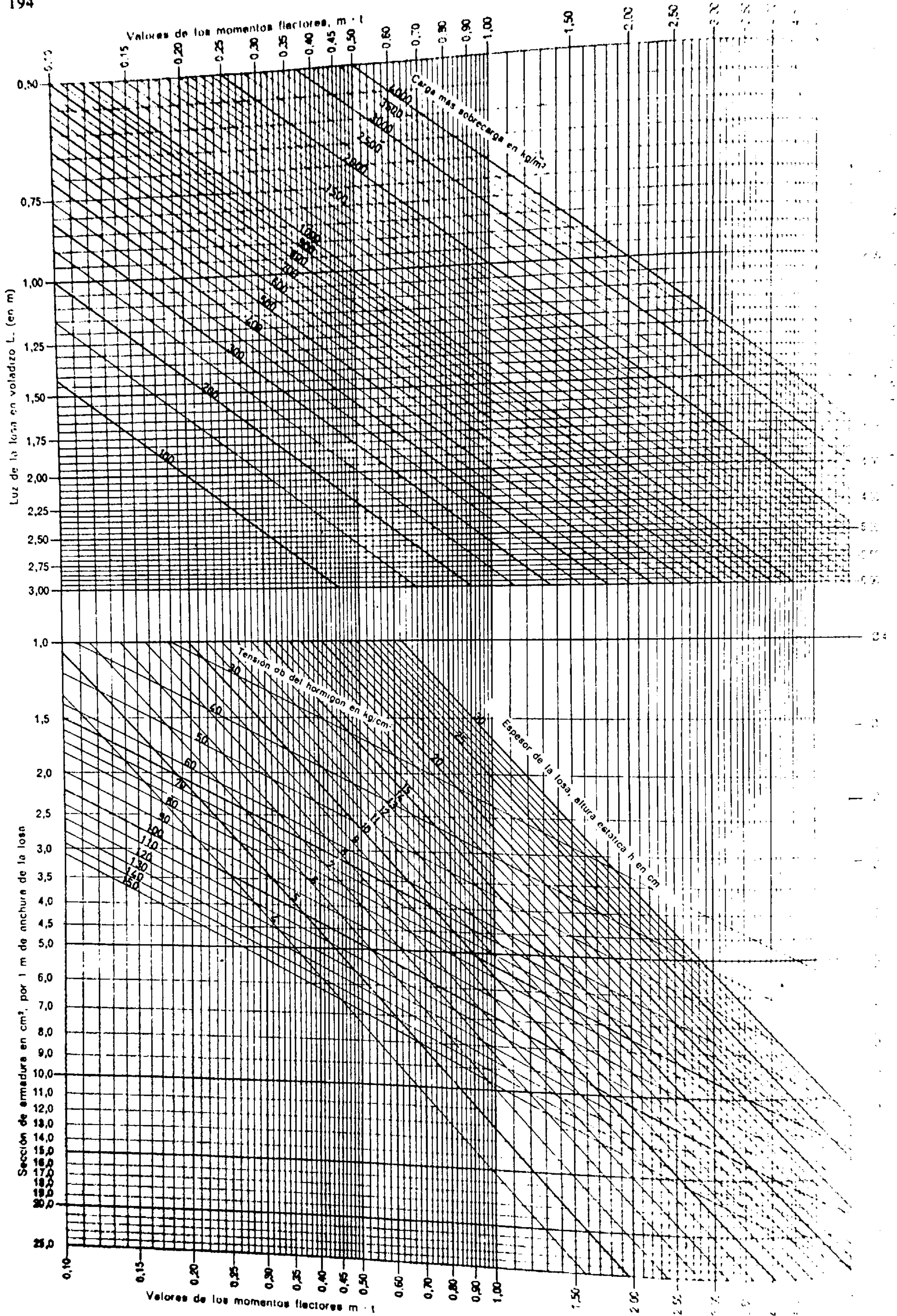
Fig. 500.

Vista en planta (por debajo) y en corte de las coladas llenas

Estas últimas están destinadas a absorber los esfuerzos de cizallamiento y los momentos negativos eventuales, al tiempo que facilitan el desencofrado.

Cuando la luz excede de 5 ó 5,50 m, es prudente (para asociar todas las nervaduras al efecto de una carga concentrada así como para limitar el alabeo) disponer una nervadura perpendicular a las nervaduras principales: la armadura de tal nervadura se compone exclusivamente de barras inferiores rectas.

El espesor mínimo del forjado está fijado por todos los reglamentos en 4 cm. La anchura de la cara inferior de la nervadura depende por una parte del diámetro de las armaduras que deben formar parte de ella, y por otra de la resistencia a los esfuerzos cortantes. Estos últimos requieren a veces coladas llenas (macizados) cerca de los apoyos. La armadura de las nervaduras (elemento portante) se calcula según prescriben las normas de resistencia a los mo-



mentos flectores y a los esfuerzos cortantes que obran junto a los apoyos. El forjado debe armarse (perpendicularmente al sentido de las nervaduras) con barras cuya separación no tiene que exceder de 20 cm. Paralelamente a las nervaduras, esa separación está fijada en un máximo de 33 cm por las "Reglas B.A. 60".

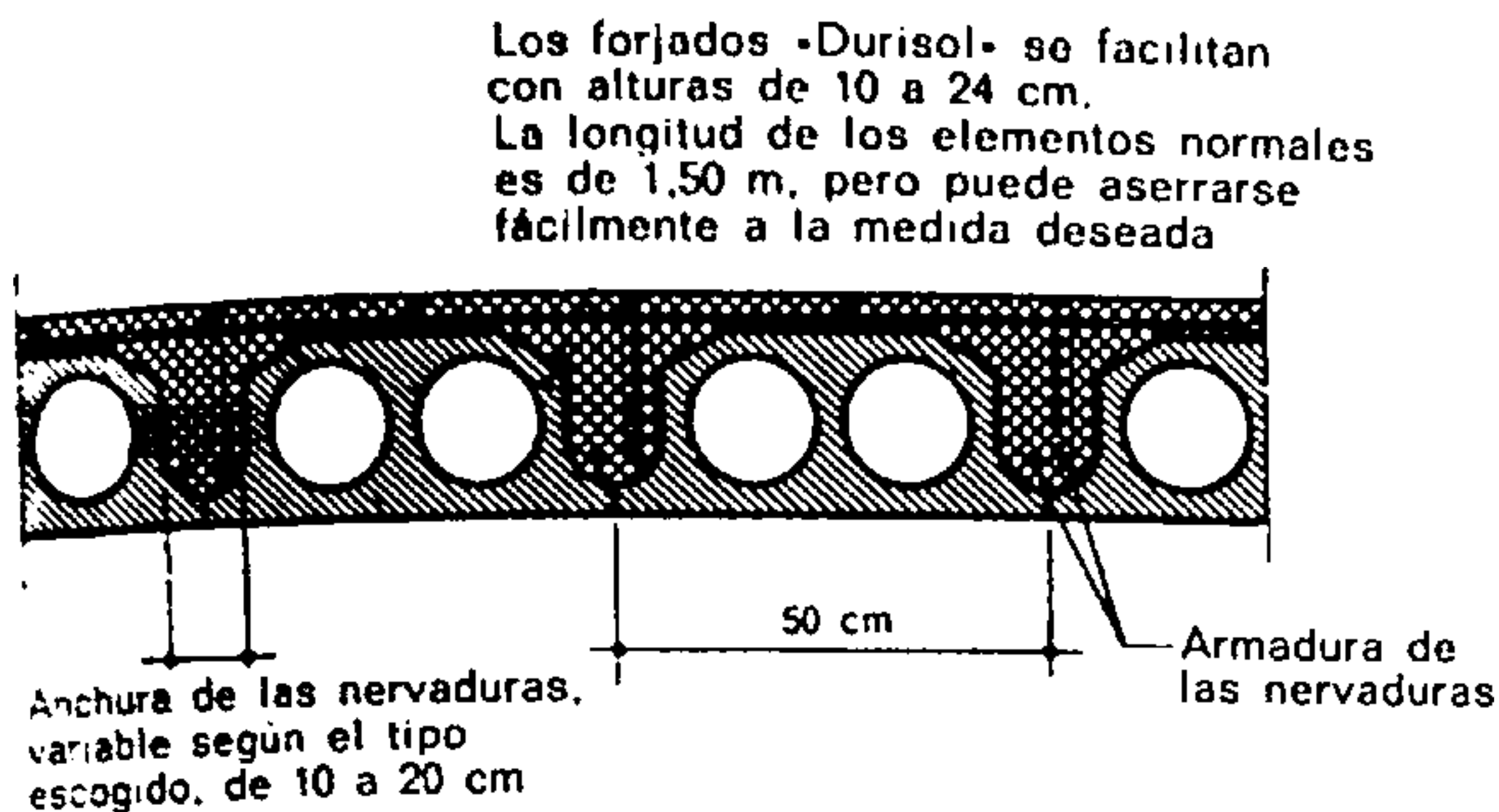


Fig. 501.

Piso nervado con forjados «Durisol»

Con objeto de aumentar el aislamiento del elemento portante, el encofrado de las nervaduras, a base de plancha de acero o de madera, puede ser reemplazado con piezas huecas de cerámica o aglomerados ligeros a base de cemento. Estos elementos prefabricados, de formas variadas, constituyen el en-

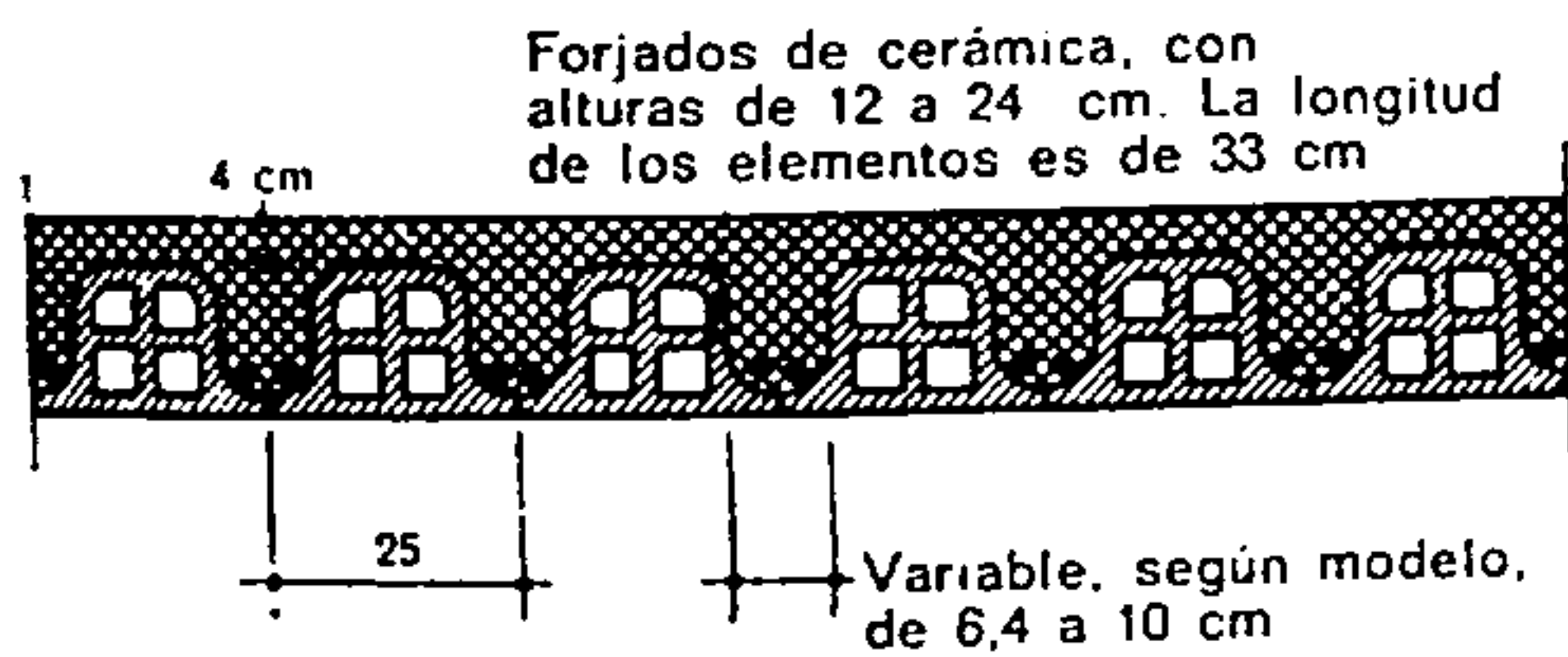


Fig. 502.

Piso con forjados de cerámica

N. B. Los pisos con forjados presentan excelentes cualidades de aislamiento térmico y están particularmente adaptados para las losas de techos y de pavimentos.

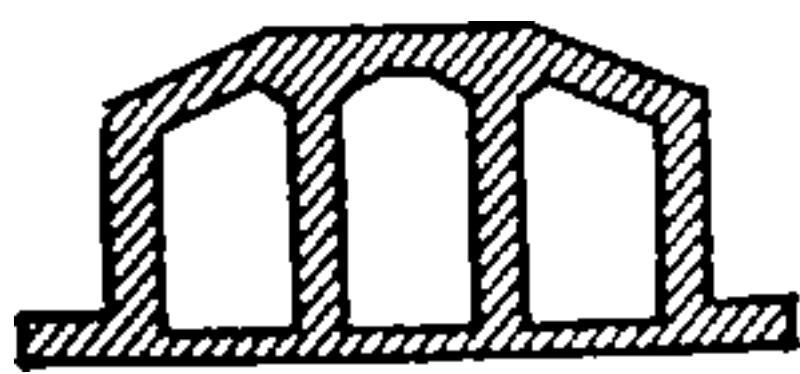


Fig. 503.

Forjados o bovedillas de corcho,

utilizadas en ejecuciones semejantes a las presentadas anteriormente.

cofrado y pertenecen definitivamente al conjunto portante. Las cualidades de esas piezas huecas varían con los materiales utilizados y los sistemas realizados. Entre éstos conviene mencionar los elementos "Durisol" que, a base de virutas y serrín de madera, hechos incombustibles, ofrecen interesantes características en cuanto a aislamiento acústico y térmico.

Tabla 34. — Gráfico para determinar la armadura (de acero especial) de las losas macizas de hormigón armado.
 $\sigma_s = 2.000 \text{ kg/cm}^2$.

Los elementos de cerámica, de formas diversas, presentan igualmente interesantes ventajas para la realización de esta clase de losas.

4.2. PISOS FUNGIFORMES Y PISOS-LOSAS

Estos pisos son muy apropiados para las losas de grandes dimensiones que descansan sobre un reticulado de pies derechos. Estos pies derechos, dispuestos según una trama regular, deben sin embargo ser

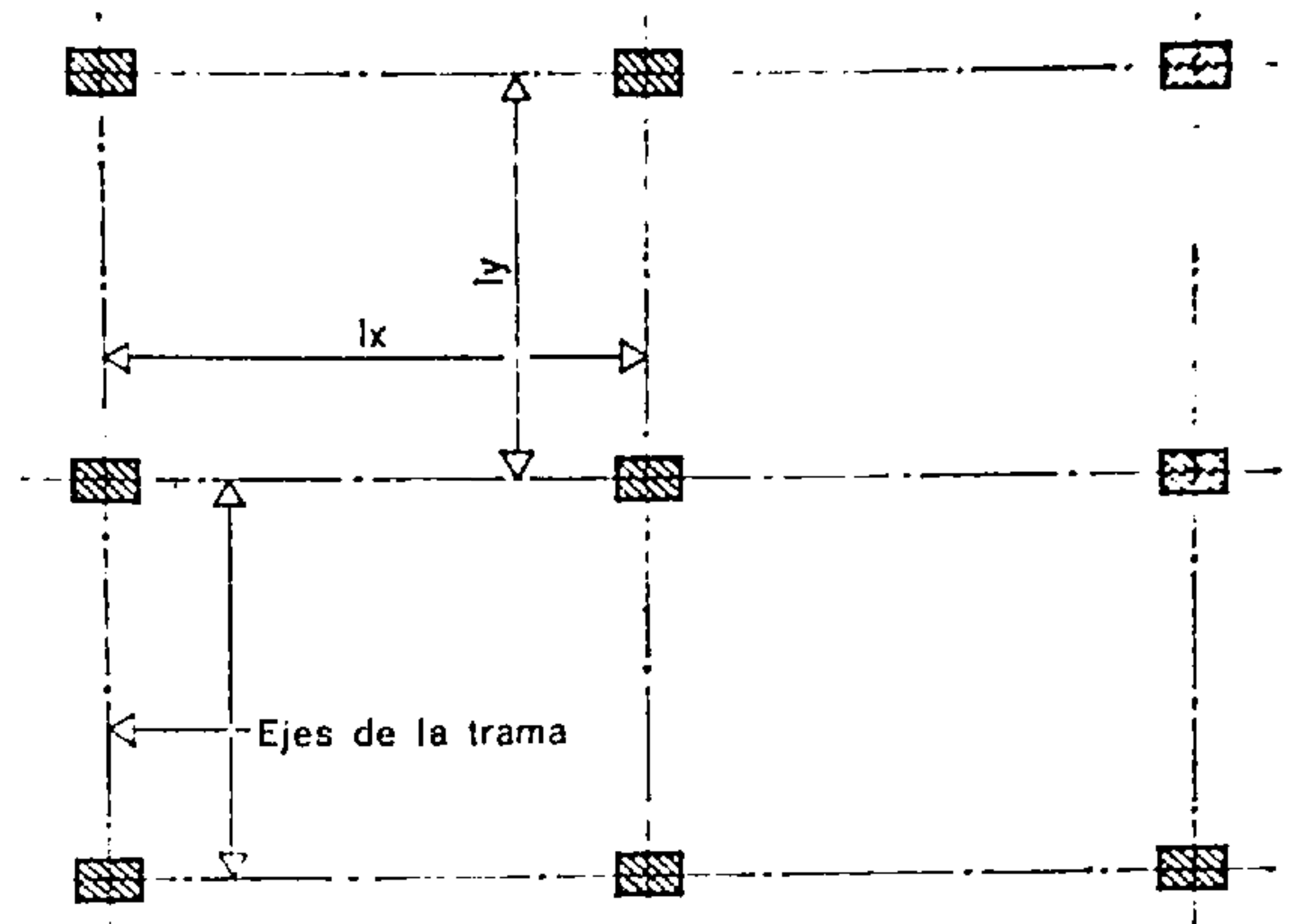


Fig. 504.

La relación de los lados de la trama o cuadrícula debe estar comprendida entre los límites: $0,5 ly < lx < 2 ly$.

distribuidos según las relaciones $0,5 ly < lx < 2 ly$ (lo cual equivale a decir que la luz en un sentido no puede rebasar el doble de la luz en otro sentido).

Estos pisos no llevan ni resaltados ni vigas ni nervaduras ni jácenas, con lo cual puede conservarse en el centro de los tramos una altura libre máxima. Generalmente están constituidos por losas macizas de hormigón con armaduras cruzadas, sólidamente ligadas a los pies derechos de hormigón armado por

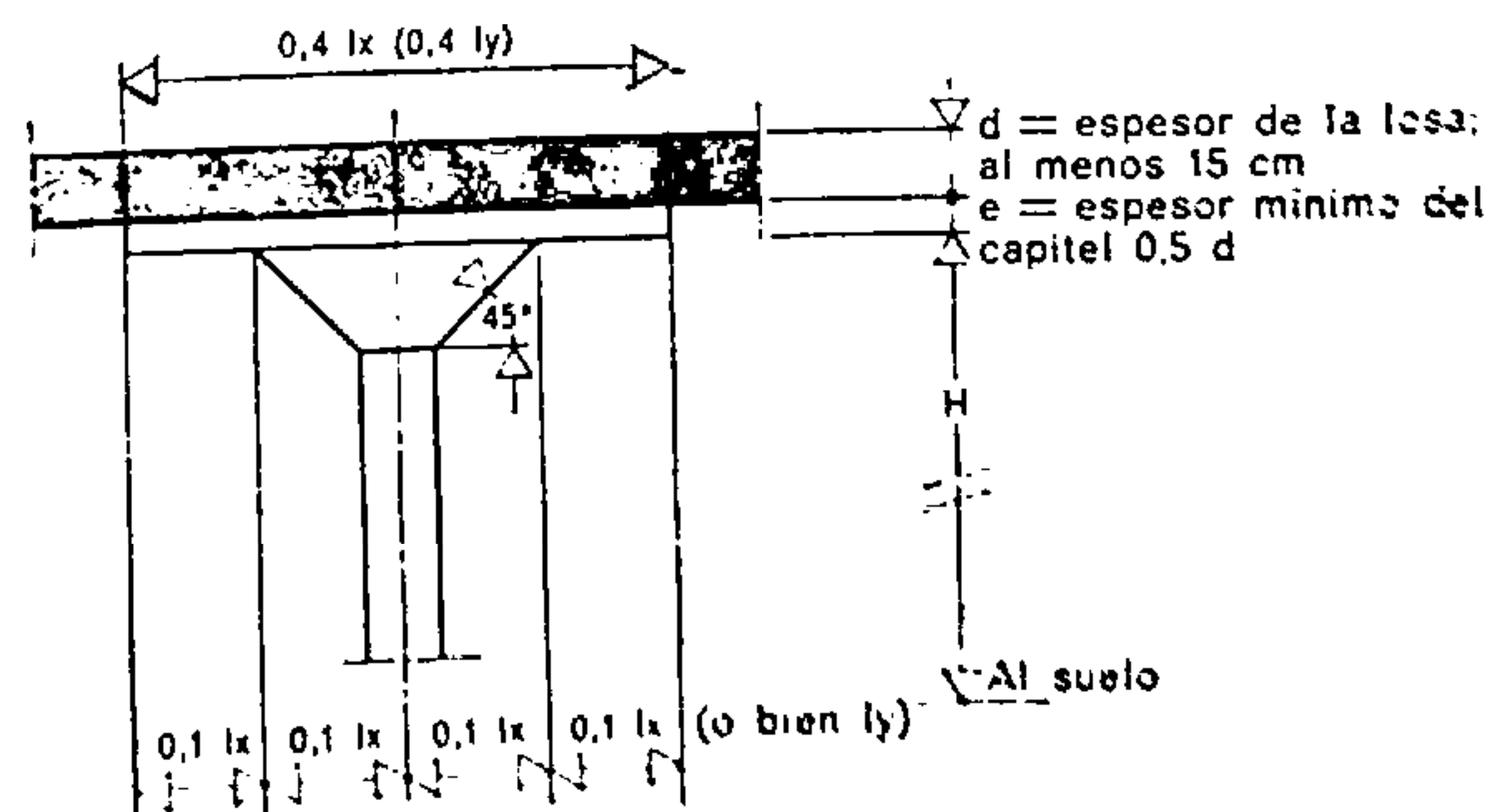


Fig. 505.

Capitel según los reglamentos alemanes

medio de un capitel que asegura la rigidez de la construcción. A veces también se hacen mediante losas de artesones (cargando igualmente en ambas direcciones sobre los apoyos).

En el caso de un piso o techo fungiforme, el capitel presenta el aspecto de un tronco de pirámide o de un tronco de cono que sobresale de la cara inferior del techo.

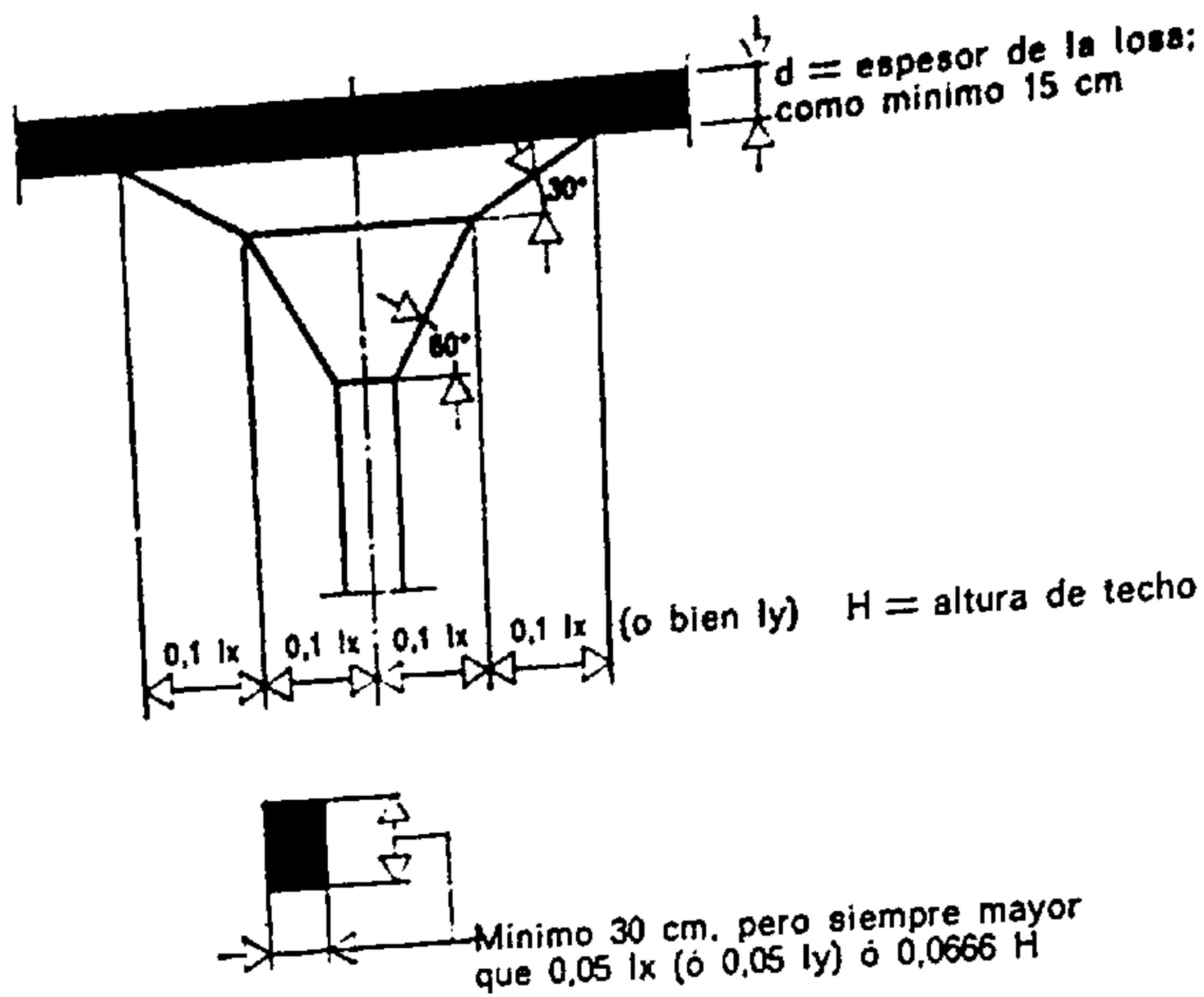


Fig. 506.

Capitel según los reglamentos alemanes

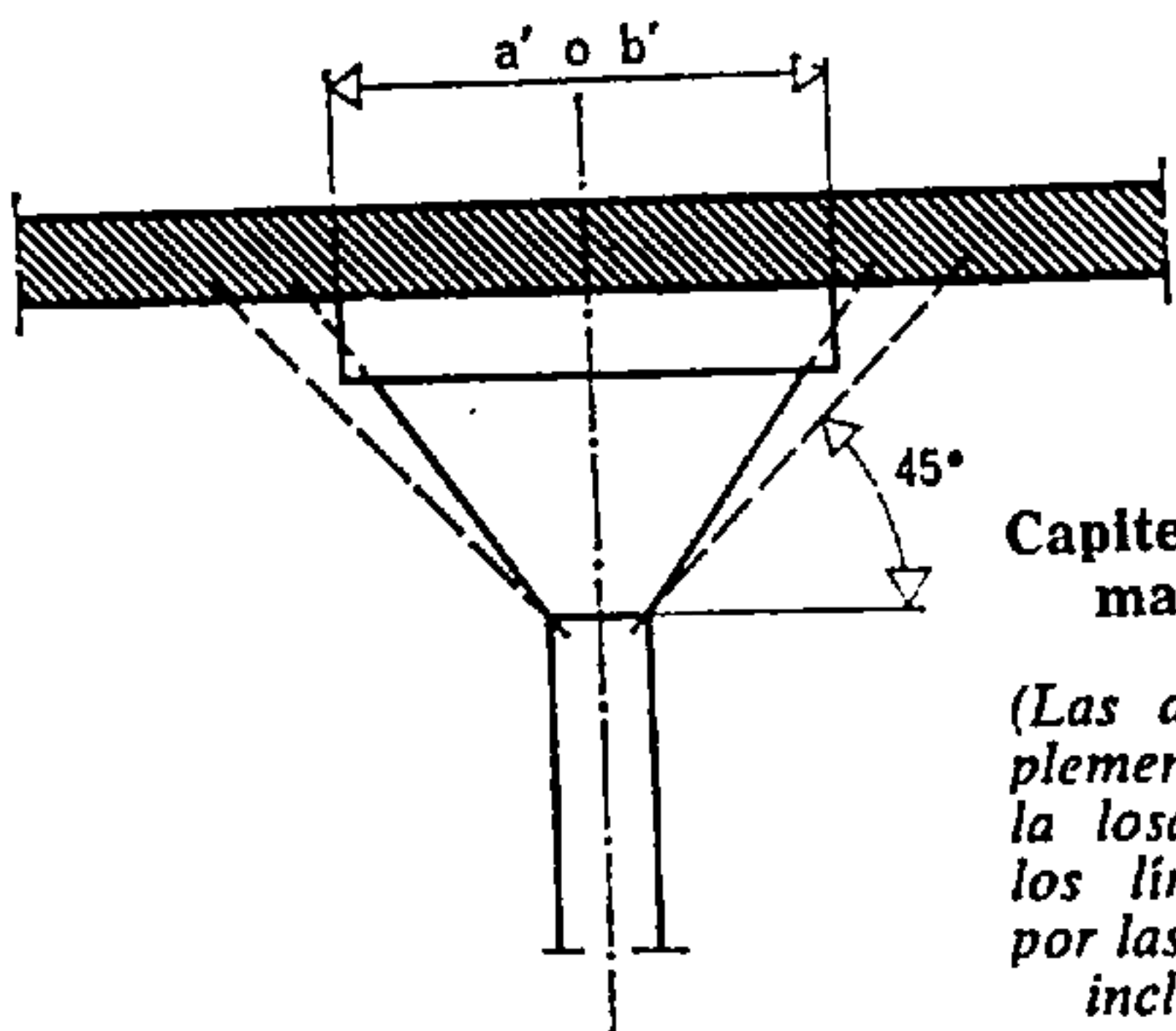


Fig. 507.

Capitel según las normas del B.A. 60

(Las dimensiones del suplemento del espesor de la losa son superiores a los límites determinados por las líneas trazadas con inclinación de 45°.)

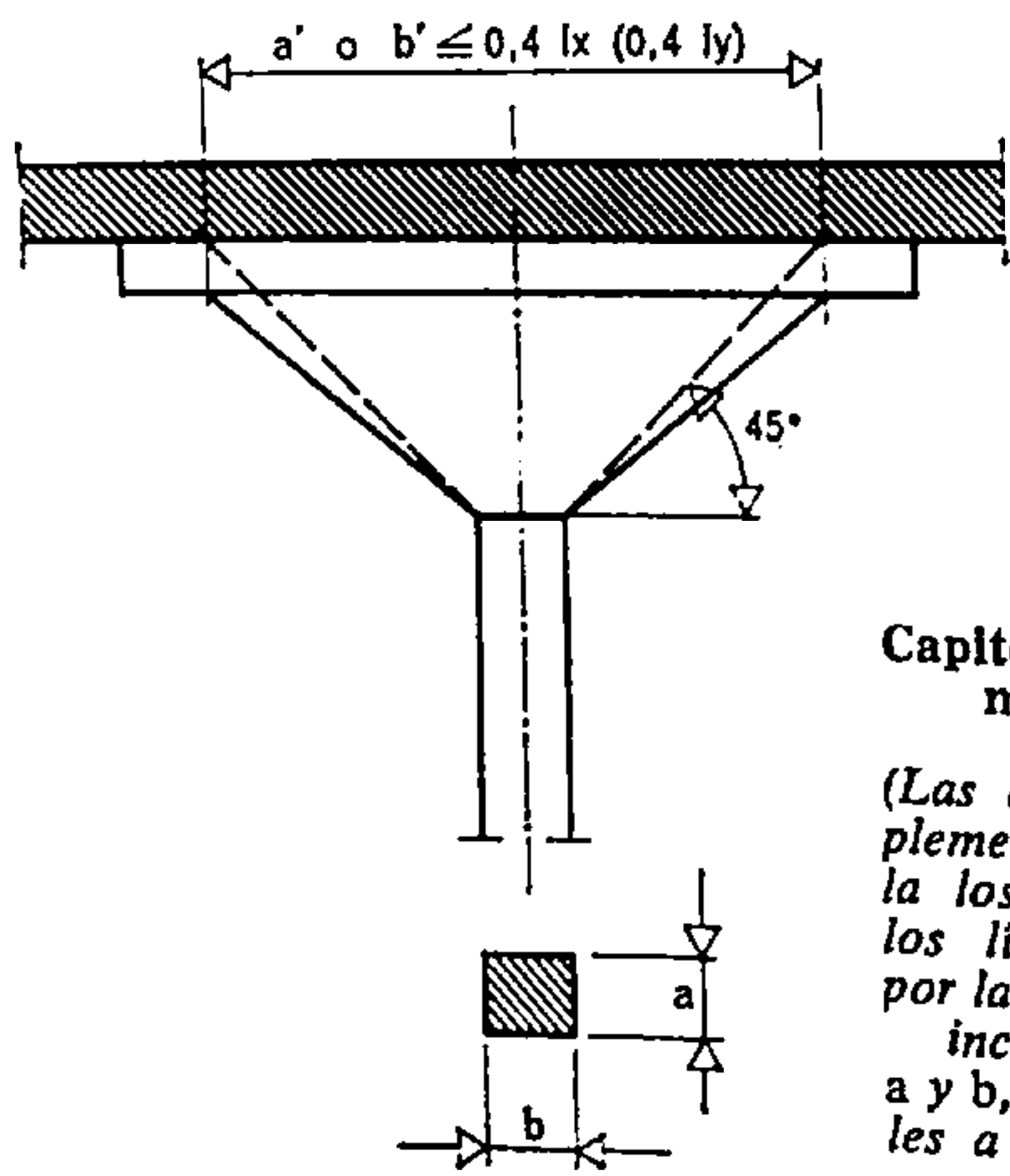


Fig. 508.

Capitel según las normas del B.A. 60

(Las dimensiones del suplemento del espesor de la losa son superiores a los límites determinados por las líneas trazadas con inclinación de 45°.)
a y b, como máximo iguales a 0,2 ly o a 0,2 lx.

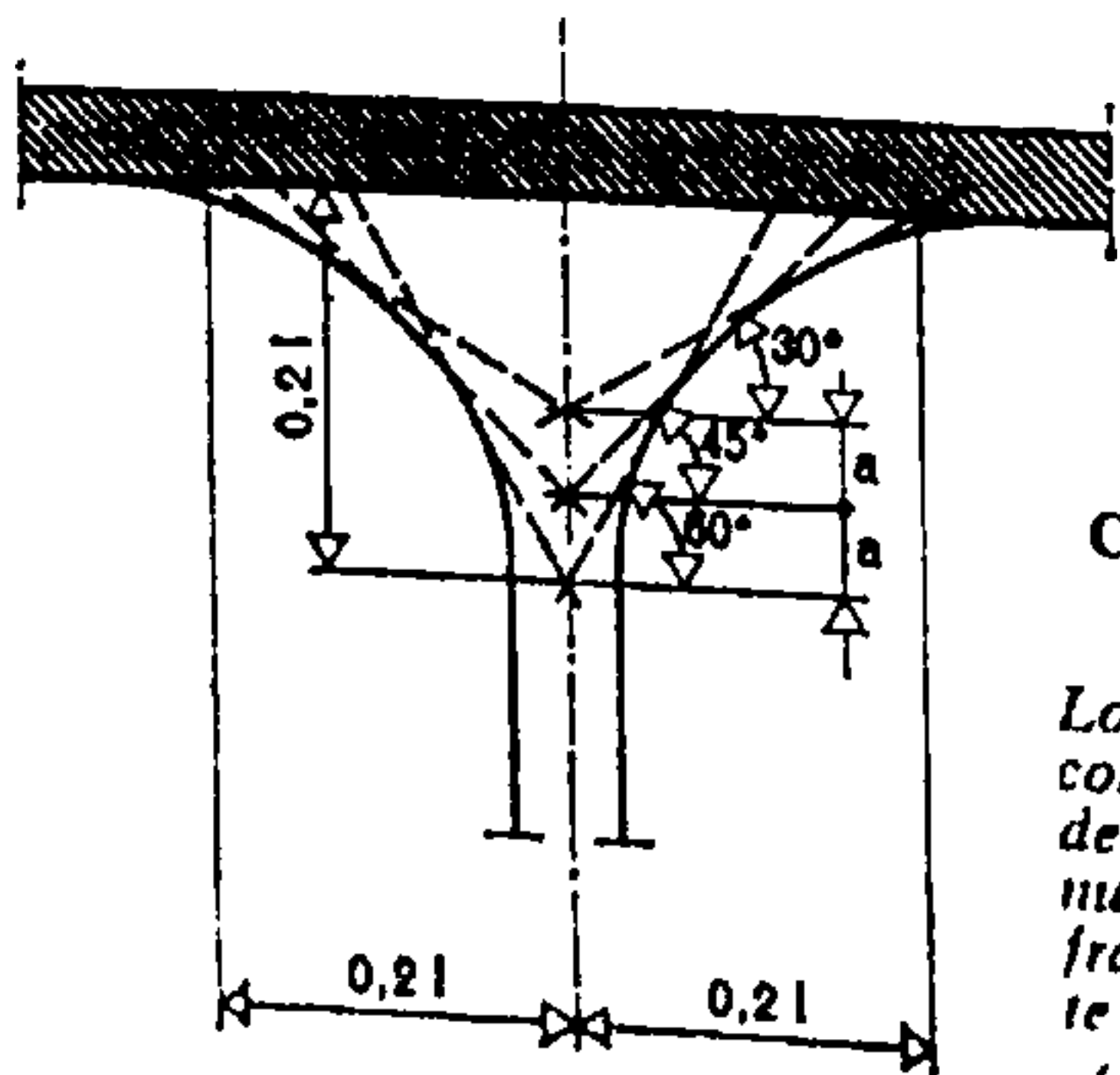


Fig. 509.

Capitel de curvatura continua

Los capiteles pueden estar concebidos según la forma de una curvatura continua. En este caso, el encofrado constituye una parte muy importante del coste de la realización.

Los capiteles en forma de seta de los pisos o techos fungiformes pueden ofrecer muchos aspectos:

- a) según los reglamentos alemanes;
- b) capiteles de curvatura continua;
- c) según las reglas B.A. 60.

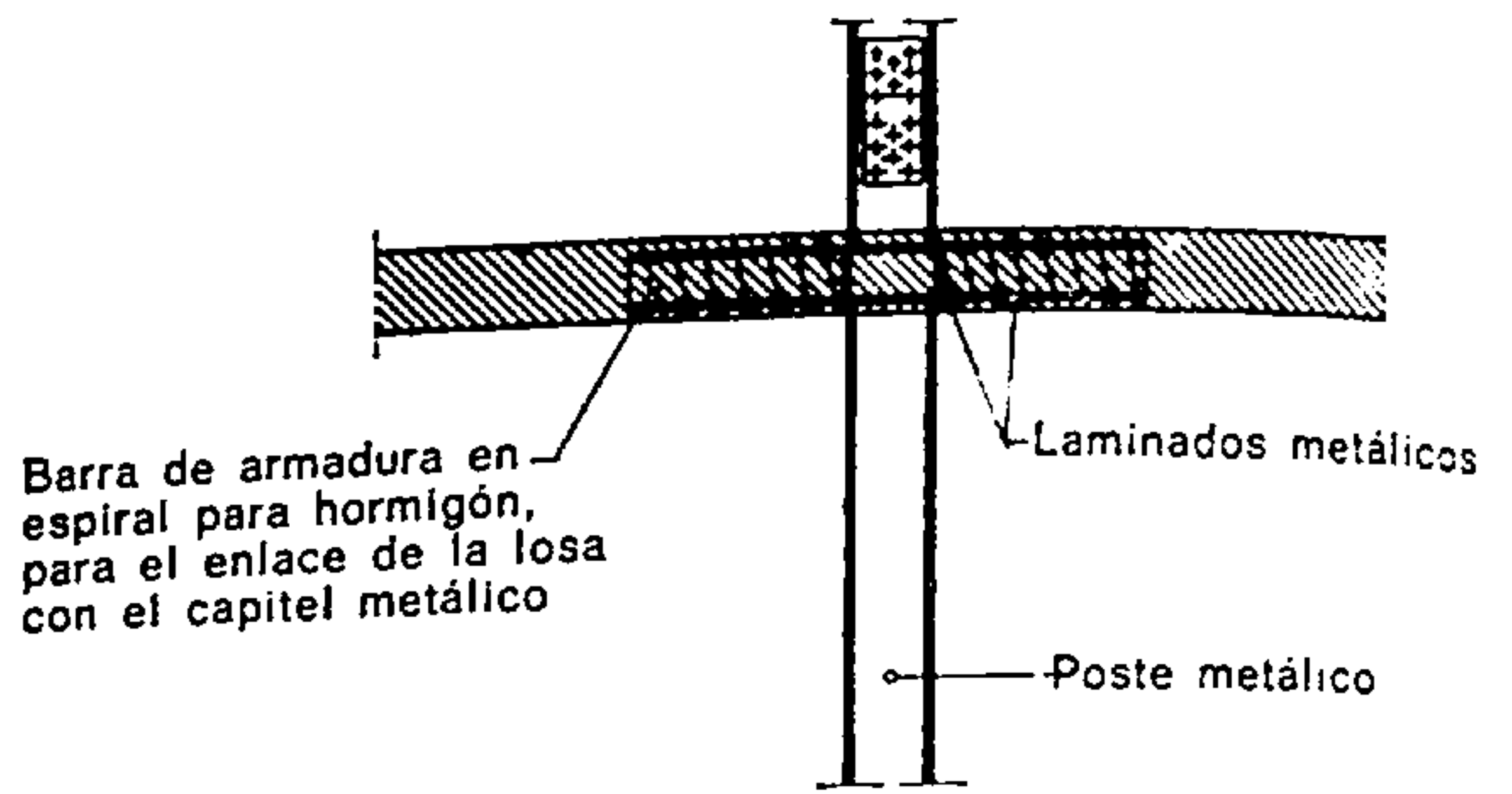


Fig. 510.

Vista en corte de un piso-losa con postes metálicos

El piso-losa comprende un tipo de capitel incorporado a la losa que, en consecuencia, presenta una cara inferior perfectamente plana.

En el piso-losa, se puede realizar el capitel a base de hormigón o de un bastidor de laminados metálicos.

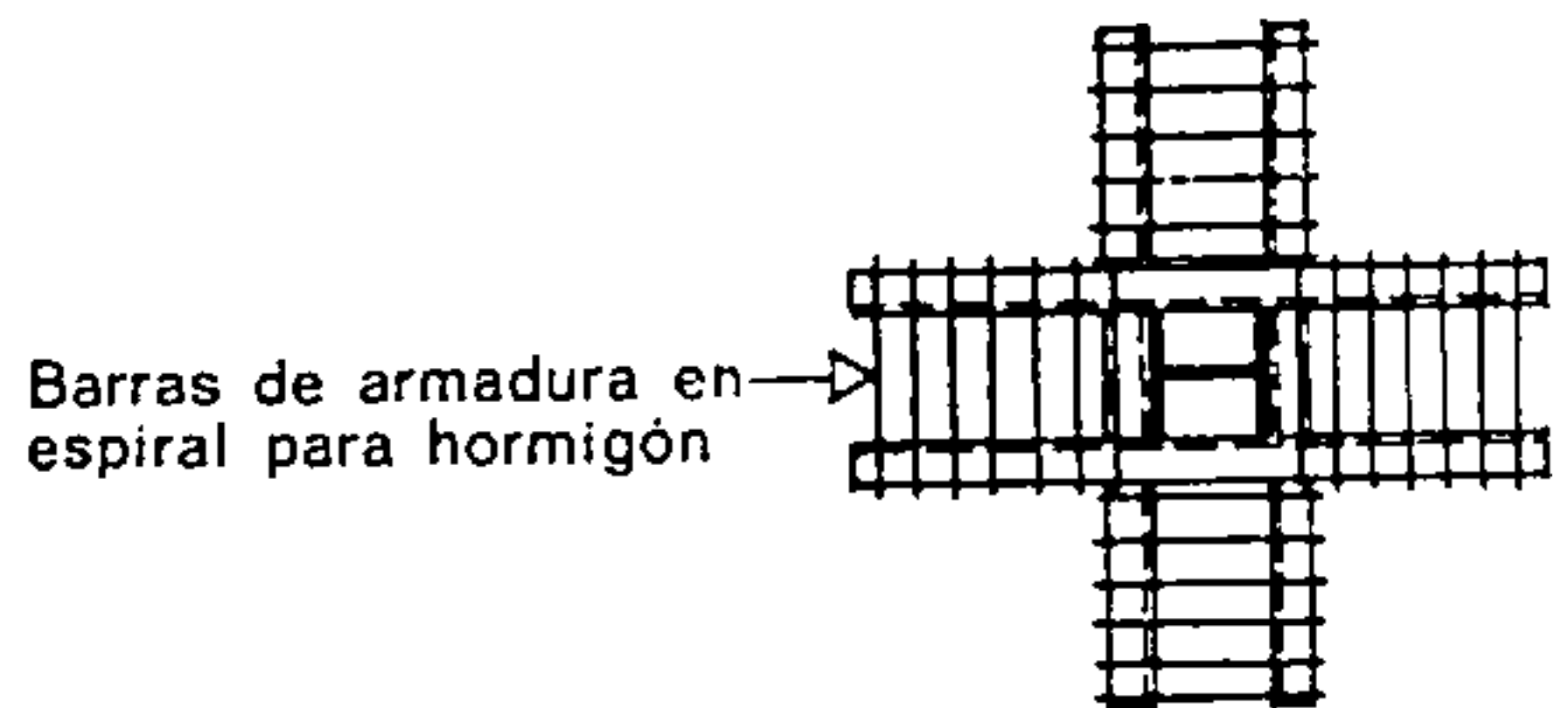


Fig. 511.

Vista en planta de un capitel de laminados metálicos

Este último método se emplea, a veces, paralelamente a una ejecución a base de pies derechos metálicos.

Las ventajas principales de esta construcción son:

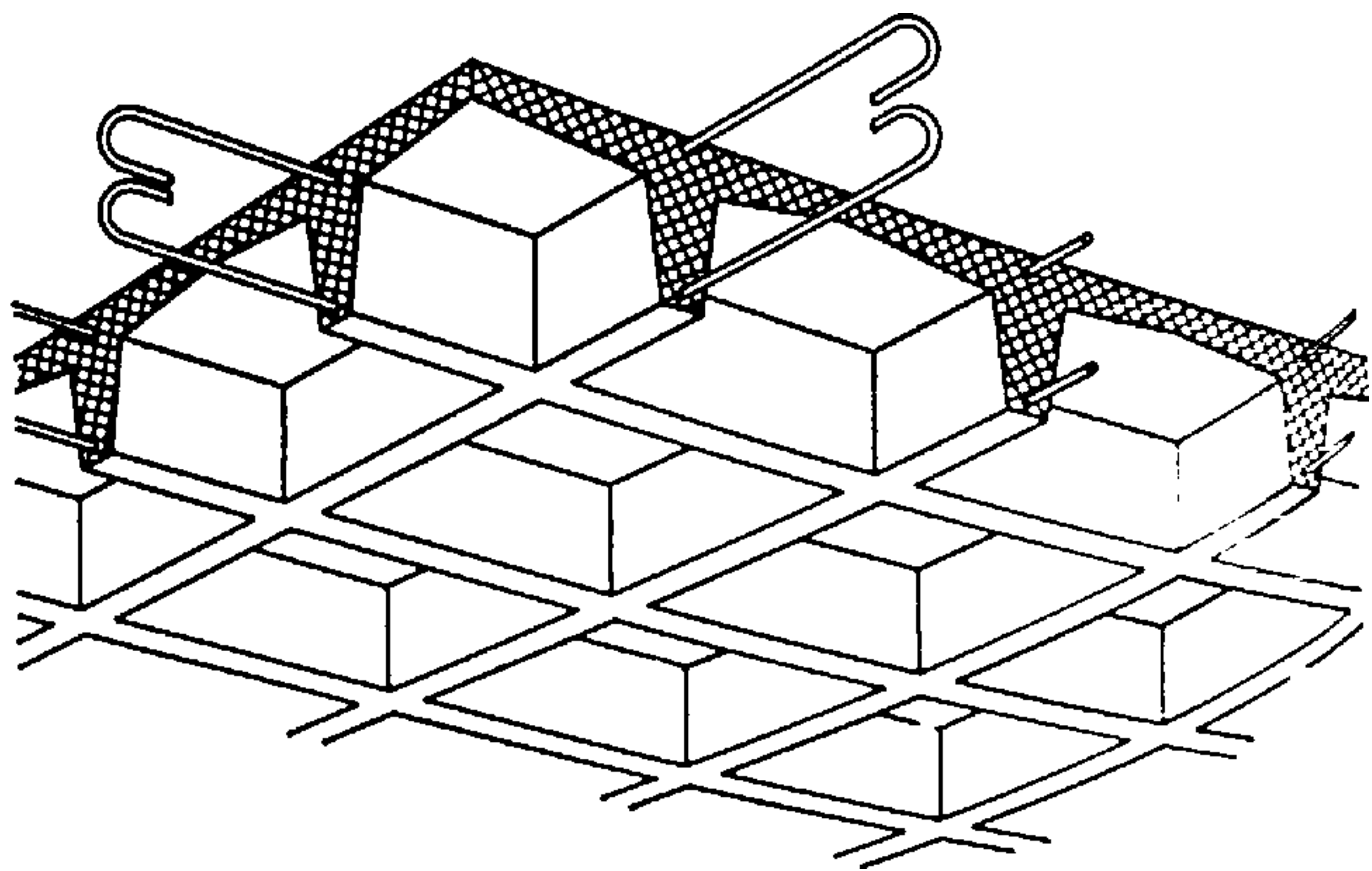


Fig. 512.

Losa de artesonones

El elemento portante está constituido por una red de nervaduras cruzadas. La armadura de las nervaduras es proporcional a la luz en cada sentido. El techo presenta una sucesión de casetones o artesonones, que, alguna vez, sirven como elemento decorativo. Esta última posibilidad requiere el centrado perfecto del encofrado sobre el local que hay que cubrir, así como un cuidadoso hormigonado. El forjado va generalmente armado con un mallazo o enrejado.

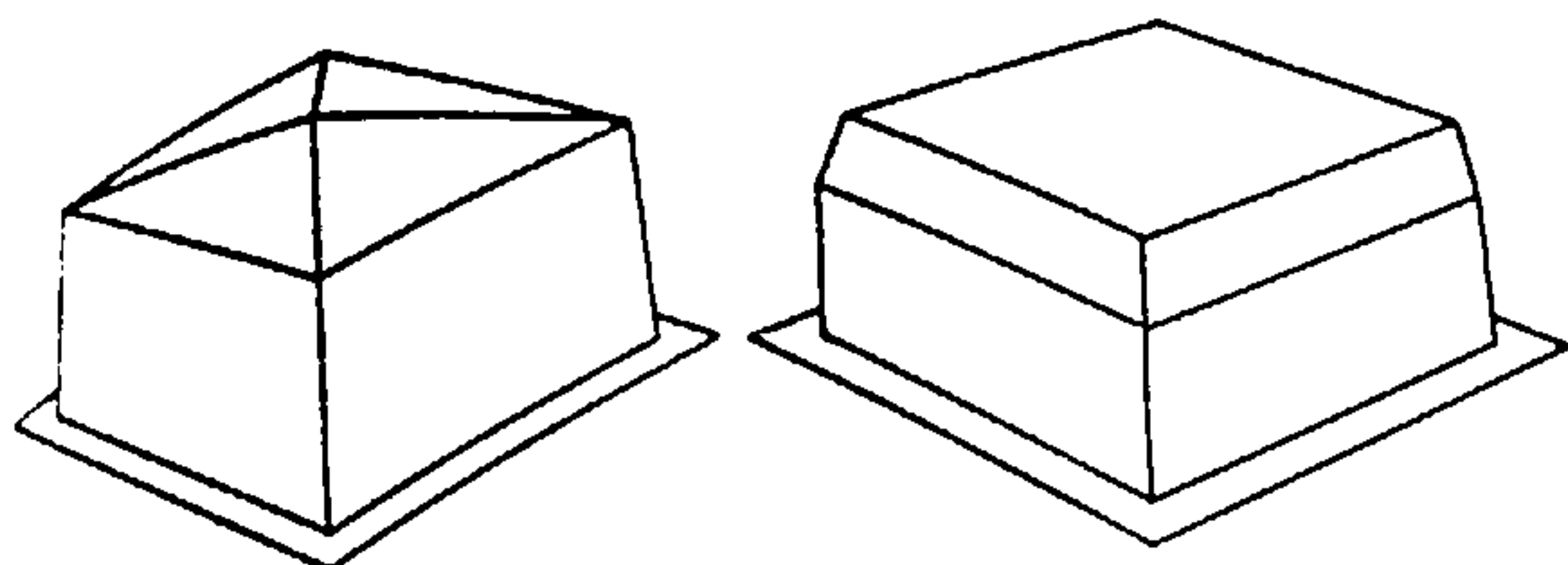


Fig. 513.

Encofrados metálicos para losas de artesones

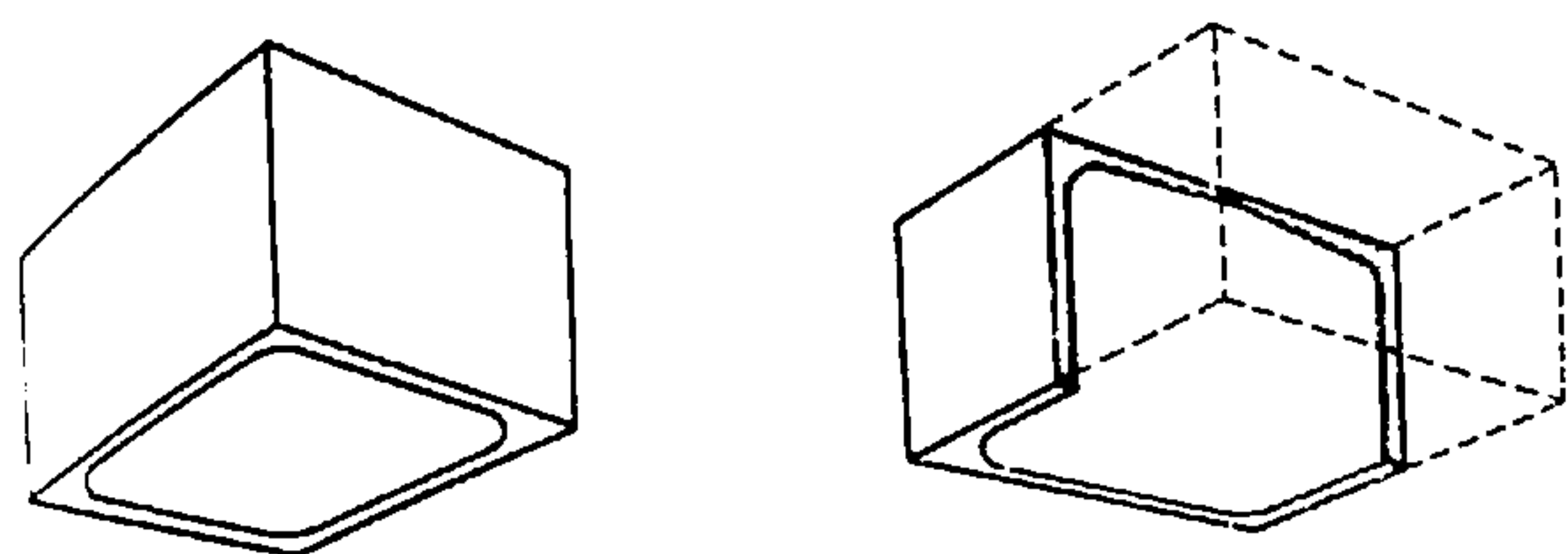


Fig. 514.

Encofrados de hormigón de poco espesor, sistema Honneger

N. B. Las losas de artesones o de nervaduras cruzadas pueden ser realizadas por medio de encofrados normalizados metálicos, de materias plásticas o de madera (recuperables al desencofrar) o por medio de elementos de hormigón premoldeado, por ejemplo, que quedan incorporados a la losa. Las losas de nervaduras cruzadas resultan económicas cuando las luces son grandes, pero deben guardar las relaciones definidas por la fig. 504.

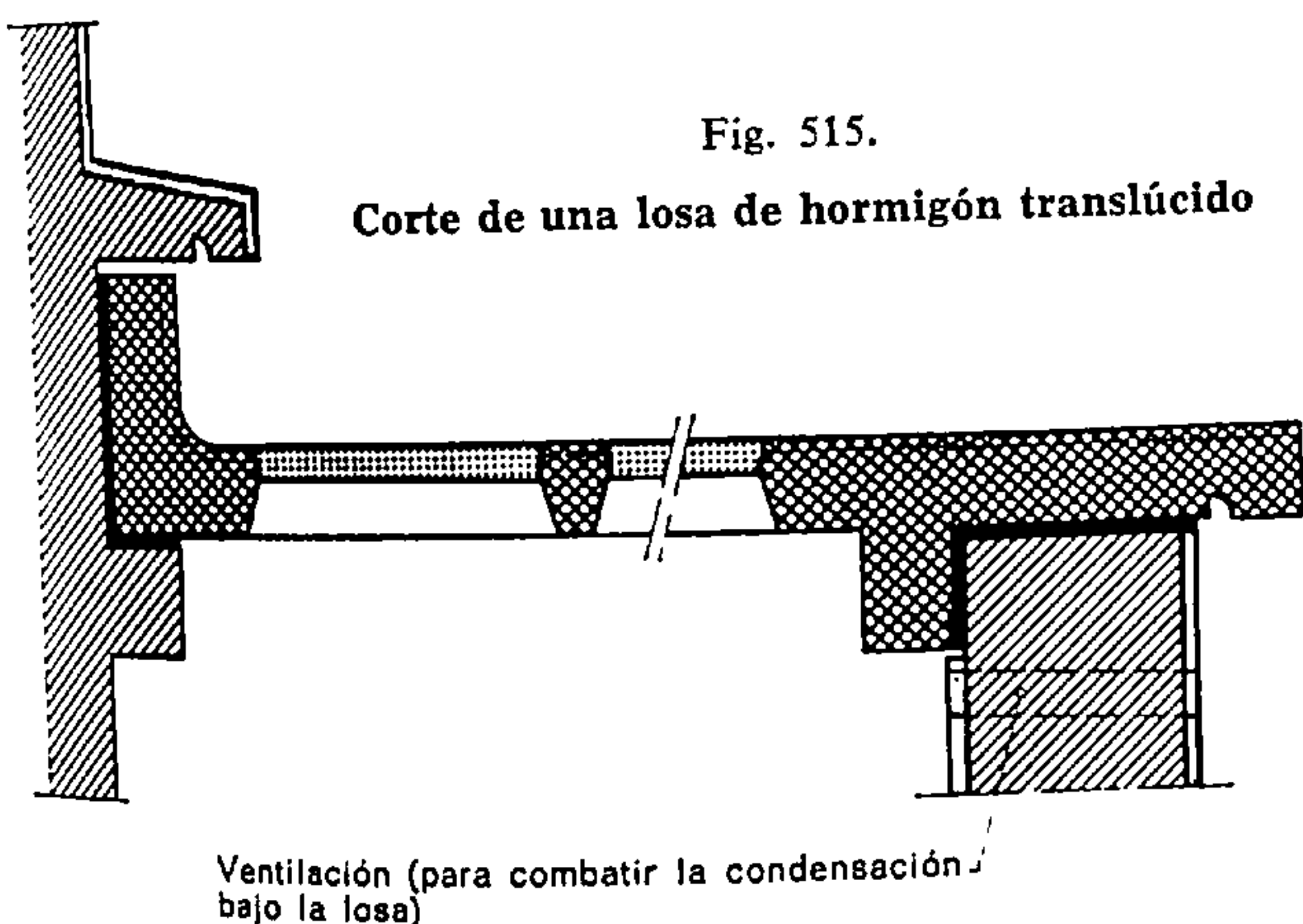


Fig. 515.

Corte de una losa de hormigón translúcido

Ventilación (para combatir la condensación bajo la losa)

el pequeño volumen de los pies derechos y la ausencia de resaltos o salientes en el techo.

Los pisos-losas están diseñados a veces en los elementos de encofrado en forma de artesones.

4.3. LOSAS DE HORMIGÓN TRANSLÚCIDO

Estas losas, construidas con objeto de proporcionar luz cenital en el local que recubren, constituyen una forma de cubierta y pueden servir de piso o pavimento a una terraza. La pendiente para la

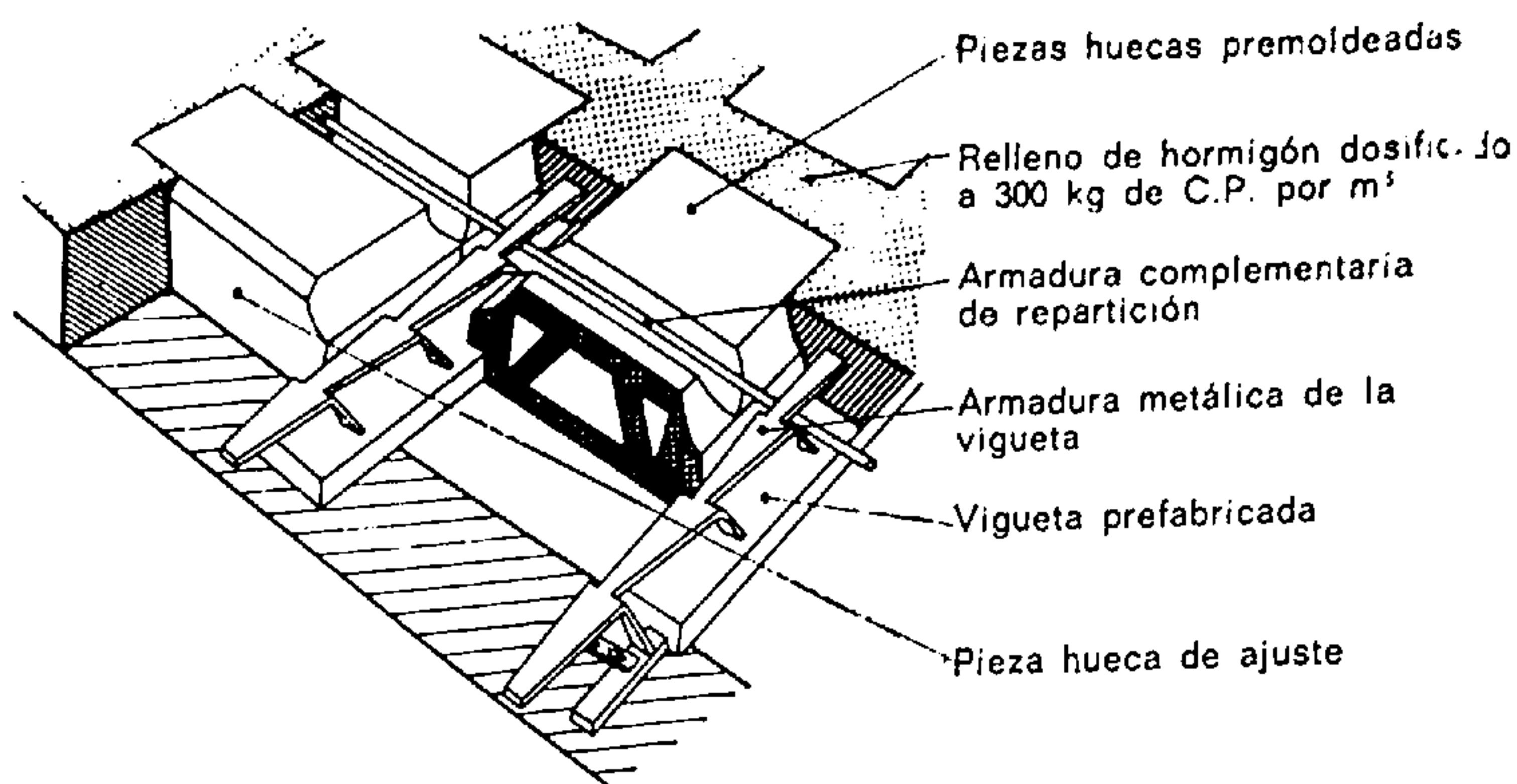
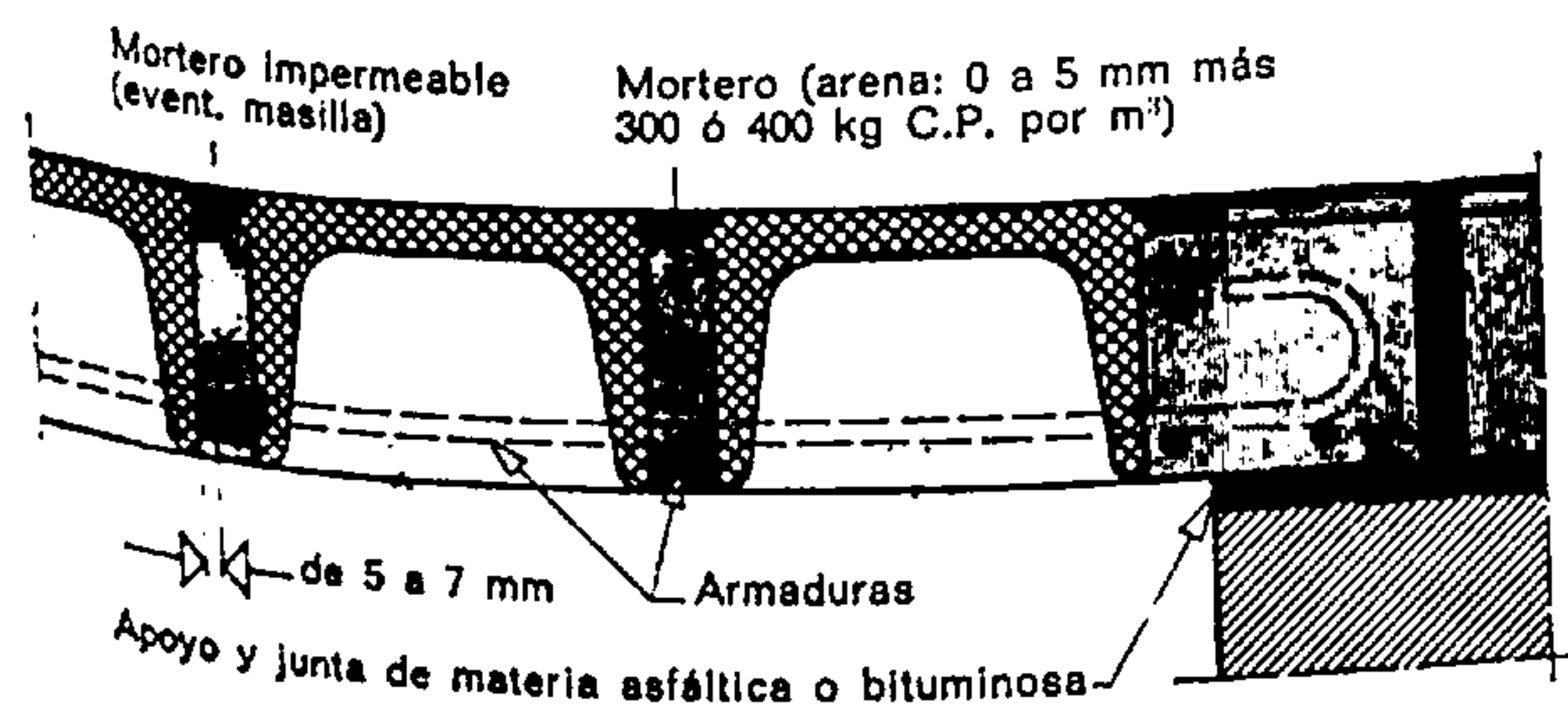


Fig. 517.

Peso del tipo "OMNIA"

Características dimensionales según instrucciones del fabricante.

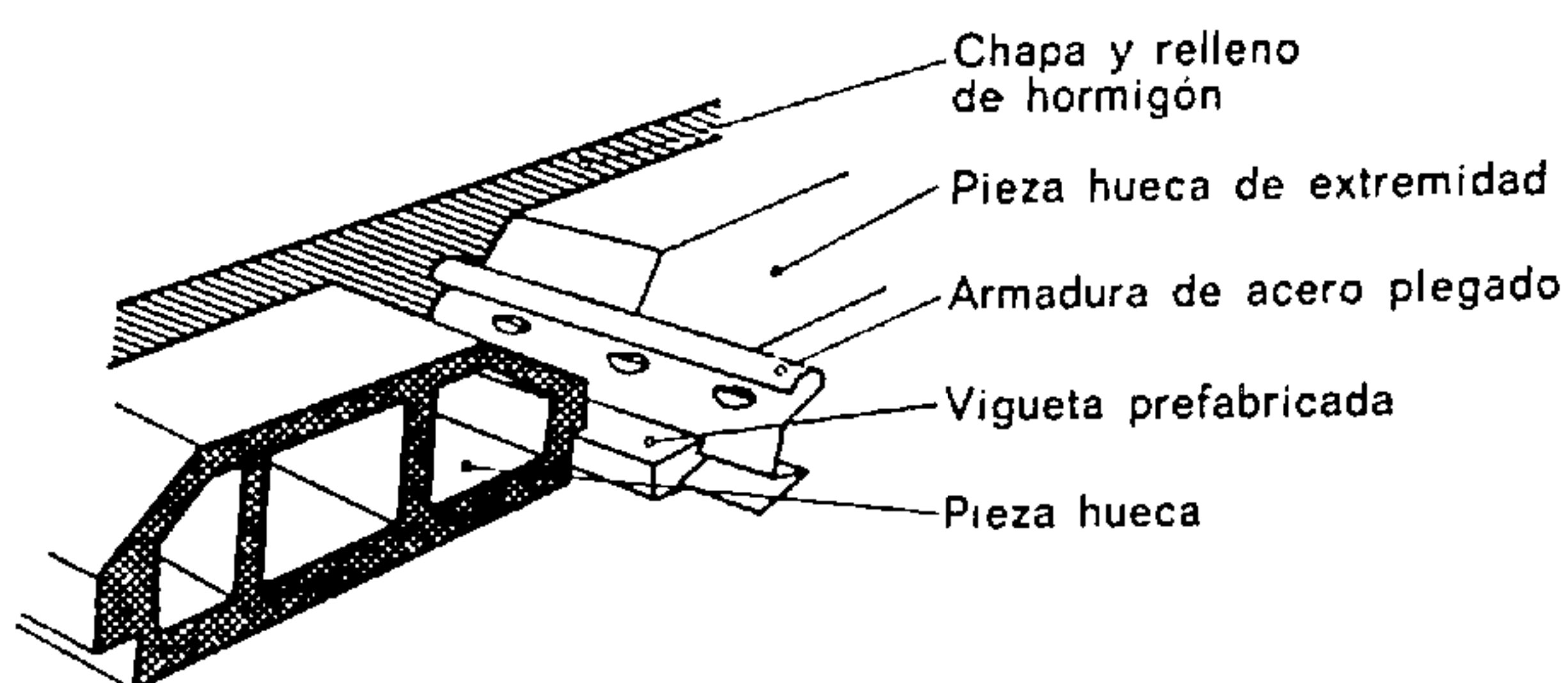


Fig. 518.

Piso del tipo "GAMMA" (laminado en frío)

Características dimensionales según instrucciones del fabricante.

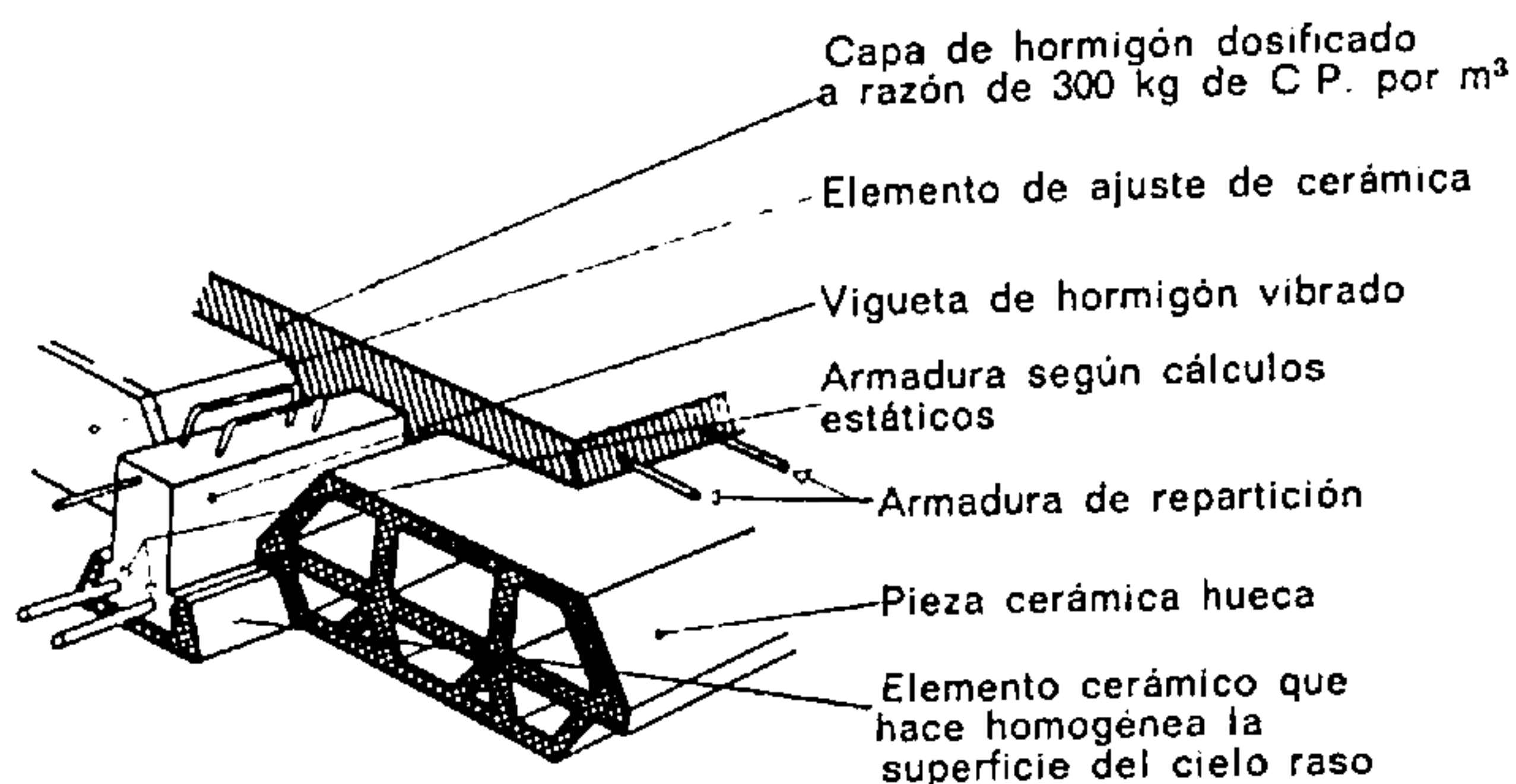


Fig. 519.

Piso del tipo "NORMA"

Características dimensionales según instrucciones del fabricante.

Corte de una losa de hormigón translúcido adosada a una construcción

Para limitar en gran medida las grietas y los defectos en la impermeabilización, es necesario evitar toda ligazón entre las losas y la estructura general. Los apoyos y las juntas de las losas deben realizarse de tal modo que sea posible el resbalamiento y las dilataciones sobre el soporte. Por otra parte, conviene fraccionar las losas de gran superficie en elementos de pequeñas dimensiones. En general, las losas quedan limitadas a los valores siguientes:

	vidrio recocido	vidrio templado
Superficie en m ²	10	20
Distancia entre las juntas de dilatación en m	4	7
Luz máxima en m	3	4
Relación entre el espesor de la losa y la luz	1/30	1/40

Fig. 516.

evacuación de las aguas no debe ser inferior al 1,5 % (1,5 cm por metro).

El hormigón translúcido, mal aislante térmico, da lugar a condensaciones. Con una ventilación eficaz de la superficie subyacente de la losa, puede reducirse el efecto de esas condensaciones; en caso necesario, no habrá más remedio que recoger el agua que allí se forme.

4.4. LOSAS SEMI-PREFABRICADAS

Estos sistemas, que tienen la apariencia de pisos de madera o metálicos, utilizan ingeniosas realizaciones de viguetas prefabricadas de hormigón armado u hormigón pretensado. A veces, se incorporan a esas viguetas elementos cerámicos destinados a reem-

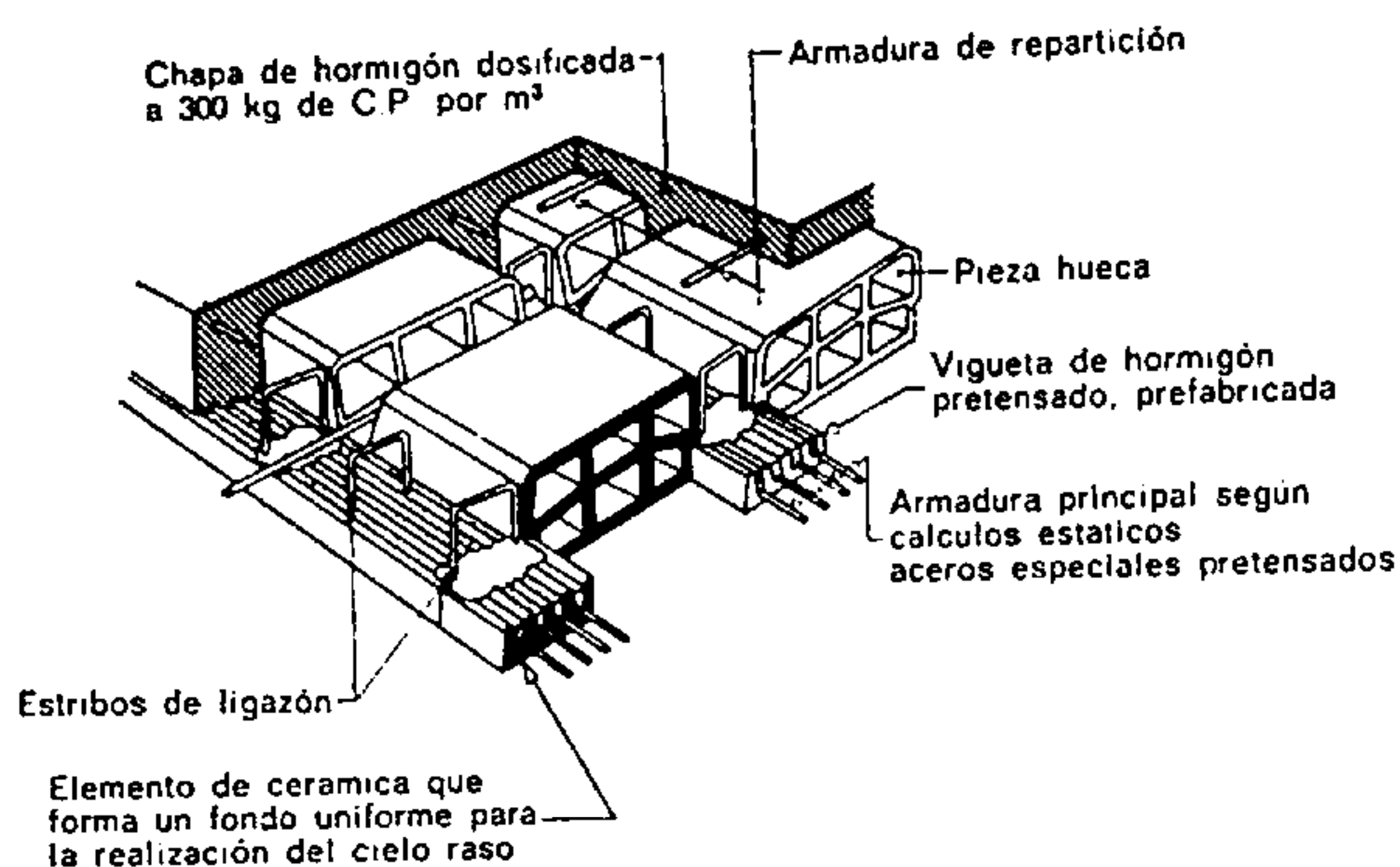


Fig. 520.

Piso del tipo "STAHLTON"

Las dimensiones se tomarán en función de las características exigidas. La distancia entre ejes de las viguetas varía según el tipo y la altura de las mismas (atenerse a las indicaciones del fabricante).

plazar el encofrado de las losas. Muchos de los tipos de pisos semi-prefabricados que existen actualmente en el mercado ofrecen interesantes propiedades de aislamiento térmico. En cualquier caso, resulta imprescindible el hormigonado en obra de la parte comprimida del elemento portante.

Gran número de empresas emplean el hormigón pretensado para la confección de las viguetas. El conjunto portante queda completado con los forjados aislantes de materiales ligeros.

Los diferentes fabricantes de estos sistemas indican generalmente las características mecánicas y de utilización necesarias para su empleo racional. La abundancia de tipos existentes nos impide citarlos todos. A título de ejemplo, en las figs. 517 a 520 se representan los sistemas Stahlton, Gamma, Omnia, Basco, Norma, etc.

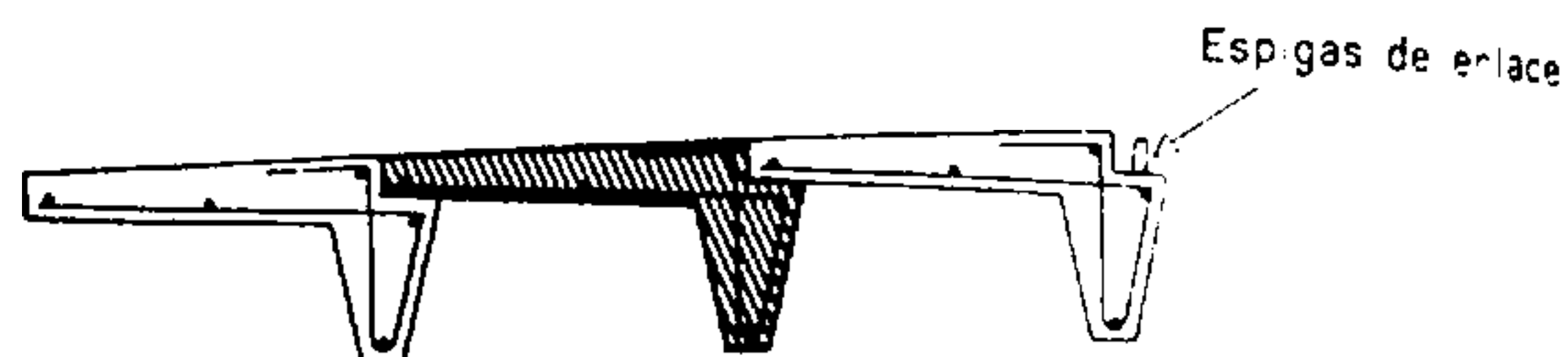


Fig. 522.

Losas realizadas por yuxtaposición de elementos prefabricados de hormigón armado

Elementos unitarios compuestos de un forjado y una nervadura.

4.5. LOSAS PREFABRICADAS

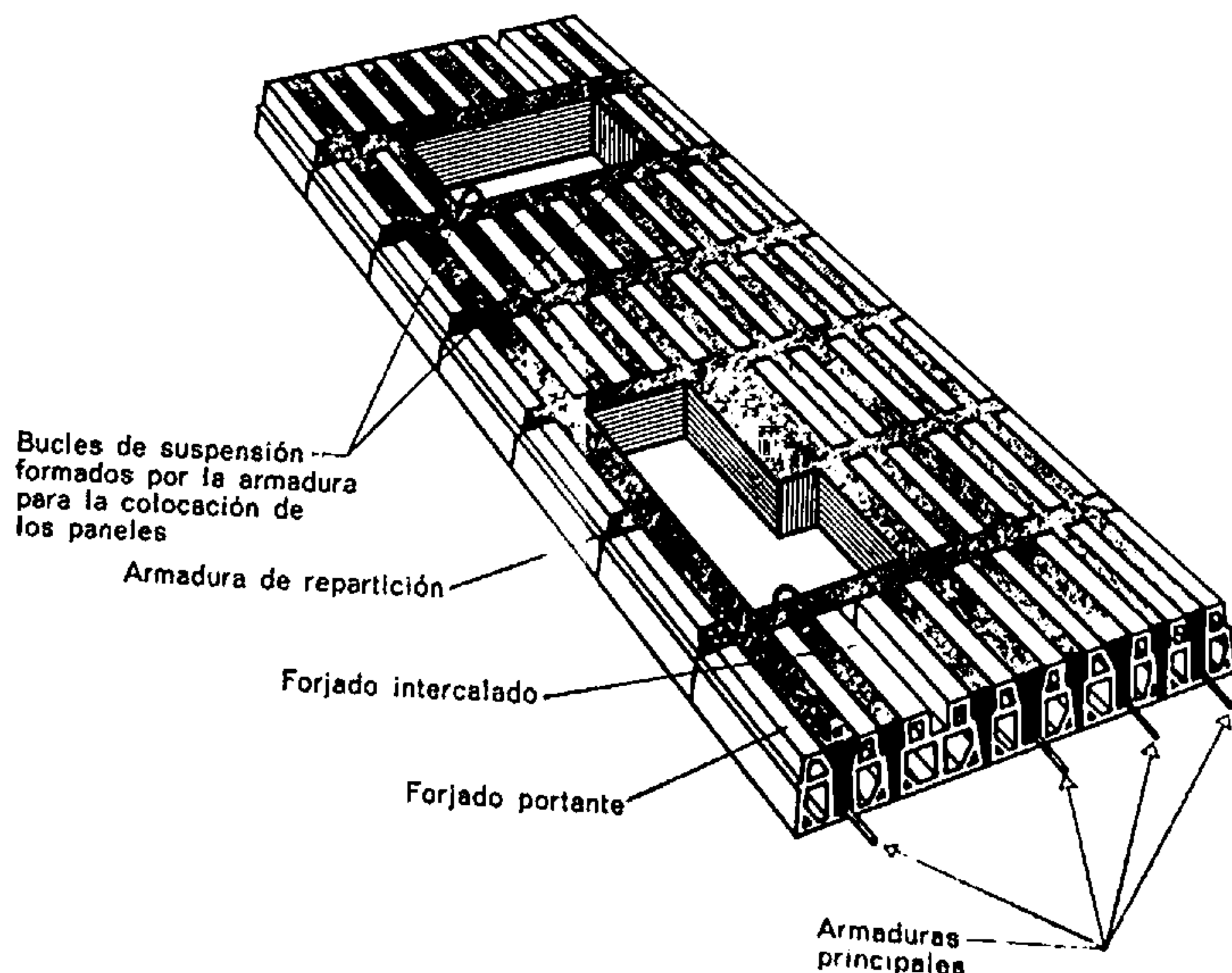
Estas losas prefabricadas, cuya finalidad es la de reducir las operaciones de construcción necesarias a pie de obra, llegan al lugar de la misma a punto para su montaje. Después de la puesta en obra de esas viguetas ligeras de gran superficie, sólo queda por



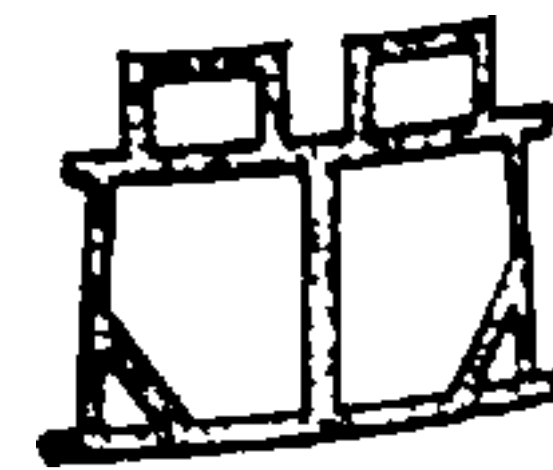
Fig. 523.

Elementos realizados con placas de hormigón ligero pretensado

realizar una operación sencilla de rejuntado. La ventaja de este sistema reside no solamente en la rapidez de colocación y ejecución sino también en el escaso aporte de humedad. En cambio, este sistema, como el precedente, es de difícil realización cuando el número de aberturas y tolvas es importante.



Forjado portante



Forjado intercalado

Fig. 521.

Piso del tipo "BRILUXFER"

Un juego de piezas huecas de cerámica permite a las empresas prefabricar, poco antes de su puesta en obra, paneles completos (que comprenden orificios y huecos) que se colocan in situ una vez endurecidos evitando con ello las operaciones del encofrado. Después de la colocación, un ligero enrejado y una capa de 4 cm aseguran la homogeneidad del conjunto.

Las características mecánicas de aislamiento acústico y térmico varían enormemente según el sistema empleado. Las casas que cuidan de la producción de esos elementos proporcionan generalmente las piezas después de haber efectuado por sí mismas los cálculos estáticos necesarios (véanse las figs. 521 a 523).

5. ENCADENADOS O LIGAZONES ANULARES

Con el fin de asegurar la homogeneidad de una construcción o un edificio cualquiera, se disponen, en las paredes de carga y de fachada, una especie de tirantes horizontales destinados a ligar los elementos

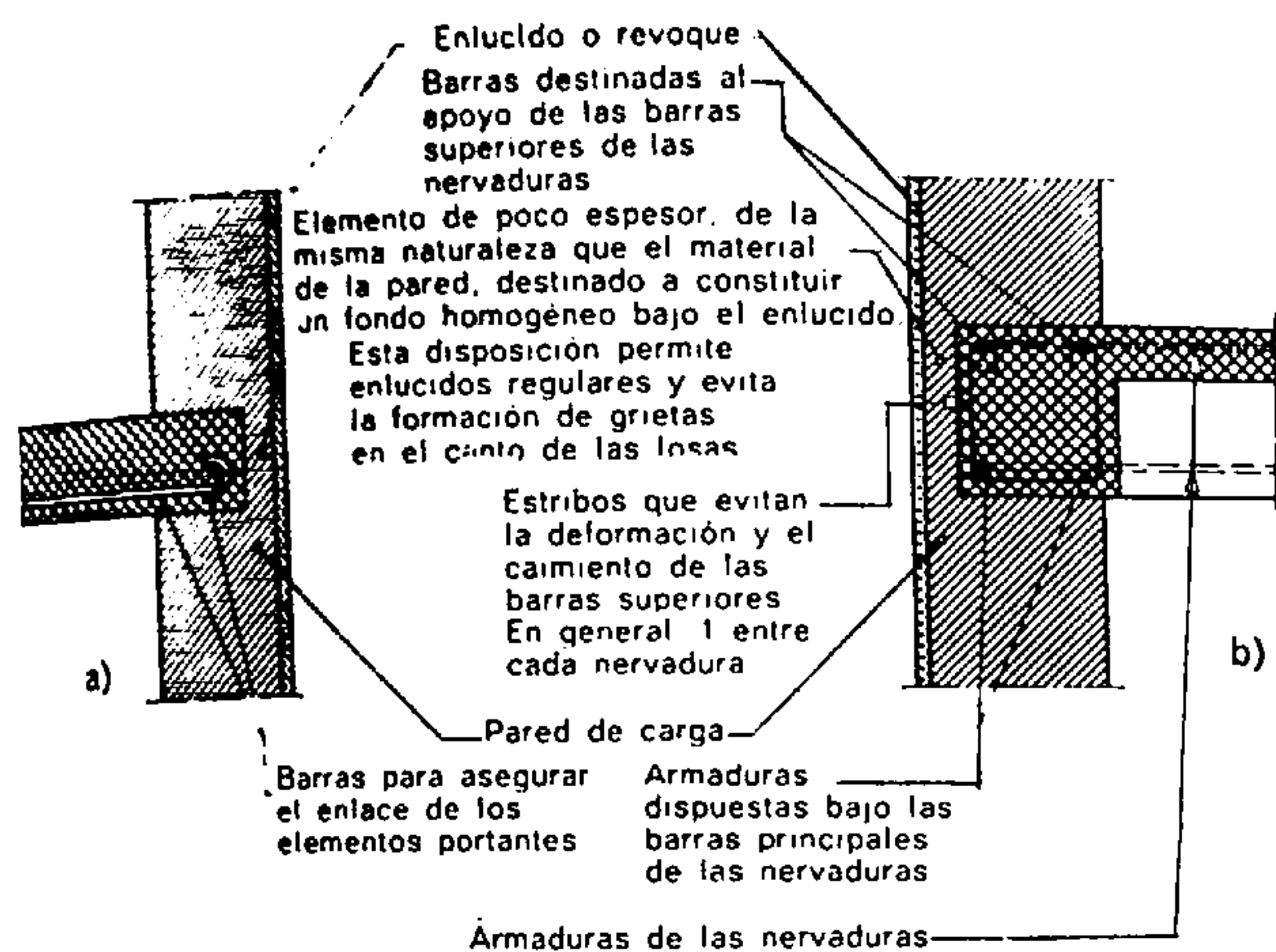


Fig. 524.

Encadenamiento

- a) de una losa maciza;
b) de una losa con nervaduras (válido igualmente para los pisos semifabricados con nervaduras).

entre sí. Estos tirantes se colocan en general al nivel de los pisos.

Si se trata de pisos de madera, la cohesión de los elementos portantes se obtiene por medio de la colocación de un hierro plano anclado en la obra de fá-

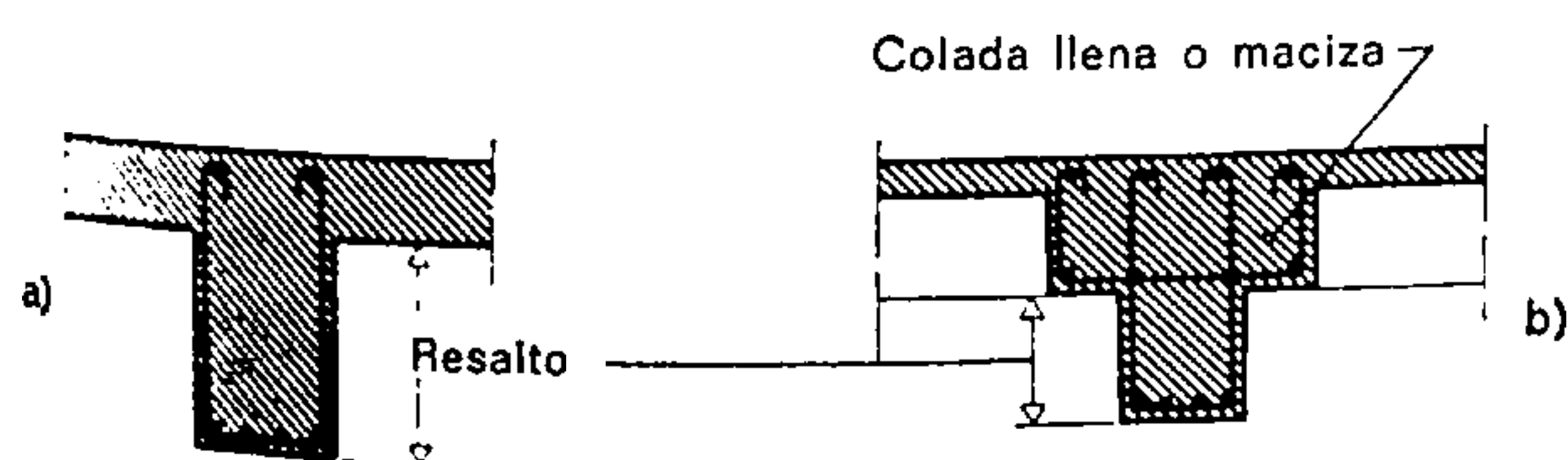


Fig. 525.

Vigas en forma de T

- a) Viga en forma de T incorporada a una losa maciza.
b) La colada llena entre las nervaduras permite constituir un elemento portante en forma de T.

brica por sus extremos y que descansa sobre el apoyo de las vigas en el interior de la pared. Este tipo de atirantado o encadenado suele hallarse en ocasión de las transformaciones de construcciones antiguas, por ejemplo.

Actualmente, se prefiere efectuar esta ligazón por medio de la colocación de una armadura pequeña empotrada en el hormigón que forma el enrase bajo el envigado. Esta disposición es la utilizada en el caso de pisos de madera y metálicos.

No suele calcularse la sección de un encadenado o cinturón de atirantado. Sus características se determinan por la práctica, en función de las dimensiones de la obra. En las construcciones corrientes, son más que suficientes, en la mayoría de los casos, dos armaduras de 10 mm de diámetro.

El empleo de las losas de hormigón armado, de los tres tipos enunciados, implica la colocación de una pequeña armadura en el encadenado o atirantado. Esta armadura, situada debajo de las barras principales, da rigidez de apoyo a la losa, facilita la repartición de las reacciones de apoyo en la pared y cumple con la misión que se le exige de servir de ligazón. El diámetro se elige en relación con la armadura principal de la losa.

Según las reglas B.A. 60, al nivel de cada piso, en todas las paredes de carga, la armadura del en-



Fig. 526.

Jácena o viga enrasada (solución poco económica)

cadenado debe tener por lo menos una sección de 3 cm² de acero dulce.

El empleo de acero de alta resistencia trae consigo la incorporación de una armadura cuya sección viene dada por una fórmula empírica.

Observación: Las jácenas o vigas maestras, dispuestas perpendicularmente al sentido portante de las losas de hormigón armado, están calculadas en función de su luz y de la carga soportada. Estos elementos, destinados a reducir la luz de las losas, suelen presentarse frecuentemente en forma de vigas en T. Cuando la altura de una jácena es igual a la de las nervaduras de la losa se la llama *jácena enrasada* o *viga maestra enrasada*.

Los pisos dispuestos sobre bóvedas se emplean muy raras veces en las construcciones actuales.

6. ENLOSADO DE CEMENTO, CHAPA, REVESTIMIENTO O SOLADO

Los enlosados de cemento se dividen generalmente en dos partes: la horma, o capa de cimentación, que es una especie de relleno que sirve para la distribución de las cargas o para la igualación de la superficie, y el revestimiento o solado propiamente dicho, que puede ser un enlucido de mortero denominado "chapa" o una superficie de baldosas o losas (embaldosado o enlosado).

La *cimentación* u *horma* debe estar constituida por materiales cuya resistencia y densidad vengán determinadas por el destino que haya que darse al enlosado. Esta capa de cimentación contiene o proporciona el aislamiento térmico o acústico indispensable.

En el caso de un enlosado de cemento construi-

do sobre el suelo, la *horma* debe descansar sobre una capa de piedras o sobre un lecho resistente formado por un relleno de cascajos o desechos sin triar pero cuidadosamente apisonados y compactados. Esta capa está constituida por un hormigón dosificado a razón de 200 kg de C.P. (o de C.A.) enérgicamente compactado, y su espesor, que depende de la carga que el enlosado deba soportar, puede ser de:

8 cm para las losas de los garajes que admiten coches de turismo o una carga uniformemente repartida de 200 kg/m²;

12 cm para las losas destinadas a soportar cargas uniformemente repartidas de 500 kg/m², cual es el caso de talleres, almacenes, etc.

Dichos valores se aumentarán respectivamente hasta 10 y 15 cm para los enlosados situados al exterior o expuestos a la intemperie. Para cargas superiores a las citadas, o cuando el terreno es de resistencia mediocre, es una medida de prudencia aumentar la dosificación de cemento hasta 250 kg de C.P. por m³ y disponer un enrejado cuya sección debe ser como mínimo de 0,15 % de la sección del hormigón en cada sentido.

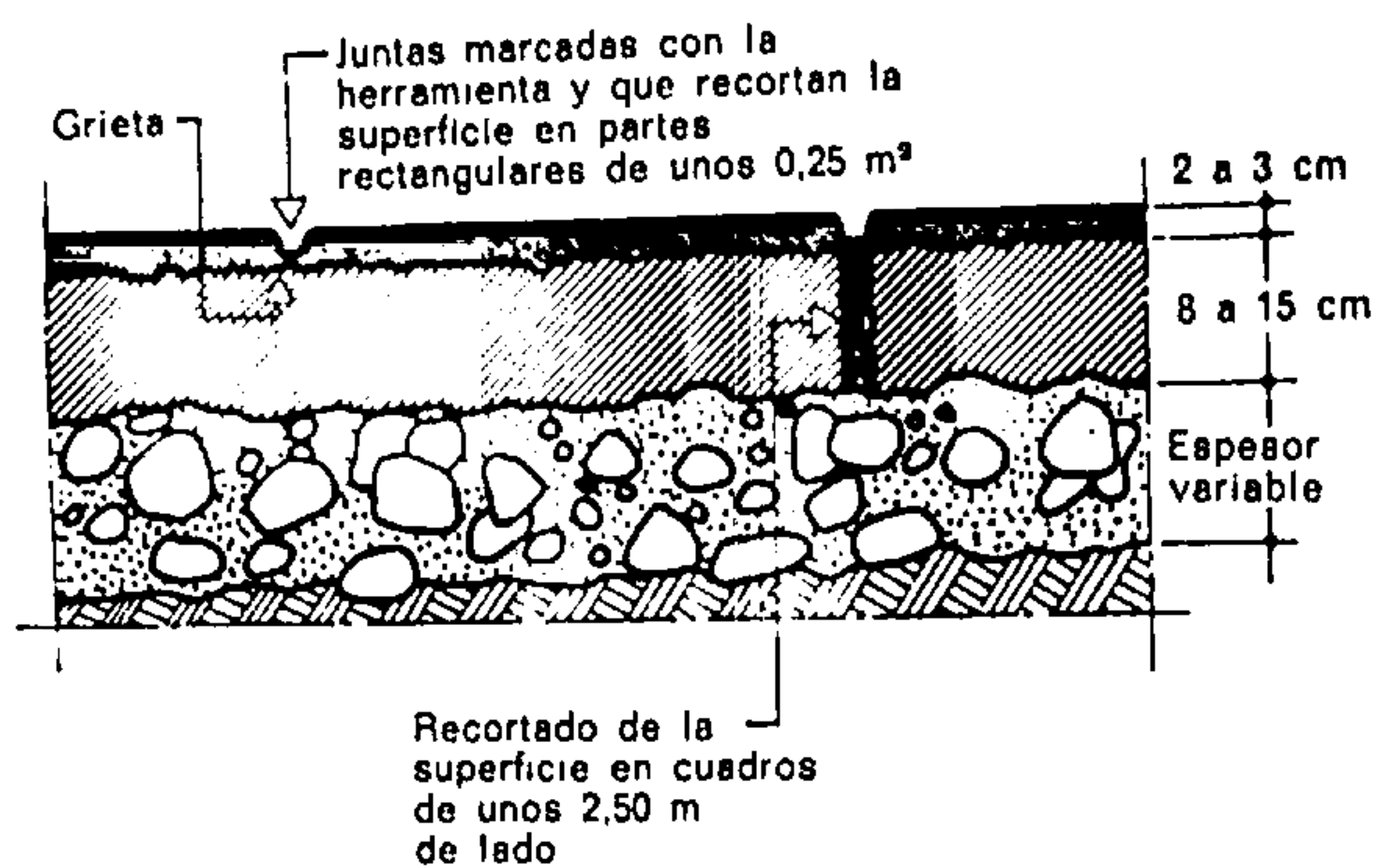


Fig. 527.

Corte de una losa sobre el terreno

En el caso de un enlosado de sótanos de un inmueble corriente o de una casita de recreo se dispone una capa de base de unos 15 cm de espesor y un enlosado de 8 x 2 cm.

El hormigón que constituye la horma de base debe amasarse tan seco como sea preciso para poder ser apisonado enérgicamente.

Cuando se establece un enlosado sobre un terreno húmedo, es prudente disponer un drenaje en la capa de piedra subyacente.

La capa de cimentación en el caso de revestimientos situados en el interior de las construcciones, por ejemplo sobre losas de hormigón, puede estar constituida por materiales ligeros, con objeto de reducir su propio peso. Se utilizan a este efecto áridos ligeros: escorias de hulla, fragmentos de piedra pómez, desperdicios de corcho, o bien se preparan hormigones ligeros, hormigones de espuma, etc. A los materiales ligeros debe agregárseles arena, a fin de obtener una capa resistente a las deformaciones provocadas por la compresión. El empleo de hormigones

ligeros debe proscribirse cuando las sobrecargas de los pisos son elevadas.

La *chapa* está constituida generalmente por un mortero rico, dosificado a razón de 600 kg de cemento por m³ de mortero acabado. A fin de limitar la retracción, es conveniente evitar la puesta en obra de morteros más ricos que los de esta última dosificación.

El espesor de una chapa es generalmente de 2 a 3 cm; excepcionalmente, de 1,5 cm. En principio debe aplicarse sobre la horma o cimentación antes de que esta última haya terminado su fraguado. En caso de que se aplique sobre una horma ya endurecida (o incluso seca) conviene picar la superficie con la piqueta, lavarla y limpiarla de cualesquiera residuos de polvo susceptibles de perjudicar la adherencia entre la horma y la chapa.

El acabado de la superficie de una chapa comprende un alisado, glaseado y compactado enérgicos del mortero que hace exudar el cemento y a continuación, un abujardado con el rodillo. A fin de procurar la máxima resistencia al desgaste, el mortero de la chapa no debe amasarse con exceso de agua pero sí con la suficiente para su glaseado. En ningún caso hay que espolvorear la chapa con cemento. Esta práctica conduciría a un agrietamiento de la superficie provocado por la retracción.

Si se da el caso de una chapa sometida a un desgaste muy fuerte se incorpora al mortero de acabado algo de carborundo. Una práctica más económica pero cuyos resultados son bastante mediocres consiste en distribuir el carborundo sobre el mortero inmediatamente antes del glaseado o bruñido.

Para limitar los percances causados por la retracción se suelen dividir las chapas en superficies aproximadamente cuadradas con un máximo de 2,50 m de lado; por medio de una herramienta de rejuntar se trazan subdivisiones rectangulares de un cuarto de metro cuadrado poco más o menos. Trazando así la iniciación de las grietas, estas últimas sólo se producen en el fondo de las ranuras o juntas marcadas y apenas se notan, evitando de este modo el aspecto desagradable del agrietamiento irregular de la chapa.

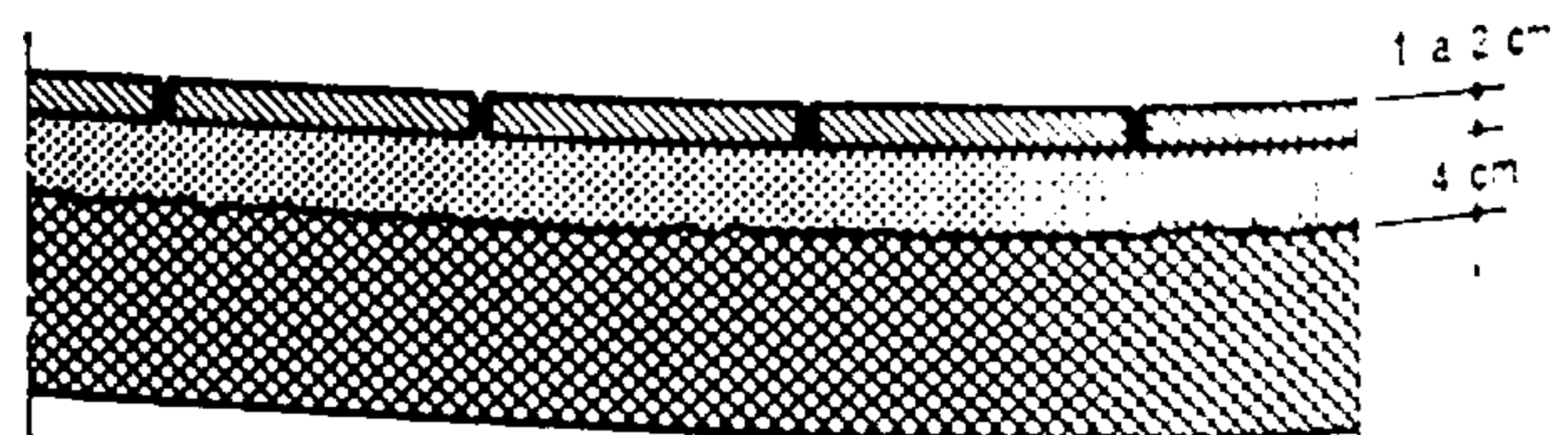


Fig. 528.

Corte de un embaldosado

Espesor de las baldosas de gres: 1 cm aprox.
Espesor de las baldosas de cemento comprimido o de cerámica: unos 2 cm.

Frecuentemente, se utiliza el espesor de la capa de colocación de un embaldosado para empotrar los tubos de desagüe de los sanitarios, los conductores eléctricos, los tubos de calefacción, etc., aunque esta solución encierra el peligro de que se agriete el revestimiento. En dichos casos de empotramiento, conviene aumentar el espesor de la capa de que las conducciones queden recubiertas por 2 cm de mortero como mínimo.

El *cemento magnésico*, o pavimento sin juntas, es una variedad de chapa constituida por un árido (polvo de corcho, de madera, de piedra, etc.) aglomerado con un complejo de magnesia y alumbre.

Colocado en dos capas que forman un espesor total de unos 2 cm, constituye un revestimiento cuyos defectos son: el agrietamiento inevitable y la mala resistencia que presenta al agua este material (puesto que el agua destruye este cemento y hace imposible ponerlo en contacto con el yeso que es higroscópico).

Embaldosado y enlosado. — Los embaldosados están constituidos por la yuxtaposición de losetas o baldosas de cemento comprimido o de cerámica de unos 2 cm de espesor, o de gres de 1 cm de grueso.

La horma o capa de cimentación necesaria para

la colocación de esos materiales es idéntica a la descrita más arriba y el espesor mínimo de dicha capa es de 4 cm (excepcionalmente de 3 cm para superficies pequeñas, rellanos de escaleras, etc.). Dicho espesor, dictado por las irregularidades del nivel del soporte es, muchas veces, de 5 ó 6 cm para los embaldosados que cubren grandes superficies.

La horma está a veces constituida por arena apisonada, sobre la cual se fijan las losetas por medio de un lecho de mortero dosificado a razón de 600 kg de cemento por m³ de mortero acabado.

Las losetas se golpean fuertemente y asientan contra la horma mediante interposición de una cala de madera. Las juntas, de unos 2 mm de abertura, se rellenan a continuación con una papilla líquida de mortero cuya dosificación es de unos 900 kg de cemento por m³.

UTN

Facultad Regional

San Rafael

ESCALERAS

1. CONSIDERACIONES GENERALES
TERMINOLOGÍA

Las escaleras sirven para unir, a través de escalones sucesivos, los diversos niveles de una construcción.

La fig. 529 define la terminología de las escaleras cualesquiera que sean los materiales utilizados en la construcción.

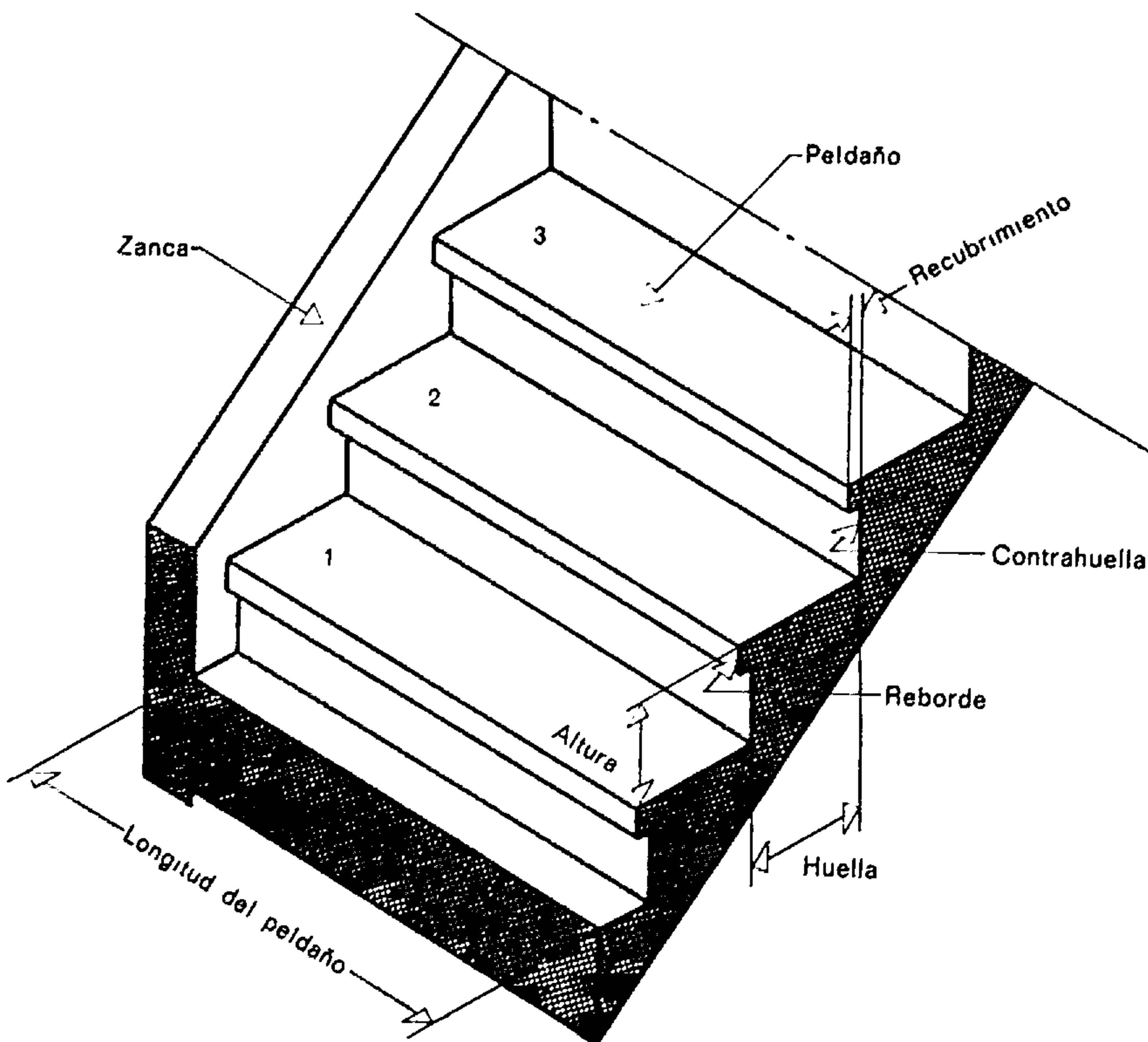


Fig. 529.

Terminología de una escalera

La proporción cómoda entre la huella y la contrahuella de los peldaños viene definida por la expresión empírica de Rondelet:

$$2 \text{ contrahuellas} + 1 \text{ huella} = 60 \text{ a } 66 \text{ cm,}$$

60 a 66 cm representa la longitud media del paso del hombre en un plano horizontal. Para los niños este valor se reduce a 55 cm aproximadamente.

La *línea de huellas* es la proyección sobre un plano horizontal del trayecto seguido por una persona que

transita por una escalera. En general, esta línea ideal se sitúa en la parte central de los peldaños cuando la longitud de éstos (anchura de la escalera) es inferior o igual a 110 cm. Cuando esta última magnitud excede de los 110 cm la línea de huellas se traza a 50 ó 55 cm del borde interior. Esta es la distancia a que circula una persona que con la mano se apoya en el pasamanos de la barandilla y es la que se conserva en las curvas.

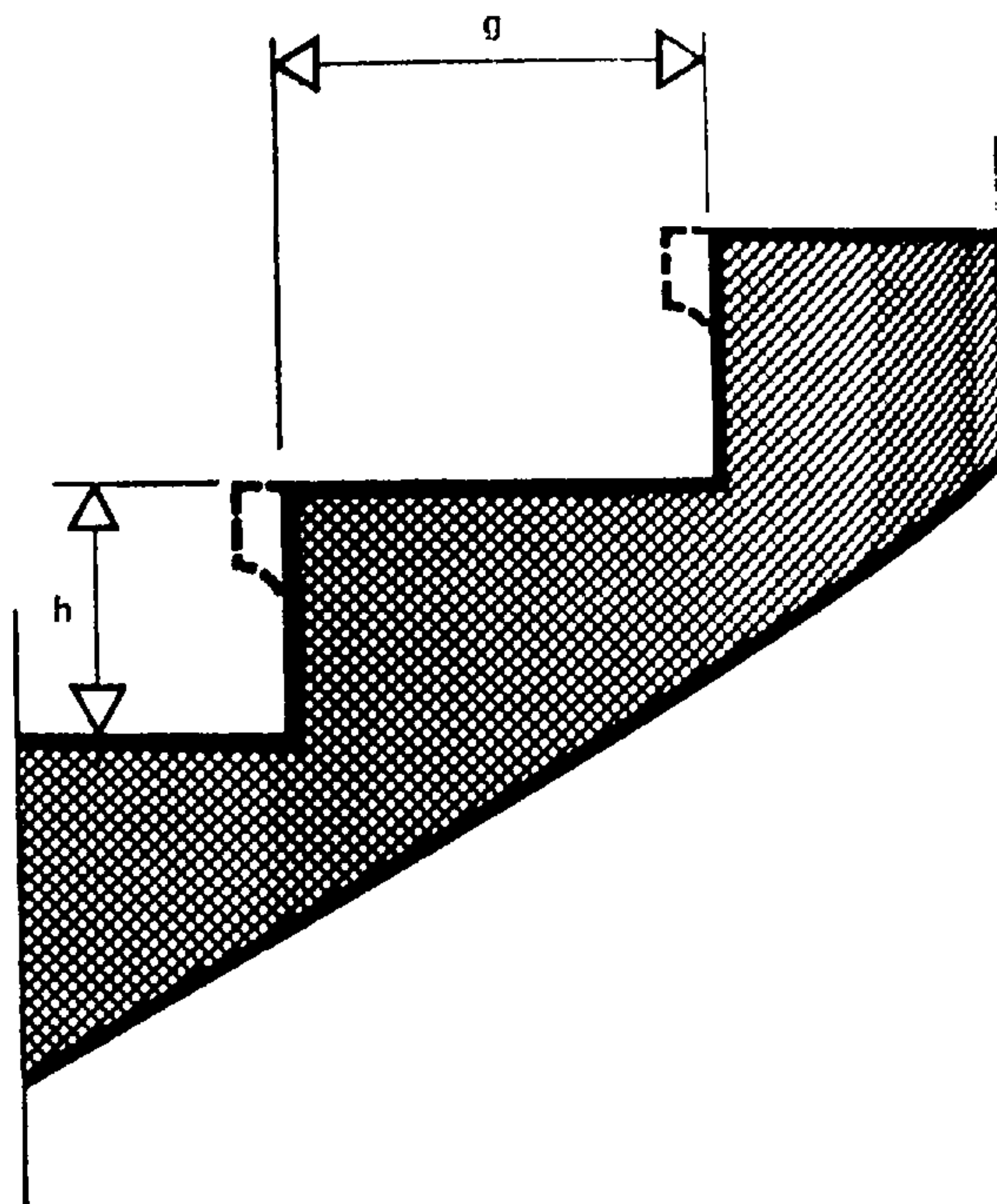


Fig. 530.

Proporción entre la altura y la huella de los peldaños de una escalera

$$2 h + g = 60 \text{ a } 66 \text{ cm.}$$

Sobre la línea de huellas se toman precisamente los valores del ancho del peldaño o *huella* propiamente dicha (fig. 531).

Las dimensiones de los peldaños está definida por su función y su utilización. Intimamente ligada al conjunto de la circulación en el edificio, la escalera es asimismo tributaria del sitio de que se dispone. En un inmueble, la anchura de una escalera no debe ser inferior a 120 cm. En las escaleras de utilización secundaria (escaleras de servicio), la longitud de los

peldaños o anchura de la escalera puede reducirse a un mínimo de 60 cm.

El conjunto de los peldaños comprendidos entre dos rellanos o descansillos sucesivos se llama *tramo*.

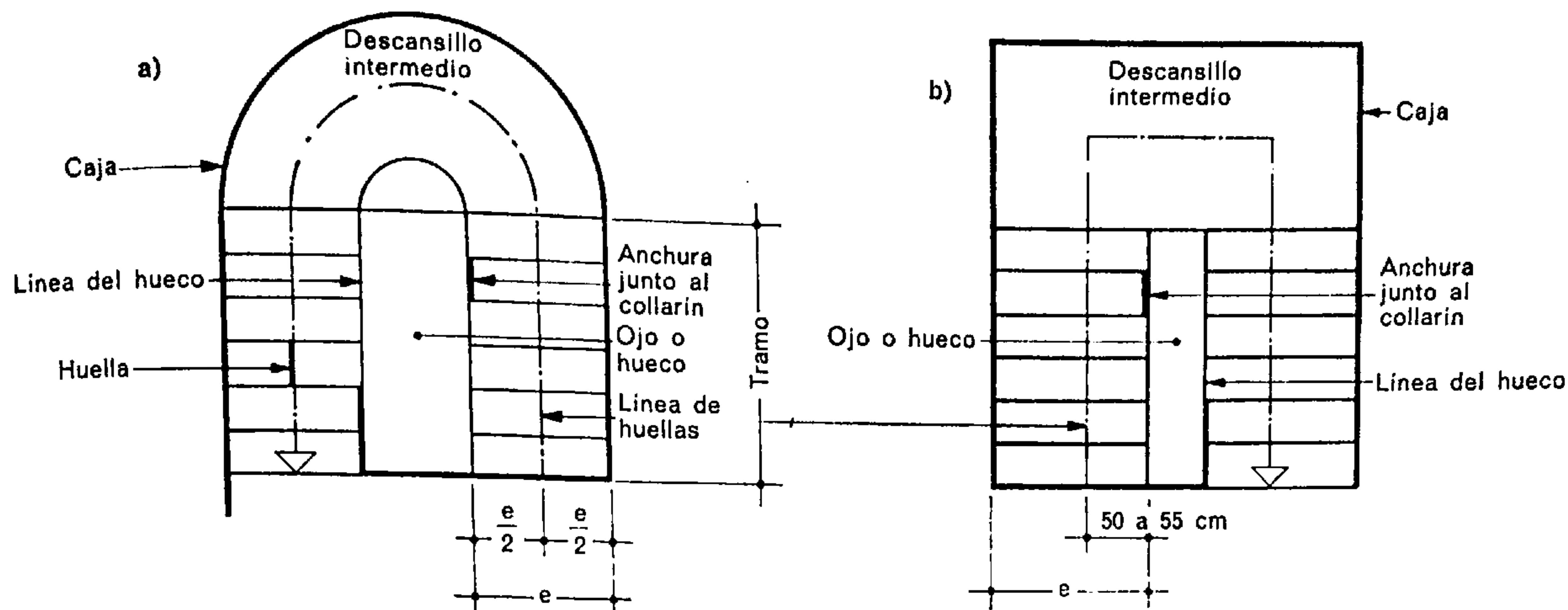


Fig. 531.

La flecha sobre una escalera indica siempre el sentido de la subida. En la línea de huellas se marcan las huellas de los peldaños. e = longitud de los peldaños o ancho de la escalera.

a) La línea de huellas se sitúa a $\frac{e}{2}$ cuando no excede a 1,10 m.

b) La línea de huellas se sitúa a 50 ó 55 cm de la línea de ojo cuando e es mayor que 1,10 m.

Un tramo no debe tener más de 20 ó 22 peldaños. Si el número de éstos rebasase dicho valor sería necesario intercalar un *descansillo intermedio*. La anchura de este último deberá ser de unas *tres huellas*,

Se denomina *caja* al emplazamiento o local en cuyo interior se sitúa la escalera. La forma de la caja y de la escalera viene dictada, por una parte, por los imperativos de circulación, de construcción

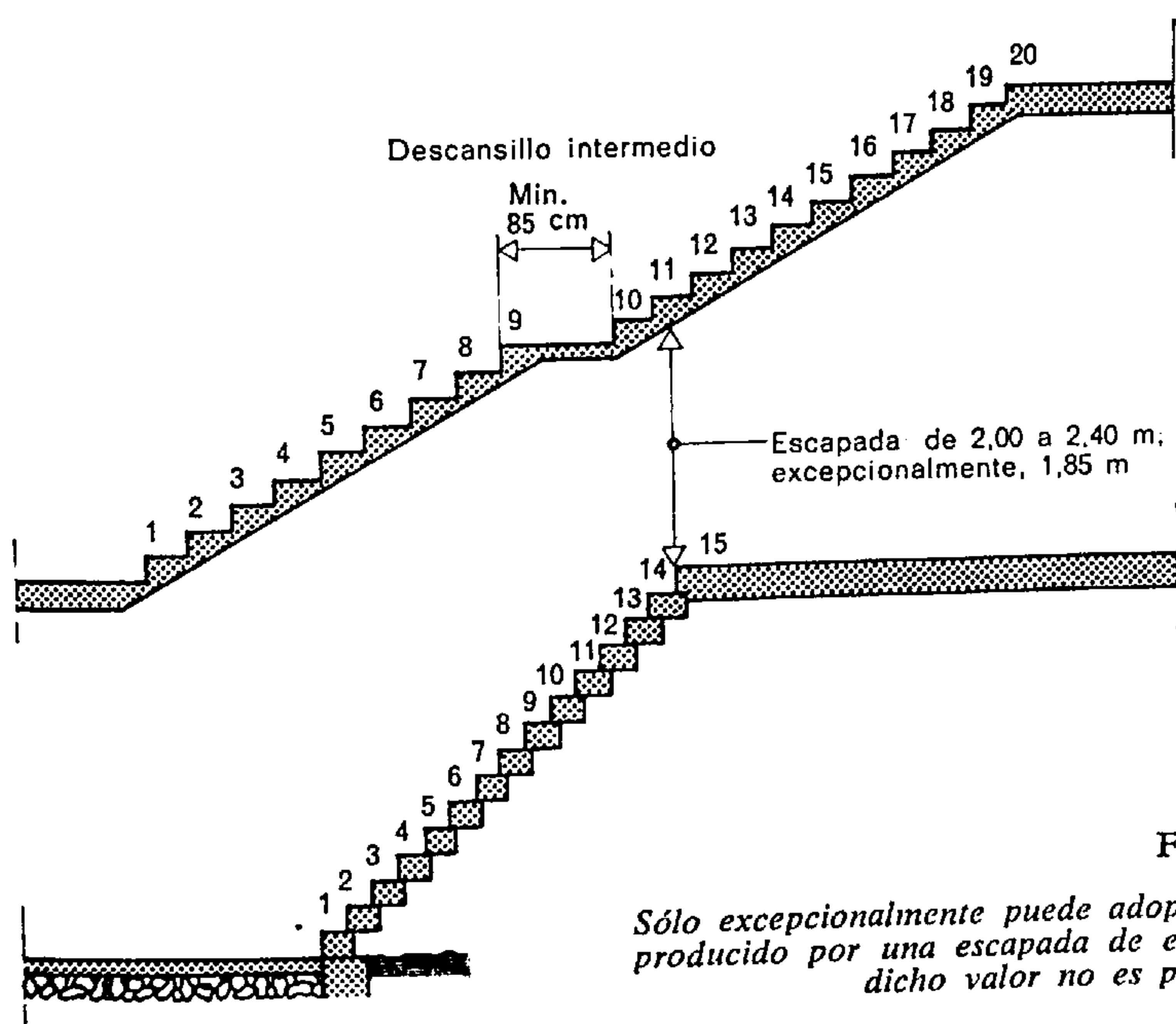


Fig. 532.

Sólo excepcionalmente puede adoptarse una escapada de 1,85 m. El efecto producido por una escapada de este valor resulta molesto. Por debajo de dicho valor no es posible pasar cómodamente.

pero con un mínimo de 85 cm con objeto de ofrecer una interrupción cómoda y agradable del tramo.

En cada piso la escalera desemboca en un descansillo que se denomina *meseta o rellano de piso*, o *descansillo de llegada*. Este último tiene una anchura igual o a veces mayor que la de los peldaños.

La pendiente de una escalera debe ser constante en un mismo tramo. El valor de la huella y de la altura o contrahuella no deben variar jamás de un descansillo a otro. Sin embargo, es aceptable una

o de disposiciones diversas y, por otra parte, por la altura que hay que salvar. Estas formas pueden ser variadas. Hay, por ejemplo:

Las escaleras sencillas de tramo recto y aquellas que, compuestas de varios tramos rectos, cambian de dirección en los descansillos intermedios.

Las escaleras compuestas de tramos rectos y curvos llamadas *de cuarto de vuelta*.

Las escaleras giratorias construidas en cajas elípticas o circulares, las escaleras de caracol, etc.

La fig. 534, a a d, reproduce algunas de esas disposiciones.

El espacio o hueco situado entre dos tramos, en la parte central de la escalera (en la proyección horizontal), se llama *ojo* o *hueco* de la misma. Cuando

transportan muebles, la "escapada" debe estar comprendida entre 200 y 240 cm. Sólo por excepción podrá rebajarse dicha altura a 185 cm en escaleras de uso secundario. Estos valores quedan expuestos en la fig. 532.

La fig. 535 define las pendientes máximas adoptables para las diversas clases de escaleras de los edificios.

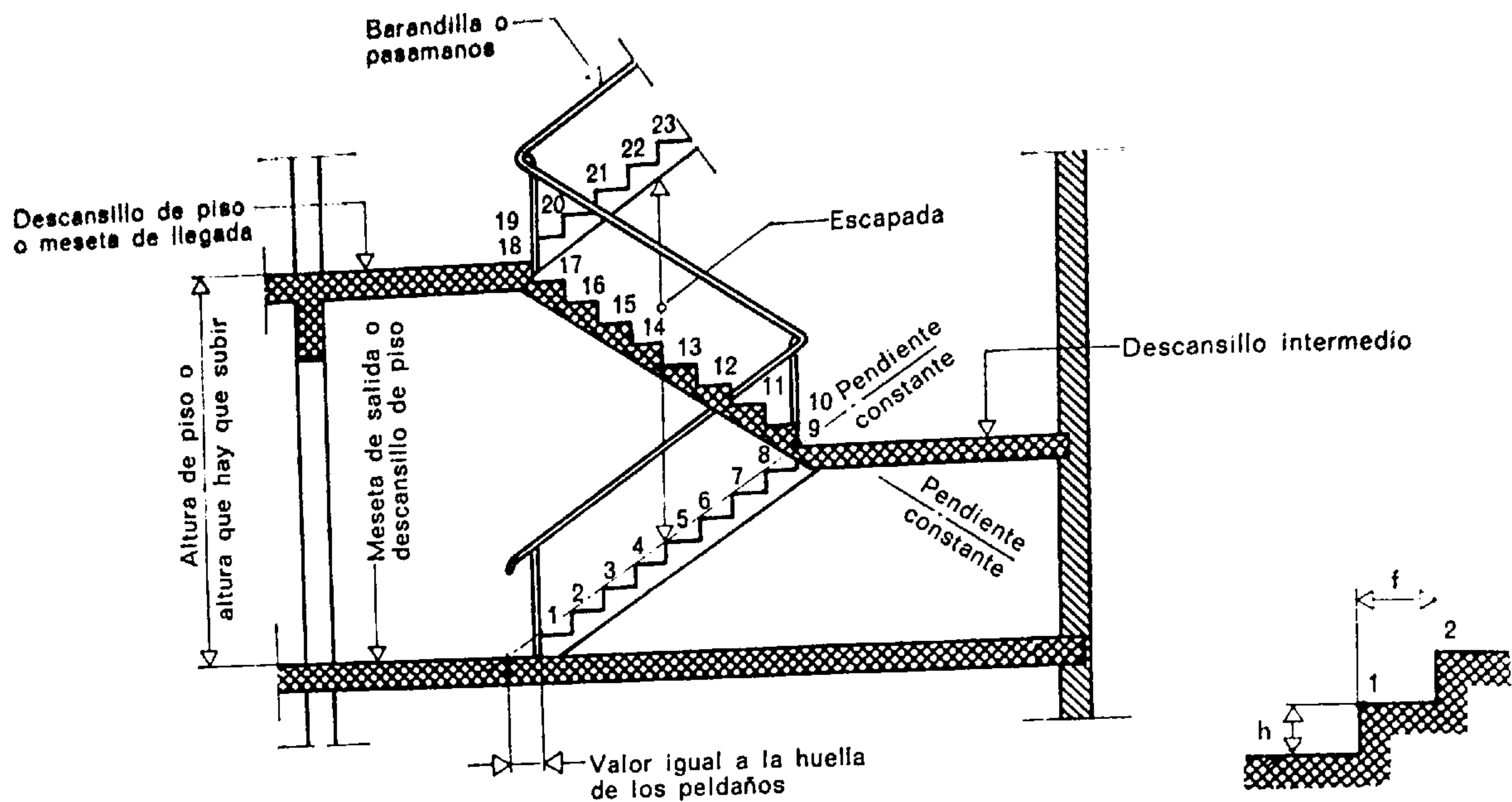


Fig. 533.

Corte longitudinal de una escalera

La pendiente, si es posible, debe ser igual para todos los tramos de una escalera y, en todo caso, constante en cada tramo. En un tramo no ha de haber más de 22 peldaños.

- * El primer peldaño puede tener una huella de 2 a 5 cm mayor que las huellas normales, rectificándose la altura por consiguiente.
Ejemplo: peldaño normal $(2 \cdot 18) + 27 = 63$
peldaño de partida $(2 \cdot 16) + 31 = 63$.

do esta última parte es llena o maciza se llama *nabo* o *árbol* de la escalera. *Collarín* es el nombre que se da al borde que limita la escalera por la parte del ojo (o del nabo).

La *escapada* es la altura vertical disponible entre el borde de un peldaño y el techo que tiene encima. Normalmente, para dejar paso suficiente cuando se

2. REPARTICIÓN

La *repartición* es el arte de distribuir progresivamente la anchura de los peldaños junto a la zanca en la vuelta de una escalera al cambiar de dirección.

La repartición tiende a hacer cómodo y agradable el uso de una escalera giratoria aun en un recorrido cercano a la línea del collarín o zanca curva.

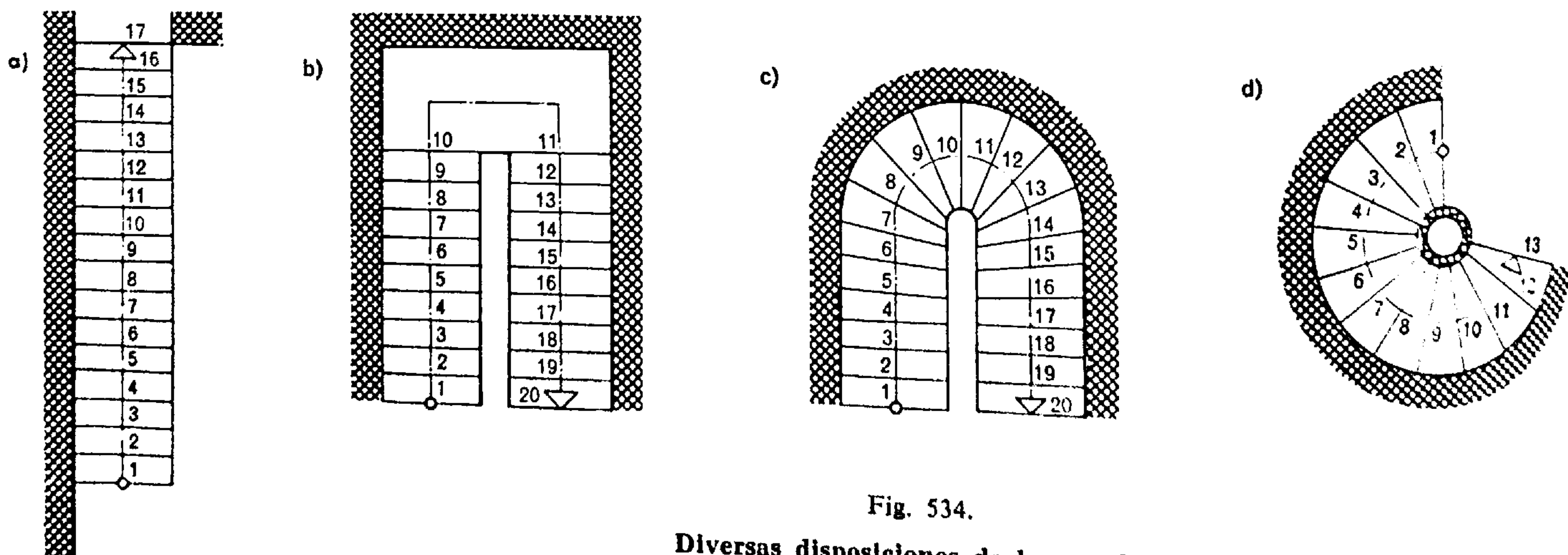


Fig. 534.

Diversas disposiciones de las escaleras

La flecha indica siempre el sentido de la subida. Las formas de escaleras son numerosas y variadas. Estas figuras definen ciertos términos empleados y algunas disposiciones (en los planos, las cifras sobre los peldaños indican el número de altura).

a) Escalera de 1 tramo recto

b) Escalera de 2 tramos de ida y vuelta y descansillo recto

c) Escalera con 2 cuartos de vuelta

d) Escalera de caracol.

Los peldaños rectos seguidos de otros trazados radialmente producen un brusco y peligroso cambio de pendiente (fig. 538).

Para que una escalera no sea peligrosa es necesario en primer lugar que la anchura de los peldaños junto a la zanca sea la mayor posible. Esta anchura

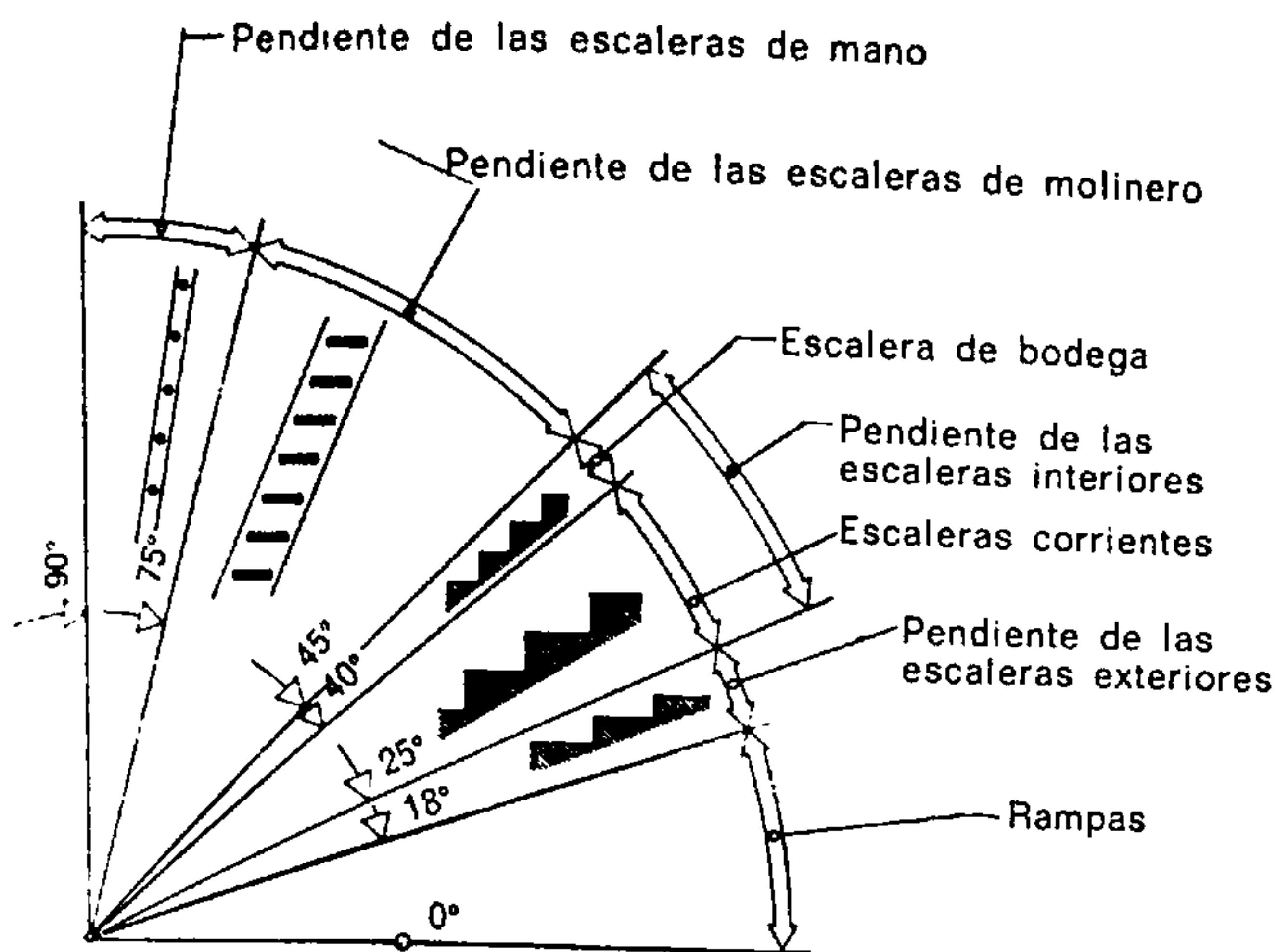


Fig. 535.

Pendientes usuales de las escaleras

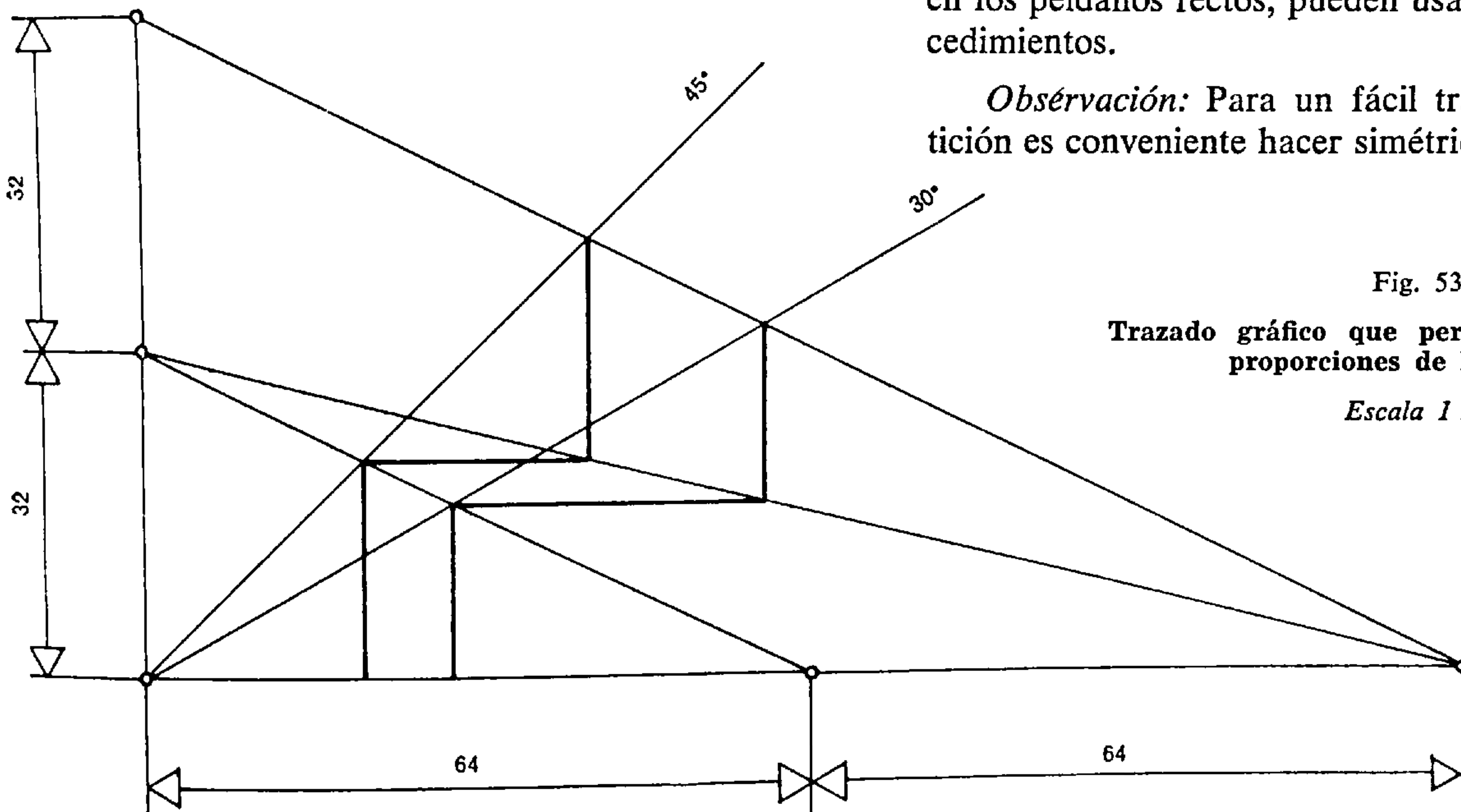


Fig. 536.

Trazado gráfico que permite determinar las proporciones de los peldaños

Escala 1 : 10.

debe ser suficiente para que el pie, aun al bajar, se asiente con facilidad. La anchura de collarín o de zanca de un peldaño debe estar comprendida, como mínimo, entre 6 y 10 cm. Anchos de 15 a 18 cm permiten una cómoda utilización de la parte giratoria de la escalera. El material empleado para la realiza-

ción de los peldaños fija también el valor mínimo de la anchura conveniente junto al collarín.

A fin de obtener una progresión agradable entre la anchura mínima del collarín y el valor de la huella

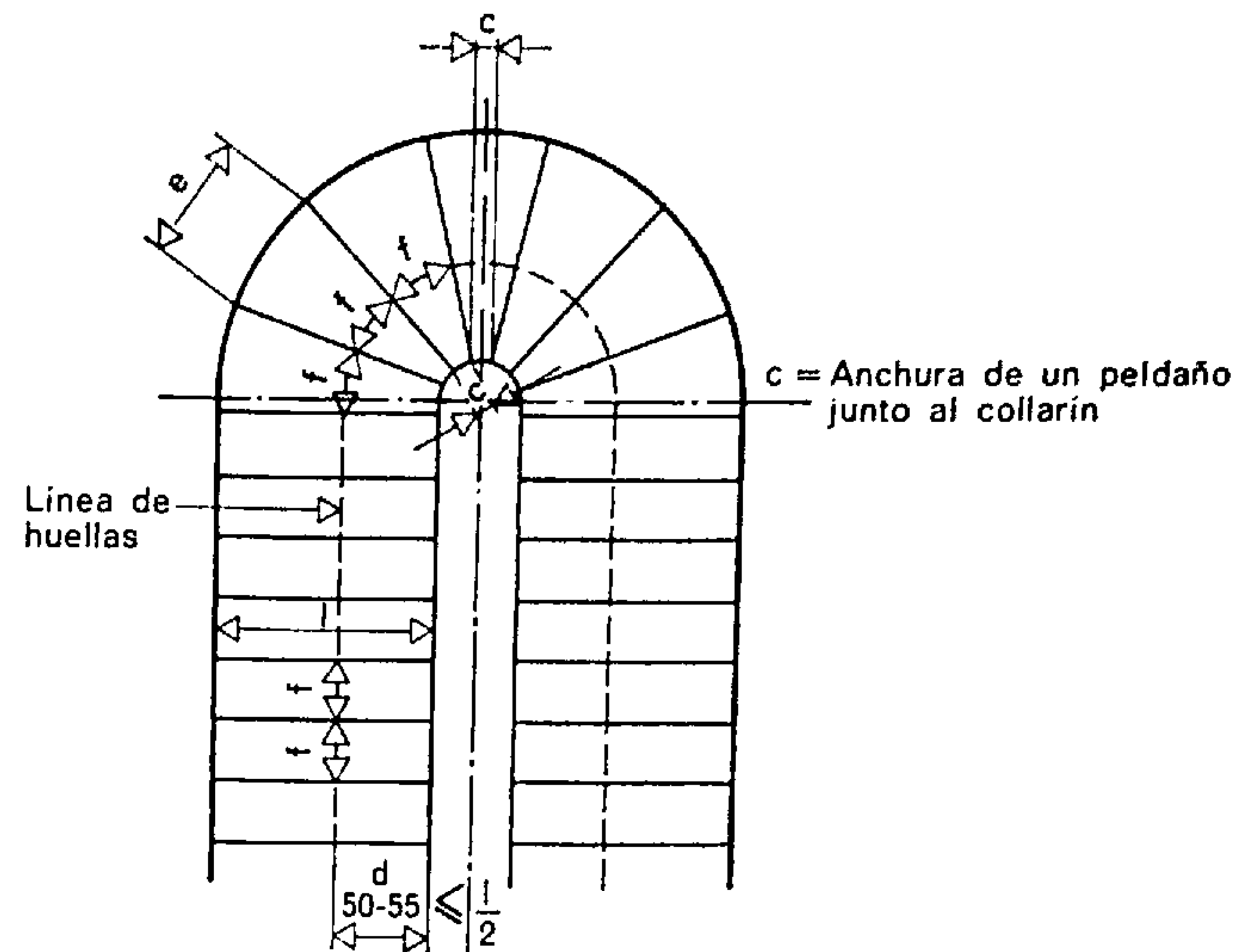


Fig. 538.

Cuando los peldaños rectangulares van seguidos por otros en diagonal se produce un cambio peligroso en la pendiente (véase fig. 538).

en los peldaños rectos, pueden usarse numerosos procedimientos.

Observación: Para un fácil trazado de la repartición es conveniente hacer simétrica la escalera en su

parte giratoria. En efecto, la coincidencia del eje de una huella o de una contrahuella con la bisectriz del ángulo formado por los dos tramos no permite efectuar más que un solo trazado (figs. 539 a 542).

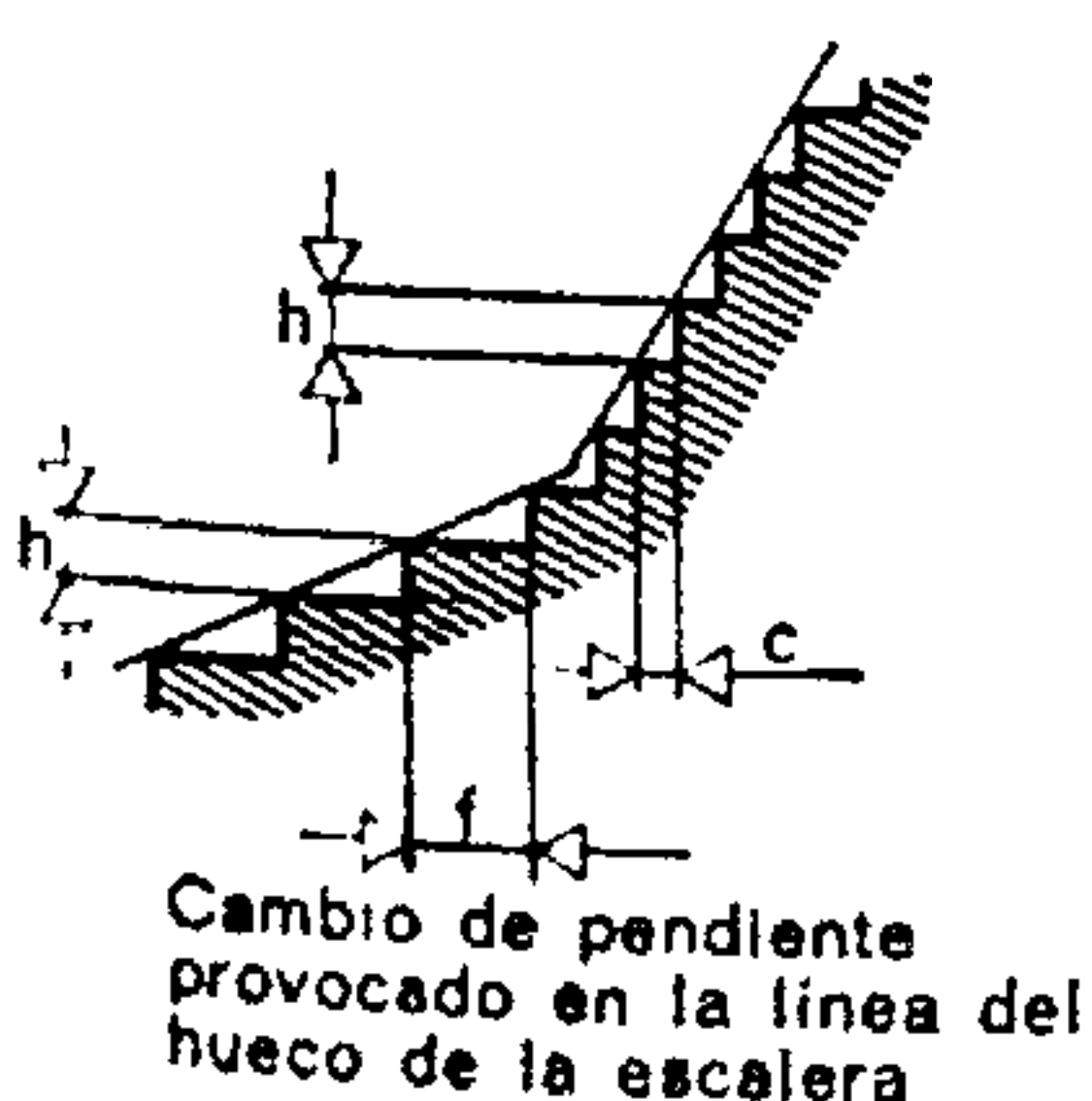


Fig. 537.

La anchura de la huella junto al collarín debe dejar sitio suficiente para poder sentar el pie. Los collarines estrechos tienen como consecuencia escaleras más difíciles de bajar que de subir. Anchuras mínimas junto al collarín: de 6 a 10 cm.

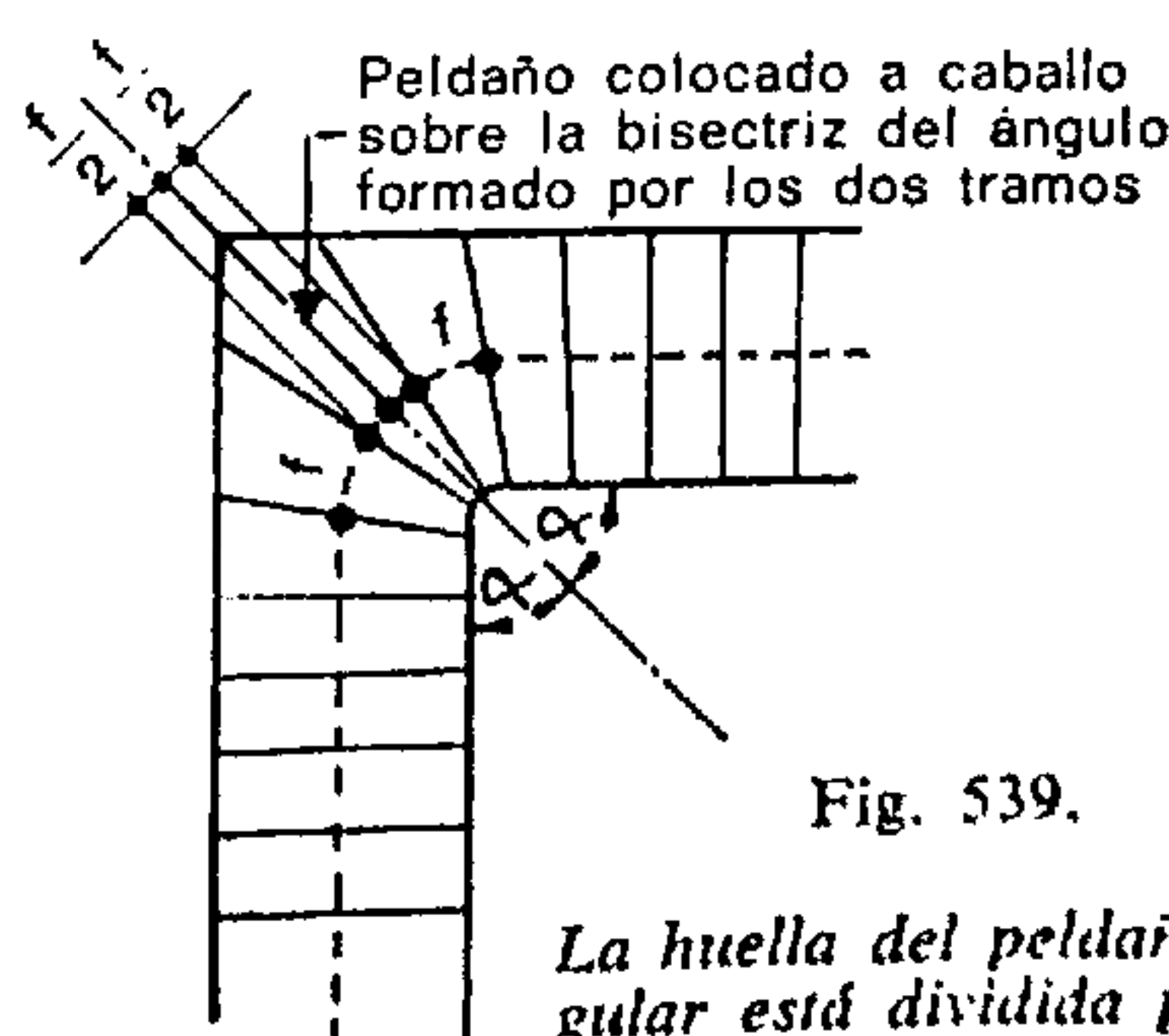


Fig. 539.

La huella del peldaño angular está dividida por la bisectriz del ángulo de los dos tramos.

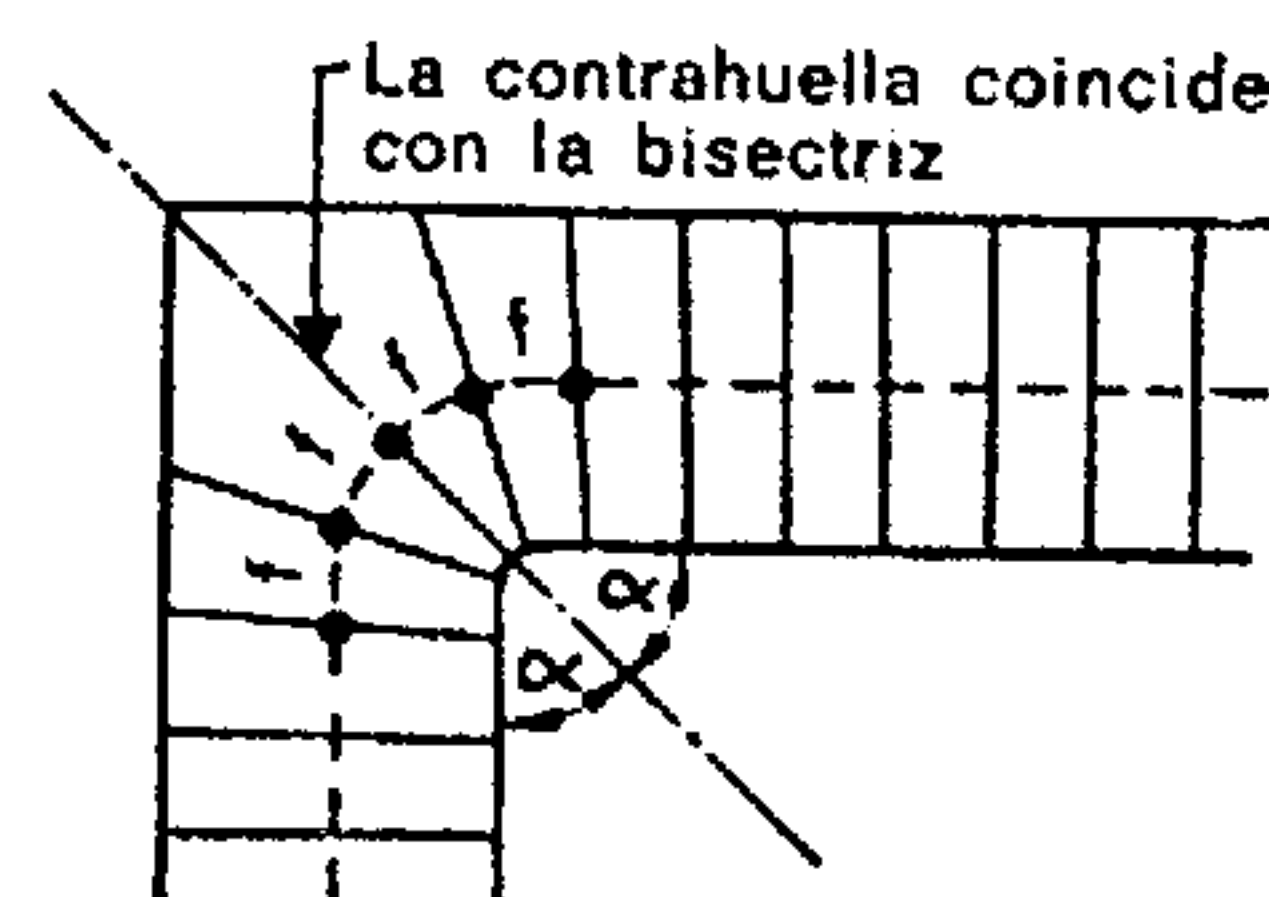


Fig. 540.

La contrahuella coincide con la bisectriz.

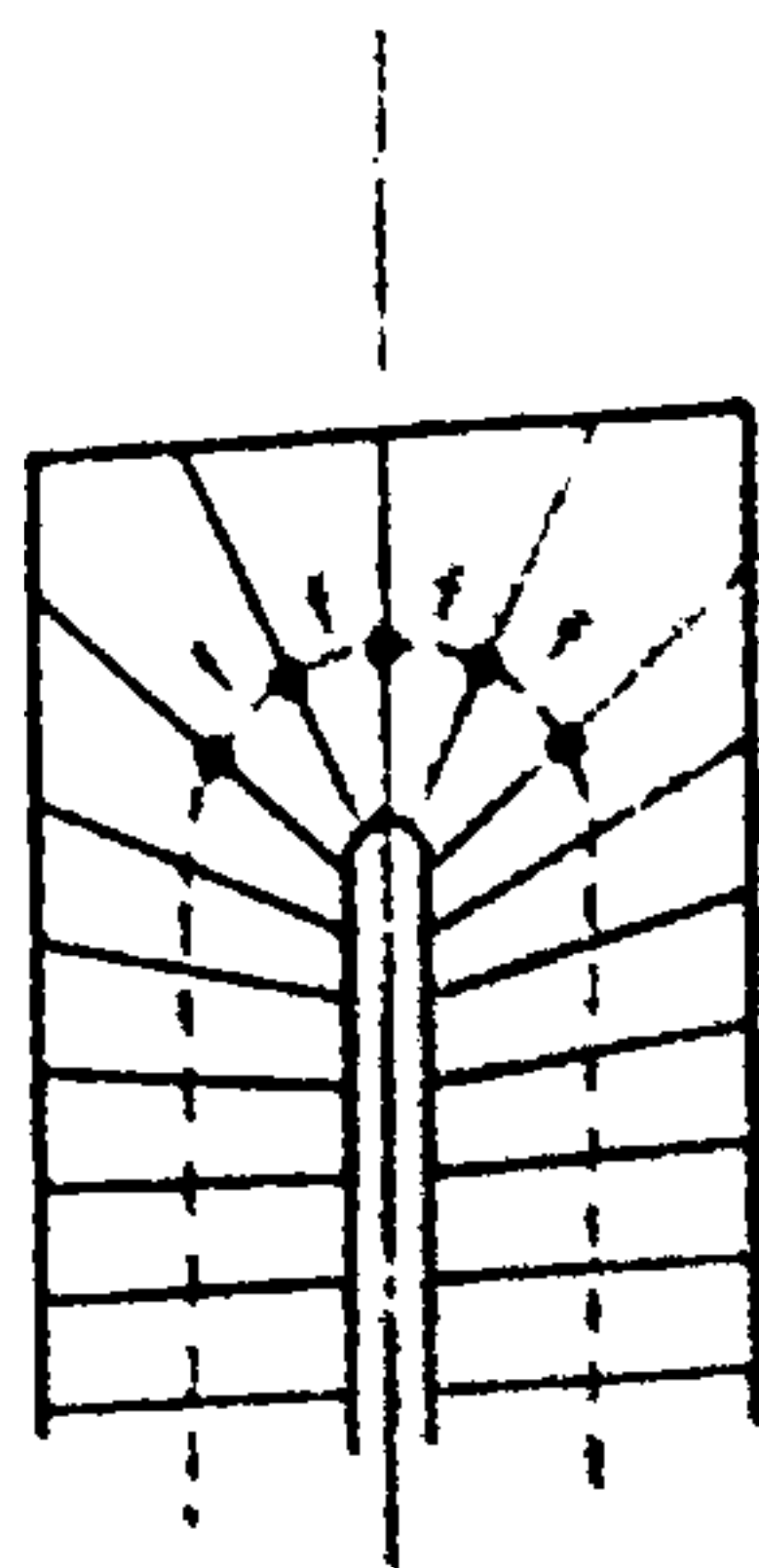


Fig. 541.

La contrahuella coincide con la bisectriz.

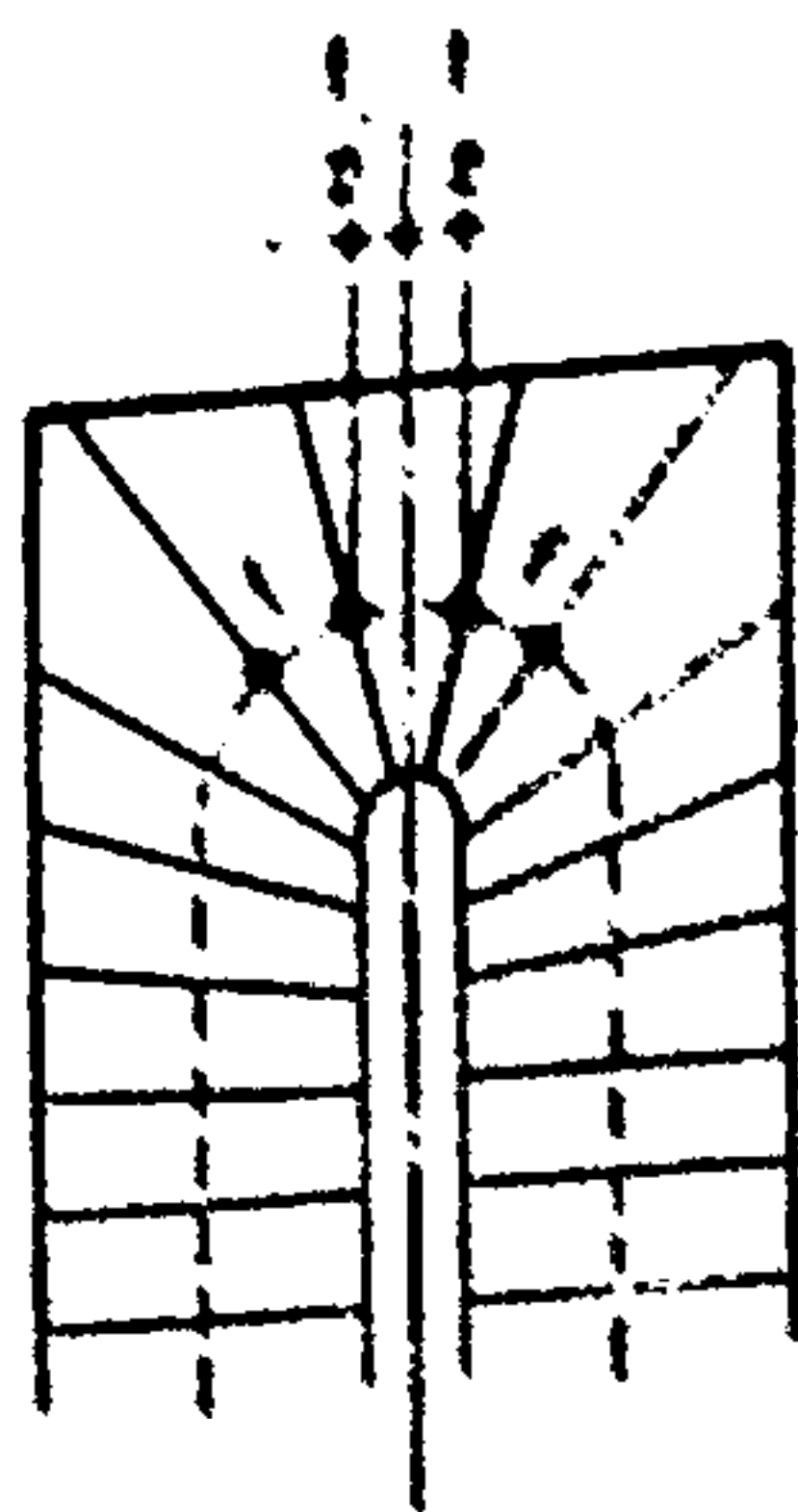


Fig. 542.

La huella del peldaño angular está dividida en dos mitades iguales por la bisectriz del ángulo de los dos tramos.

Método de repartición por división del círculo (fig. 543).

Este trazado se efectúa directamente sobre el plano, proyección horizontal de la escalera proyectada.

Se elige y se traza (entre 6 y 10 cm) la anchura junto al collarín del peldaño más próximo a la bisectriz del ángulo formado por los dos tramos rectos. Prolongando las contrahuellas resultantes de dicho trazado hasta el punto del último peldaño recto A, se corta la bisectriz en el punto B. Desde A' como centro (o sea la proyección de A sobre la bisectriz) y tomando como radio A'B se describe un cuarto de circunferencia BC. Dividiendo el arco BC en un número de partes igual al número de peldaños de la

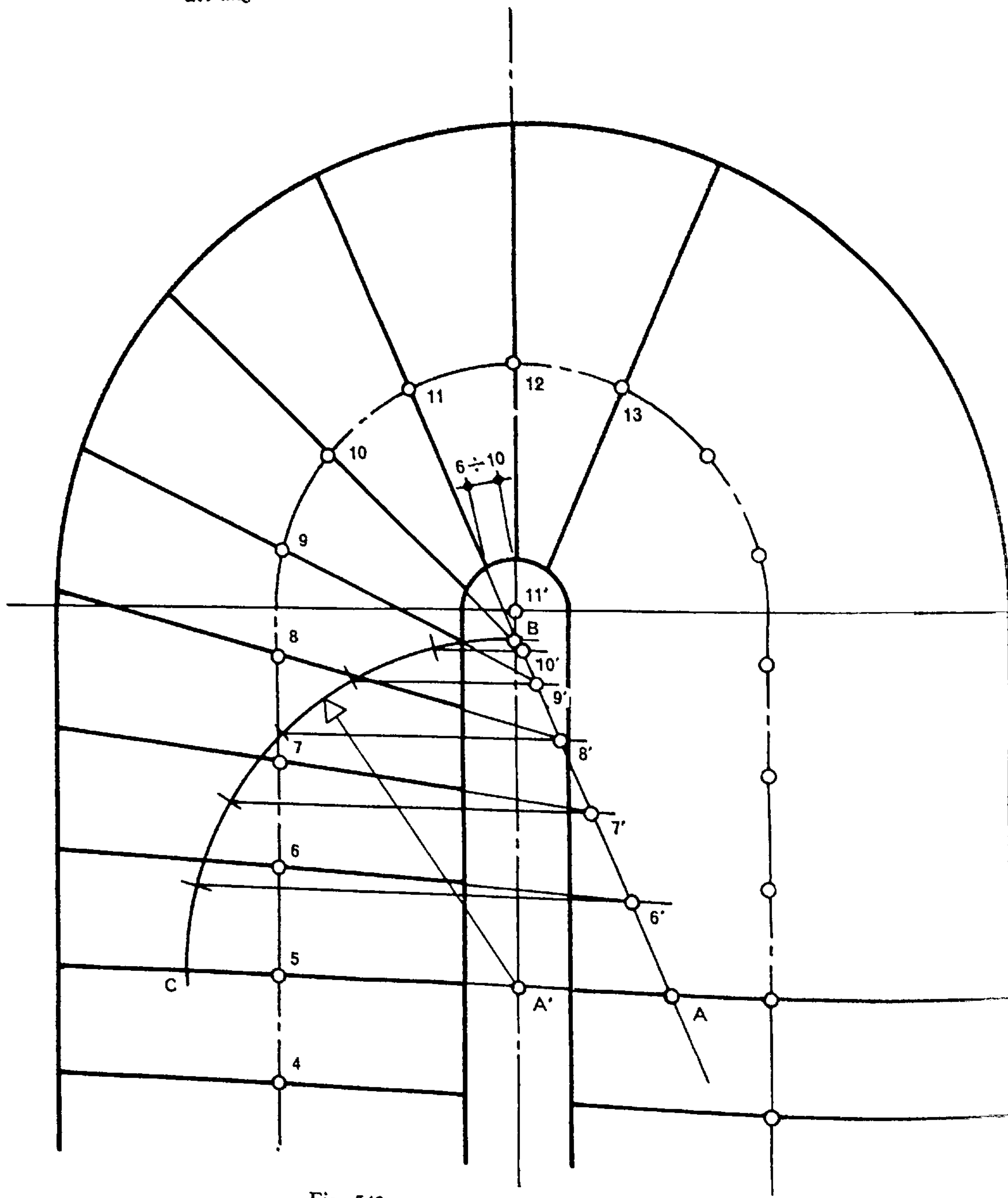


Fig. 543. — Repartición de una escalera

- 1) Trazar la línea de huellas y marcar en ella el valor de la huella de cada peldaño.
 - 2) Marcar el valor mínimo de la anchura junto al collarín, que se haya adoptado (entre 6 y 10 cm).
 - 3) Prolongar la contrahuella así determinada que dará B y A.
 - 4) Desde A' como centro y con A'B como radio se trazará el arco BC.
 - 5) Se dividirá el arco BC en un número de partes iguales, equivalente al número de escalones o peldaños que hay que repartir (6 por ejemplo).
 - 6) Proyectar estas divisiones sobre la recta BA, en 6', 7', 8', 9' y 10'.
 - 7) Unir estos puntos con los correspondientes de la línea de huellas.
- Este método se aplica igualmente a las escaleras de cuarto de vuelta y cuando el peldaño «central» está a caballo sobre la bisectriz. Para no cargar más la figura se ha omitido, a propósito, el trazado de la parte simétrica.

repartición en el semi-tramo, se obtienen puntos equidistantes que se proyectan sobre la recta AB. La intersección de las prolongaciones de esas proyectantes con la línea AB fija la dirección progresiva de las contrahuellas deseadas. Este método, aclarado con la fig. 543, evita todo cálculo de valores. El eje de simetría permite sin dificultad trazar las anchuras de collarín en la zanca opuesta.

Método de repartición por división proporcional de la línea de collarín de los peldaños repartidos (fig. 547).

Este método, que no permite fijar de antemano el valor de la anchura mínima junto al collarín, ofrece sin embargo un trazado progresivo muy agradable.

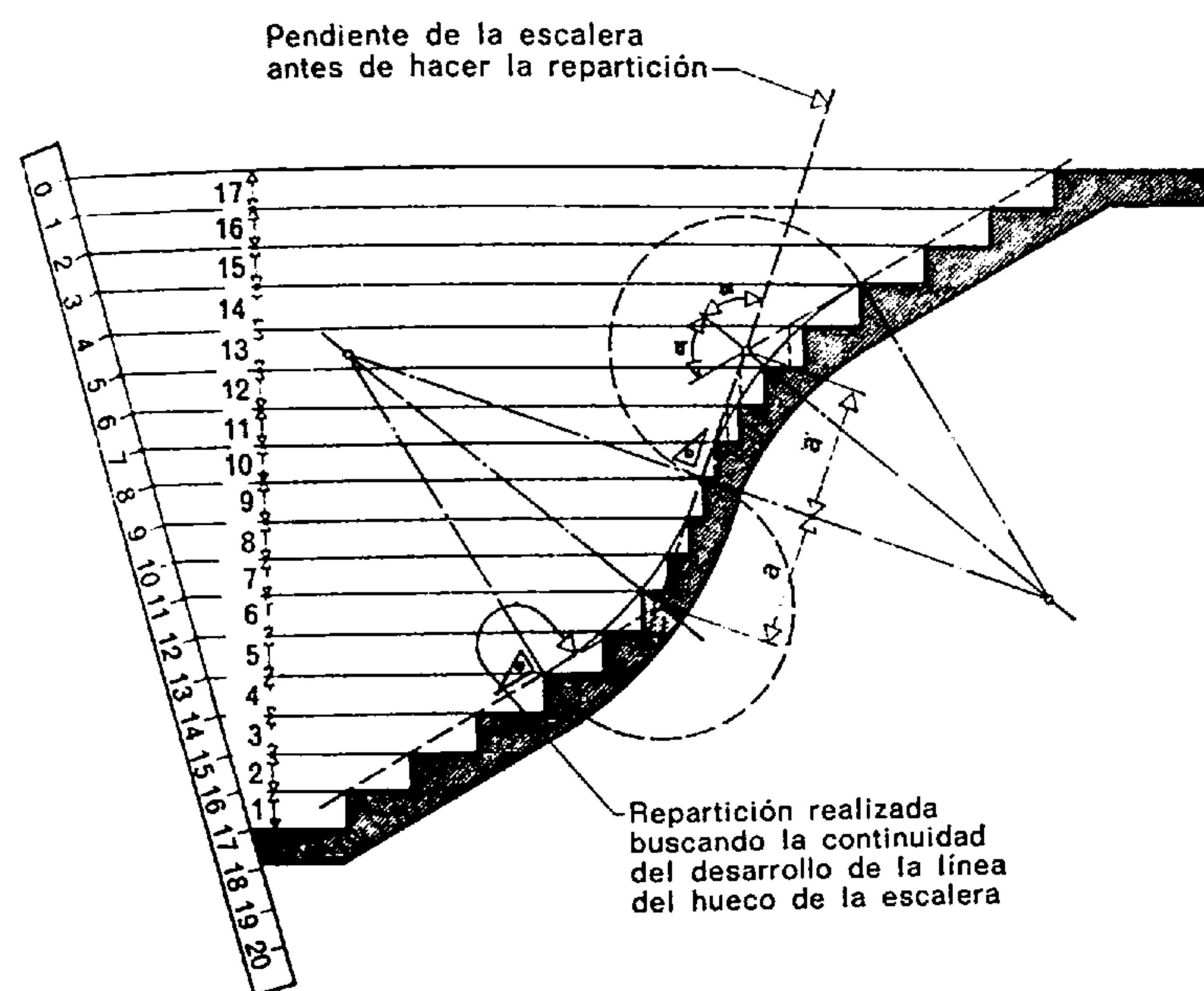


Fig. 544.

Desarrollo de la línea del hueco o del collarín (vista en planta en la fig. 545).

El ancho de cada peldaño junto al collarín está colocado a continuación del precedente.

N. B. La altura de los peldaños está dibujada dividiendo la altura total a subir (véase cap. XV) en lugar de ir aplicando sucesivamente la altura de cada peldaño (con riesgo de equivocarse o acumular errores).

Sobre una figura anexa, se traza, sobre una recta, la sucesión de las huellas correspondiente a los peldaños que hay que repartir, así como el último peldaño recto. Por este último punto se traza una línea que forme un ángulo cualquiera con la primera línea trazada. Sobre esta nueva línea se toman sucesivamente y por este orden: el valor de la huella normal, luego la longitud del desarrollo de la línea de zanca de los peldaños repartidos. Uniendo las extremidades de la recta de divisiones iguales con las del desarrollo de la línea de zanca se obtiene un punto F. El haz de rectas que une este punto con las divisiones de la recta de base corta el desarrollo, delimitando así la longitud de la porción de collarín de cada peldaño. Sólo falta luego trasladar esos valores a la línea de zanca o de ojo del dibujo en planta, a una y otra parte del eje de simetría, para obtener el trazado deseado (fig. 547).

Los dos métodos que se acaban de describir son aplicables asimismo a las escaleras de cuarto de vuelta.

Existe gran variedad de trazados sencillos o complicados, todos los cuales conducen a resultados muy aproximados entre sí. El profesional experto, el arquitecto, hace muchas veces "a ojo" las escaleras o "retoca" las reparticiones trazadas para hacerlas aún más agradables.

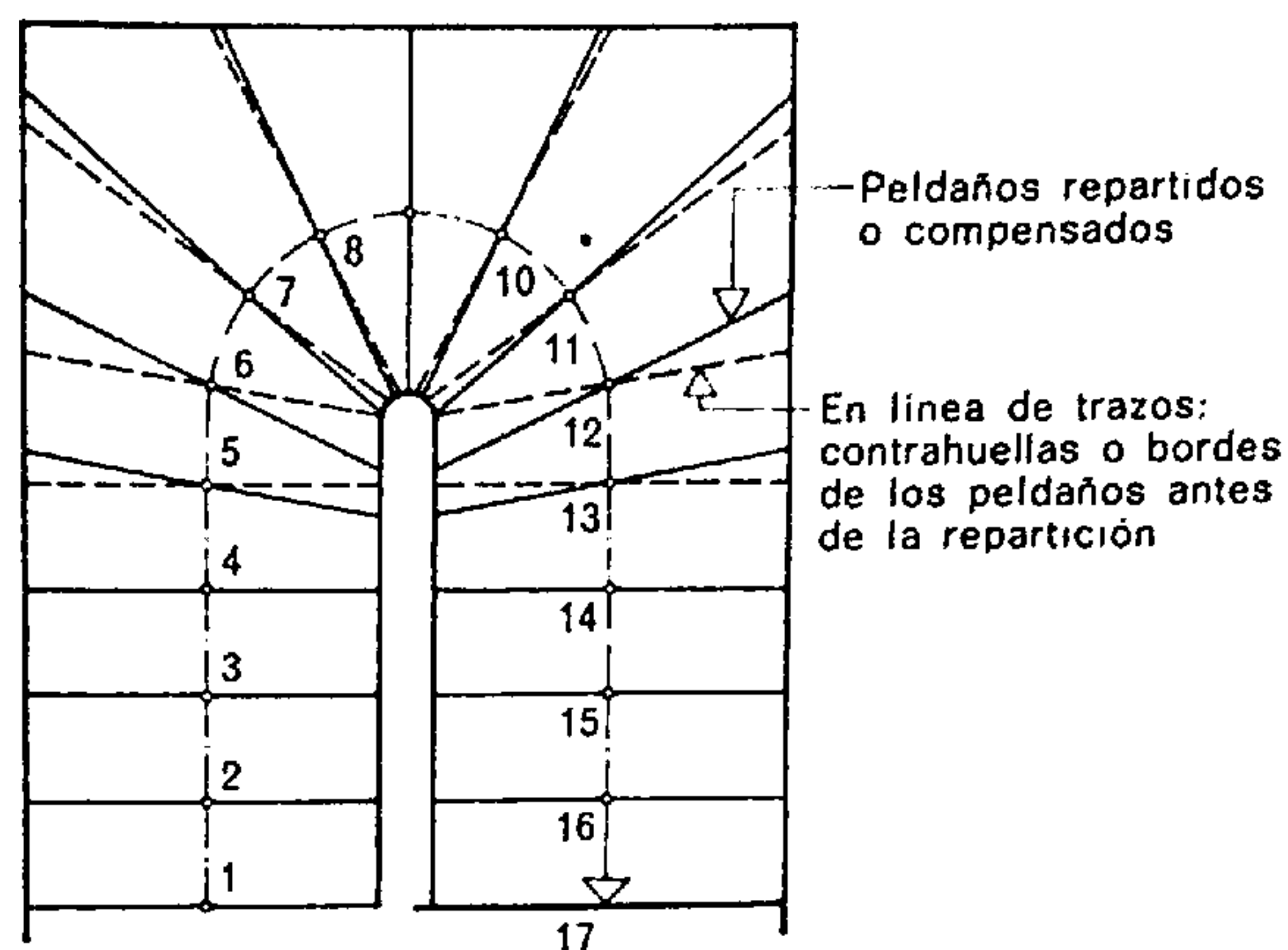


Fig. 545.

Repartición de una escalera por medio del trazado del desarrollo de la línea del hueco o del collarín (fig. 521).

El trazado del desarrollo de la línea de zanca es el mejor medio para apreciar si es buena la progresión de las anchuras junto al collarín. Ciertos métodos, por otra parte, obtienen la repartición sobre dicho alzado y la trasladan a continuación sobre la planta.

3.1. REALIZACIÓN

Es posible hacer escaleras de madera, de hierro o de obra de fábrica.

En el marco de este libro sólo se tratará de las realizaciones efectuadas con obra de fábrica, piedra natural, piedra artificial u hormigón armado.

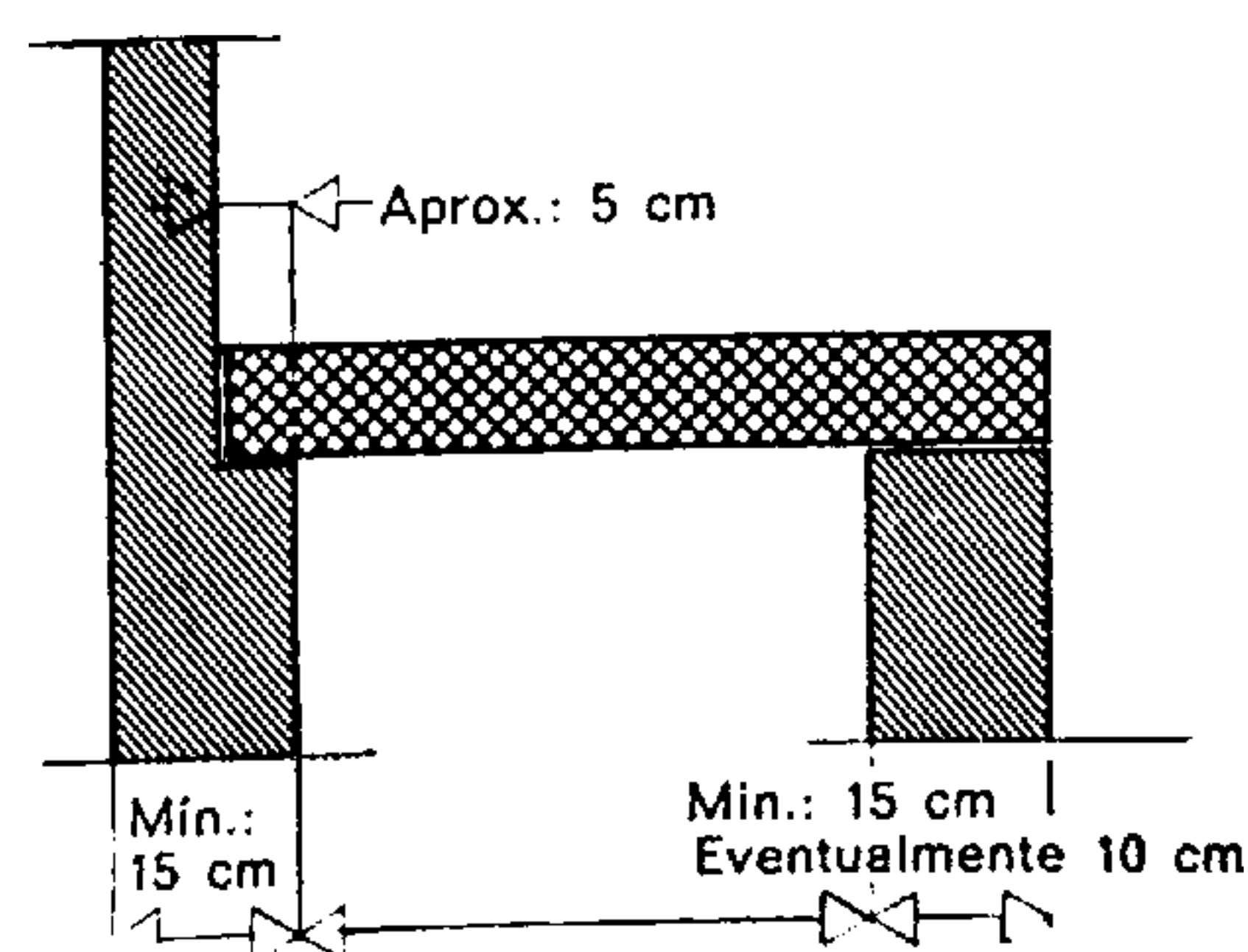


Fig. 546.

Escalera apoyada por los dos extremos de los peldaños

Los peldaños de las escaleras de obra de fábrica pueden estar apoyados o empotrados por sus dos extremos. En este último caso, la escalera se denomina *apoyada por las dos puntas*; los apoyos entonces corren a cargo de paredes o de zancas. La anchura del apoyo debe ser proporcional a la huella: varía de 5 a 15 cm.

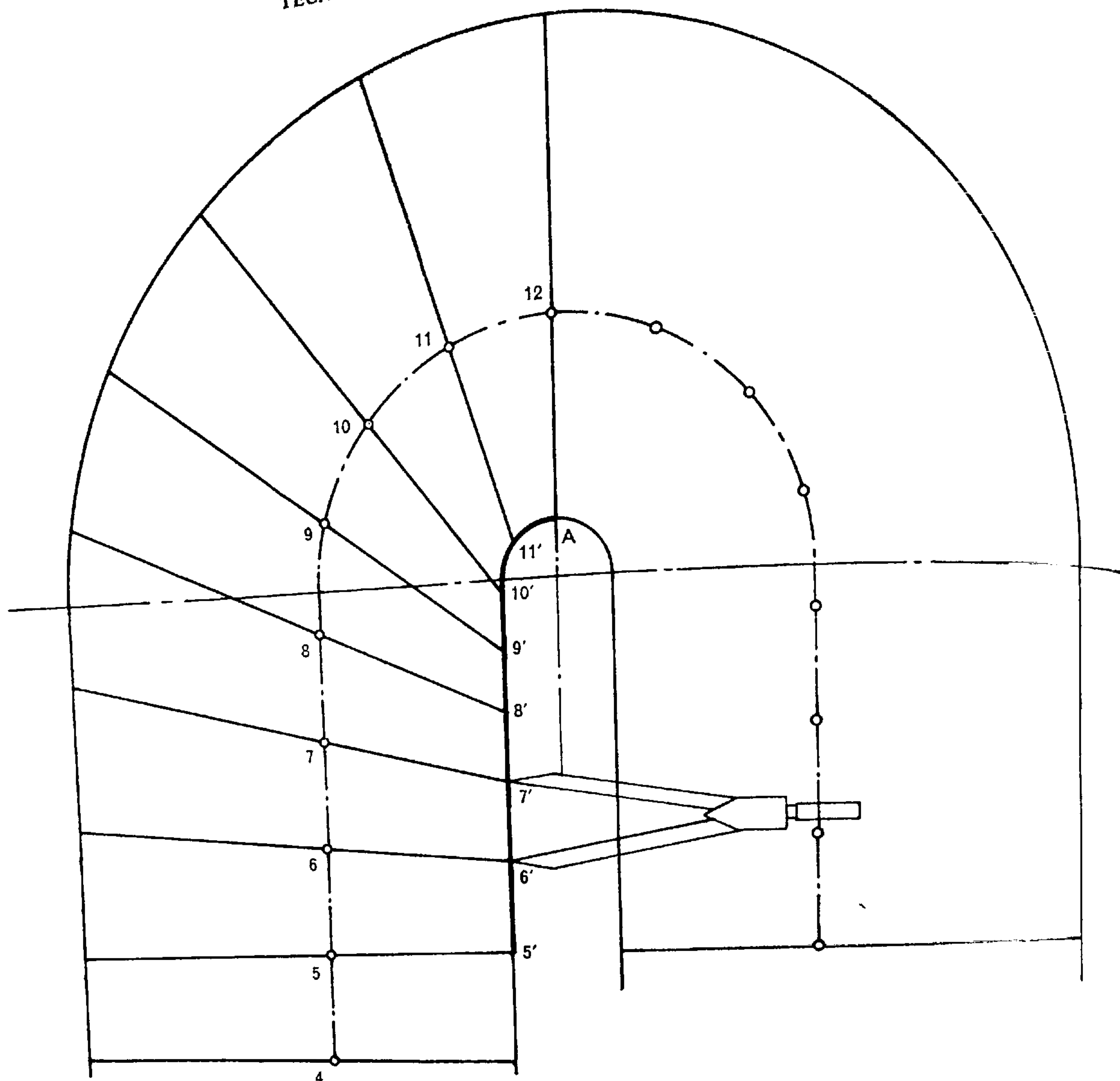
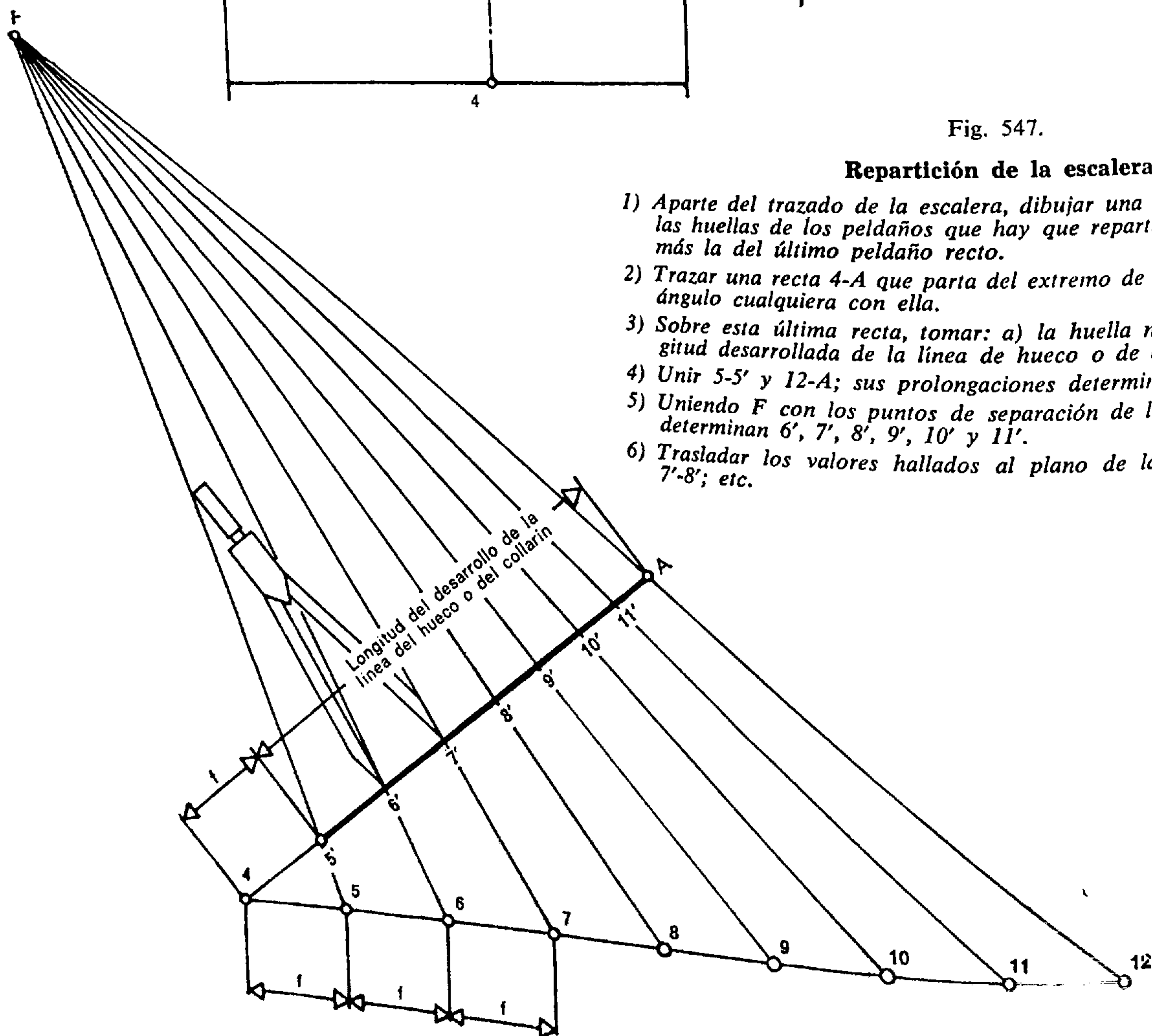


Fig. 547.

Repartición de la escalera

- 1) Aparte del trazado de la escalera, dibujar una recta y marcar en ella las huellas de los peldaños que hay que repartir o compensar y además la del último peldaño recto.
- 2) Trazar una recta 4-A que parta del extremo de la primera y forme un ángulo cualquiera con ella.
- 3) Sobre esta última recta, tomar: a) la huella normal 4-5'; b) la longitud desarrollada de la línea de hueco o de collarín, 5'-A.
- 4) Unir 5-5' y 12-A; sus prolongaciones determinan el punto F.
- 5) Uniendo F con los puntos de separación de las huellas normales se determinan 6', 7', 8', 9', 10' y 11'.
- 6) Trasladar los valores hallados al plano de la escalera: 5'-6'; 6'-7'; 7'-8'; etc.



Una escalera está *sostenida por la copa* cuando los peldaños están empotrados en un portante. La profundidad del empotramiento depende del valor y dimensiones de la huella y de los materiales que sirven de apoyo. Es importante comprobar entonces el peso de la obra de fábrica que equilibra el peldaño cargado (empotramiento mínimo 25 cm).

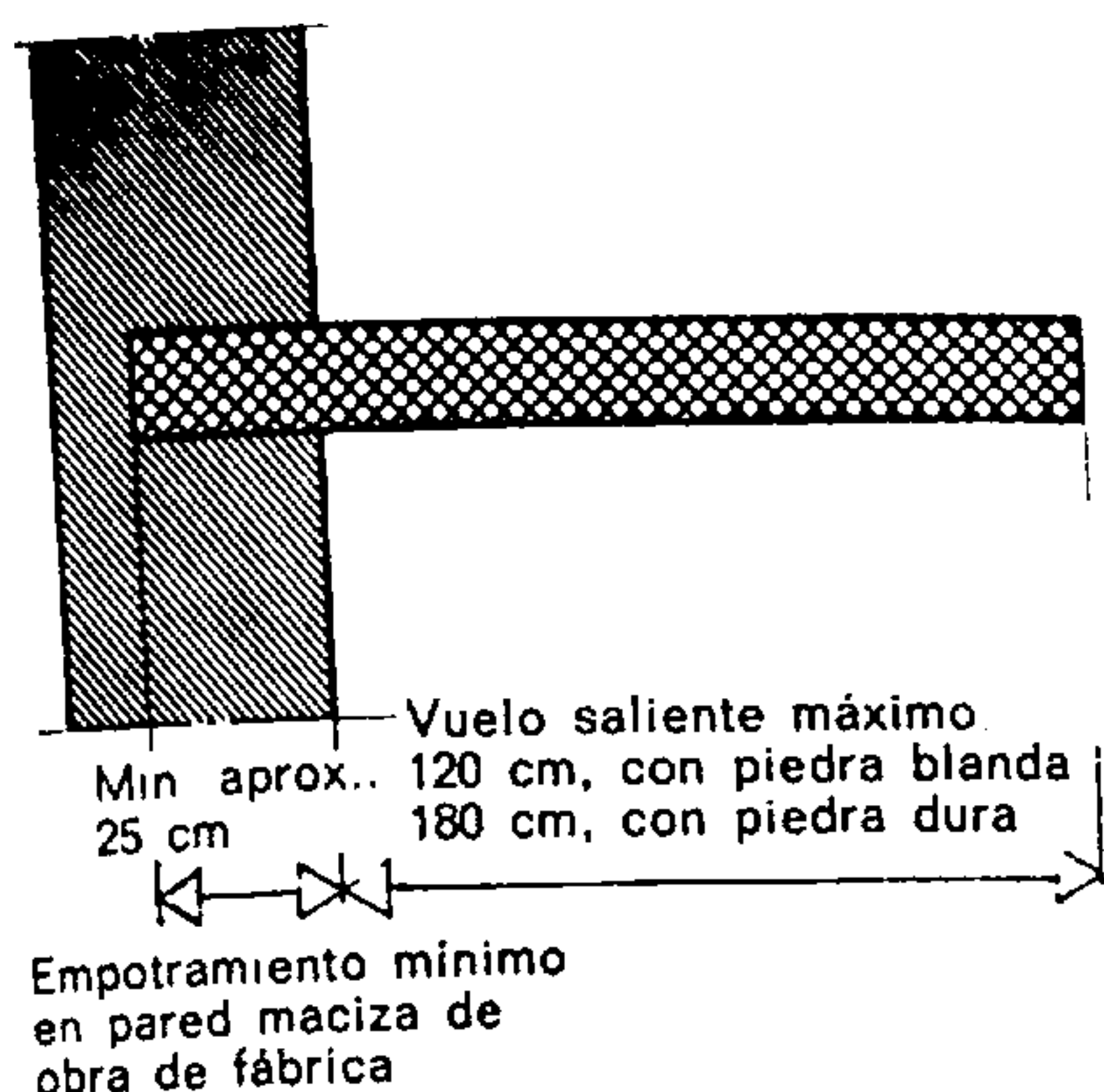


Fig. 548.

Escalera empotrada

Hay que distinguir entre escaleras exteriores y escaleras interiores.

3.2. ESCALERAS EXTERIORES

Tales escaleras, escalinatas de entrada, escaleras de sótanos, etc. deben descansar o bien sobre ménsulas anejas a los muros de obra de fábrica, o bien sobre unos cimientos por completo independientes del

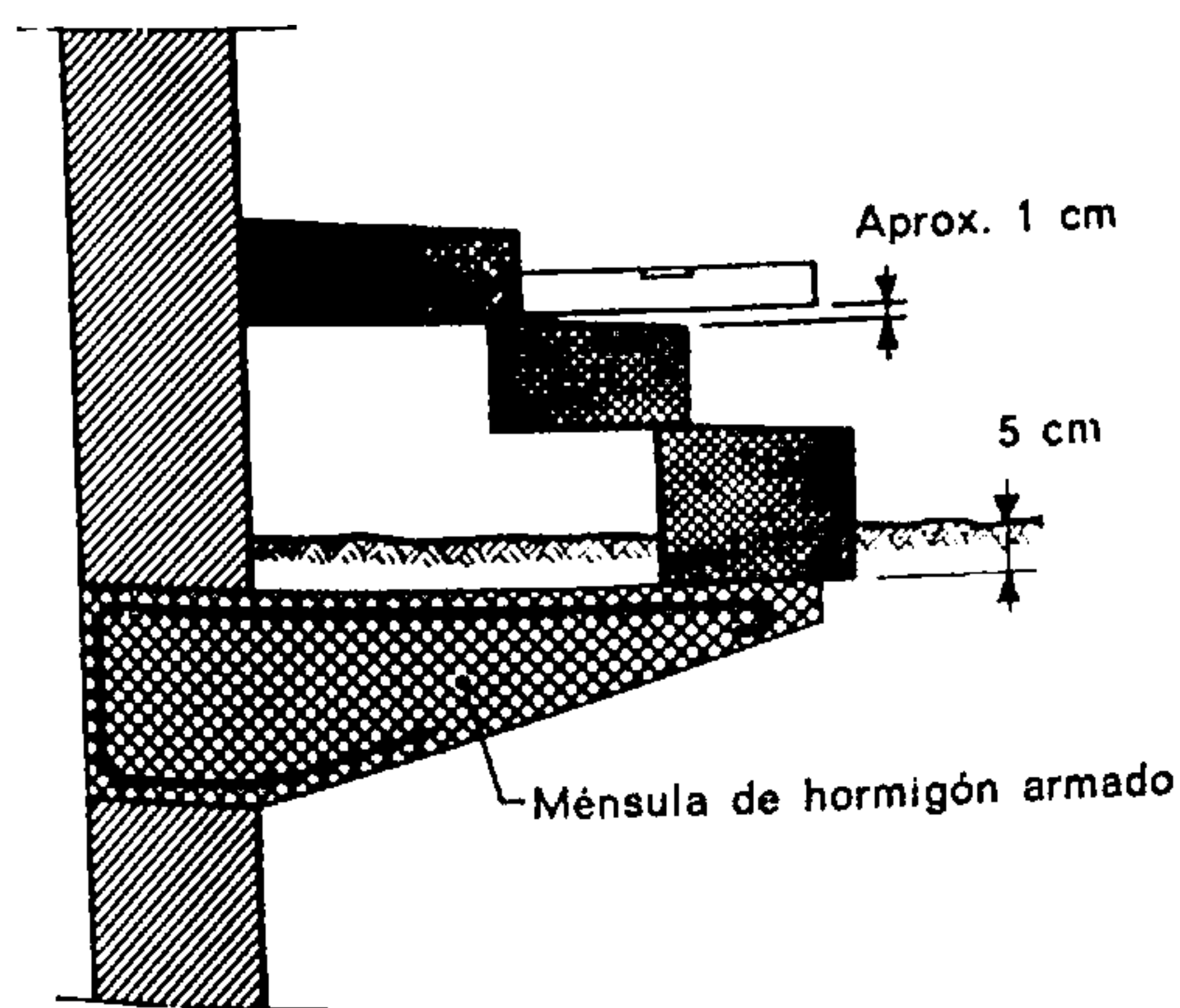


Fig. 549.

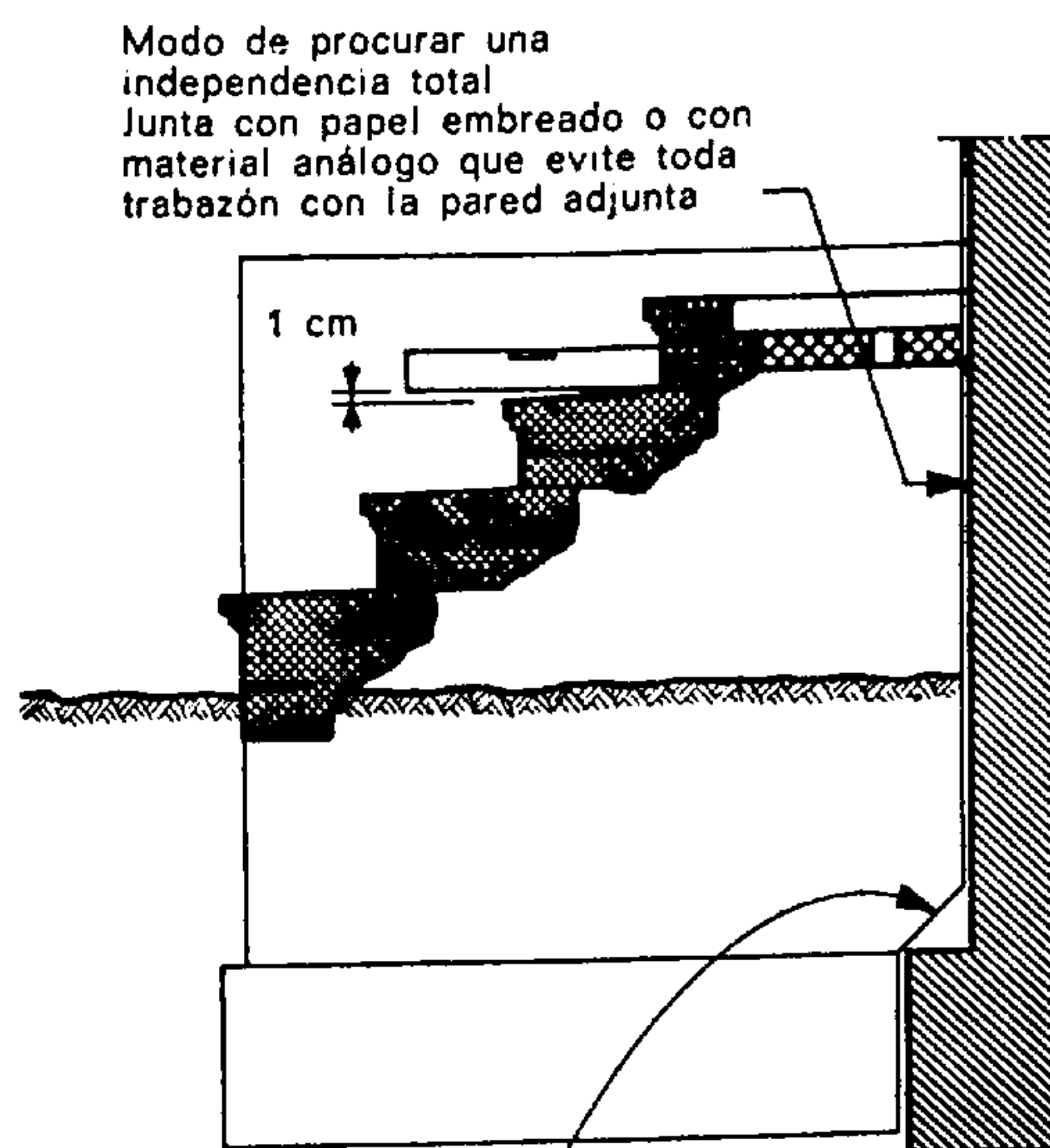
Escalera apoyada en una ménsula

resto de la construcción. Apoyados generalmente por sus dos extremos, los peldaños de dichas escaleras deben colocarse con una pequeña pendiente (hacia la parte baja de la escalera) con objeto de facilitar el escurrimiento de las aguas (1 cm aproximadamente) (fig. 549).

Su ejecución debe echar mano de materiales no heladizos, piedra u hormigón. Generalmente esas escaleras se dejan en bruto por la parte inferior.

3.3. ESCALERAS INTERIORES

Las piedras empleadas en su realización suelen ser las calizas compactas, los gres duros, de grano fino, los granitos, etc. En las escaleras de peldaños empotrados, la longitud de la huella no excederá



Deben ser posibles toda clase de movimientos; los asientos han de poder manifestarse sin rozamientos ni puntos de apoyo

Fig. 550.

Escalera y pared independientes

Una escalera exterior debe estar dispuesta en una de estas dos maneras: o bien ligada solidariamente a la construcción anexa por medio de ménsulas que eviten las grietas o asientos desiguales; o bien separada por una junta prevista y ejecutada con cuidado. Esta última solución no evita la desigualdad de los asientos, pero sí la aparición de grietas ya que éstas sólo se abren en el punto de unión.

de 120 cm cuando sea de gres ni de 180 cm si es de granito. La forma de los peldaños y la junta de colocación son en general como indica la fig. 551. Los peldaños descansan unos sobre otros y transmiten la carga a los descansillos.

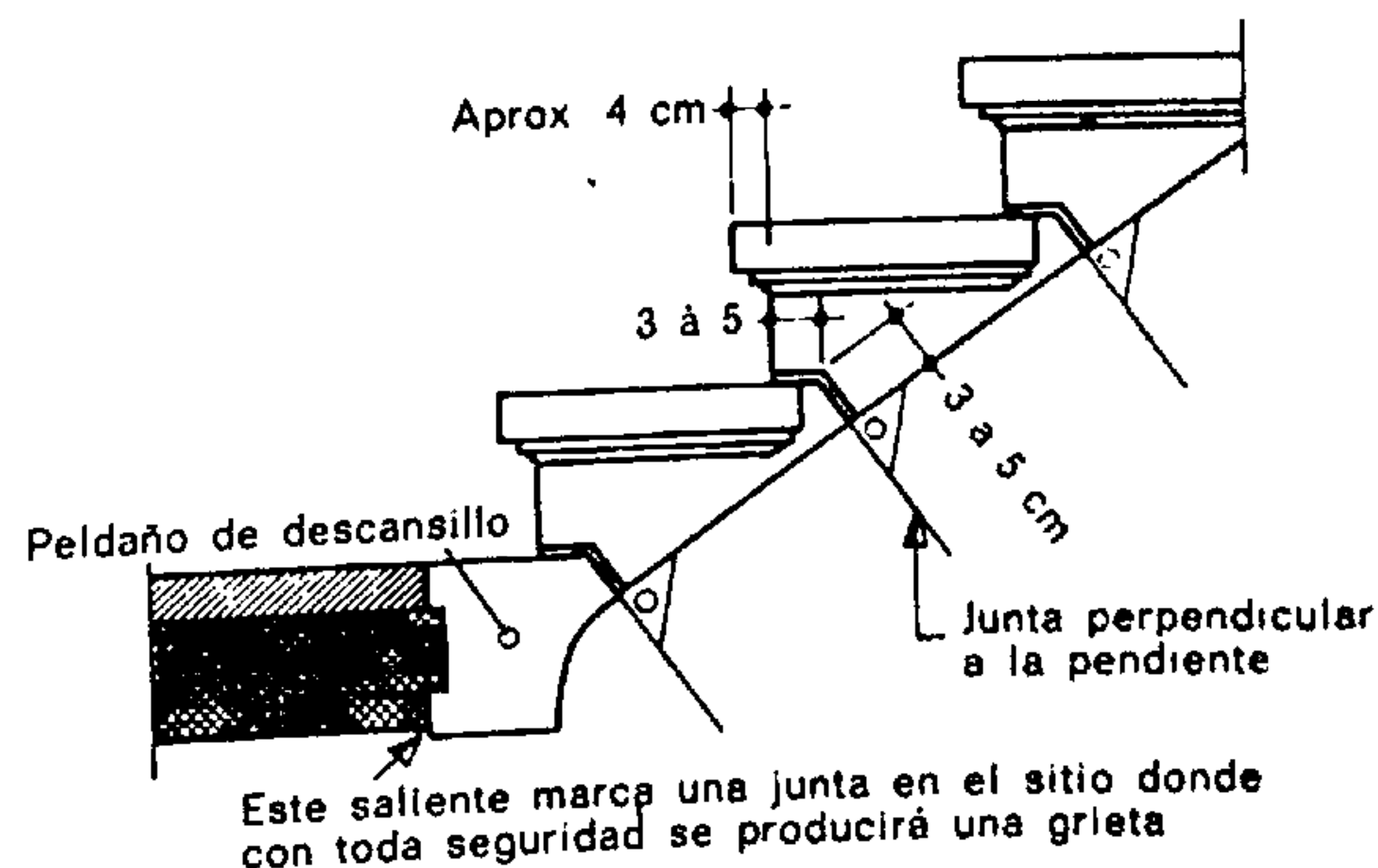


Fig. 551.

Escalera interior de piedra o de hormigón premoldeado

Las escaleras pueden hacerse con elementos premoldeados de hormigón armado.

El empleo del hormigón armado permite la ejecución de peldaños con perfiles ligeros. Calculados para una sobrecarga de 300 kg/m² para los locales

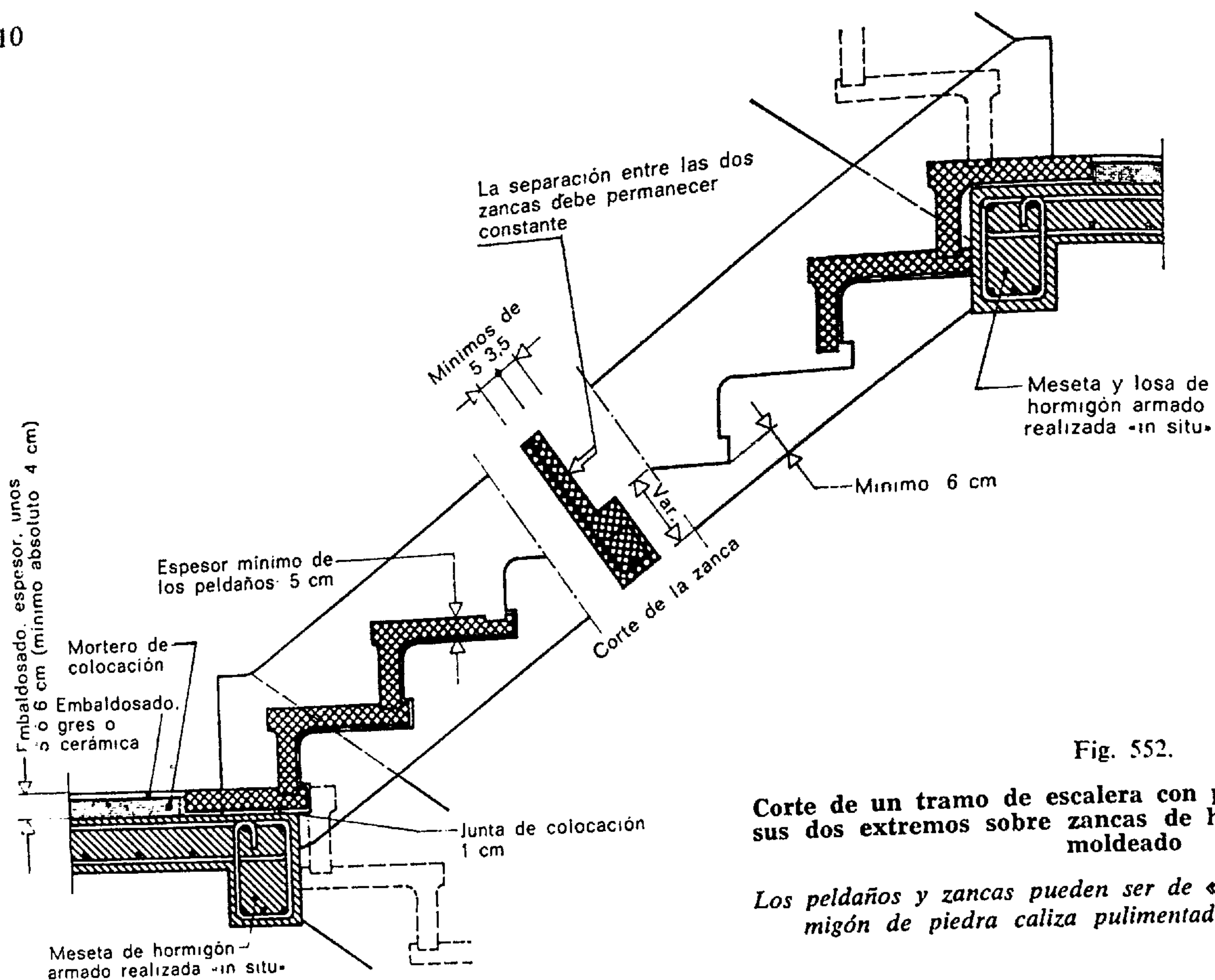


Fig. 552.

Corte de un tramo de escalera con peldaños apoyados por sus dos extremos sobre zancas de hormigón armado pre-moldeado

Los peldaños y zancas pueden ser de «granito» pulido, de hormigón de piedra caliza pulimentado con asperón, etc.

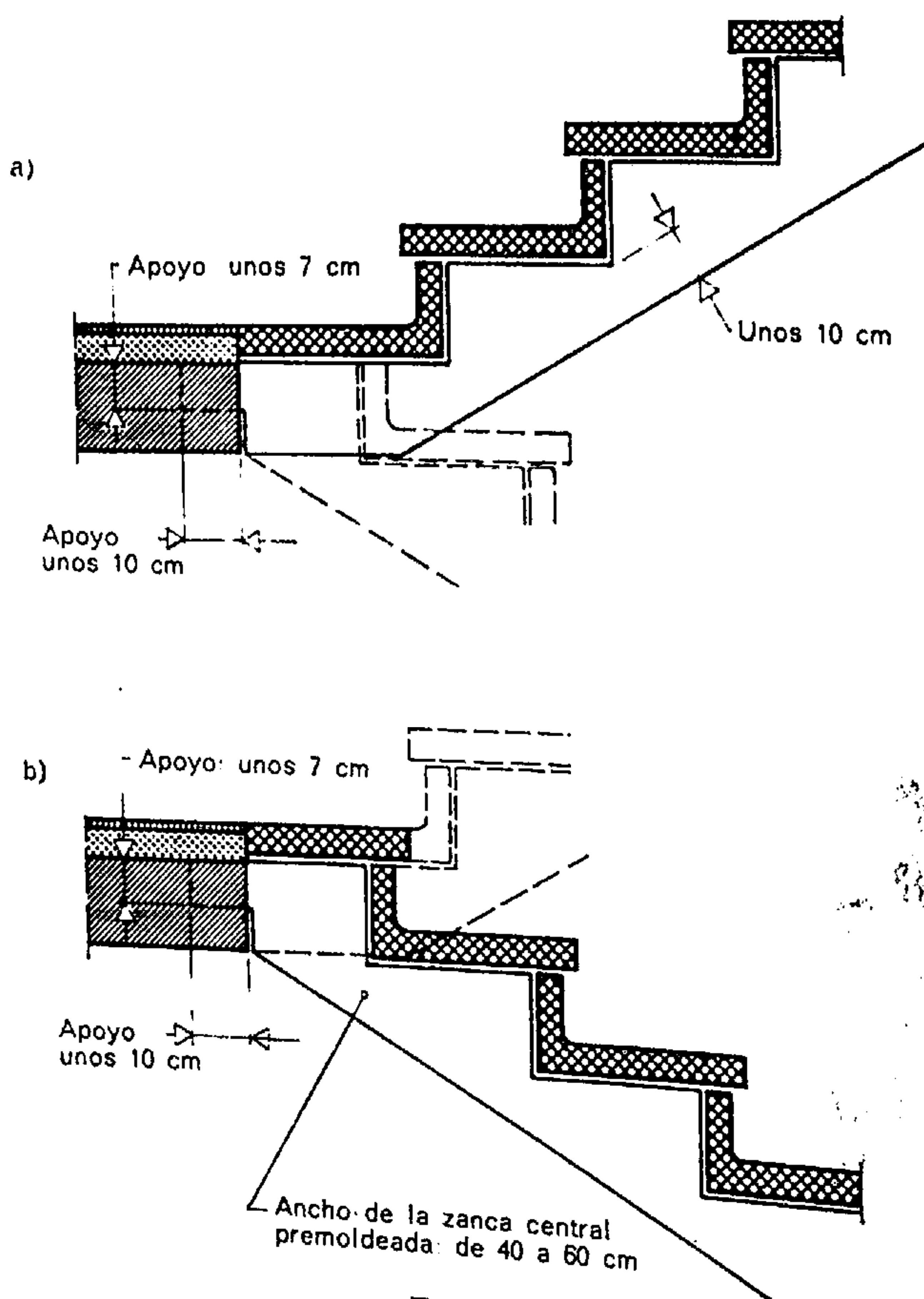


Fig. 553.

Escalera premoldeada con zanca central (cortes por el descansillo)

- a) Arranque del tramo ascendente;
- b) Arranque del tramo descendente.

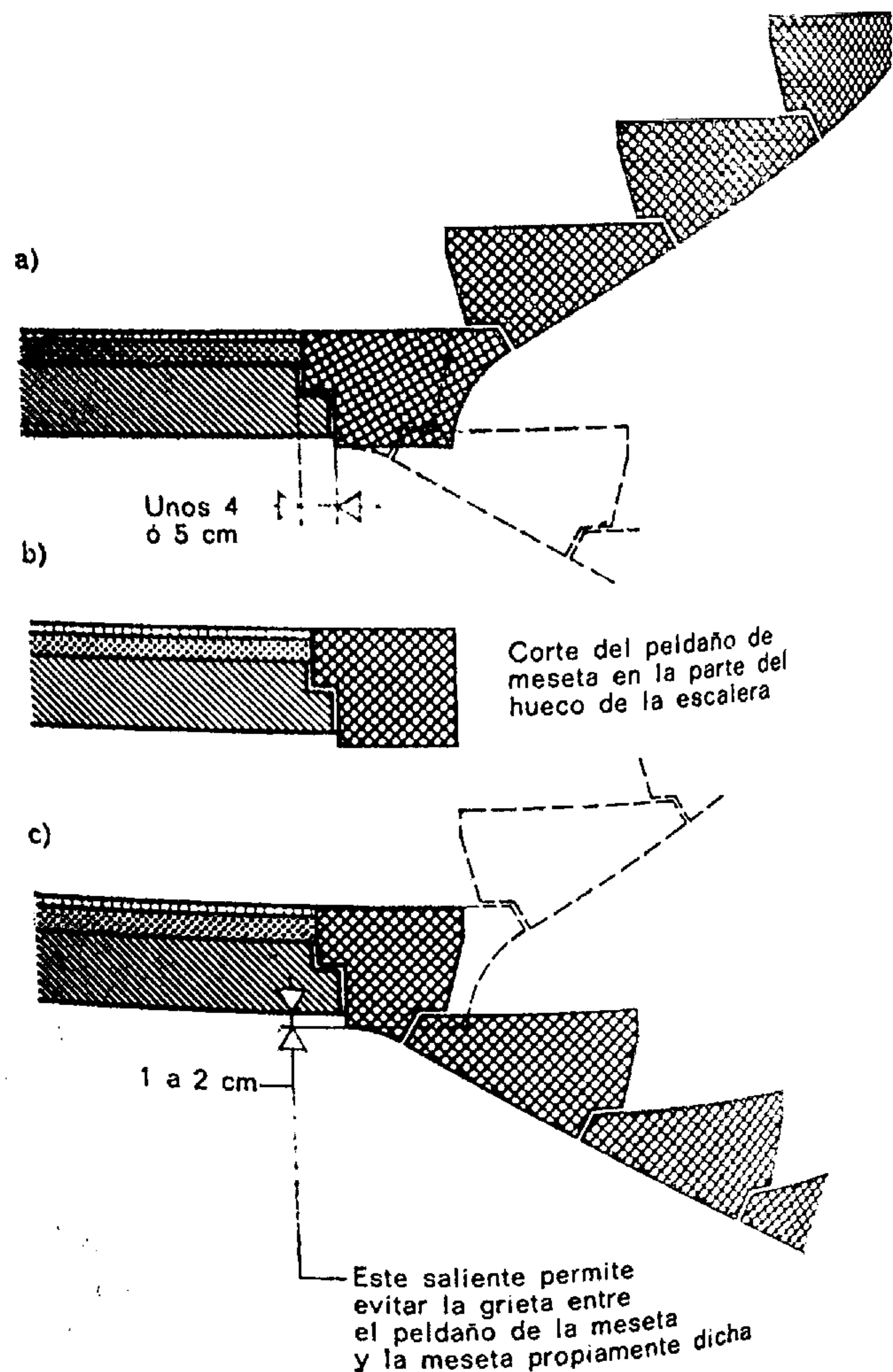


Fig. 554.

Escalera de piedra natural o de hormigón premoldeado (Cortes por el descansillo o meseta)

- a) Arranque del tramo ascendente;
- b) Corte de la meseta en la parte del hueco;
- c) Arranque del tramo descendente.

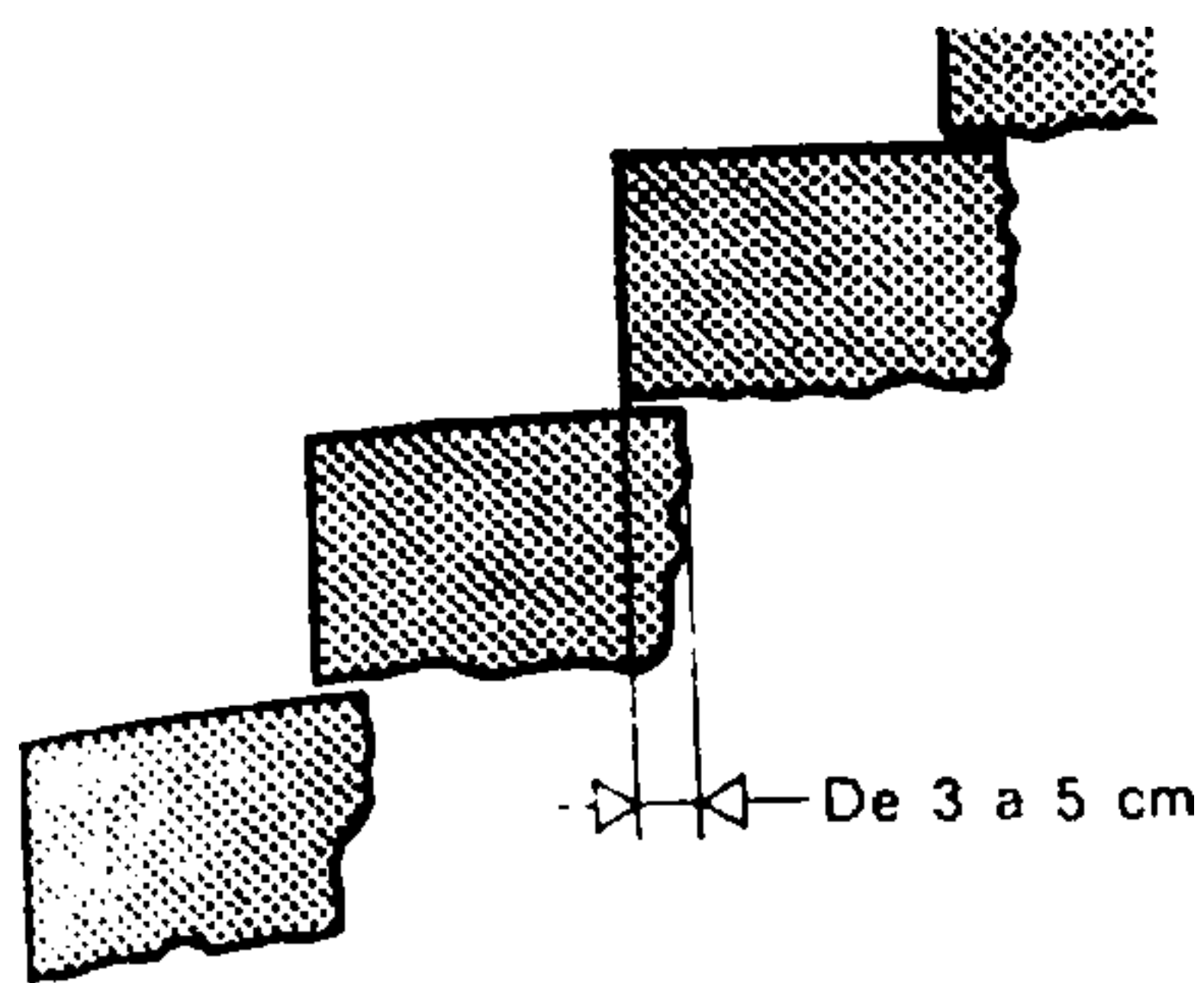


Fig. 555.

Peldaños de escalera de sótanos o de escalera exterior, con la parte inferior en bruto

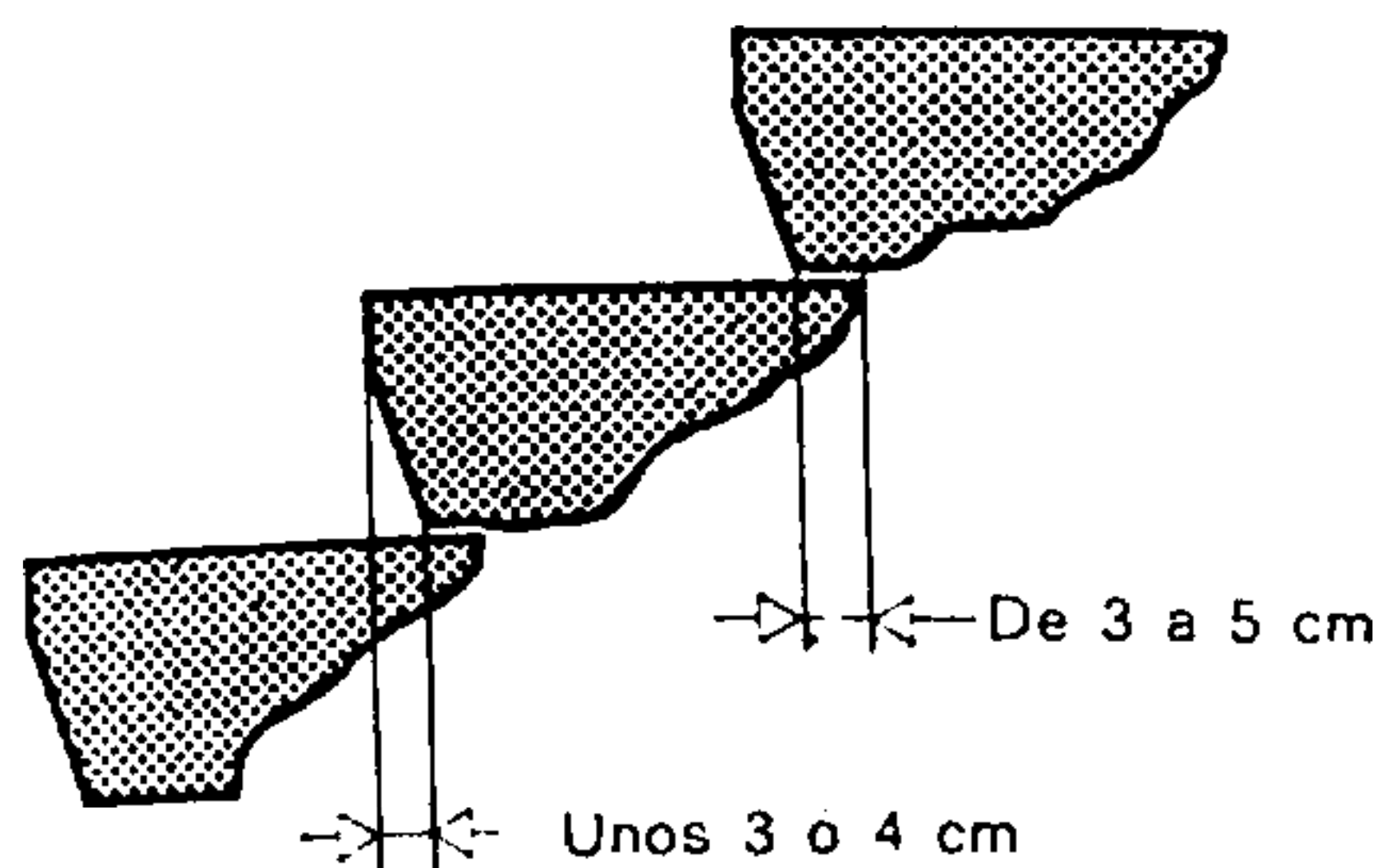


Fig. 556.

Perfil "en fila india", en bruto por la parte inferior (Escaleras de sótanos y exteriores).

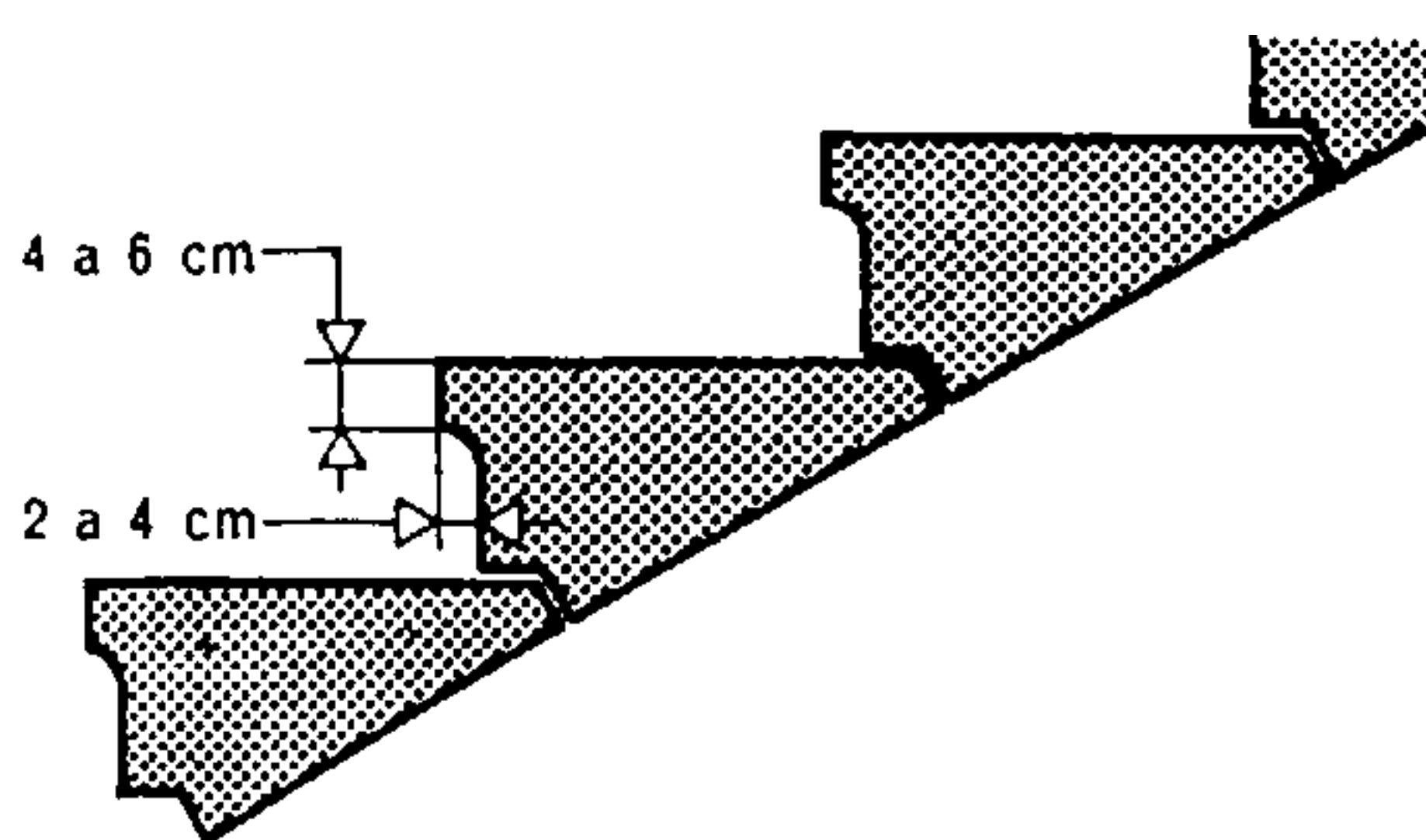


Fig. 557.

Perfil de cornisón, bien acabado por debajo (Escaleras interiores).

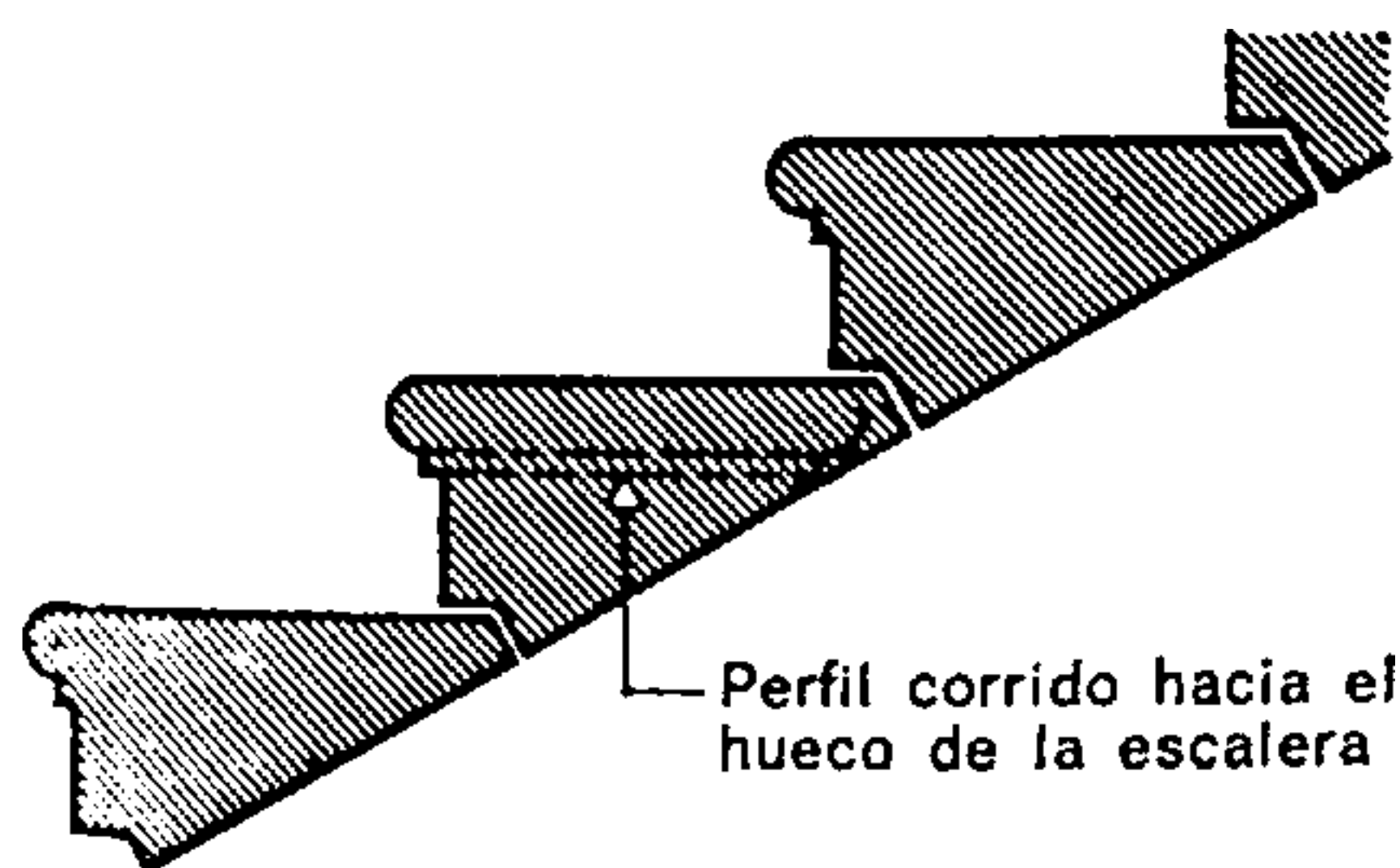


Fig. 558.

Perfil de bocel y filete, bien acabado por debajo (escaleras interiores)

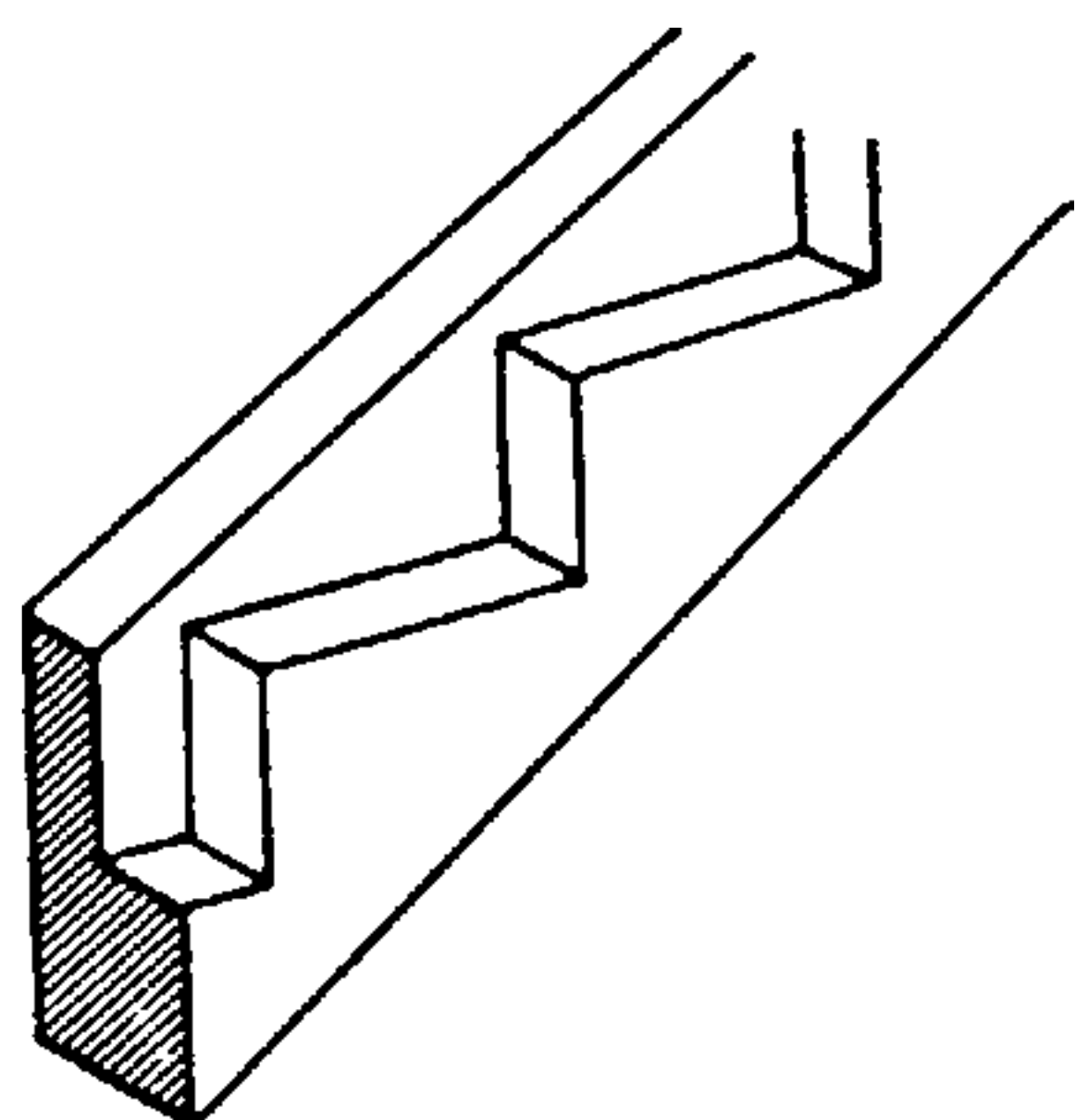


Fig. 559.

Zanca recta (A la francesa).

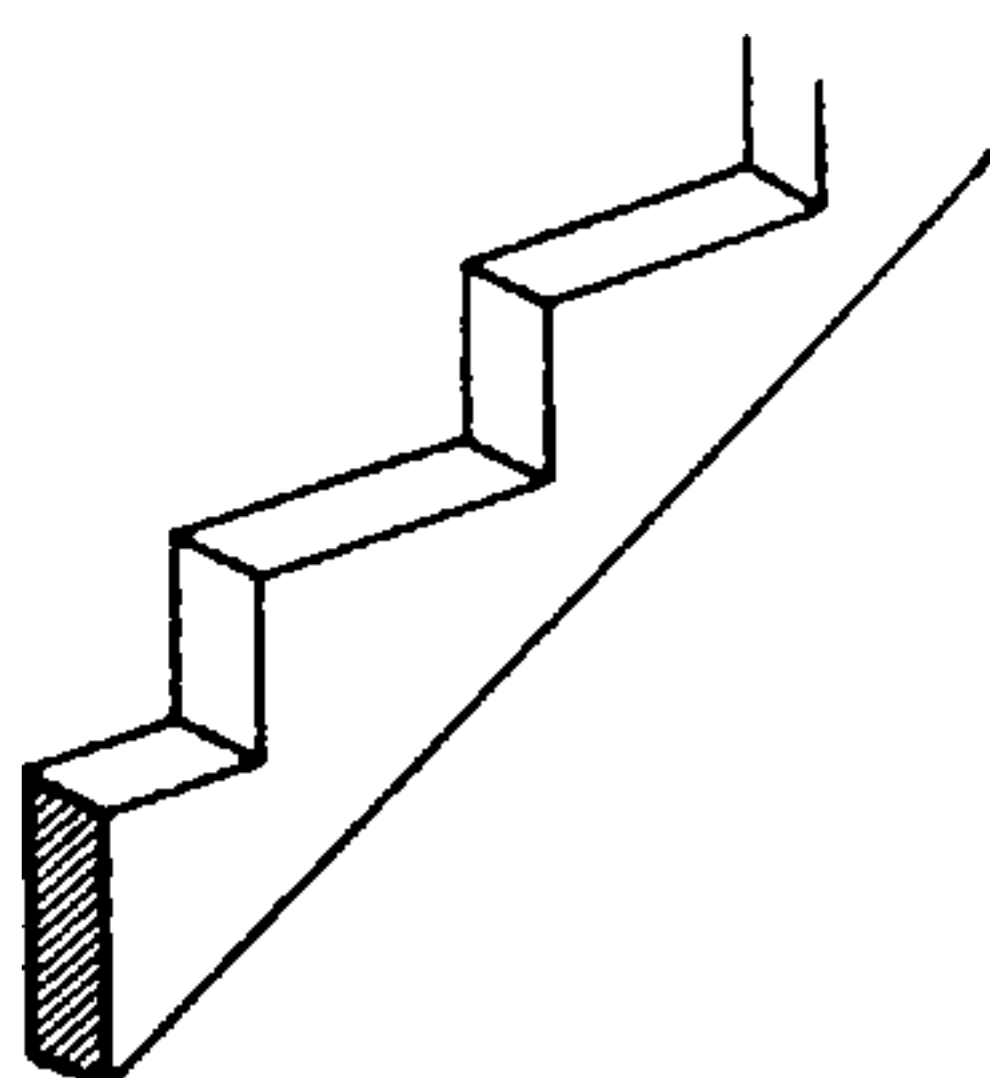


Fig. 560.

Zanca de cremallera (A la inglesa).

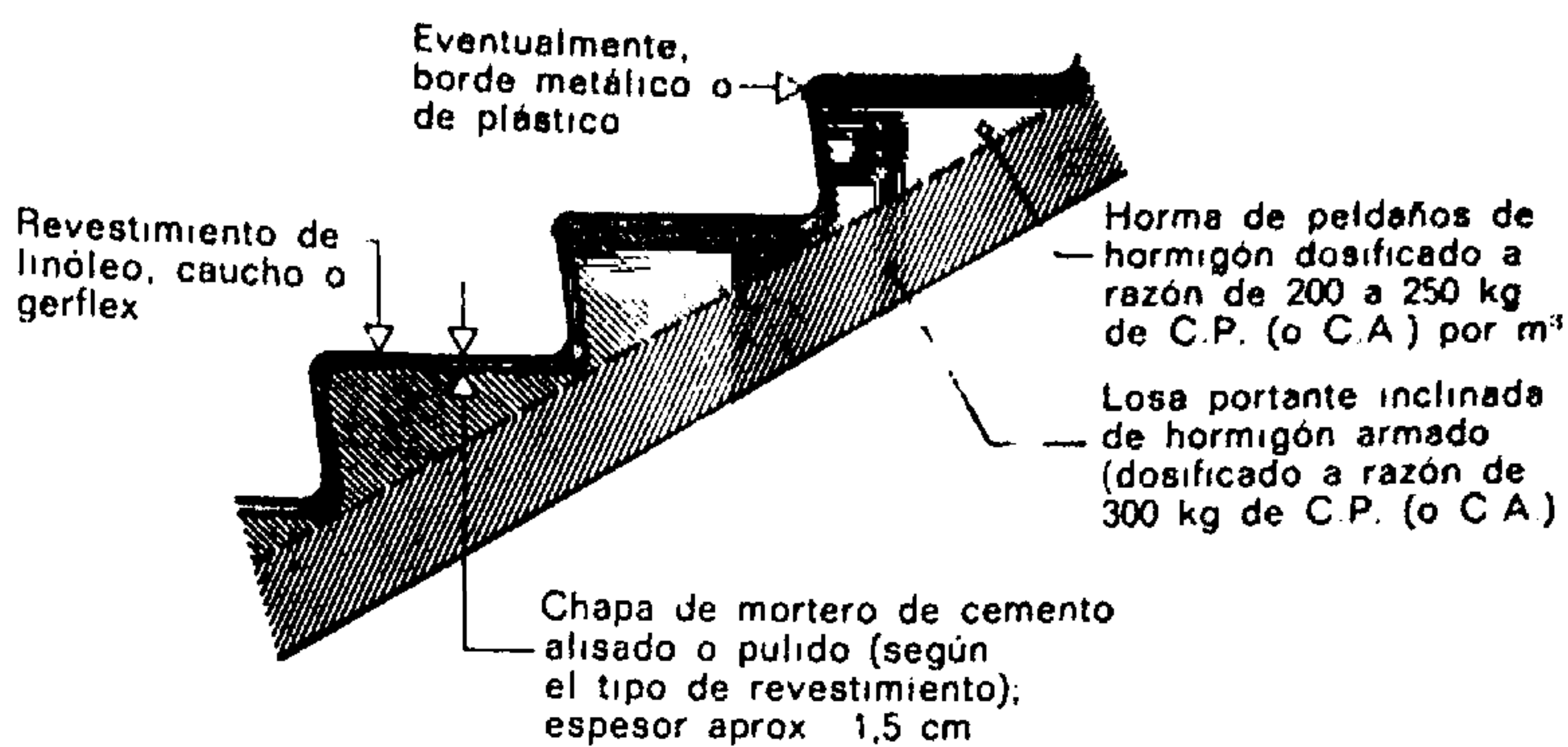


Fig. 561.

Escalera sobre losa inclinada (peldaños revestidos)

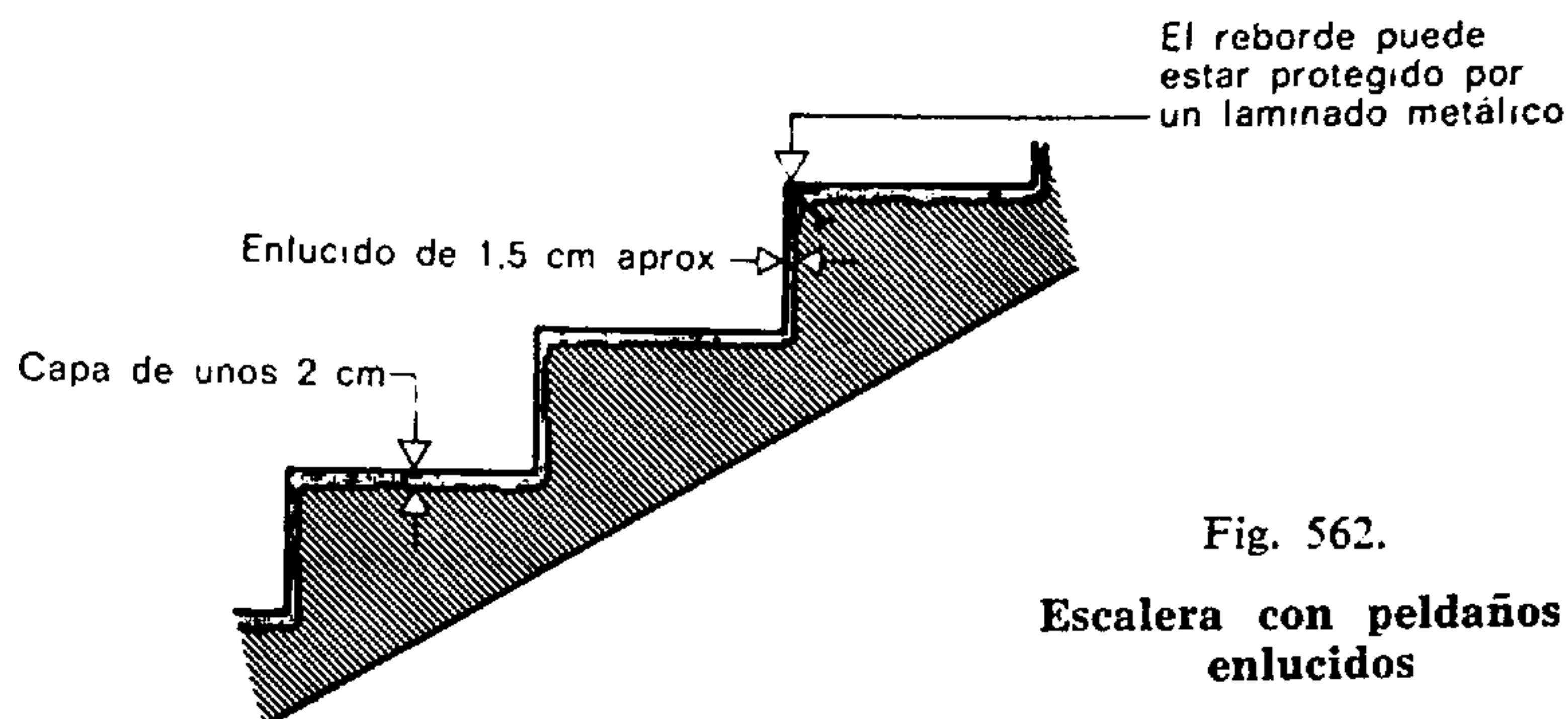


Fig. 562.

Escalera con peldaños enlucidos

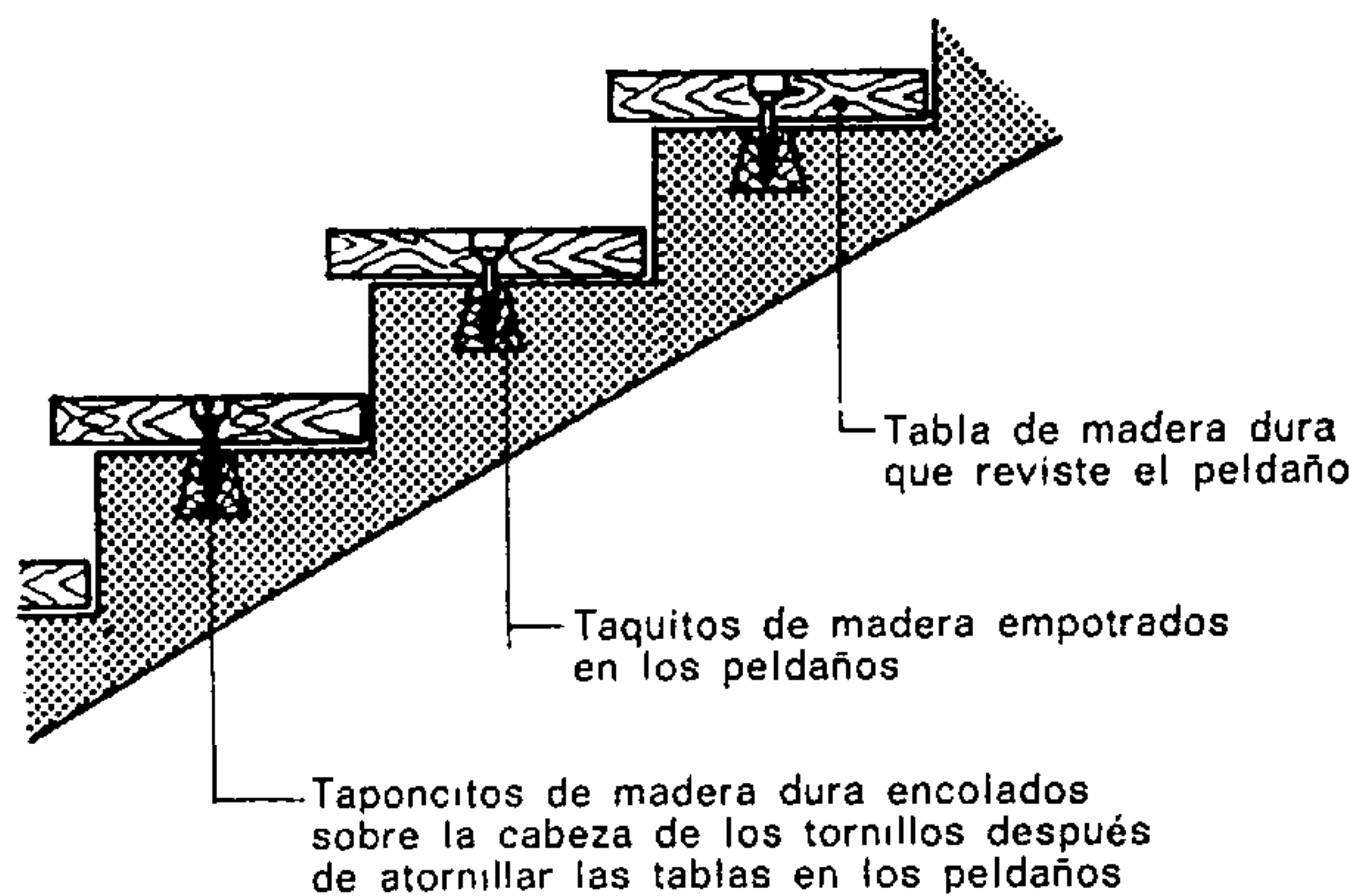


Fig. 563.

Escalera con tablas de madera

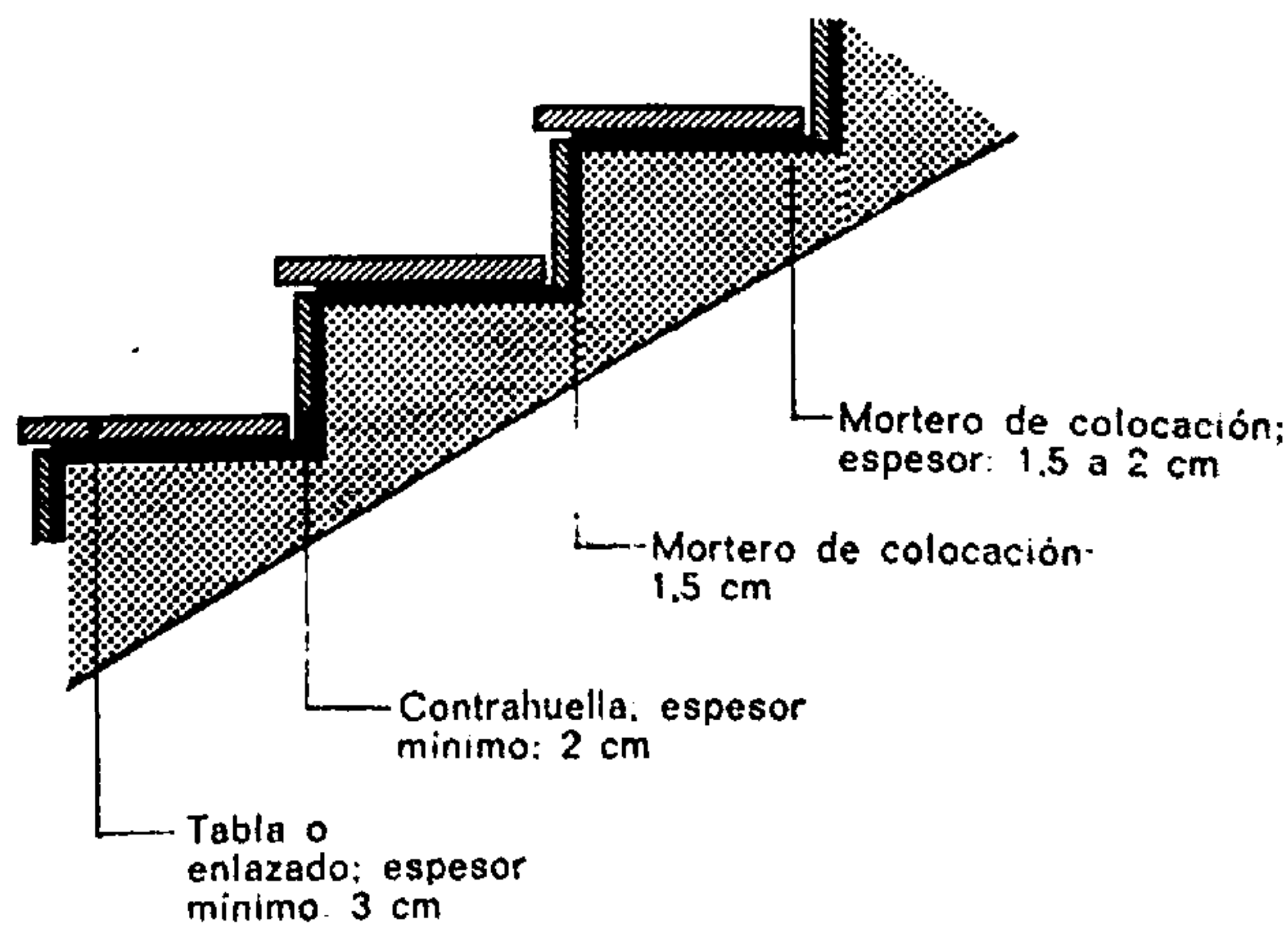


Fig. 564.

Escalera con revestimiento de piedra natural, mármol, etc.

publicos o comerciales, deben llevar una armadura bien dispuesta.

Los peldaños de hormigón armado pueden estar empotrados en una pared o en una zanca de hormi-

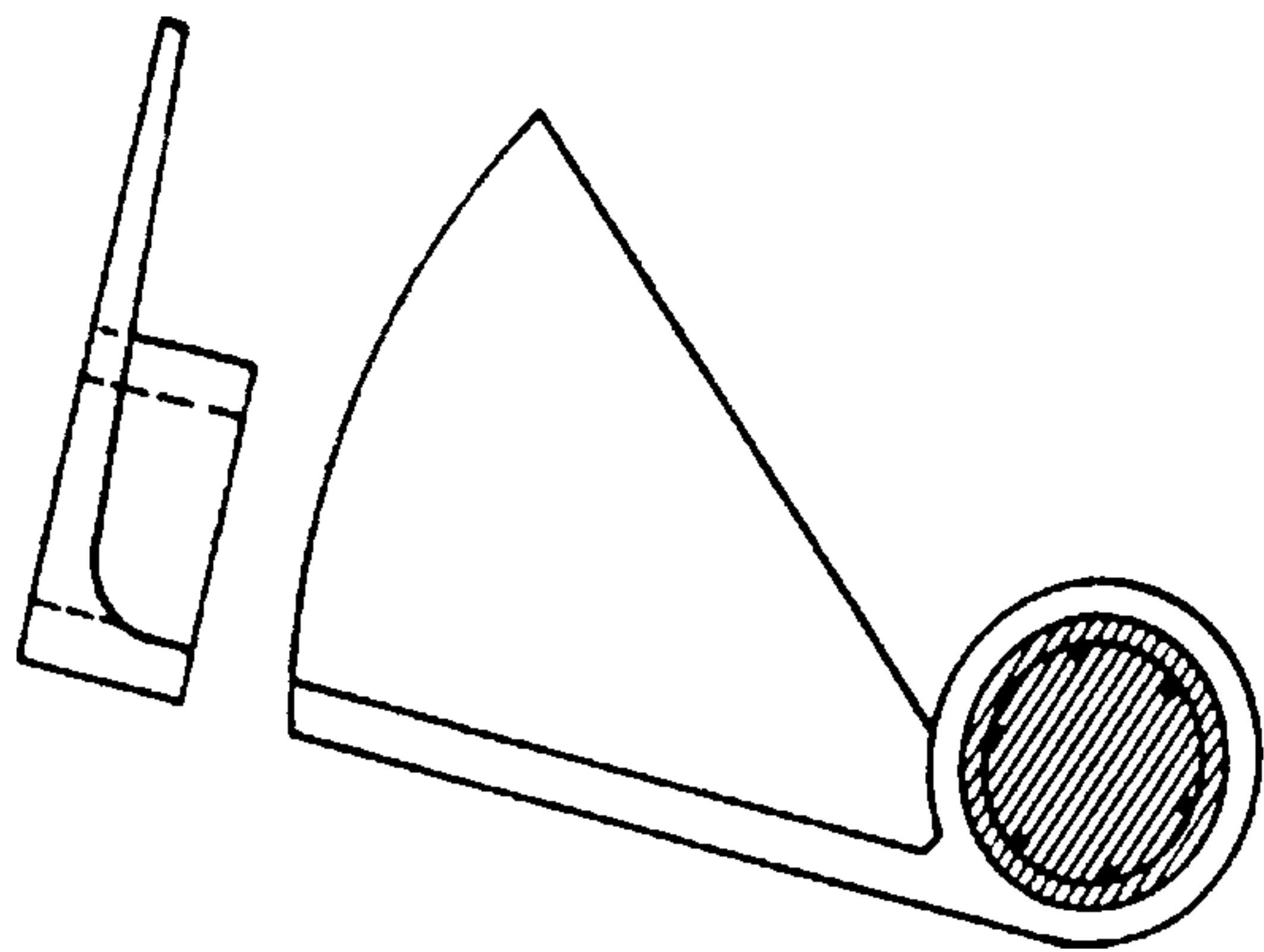


Fig. 565.

Planta (vista por debajo) y alzado de un tipo de peldaño para escalera de caracol soportada por eje o nabo

gón armado hecha en obra. La prefabricación de las zancas y de los peldaños permite realizaciones interesantes.

Se denomina *emparrillado* a una losa inclinada de hormigón armado a la que se da la forma de los peldaños que pueden, entonces, estar hechos con un hormigón de dosificación más baja, mientras que la losa portante estará dosificada a razón de 300 kg

de C.P. por metro cúbico (fig. 561). El revestimiento de los peldaños así como su perfil dependen del destino que se dé a los locales, de la importancia de la escalera y de consideraciones de tipo financiero.

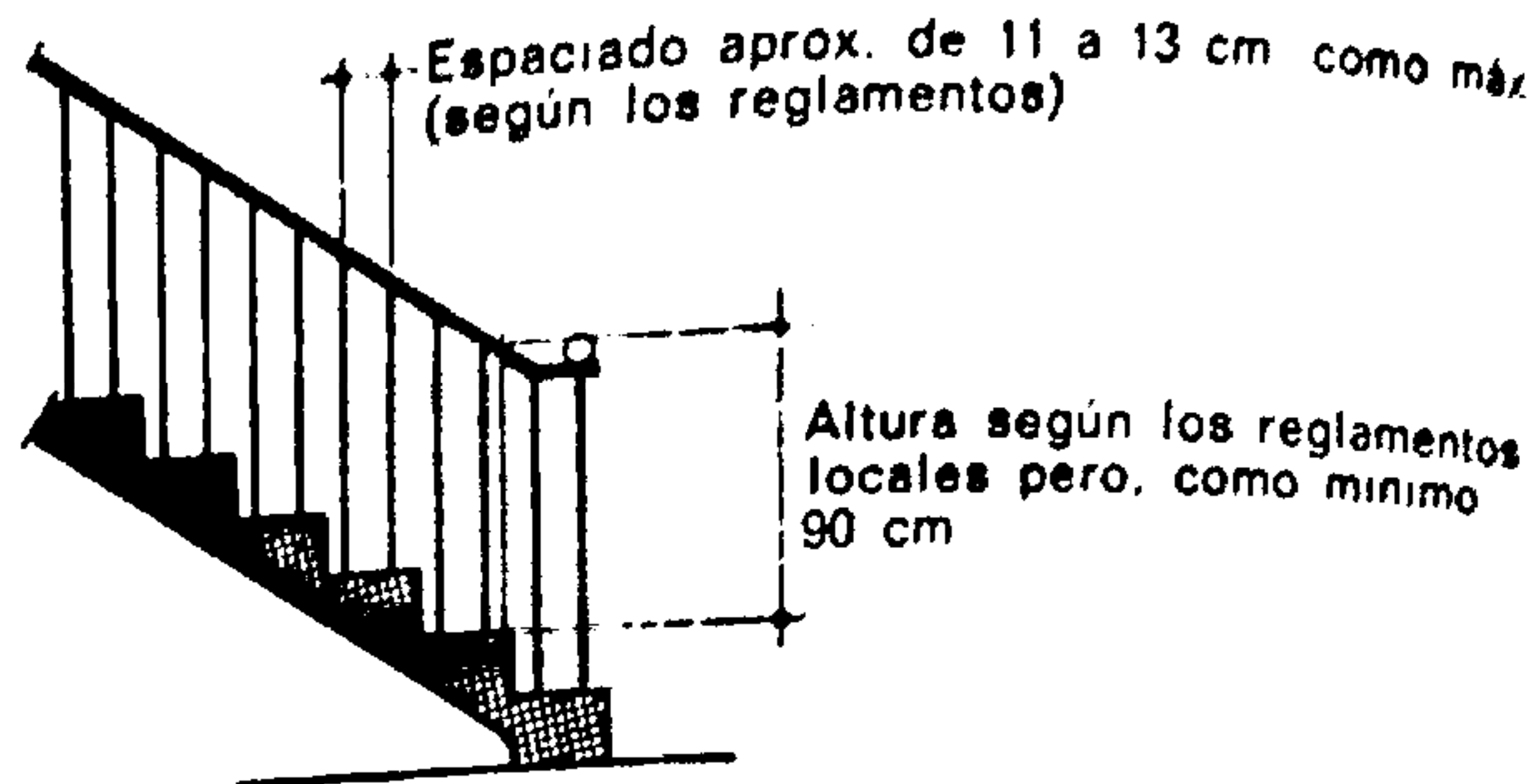


Fig. 566.

Barandilla o pasamanos

Las escaleras deben estar provistas de una barandilla o de un pasamanos que garantice la seguridad, susceptible de resistir un empuje horizontal de 40 kg/m en los inmuebles colectivos e individuales; y de 80 kg/m para los locales de reuniones.

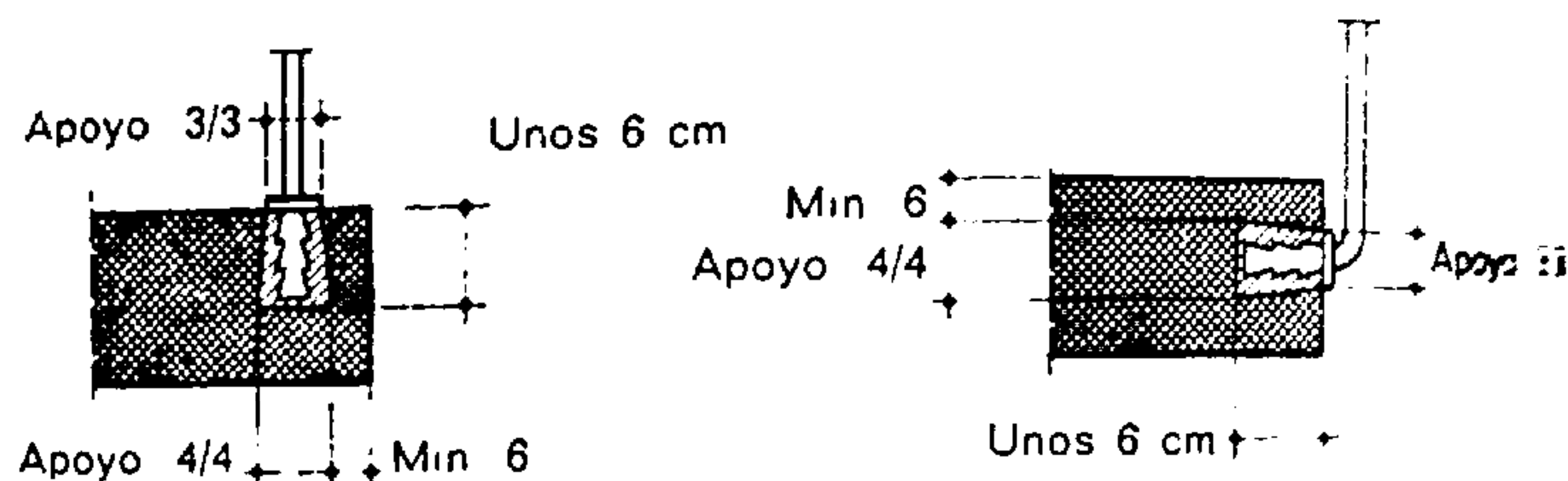


Fig. 567.

Empotramiento o anclaje de la barandilla

UTN

Facultad Regional

San Rafael

CAPÍTULO XI

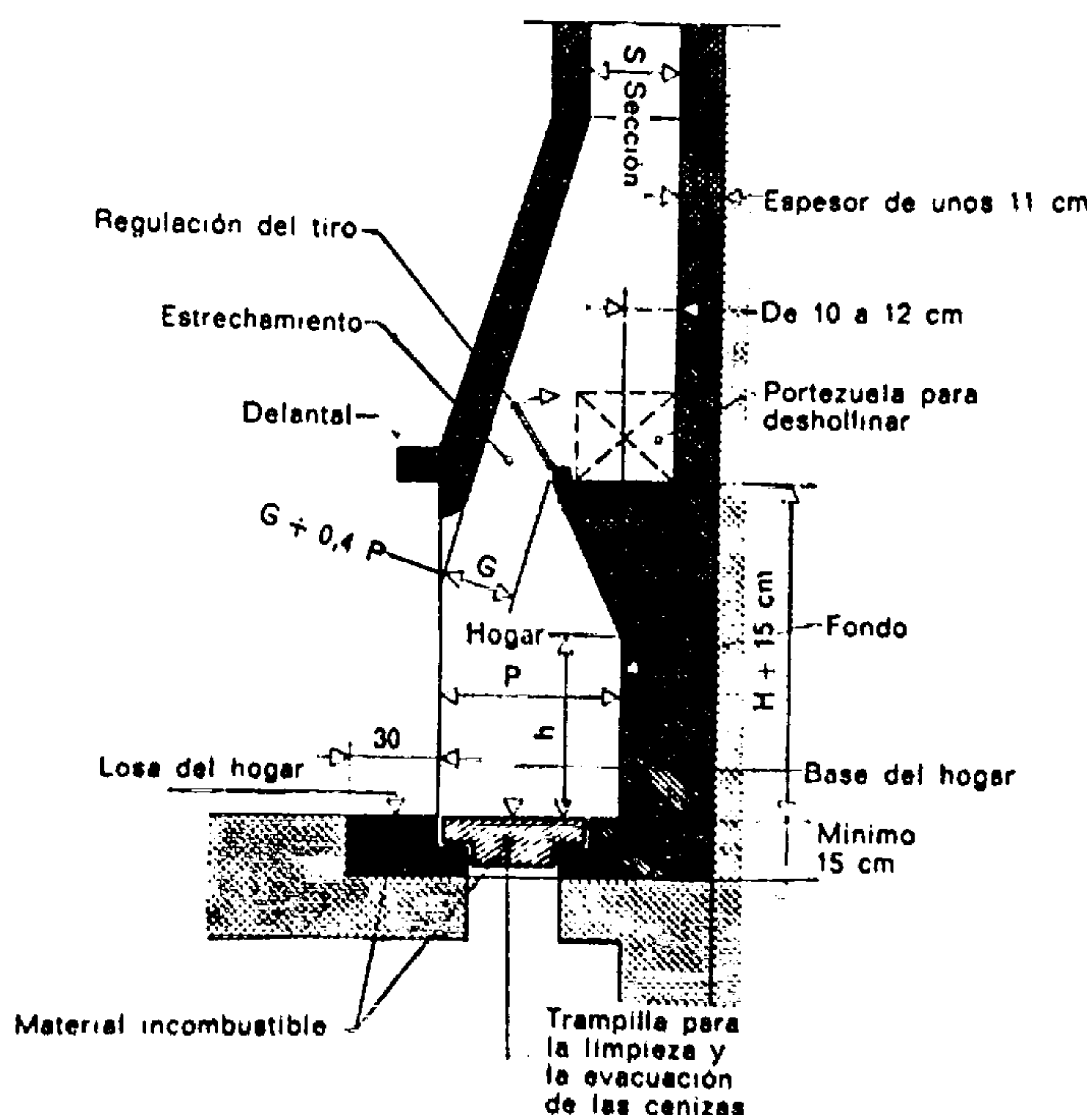
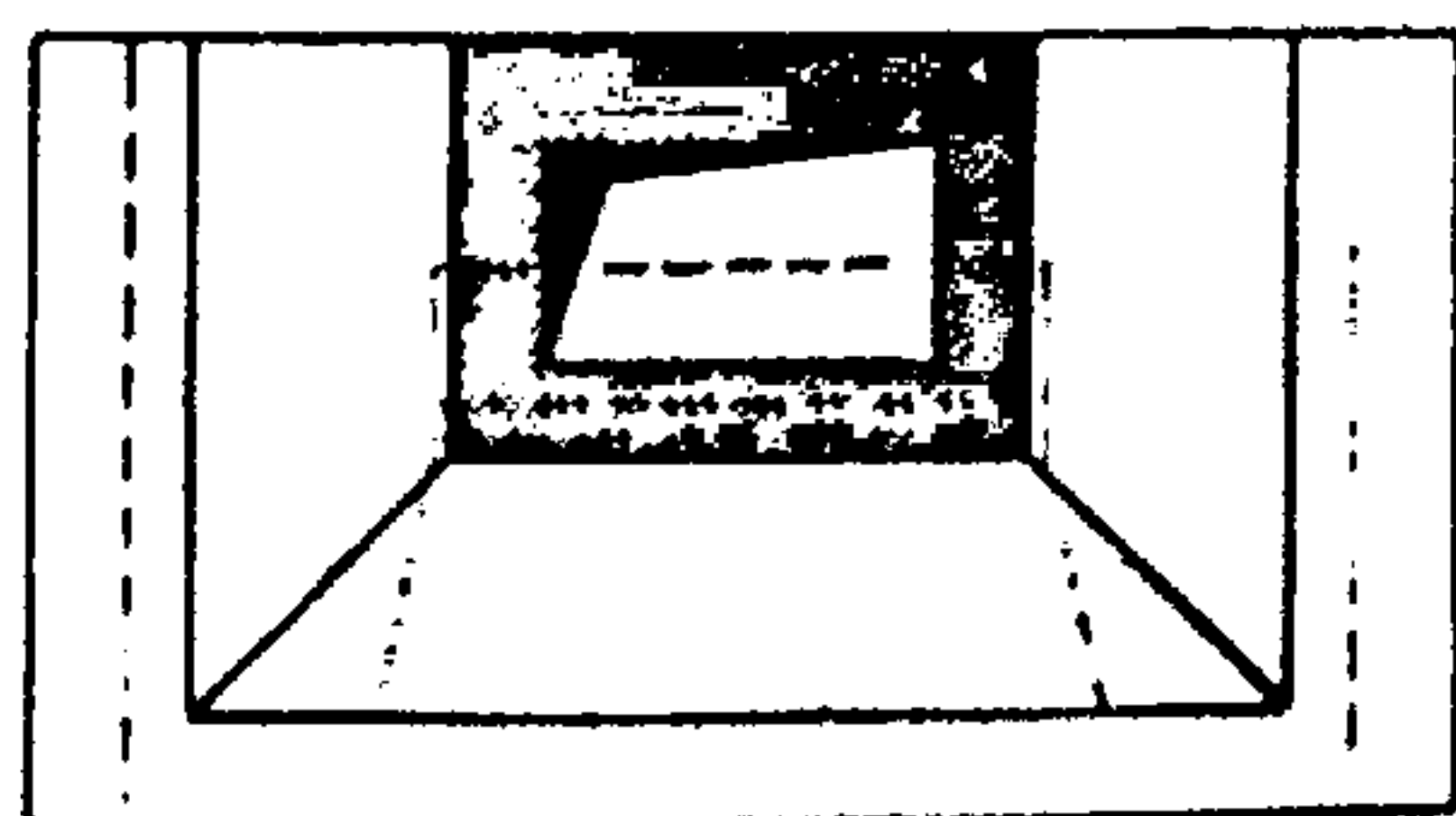
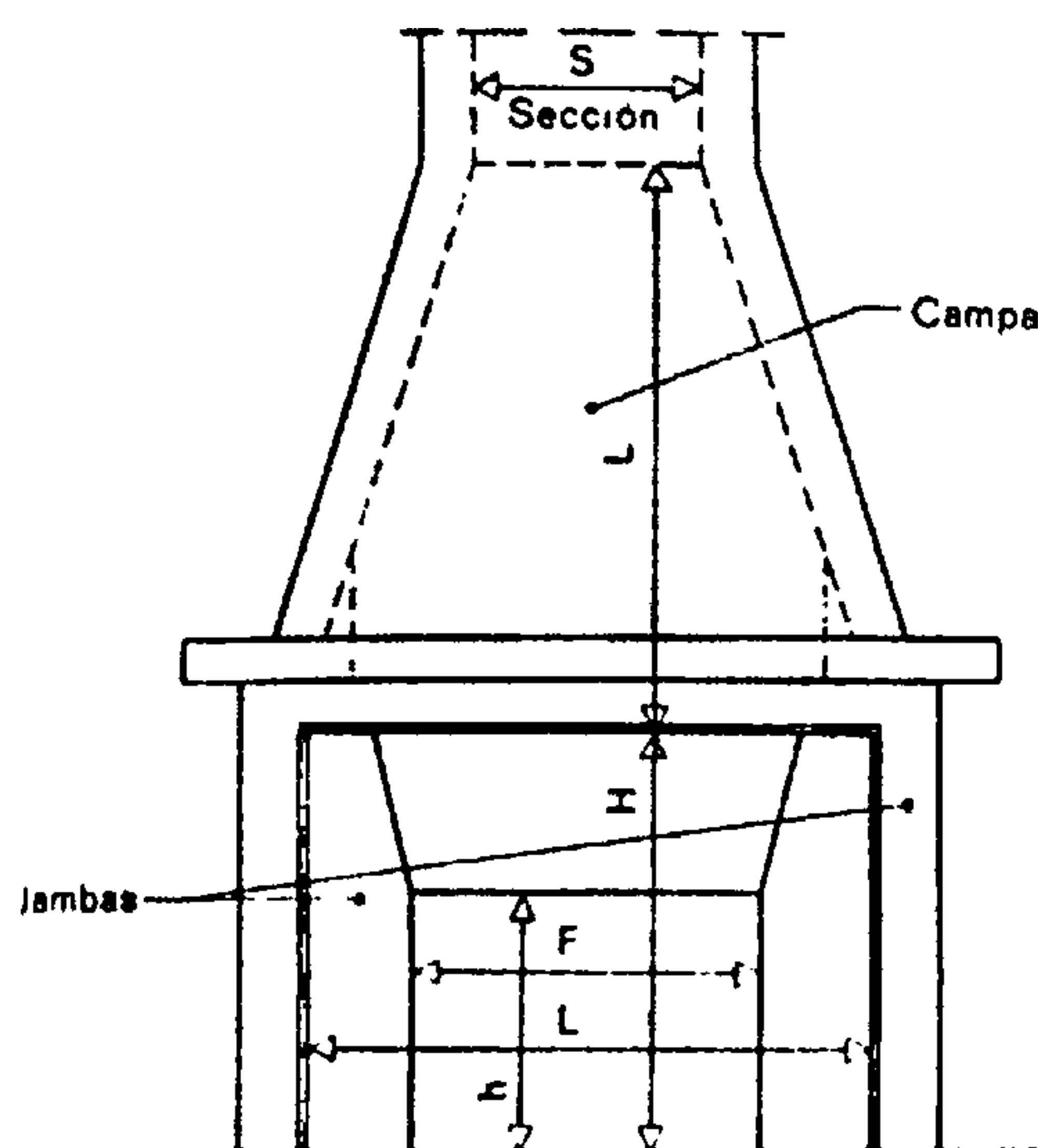
CHIMENEAS, CONDUCTOS DE HUMOS, VENTILACIÓN

1. CHIMENEAS

Se denomina *chimenea* el espacio en que generalmente se hace fuego. Por extensión se da igualmente este nombre al conducto que evacua el humo.

Durante muchos años, esos elementos, contruidos sin estudios y sin reglas, presentaron numerosos defectos.

Las investigaciones y estudios norteamericanos sobre este particular permiten actualmente la insta-



Para L comprendido entre 60 cm y 1,00 m	Para L comprendido entre 1,00 m y 1,80 m
H 0,75 L	0,35 L + 40
F 0,65 L	0,65 L
h 0,25 L + 12 (máx. 40)	0,25 L + 12 (máx. 40)
P 0,25 L + 17	0,25 L + 17 (máx. 58)

Fig. 568.

Chimeneas de fuego descubierto

$$S = \frac{H \cdot L}{10} \text{ (mínimo: } 400 \text{ cm}^2\text{)}$$

$H \cdot L \text{ m}^2 = 2 \% \text{ del volumen (en m}^3\text{) de la pieza, si ésta queda aislada}$

$H \cdot L \text{ m}^2 = 4 \% \text{ del volumen (en m}^3\text{) de la pieza, si ésta no queda aislada.}$

La chimenea propiamente dicha, llamada a veces *chimenea de cámara* o *alcobilla de lumbre*, y también chimenea decorativa, es un medio de calefacción muy poco potente.

lación de chimeneas que ofrecen un riesgo mínimo de retorno de humos y de malas combustiones.

Las proporciones más convenientes para un buen funcionamiento son las indicadas en la fig. 568 la

cual, además, da la terminología corriente empleada en esta materia.

Por otra parte, la importancia de una chimenea está ligada a las reglas generales siguientes:

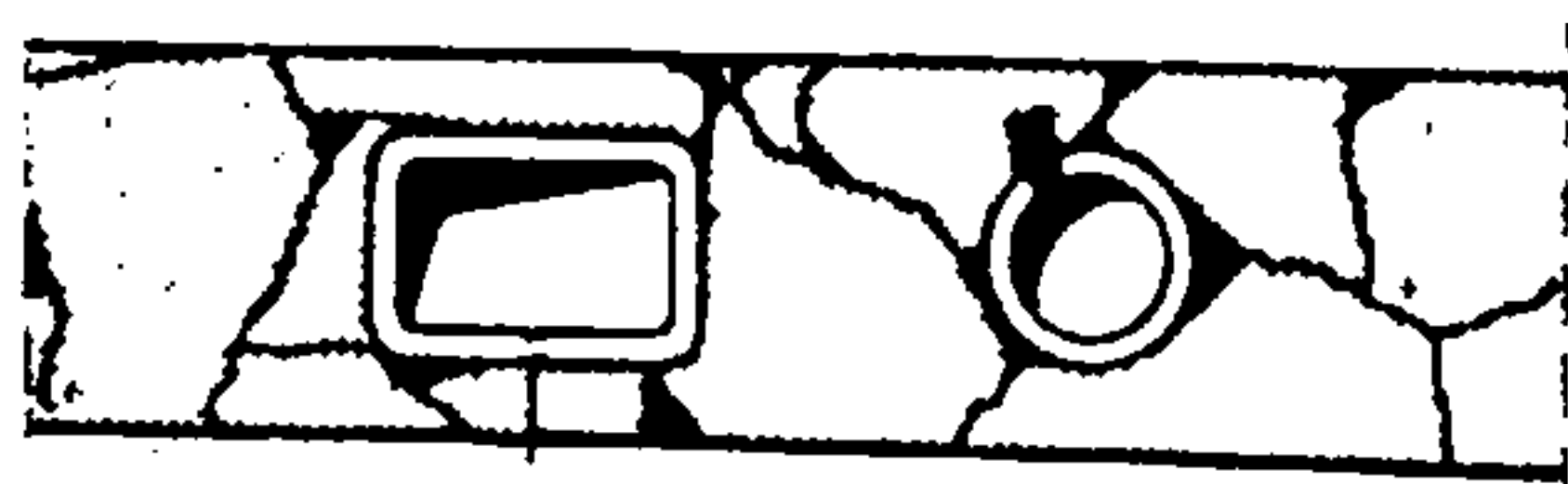
La superficie del hogar en metros cuadrados debe representar el 2 % del volumen de la pieza (en metros cúbicos), si está aislada, y el 11 % si carece de aislamiento. La superficie del conducto de evacuación debe ser, por lo menos, igual a 1/10 de la superficie del hogar cuando la altura no excede de 10 m. Sin embargo, para un buen funcionamiento, esta sección no debe ser inferior a 400 cm².

Es evidente que el tiro de las chimeneas depende en gran medida del aislamiento del conducto de evacuación, de su altura y de su exposición en relación con los vientos. Estos elementos determinan el valor de dichos conductos y son examinados en el párrafo 2. Otros factores exteriores, como por ejemplo los relacionados con las variaciones de la presión atmosférica, hacen que las chimeneas sean caprichosas. La proximidad de un bosque o de un lago, puede influir en el tiro.

Con el fin de evitar las desagradables corrientes de aire que se dejan sentir cerca del hogar y para facilitar la combustión, es necesario procurar entradas de aire fresco a la chimenea. Este aire, tomado del exterior y conducido por medio de conductos, debe desembocar aproximadamente a media altura del hogar en tal forma que no rebaje su temperatura.

2. CONDUCTO DE HUMO

Se denomina *tiro* a la fuerza ascensional que actúa en un conducto de humos. A veces, se le llama *depresión*.



Tubo de barro cocido

Fig. 569.

Tubos de cerámica incorporados a una pared de mampostería

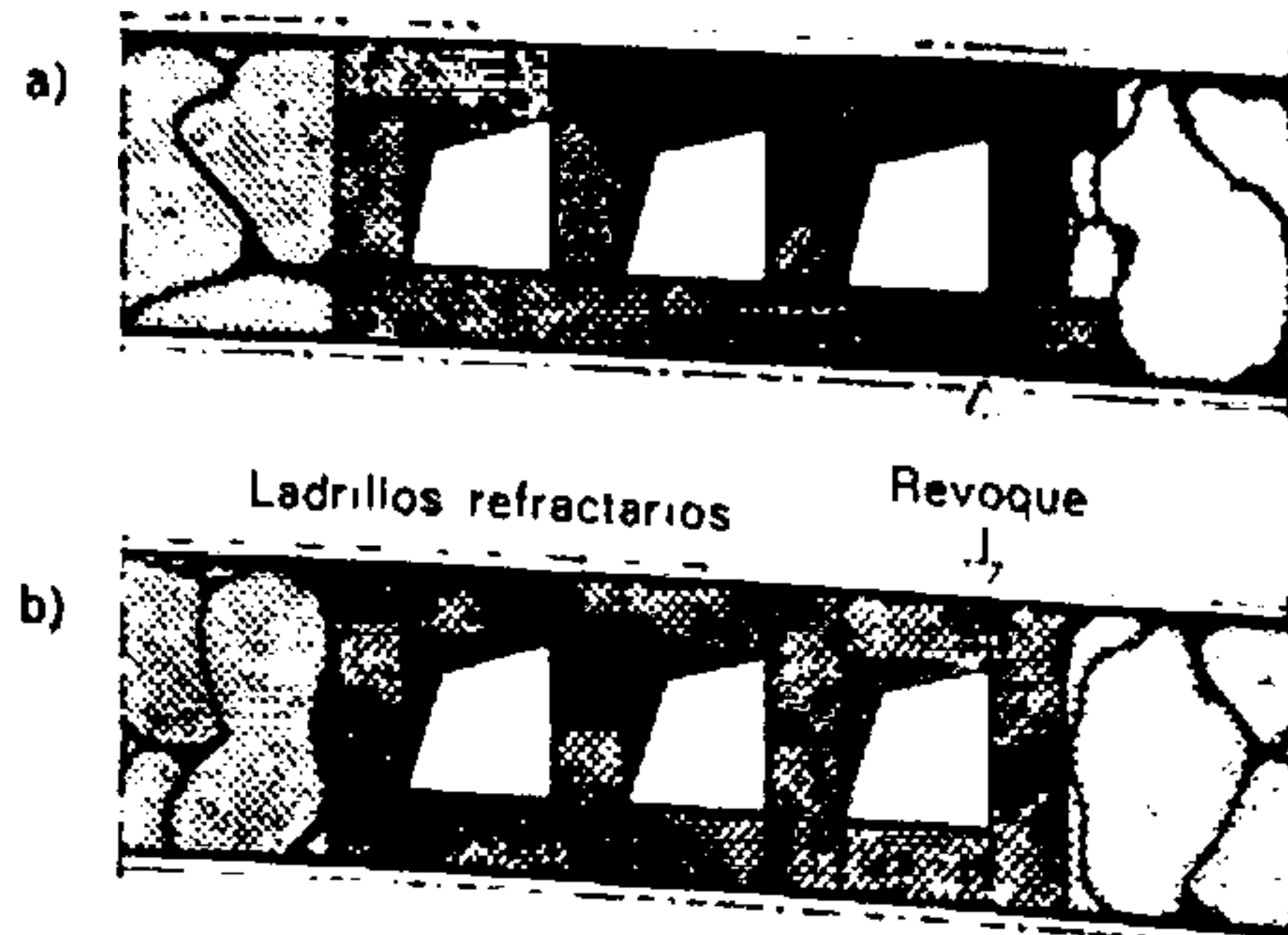


Fig. 570.

Conductos de ladrillos refractarios incorporados a una pared de mampostería

a) Hilada par;

b) Hilada impar.

Esta fuerza ascensional es función de la altura del conducto y de la temperatura de los gases en su interior. La acción producida por el viento sobre la desembocadura de un conducto puede aumentar el tiro natural, anularlo o producir retornos del humo (inversiones del tiro). La influencia de los rozamientos contra las paredes interiores es proporcional a la rugosidad más o menos pronunciada de las paredes, a la sección del conducto y a su longitud.

Elementos de una sola pieza con 2 cámaras de aislamiento

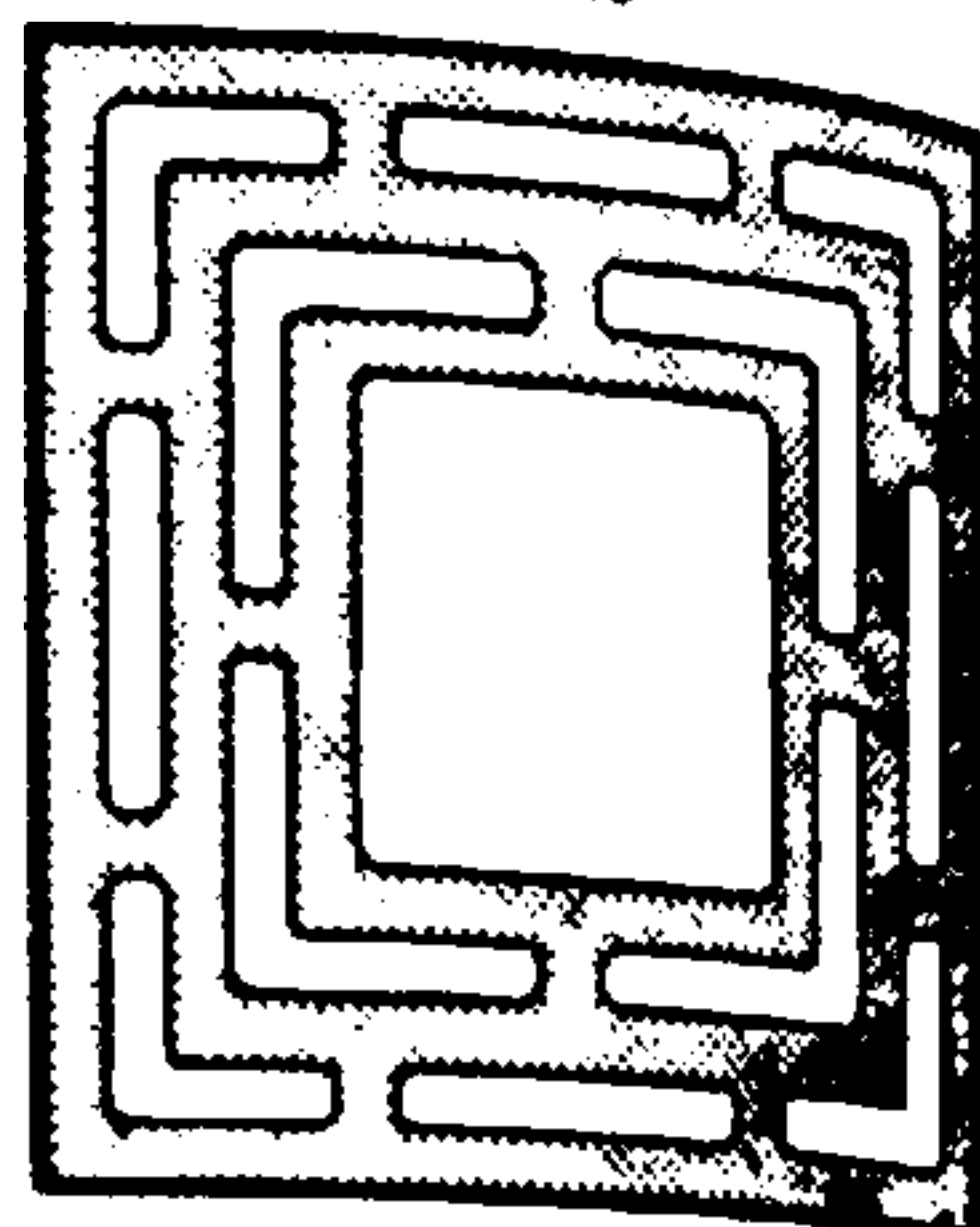


Fig. 571.

Conducto de humos de paredes múltiples, hecho de aglomerado de ladrillos

Los conductos de humos deben estar concebidos en función de estas condiciones que, prácticamente, pueden resumirse en los requisitos siguientes:

a) La altura de un conducto de humos por encima del hogar, no debe ser inferior a 4 m.

Una sola cámara de aire de aislamiento

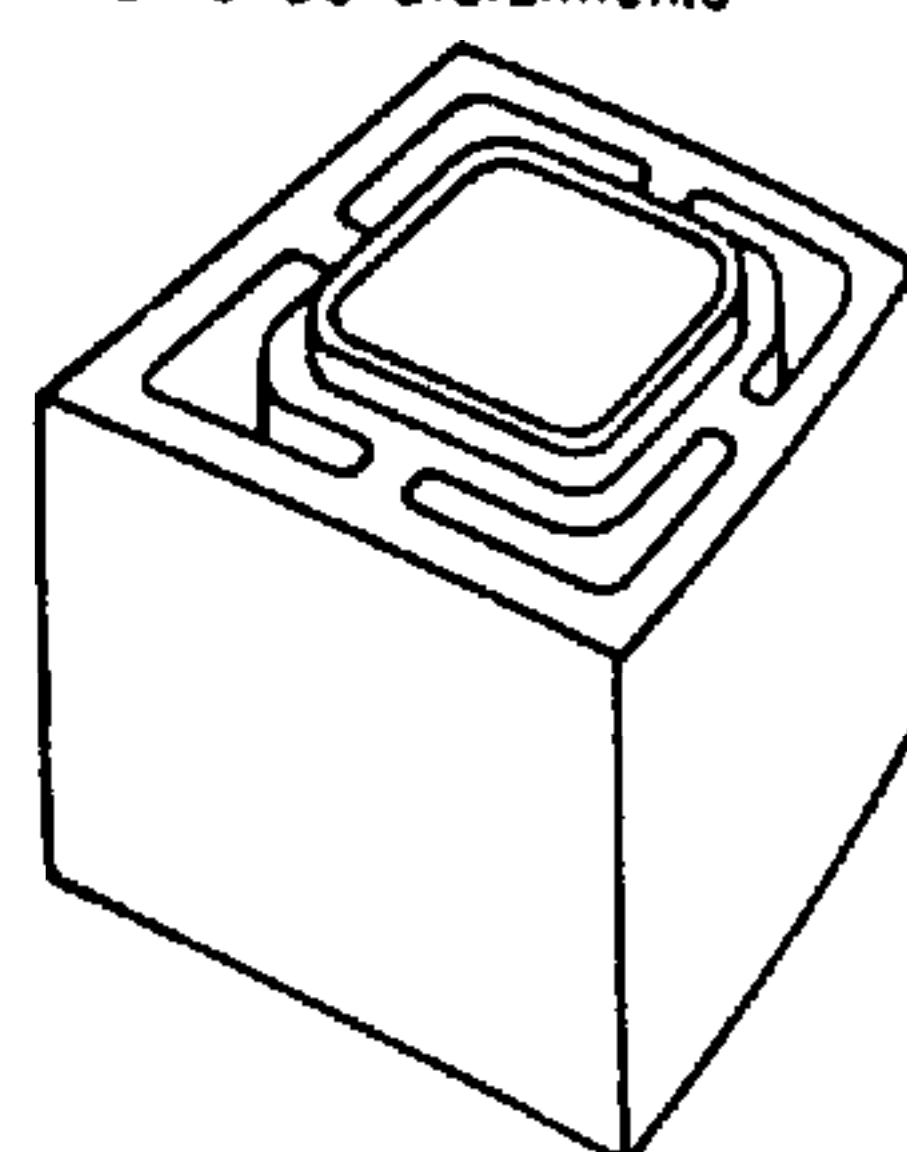


Fig. 572.

Conducto de humos sencillo

b) El aislamiento de las paredes debe ser suficiente para evitar el enfriamiento rápido de los gases; su espesor debe ser de 7 cm aproximadamente en las partes calentadas (habitaciones). Conviene reforzar

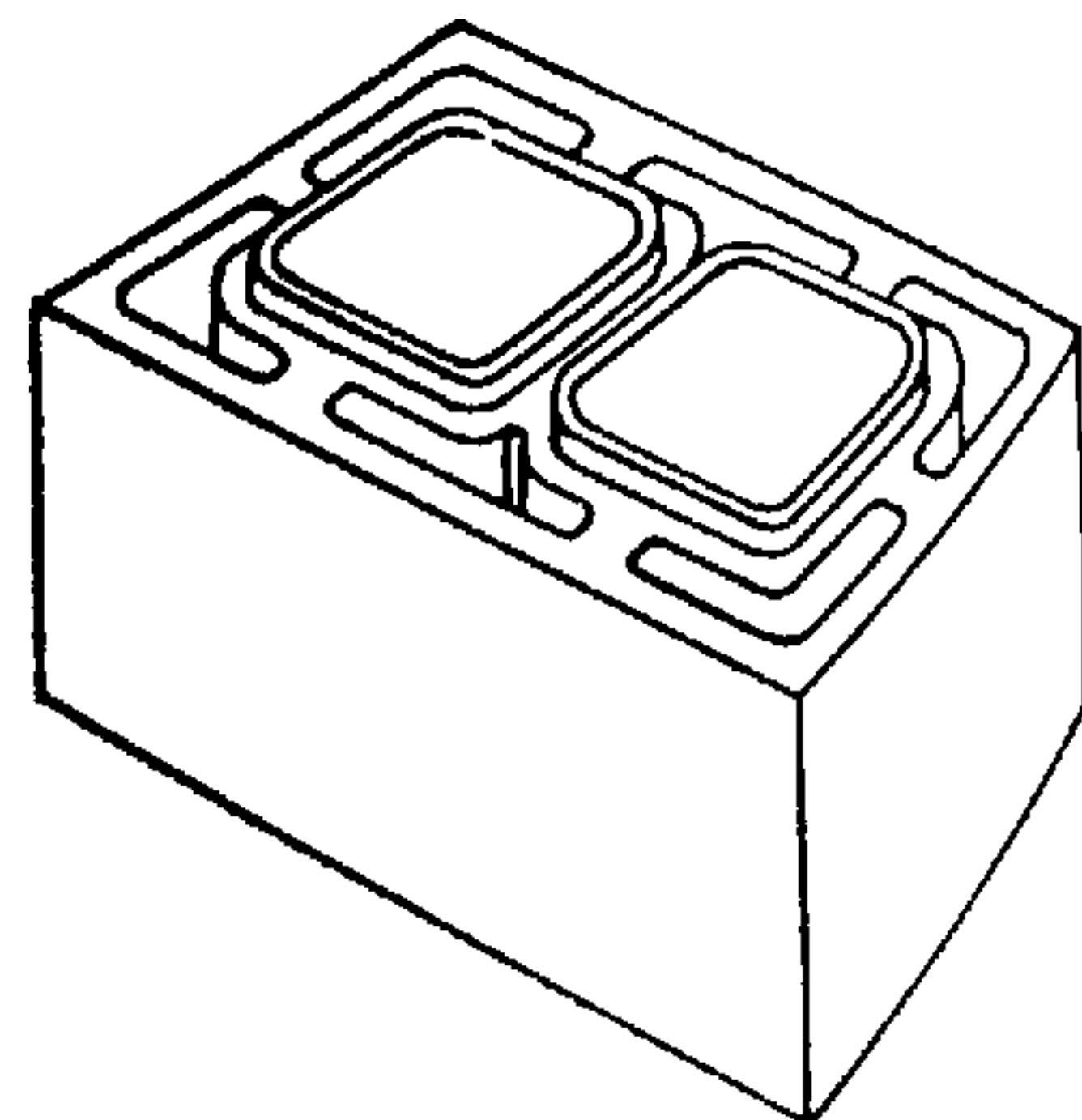


Fig. 573.

Conducto de humos doble

dicho aislamiento por medio de una camisa o doble pared cuando el conducto está directamente expuesto a la acción del frío. Este forro puede realizarse con un material aislante o mediante un tabique de ladrillo. El forro de los conductos se hace indispensable para la parte que sobresale del techo o cubierta

y para la que atraviesa locales no caldeados (desvanes, por ejemplo).

El empleo de conductos con celdas o cámara aislante de aire mejora el rendimiento.

Actualmente, el empleo de elementos prefabricados para el establecimiento de los conductos se va generalizando cada vez más. La gran variedad de sec-

Elemento de dos piezas

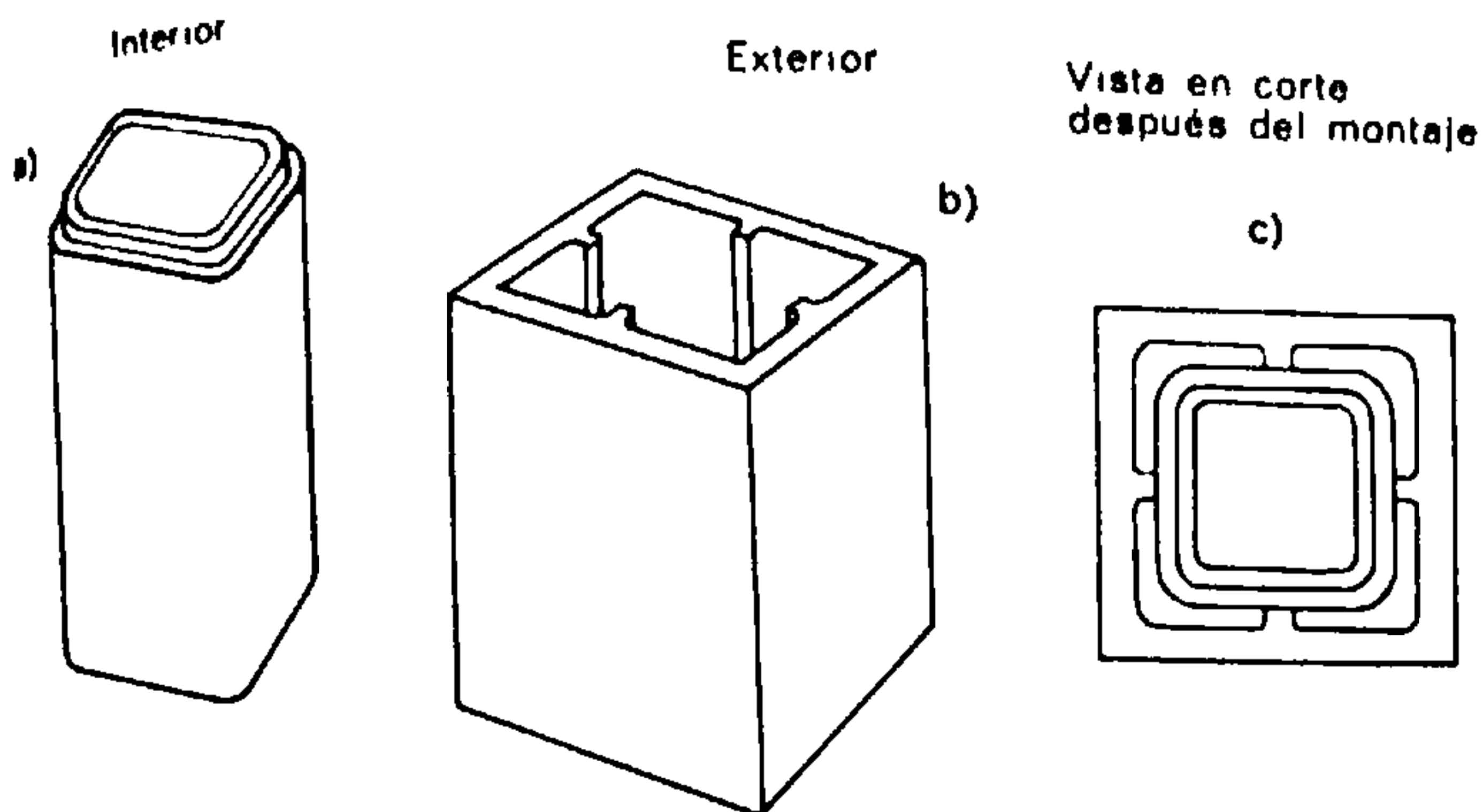


Fig. 574.

Conducto de humos de dos piezas: tubo y envolvente

a) Tubo; b) Envolvente; c) Conjunto de ambas piezas.

Las juntas de los elementos exteriores e interiores no deben coincidir en los mismos planos horizontales.

Sombrerete aspirador

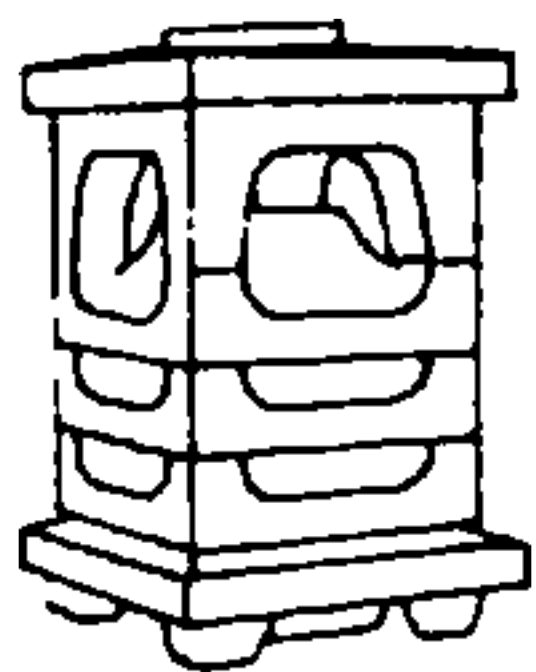


Fig. 575.

Los sombreretes aspiradores influyen sobre el tiro de la chimenea

ciones, su reunión en grupos de 2, 3, 4 ó 5, así como la diversidad de marcas, permiten la elección de elementos perfectamente adaptados a cualquier exigencia.

A fin de que la acción del viento se manifieste por un aumento del tiro, es indispensable montar la desembocadura del conducto en la zona de aspira-

ción. La extensión de esta zona varía con la inclinación de la cubierta. Sin embargo, en términos generales, se obtienen mejores rendimientos cuando la parte alta de la chimenea construida con obra de fábrica rebasa la vertiente de la cubierta en 1,80 m por lo menos, o la cumbrera en 1,00 m aproxima-

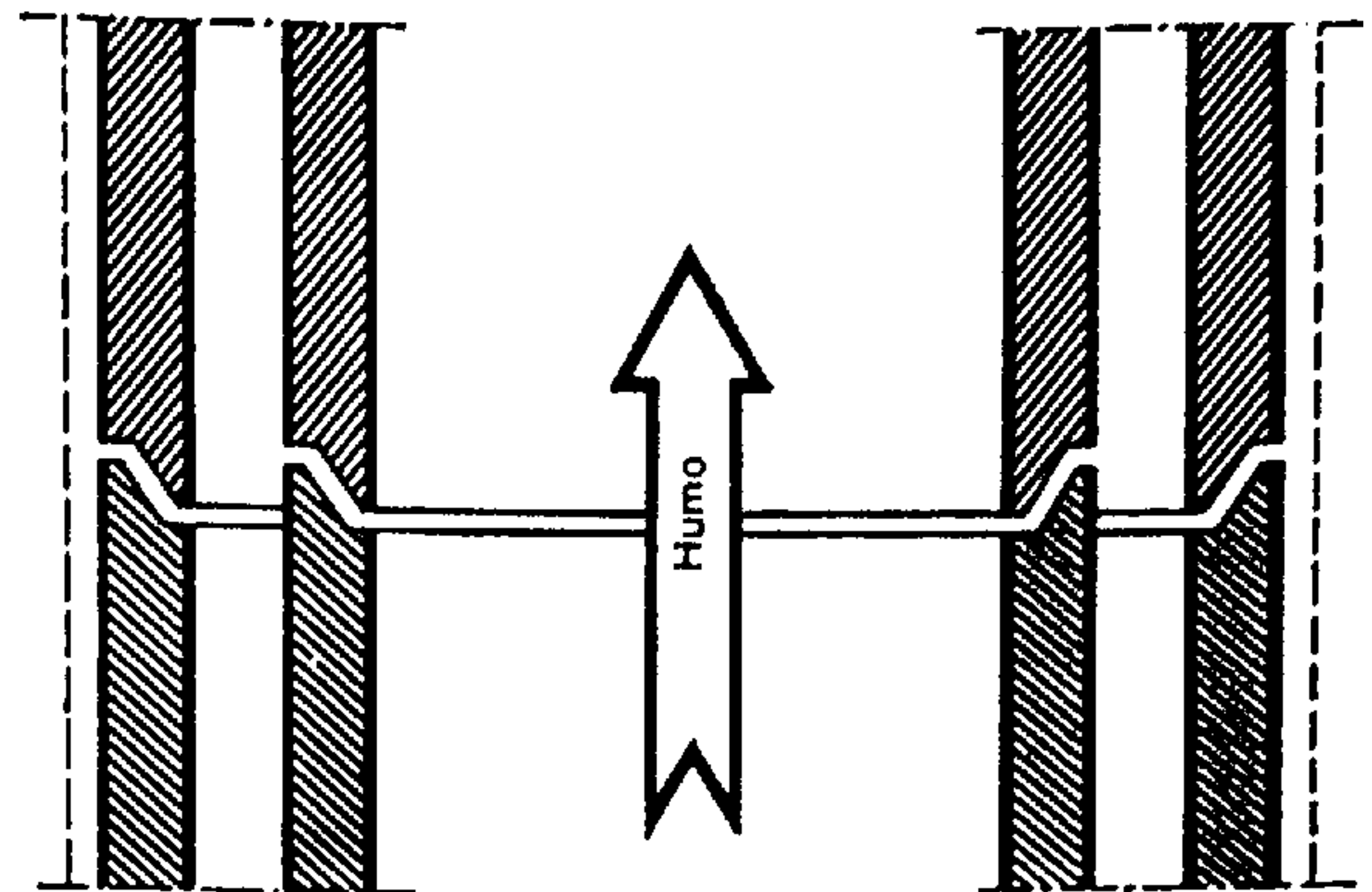


Fig. 577.

Juntas de los conductos

Deben estar orientadas de manera que se evite la aparición del «bistre» sobre las paredes.

damente. La colocación de un aspirador estático bien estudiado influye notablemente en el tiro.

La superficie interior de los conductos debe ser lisa y las juntas han de estar pulcramente ejecutadas y sin rebabas. Estas condiciones permiten la libre circulación de los gases y disminuyen el frenado causado por el rozamiento. Los conductos prefabricados dan, en tal caso, buenos resultados.

Las juntas entre elementos deben estar dispuestas de tal manera que se evite la aparición del *bistre* en la parte exterior del conducto. El *bistre* está formado por los vapores del alquitrán mezclados con agua.

La *desviación* de los conductos no debe exceder de 20 grados con relación a la vertical. Por otra parte dichos *desvíos* deben estar realizados por medio de piezas de diseño especial. La mayoría de los regla-

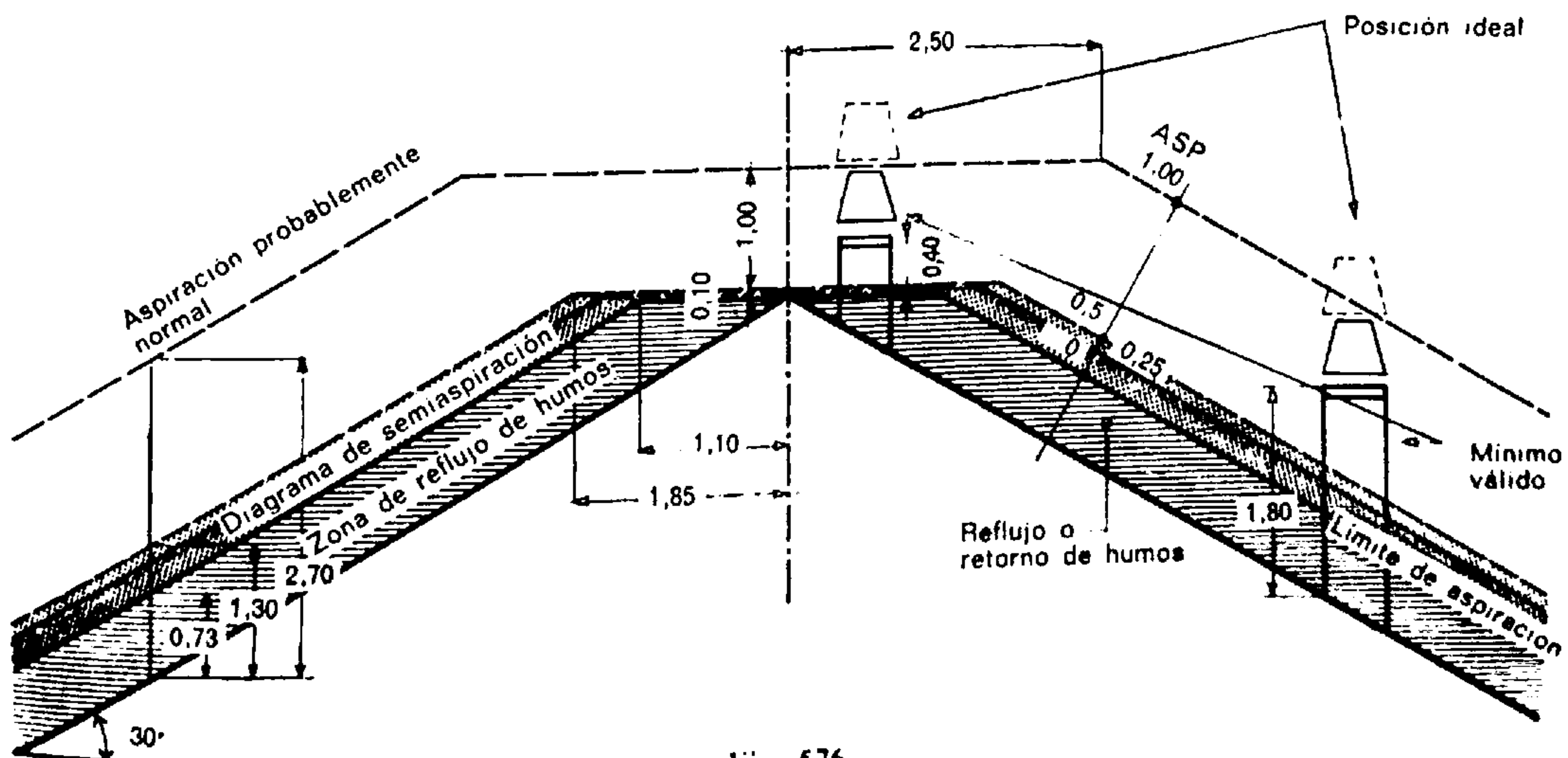


Fig. 576.

Diagrama de las zonas de aspiración, determinado por ensayos de laboratorio

(Tomado del «Bulletin d'informations gazlières», editado por la Sociedad de la industria del gas, en Francia.)

Este diagrama está influido notablemente por la inclinación de la cubierta. La altura normal de aspiración, de 2,70 m para un ángulo de 30°, pasa respectivamente a 3,65 m y 5,35 m para inclinaciones de 45° y 60°. La desembocadura sobre la pendiente de la cubierta es pues función de la inclinación de la misma.

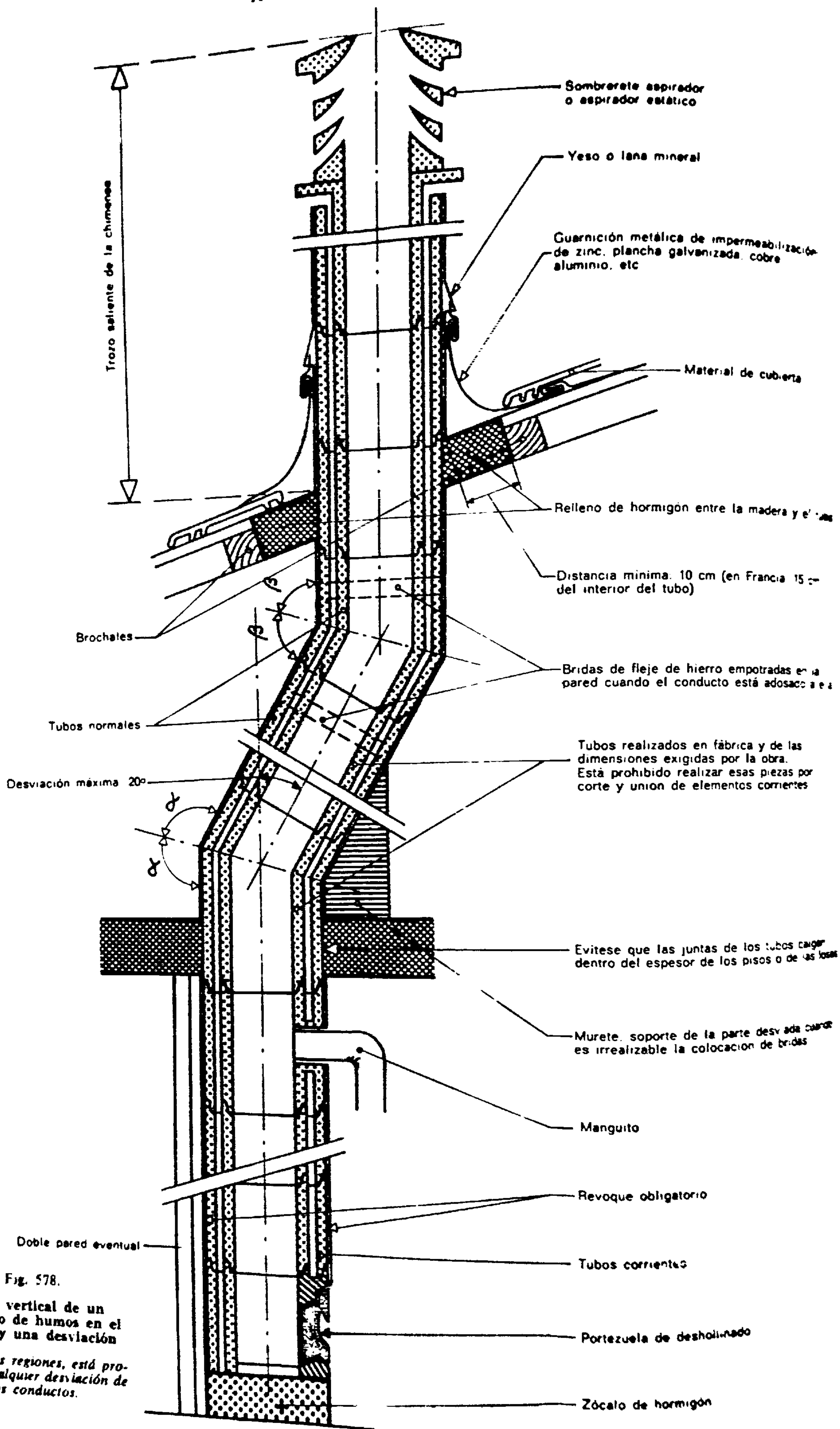


Fig. 578.

Corte vertical de un conducto de humos en el que hay una desviación

En ciertas regiones, está prohibida cualquier desviación de los conductos.

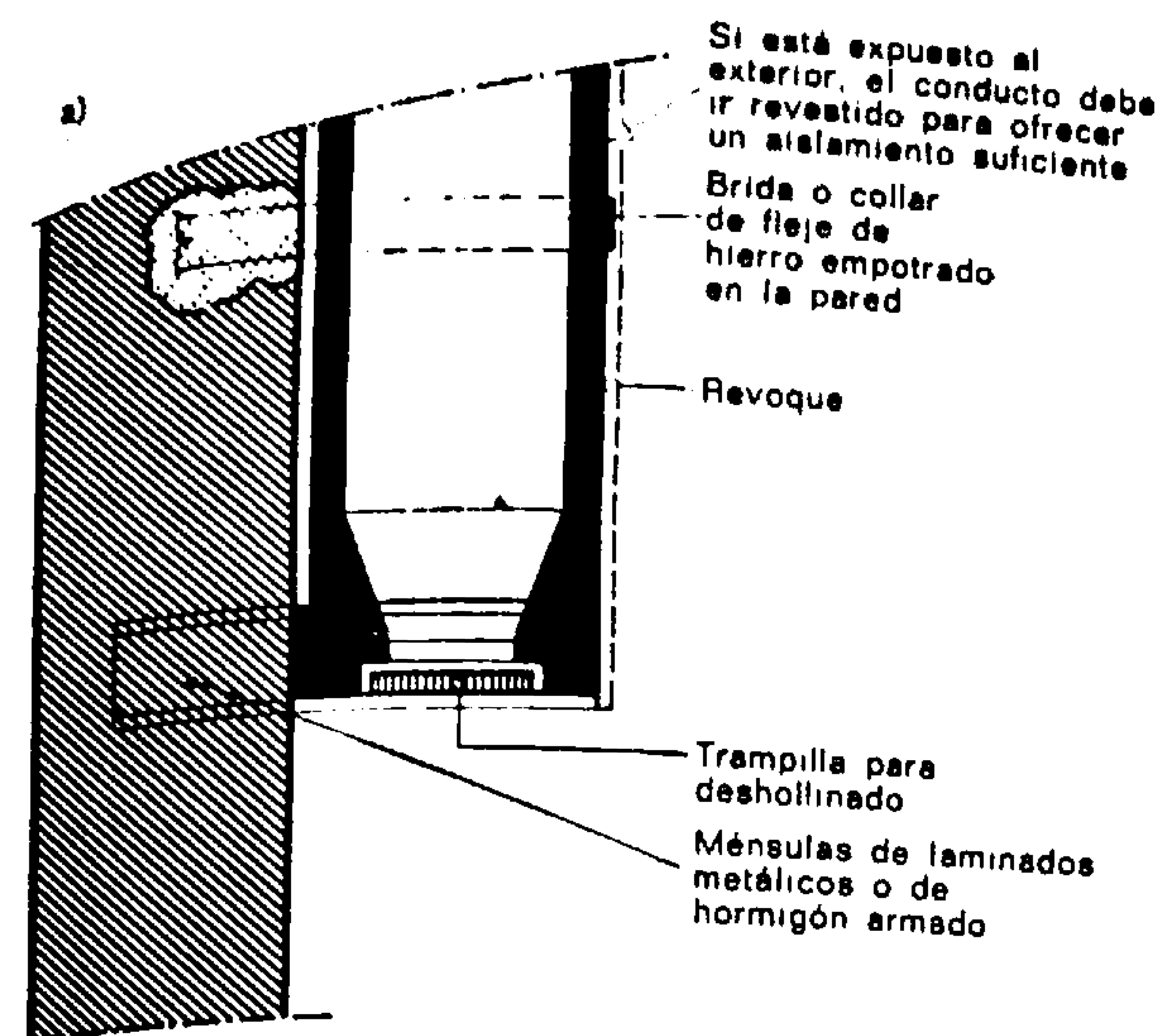


Fig. 579.

Conductor de humos adosado a una pared

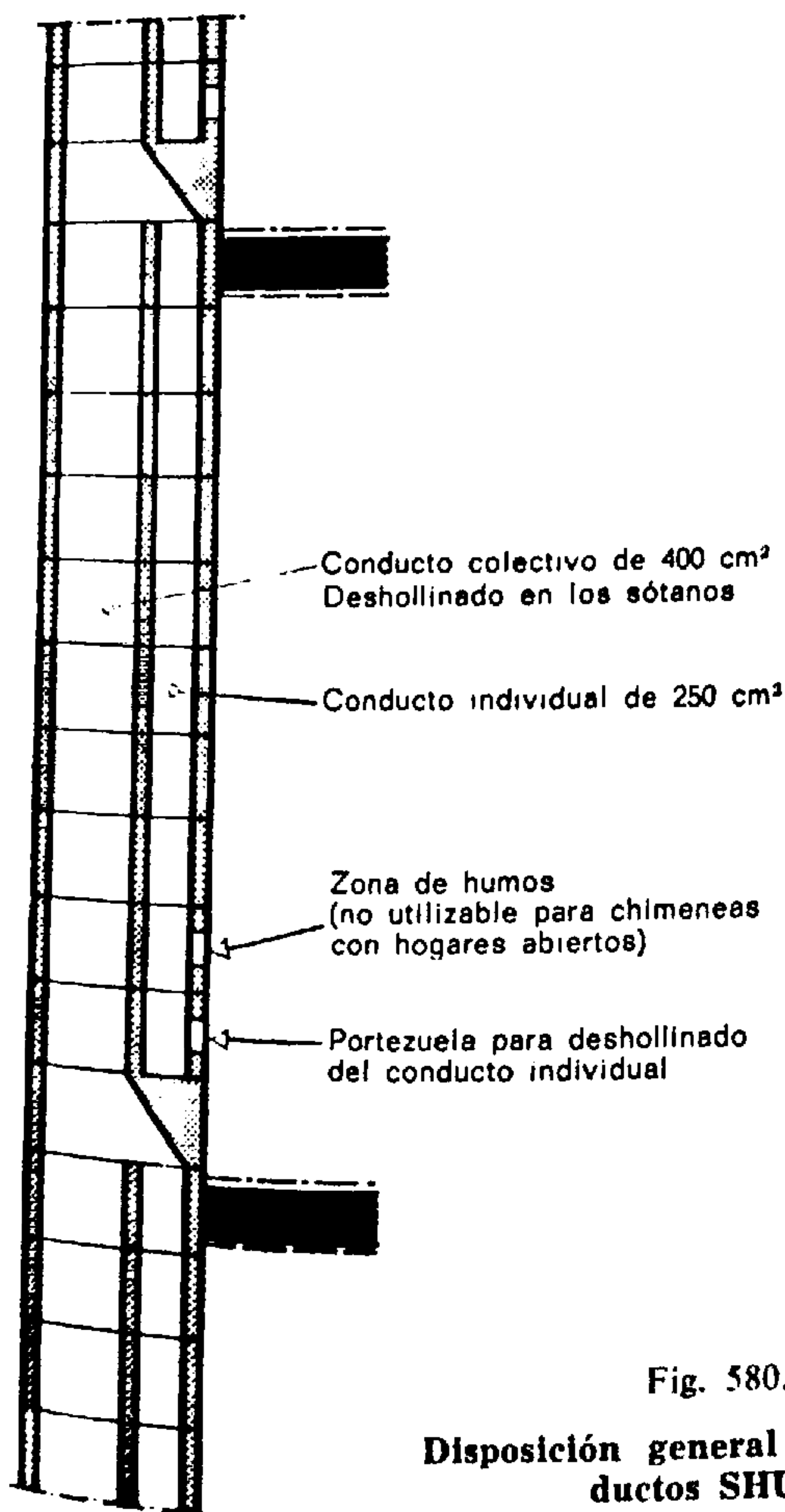
a) Vista vertical;
b) Vista en planta.

Fig. 580.

Disposición general de los conductos SHUNT
(Corte vertical.)

mentos sobre el particular prohíben la ejecución de esas juntas por corte de elementos rectos.

Los conductos de humos se situarán siempre que sea posible en el centro de la construcción. Sin embargo, en ciertos casos deben adosarse a las paredes de fachada. Estos conductos, realizados con tubos cerámicos prefabricados, preferentemente los que contienen celdas o alvéolos de aire, deben sujetarse a la pared por medio de estribos de hierro plano empotrados en ella.

Los conductos de humos deben ir provistos en su base de una *portezuela para deshollinar* y de un *enchufe* o dispositivo con el que puede establecerse un empalme del conducto con los aparatos.

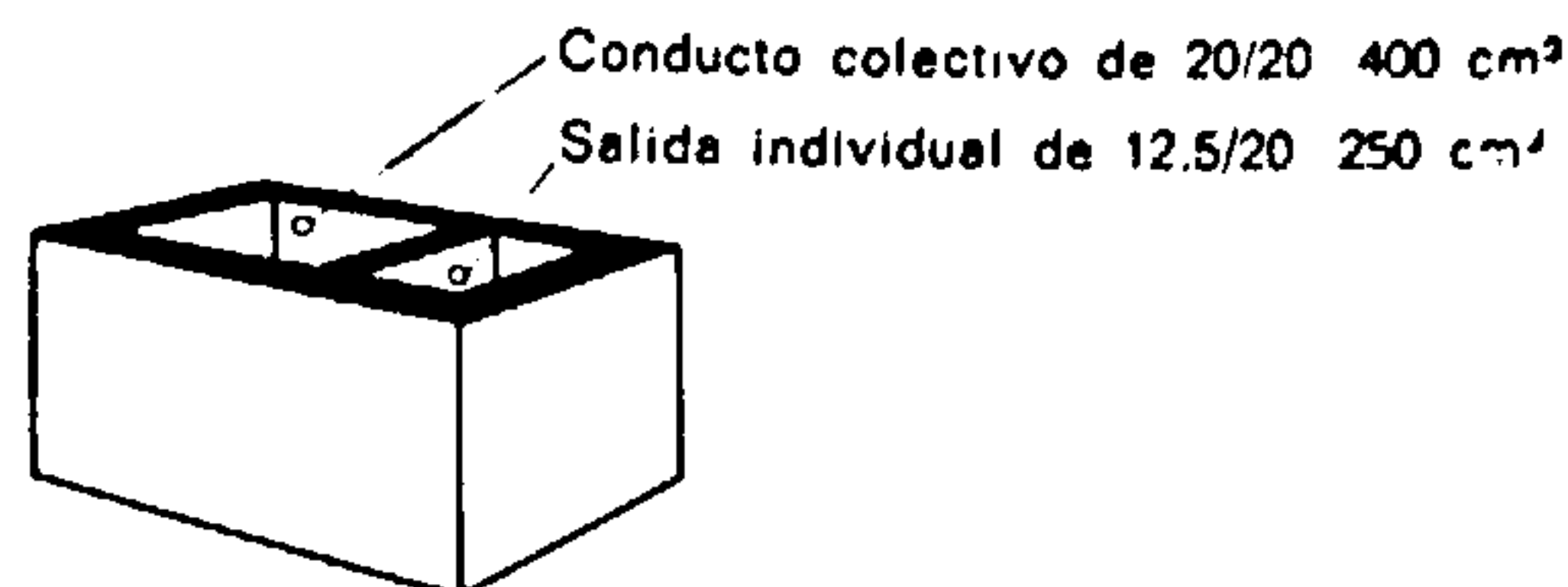


Fig. 581.

Elemento SHUNT normal (tubo corriente)

Por razones de seguridad ningún elemento de madera debe hallarse a menos de 10 cm de un conducto de humos. El intervalo comprendido entre la madera y el conducto se llenará con hormigón.

Los numerosos reglamentos regionales tienen puntos de vista muy distintos en lo referente a las evacuaciones de humos. Así, pues, los constructores deben atenerse a ellos a fin de realizar obras que estén conformes con las exigencias de las autoridades locales competentes.

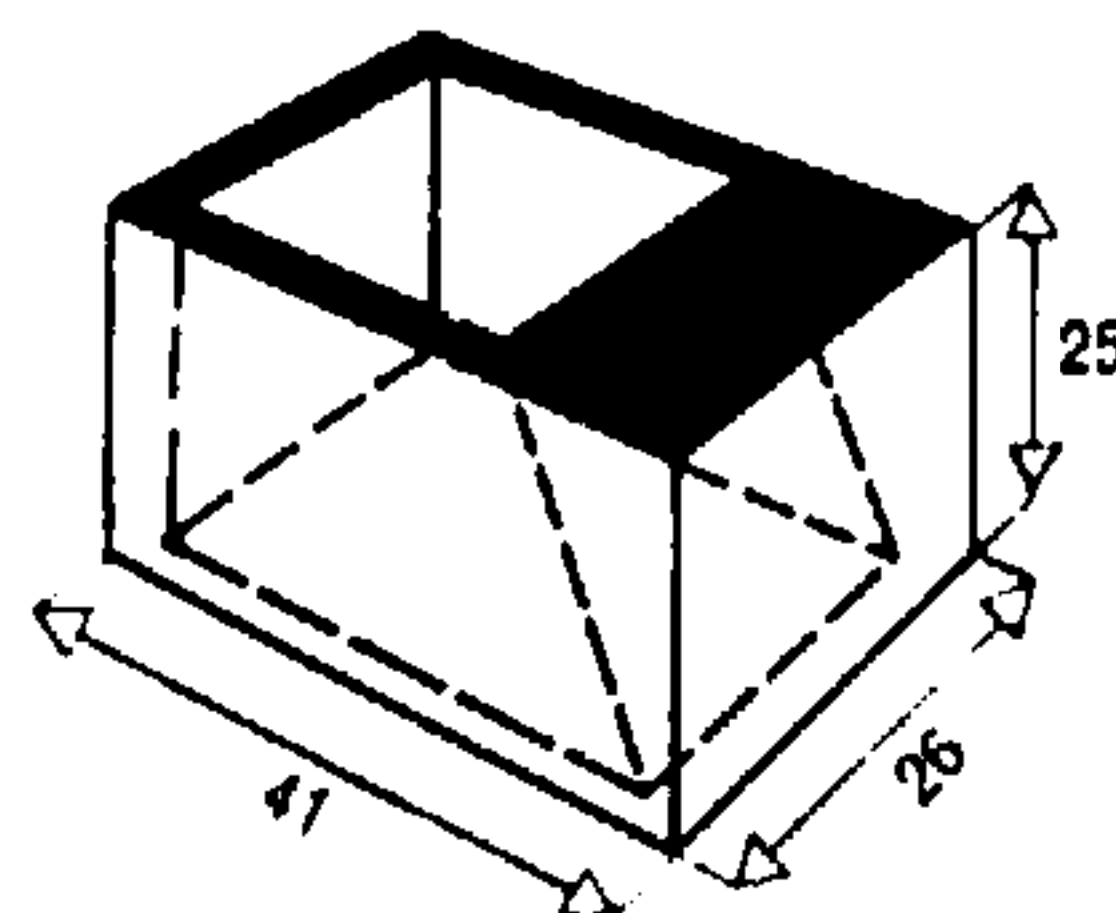


Fig. 582.

Tubo SHUNT de reducción

N. B. Estos elementos permiten reducir el número de conductos utilizables en los inmuebles que tienen por lo menos cinco plantas; a razón de un solo hogar por piso y cuya potencia calorífica está limitada, en Francia, a 15.000 K cal/hora.

Para reducir el sitio ocupado por los numerosos conductos individuales, cuando así lo exigen determinados reglamentos, la casa Shunt ha tenido la idea de reunir varios conductos individuales en una cubierta colectora. Este sistema permite tener un enchufe en cada piso y los conductos individuales desembocan en el colector después de un recorrido vertical apropiado. Este sistema es de uso en Bélgica y en bastantes departamentos franceses, en los que los reglamentos prohíben la conexión de varios hogares de pisos diferentes en un mismo conducto o chimenea unitaria.

Para obtener un tiro normal, teniendo en cuenta la ejecución de los conductos, está indicado prever las secciones mínimas siguientes:

400 cm² para los conductos que constituyan la salida de humos de hogares abiertos.

250 cm² para los conductos que constituyan la salida de humos de hogares cerrados.

Observación: Una sección de un conducto con dimensiones excesivamente grandes perjudica el tiro, por la importancia de las corrientes de aire que enfrían los productos de la combustión.

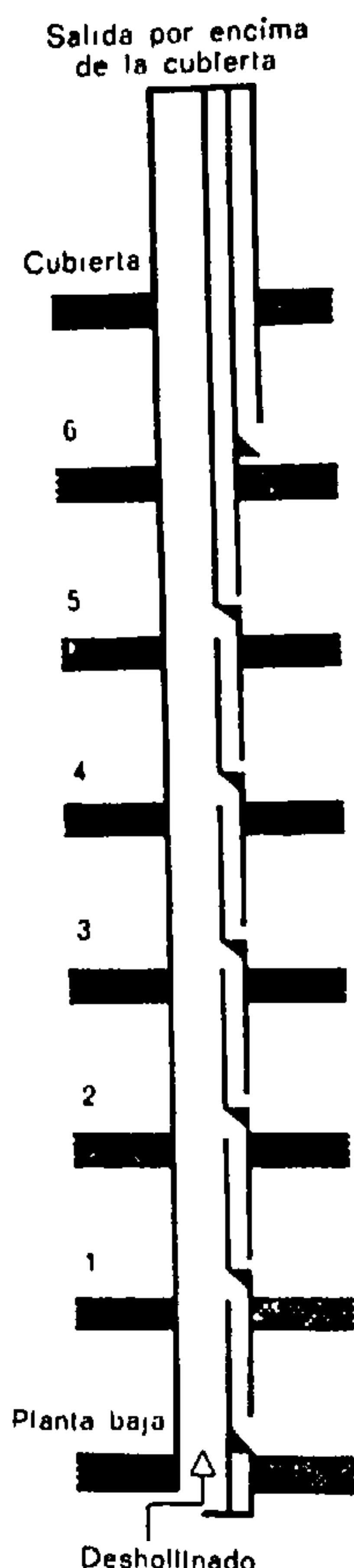


Fig. 583.

Esquema de disposición en un inmueble de siete plantas

Por medio de ciertas disposiciones particulares, este sistema puede ser aplicado a un número muy grande de pisos.

Puede determinarse con aproximación la sección de un conducto de humos de una caldera de calefacción central, utilizando la fórmula empírica siguiente:

$$S \text{ en cm}^2 = \frac{\text{Volumen del edificio (en m}^3\text{)} \cdot 0,9}{\sqrt{H, \text{ altura de la chimenea (en m)}}$$

3. MATERIALES UTILIZADOS

Los conductos de humos deben resistir el fuego y cerrar herméticamente el paso a los gases. Los materiales utilizados son los ladrillos o baldosas de cerámica refractaria, los tubos prefabricados de barro cocido y los conductos con alvéolos de aire a base de aglomerados de ladrillo o de puzolana. En las chimeneas el hogar está constituido por ladrillos refractarios o por ciertas calizas que llevan arcilla y arena. El fondo del hogar lo puede constituir una placa de fundición. La parte decorativa, en cambio, no implica exigencias particulares. Sin embargo, debe

evitarse el empleo de materiales combustibles en ciertas partes próximas al hogar.

Las juntas y el enlace de los elementos deben hacerse con un material resistente al fuego. A este efecto, los morteros refractarios (variedades de arcilla) o sea los morteros a base de cemento aluminoso o de cal son perfectamente apropiados. El yeso puede utilizarse cuando las juntas se hallan fuera del alcance de la humedad.

Los tubos cerámicos aislados deben revocarse por sus cuatro caras aunque se haya previsto un doble forro en torno del macizo a fin de aumentar la hermeticidad.

4. VENTILACIÓN

La mayoría de los reglamentos de construcción o reglamentos sanitarios exigen cierta ventilación de los W.C., de los cuartos de baño y de las cocinas. En efecto, tales ventilaciones sanean la atmósfera con eliminación de los vapores perjudiciales y molestos y los escapes nocivos de diversos gases, evitando con ello los peligros de accidentes.

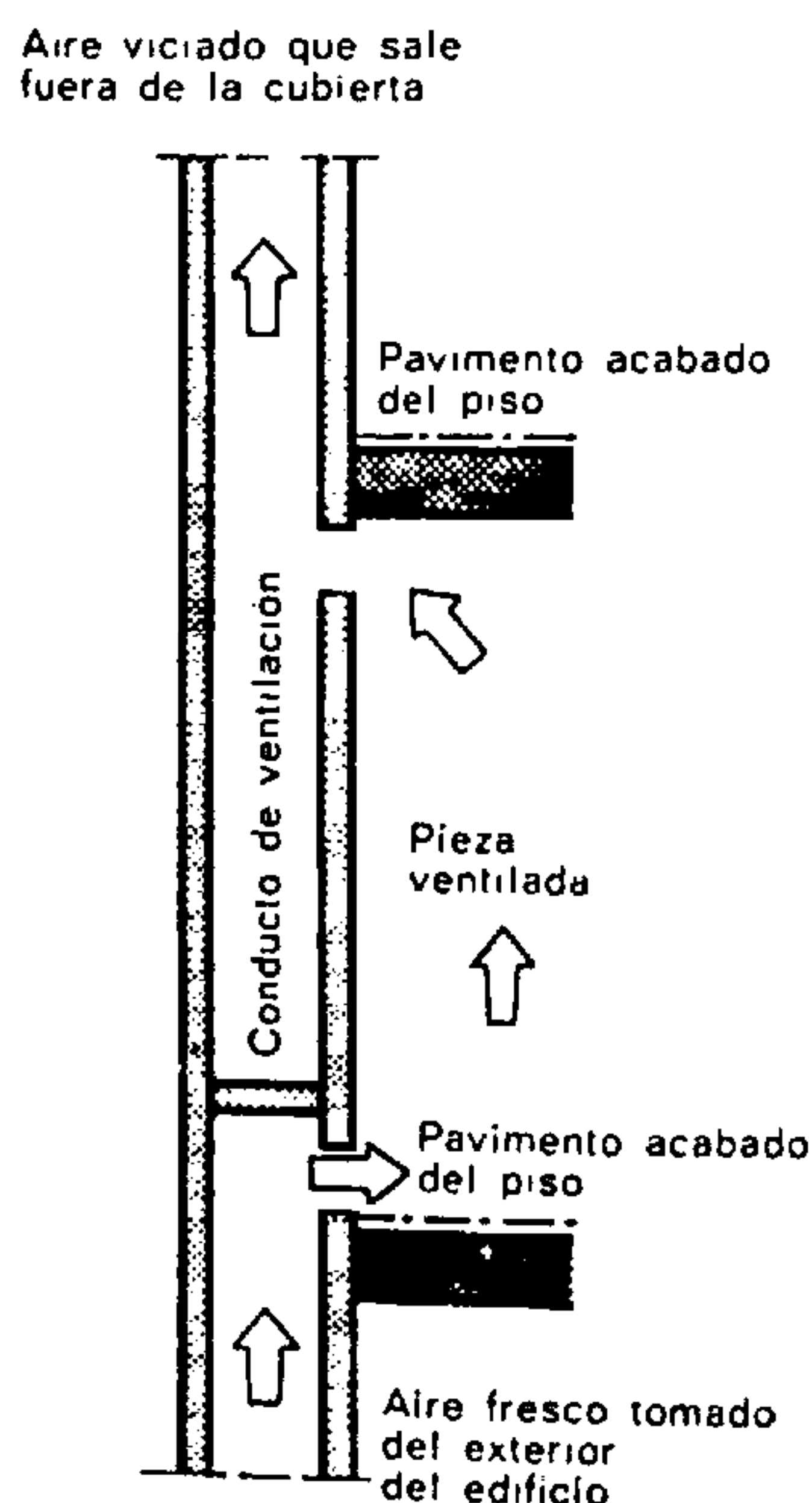


Fig. 584.

Principio de ventilación por medio de conductos unitarios (Corte vertical.)



Fig. 585.

Corte transversal de un elemento que agrupa siete conductos de ventilación

Esa ventilación debe comprender una toma de aire fresco, situada cerca del suelo, y una evacuación de aire viciado junto al techo.

La sección mínima exigida varía según los reglamentos.

En Suiza, una sección de 150 cm² se acepta en general como suficiente; lo mismo sucede en Francia.

Los alvéolos de los conductos de humos no pueden utilizarse para tal finalidad.

El principio del funcionamiento de esos conductos es sencillo. Las figs. 584 a 586 resumen los sis-

temas de conductos individuales y el de conducto unitario que se acepta en ciertas regiones.

Las envolturas individuales pueden ser realizadas con "staff", con aglomerados de barro cocido o con hormigón premoldeado.

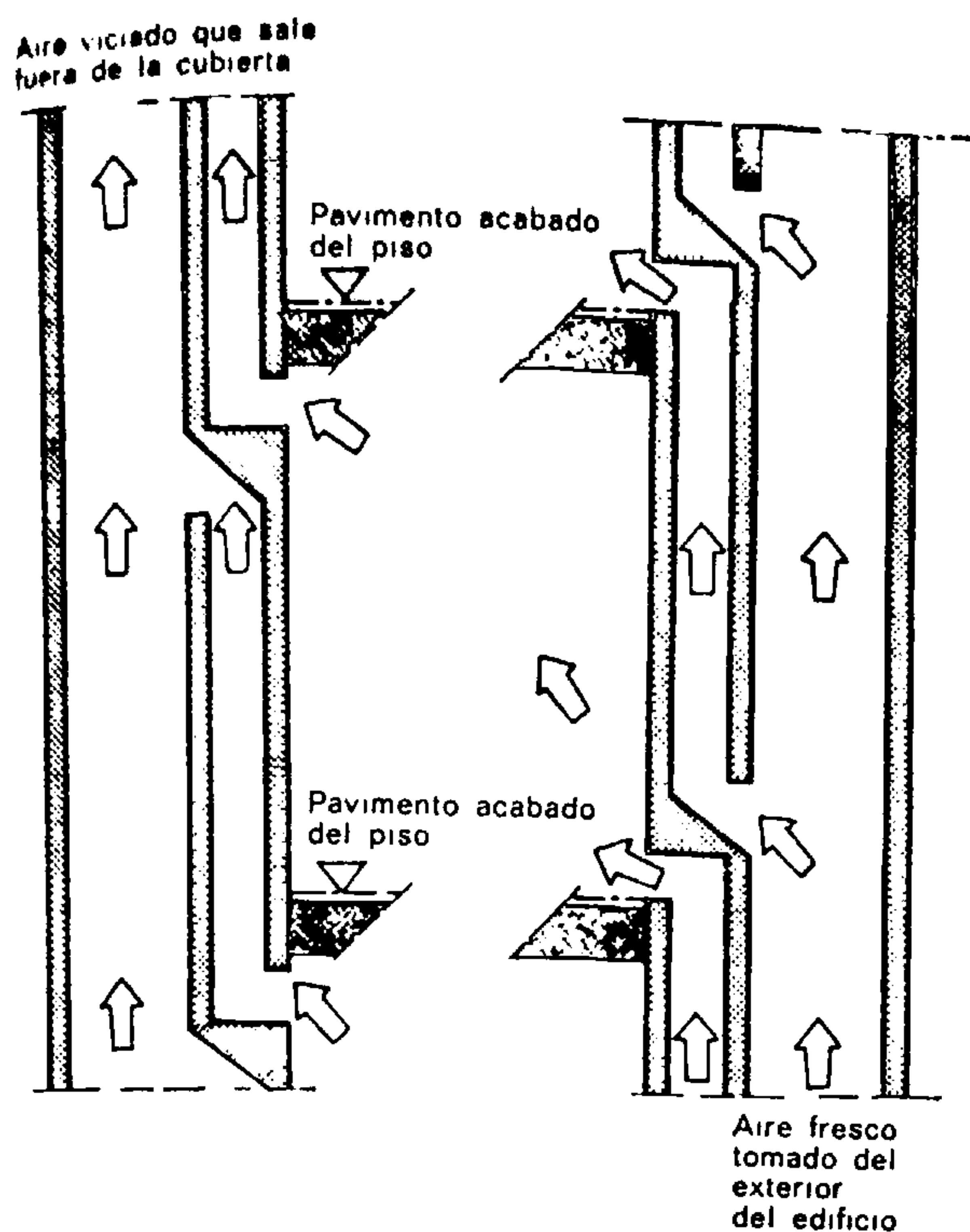


Fig. 586.

Ventilación por medio de conductos SHUNT (Corte vertical.)

El conducto unitario suele estar constituido con elementos de hormigón premoldeado. La parte de chimenea de ventilación que sobresale de la cubierta debe estar revocada.

La altura de la parte que sobresale de la cumbrera debe alcanzar, como en las chimeneas o conductos de humos, a 1,80 m por encima de las cubiertas en pendiente o bien a 1 m más arriba de la cumbrera. La colocación de un sombrerete o caperuza de aspiración mejora la fuerza ascensional del aire en los conductos.

Las tomas de aire exterior y sus conducciones hacia el interior de los locales están protegidas por rejas con o sin persianas orientables de obturación y están provistas a veces de telas mosquiteras.

5. EVACUACIÓN DE BASURAS

Para la evacuación de detritus y residuos domésticos se disponen unos conductos de hormigón armado premoldeado de sección cuadrada o rectangular.

En cada piso, un dispositivo permite la introducción de las materias, evitando al mismo tiempo la subida de los malos olores.

La ejecución y colocación de tales conductos exigen un acabado de juntas sin rebabas, a fin de evitar obstáculos que puedan entorpecer la caída y produzcan ruidos.

La fig. 587 representa un corte vertical de un conducto de esa clase.

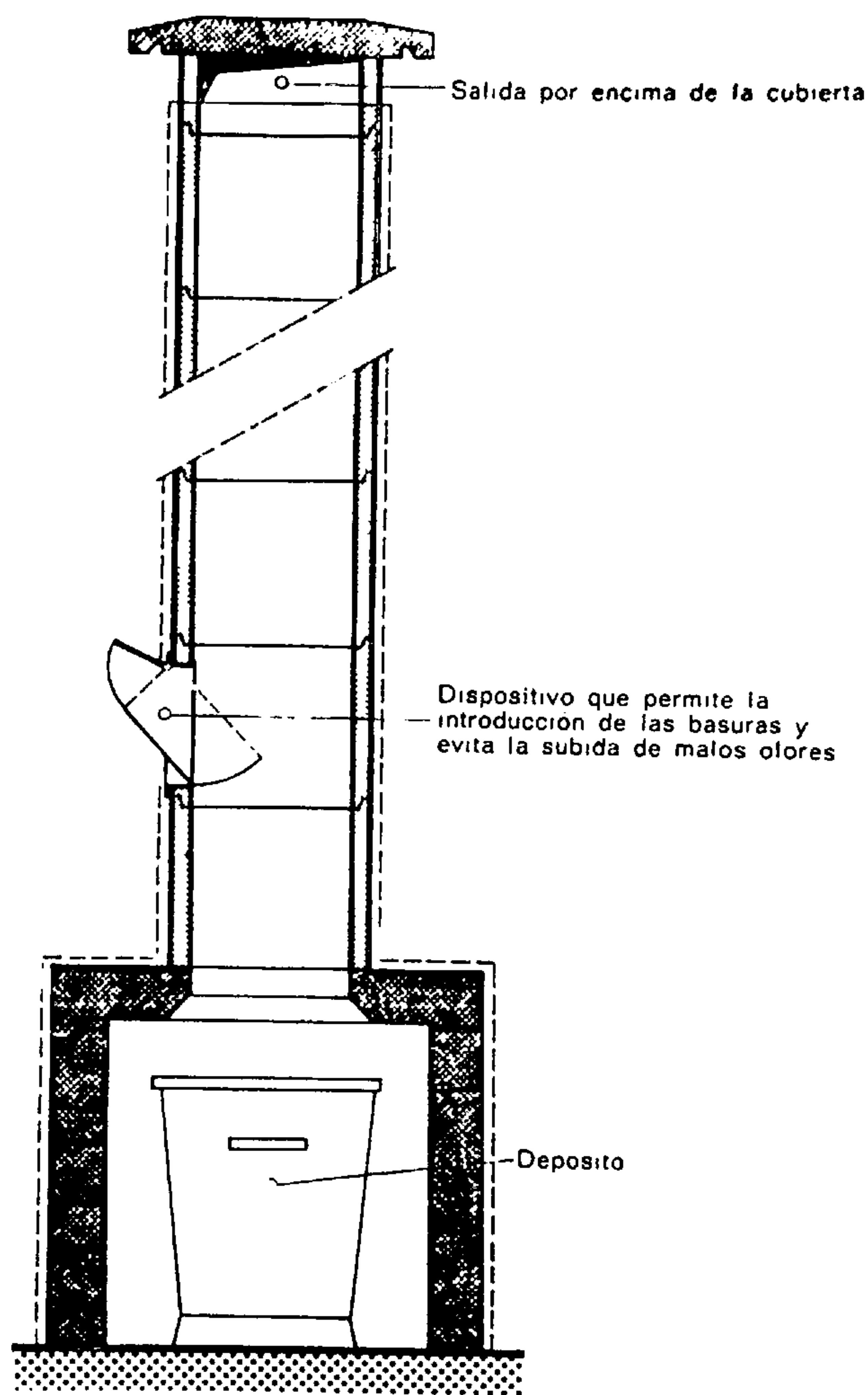


Fig. 587.

Corte vertical de una evacuación de basuras

UTN
Facultad Regional
San Rafael

CAPÍTULO XII

VANOS

1. PRINCIPIOS GENERALES

Se llaman *vanos* a las aberturas practicadas en las paredes con el fin de proporcionar luz, ventilación o para permitir el paso. Se comprenden, pues, dentro de esa denominación, las puertas y las ventanas.

Tragaluces son unas ventanas de pequeñas dimensiones destinadas a los locales de sótanos.

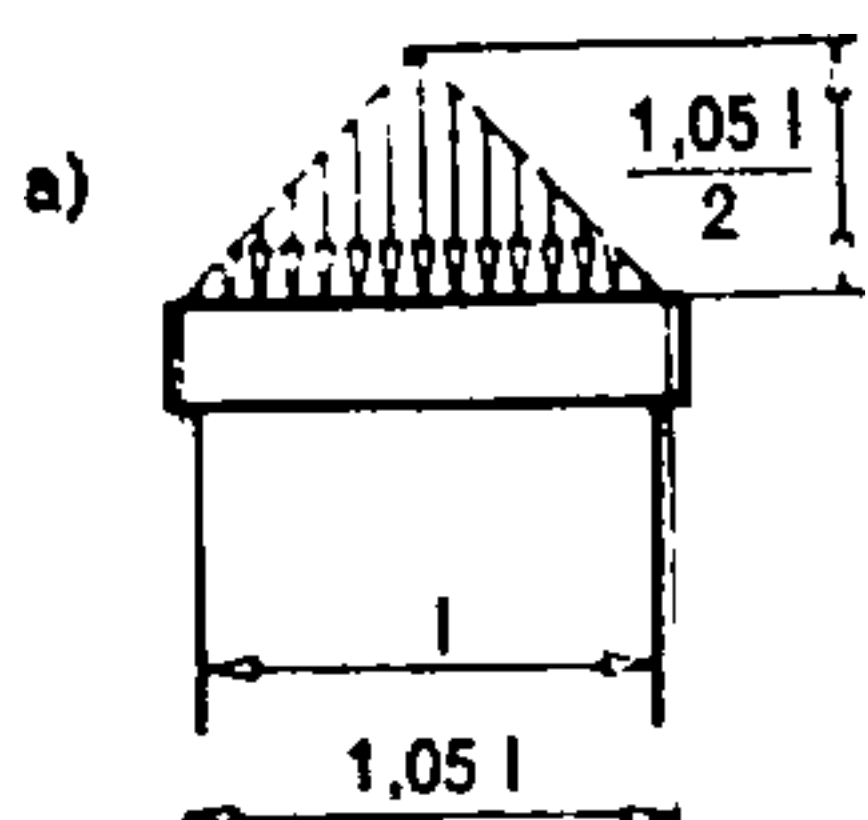
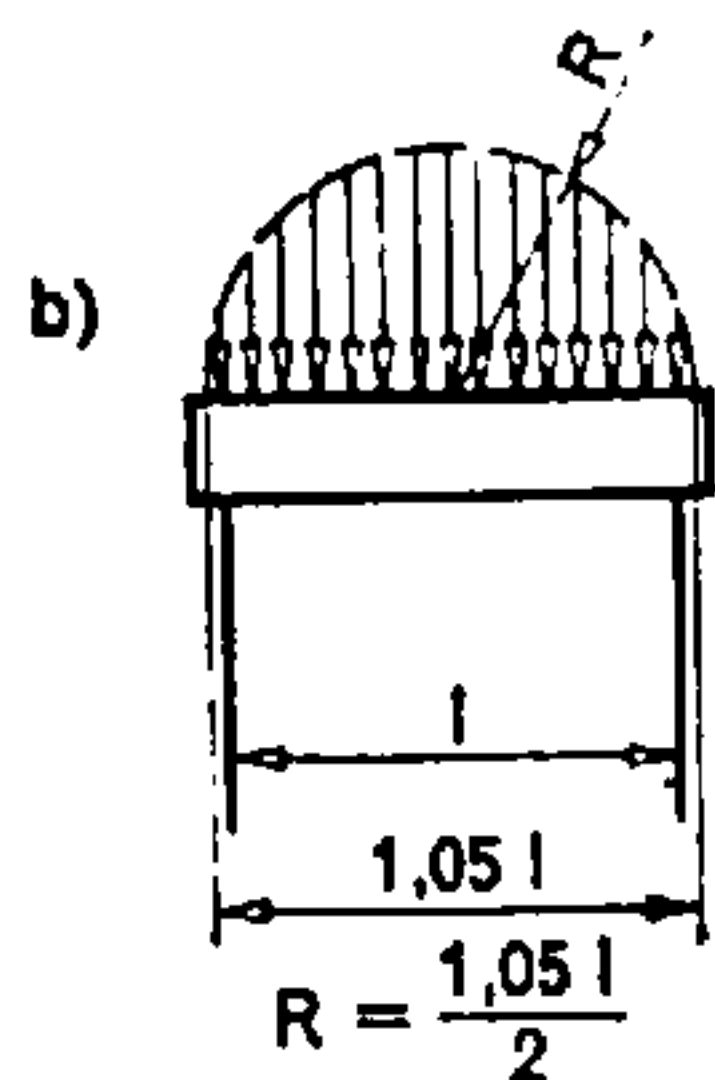


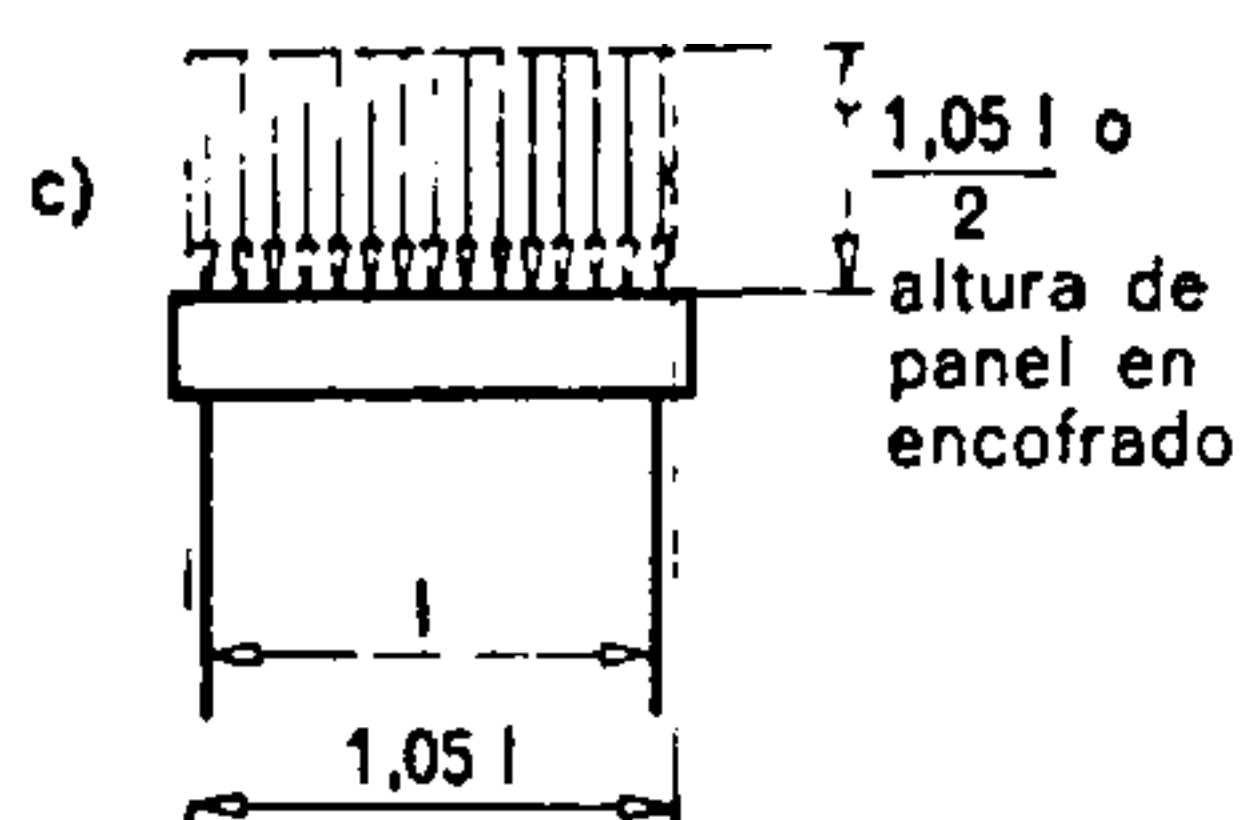
Fig. 588.

Reparto de las cargas sobre los dinteles en los diversos tipos de obra de fábrica



- a) Fábrica de ladrillos o de aglomerados de hormigón;
- b) Mampuestos de cantera;
- c) Hormigón colado.

La carga ejercida depende, pues, de la forma, de la distribución, del espesor de la pared y de su peso unitario.



La creación de una abertura en un muro para la colocación de un elemento de cierre trae consigo la ejecución de ciertos detalles. Estos detalles son idénticos para puertas y ventanas con la sola diferencia de que, si se trata de una puerta, el *antepecho* suprimido está sustituido por el umbral.

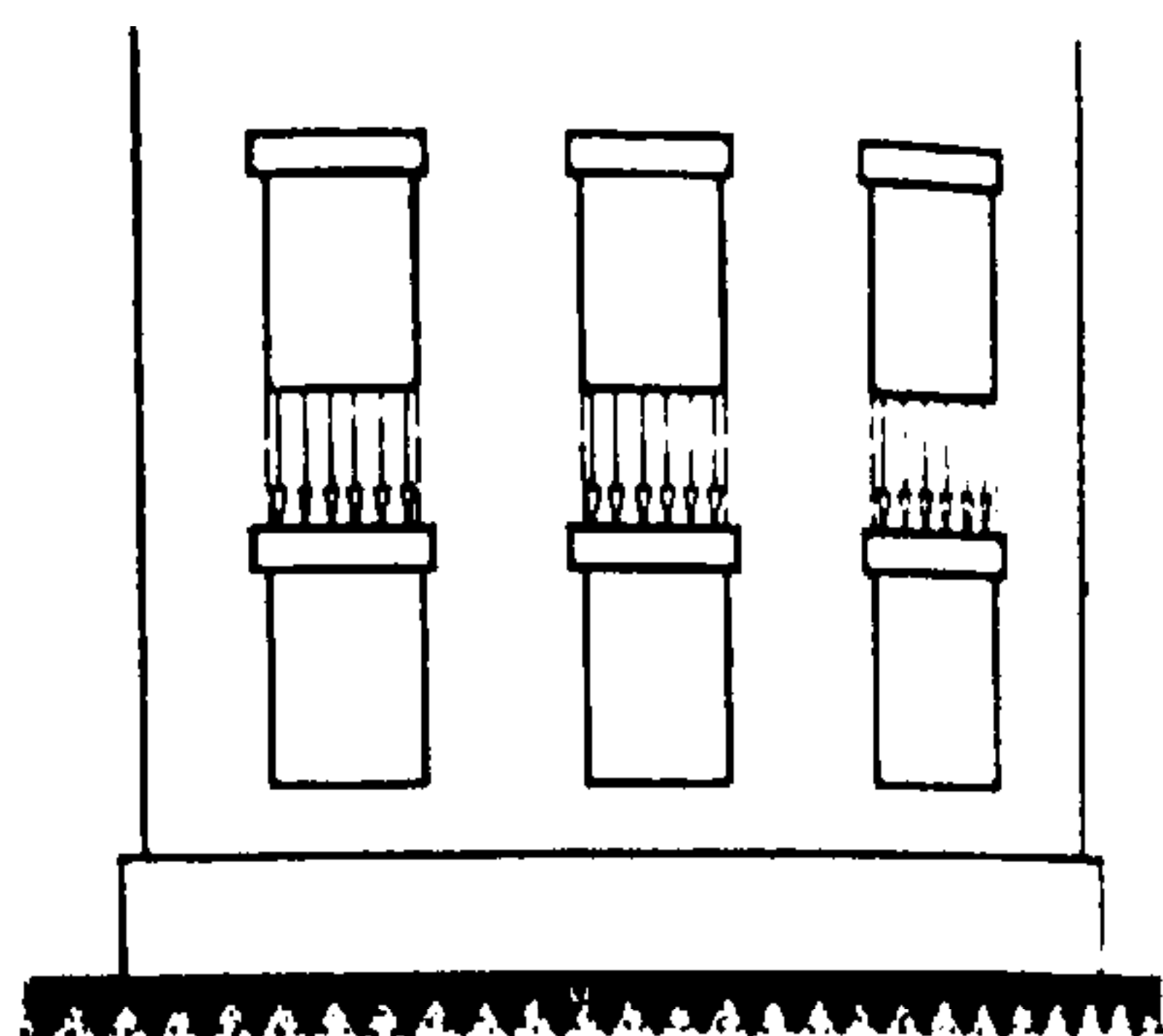
La dimensión de los vanos, generalmente de forma rectangular o arqueados a veces en su parte superior, está definida por su función y por ciertas consideraciones estéticas. En lenguaje de construcción, las dimensiones se dan siempre en el orden anchura-altura. Así, una ventana de 180·150 cm corresponde a 180 cm de anchura y 150 de altura;

una de 90·200 cm corresponde a 90 cm de anchura y 200 de altura.

La carga ejercida por el peso de la obra de fábrica sobre el dintel depende, por una parte, del material que forma la pared soportada y, por otra, del efecto de bóveda susceptible de manifestarse. En general pueden admitirse las distribuciones definidas por las figs. 588 y 589.

Fig. 589.

En una fachada en que las aberturas están superpuestas, la carga sobre el dintel es igual al peso del antepecho o alféizar. El postdintel es el soporte del piso.



2.1. VENTANAS Y PUERTAS

La terminología en uso con que designamos los detalles de estos elementos deriva de la arquitectura tradicional. Con el empleo de paredes ligeras y pisos monolíticos, cierto número de esos detalles ya no se ejecutan, particularmente en el caso de las paredes cortinas. Sin embargo, si el material y la forma evolucionan, el principio constructivo sigue siendo el mismo.

La terminología de las diferentes partes de una abertura queda explicada por la figura 590.

El *marco* es el conjunto de *dintel*, *jambas* y *apoyo*. Puede tener funciones estáticas, presentarse como elemento puramente decorativo o desempeñar simultáneamente ambas misiones. El marco puede constar

de una sola pieza: de hormigón armado, de construcción metálica o de piedra artificial;

de varios elementos: de piedra natural y de piedra artificial.

El marco únicamente decorativo se incorpora a la construcción luego de terminados todos los trabajos necesarios para la creación de la abertura. Los marcos de placas delgadas de piedras naturales, los de aluminio, etc. forman parte de esta categoría.

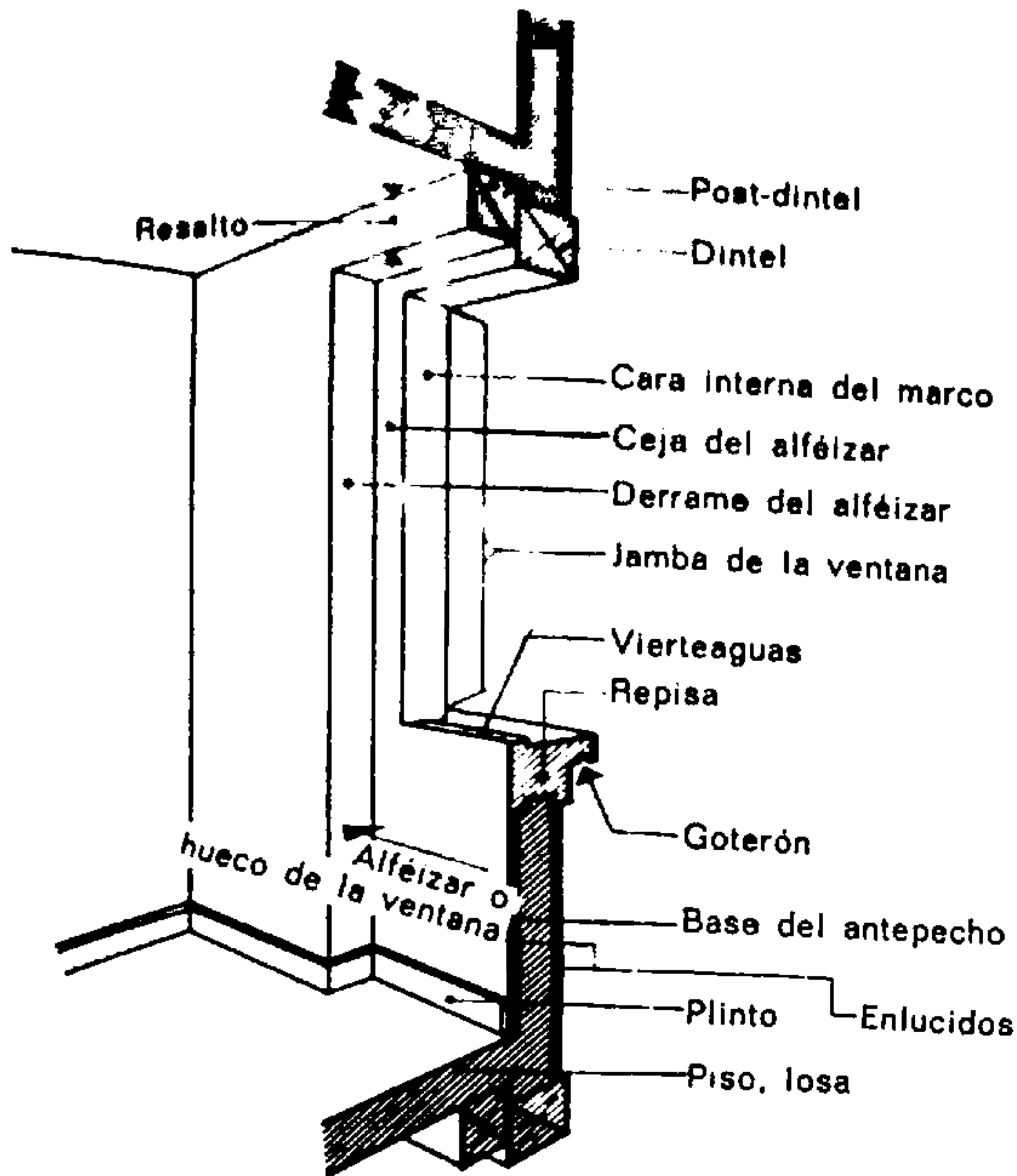


Fig. 590.

Nomenclatura de las piezas de una ventana

2.2. EL DINTEL

El *dintel* soporta el peso de la obra de fábrica situada por encima de la abertura, y transmite su carga a las *jambas*. Su sección está condicionada por las cargas soportadas y por la anchura del vano.

Cuando la luz de éste es pequeña, la sección viene dada por la práctica, sin cálculos; en cambio, no puede procederse así cuando la anchura del vano llega a ser importante.

El dintel puede quedar enteramente incorporado en el espesor de la pared o bien sobresalir en la fachada.

Los dinteles rectos pueden ser de madera, de piedra natural o artificial, de hormigón armado o de estructura metálica; los dinteles arqueados, de piedra natural o artificial y de hormigón armado.

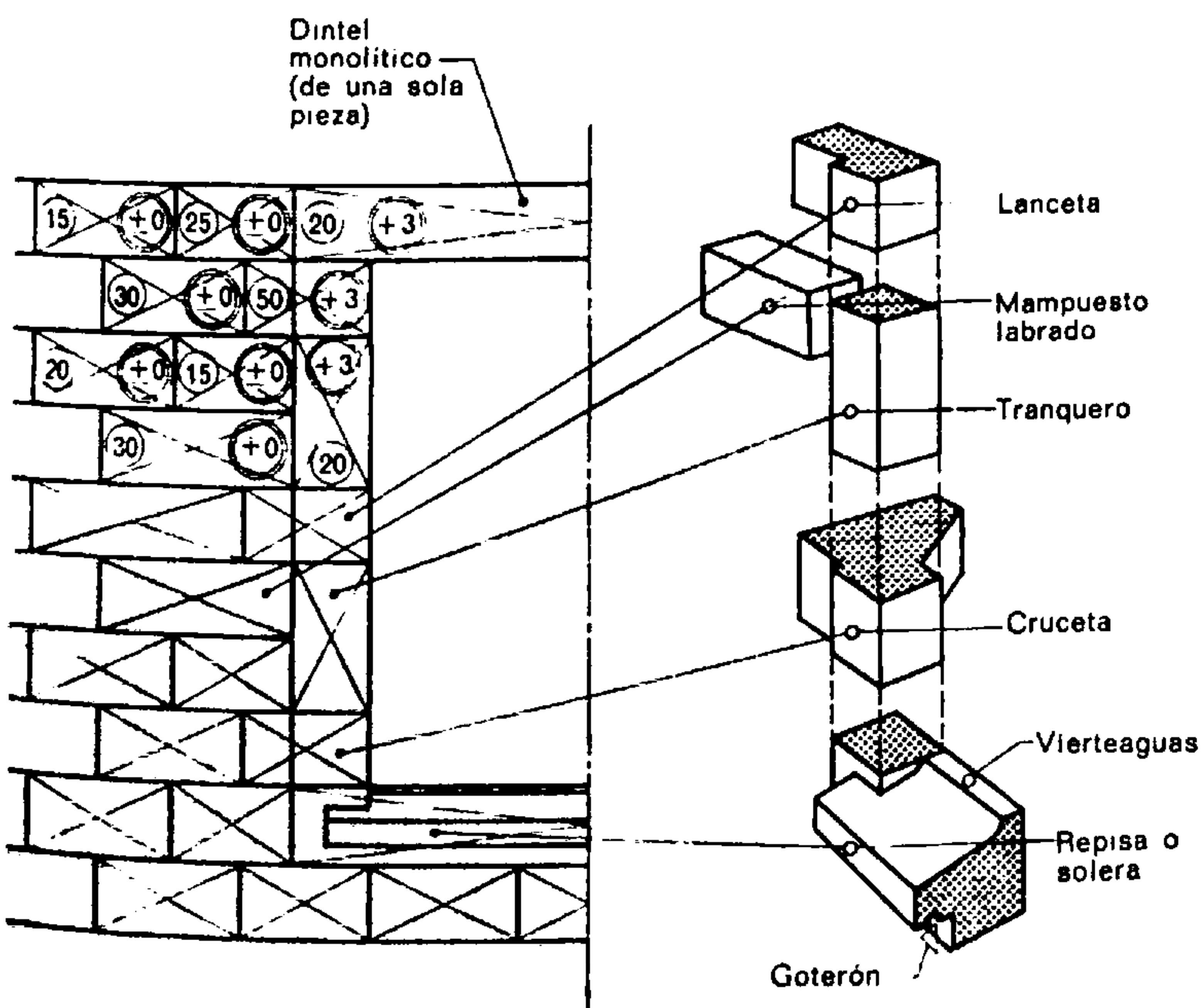


Fig. 591.

Dibujo del aparejo de sillería de una ventana

Todas las piezas están acotadas y está también indicada la alineación de colocación de las mismas. Cada piedra está definida en el espacio; la monte de cada una la traza el maestro cantero:

- : Profundidad de la piedra (trazado en azul en los tirantes)
- ⊙ : Alineación de colocación con relación a la alineación principal (trazado en rojo en los tirantes).

La elección del material depende de las características mecánicas necesarias, del aspecto estético deseado y del equilibrio financiero.

a) **Madera:** No es aconsejable el empleo de la madera para la realización de dicho elemento. La incorporación de este material vivo origina generalmente grietas y el enlucido no se le adhiere sino mediante sistemas arcaicos.

b) **Piedra natural:** La cubierta monolítica (de una sola pieza) puede bastar para los vanos de luz pequeña. Para conservar esta solución cuando la luz excede de 1,20 m, es prudente construir encima un arco de descarga (de ladrillo, por ejemplo) para aliviar el dintel. El dintel adovelado plano (especie de bóveda con el intradós plano) y los arcos (de medio punto, carpanel, escarzano, elíptico, etc.) pue-

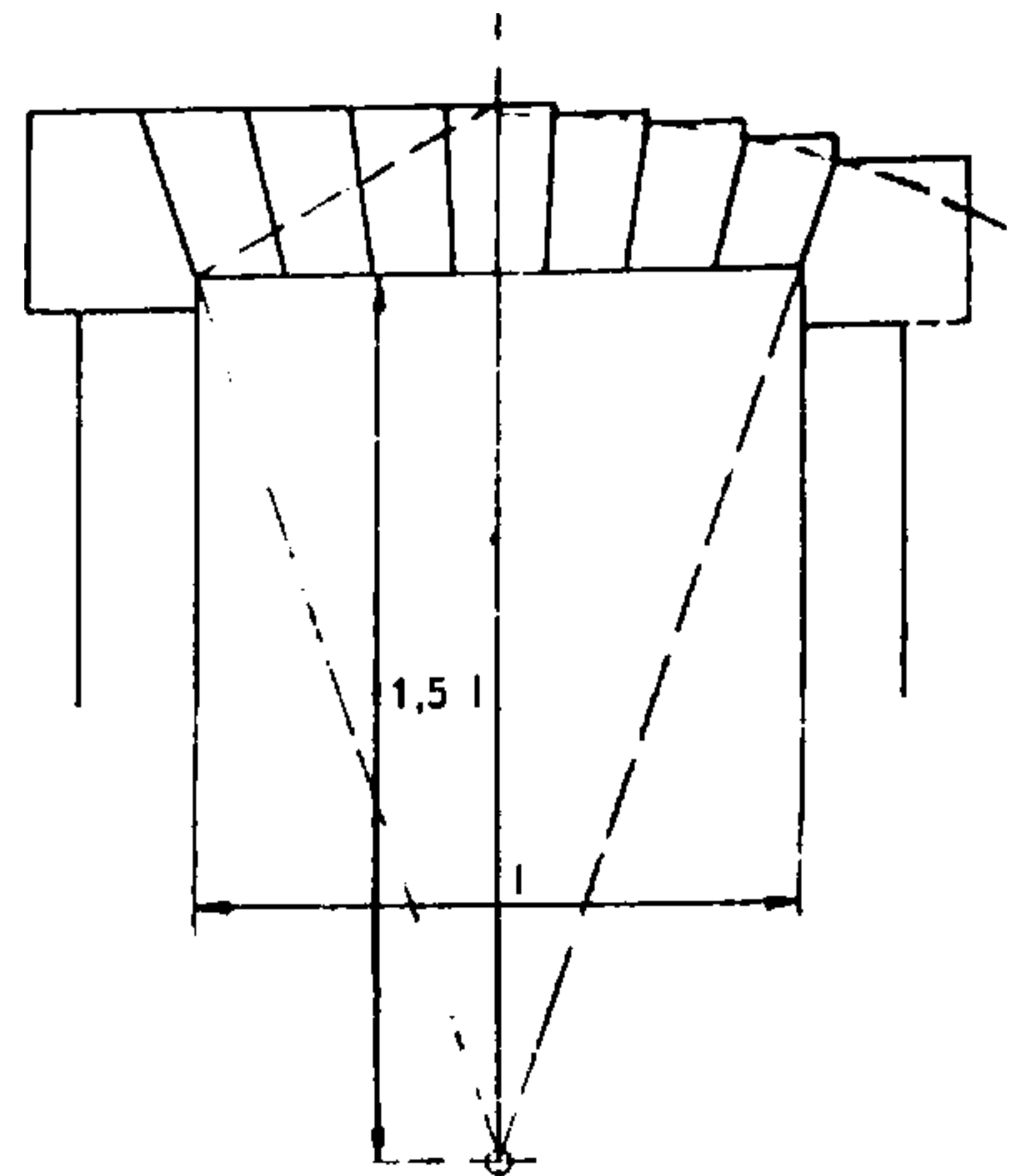


Fig. 592.

El trazado de las juntas a partir de un centro situado sobre el eje de simetría, a 1,5 l del intradós del dintel, da dovelas cuyas aristas inferiores son menos agudas.

den realizarse mediante dovelas previamente labradas. Las figs. 592 a 600 indican algunas disposiciones de aparejos contruidos a base de sillería.

No hay que perder de vista que las bóvedas ejercen empujes horizontales importantes que deben ser absorbidos por la obra de fábrica de su alrededor o por tirantes debidamente dispuestos.

c) Piedra artificial: Este material, bajo la forma de elementos premoldeados, puede utilizarse para

montajes y acoplamientos del mismo modo que la piedra natural. En cambio, a causa de la posibilidad

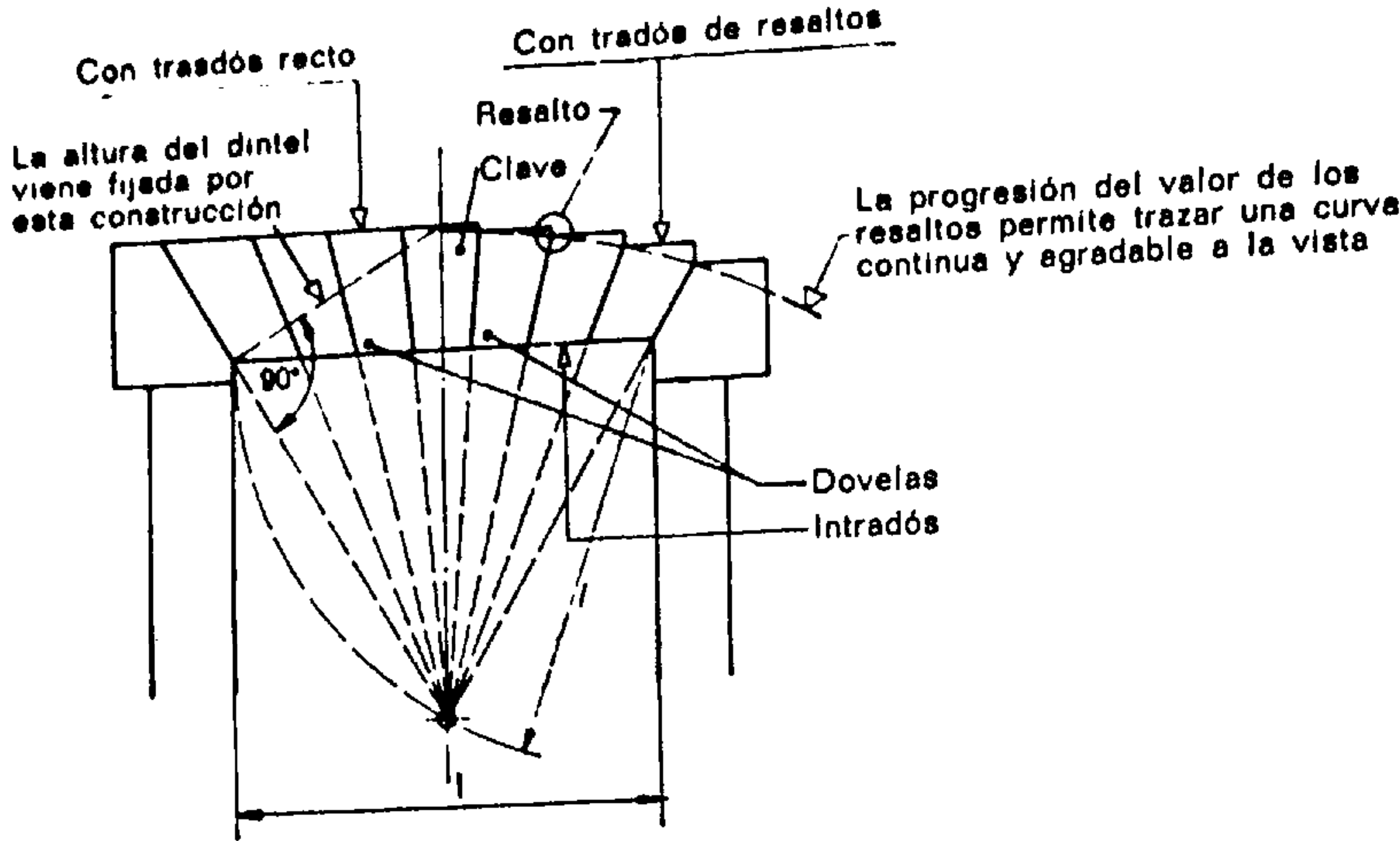


Fig. 593.

Bóveda adintelada

Las juntas de las bóvedas planas o adinteladas pueden trazarse a partir de un centro, definido por el abatimiento de la luz de abertura l hasta el eje de simetría, según lo indica esta figura.

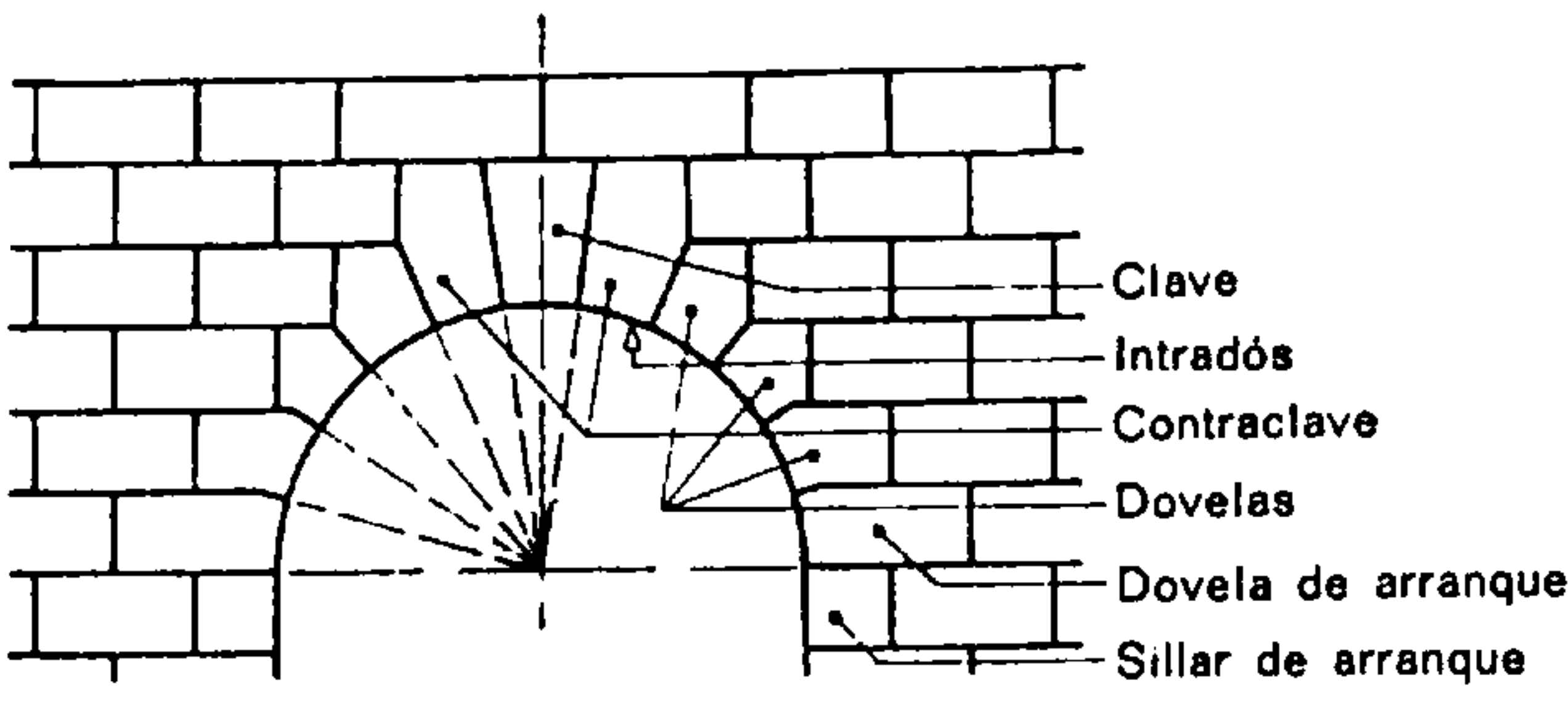


Fig. 594.

En una obra de sillería la cola de las dovelas se labra con resaltos*.

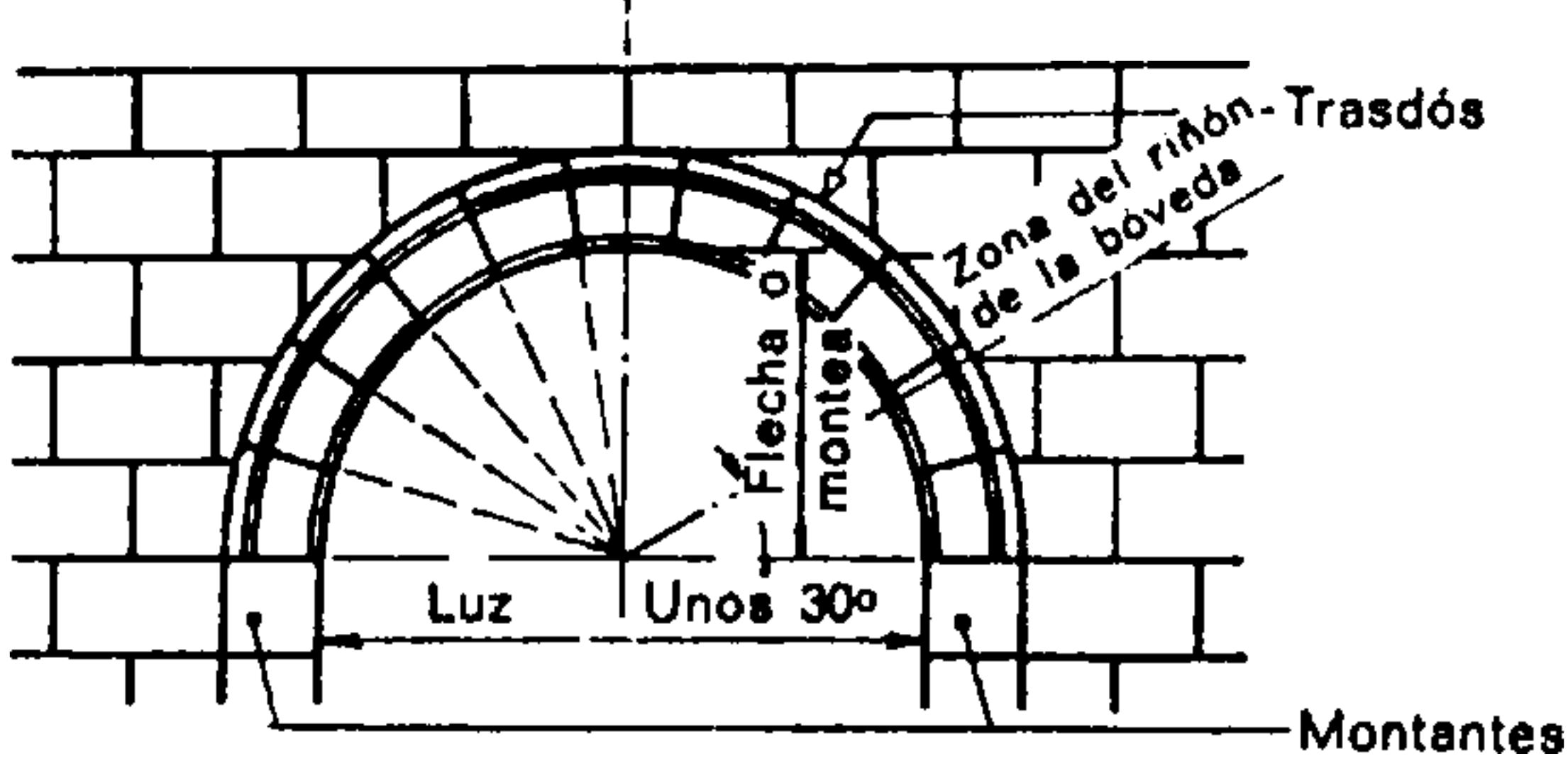


Fig. 595.

Arco de sillería en una obra de fábrica de sillarejo. Cuando la fábrica es también de sillería el saliente de la arquivolta debe hacerse labrando las dovelas con resaltos*.

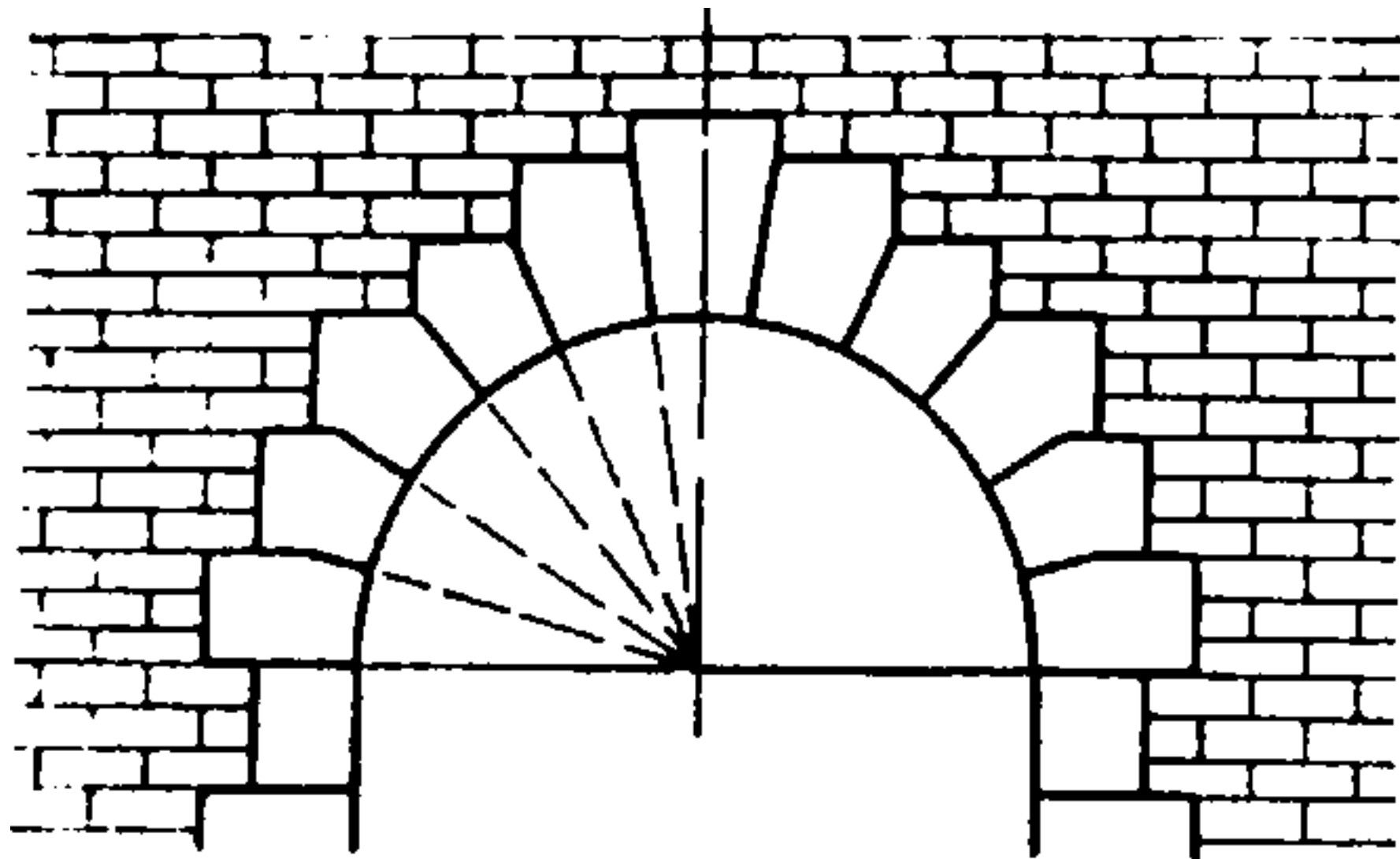


Fig. 596.

El aparejo que presenta colas de dovelas con resaltos o escalones se encaja en obras de fábrica de sillarejo o de ladrillo. En esta última la altura de las juntas verticales es un múltiplo de la altura de las hiladas*.

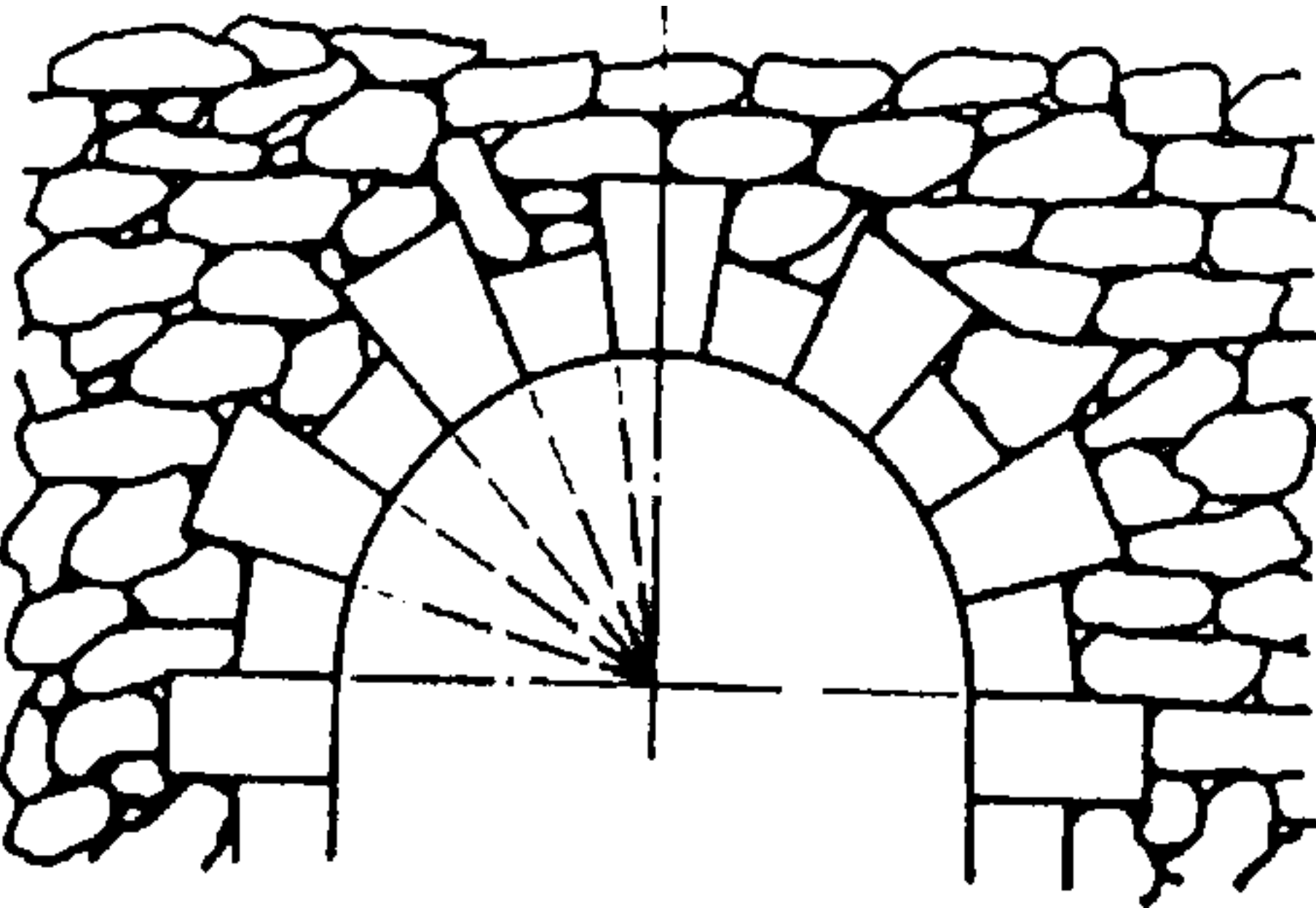


Fig. 597.

El aparejo de adaraja es apropiado para las bóvedas ejecutadas en una mampostería ordinaria cuando las piedras o mampuestos son de reducidas dimensiones*.

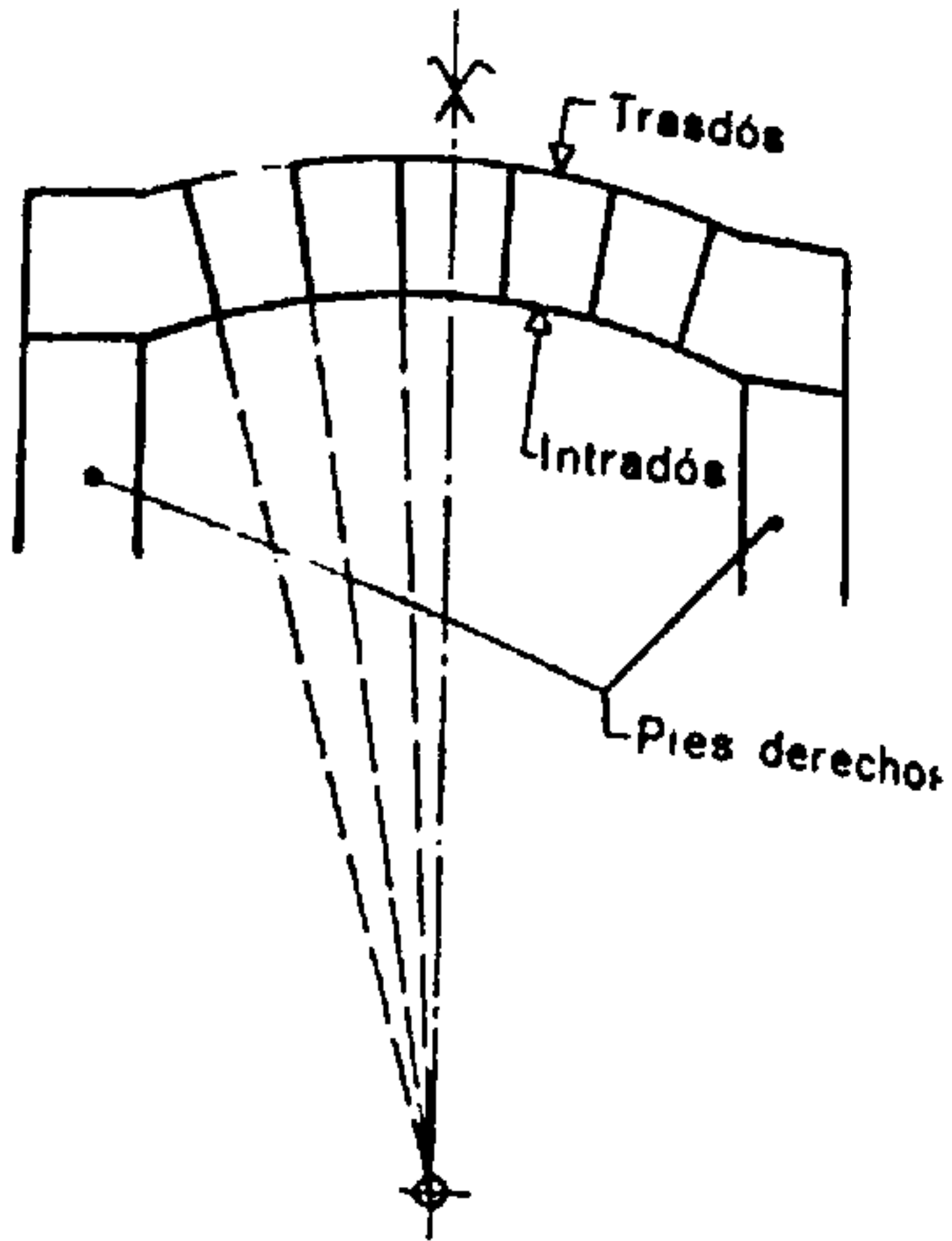


Fig. 598.

Dintel de arco rebajado (escarzano)

Las juntas de las dovelas convergen hacia el centro del trazado del intradós.

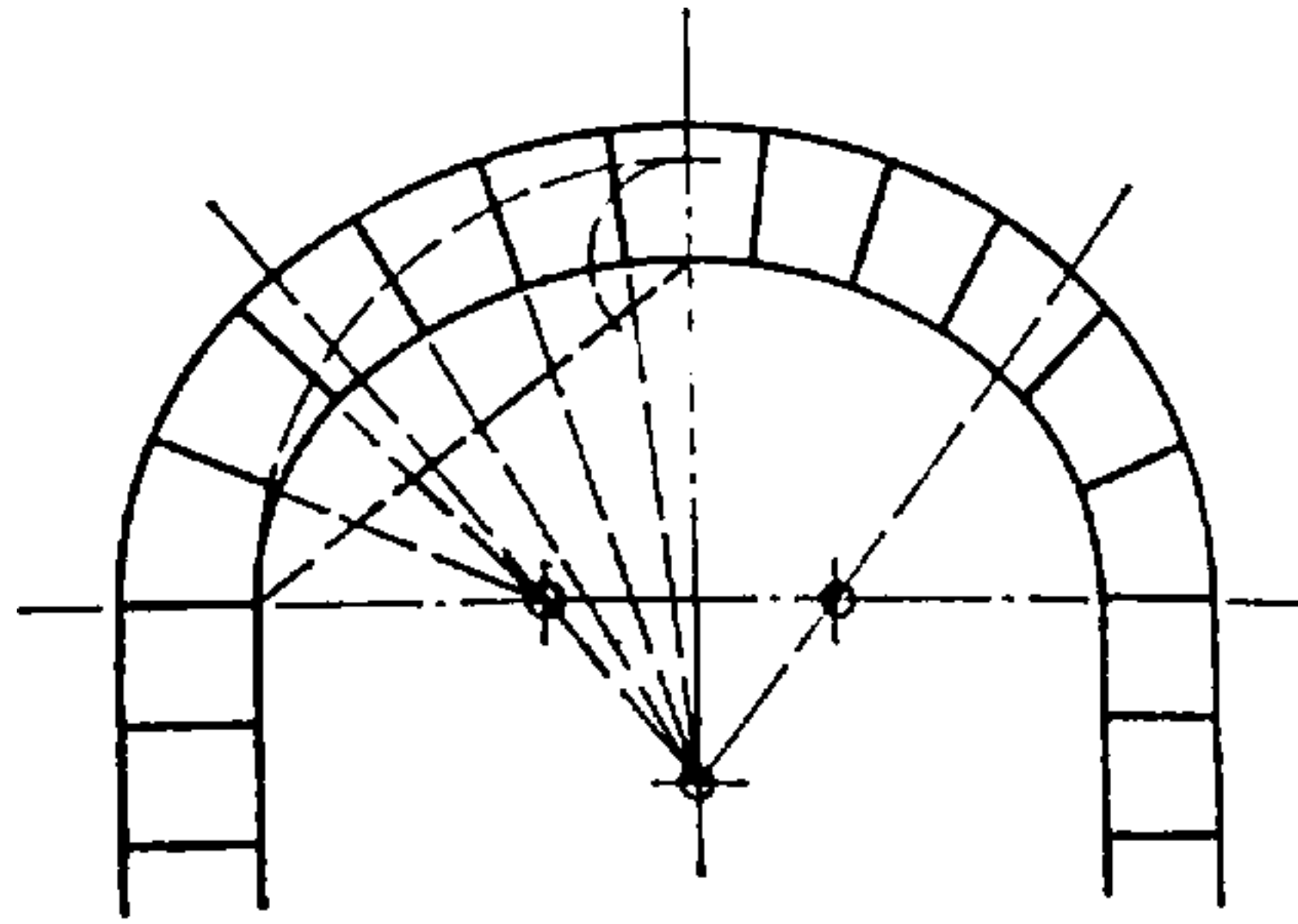


Fig. 599.

Dintel de arco carpanel, de tres centros
(véase la construcción de la curva en el capítulo XIV: Geometría)

Las juntas de las dovelas convergen hacia los centros utilizados para el trazado de la curva. Esta observación es válida cualquiera que sea el número de centros de la curva.

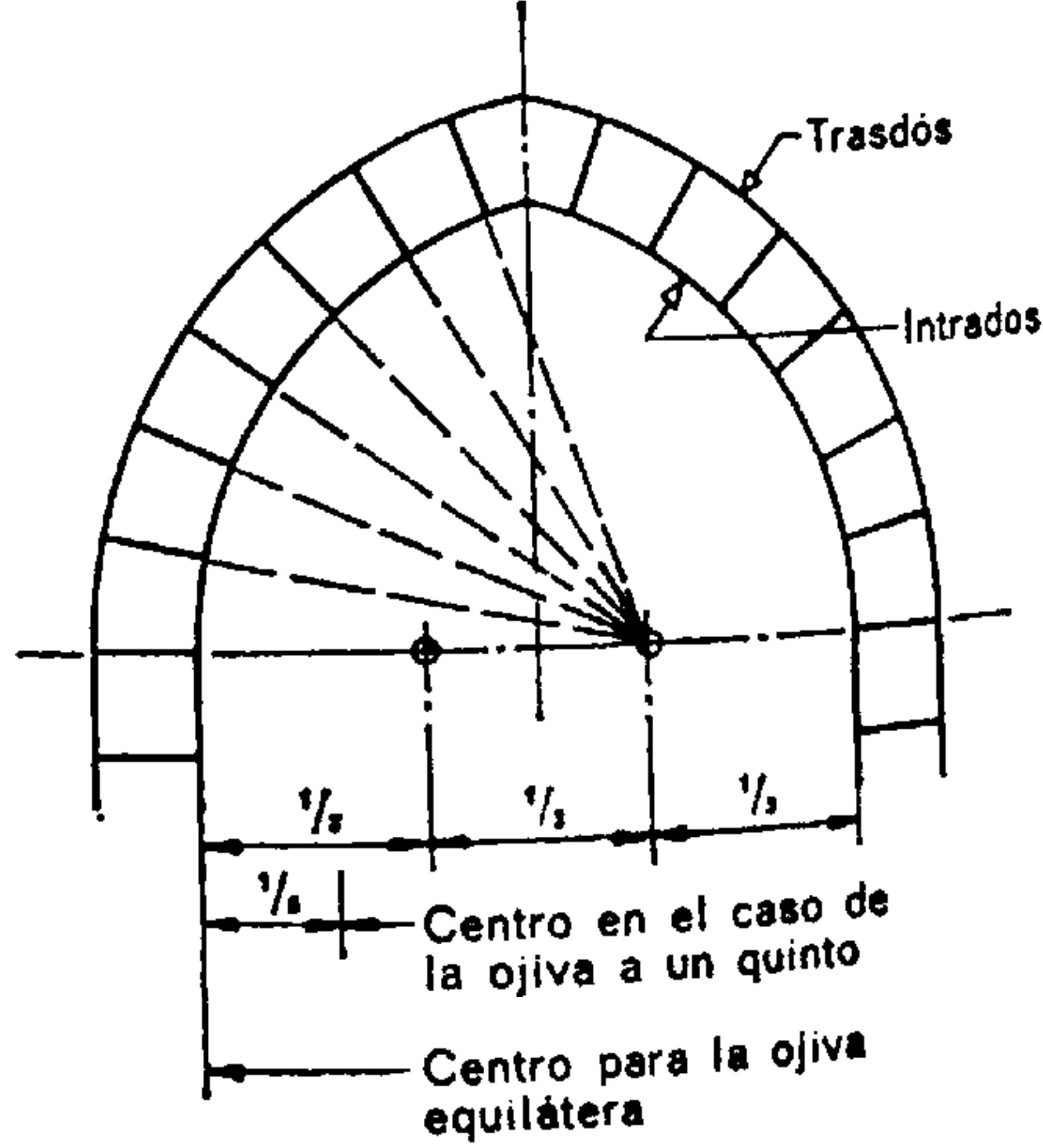


Fig. 600.

Dintel ojival (al tercio)

Las juntas de las dovelas convergen hacia el centro de las curvas.

* Aparejos de sillería para bóvedas de medio punto.

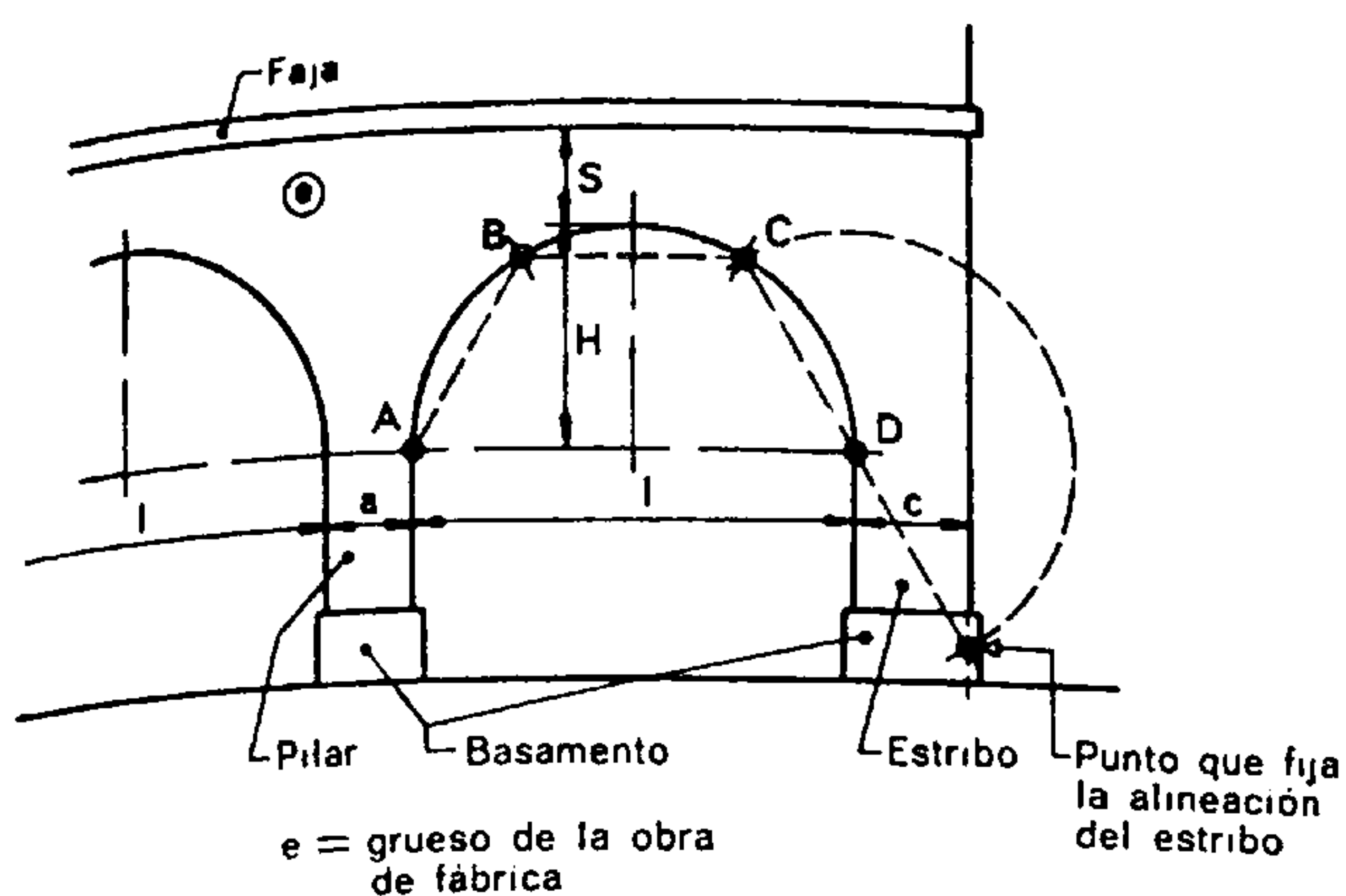


Fig. 601.

Ancho de los pilares

Medio punto	Arco escarzano	Arco carpanel
$a = \frac{l}{5}$	$a = \frac{2l}{7}$	$a = \frac{l}{4}$

El espesor o grueso S en la clave de la bóveda puede determinarse aproximadamente por las expresiones siguientes:

Bóvedas sin sobrecargas (únicamente el peso propio)	$S = 0,085 \cdot \sqrt{2a}$
Bóvedas con sobrecargas	$S = 0,17 \cdot \sqrt{2a}$
Bóvedas con fuertes sobrecargas	$S = 0,35 \cdot \sqrt{2a}$

Lado derecho de la figura: Trazado de arquitectos del siglo XVI que sirve para determinar el espesor de los estribos que soportan a las bóvedas. Este trazado es aplicable cualquiera que sea la forma de la bóveda (medio punto, carpanel, ojival, parabólica, etc.). Los segmentos AB, BC, CD deben ser de igual longitud y están situados en la curva de la bóveda. En el caso de medio punto, la semicircunferencia se divide en tres partes iguales.

de incorporar una armadura al núcleo de hormigón, tales elementos permiten salvar grandes luces si se realizan en el lugar de su emplazamiento. Las dimensiones mínimas adoptadas dependen del espesor de la capa de enlucido y del ulterior trabajo o tratamiento que haya de sufrir la superficie de imitación de piedra.

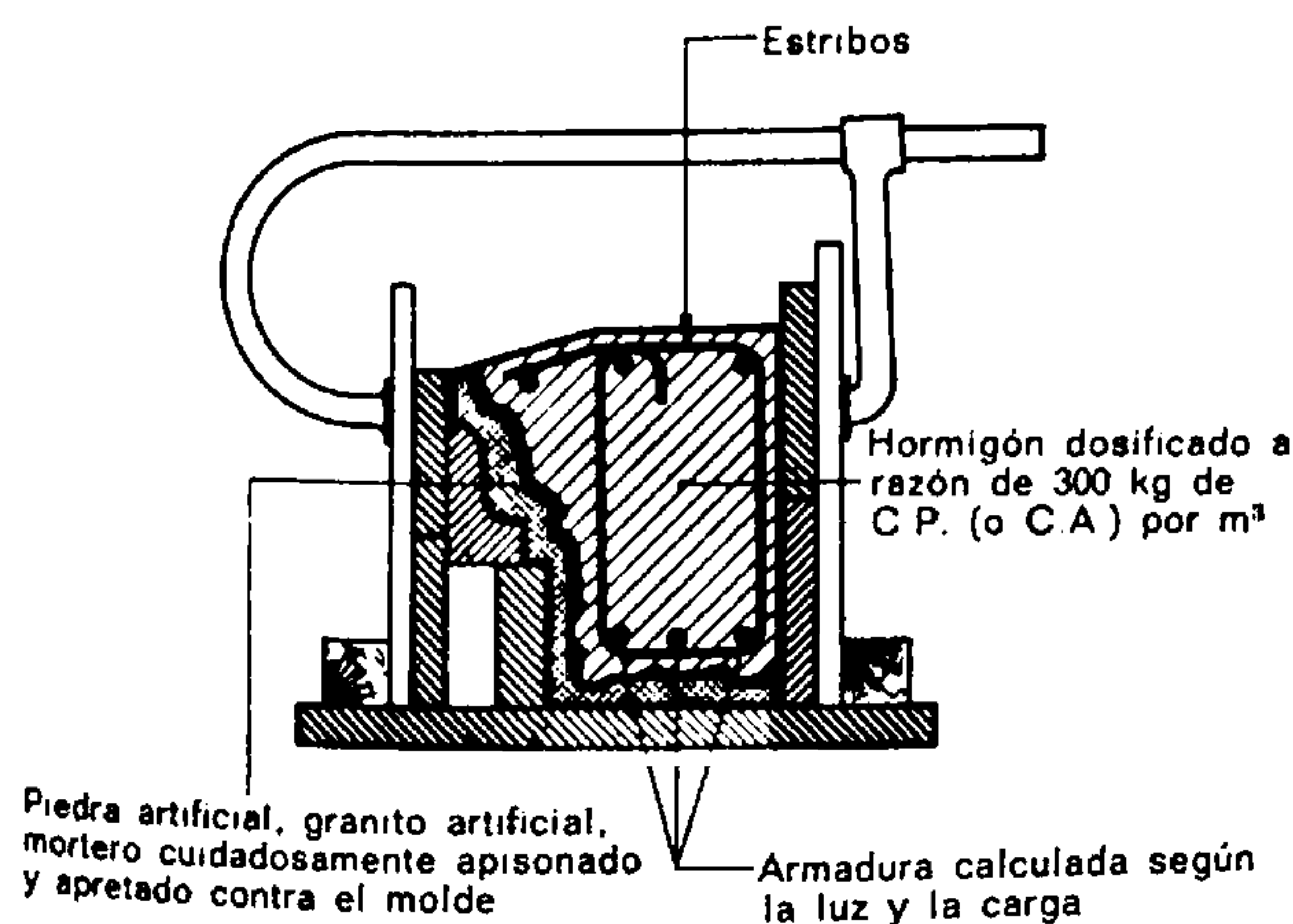


Fig. 602.

Dintel de piedra artificial, armado

La parte visible puede estar labrada o trabajada según preferencias.

d) Hormigón armado: Premoldeado, para dimensiones pequeñas o realizado *in situ*, el hormigón armado es el que ofrece las máximas posibilidades para la realización de dinteles. Los dinteles de hor-

migón armado se calculan como si fueran vigas. Este material permite, además, diseñar en los dinteles un hueco donde alojar las cajas de las persianas enrolladas.

e) Laminados metálicos: Cuando el dintel no ha de verse en la fachada o debe estar disimulado, el empleo de los laminados de hierro de serie ofrece interesantes posibilidades de realización. Este material permite además una puesta en carga inmediata después de la colocación. Gracias a esa valiosa ventaja, es muy indicado para la ejecución de dinteles en obras antiguas (creación de aberturas en paredes ya existentes).

Es indispensable que se proteja el metal contra la oxidación por medio de una pintura adecuada o por un recubrimiento cuidadoso con hormigón tras la puesta en obra. El revestimiento de los laminados mediante un enlucido de mortero para mejorar su aspecto se facilita con la puesta en obra preliminar de un enrejado o tela metálica que rodea el conjunto de los laminados.

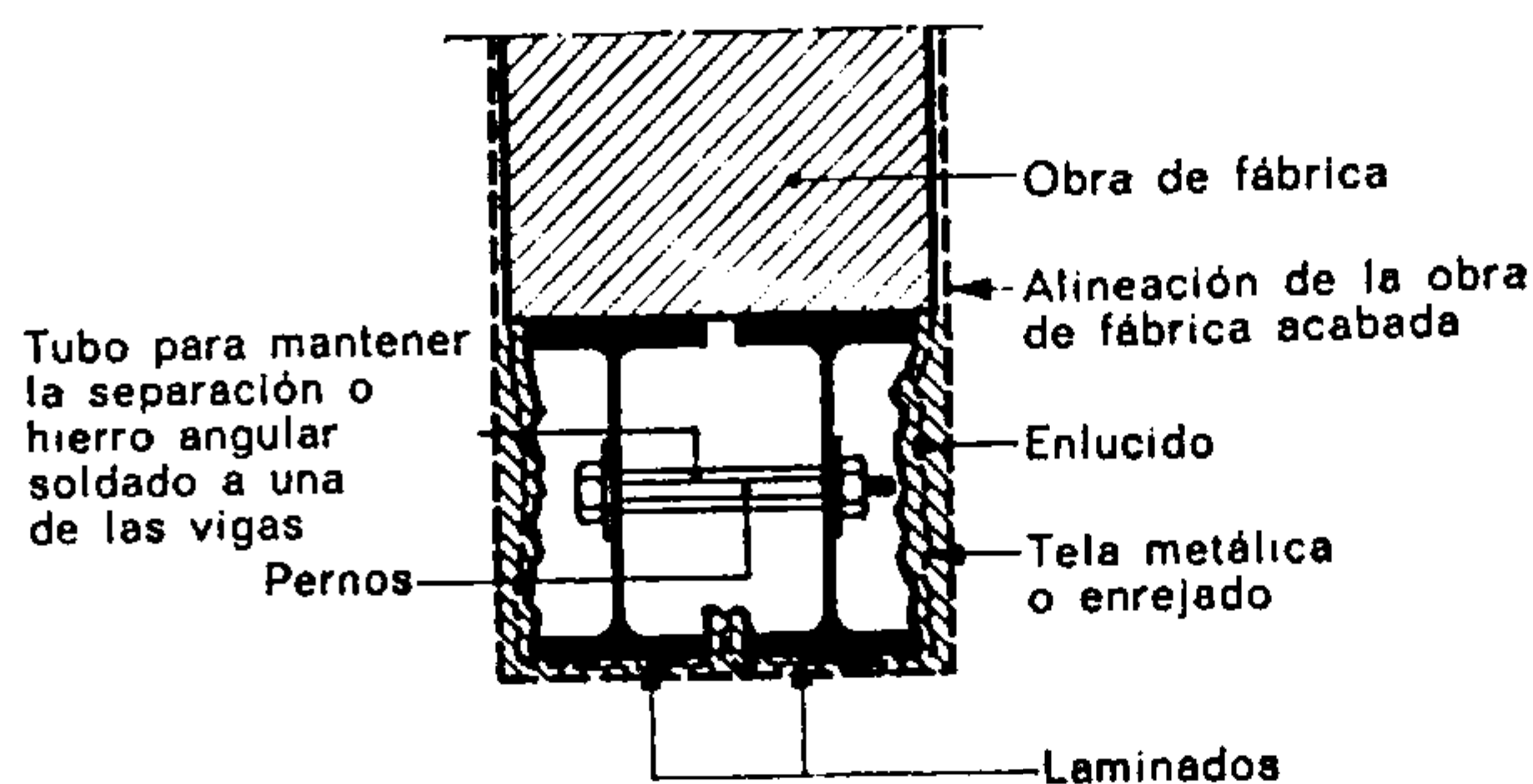


Fig. 603.

Dintel de gran luz (o fuerte carga) hecho con vigas laminadas

Se denomina *cargadero* a los dinteles muy anchos y de gran sección.

La longitud del apoyo de los dinteles debe estar en relación con los pesos que tengan que transmitir a las jambas (hay que hacer la comprobación de la compresión real sobre los materiales de los apoyos). Cuando el marco es visible, la longitud del apoyo

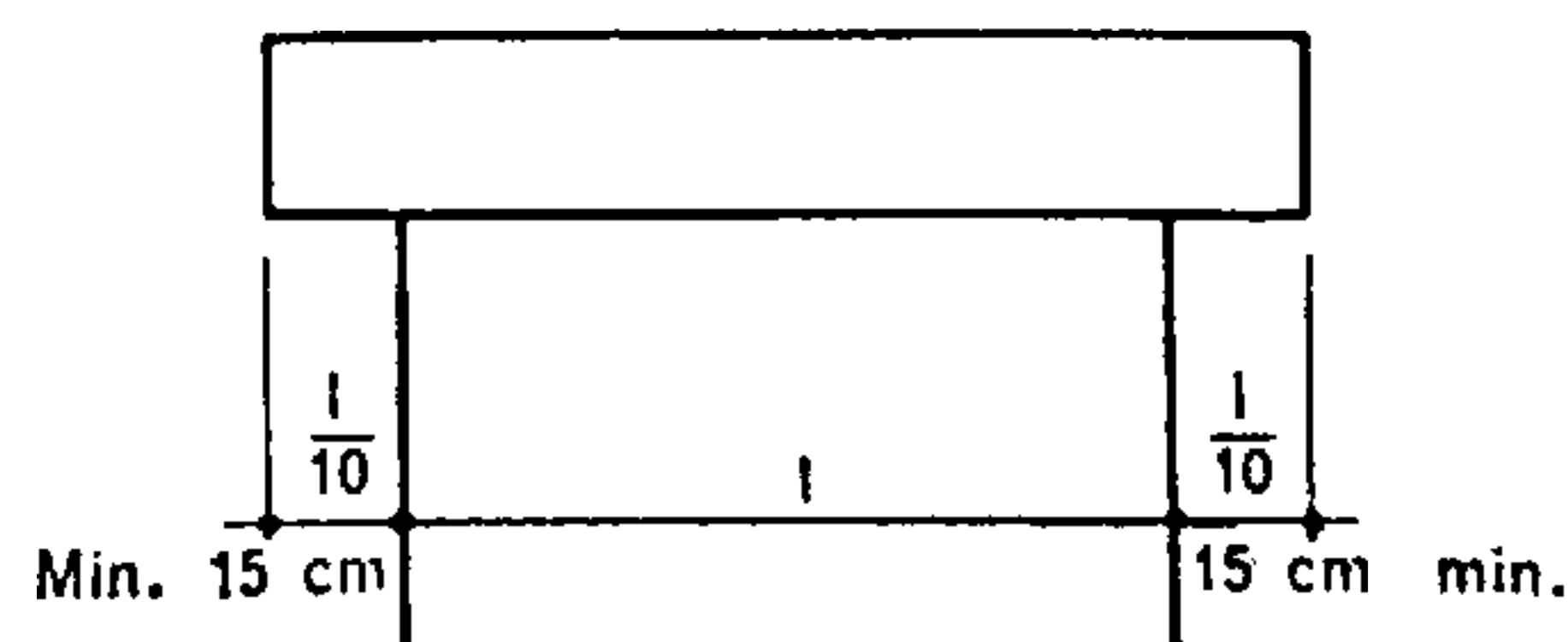


Fig. 604.

El apoyo de los dinteles sobre los pies derechos debe ser suficiente para que estos últimos no se aplasten.

suele corresponder a la anchura de las jambas. En el caso de dinteles embebidos en la pared puede preverse como primera aproximación una longitud de apoyo igual al $\frac{1}{10}$ de la luz pero de 15 cm como mínimo.

Tabla 35.— Diámetro B* de los rollos de persianas con listones moldurados y prismáticos, en cm (incluido juego)

Grueso de los listones	Altura de la persiana en cm										
	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
6 mm	15	16	18	19	20	21	22	23	24	25	26
9 mm	17	19	21	22	23	25	27	28	29	30	31
12 mm	18	21	23	25	26	28	31	32	33	34	35
15 mm	20	22	25	27	29	32	35	36	37	38	39

Para listones móviles hay que añadir un 15-20 %; para anchuras de más de 200 cm se añadirán otros 2 cm.

* B varía con la altura de la persiana y el grueso de los listones.

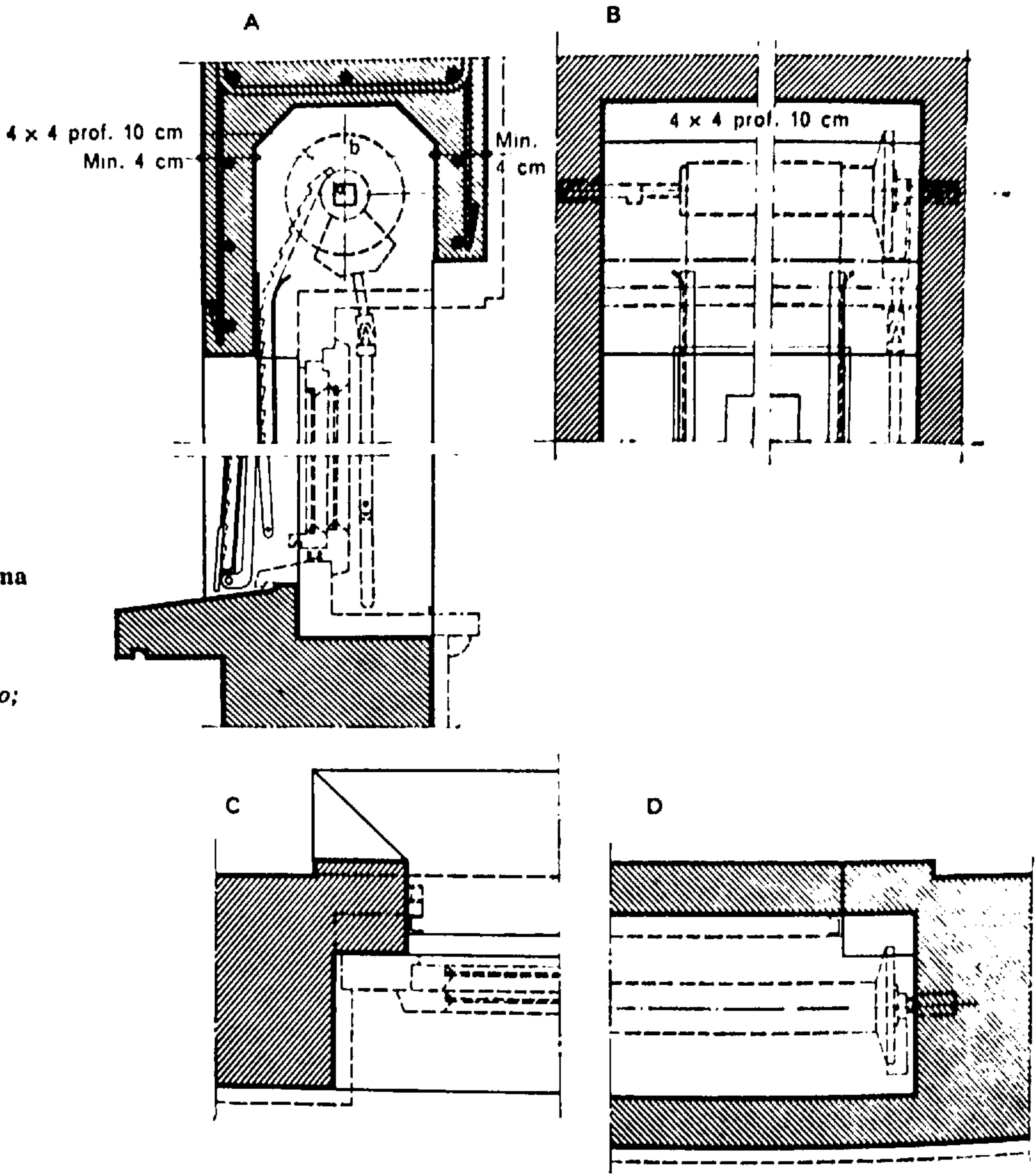


Fig. 605.
Dintel que lleva un cajón para persiana enrollable
A) Corte transversal;
B) Corte vertical longitudinal;
C) 1/2 corte horizontal por el pie derecho;
D) 1/2 corte horizontal por el dintel.

2.3. LAS JAMBAS

Las jambas (que también se llaman pies derechos en algunas regiones) pueden consistir simplemente en una esquina escuadrada del material que compone el muro. Esta solución económica se lleva a cabo sobre todo en paredes de ladrillo o de aglomerados. El marco del vano está entonces acabado por medio de un enlucido con cemento alisado que una arista viva separa del enlucido decorativo de la fachada.

Si es de piedra natural o artificial, la jamba puede constar de una sola pieza hasta tamaños de 1,75 m aproximadamente. (Este valor máximo depende de su sección y del material escogido.) Por encima de dicho valor y por razones de su peso y de resistencia,

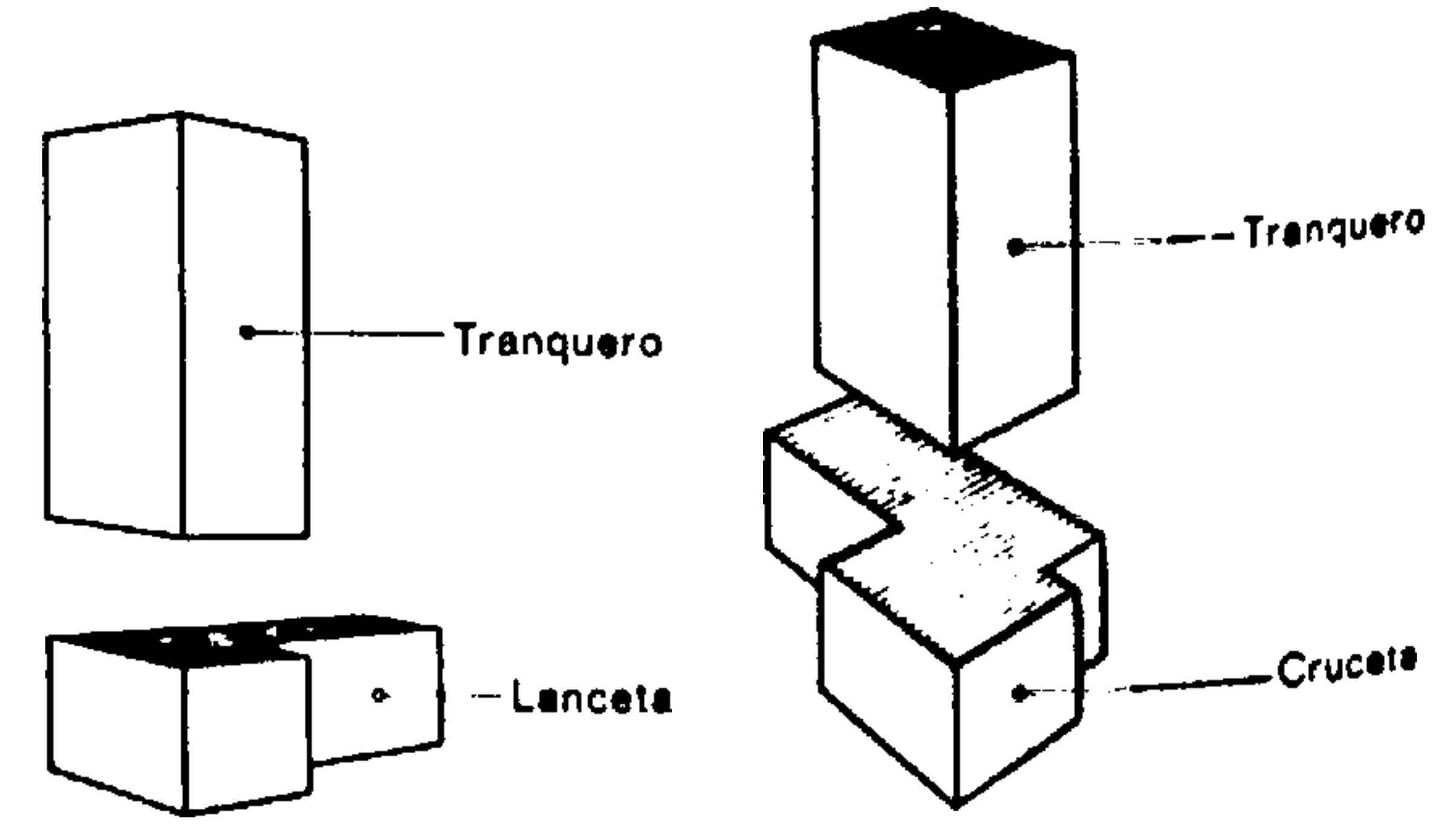
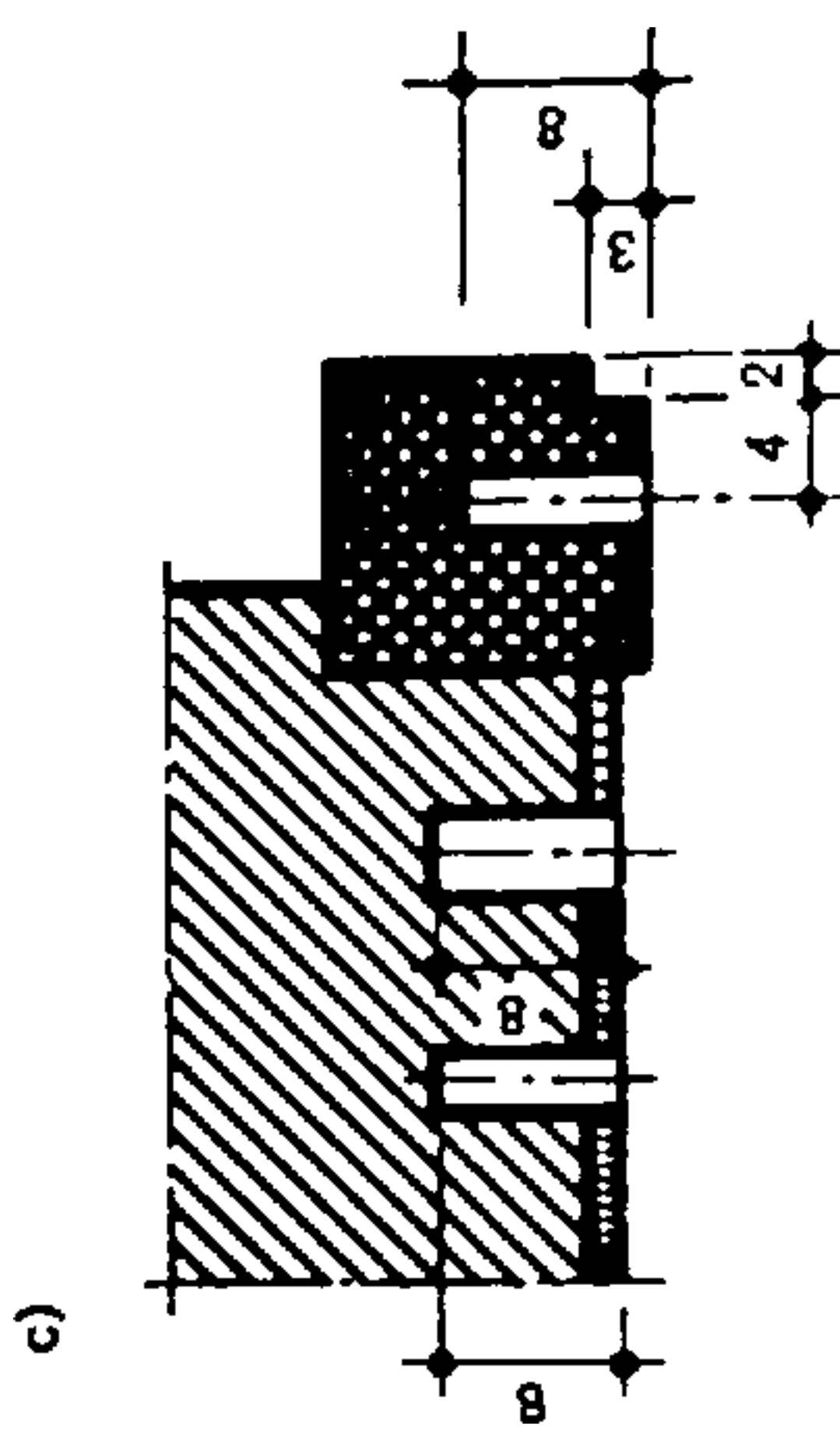
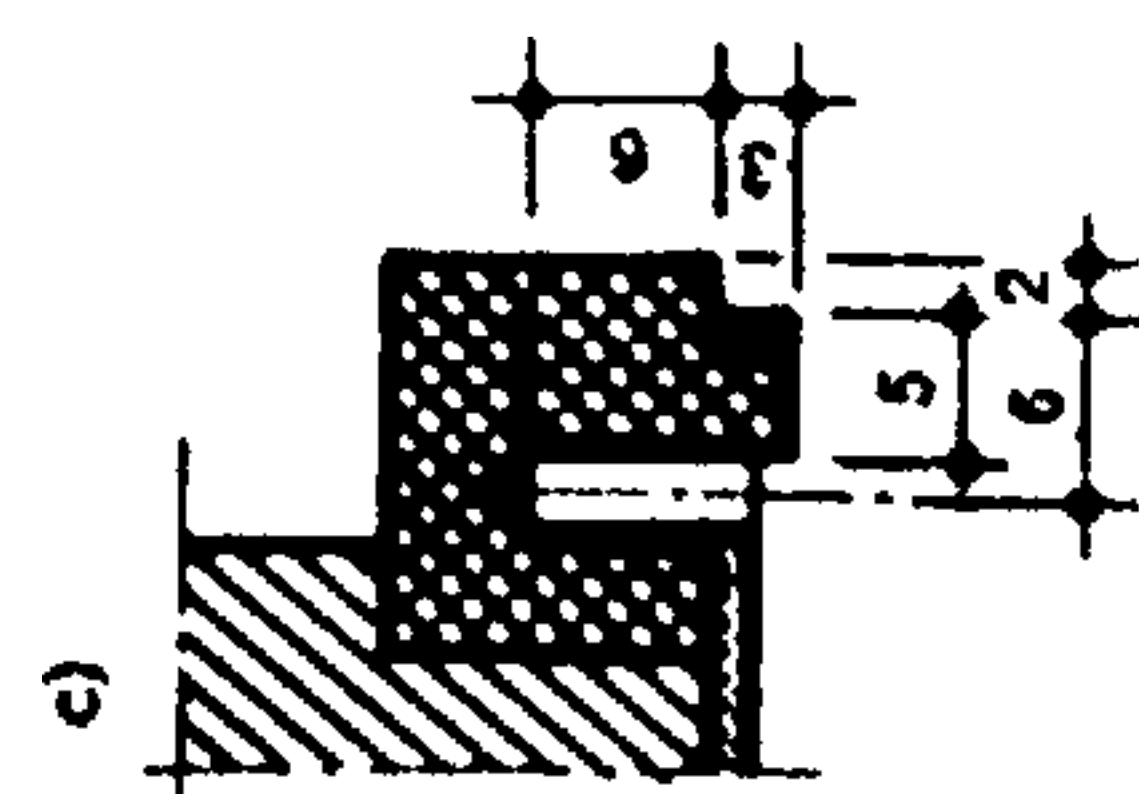
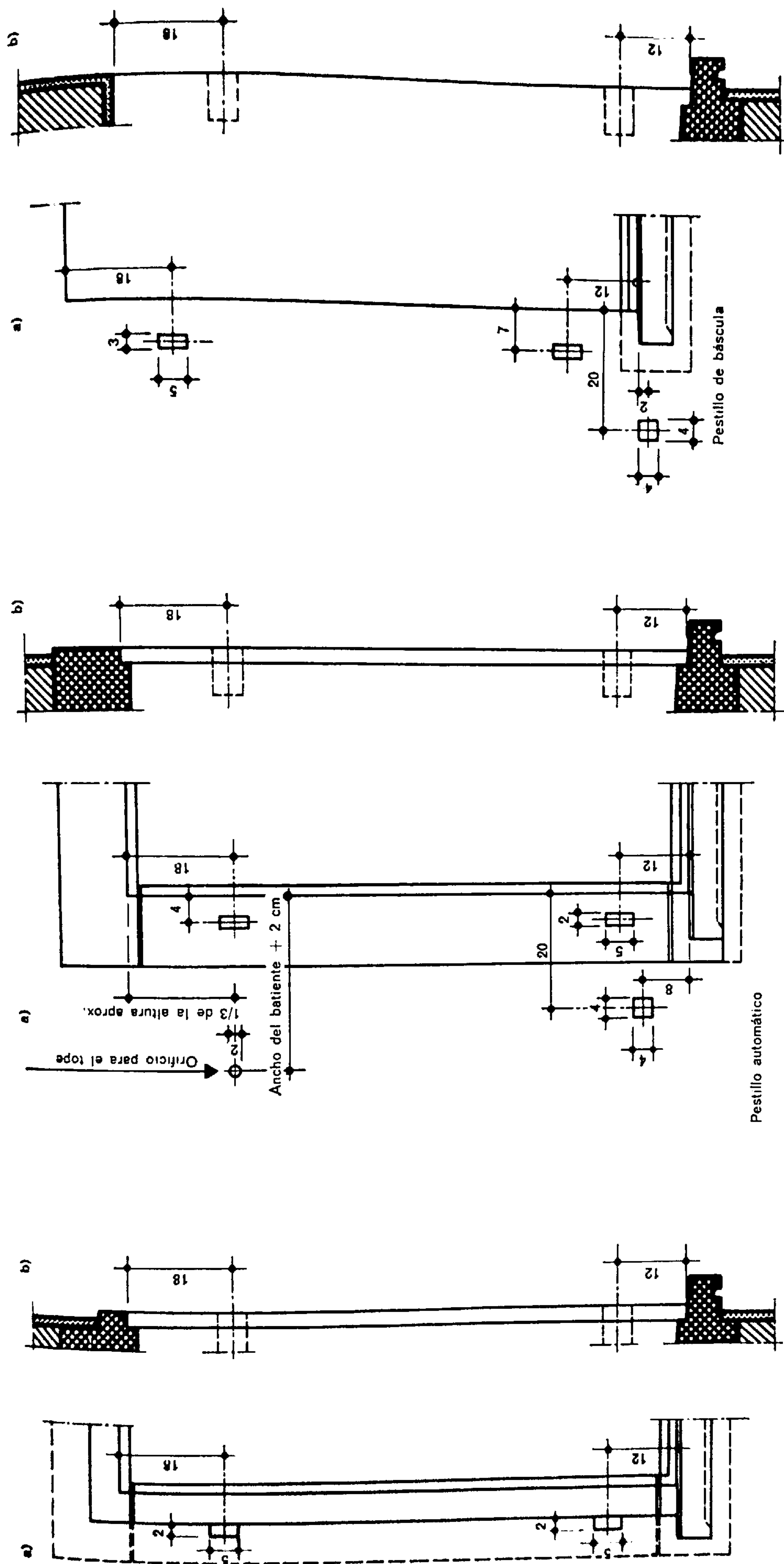


Fig. 606.
Jamba de un vano compuesta de varios elementos ligados a la obra de fábrica



	Altura del hueco en cm	Número de orificios	Distancia a en cm
Persianas con proyección (puertas y ventanas)	Hasta 120	2	—
	121 - 200	3	—
	201 - 300	4	—
	301 - 400	5	—
	401 - 500	6	—
	501 - 600	7	—
Persianas con proyección	Hasta 120	2	10
	121 - 150	2	20
	151 - 190	2	30
	191 - 200	2	40
	201 - 210	2	50
	211 - 220	2	60
	221 - 230	2	70
	231 - 240	2	80
	241 - 250	3	90
	251 - 260	3	100
	261 - 270	3	110
	271 - 280	3	120
	281 - 290	3	130
	291 - 300	3	140
	301 - 310	3	150

Tabla 36.—*Situación de los orificios para el empotramiento.*

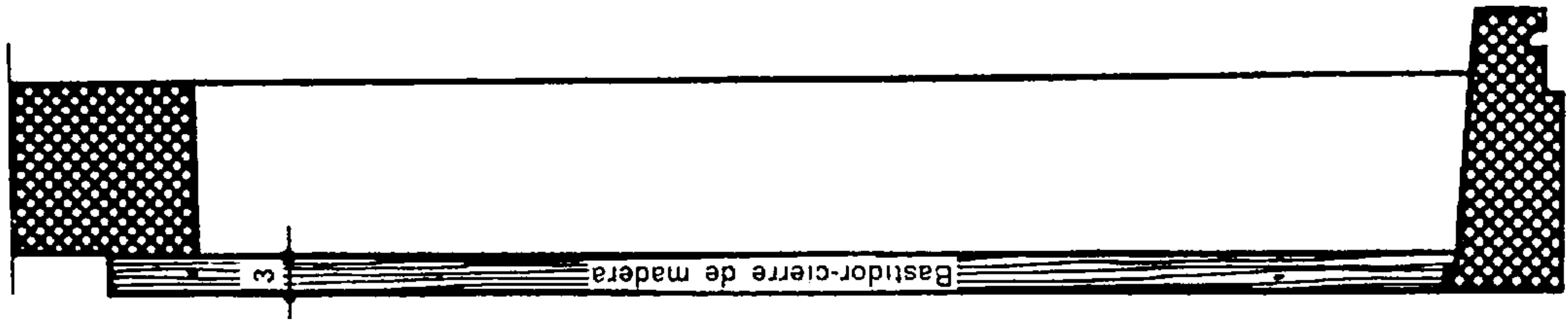


Fig. 612.

Montaje sobre bastidor-cierre de madera *

Esta es la solución más sencilla. El dintel y los frentes interiores de las jambas son de la misma anchura. El batidor-cierre puede colocarse al mismo tiempo que la ventana.

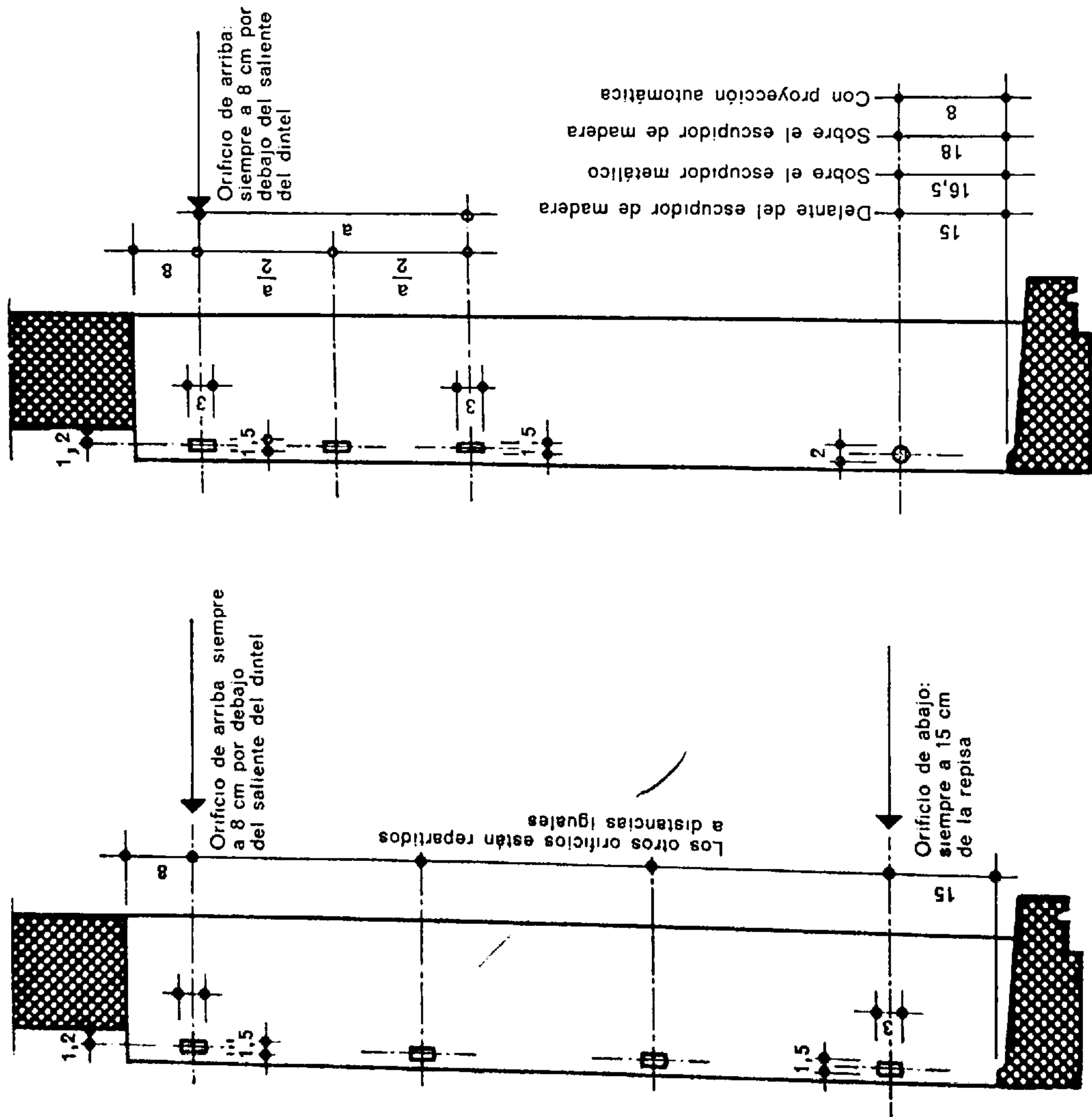


Fig. 611.

Guías resbaladeras sin proyección *

Guías resbaladeras con proyección *

Figs. 607 a 612.

* Situación de los orificios para la fijación de las contraventanas y de sus accesorios así como para las guías de las persianas enrollables

es preferible hacerla de varias piezas, algunas de las cuales deben estar sujetas a la obra de fábrica inmediata.

Las jambas llevan, si es preciso, los orificios destinados al empotramiento o fijación de las persianas o bien se les aplica, sobre la cara interna del marco, las guías resbaladeras necesarias para el deslizamiento de las persianas enrollables (figs. 607 a 612).

Las *cejas* o *retallos* previstos en la cara interior de la jamba están destinadas a recibir la parte fija o inmóvil del bastidor de la puerta o ventana. Debe preverse el empotramiento del marco; a este efecto y según el modo de fijación escogido, se reservan unos orificios para los tacos o escarpas en las jambas, en el alféizar, el dintel y en la repisa o solera. (Estos dos últimos empotramientos sólo son necesarios en aberturas muy anchas.)

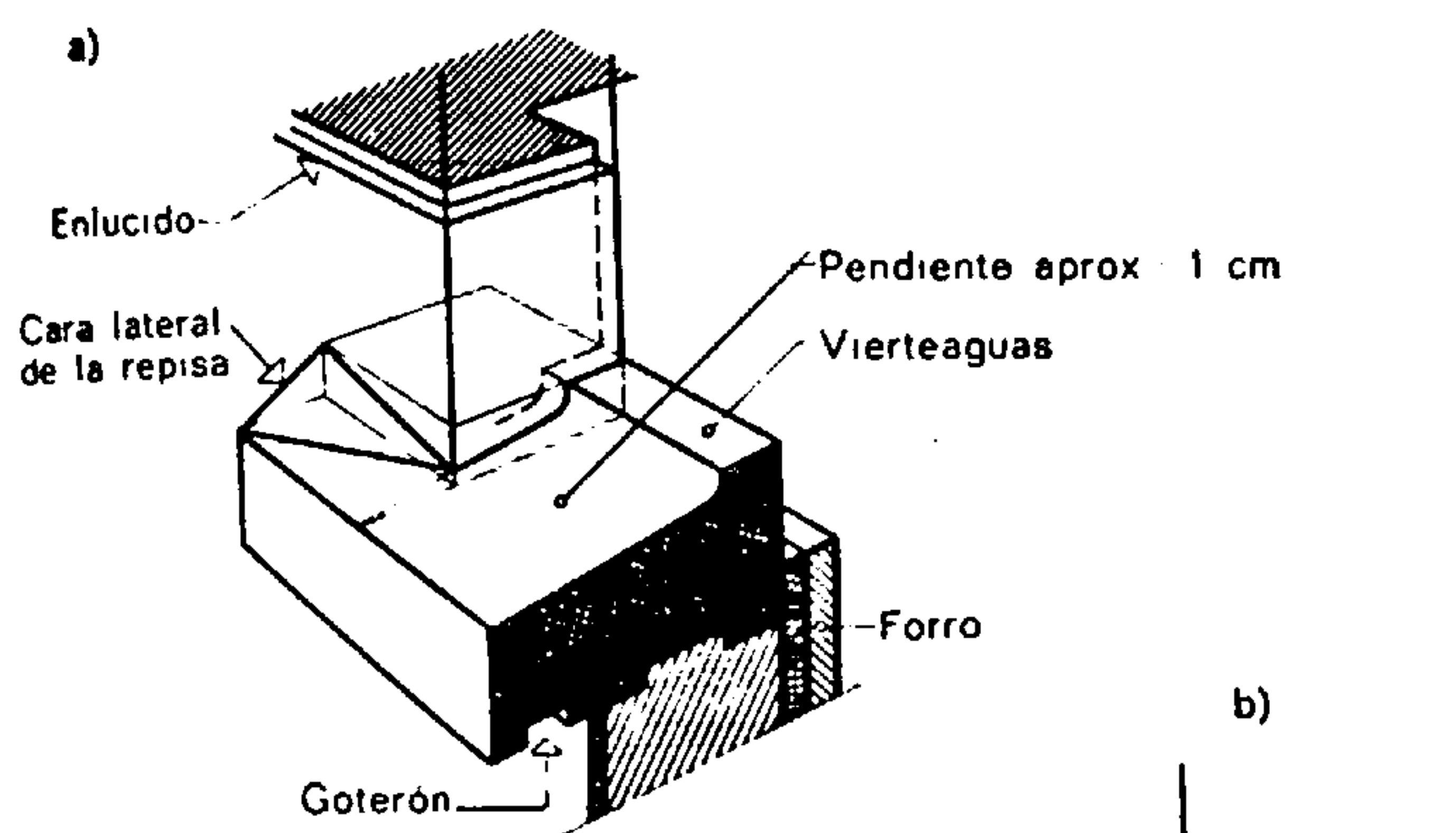


Fig. 613.

Repisa de ventana sin marco

a) Croquis en perspectiva.
b) Detalle: alzado del extremo de la repisa.

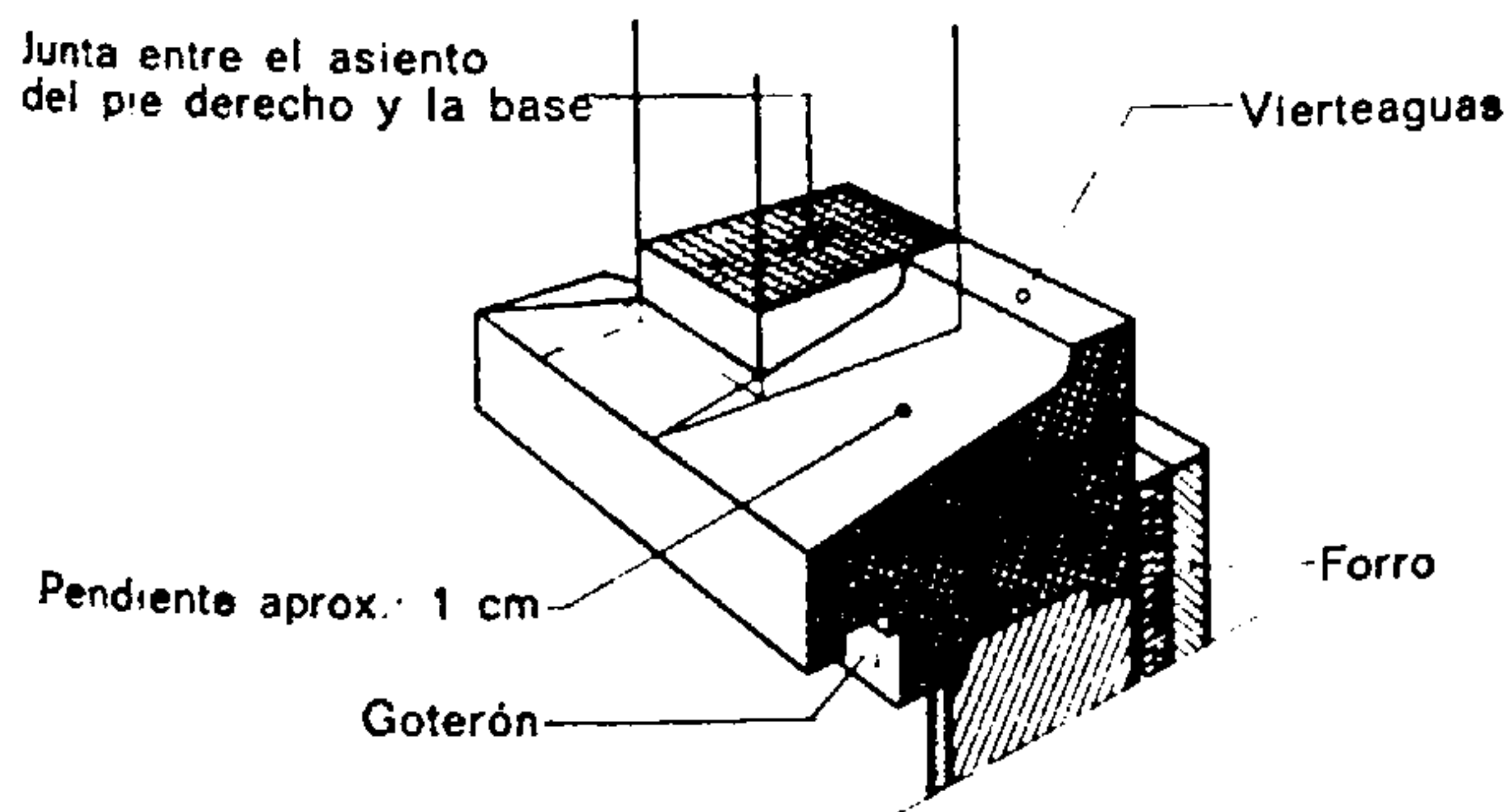


Fig. 614.

Repisa de ventana con marco labrado o moldeado

N. B. La forma de las repisas se da a título de ejemplo; una u otra de las dos posibilidades puede ser realizada con marco o sin él.

2.4. LA REPISA

Llamada también solera en ciertas regiones, la repisa está destinada a rechazar el agua y alejarla de la fachada. Tendrá por lo tanto un saliente suficiente y un *goterón* o *escurridor* con el cual se evitará todo chorreo de agua contra la fachada. Por otra parte es preciso impedir que el agua siga por la cara lateral de la repisa para deslizarse de nuevo hacia la fachada. Este peligro puede eliminarse si se da una inclinación favorable al extremo de la repisa.

La penetración del agua empujada por el viento hacia el interior de la construcción se detiene mediante el vierteaguas o escupidor que constituye por otra parte el apoyo de la carpintería.

2.5. EL ANTEPECHO

El antepecho (denominado, a veces pretil), por su menor grueso en comparación con las otras paredes de los edificios, debe ser objeto de un estudio más cuidadoso sobre su aislamiento térmico.

En el caso de la construcción de una puerta, la repisa y el antepecho están reemplazados por el *umbral*. El umbral sirve de soporte al marco o bastidor

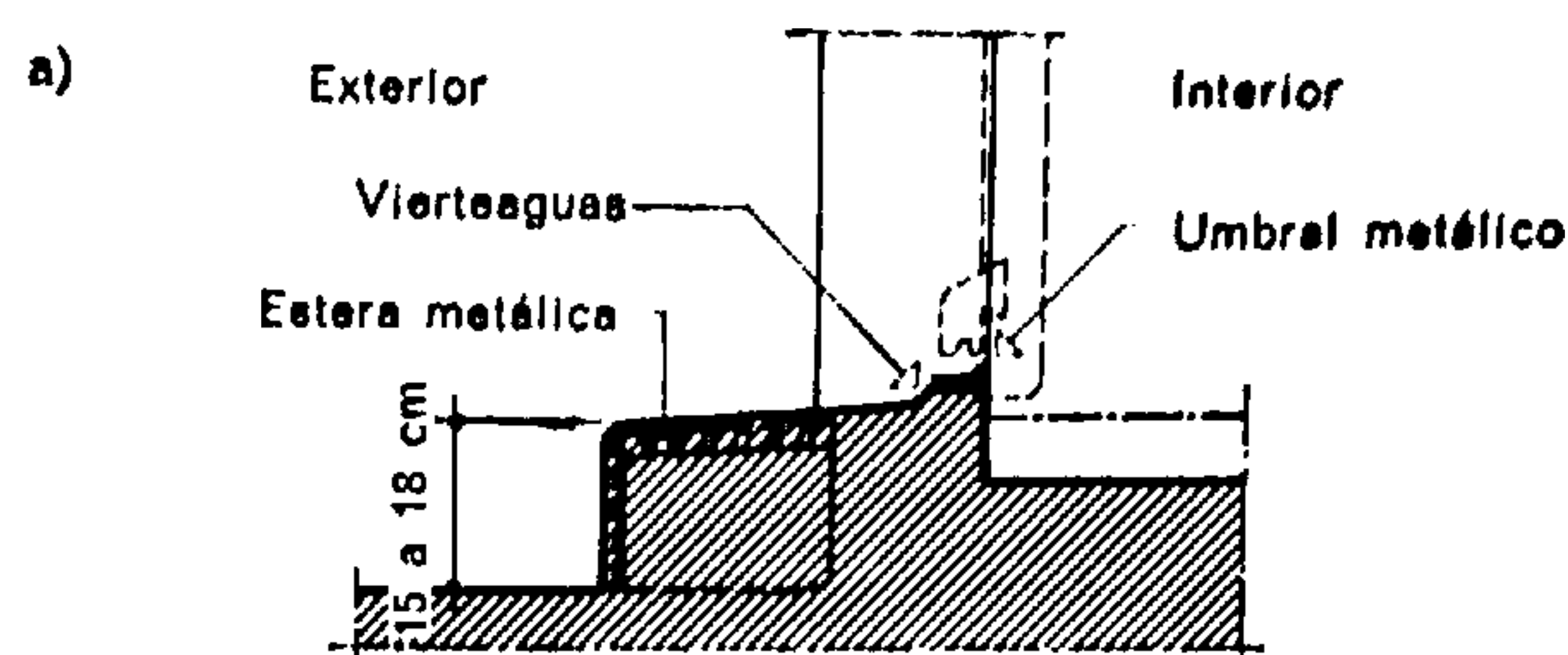


Fig. 615.

Umbral de puerta de entrada con enrejado para fregarse los pies

a) Corte transversal;
b) Elevación.

fijo y por otra parte lleva también un vierteaguas o escupidor cuya finalidad es evitar la penetración del agua.

Se denomina *mainel* a un elemento de obra de fábrica estrecho que divide una ventana y *entrepaño* al espacio de obra de fábrica que separa dos ventanas.

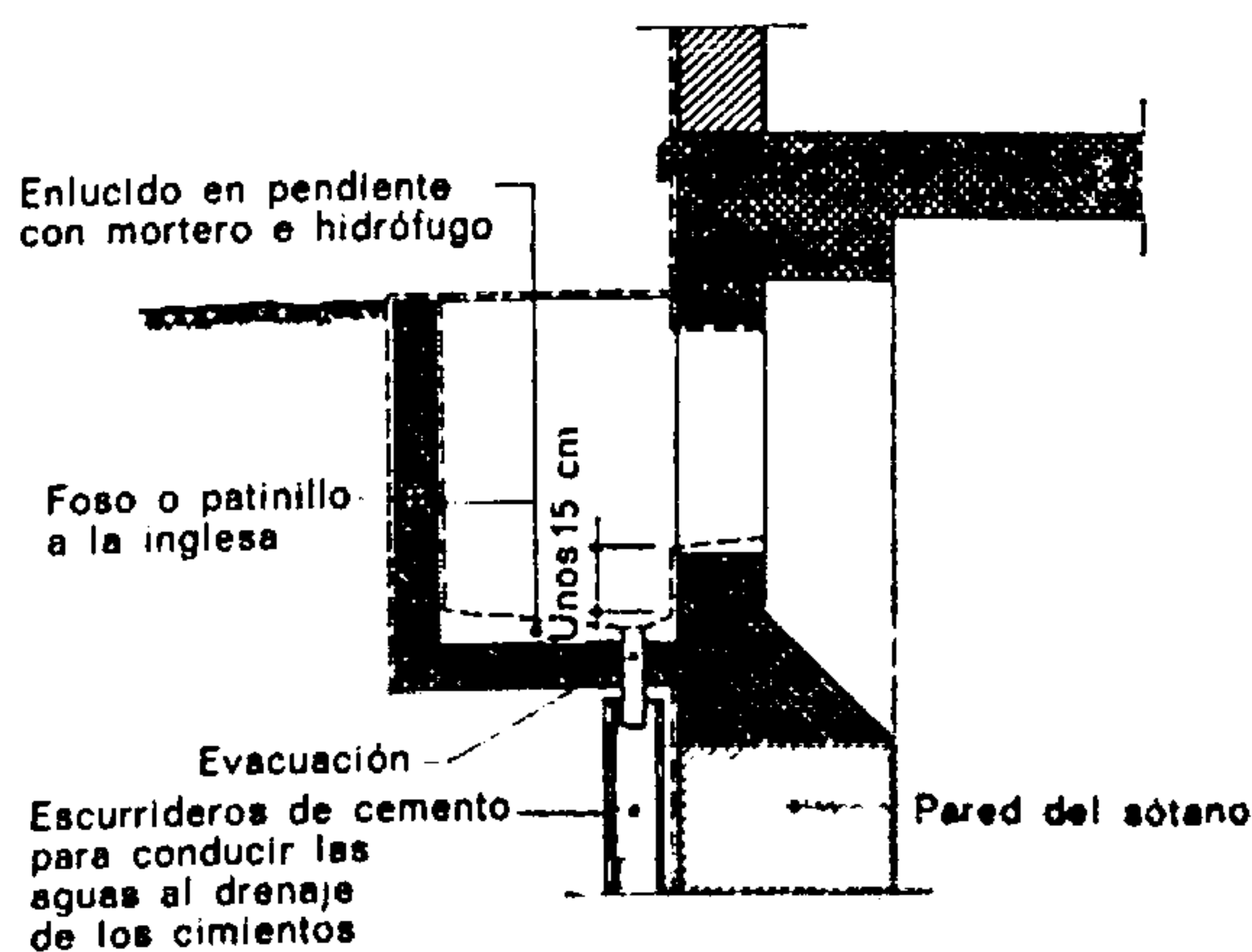


Fig. 616.

Corte de un patinillo a la inglesa (foso) con murete de hormigón armado

3. LOS TRAGALUCES

Según el nivel en que está situada la losa de la planta baja, la abertura al exterior de los tragaluces ofrece algunas dificultades. En general, cuando tal abertura no puede ser directa, se construye un *foso* o *patinillo a la inglesa*.

Esta pequeña construcción solidaria del edificio permite la contención de las tierras a cierta distancia de la pared del sótano. Semejante despeje basta para que el aire y la luz puedan alcanzar el tragaluz. Al nivel del suelo puede colocarse sobre ese patinillo,

tragaluz debe estar por lo menos 15 cm por encima del fondo del patinillo a fin de evitar las salpicaduras de agua contra la ventana. Las figs. 616 y 617 muestran, en corte, la disposición de estos distintos elementos.

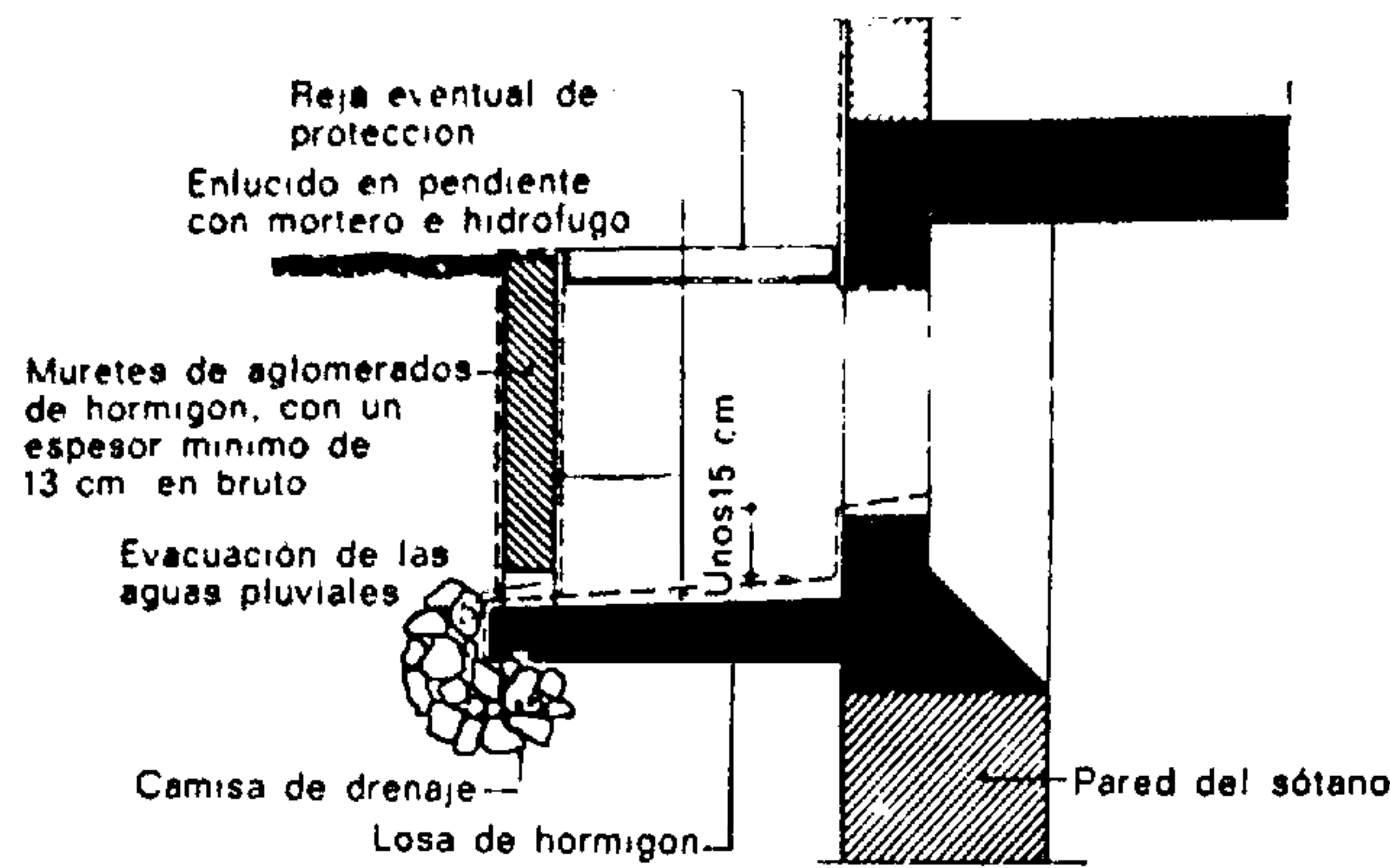


Fig. 617.

Corte de un patinillo a la inglesa (foso) con murete en obra de fábrica

si se quiere, una reja de protección. El problema de la evacuación de las aguas desde el fondo del foso debe ser meditado con atención. Tales fosos se realizan con hormigón armado o con aglomerados de cemento que se apoyan sobre una pequeña losa de hormigón armado.

Las mismas características enunciadas para las ventanas vuelven a encontrarse en este elemento. Sin embargo el antepecho, conserva aquí la misma anchura o espesor que la pared. La repisa o solera del

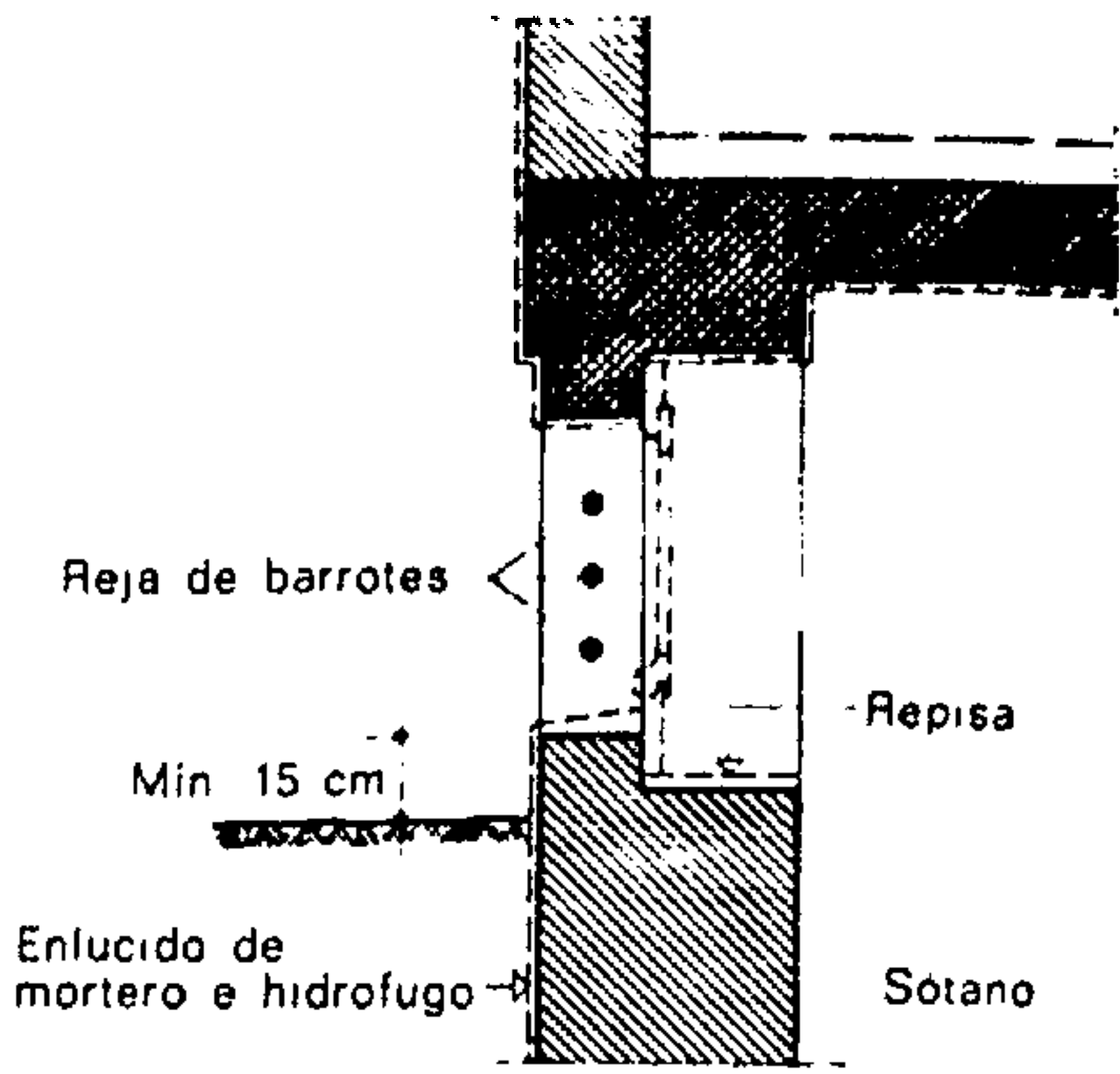


Fig. 618.

Reja de barrotes en un tragaluz

La colocación de la reja o de varios barrotes fuertes en el marco de los tragaluces evita intrusiones en el edificio.

Los tragaluces suelen llevar un sistema de cierre que se coloca detrás de los barrotes del enrejado y permite aislar el sótano del exterior. Lo mismo que en las ventanas ese postigo está empotrado en el alféizar o en la ceja de la abertura, para lo cual es necesario prever la situación de los orificios durante la construcción.

UTN

Facultad Regional

San Rafael

CAPÍTULO XIII

MUROS DE CONTENCIÓN

1. PRINCIPIOS GENERALES

Los muros de contención se construyen con el fin de limitar la ocupación de terreno por los taludes tanto en terraplén como en desmante. Están destinados a contener el empuje de las tierras.

Hay que distinguir dos tipos principales:

Los *muros de gravedad* se oponen al empuje lateral de las tierras por efecto de su propio peso. La obra que los forma no sufre esfuerzo de tracción alguno. Pueden construirse con piedra, con ladrillo o con hormigón moldeado entre encofrados.

conjunto ligero de hormigón armado trae consigo, a veces (para los muros de desmante), un sensible aumento del movimiento de tierras y exige un encofrado cuidadoso de las dos caras aparte de la colocación de la armadura apropiada. Procede, pues, que se tenga en cuenta la solución más económica para cada caso particular, pero sólo cuando ya se hayan calculado los dos perfiles de los muros.

Antes de emprender el cálculo de la realización de un muro de contención, conviene conocer perfectamente las características del terreno sobre el que se situará, puesto que un suelo poco resistente exige

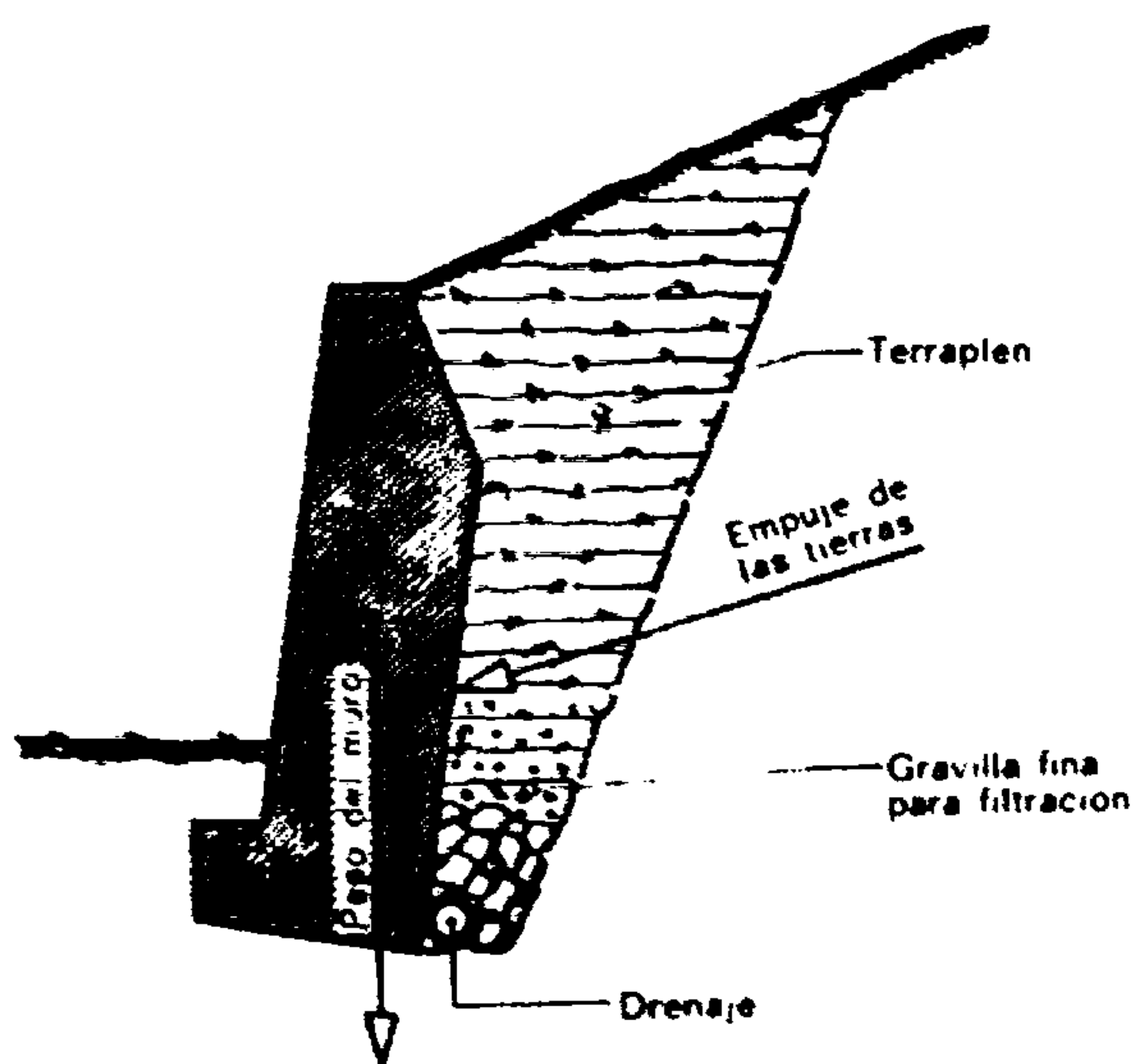


Fig. 619.

Perfil de un muro de gravedad

Los *muros ligeros* ofrecen, gracias a la bien estudiada forma de su perfil, una posibilidad de economía de materiales, aun conservando una excelente estabilidad. Esta solución trae consigo el empleo del hormigón, estando las armaduras situadas en las zonas de tracción del perfil.

Para obtener una solución económica, es necesario proceder a un estudio minucioso del problema pues si, en efecto, el muro de gravedad exige una masa importante de materiales, en cambio ofrece la ventaja de una realización más cómoda y fácil. El

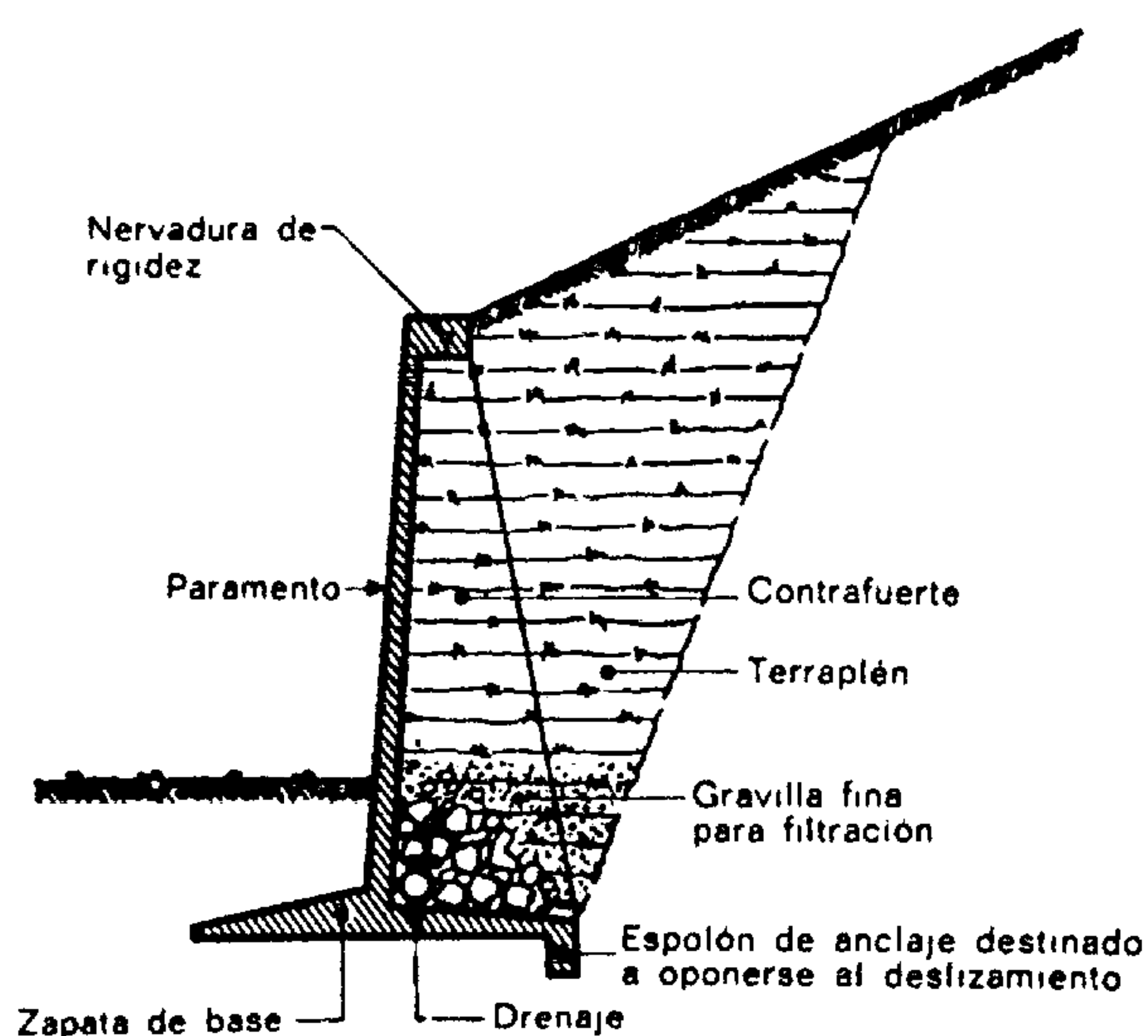


Fig. 620.

Perfil de un muro ligero de hormigón armado

un ensanchamiento más importante de la cimentación. Véase el Cap. VI: *Cimentaciones*, clasificación sumaria de los terrenos de construcción (Tabla 13).

Por otra parte, la permeabilidad del terreno, los peligros de una saturación eventual de agua (susceptible de modificar la capacidad portante del terreno) no deben perderse de vista; este último estudio servirá igualmente para el dimensionado del drenaje situado aguas arriba del muro.

Se llama *releje* de un muro la inclinación o pendiente que el paramento de éste tiene respecto a la

vertical. Suele indicarse por la relación entre la altura y la separación horizontal tomada como unidad.

Ejemplo: Un releje o pendiente de 5 : 1 (5 de altura y uno de separación horizontal). El releje mínimo adoptado es de 10 : 1.

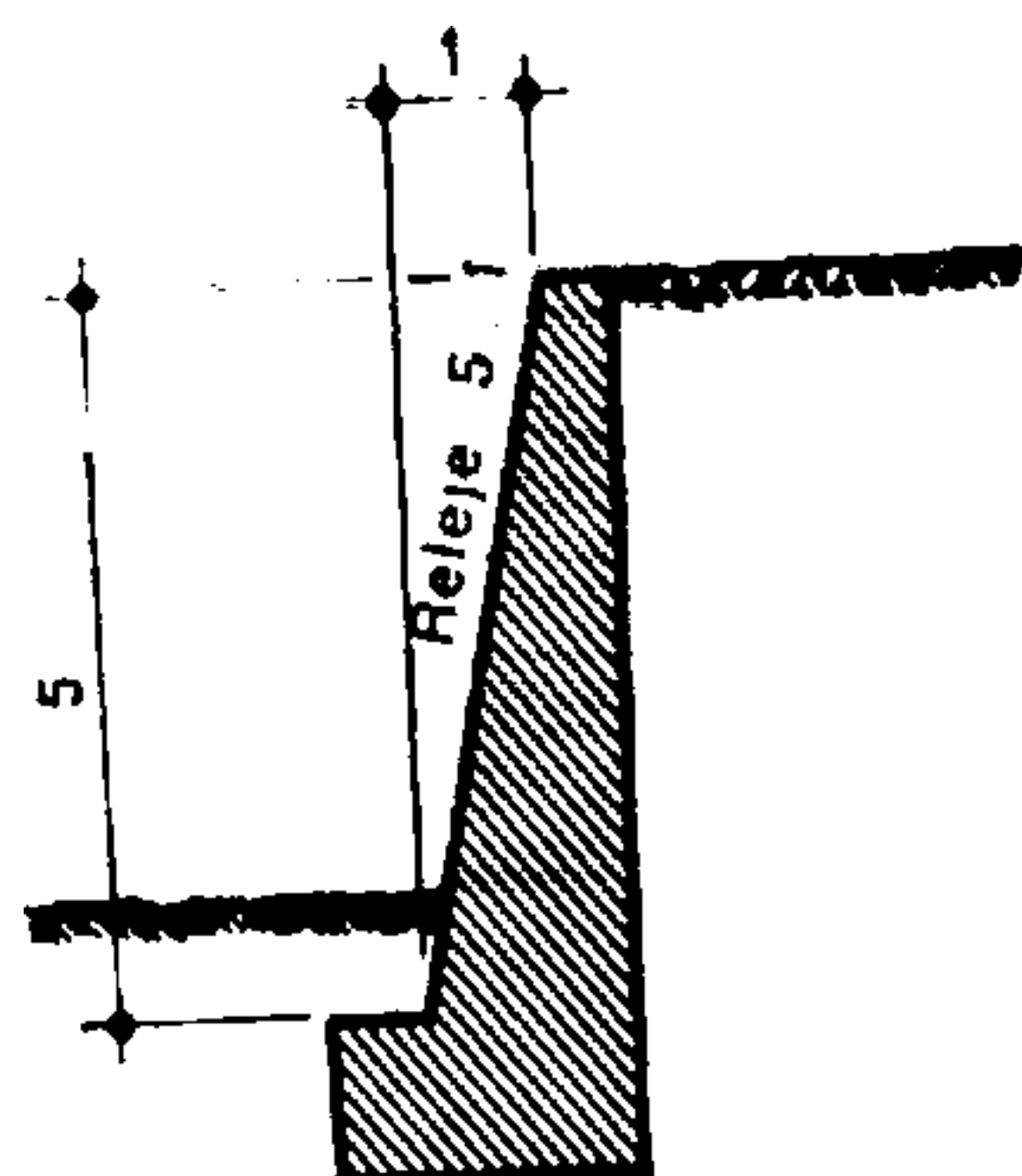


Fig. 621.

Releje de un muro

Por un efecto de óptica, el paramento de muro de contención vertical produce la ilusión de que el muro esté desplomado hacia adelante.

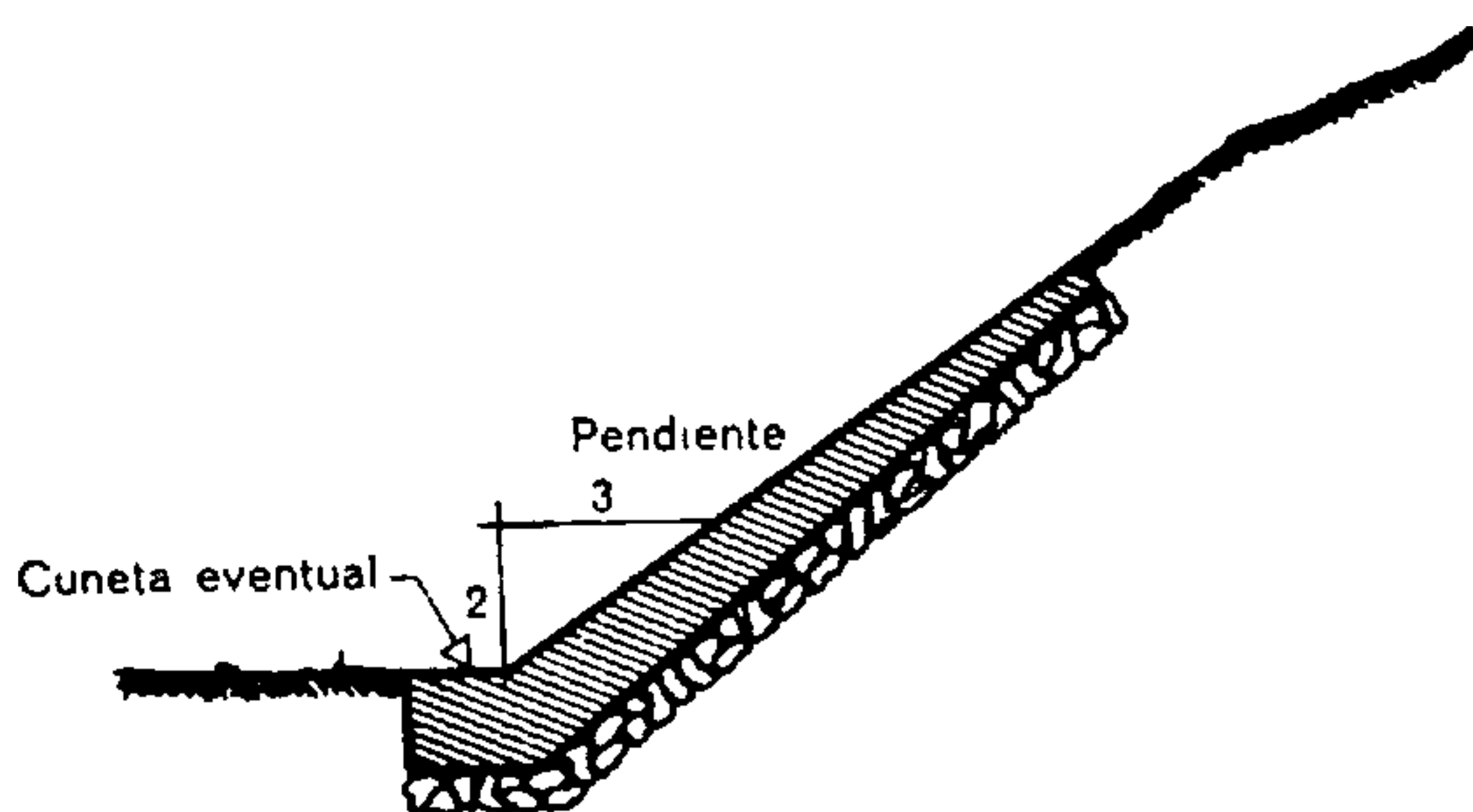


Fig. 622.

Perfil de un muro de revestimiento destinado a proteger los taludes de tierra

Se llaman muros de revestimiento los que sirven para proteger de la intemperie los taludes de tierra o de roca friable. Los muros de revestimiento no soportan esfuerzo lateral alguno (fig. 622).

2.1. DIMENSIONADO

La determinación de las características dimensionales de los muros de contención implica el conocimiento de los terrenos desde el punto de vista de su densidad y el ángulo de su talud natural.

La longitud del muro considerada en los cálculos es generalmente de 1 m (100 cm).

Los métodos de cálculo son numerosos pero pueden clasificarse en dos categorías:

a) los métodos empíricos, a veces gráficos, que consideran el empuje de las tierras bajo la forma de un prisma cuya superficie de rotura es plana (métodos de Coulomb, de Poncelet, etc.) (fig. 623);

b) los métodos que utilizan la teoría de la elasticidad y que consideran ese mismo prisma de empuje como indefinido (métodos de Résal, de Rankine, de Caquot, etc.).

Aunque muy empírica, la primera categoría ofrece la ventaja de soluciones sencillas y rápidas. El mé-

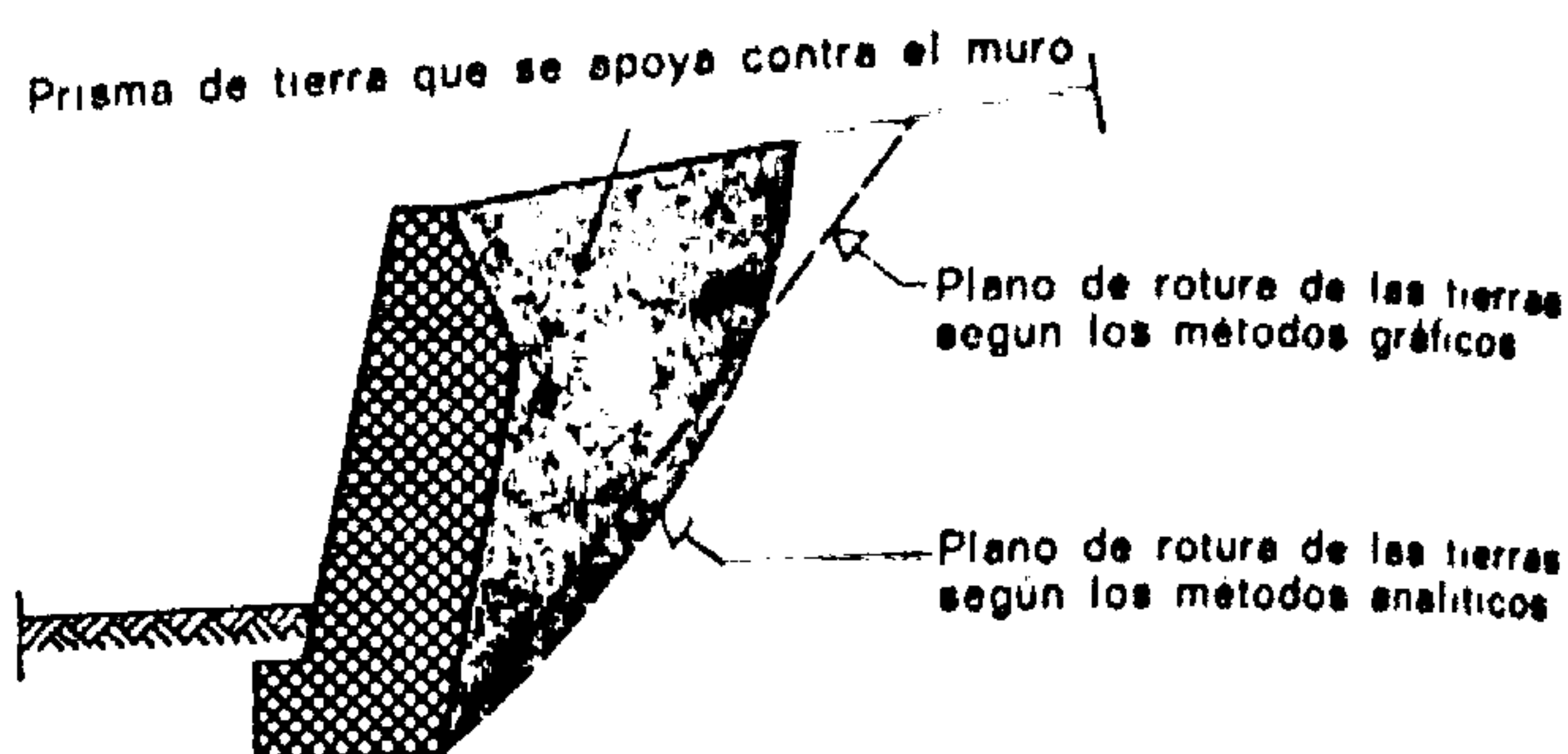


Fig. 623.

La diferencia entre los métodos gráfico y analítico de cálculo de los muros se refleja principalmente en el trazado del plano de rotura.

todo gráfico de Poncelet, descrito en este capítulo, ofrece un trazado sencillo de resultados aproximados a los valores reales.

La segunda categoría, en que las razones y las hipótesis de base están mejor estudiadas, presenta en cambio un cálculo laborioso.

2.2. MÉTODO GRÁFICO DE PONCELET (fig. 624)

La determinación del empuje horizontal se opera de la manera descrita en la fig. 624. Es conveniente realizar este trazado con precisión.

Los valores admitidos están indicados en las Tablas de características de los terrenos dadas en los capítulos de los movimientos de tierras y de las cimentaciones (Tabla 12).

γ = densidad de las tierras, peso por metro cúbico;
 φ = ángulo del talud natural de las tierras;
 δ = ángulo de rozamiento de las tierras contra el paramento del muro.

El empuje total ejercido contra el paramento de aguas arriba del muro es igual a la superficie del triángulo ABC, multiplicada por la longitud de aplicación (generalmente 1 m) y por la densidad de las tierras.

Este empuje se manifiesta en el centro de gravedad de la superficie representativa de los empujes.

Pueden considerarse distintos casos: las figs. 626 a 629 describen los procedimientos gráficos empleados en cada uno de ellos.

Es posible asimismo definir mediante ciertas expresiones el valor de los empujes ejercidos.

2.3. ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE GRAVEDAD

Para que un muro de contención esté en equilibrio es preciso que pueda oponer un conjunto de fuerzas que sea suficiente para evitar:

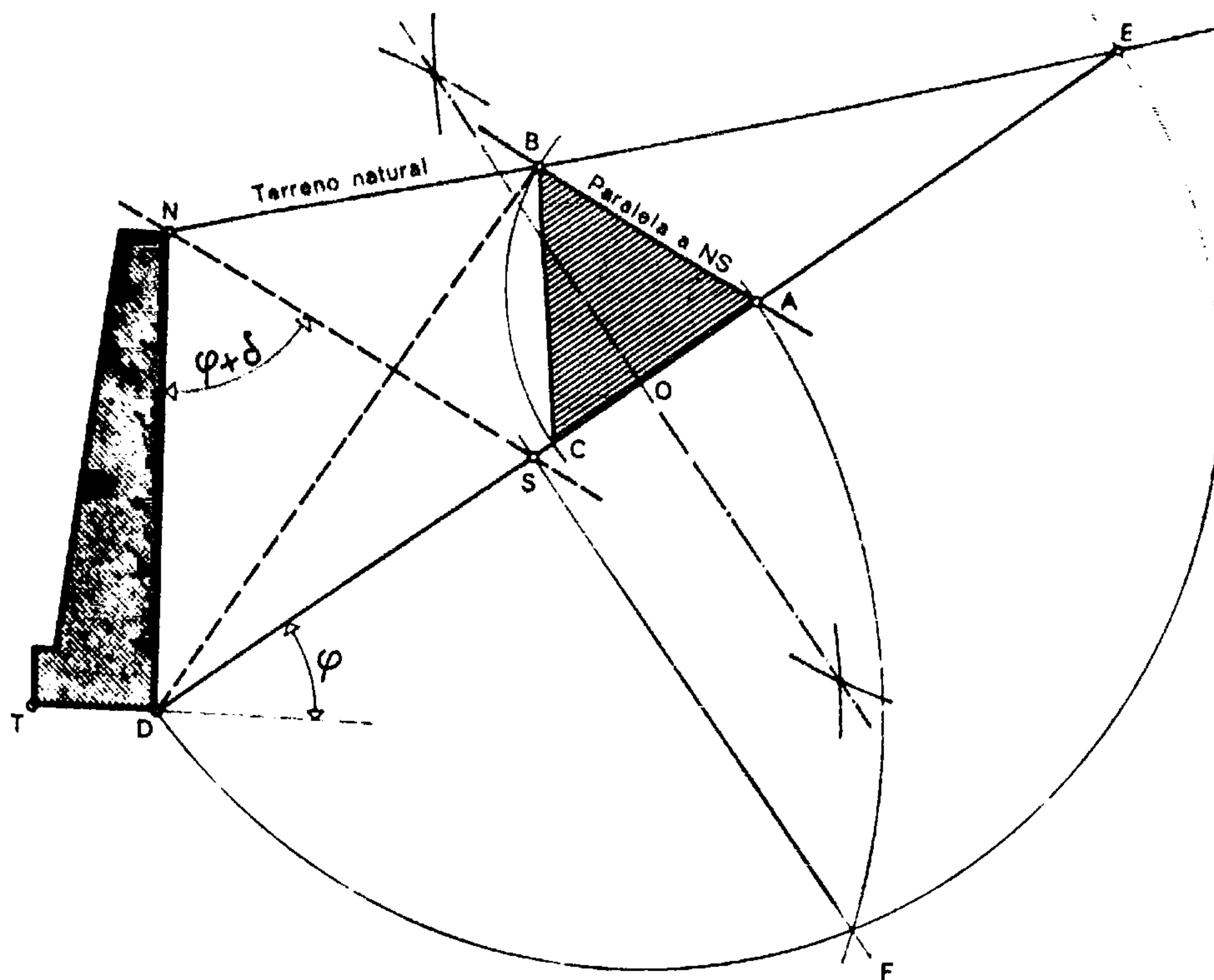


Fig. 624.

Determinación gráfica del empuje de las tierras sobre los muros de contención (método de Poncelet)

ϕ = ángulo del talud natural de las tierras

δ = ángulo de rozamiento de las tierras contra el paramento del muro; prácticamente: $\frac{2\phi}{3} < \delta < \phi$

γ = densidad de las tierras.

Este trazado debe ser realizado a escala, para que las superficies medidas sobre el dibujo permitan definir el valor del empuje.

- 1) Por el punto D se trazará el talud natural de las tierras ϕ , lo cual determinará el punto E en su intersección con el terreno natural.
- 2) Tomando como centro el punto O, situado en el punto medio de la recta DE, se trazará un arco de círculo de radio OD (y que, por lo tanto, pasará por E).
- 3) A partir de la recta DN (paramento interior del muro), y tomando como vértice el punto N, se trazará el ángulo $\phi + \delta$. Se prolongará este trazado hasta su encuentro con DE en el punto S.
- 4) Del punto S, una perpendicular a DE da el punto F sobre el arco DFE.
- 5) Tomando como centro el punto D, se trazará un arco de círculo de radio DF; su intersección con la recta DE determina el punto A.
- 6) A partir de A, se trazará una paralela a NS que cortará a la recta NE en el punto B.
- 7) Trácese por el punto B un arco de círculo que tenga por centro el punto A; cortará a la recta AD en el punto C.
- 8) La superficie del triángulo ABC, a la escala del plano, multiplicada por la densidad, nos da el valor del empuje de las tierras.

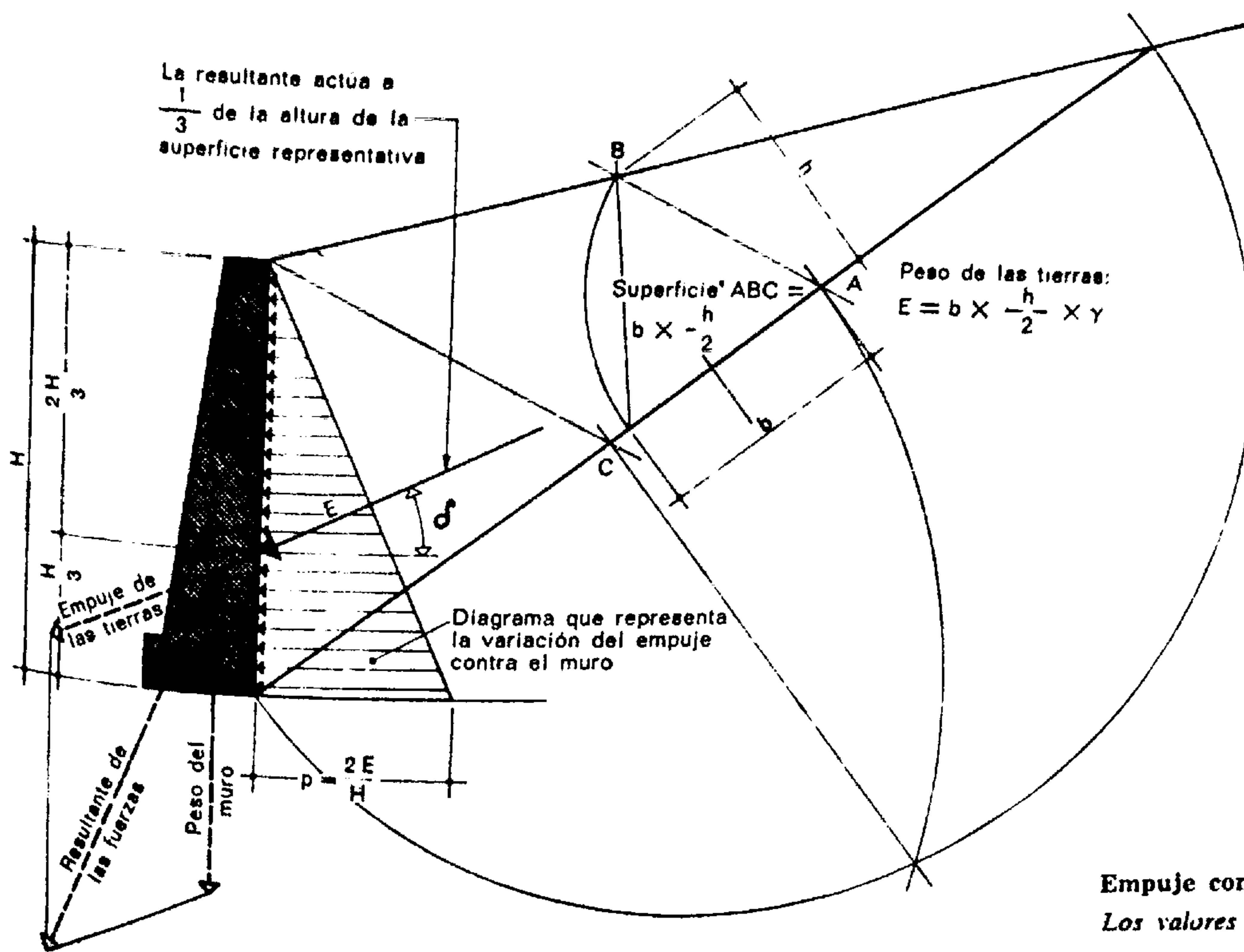


Fig. 625.

Empuje contra los muros de contención
Los valores b , h y p están a la escala del gráfico.

$H' =$ Espesor supuesto de la tierra correspondiente a la sobrecarga unitaria
 $H' = \frac{p}{\gamma}$

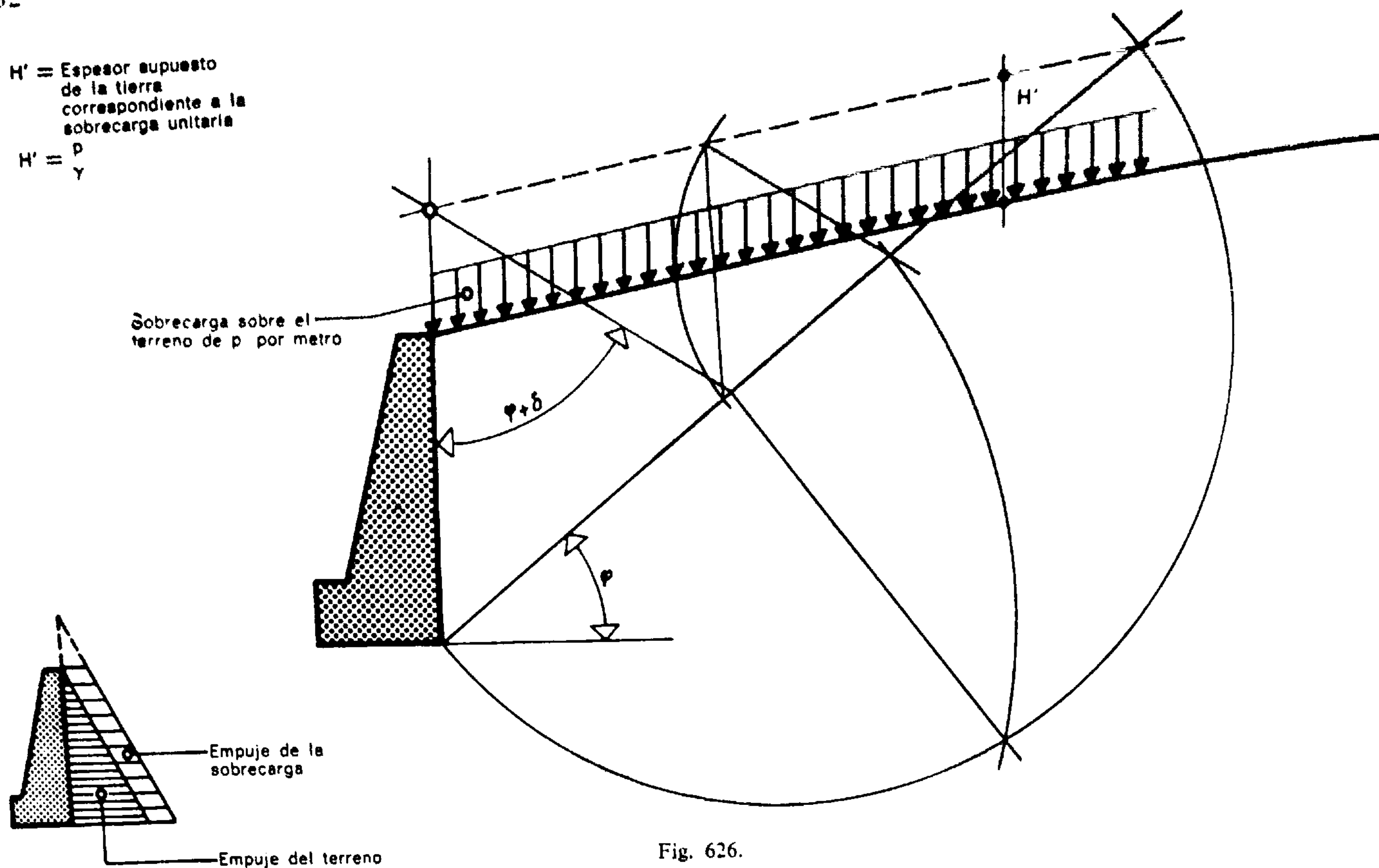


Fig. 626.

Determinación del empuje de las tierras en el caso de un terreno que recibe una carga uniformemente repartida. Esta última es convertida en altura de tierra

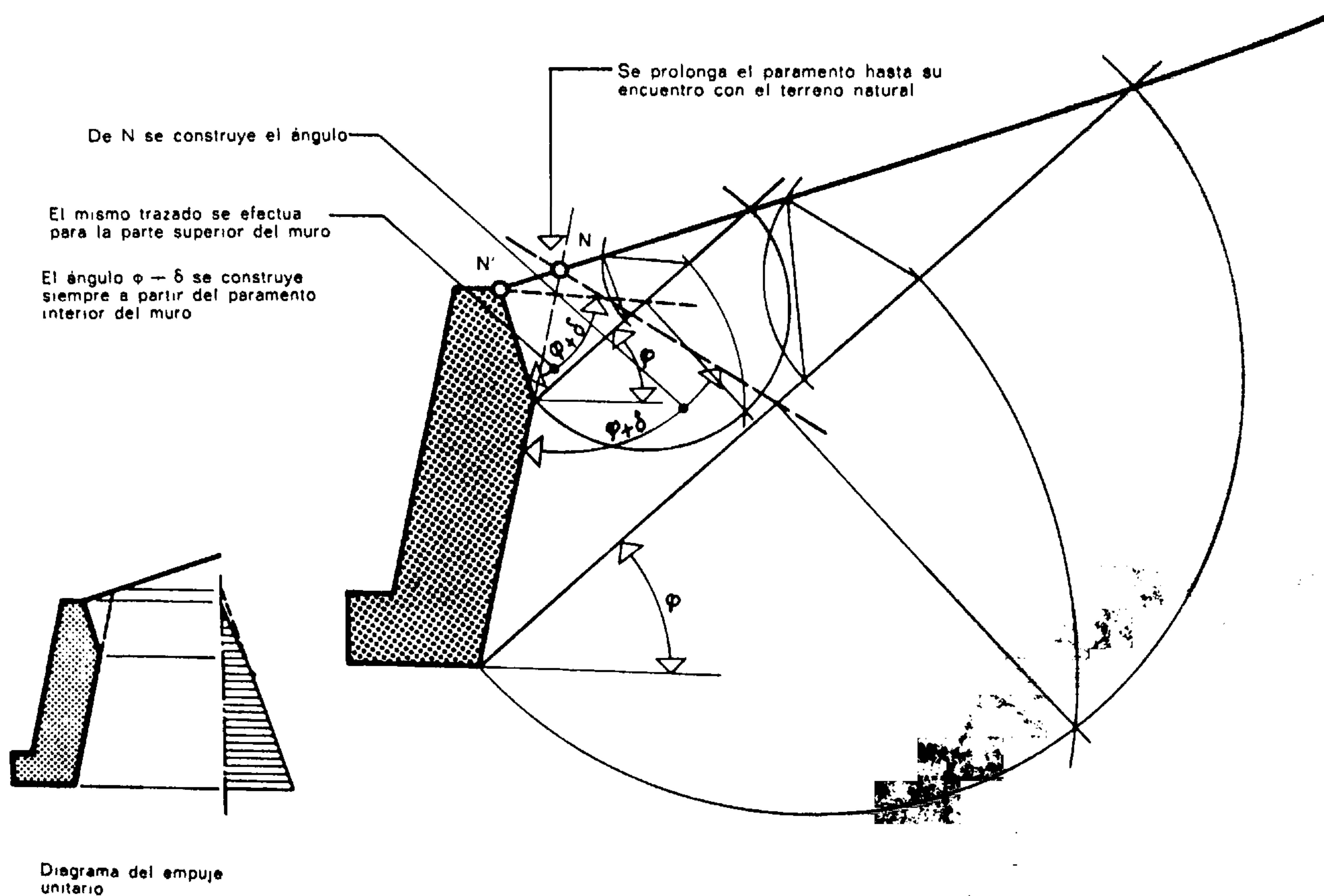


Fig. 627.

Determinación del empuje de las tierras en el caso de un paramento de muro, quebrado, contra el terreno

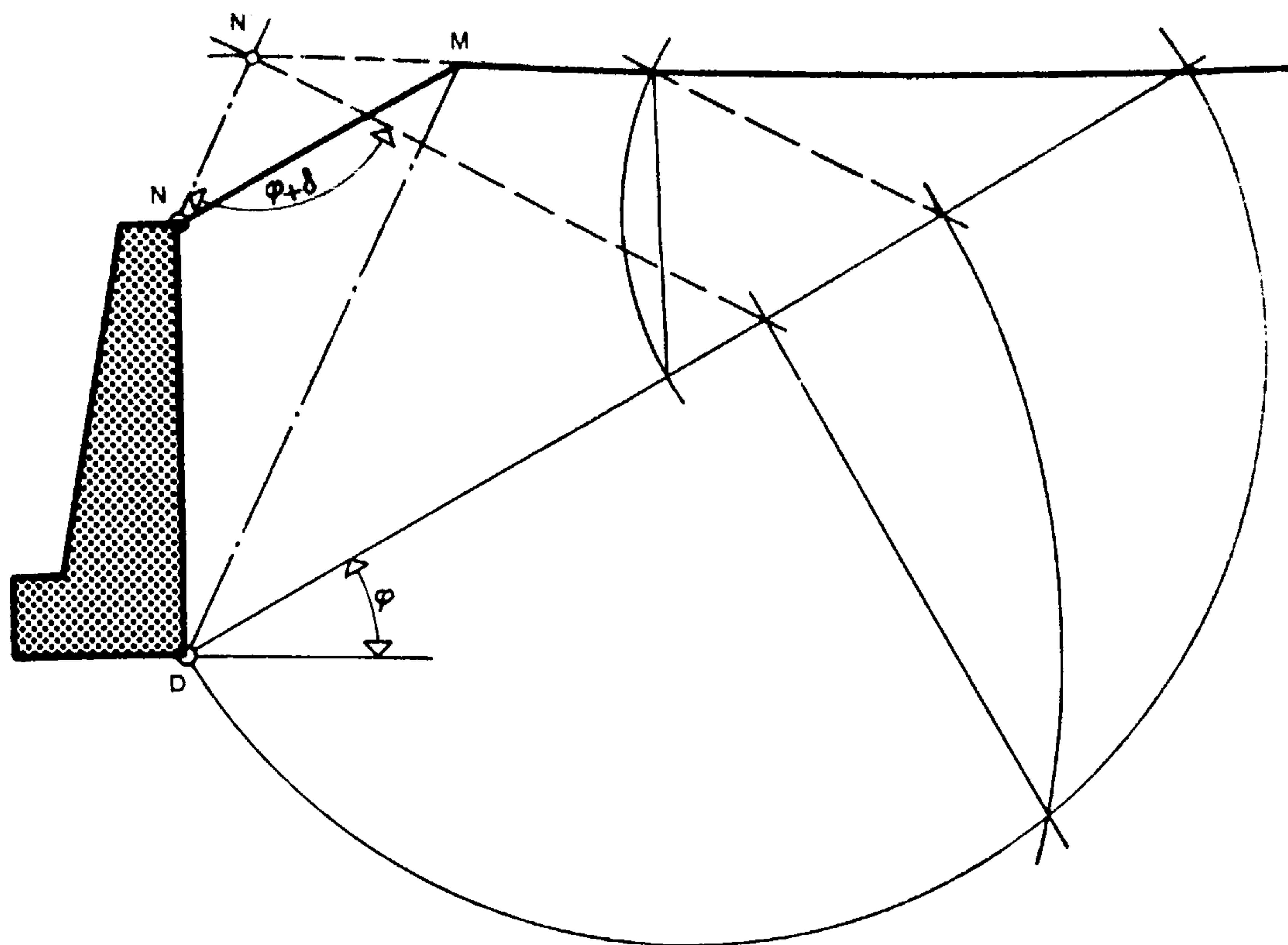


Fig. 628.

Determinación del empuje de las tierras en el caso de un perfil quebrado del terreno

Se une D con M (M = punto donde se quiebra el perfil del terreno).

Desde el punto N, una paralela a DM da el punto N', situado sobre la prolongación del plano del terreno.

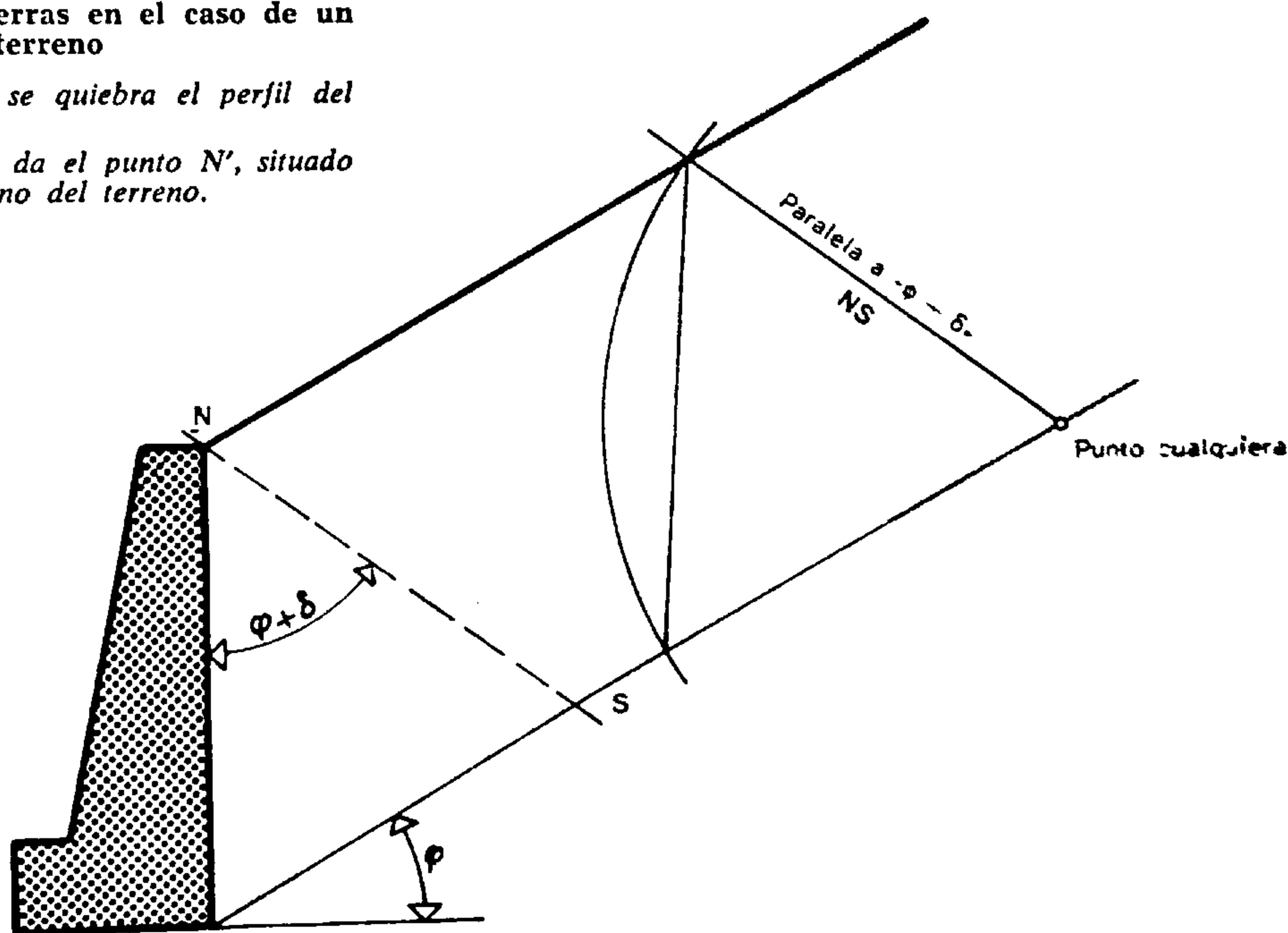


Fig. 629.

Determinación del empuje unitario de las tierras en el caso de un perfil de terreno paralelo al ángulo del talud natural de las tierras

Observación: Todos estos casos pueden combinarse entre sí; el sistema de resolución es siempre el mismo, tal como está descrito en la figura 624.

- a) su vuelco, girando sobre la arista T;
- b) su deslizamiento sobre el suelo paralelamente a su asiento.

Conviene, por otra parte, que la sollicitación ejercida sobre el terreno por su cimentación y en todos los puntos de la obra de fábrica sea inferior a la sollicitación máxima soportada por el material.

Calculadas para la longitud de 1 m, las fuerzas presentes son: el peso del muro, el empuje de la tierra y, eventualmente, el peso de la tierra sobre un elemento de muro.

Gráficamente la composición de las fuerzas presentes está descrita en el Cap. XVI: *Resistencia de los materiales*.

La estabilidad contra el vuelco puede definirse

por el equilibrio de los momentos estáticos en torno de la arista T, o sea, el equilibrio entre el momento de vuelco (fuerzas horizontales $\times$ distancia a la arista T) y el momento de estabilidad (fuerzas verticales $\times$ distancia a la arista T).

ficadas por medio de un coeficiente de rozamiento, y las fuerzas horizontales que actúan contra el muro:

$$\text{fuerzas verticales} \times \text{coeficiente de rozamiento} \geq \text{fuerzas horizontales} \times 1,5 \text{ (= coeficiente de seguridad).}$$

Para el cálculo de las fuerzas verticales, se considera:

Peso de la mampostería ordinaria	2,4 t/m ³
Peso de la obra de hormigón	2,4 t/m ³
Peso de la mampostería de caliza dura	2,7 t/m ³

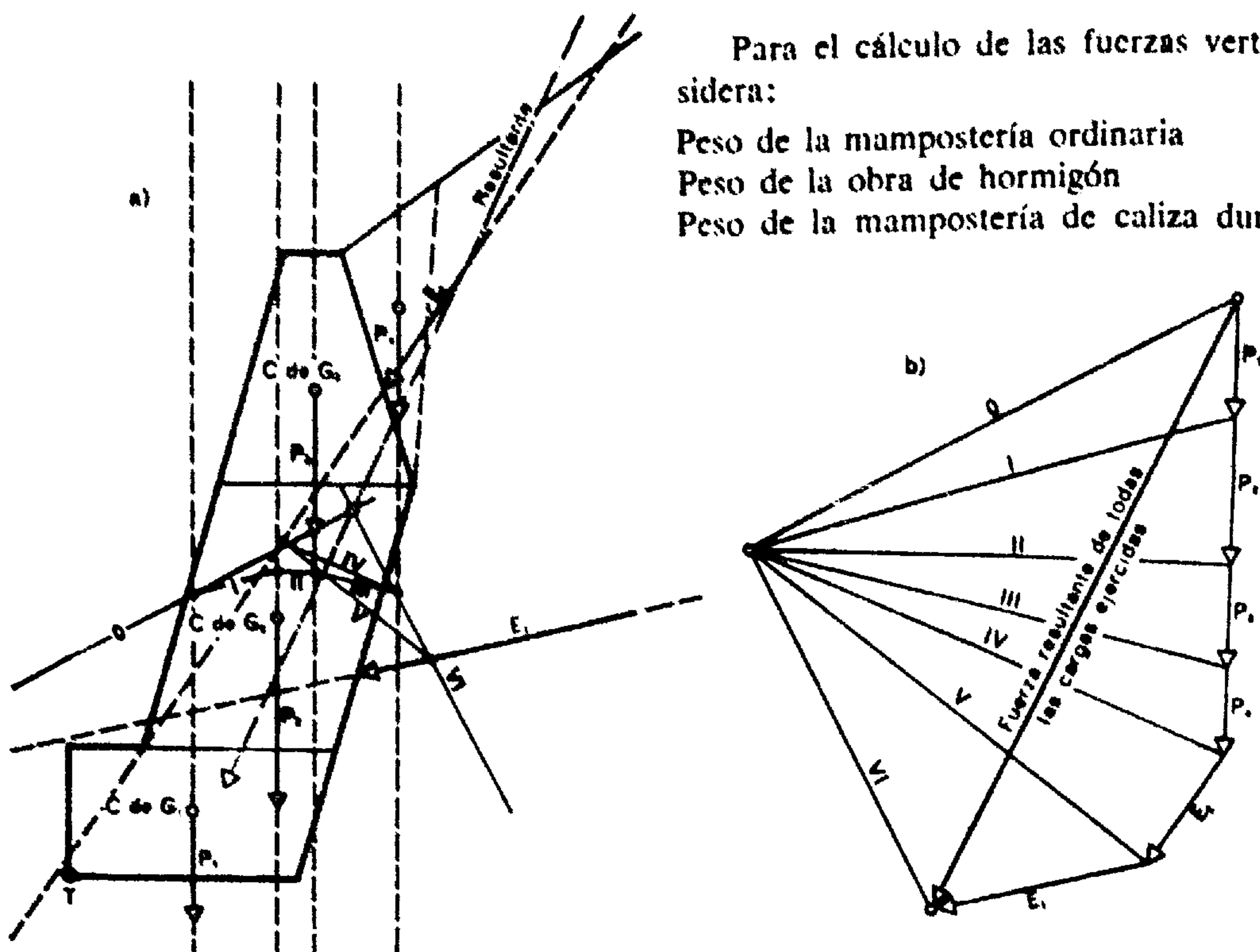


Fig. 630.

Posición de la resultante de las fuerzas que actúan sobre un muro de contención

Está determinada por medio de la Estática gráfica:
a) polígono funicular, b) polígono de fuerzas.
Las fuerzas están desplazadas paralelamente a su situación.

Con el fin de aumentar la seguridad contra el vuelco, se incrementa el momento de vuelco con un coeficiente de vuelco de 1,5; el equilibrio queda entonces representado por la desigualdad

$$E_1 \times \text{distancia al punto T.} \leq P_1 P_2 P_3, \text{ etc.} \times \text{distancia al punto T.}$$

La estabilidad contra el deslizamiento puede definirse por el equilibrio que debe existir entre las fuerzas verticales que actúan sobre el asiento, recti-

Los coeficientes de rozamiento pueden estimarse en los valores siguientes:

Cimentación sobre terreno natural	0,6
Cimentación sobre hormigón de limpieza	0,7
Cimentación sobre roca	0,75
Obra de fábrica sobre obra de fábrica	0,7 a 0,8

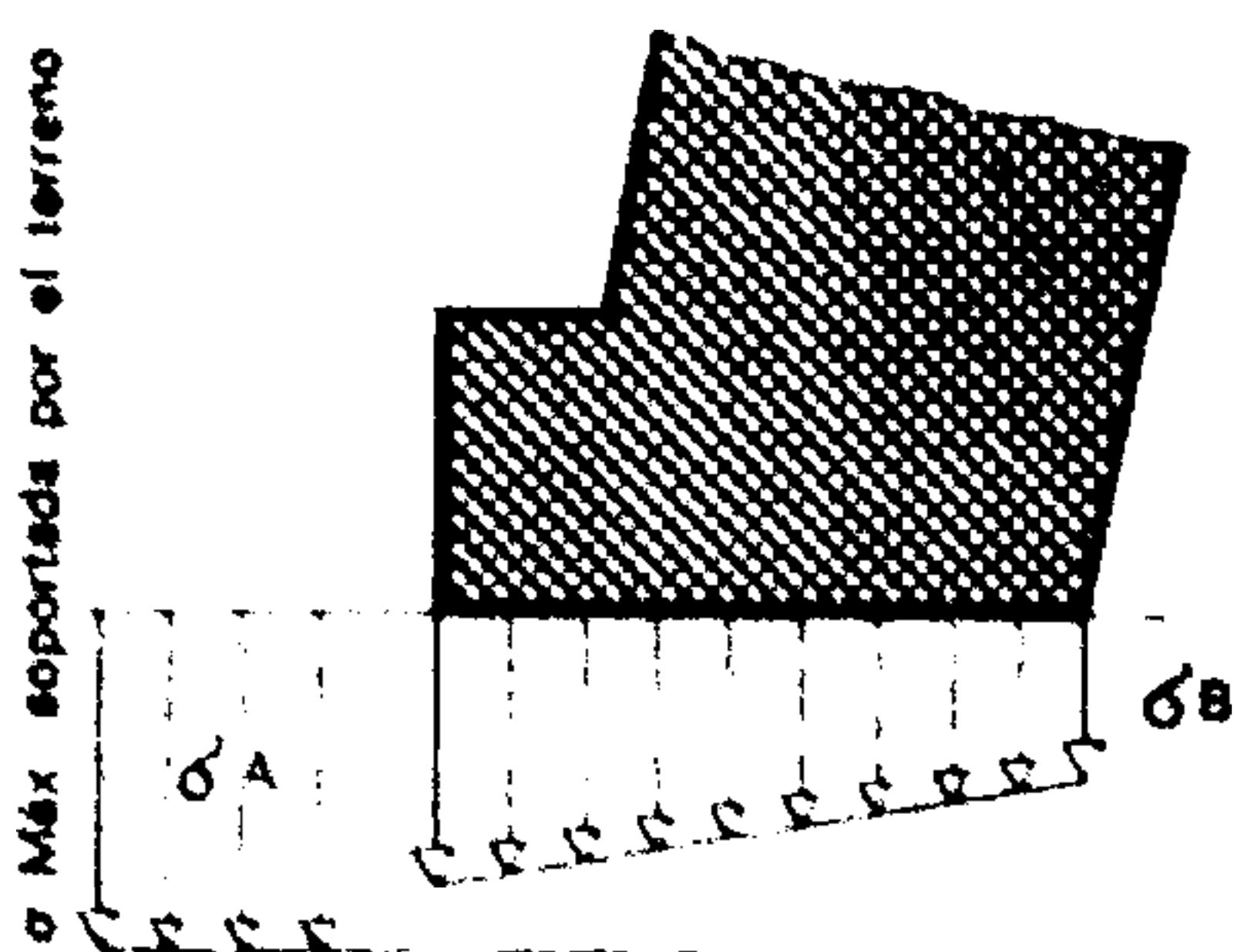


Fig. 631.

Las solicitaciones que el muro transmite al terreno tienen que ser inferiores a la solicitación máxima admisible por el terreno.

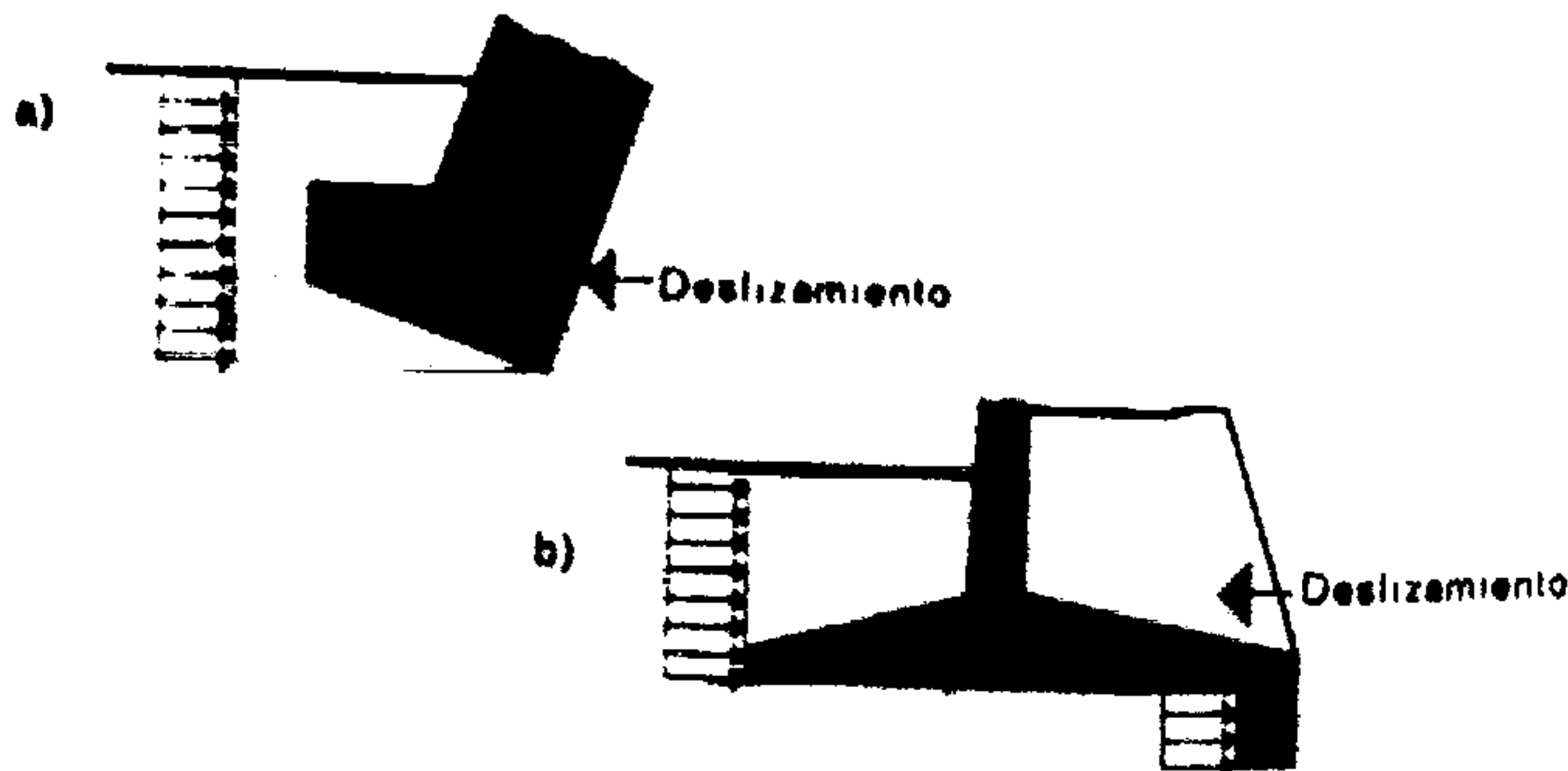


Fig. 632.

Seguridad contra el deslizamiento

a) Aumenta al disponer con inclinación la base de la zapata.
b) Puede obtenerse, cuando se trata de muros de hormigón armado, mediante una especie de viga longitudinal anclada en el terreno. Todas las fuerzas que se apliquen al muro por su parte de agua abajo contribuyen a impedir su deslizamiento.

La mejora de la estabilidad contra el deslizamiento depende del empleo de formas apropiadas.

Las solicitaciones ejercidas sobre cada hilada de un muro de obra de fábrica como también el asiento del muro sobre el suelo deben ser solicitaciones de compresión.

Para que todos los esfuerzos que actúan sobre

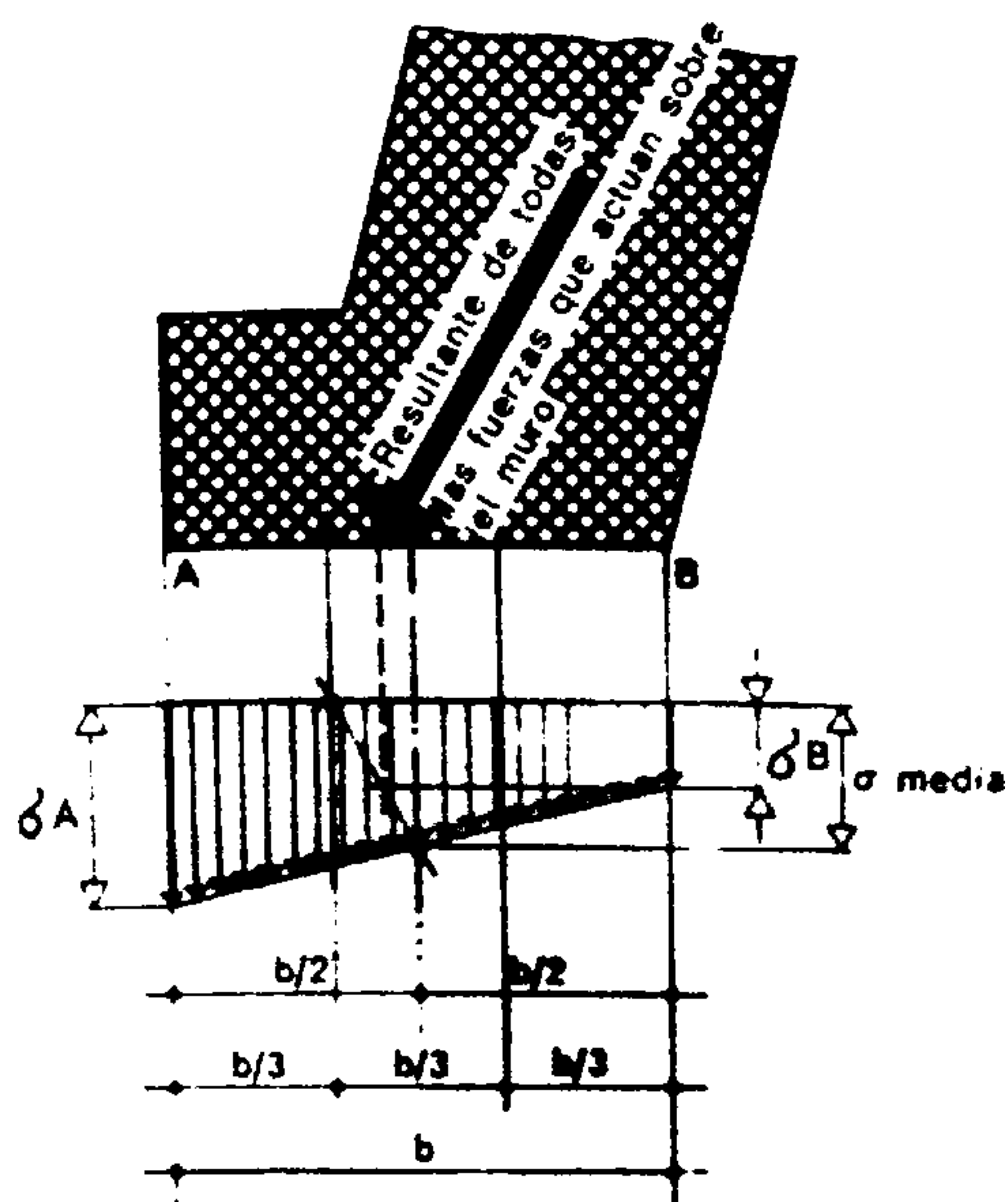


Fig. 633.

Las solicitaciones efectivas sobre el terreno, bajo la solera o zapata de un muro de contención, pueden determinarse por medio de una construcción gráfica.

$$\sigma_{\text{media}} = \frac{V}{b \cdot l}$$

V = componente vertical de la resultante de las fuerzas P .

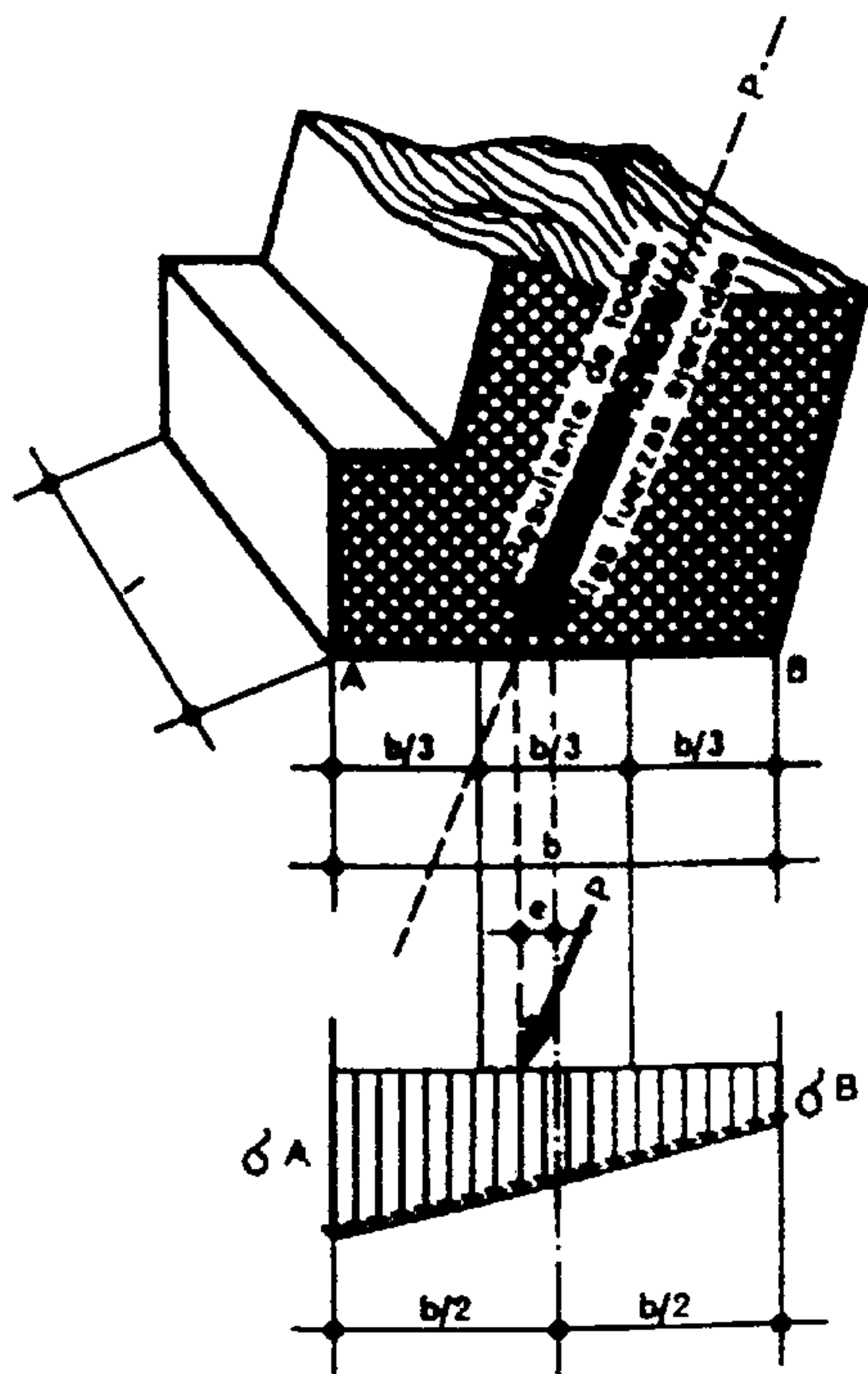


Fig. 634.

Para que las solicitaciones sobre el asiento sean de compresión es necesario que la resultante quede dentro del tercio central del asiento considerado.

e = excentricidad de P (o de V) respecto del eje de la solera.

$$\sigma_B = \frac{V}{b \cdot l} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \quad \sigma_A = \frac{V}{b \cdot l} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

una hilada sean de compresión, es preciso que la resultante de los mismos pase por dentro del tercio central de la hilada calculada.

Siendo rectangular la sección de la hilada (y de 1 m de longitud), la solicitación real a cada extremidad de la hilada vale:

$$\sigma = \frac{V}{b \cdot l} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\text{y para } l = 100 \text{ cm: } \sigma = \frac{V}{100b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

Basta tomar sucesivamente el valor $+$ y el valor $-$ del último término, para definir, respectivamente, la solicitación más cercana y la más alejada de la resultante, a saber:

$$\sigma_A = \frac{P}{100b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right); \quad \sigma_B = \frac{P}{100b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right)$$

Para que el muro esté en equilibrio es preciso que estos valores σ_A y σ_B sean inferiores al σ del terreno sobre que está edificado el muro. Por otra parte, la suma de las reacciones ejercidas por el terreno debe ser, por lo menos, igual al efecto existente sobre el muro.

El trazado del gráfico de las solicitaciones ayuda a la comprensión de los esfuerzos presentes.

Una regla muy empírica da una anchura del muro igual a la tercera parte de su altura. Esta relación puede aplicarse cuando se trata de muros de poca importancia.

Las figs. 636, 637 y 638 dan una idea de las proporciones usualmente adoptadas.

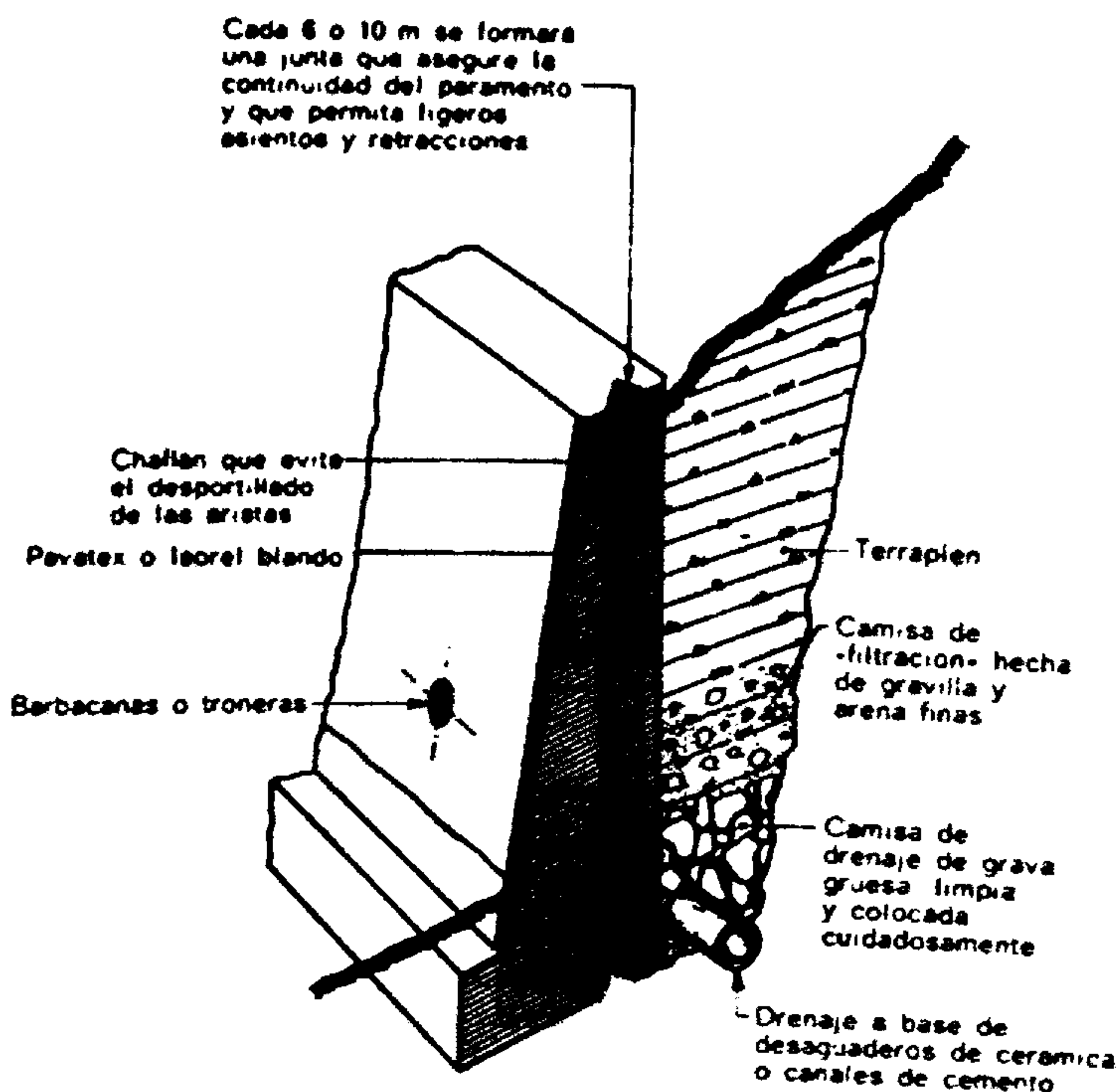


Fig. 635.

Juntas de los muros de contención

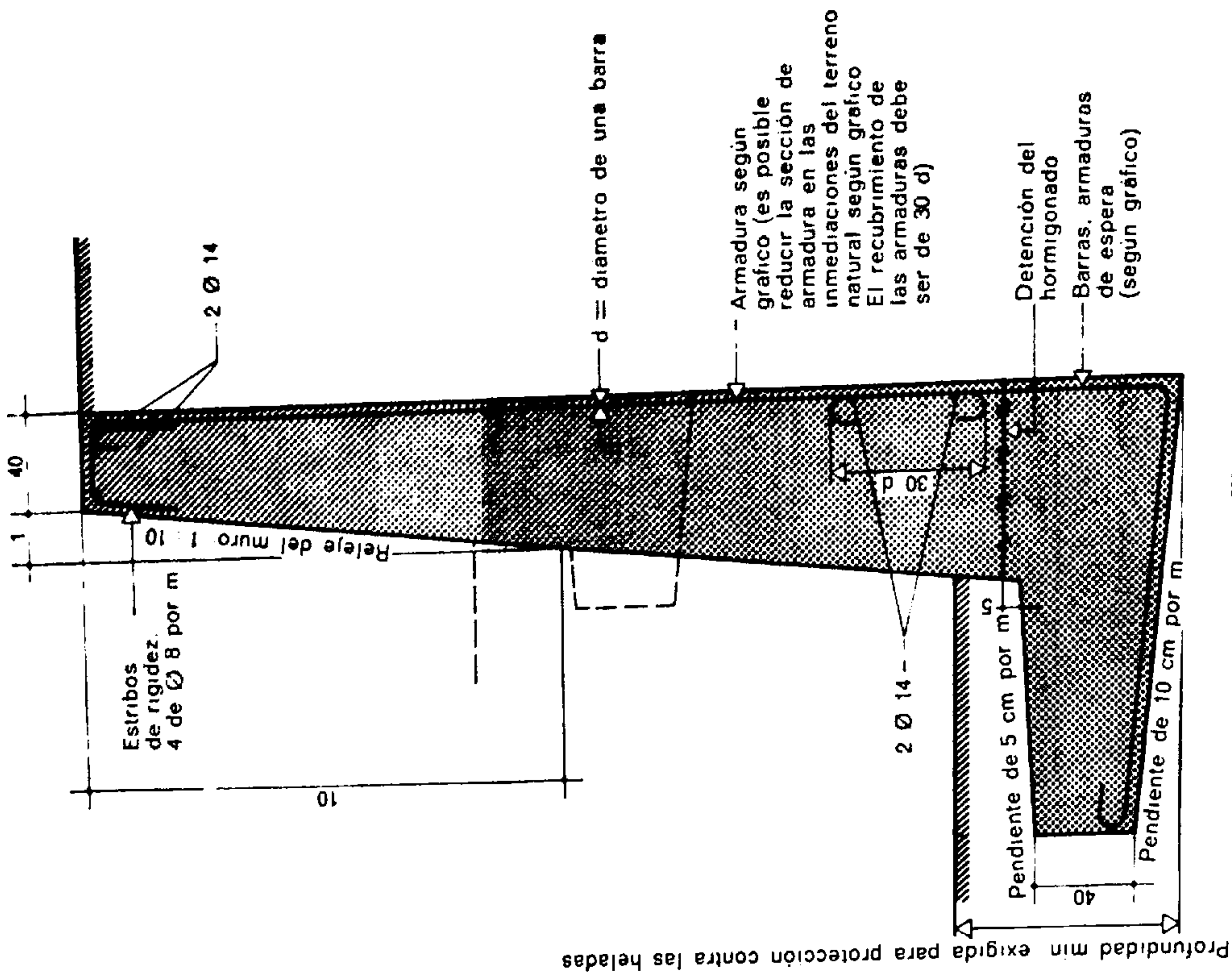


Fig. 638.

Perfil de un muro de gravedad hecho con hormigón ligeramente armado

Gráfico para determinar la sección de la zapata de un muro de contención, así como sus características de armadura, en un muro mixto de hormigón ligeramente armado. Terreno horizontal detrás del muro; densidad de las tierras: 1,6; ángulo del talud natural de las tierras: 40°.

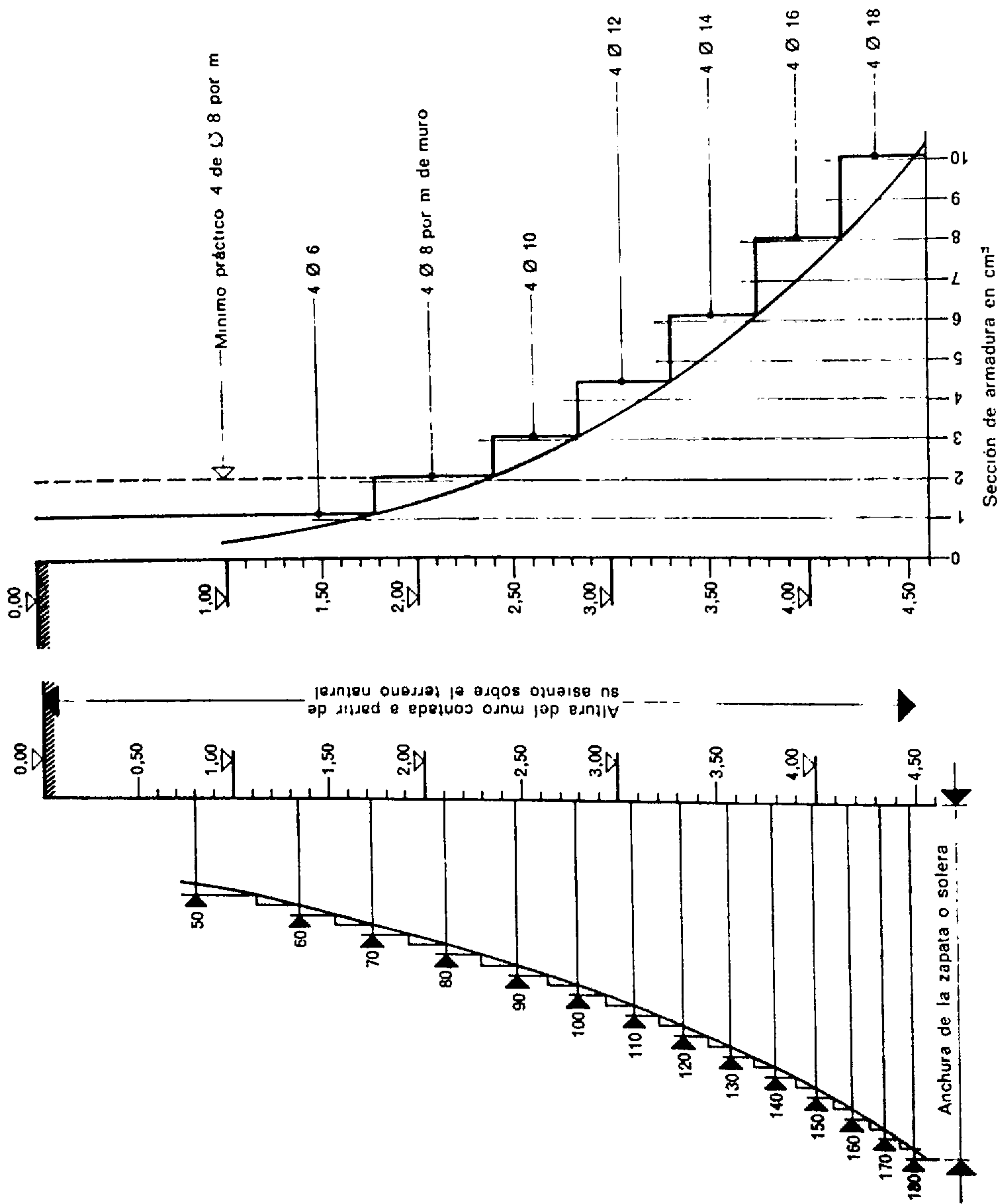


Fig. 637.

Determinación de la anchura de la solera o zapata en función de la profundidad (dada para un metro de longitud de muro)

Ejemplo: Para un muro de 4 m de altura:
Anchura de la zapata: 1,50 m.
Armadura: 4 de Ø 16 por m de longitud de muro.

Fig. 636.

Determinación de la anchura de la solera o zapata en función de la profundidad

3. PRINCIPIOS DE EJECUCIÓN

Los muros, según hemos visto, pueden ser contruidos con mampostería ordinaria o con hormigón

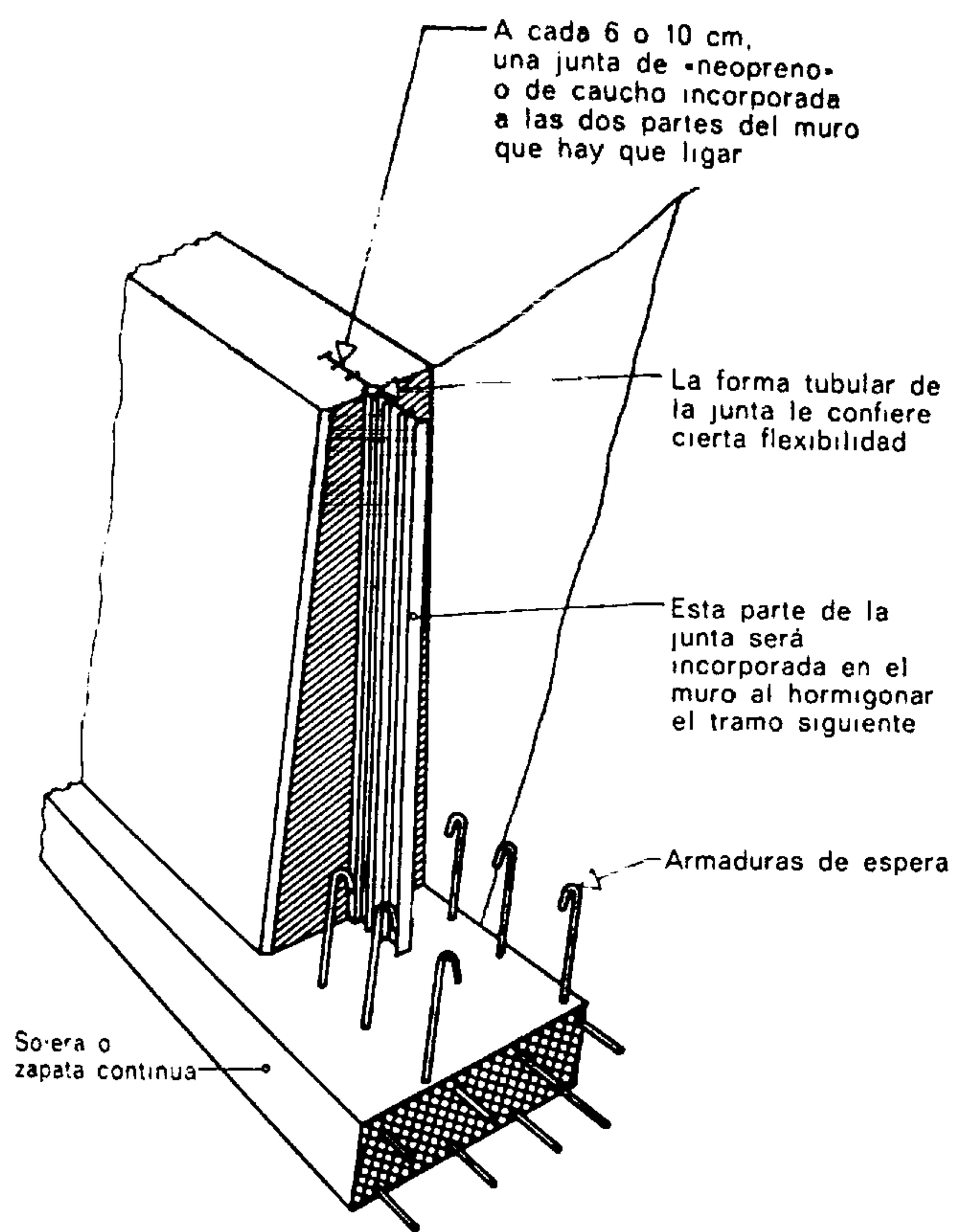


Fig. 639.

Las juntas entre los diferentes tramos de un muro de contención pueden hacerse con interposición de un elemento de caucho o de neopreno que asegura su impermeabilidad; la zapata, en cambio, no queda interrumpida en el sitio de la junta.

encontrado. La elección del material depende de los recursos existentes en las inmediaciones de la obra.

A fin de evitar el agrietamiento provocado por las ligeras retracciones del hormigón o las variaciones de la temperatura, así como por los pequeños asentamientos del terreno de cimentación, es necesario disponer juntas verticales.

Estas juntas verticales, distantes entre sí de 6 a 10 metros, deben ejecutarse en forma de cola de milano y revestirse con cartón asfáltico (o cualquier otro material apropiado).

La realización de un ligero achaflanado evita que se desportillen las aristas o "labios" de la junta.

El agua puede ocasionar el reblandecimiento del terreno, modificando con ello su estructura, su consistencia y su resistencia. Con el fin de eliminar los peligros de desperfectos ocasionados por la acumulación de agua en la parte del muro que mira aguas arriba, es necesario prever un sistema de drenaje o de troneras de desagüe. Estos dos elementos sirven para eliminar el agua con lo cual se conserva el terreno en su mejor estado y se evitan los empujes superfluos del agua o del hielo, en caso de heladas.

Para asegurar una evacuación eficaz del agua, es necesario terraplenar la parte de arriba del muro con grava limpia o balasto. Este terraplenado debe descansar sobre el drenaje que, a su vez, estará colocado sobre un umbral impermeable de hormigón o de arcilla comprimida. Se puede aplicar este mismo dispositivo cuando la evacuación de las aguas esté asegurada por medio de barbacanas o troneras.

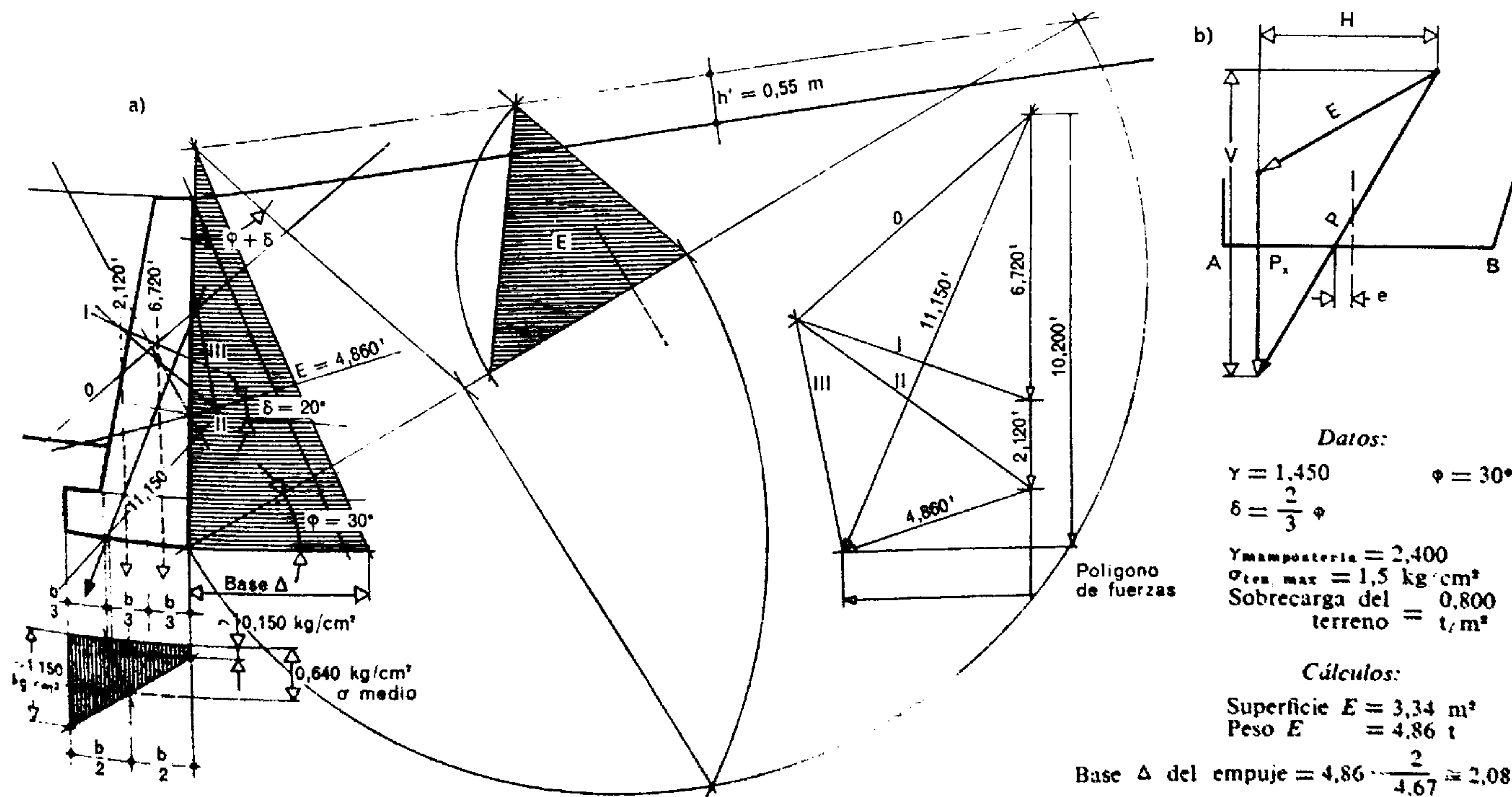


Fig. 640. — Ejemplo de cálculo de un muro de contención con un terreno sobrecargado (a)

b) La resultante P de todas las fuerzas que actúan sobre la obra y dentro de ella puede descomponerse en dos fuerzas: una componente vertical V y una componente horizontal H . Una y otra, sobre la base AB , actúan en el punto de la intersección P con AB , es decir a una distancia e del eje de la base.

El paramento de los muros de contención puede llevarse a cabo de acuerdo con las exigencias de la estética. Los muros de hormigón pueden recibir un revestimiento de piedra o un enlucido o bien dejarse en bruto, tal como resultan del desencofrado. En este último caso, el encofrado debe tener sus juntas

bien cerradas, la madera bien acepillada y el hormigón con una granulometría de acuerdo con el sistema adoptado para la puesta en obra. A fin de evitar las eflorescencias molestas en la superficie del muro, es conveniente mezclar a la masa del hormigón aditivos adecuados a las características requeridas.

UTN

Facultad Regional

San Rafael

CAPÍTULO XIV

ANDAMIOS

1. PRINCIPIOS GENERALES

Los andamios son construcciones provisionales que ofrecen la posibilidad de llegar a todos los puntos de una obra con el fin de permitir su realización.

3. La ligereza, factor de economía en el transporte y en la conservación;
4. La posibilidad de emplear nuevamente el material utilizado.

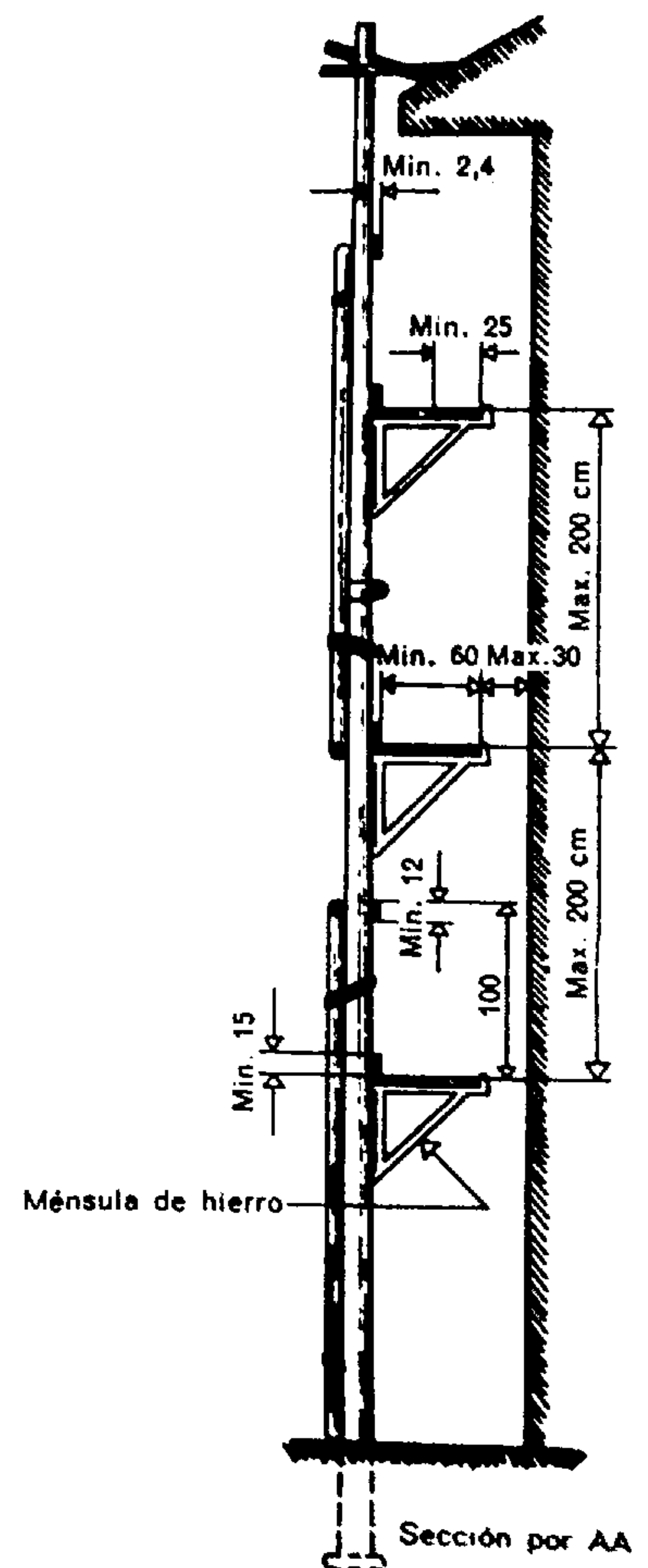
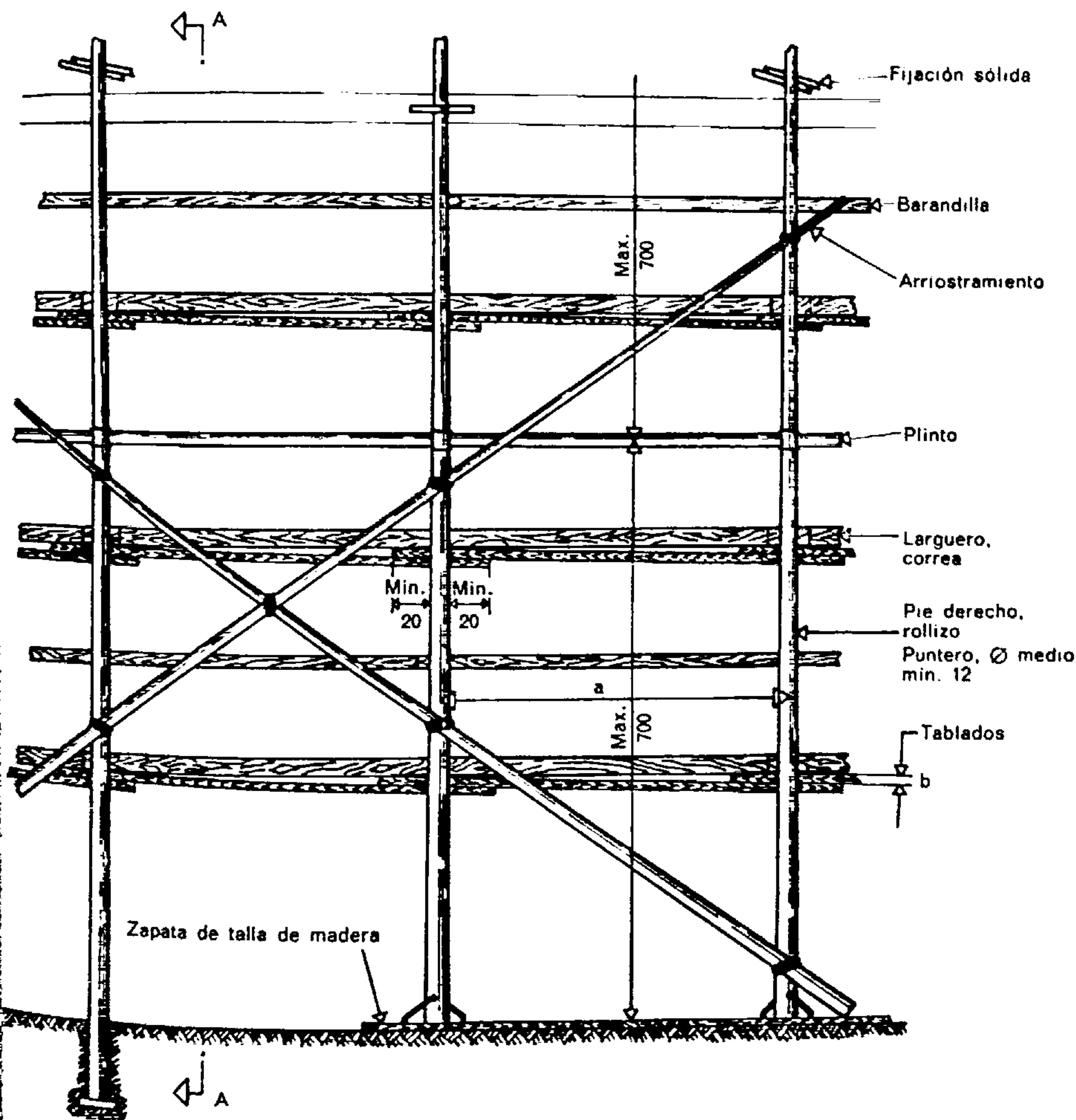


Fig. 641.

Andamio ligero con ménsulas para revoques, pintura, etc.

Los principios esenciales que guían la elección y finalidades de esas construcciones temporales son:

1. La seguridad o solidez;
2. La rapidez de montaje y desmontaje;

El establecimiento de los andamios es objeto de reglamentaciones que determinan las dimensiones mínimas que hay que adoptar así como el principio de su establecimiento.

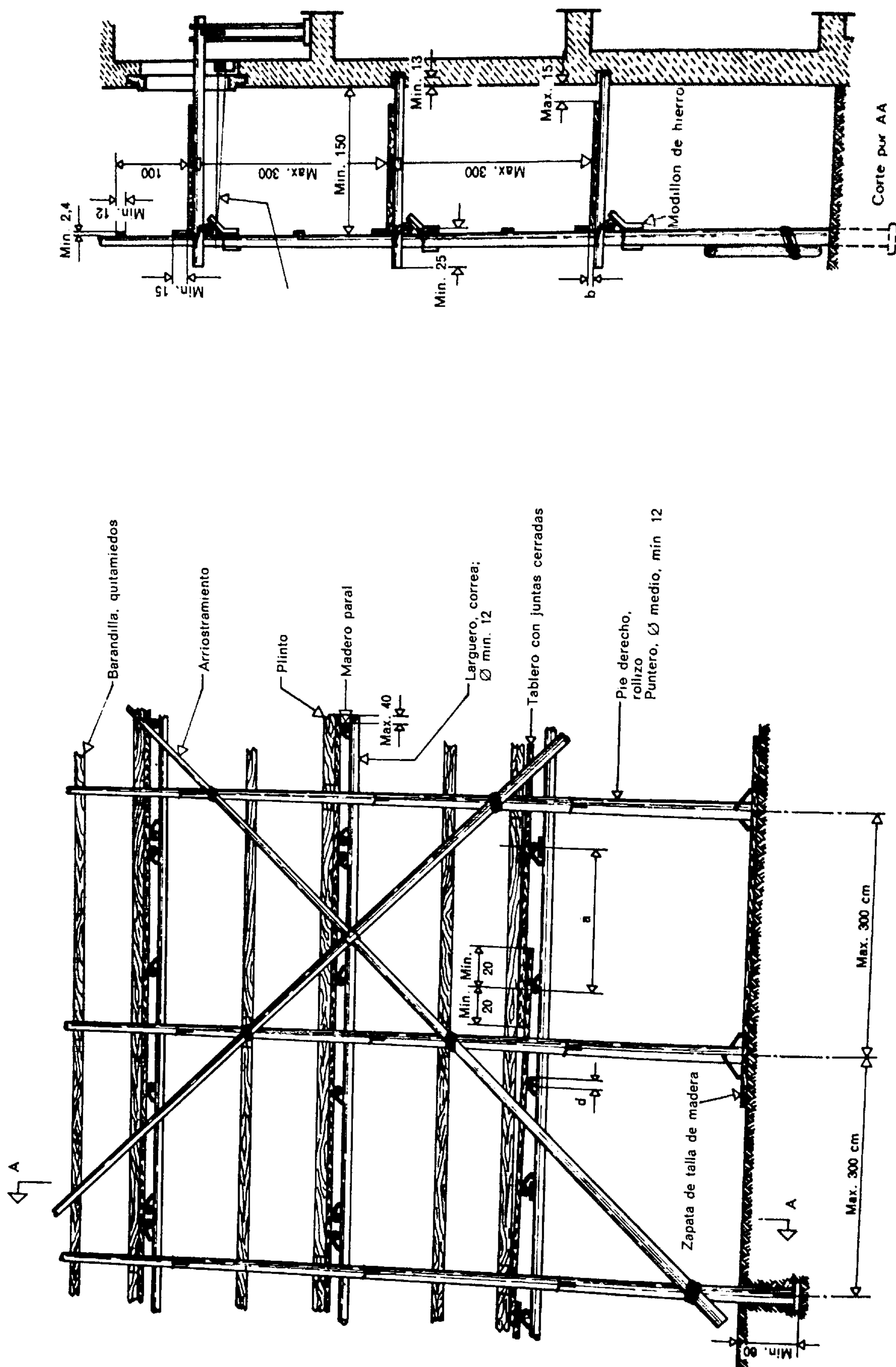


Fig. 642.

Andamio para construcción

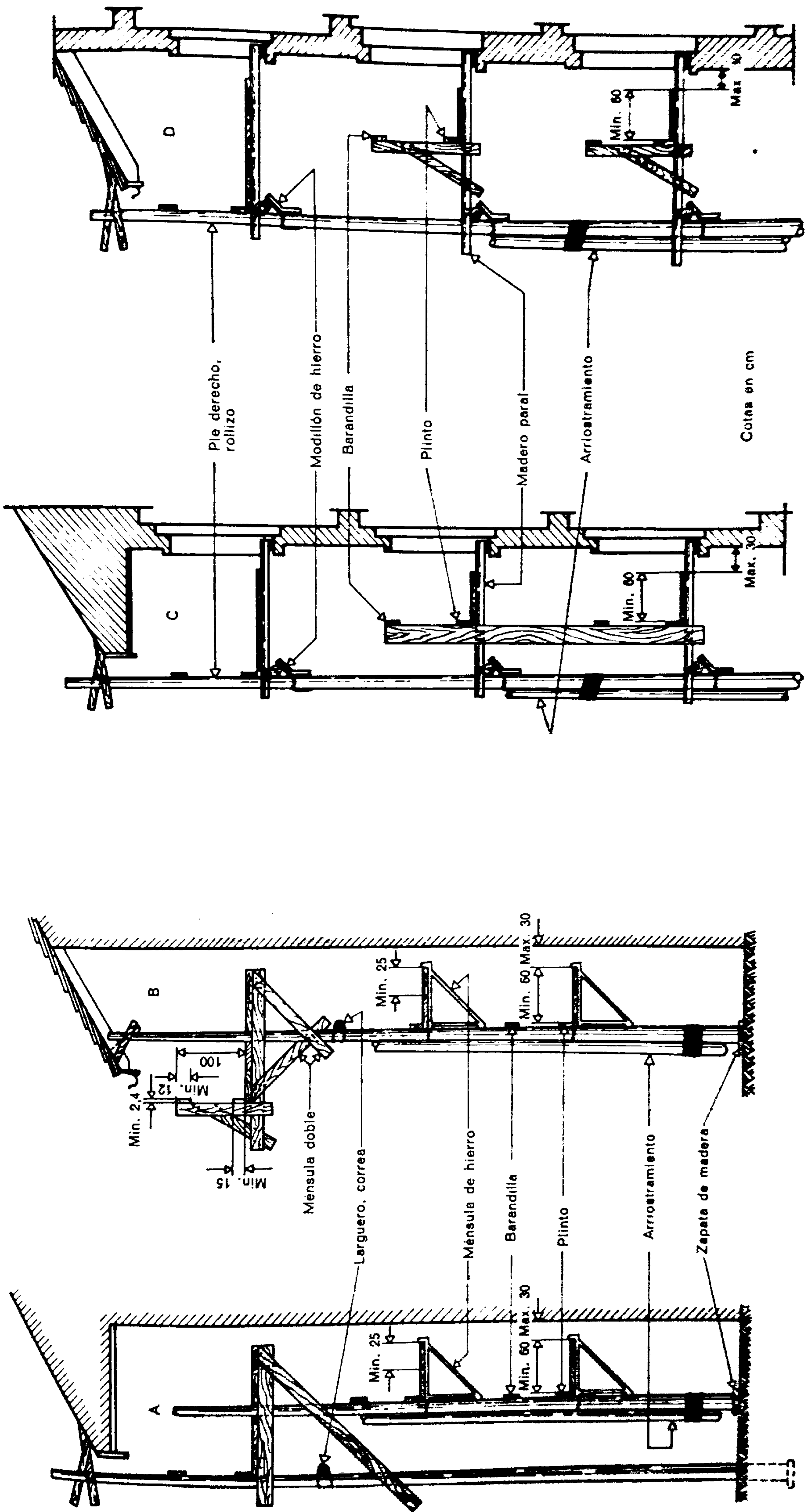


Fig. 643.

Andamio ligero para un alero muy saliente

2.1. ANDAMIOS DE MADERA

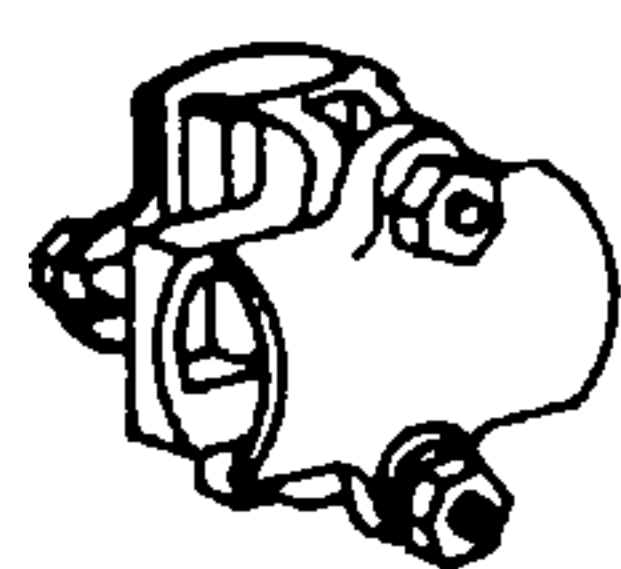
El material utilizable en los andamios debe ser: rollizos de madera, descortezados; tablonés de un espesor mínimo de 4 cm, previamente rectificadas; grapas de hierro plano de más de 8 mm de espesor.

Por otra parte, por motivos de seguridad, deben arrancarse todos los clavos salientes; las ejecuciones y ligaduras entre los diferentes elementos pueden ser cadenas, cuerdas o cables cuya solidez y resistencia a la intemperie estén de acuerdo con las exigencias de los reglamentos.

Los croquis 641 a 643 indican las disposiciones generales mínimas que deben adoptarse.

2.2. ANDAMIOS METÁLICOS

La disposición de los andamios metálicos consiste generalmente en la yuxtaposición y enlace de tubos de acero dulce de 40/49 mm o de 1 1/2" (y a veces tubos de 26/34).



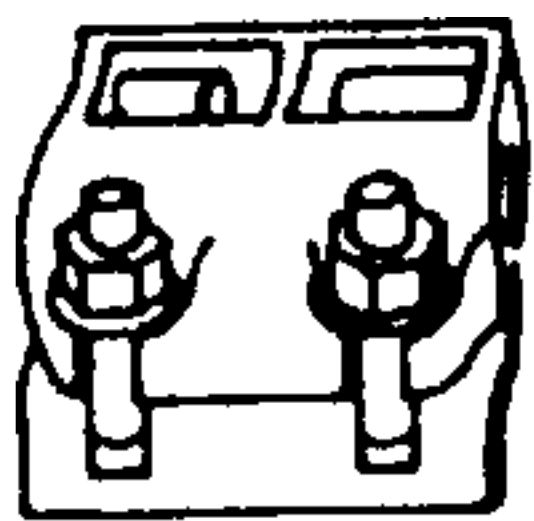
Acoplamiento ortogonal



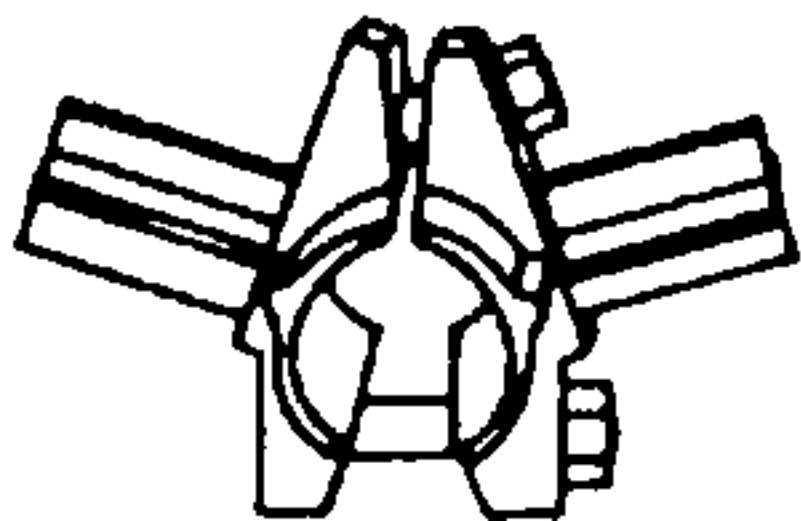
Acoplamiento paralelo



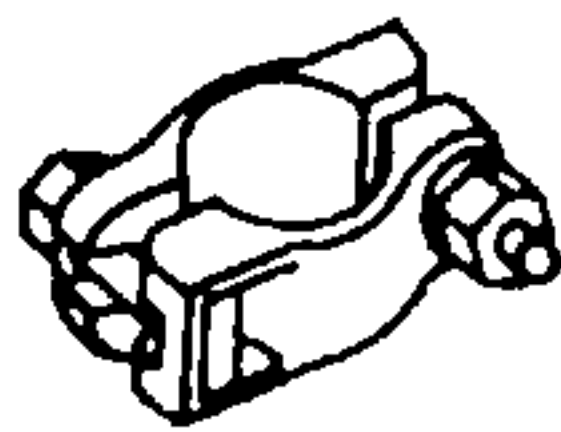
Acoplamiento articulado



Unión de tubos para esfuerzos de tracción



Acoplamiento que permite el centrado de los esfuerzos



Semiacoplamiento

Fig. 644.

Acoplamientos y piezas de unión para andamios



Clavija para empalme de tubos

La unión o enlace de los tubos está asegurado por medio de manguitos y acoplamientos que son objeto de patentes particulares. Hay por ejemplo los tipos: Innocenti, Entrepose, Mills, etc.

La realización de esas construcciones requiere cierta experiencia a fin de componer los diferentes planos del montaje (véase la fig. 645).

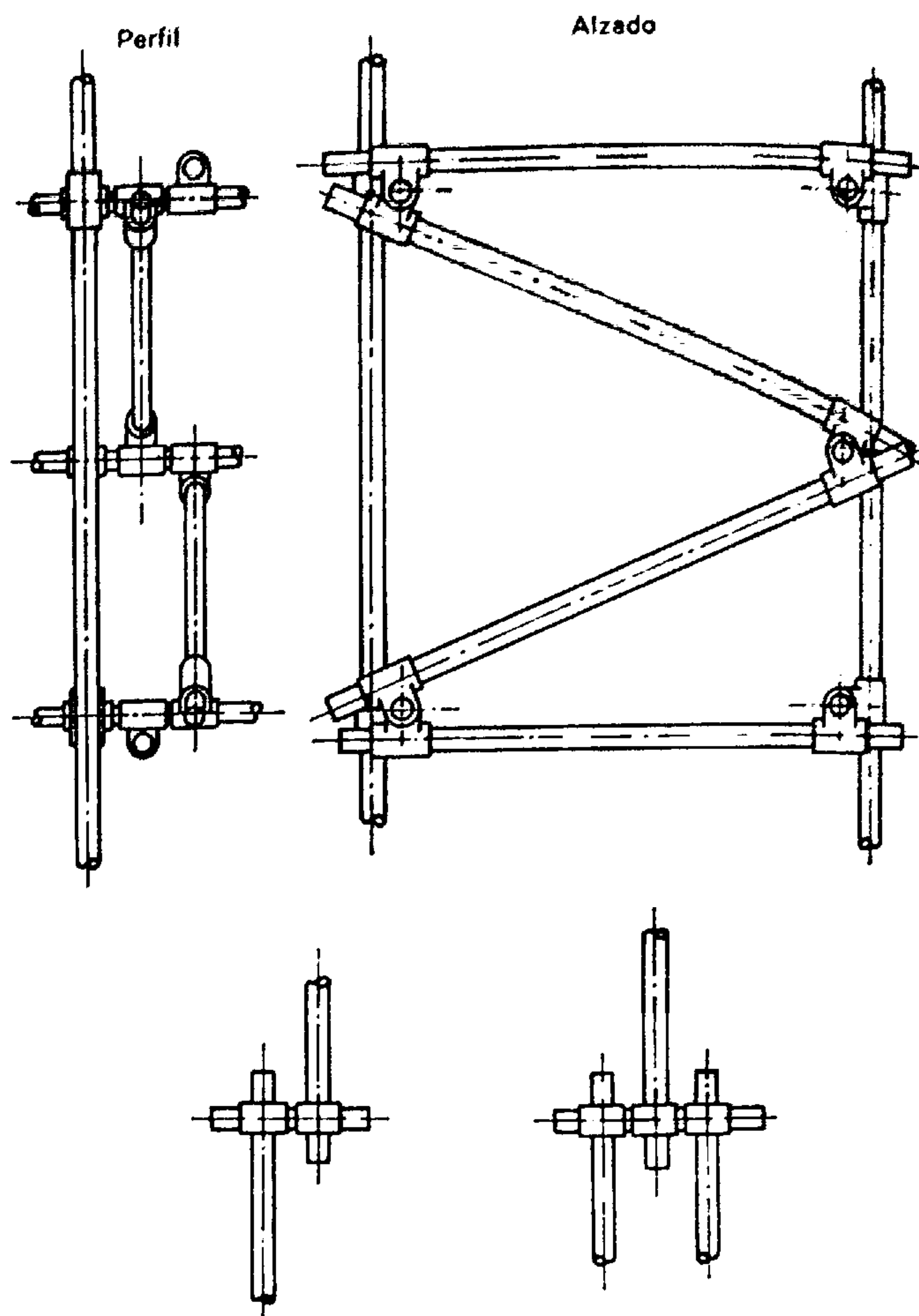


Fig. 645.

El juego de los acoplamientos no permite centrar los esfuerzos sobre los nudos.

A fin de eliminar los desagradables efectos de flexión provocados por el descentrado de las cargas, cuando éstas son muy fuertes es prudente hacer simétrico el acoplamiento o empalme. Los andamios metálicos son limpios y están ideados para un trabajo cómodo y rápido.

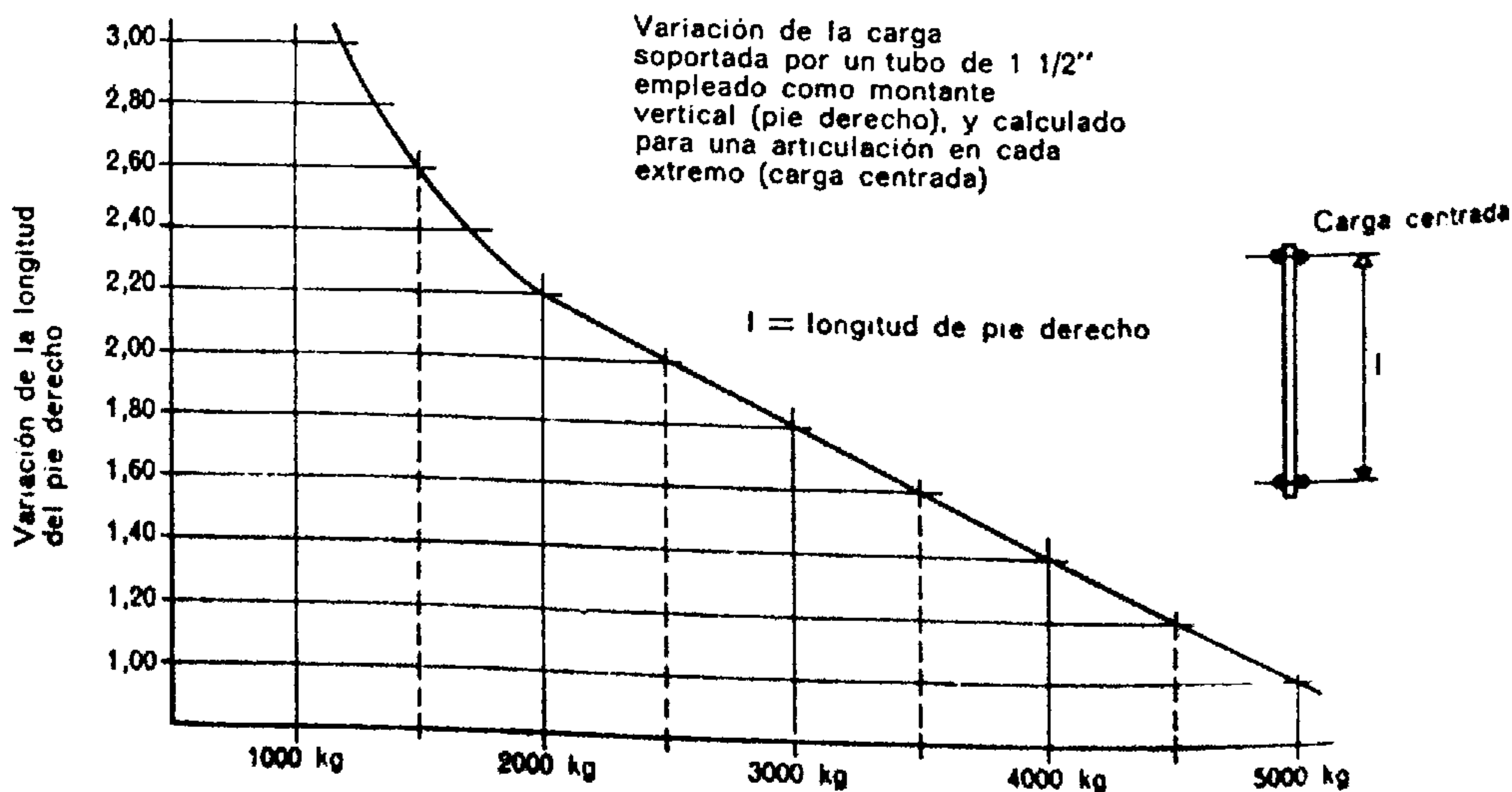


Fig. 646.

Variación de la carga vertical soportada por un tubo

2.3. ANDAMIOS DE DISTINTAS CLASES

Los andamios de escaleras tanto de madera como metálicos, que se emplean sobre todo para los trabajos de remiendo y restauración de fachadas, tienen sus montantes o soportes en forma de escalera cuyos peldaños sirven de riostras y sustentáculos para los tablonos o plataformas intermedias. La estabilidad de este género de andamios corre a cargo de

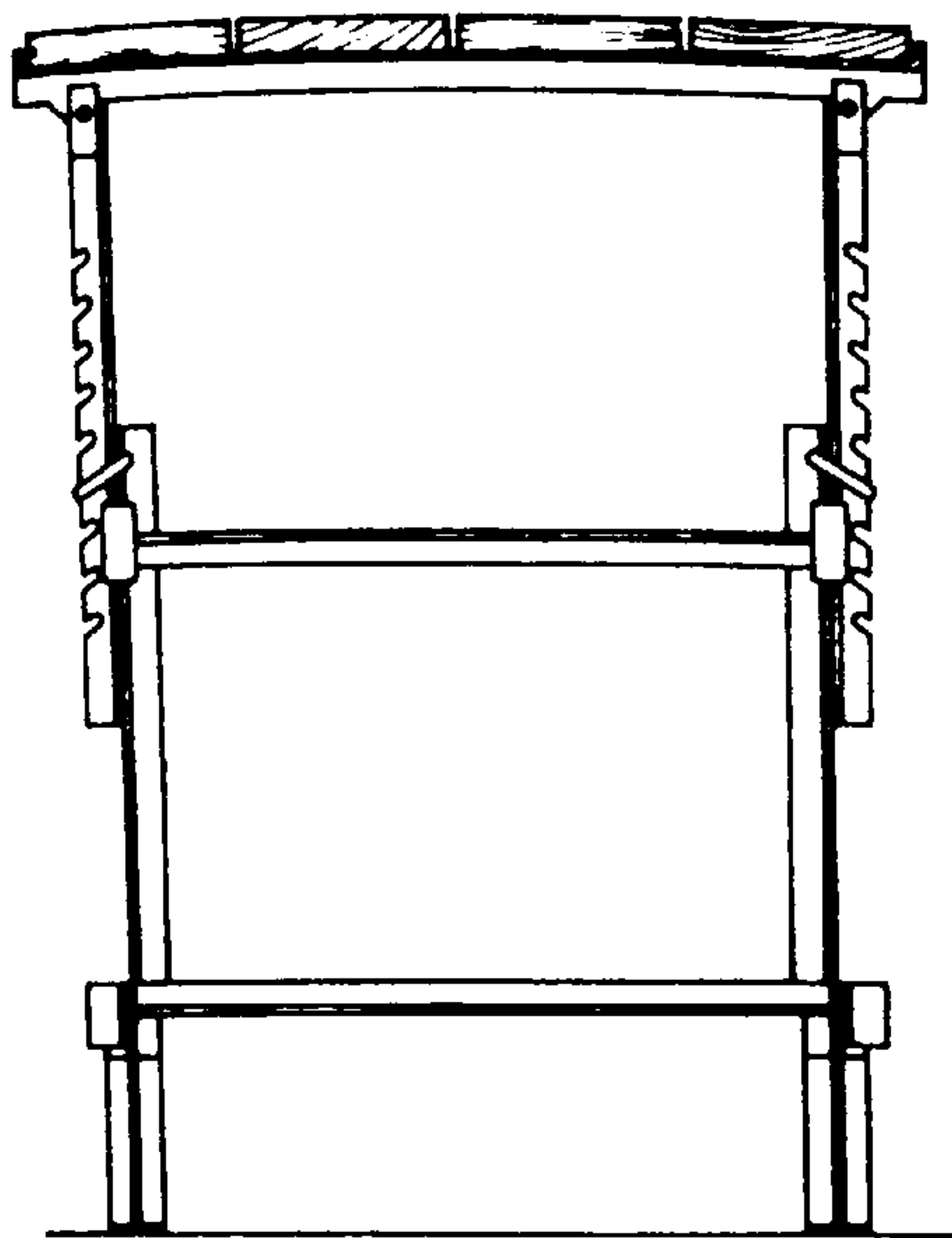


Fig. 647.

Caballetes metálicos extensibles para la construcción de pequeños andamios

Andamios compuestos de elementos y paneles completos permiten realizar rápidamente grandes superficies por medio de acoplamientos y uniones convenientes. Esos andamios pueden montarse sobre bases (andamios fijos) o sobre ruedas (andamios móviles).

ciertas ligaduras solidarias de crics o gatos que se aprietan contra las aberturas, puertas, ventanas, etc.

Los andamios ligeros de que se sirven sobre todo los artesanos de las especialidades de acabados, están previstos para un montaje y puesta en servicio rápidos. El empleo de caballetes extensibles o fijos o bien de ménsulas dispuestas sobre escaleras

permite realizaciones sencillas y eficaces. Conviene desde luego llamar la atención de los constructores sobre el arriostramiento que asegura su estabilidad. Es necesario, pues, procurar siempre, mediante aspas y sujeciones en las partes fijas ya construidas, una consolidación que elimine los movimientos transversales. Esto permitirá a los usuarios servirse de ellos con toda seguridad y sin temor ni aprensión.

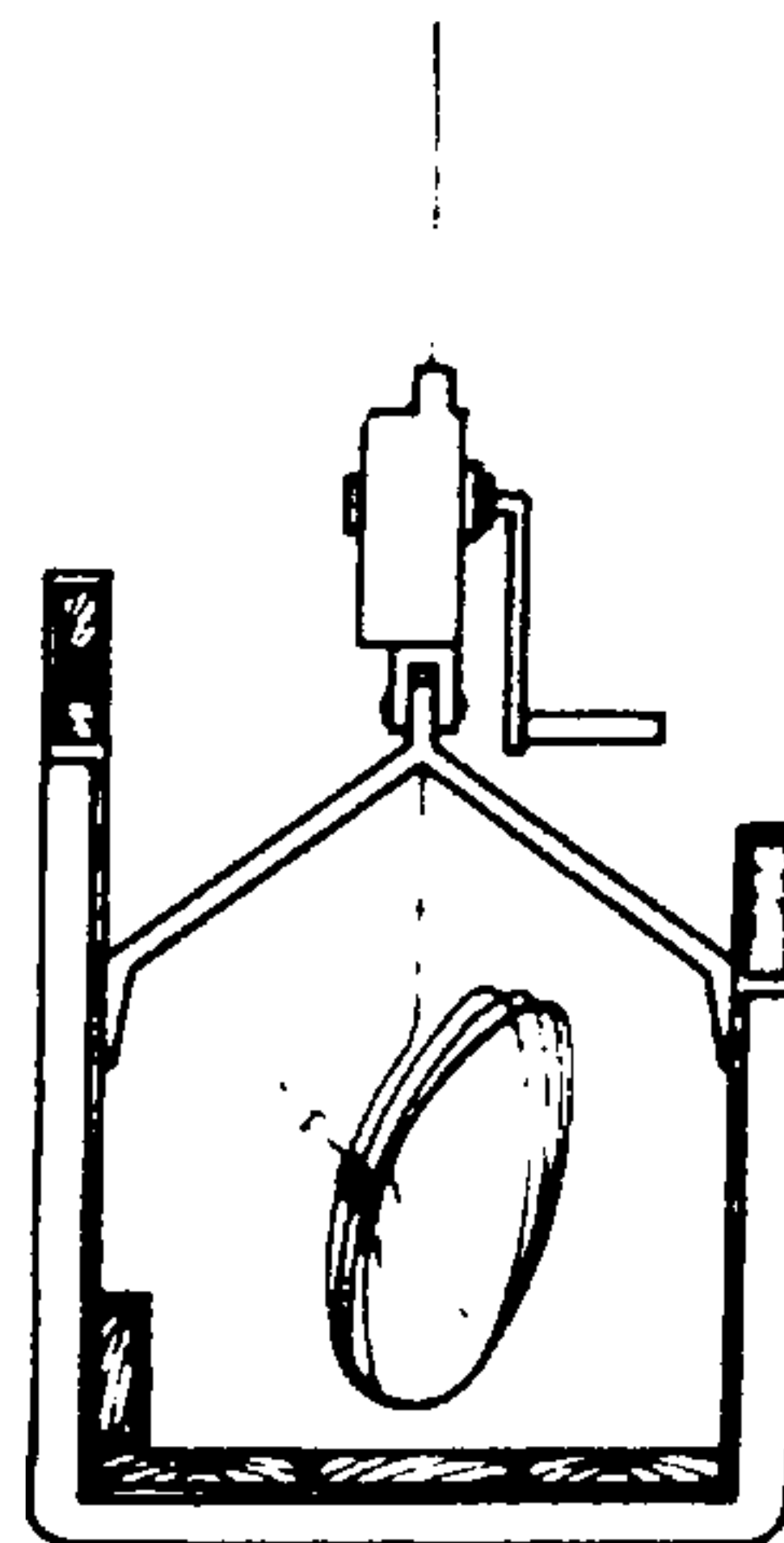


Fig. 648.

Los andamios o puentes volantes, maniobrados por medio de tornos situados sobre las pasarelas, están suspendidos por cables o cadenas, amarrados a la carpintería, y quedan desviados de la fachada por medio de poleas de cambio de dirección.

Las jaulas son andamios o puentes volantes de reducidas dimensiones. Sólo tienen sitio para un operario. Se emplean particularmente para trabajos de hojalatería. El albañil puede utilizarlas para efectuar retoques en las fachadas.

Se llaman andamios en abanico aquellos que se establecen apoyando montantes en las ventanas de la fachada. Generalmente empleados por hojalateros, permiten trabajar en cornisas, en las construcciones elevadas. Deben amarrarse con cuidado y estar provistos de una protección que evite tanto la caída de los obreros como la de herramientas o materiales.

UTN
Facultad Regional
San Rafael

ELEMENTOS DE GEOMETRÍA

1. TRAZADO DE ALGUNAS CONSTRUCCIONES GEOMÉTRICAS POR MEDIO DE LA REGLA Y EL COMPAS

1.1. PERPENDICULARES Y PARALELAS

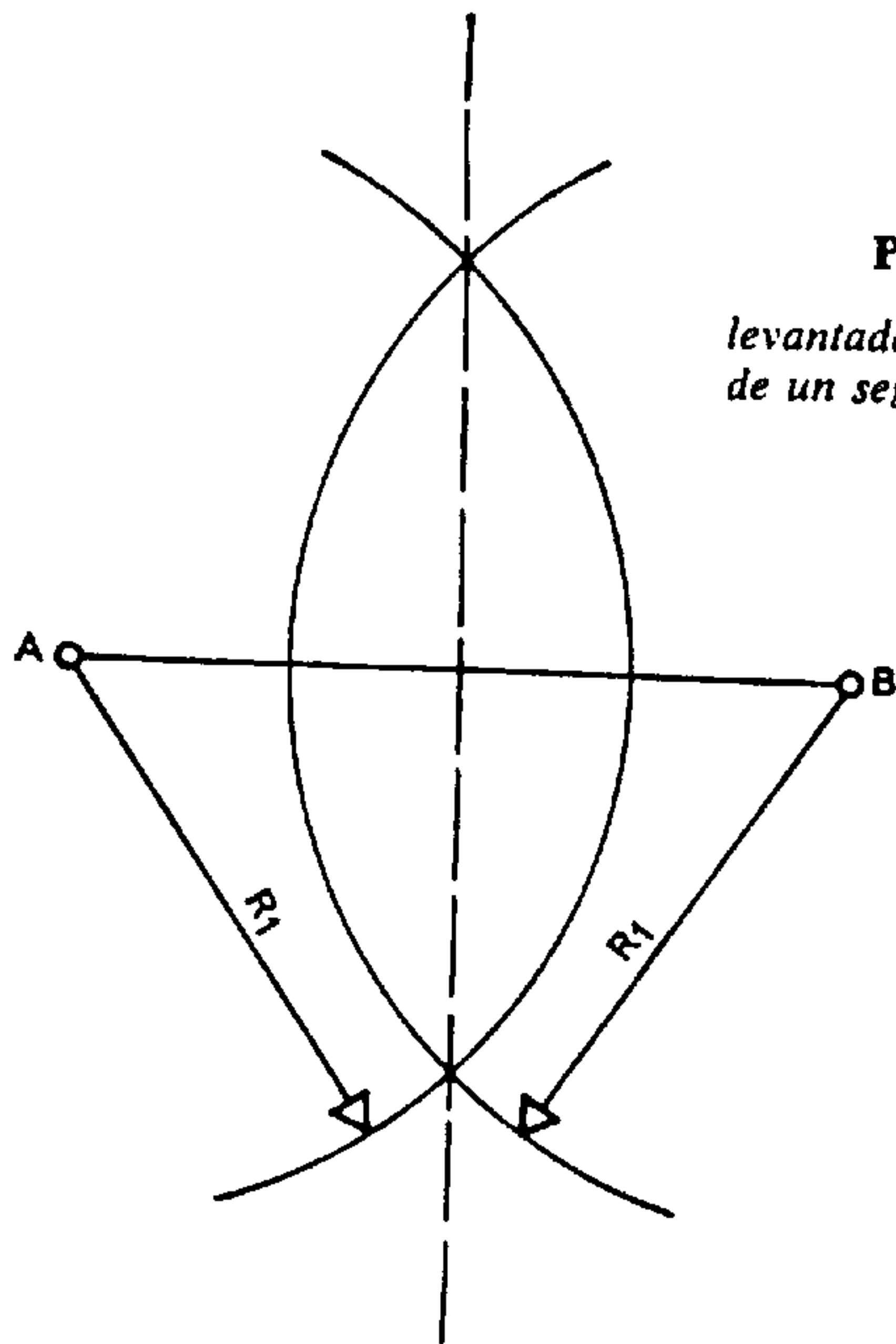


Fig. 649.
Perpendicular
levantada en el punto medio de un segmento rectilíneo AB.

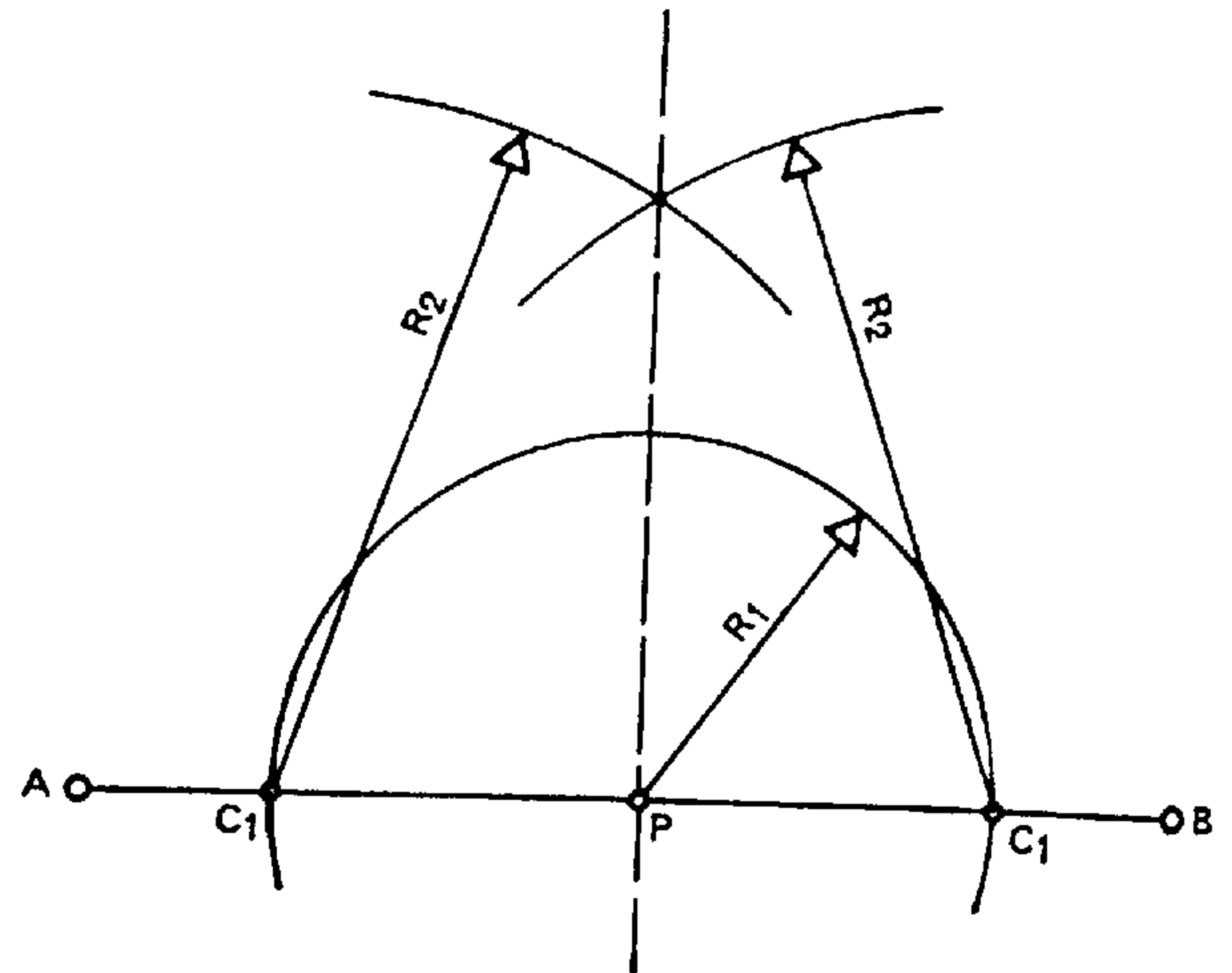


Fig. 650.
Perpendicular
levantada en un punto P dado, situado sobre la recta AB. R_1 y R_2 cualesquiera.

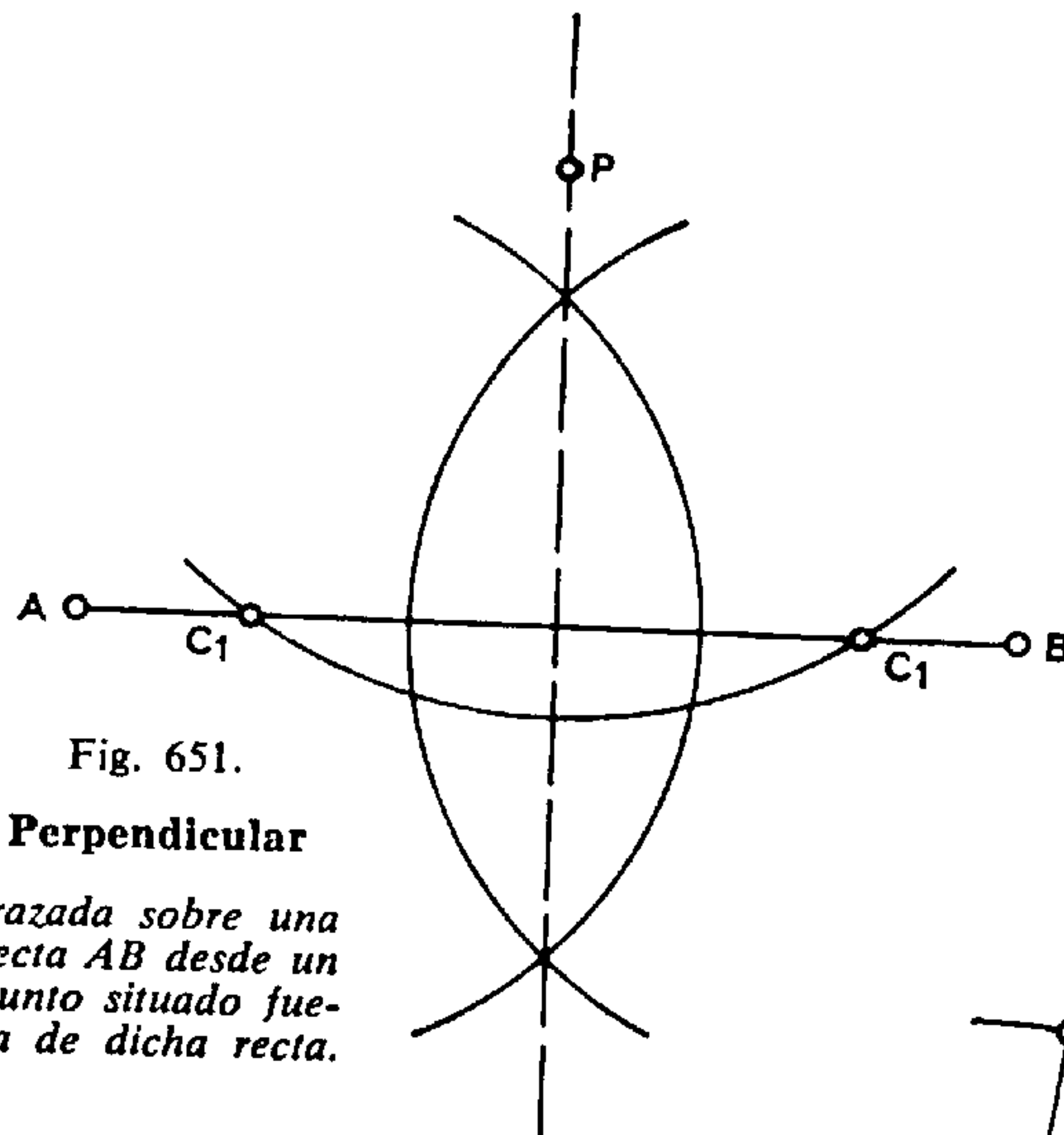


Fig. 651.
Perpendicular
trazada sobre una recta AB desde un punto situado fuera de dicha recta.

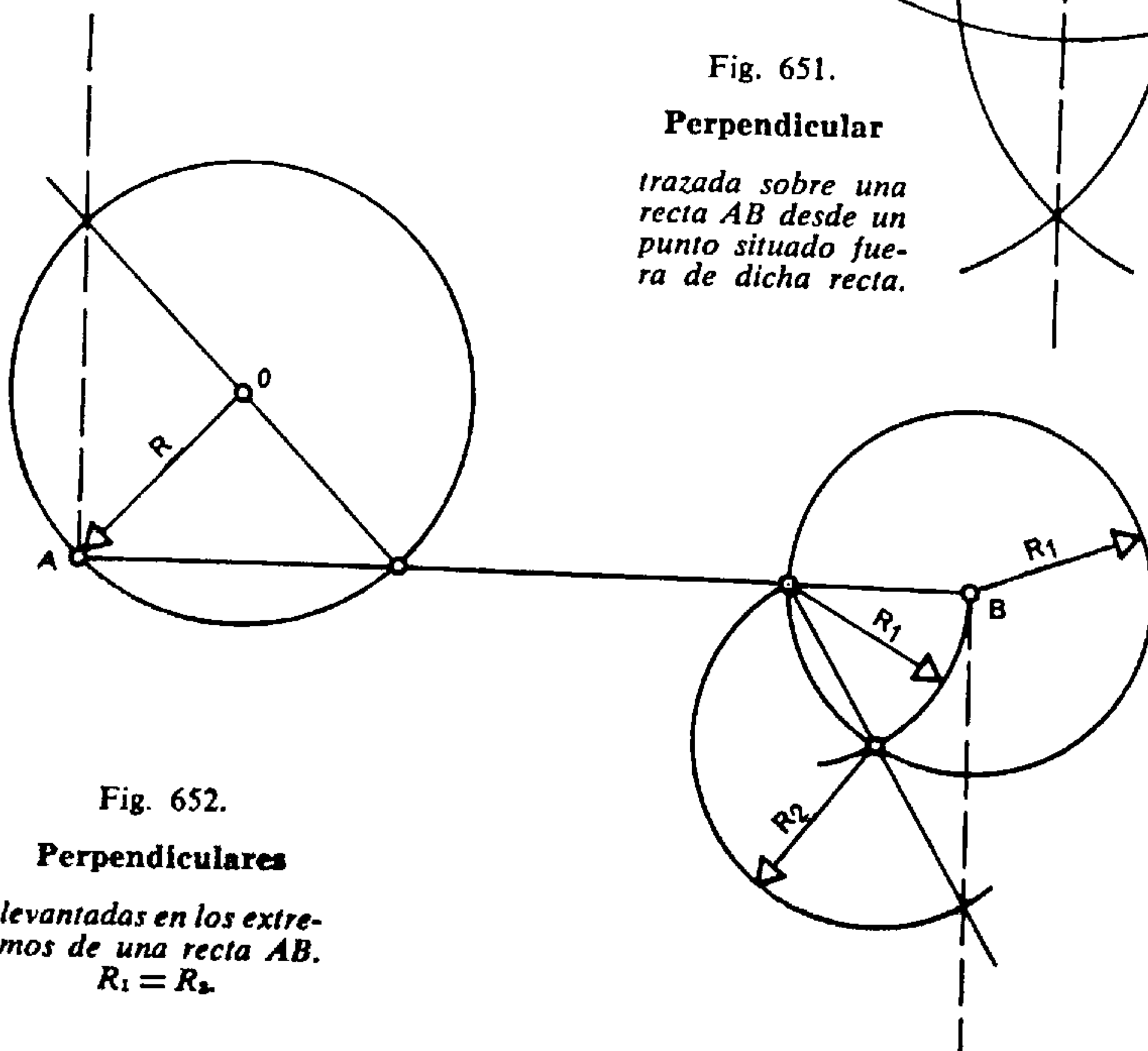


Fig. 652.
Perpendiculares
levantadas en los extremos de una recta AB. $R_1 = R_2$.

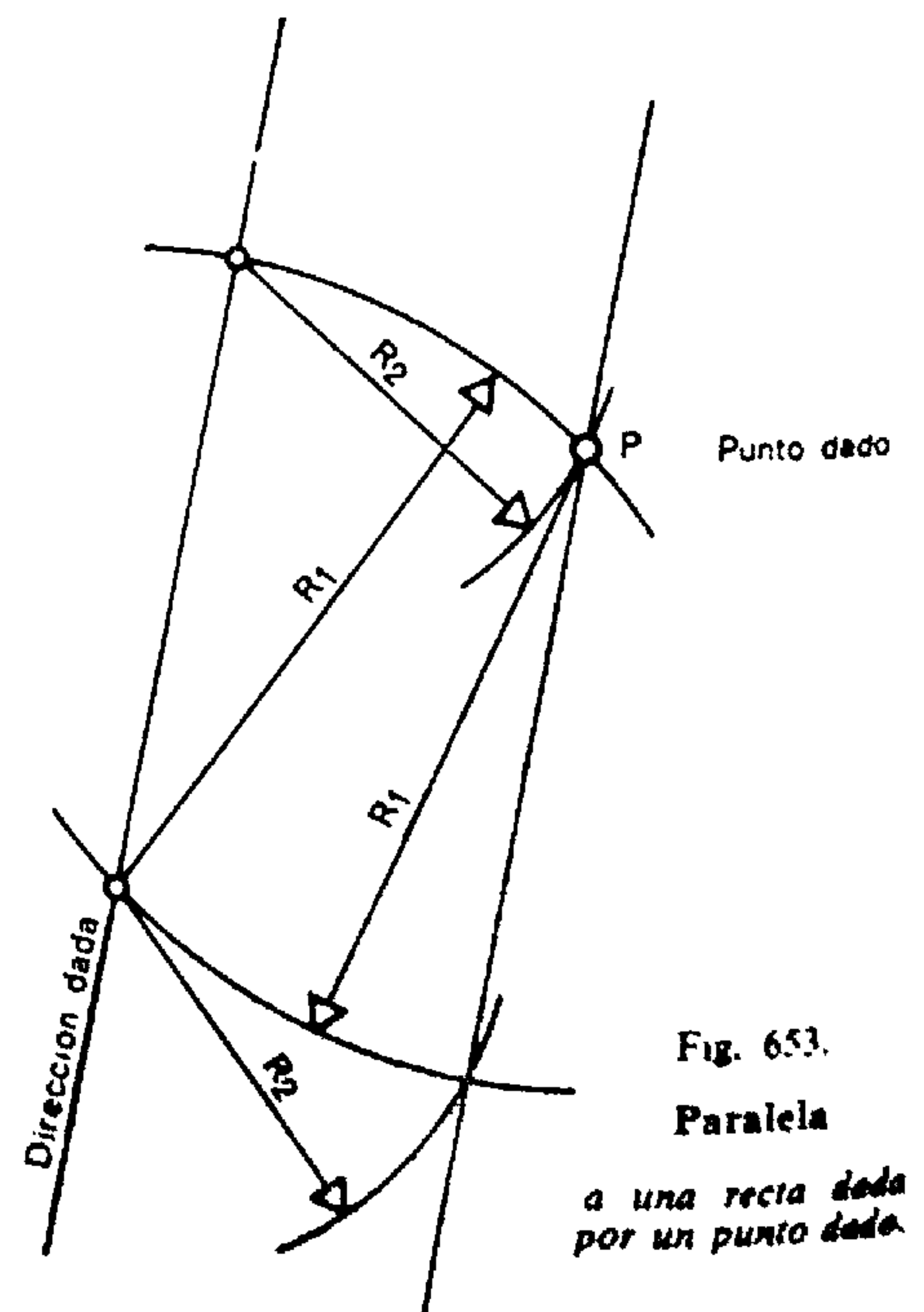


Fig. 653.
Paralela
a una recta dada por un punto dado.

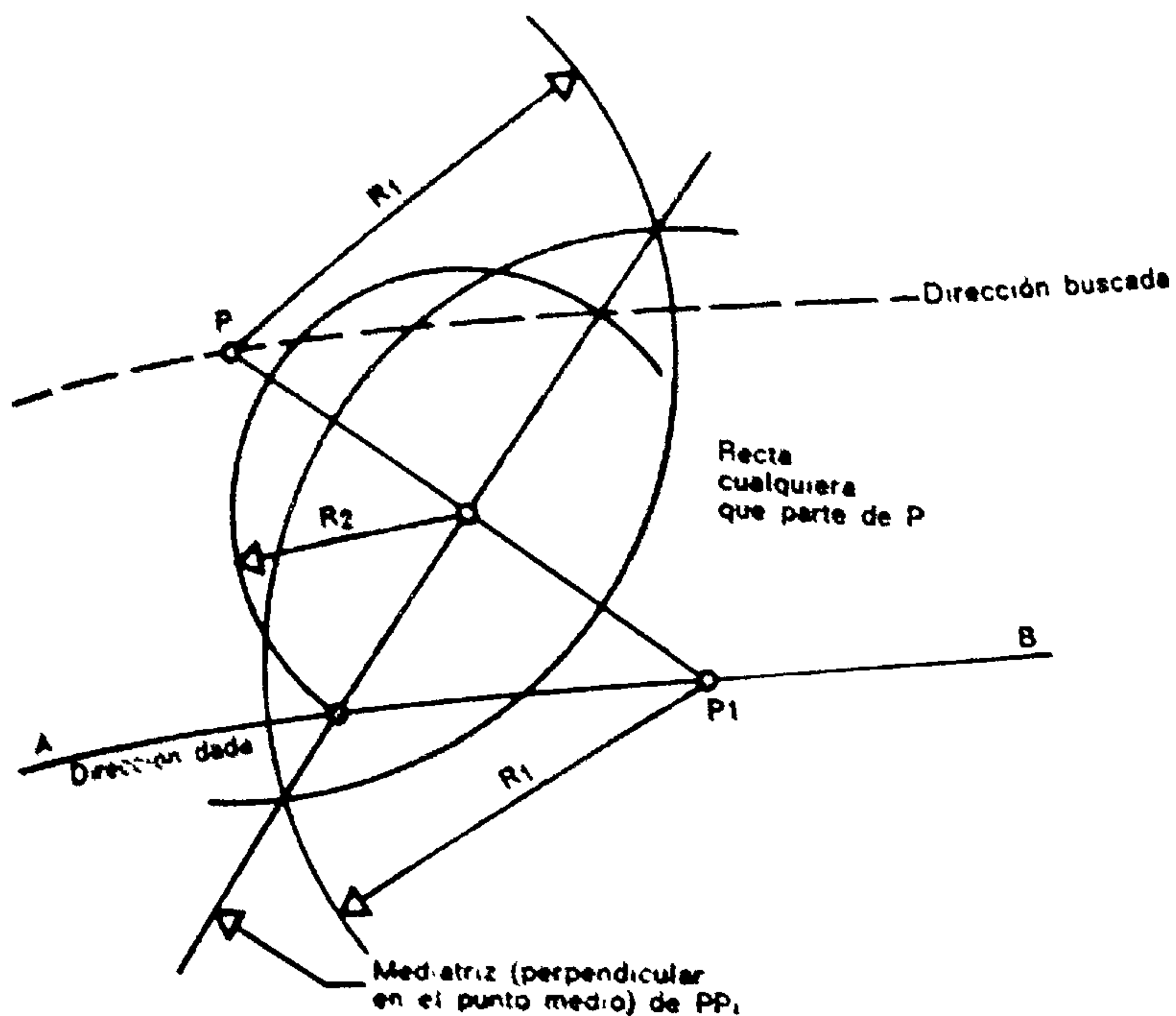


Fig. 654.

Paralela

a una recta por un punto dado P (otro método).
 R_1 es un radio cualquiera.

1.2. ANGULOS E INTERSECCIONES

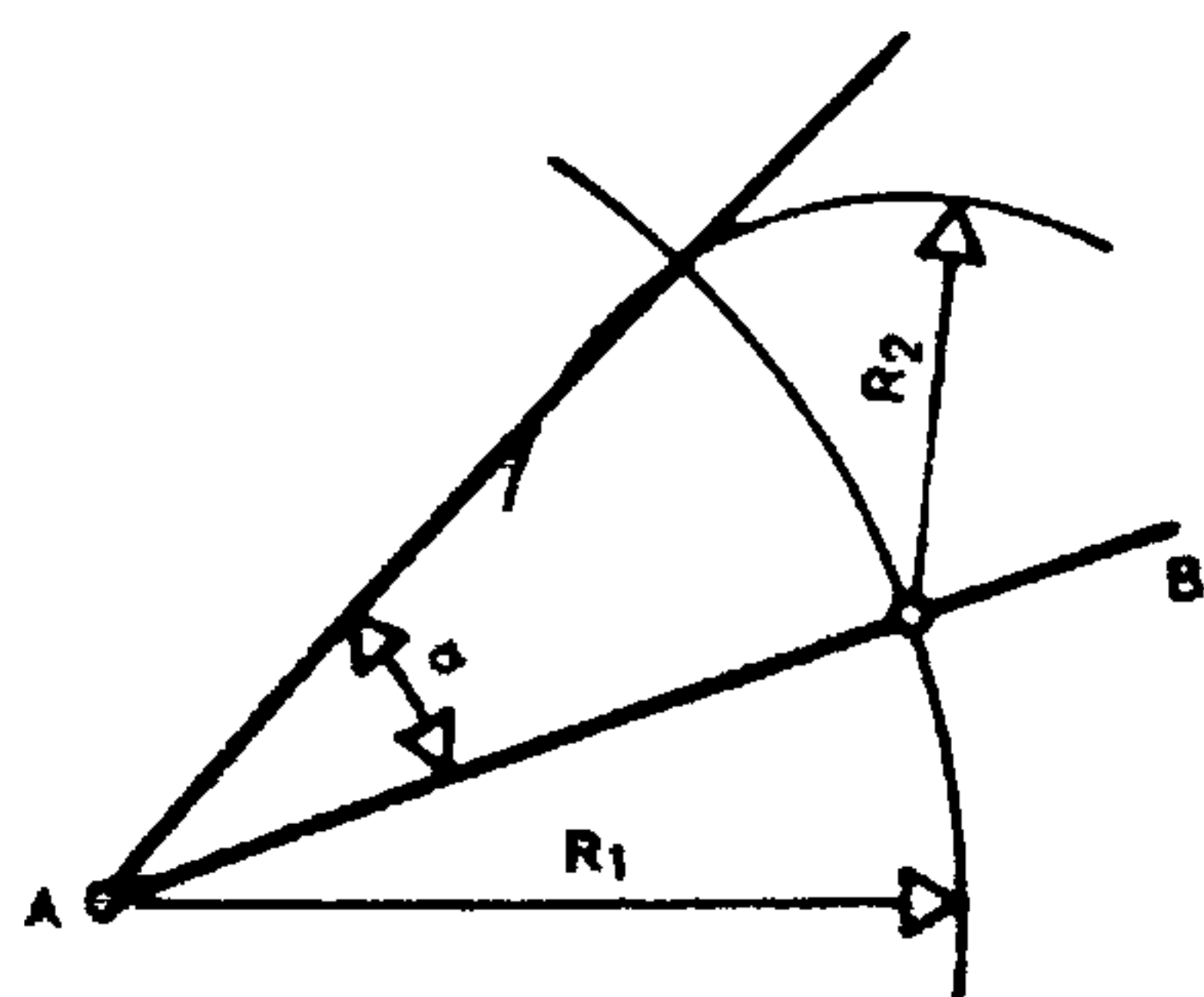


Fig. 655.

Transporte de un ángulo cualquiera
 con relación a una dirección dada.
 R_1 cualquiera.

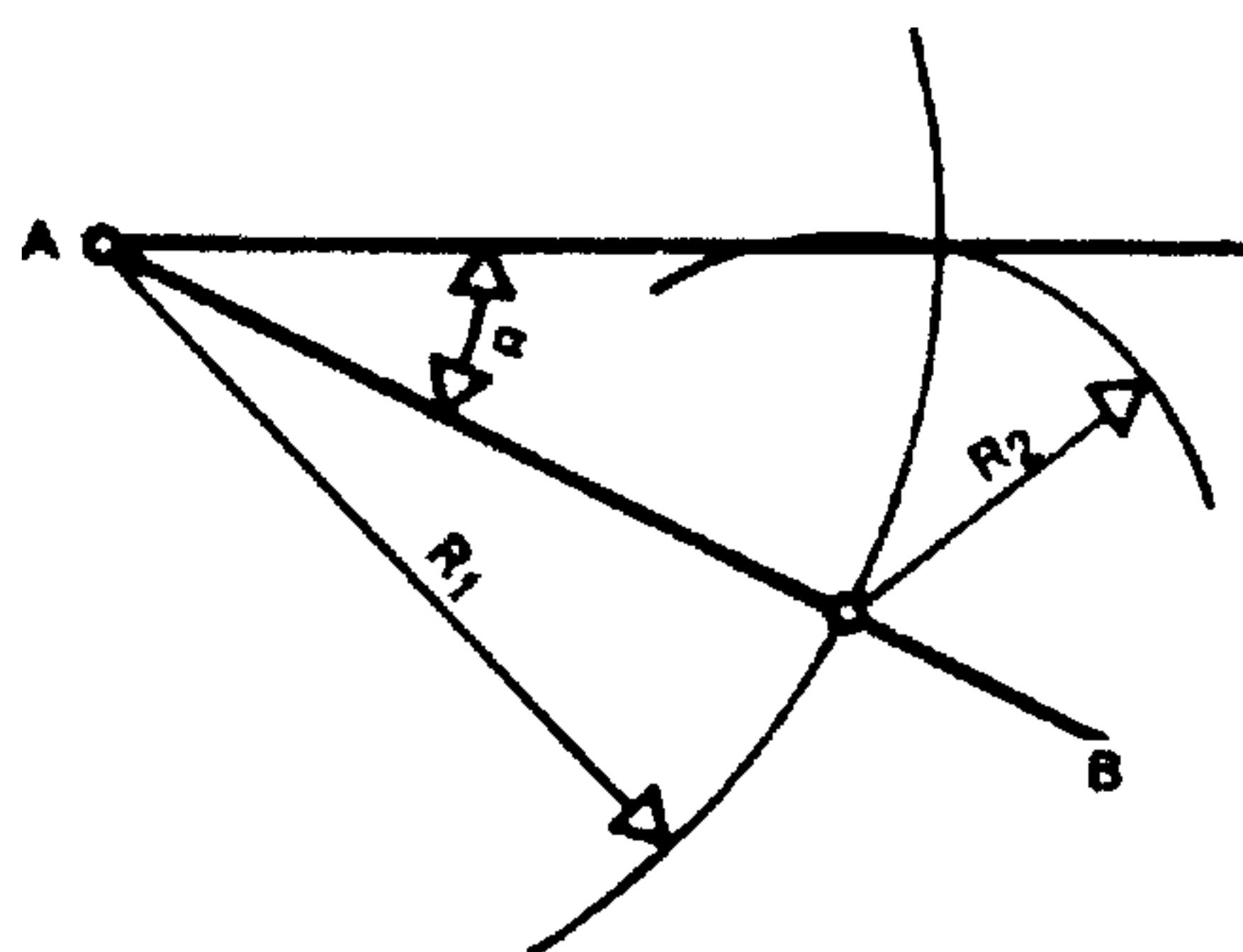


Fig. 656.

Bisectriz de un ángulo convexo

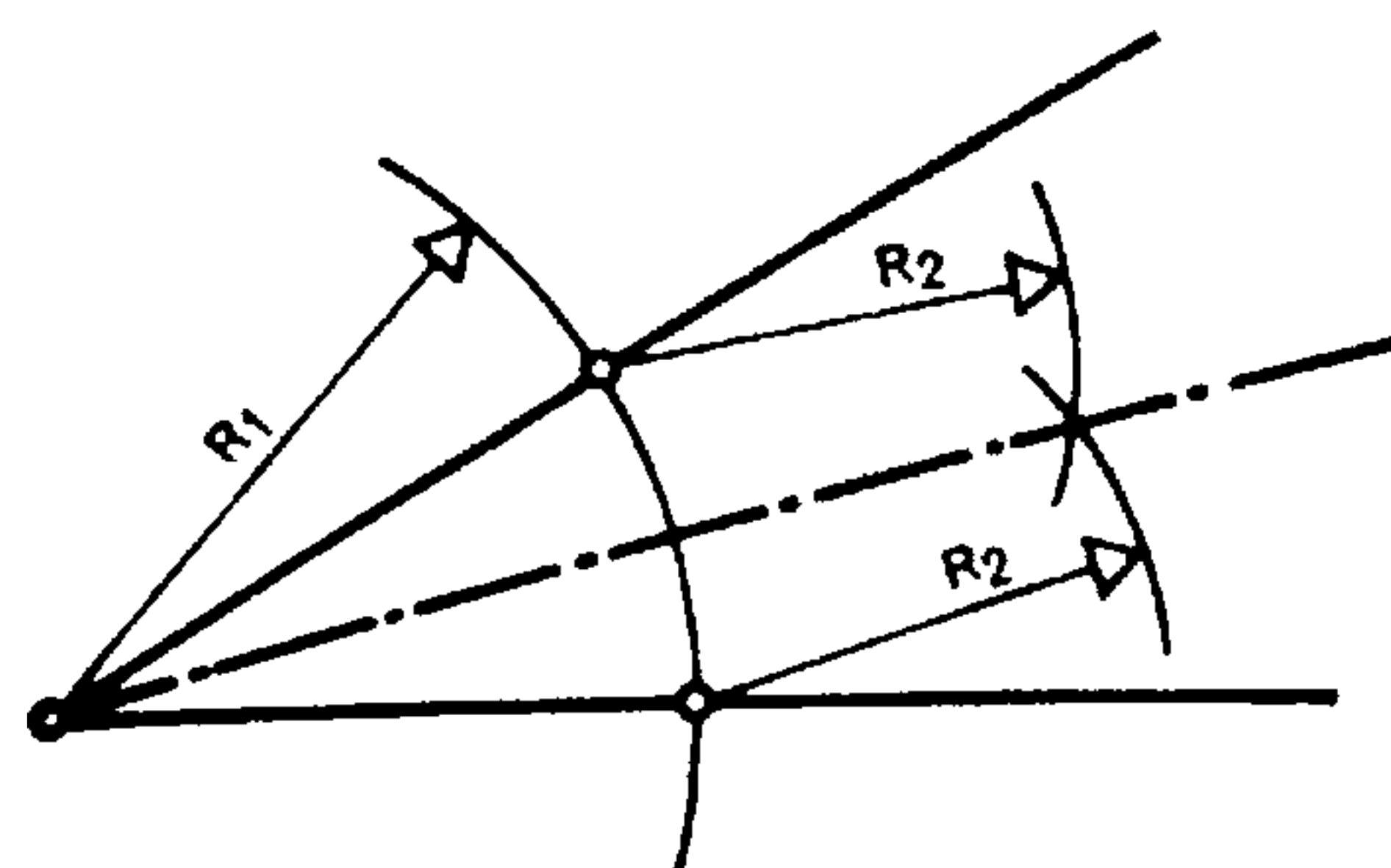
 R_1 y R_2 cualesquiera.

Fig. 657.

Bisectriz de un ángulo agudo

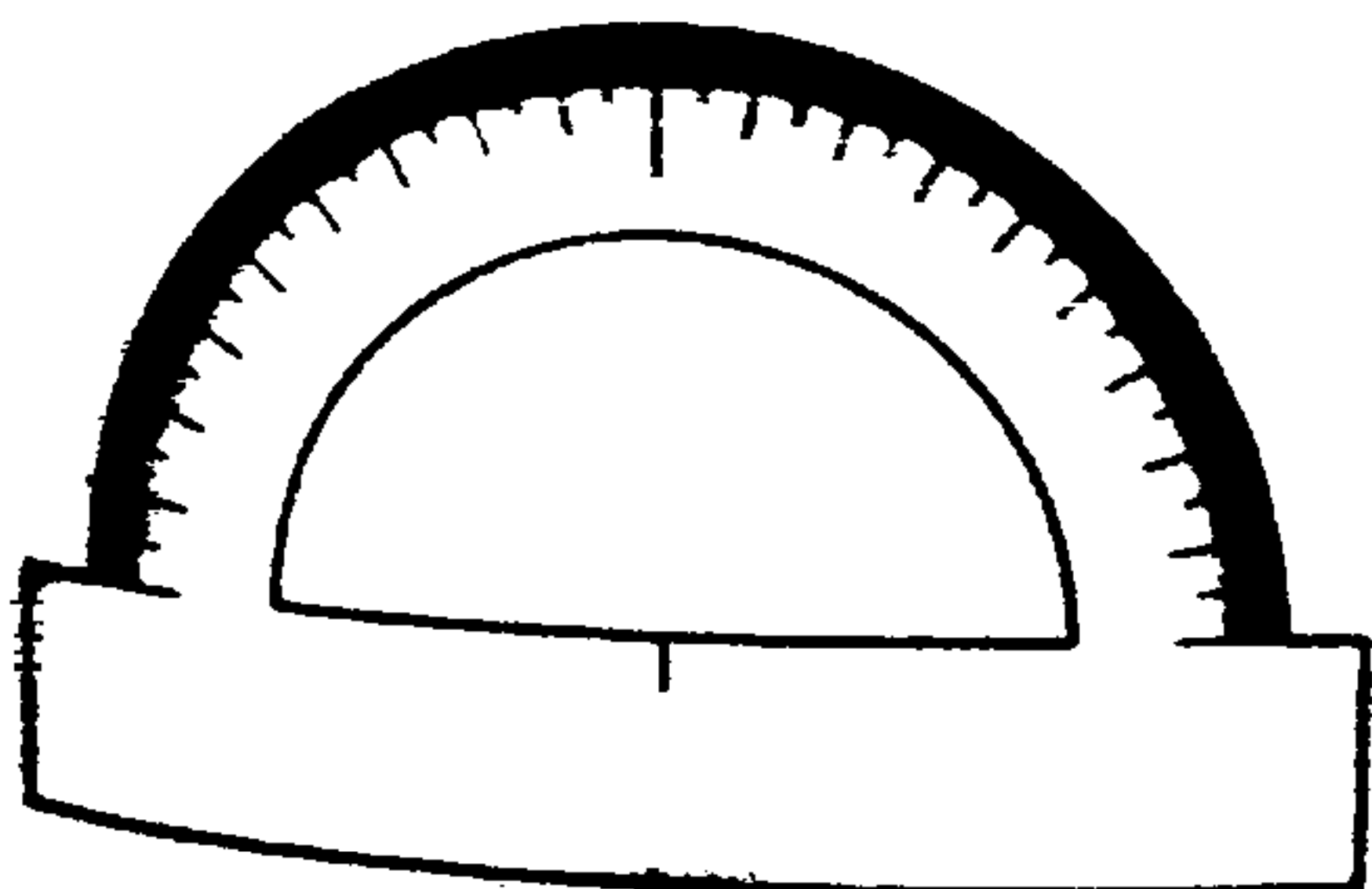
 R_1 y R_2 cualesquiera.

Fig. 658.

Transportador

Permite trazar ángulos cualesquiera.

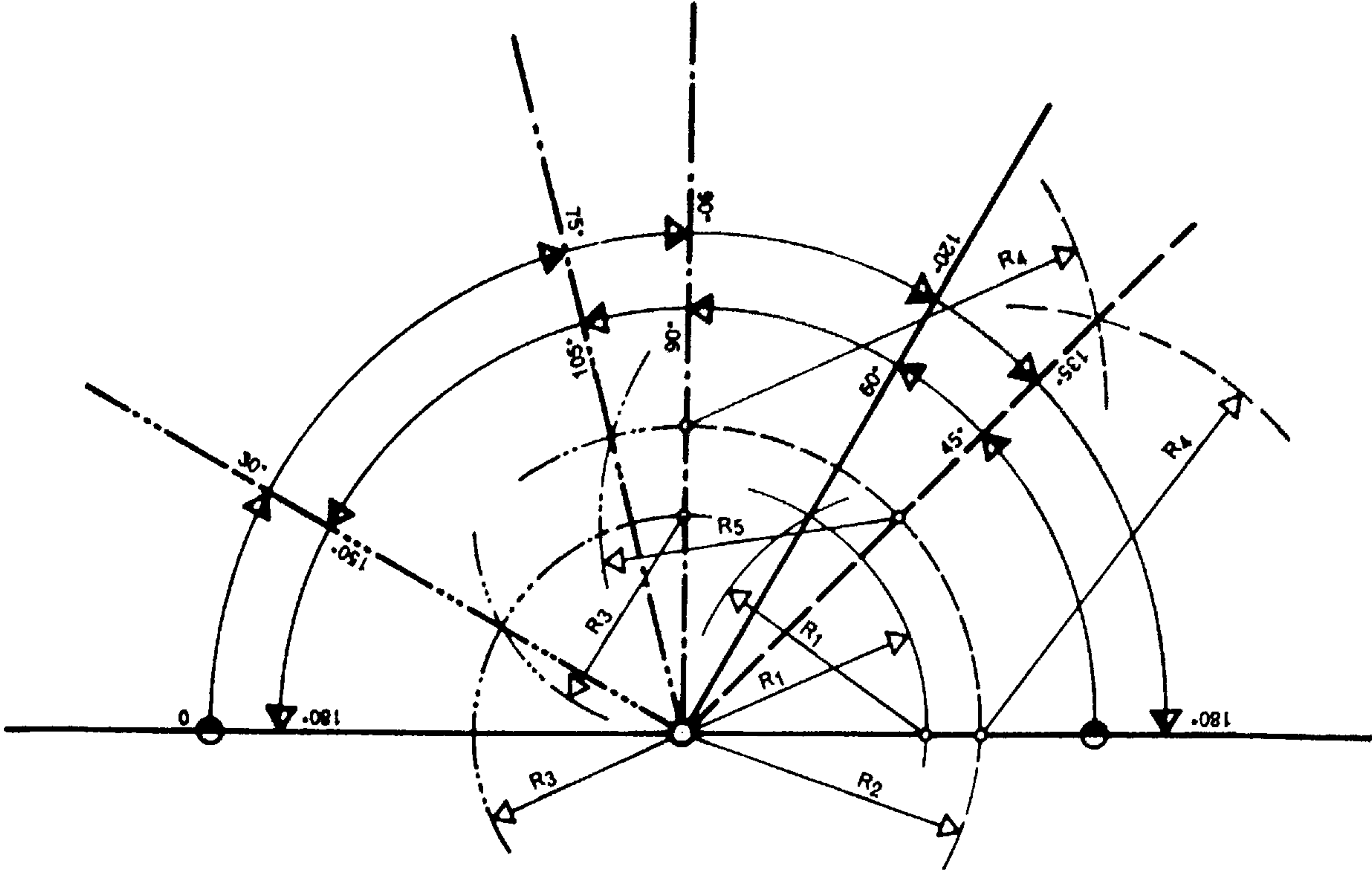


Fig. 659.

Trazado de ángulos por medio del compás

1.3. TRAZADO DE LAS CURVAS EMPLEADAS EN CONSTRUCCIÓN

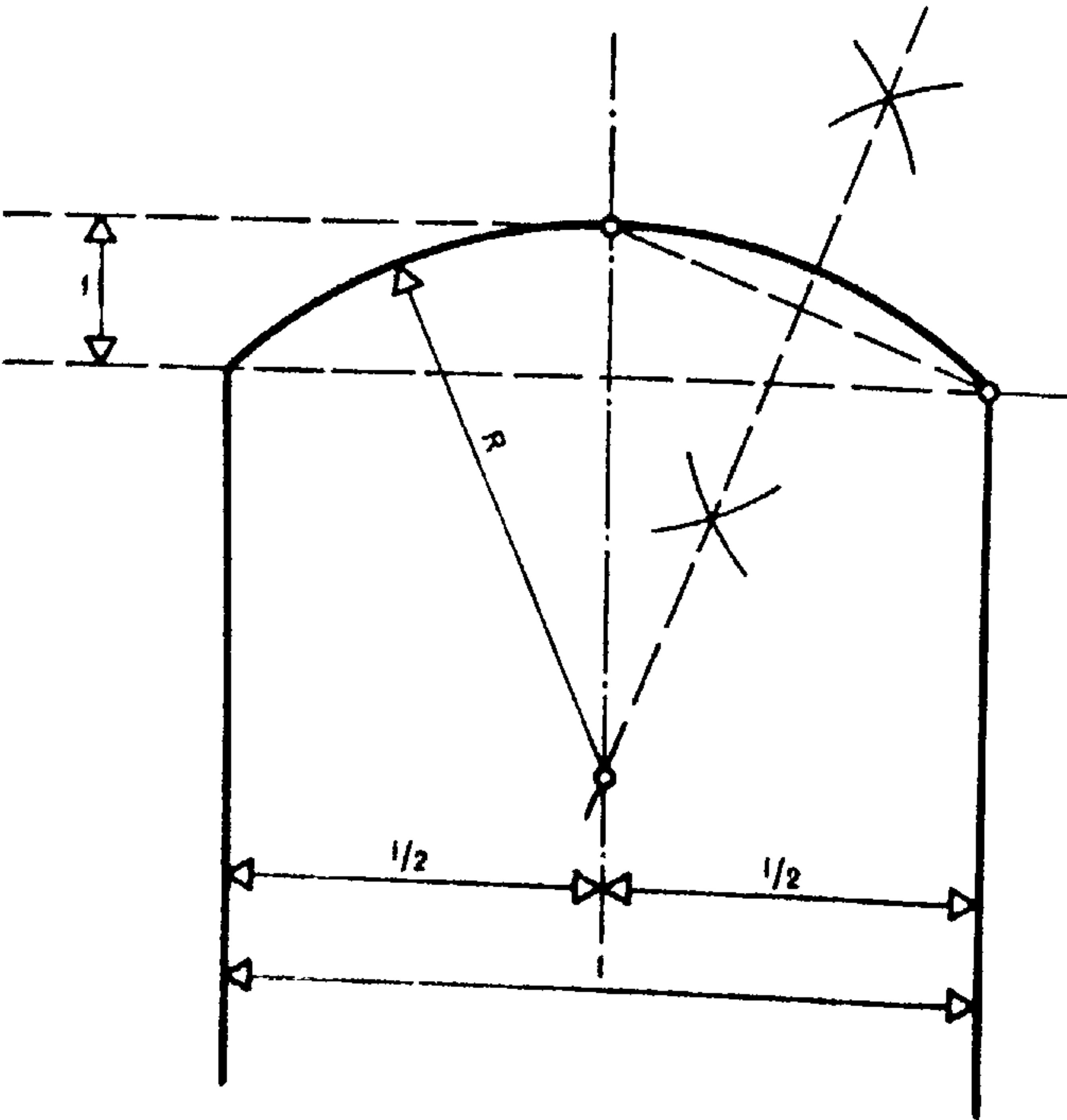


Fig. 660.

Arco rebajado (escarzano). Datos: 1, f

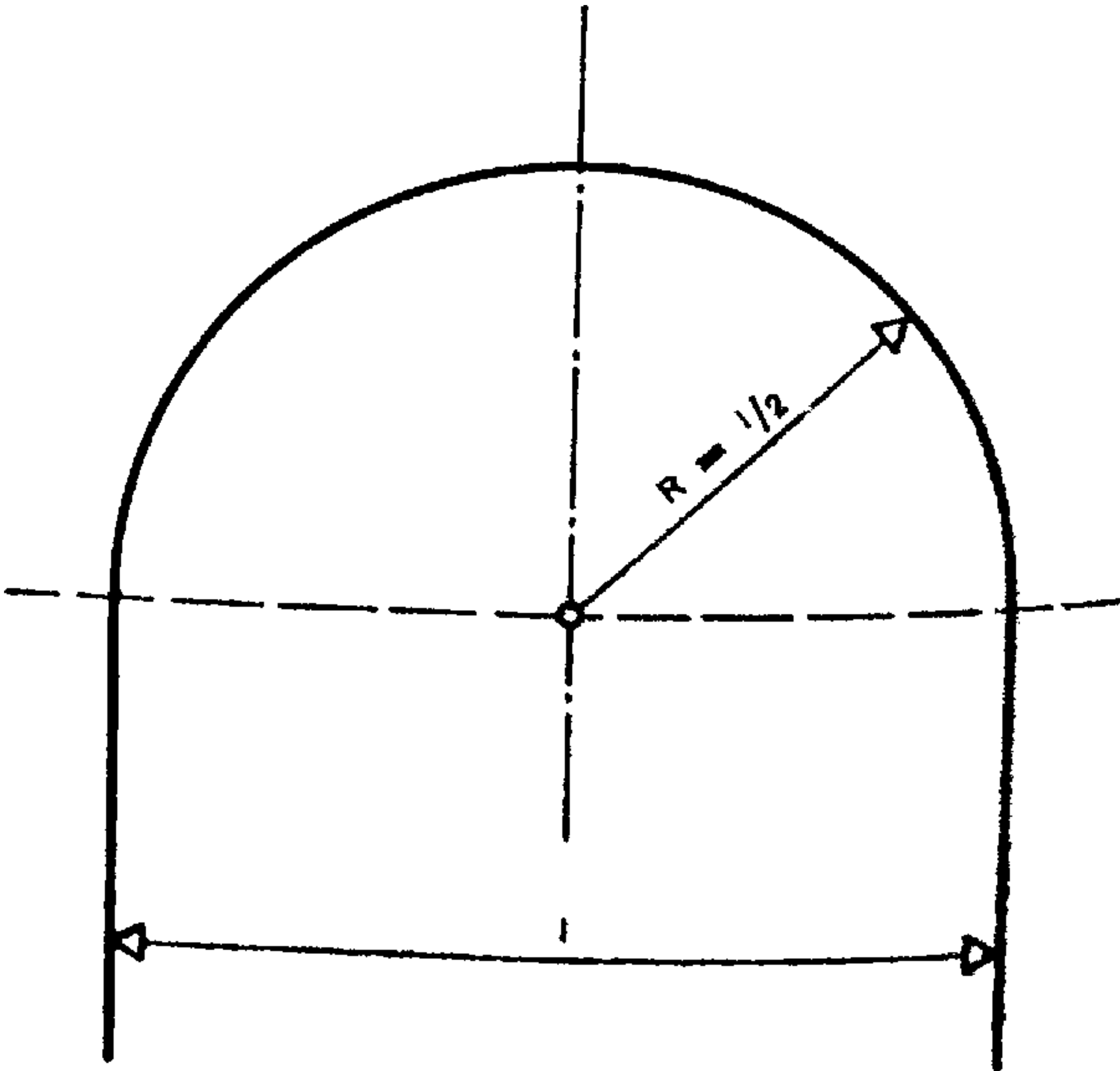


Fig. 661.

Arco de medio punto

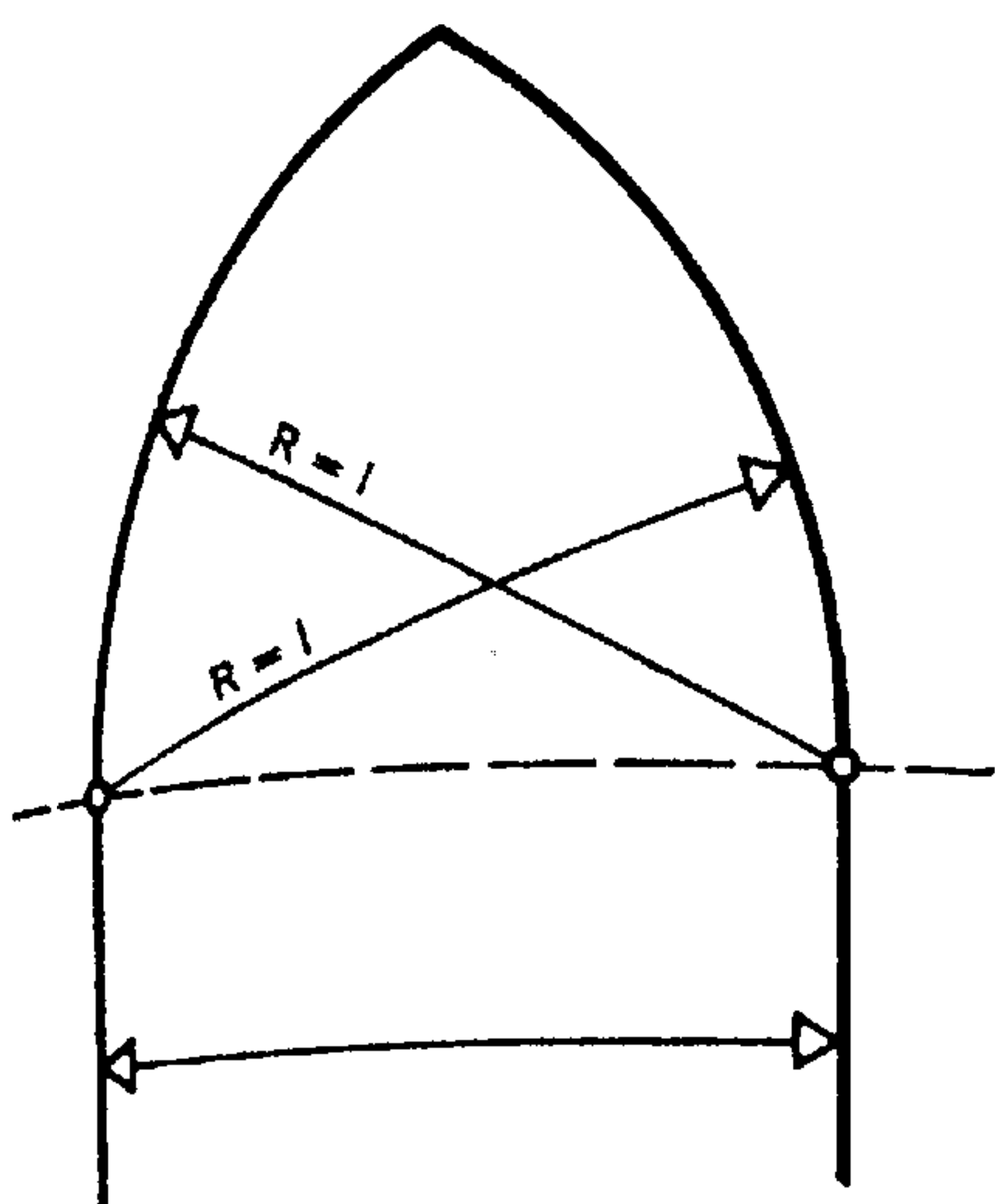


Fig. 662.
Ojiva equilátera

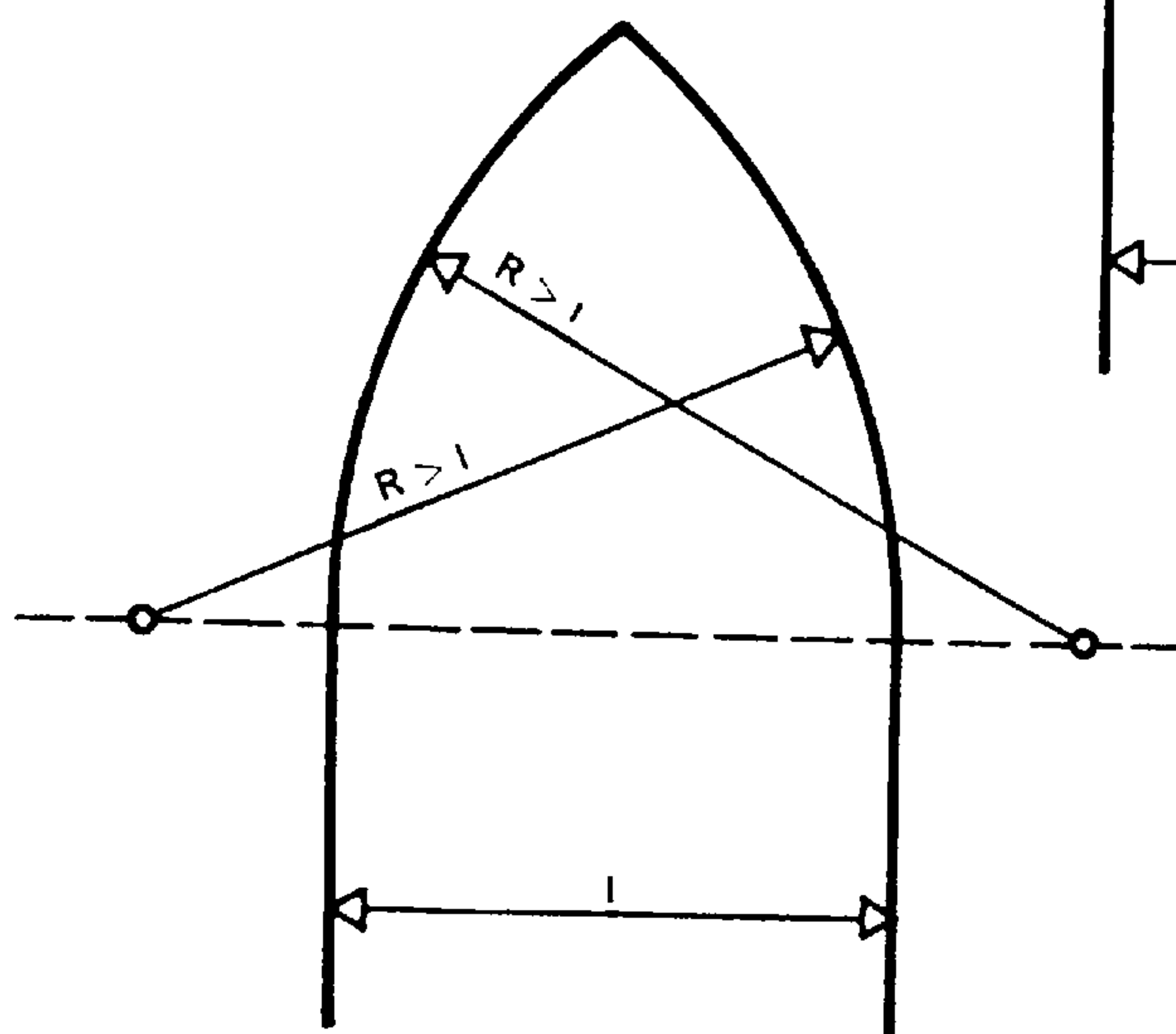


Fig. 664.
Ojiva peraltada o de lanceta

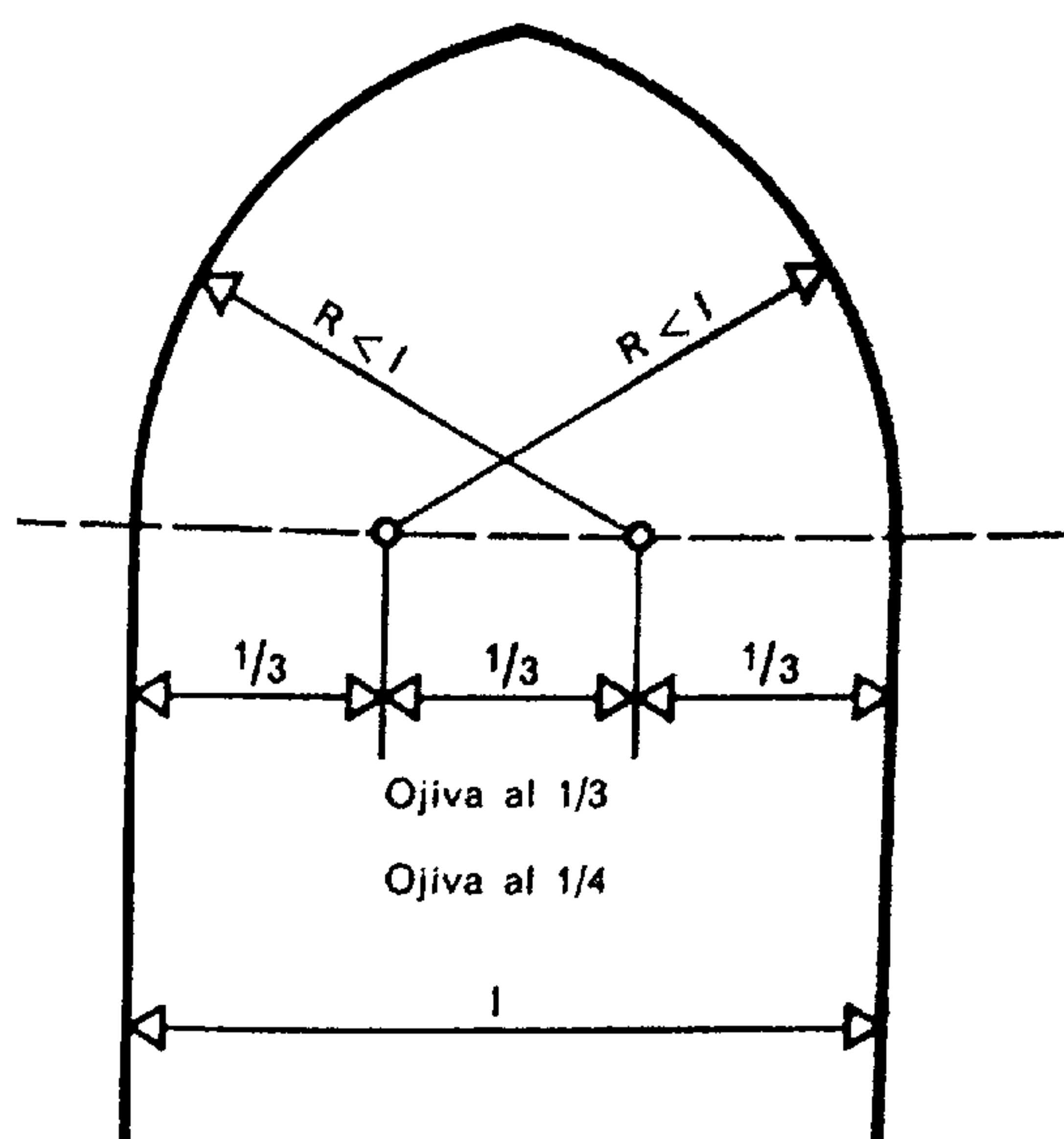


Fig. 663.
Ojiva rebajada

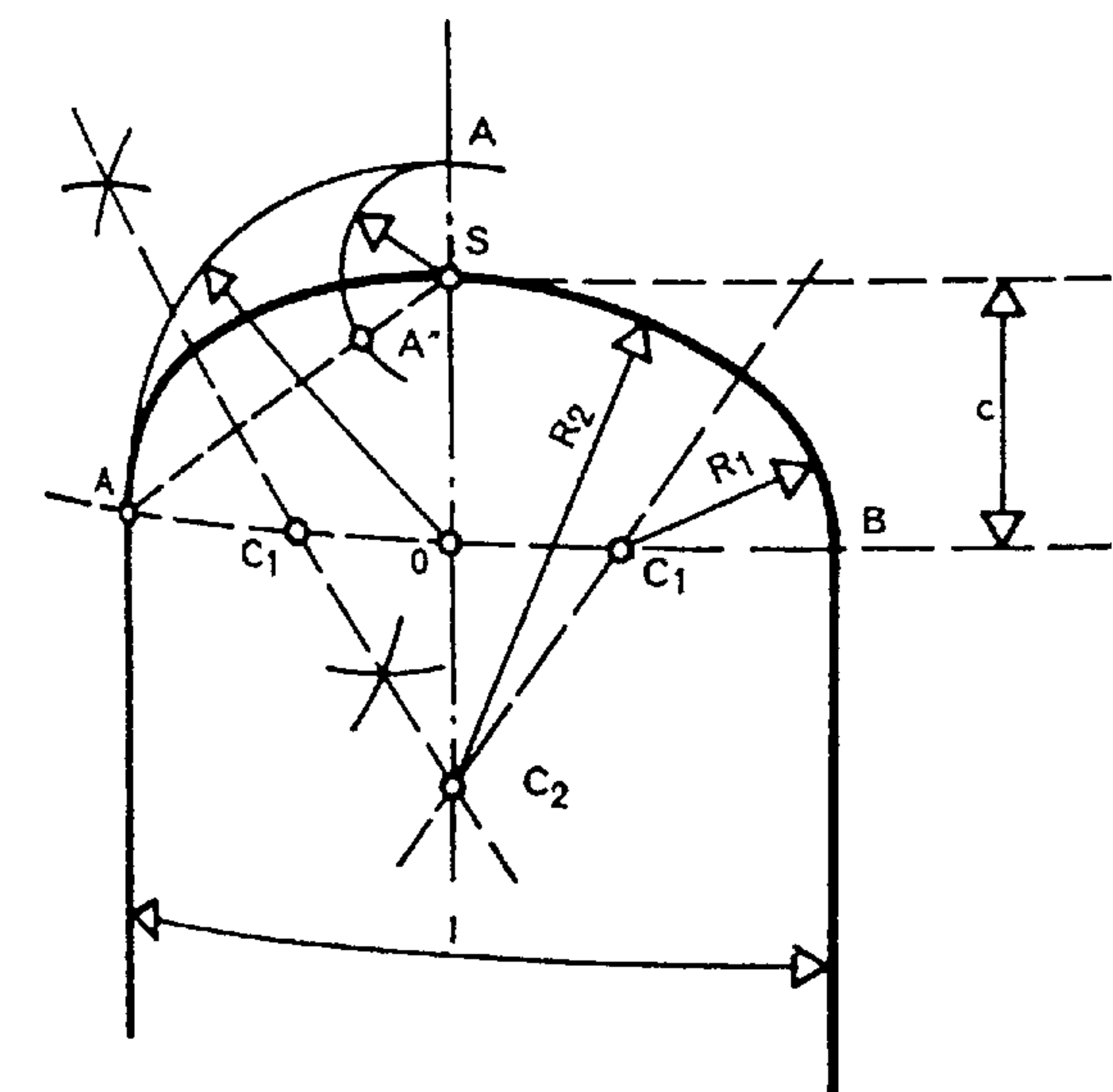


Fig. 665.

Arco carpanel de tres centros

Se toma AO como radio $\left(= \frac{l}{2}\right)$ y O como centro y se lleva A hasta A' sobre el eje vertical. Tomando S como centro y $A'S$ como radio se lleva éste a la recta AS hasta A'' . Se levanta una perpendicular por el punto medio de la recta AA'' , que cortará el eje AB en el punto C_1 y al eje vertical SO en el punto C_2 . C_1 y C_2 son respectivamente los centros buscados para el trazado del carpanel.

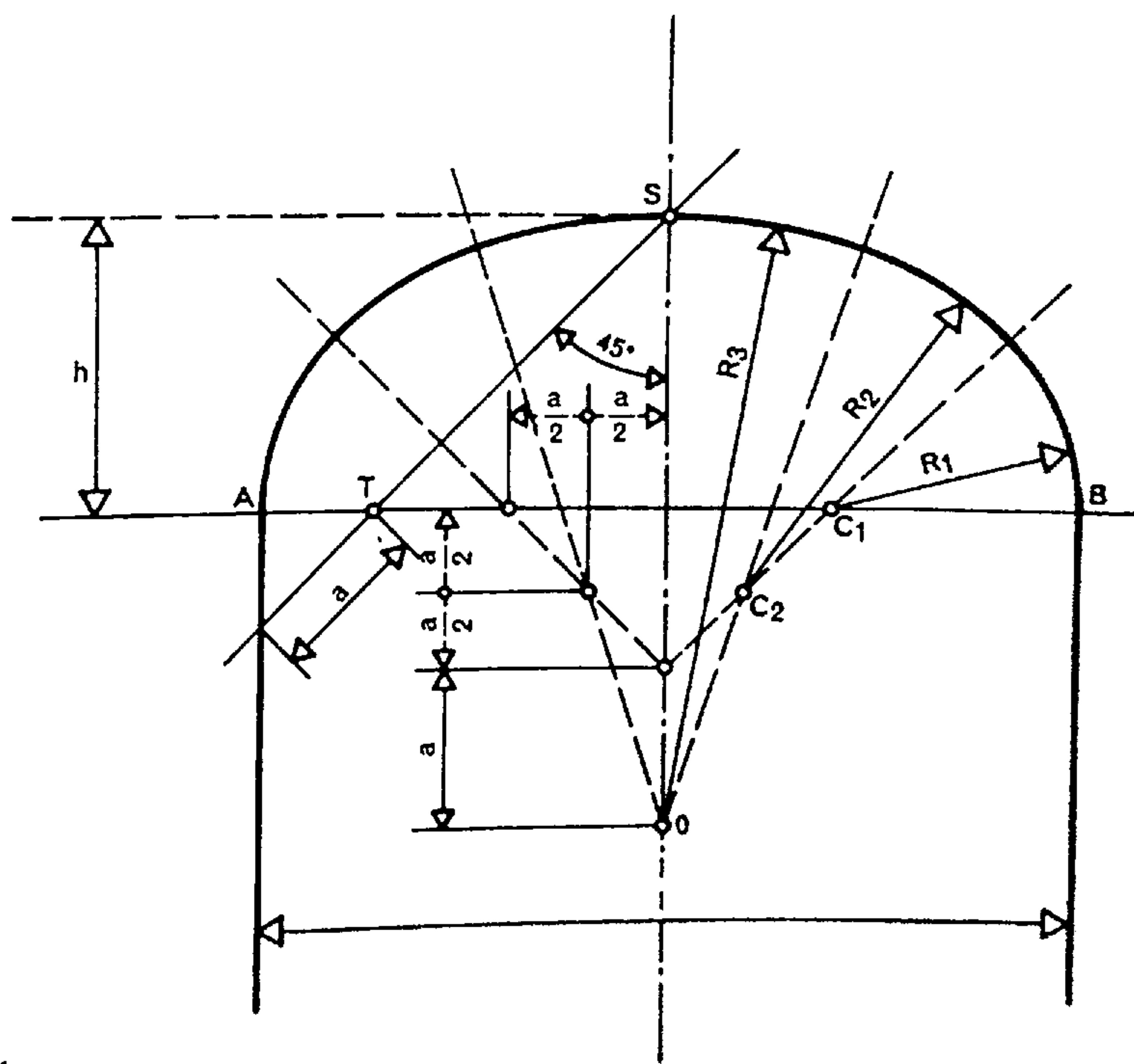


Fig. 666.

Arco carpanel de cinco centros

Se traza una recta a 45° desde el vértice S ; cortará al eje AB en el punto T y determinará el valor a . Trasládense los valores $\frac{a}{2}$ y a , para determinar los tres centros C_1 , C_2 y O . Los radios son R_1 , R_2 y R_3 .

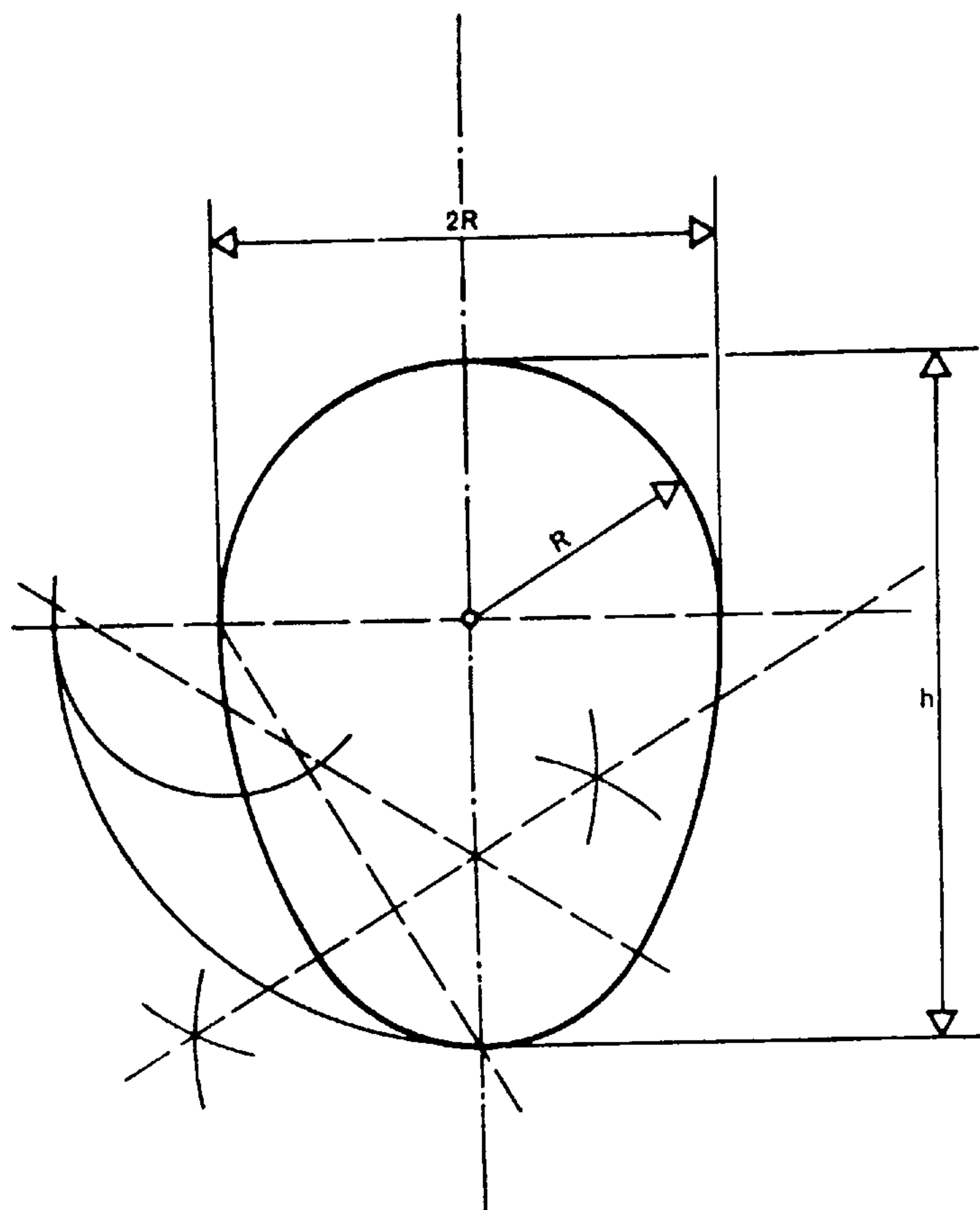


Fig. 667.
Ovoides

Las canalizaciones de forma ovoide están generalmente construidas con un valor de $h = 3R$.
El trazado es el de un carpanel de tres centros, completado con un semicírculo.

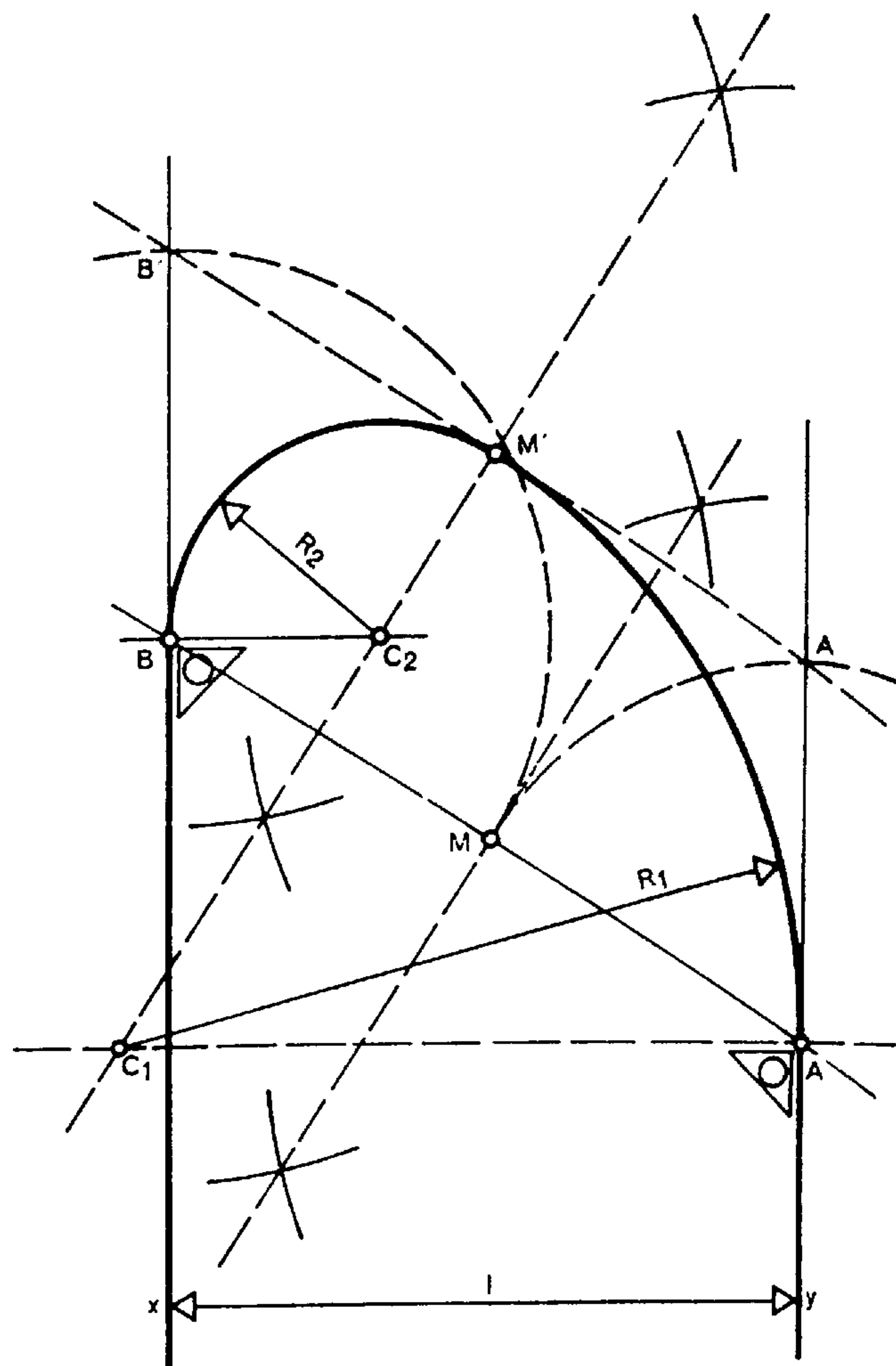


Fig. 668.

Arco inclinado o en rampa

Datos: x_B , y_A , l .
Se busca el punto M , centro de la recta AB .
Se lleva este punto mediante los arcos MB' y MA' a las prolongaciones de las rectas dadas y se traza $A'B'$.
Se busca el punto M' en el centro de la recta $A'B'$ (trazando la perpendicular en su punto medio o mediatriz).
Las intersecciones de la mediatriz con las perpendiculares a las rectas dadas trazadas por A y por B fijan respectivamente los centros C_1 y C_2 de los radios R_1 y R_2 .

1.4. DIBUJO DE ÁNGULOS MEDIANTE LAS ESCUADRAS DE USO CORRIENTE

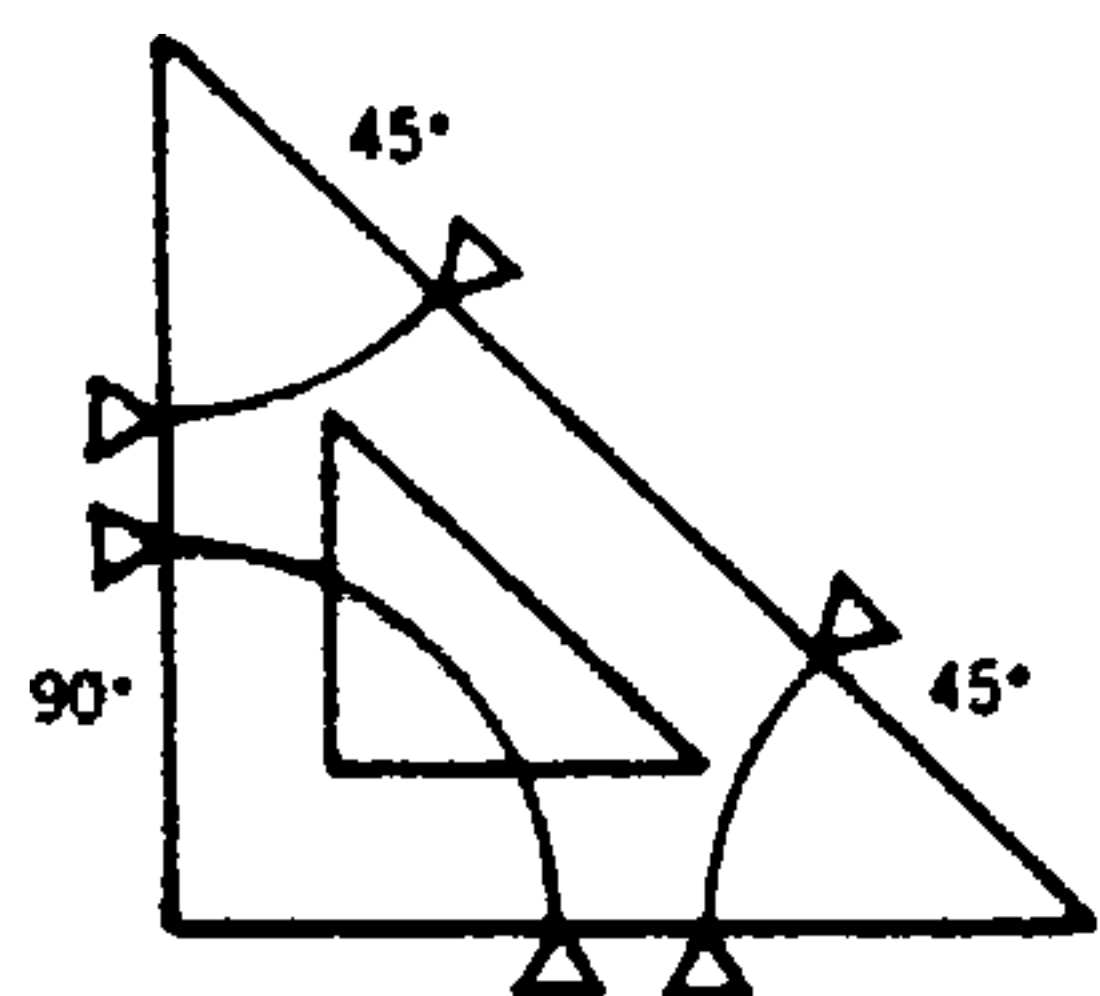


Fig. 669.

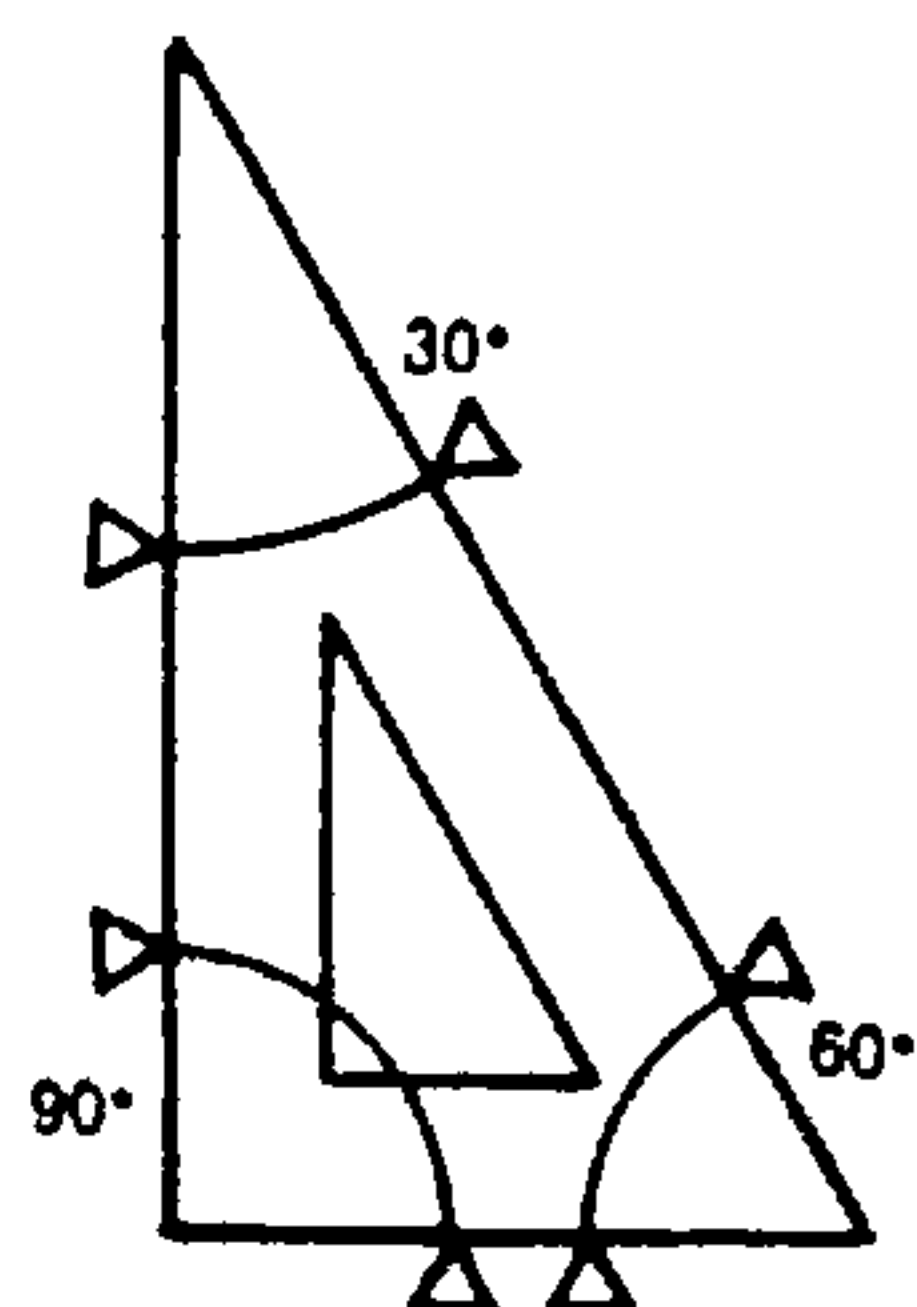


Fig. 670.

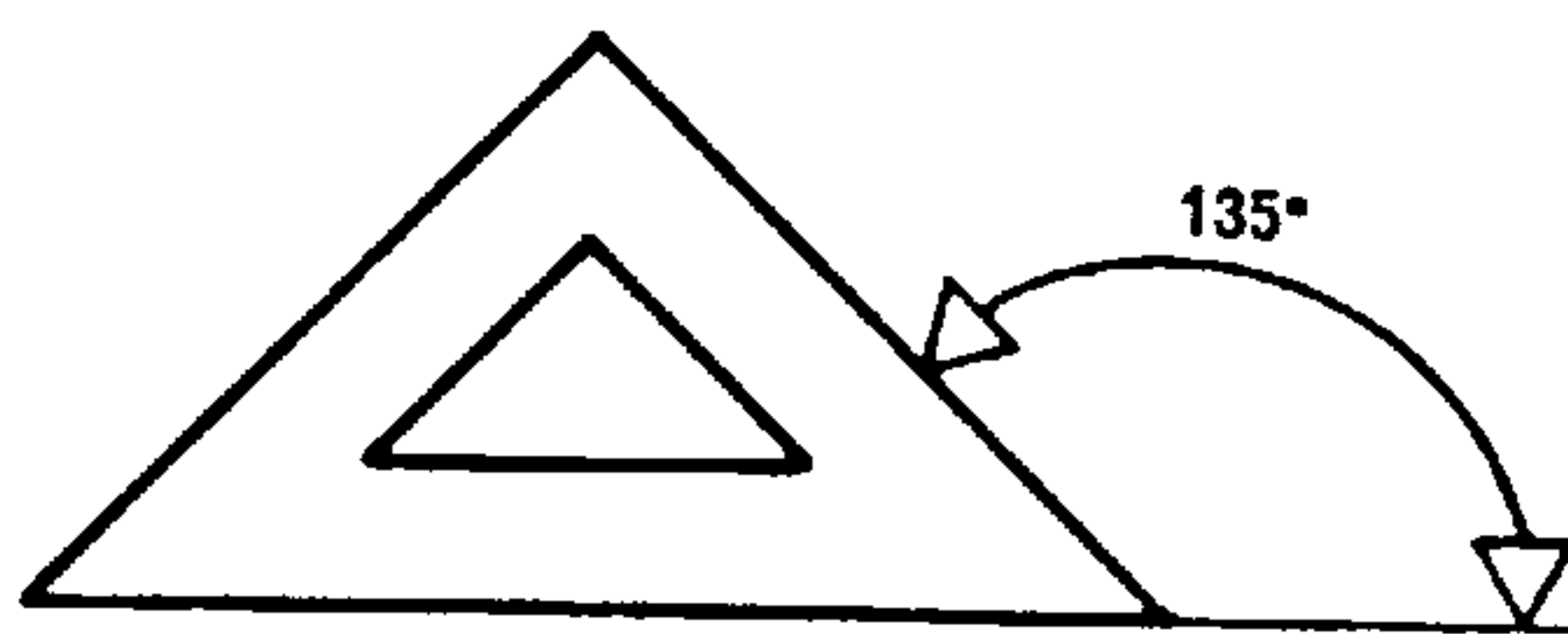


Fig. 671.

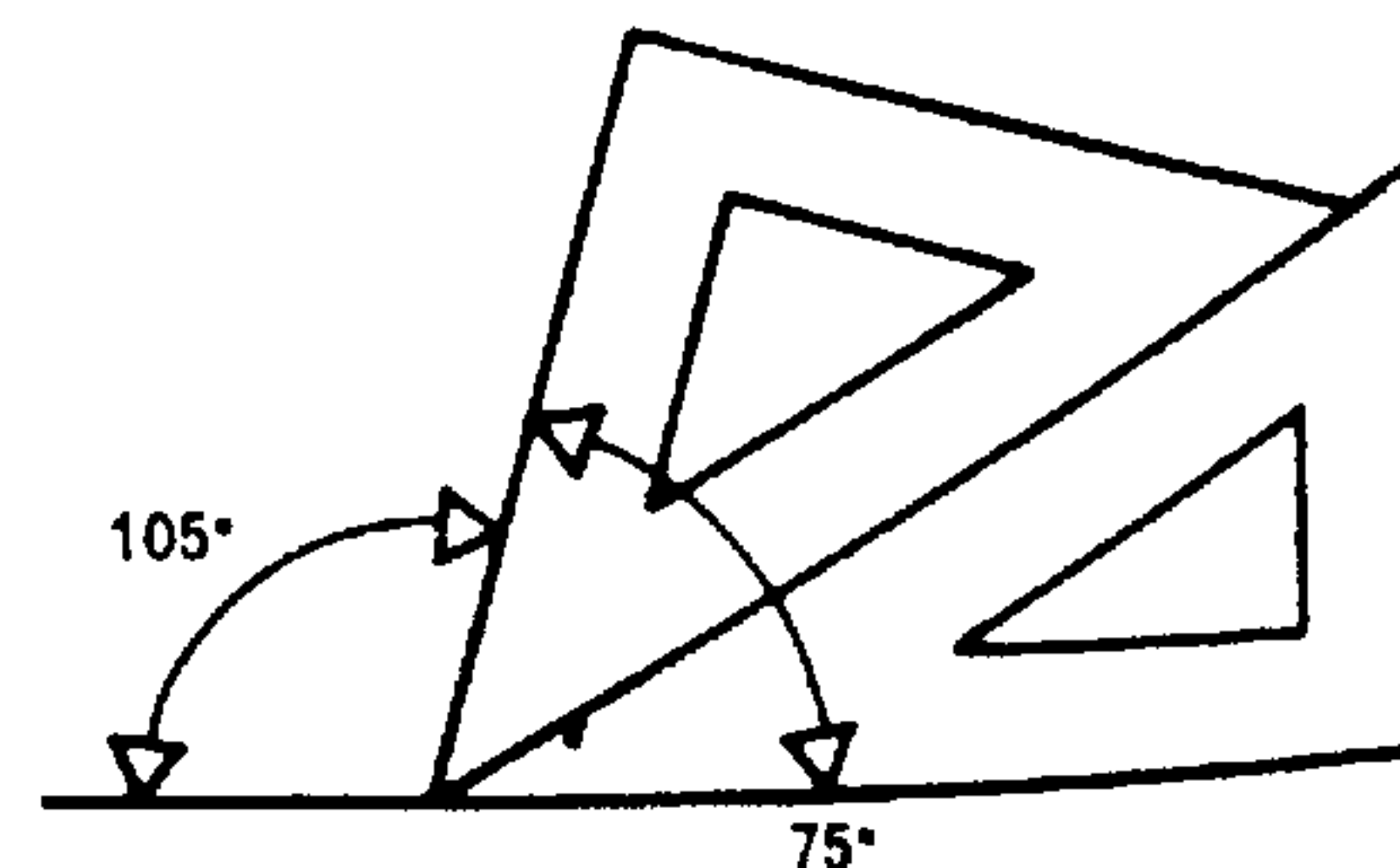


Fig. 672.

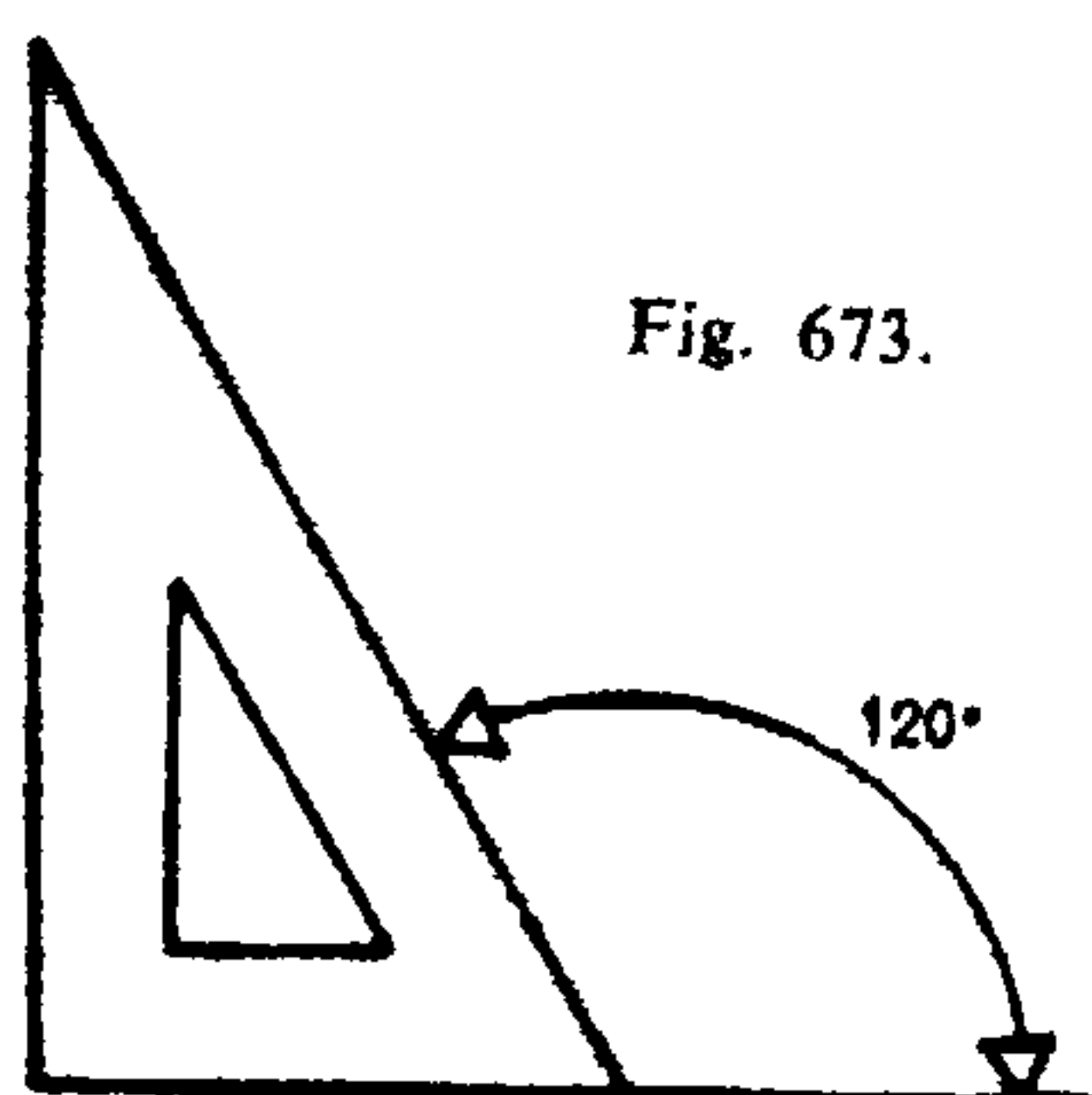


Fig. 673.

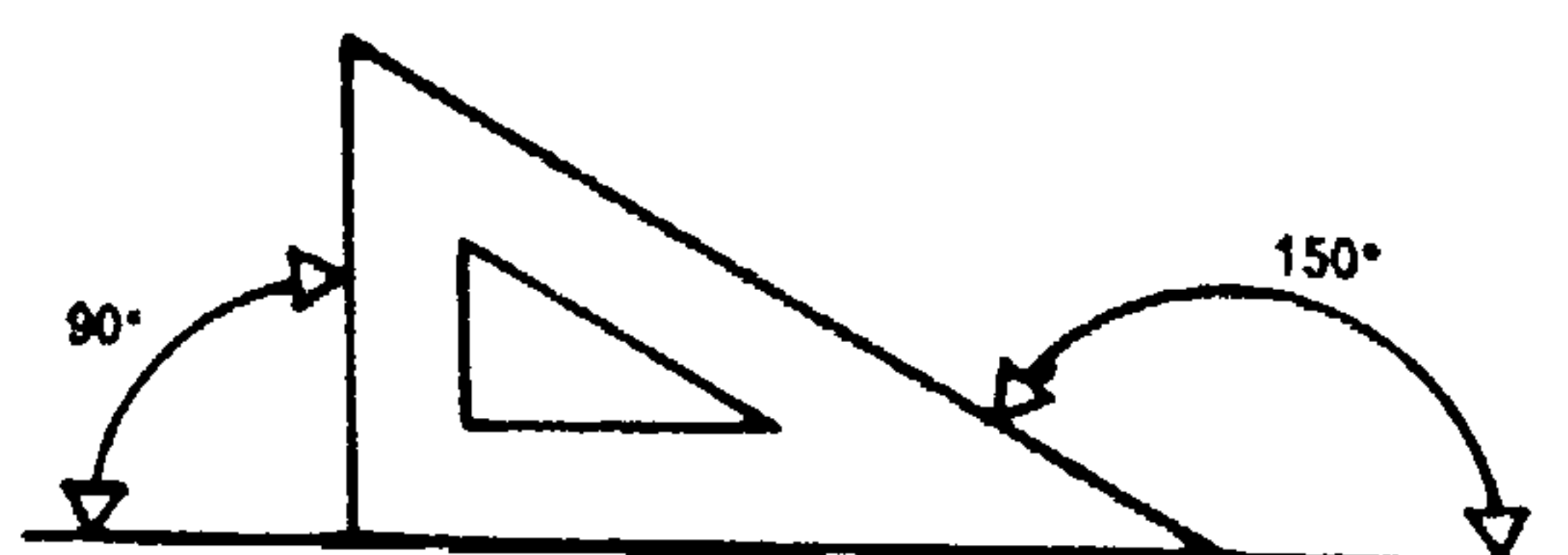


Fig. 674.

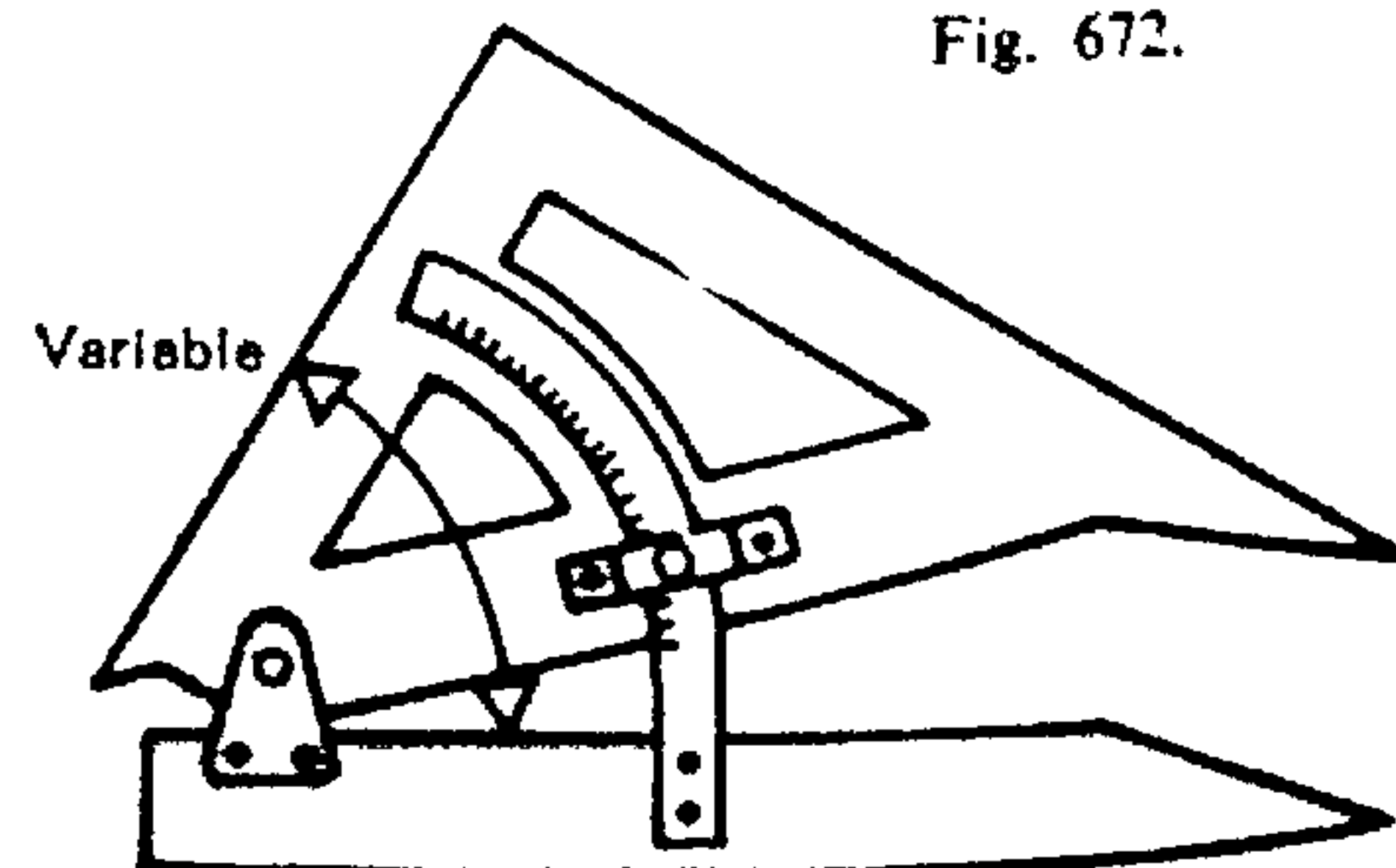


Fig. 675. — Clinógrafo
Es una escuadra que permite trazar ángulos cualesquiera.

1.5. EL TRIANGULO

El triángulo es una figura compuesta de 3 lados y 3 ángulos cuya suma vale 180° .

El triángulo es la única figura geométrica indeformable. En efecto: no es posible construir más que una sola figura cuando están dados los tres lados de un triángulo. Esta propiedad se aprovecha en los sistemas triangulados y en las vigas de celosía. También se utiliza esta propiedad en los levantamientos topográficos para transporte y trazado de ángulos.

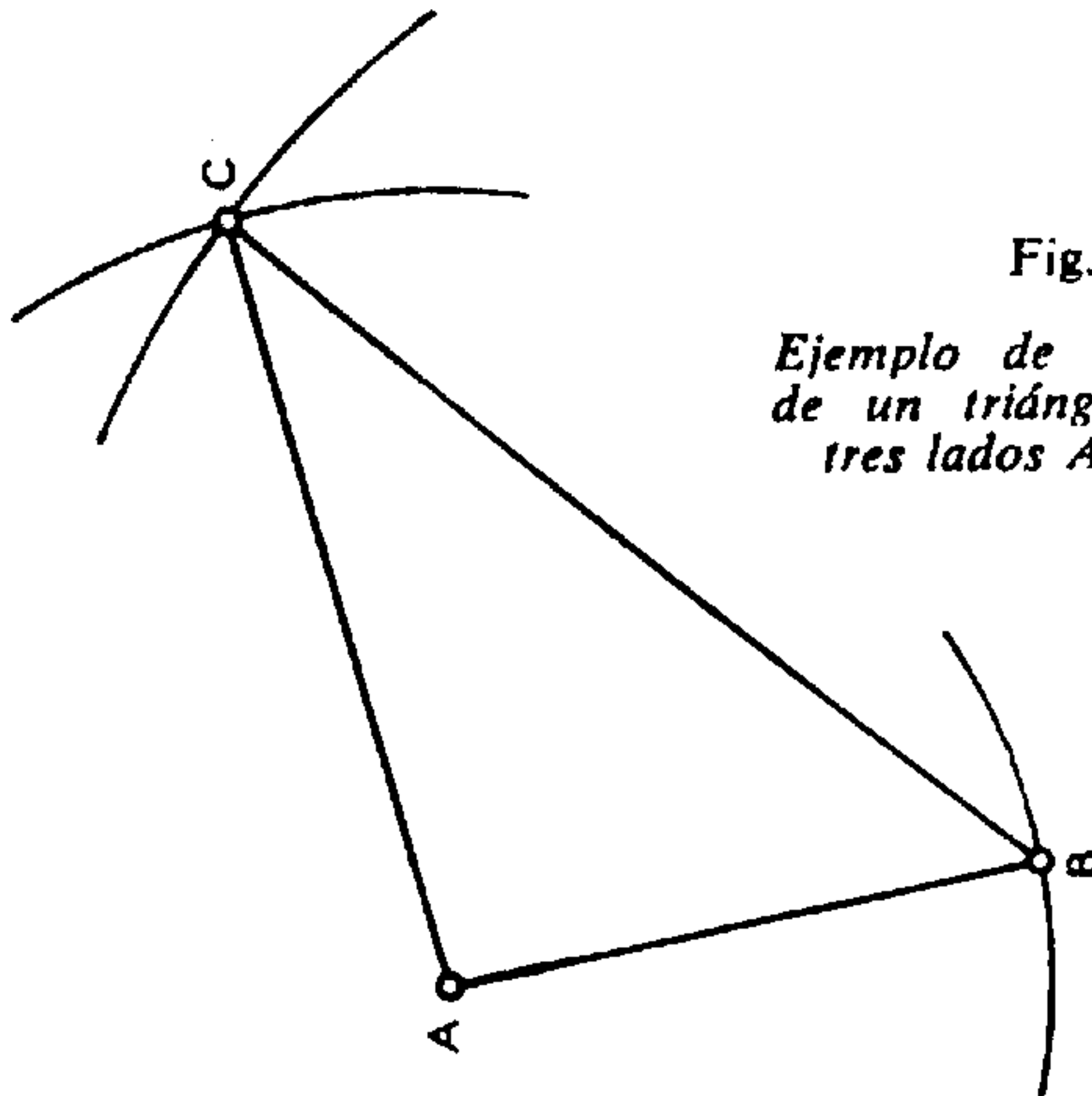
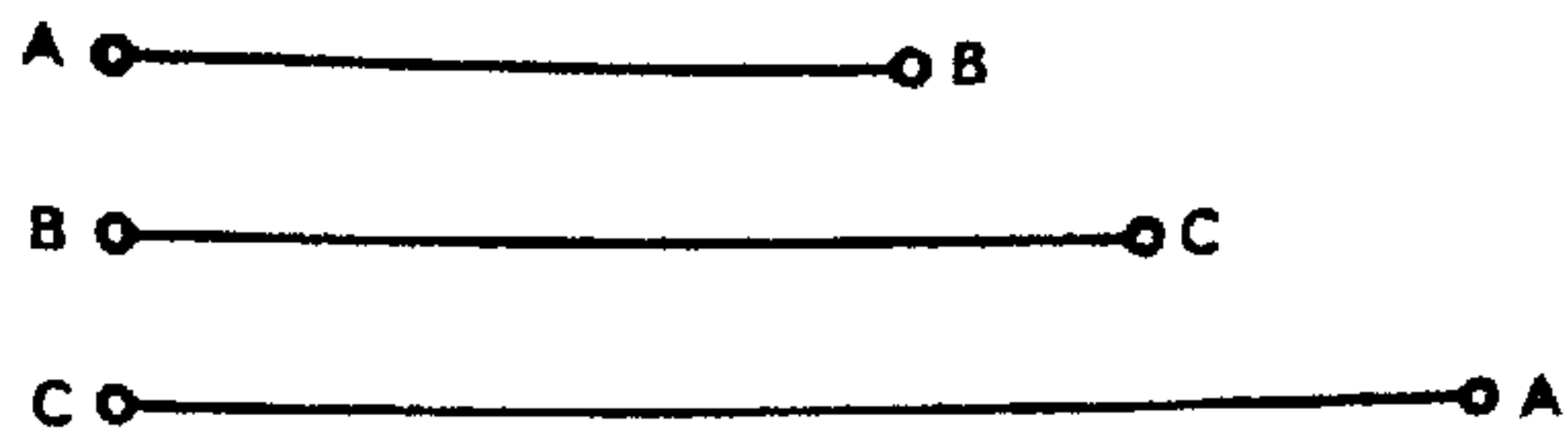


Fig. 676.

Ejemplo de la construcción de un triángulo, dados los tres lados AB , BC y CA .

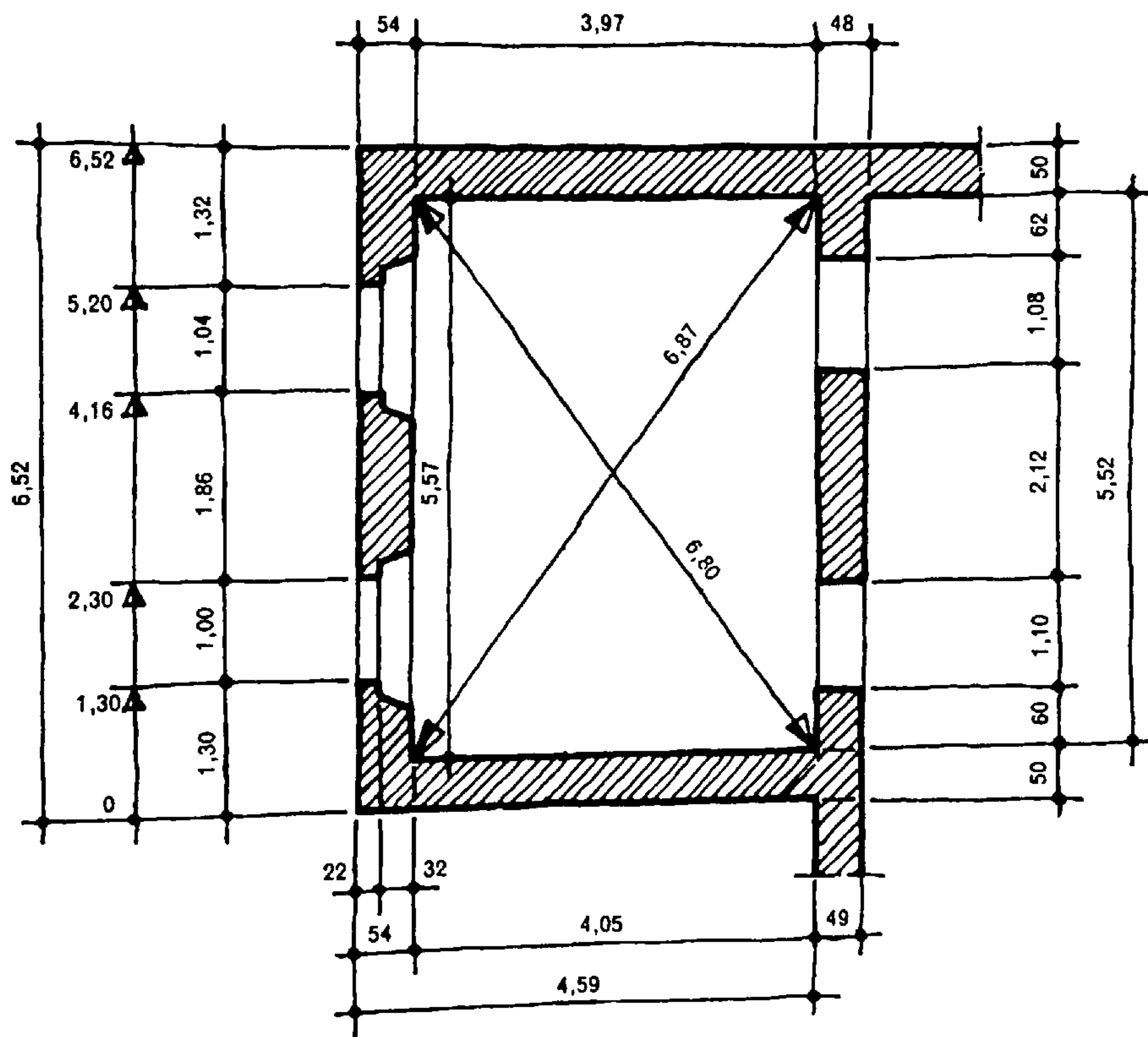


Fig. 677.

Ejemplo de un croquis para un levantamiento que comprende el levantamiento de ángulos.

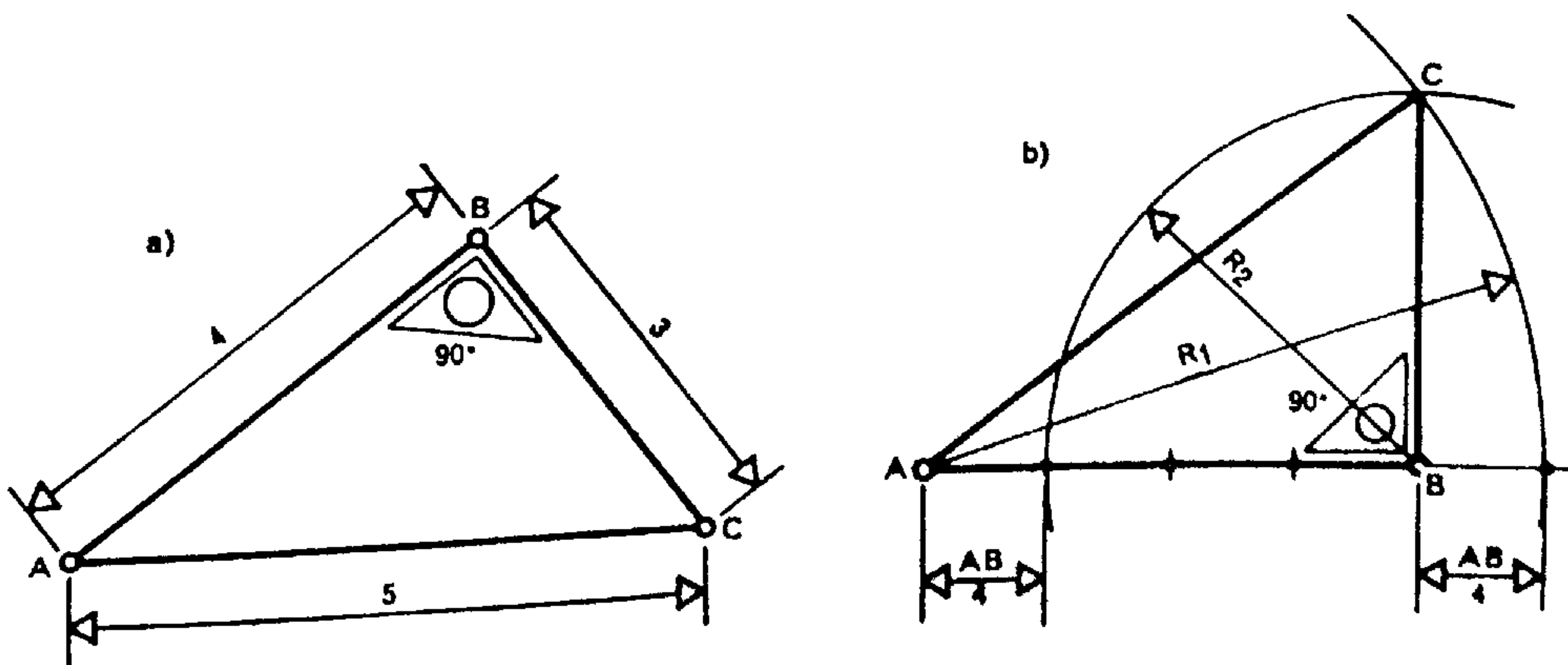


Fig. 678, a y b.

Un triángulo cuyos lados están en la relación 3 : 4 : 5 permite definir un ángulo recto.

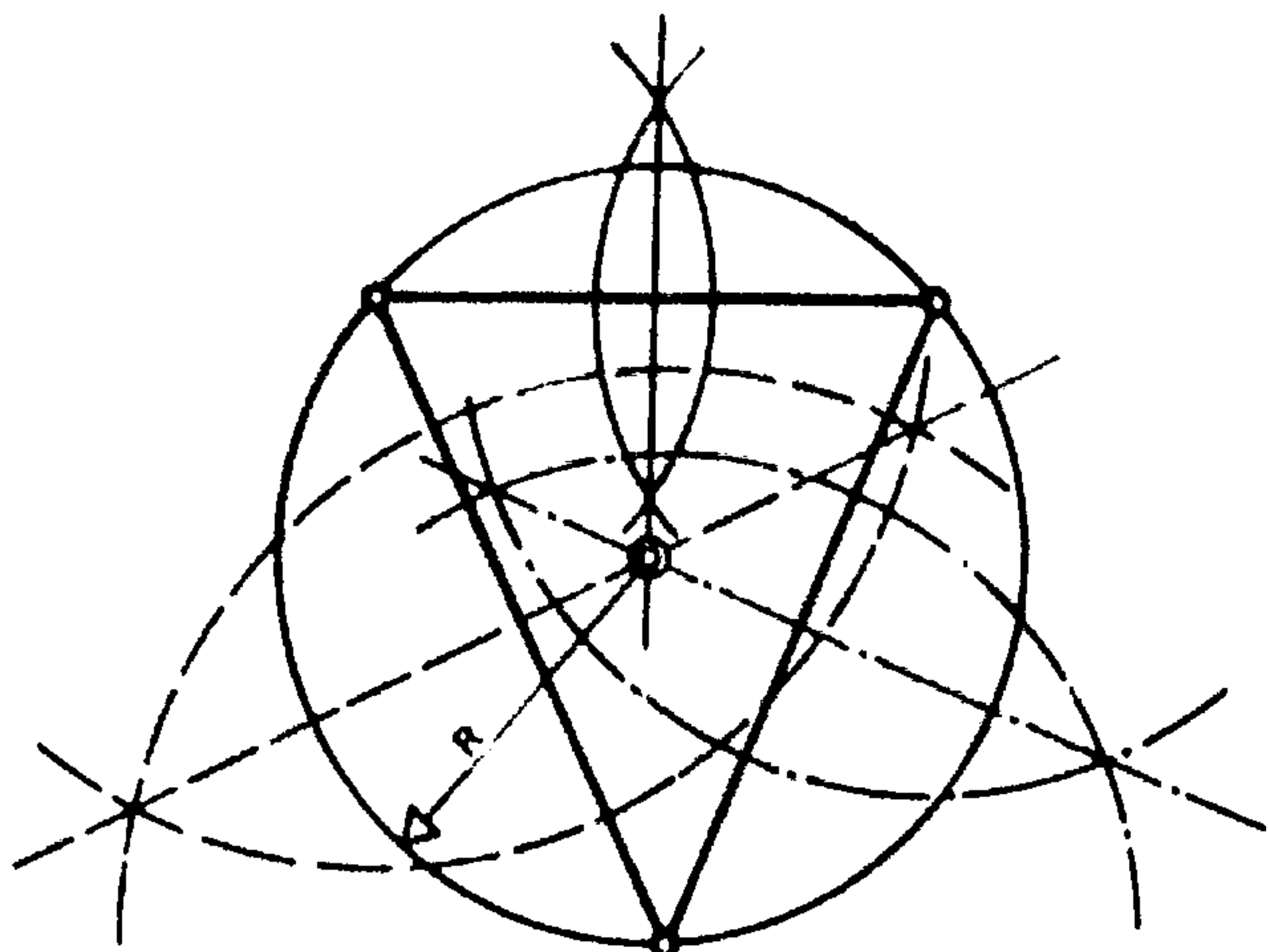


Fig. 679.

El punto de concurrencia de las mediatrices es el centro del círculo circunscrito.

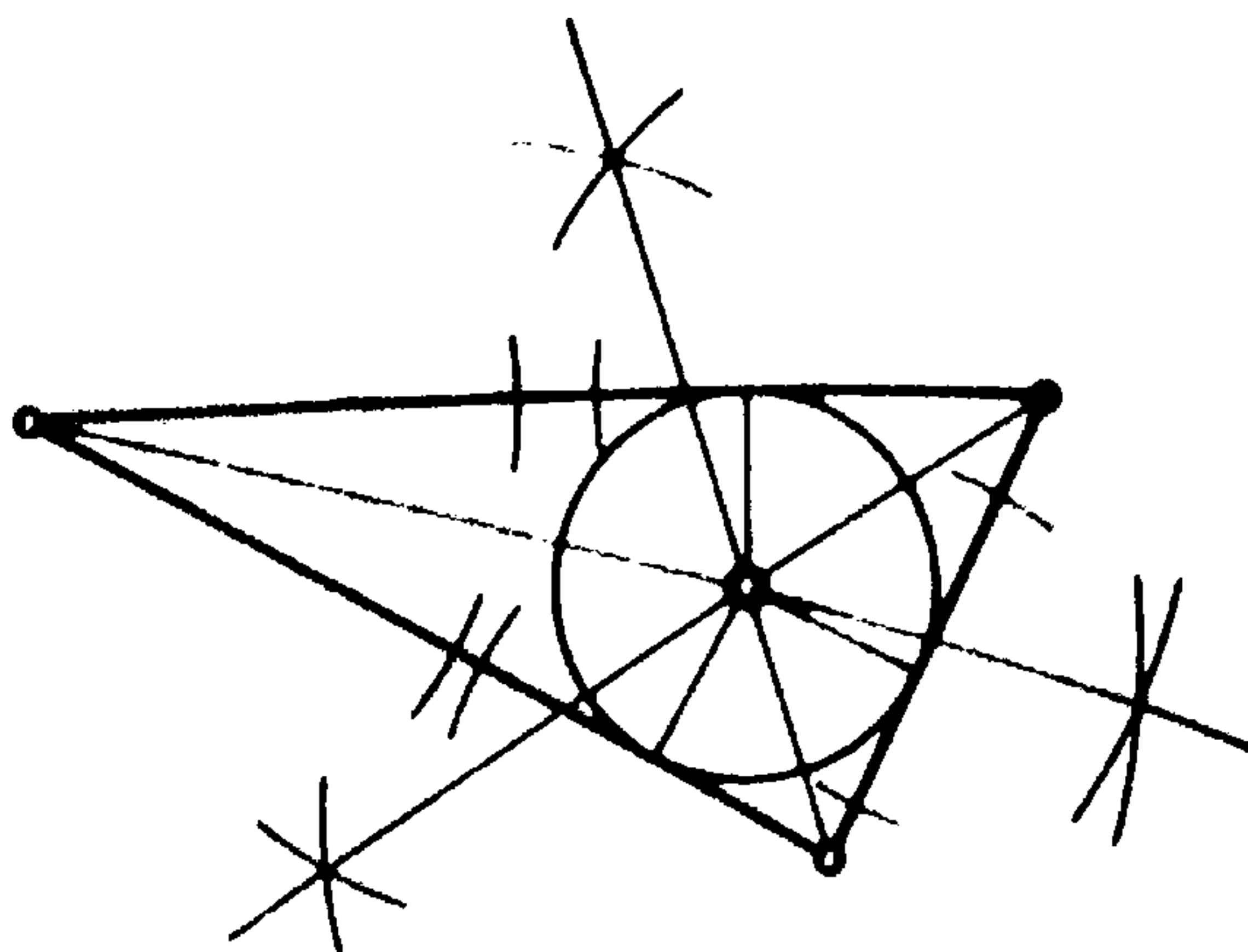


Fig. 680.

El punto de concurrencia de las bisectrices es el centro del círculo inscrito.

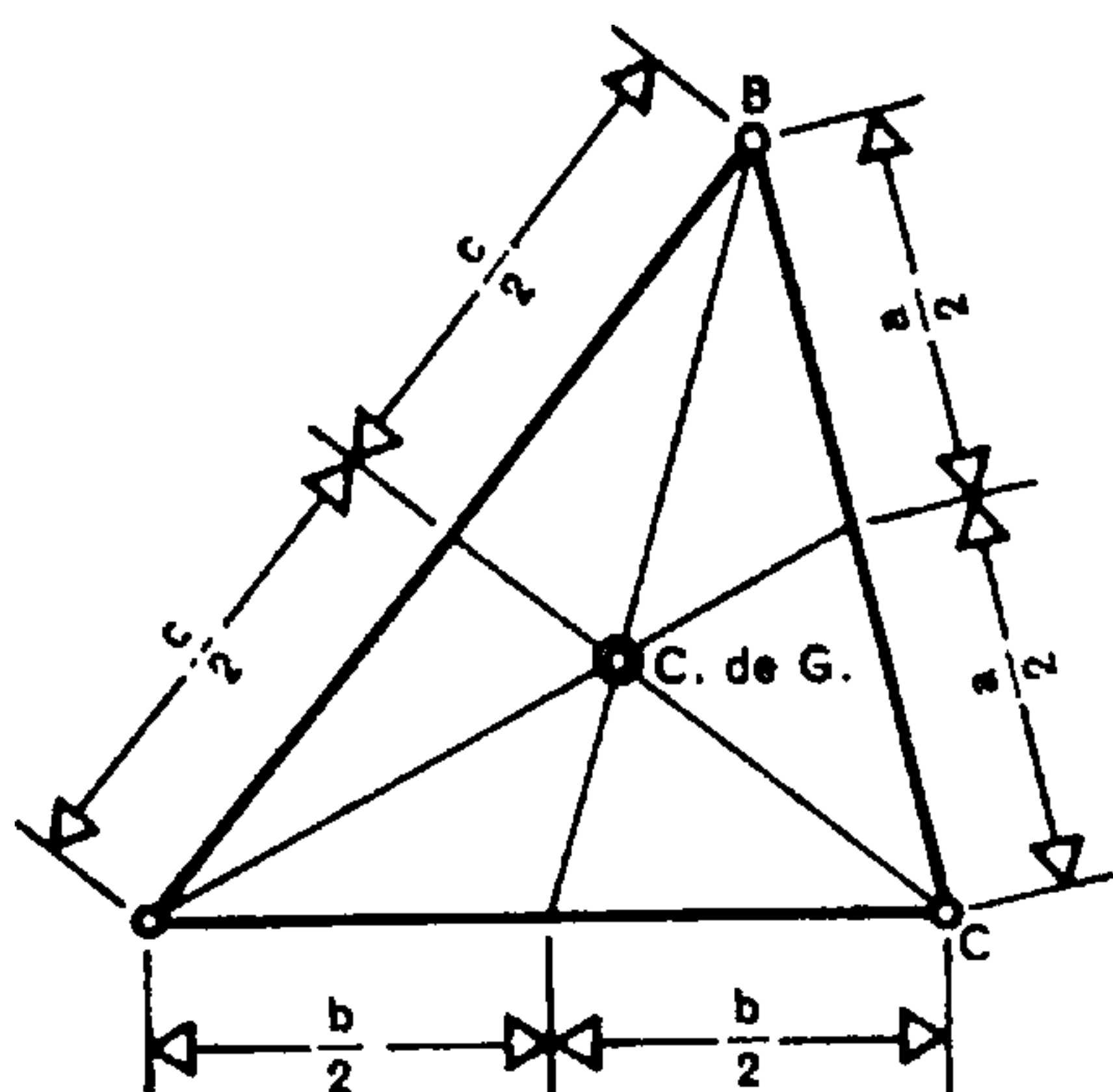


Fig. 681.

El punto de la concurrencia de las medianas es el centro de gravedad de la figura.

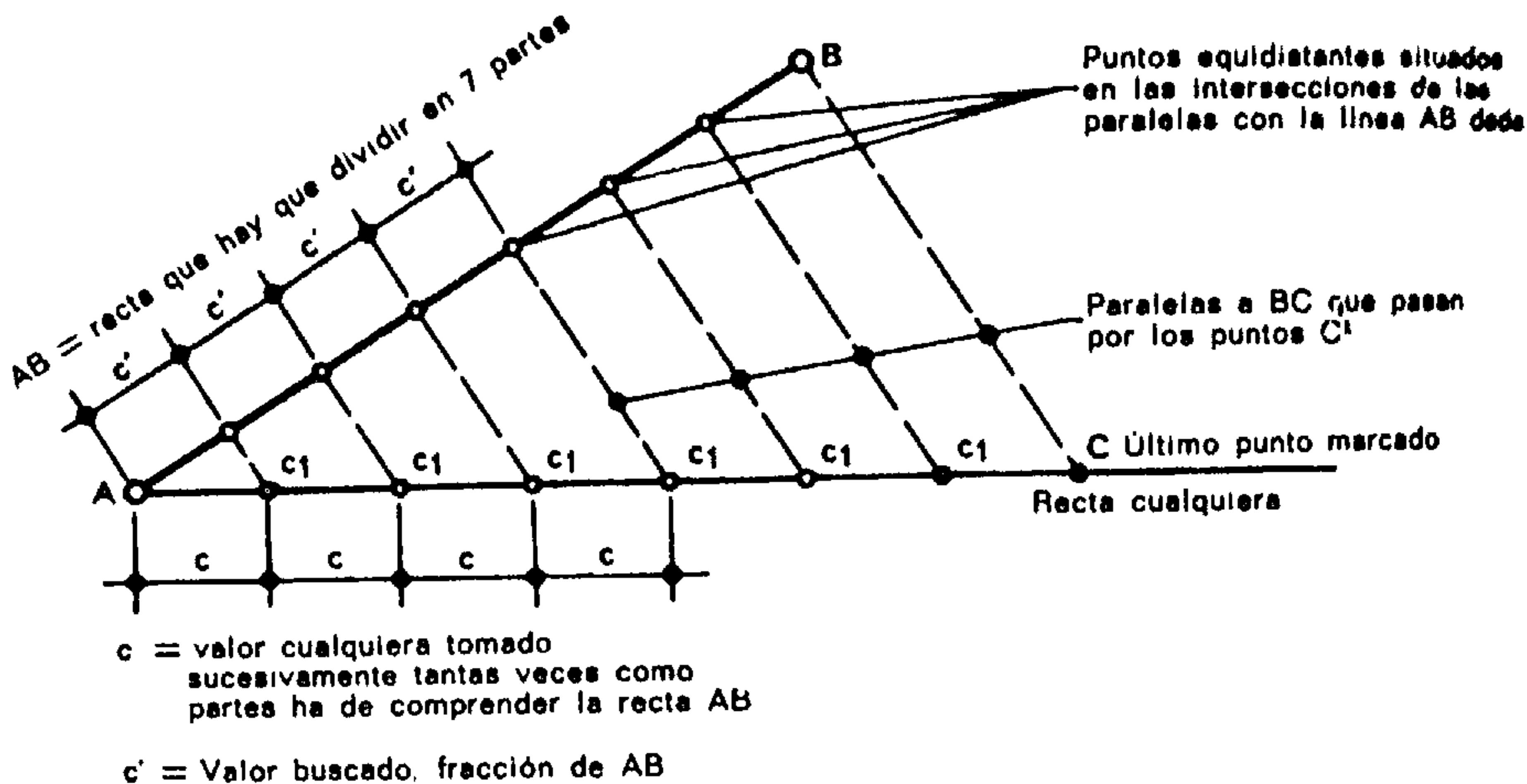


Fig. 682.

La división de una recta cualquiera en un cierto número de partes iguales está basada en las propiedades de los triángulos semejantes.

Ejemplo: dividir la recta AB en 7 partes iguales. Esta construcción se emplea, entre otras cosas, para dividir «la altura a subir» en una escalera, para repartir las armaduras, para la construcción de polígonos, etc.

1.6. LOS POLÍGONOS REGULARES



Fig. 683.

Triángulo
(3 lados)

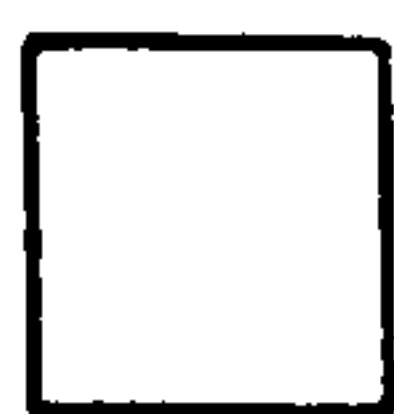


Fig. 684.

Cuadrado
(4 lados)

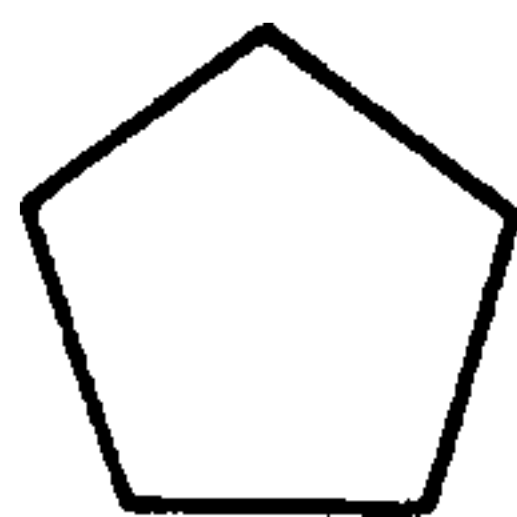


Fig. 685.

Pentágono
(5 lados)



Fig. 686.

Hexágono
(6 lados)

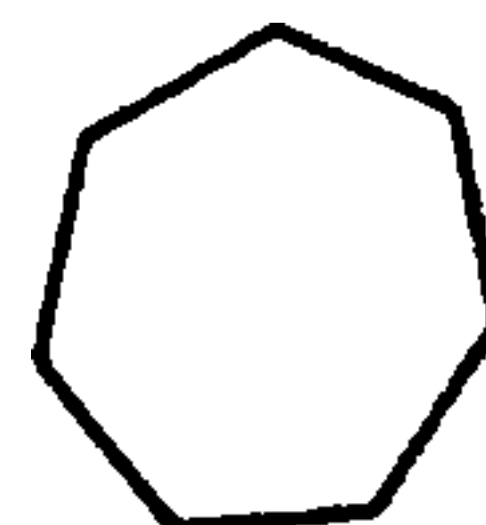


Fig. 687.

Heptágono
(7 lados)

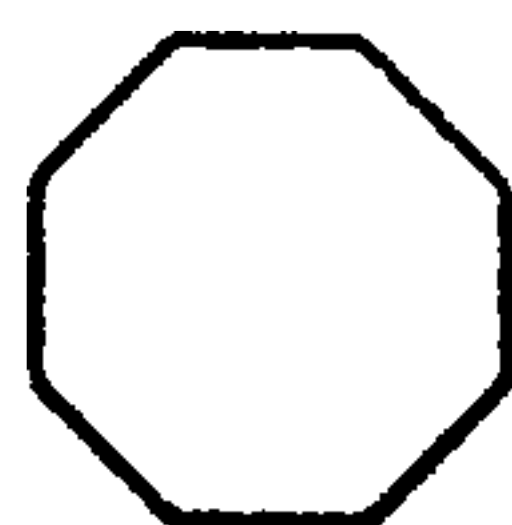


Fig. 688.

Octógono
(8 lados)

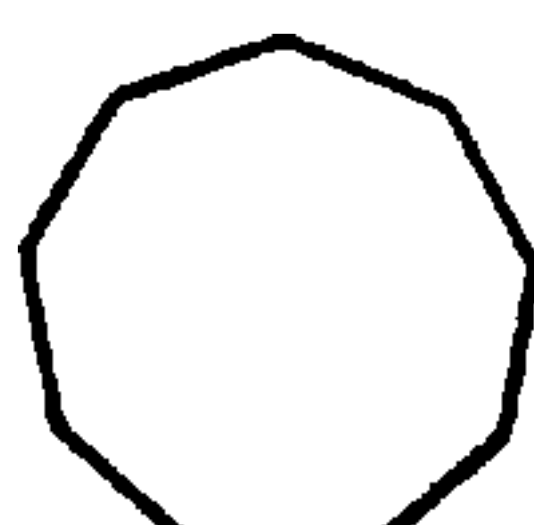


Fig. 689

Enégon
(9 lados)

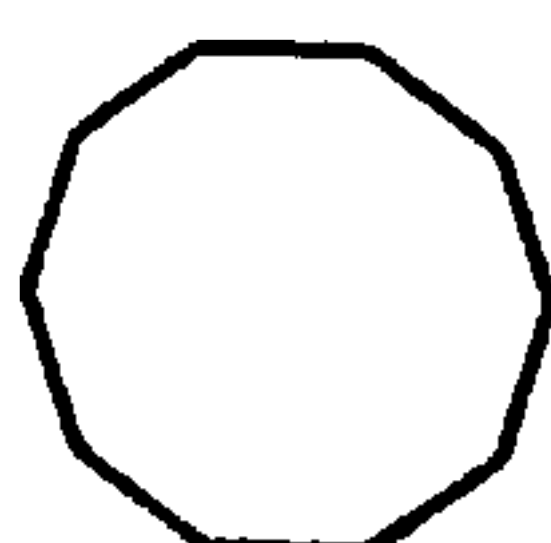


Fig. 690.

Decágono
(10 lados)

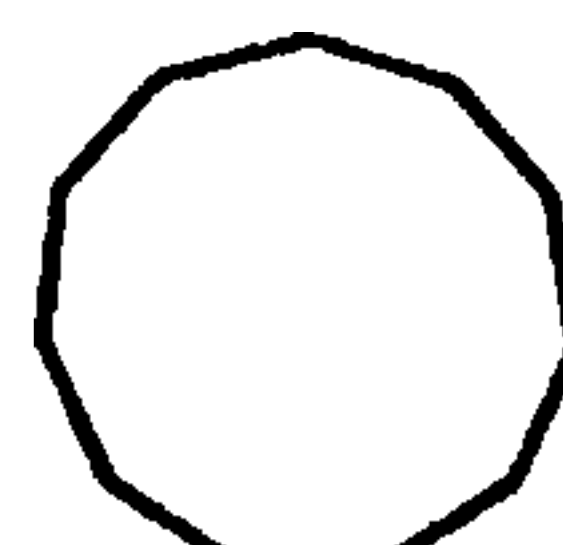


Fig. 691.

Undecágono
(11 lados)



Fig. 692

Dodecágono
(12 lados)

Fig. 693.

Construcción de los polígonos regulares

Este método es aplicable cualquiera que sea el número de lados del polígono que hay que trazar.

Se empieza por trazar el círculo circunscrito al polígono: $R_1 = \text{radio}$.

Se divide el diámetro en un número de partes igual al de lados del polígono (7 en el ejemplo de la figura: véase el método de la página precedente).

Por el punto D como centro se traza un círculo de radio $2R_1$ para hallar la intersección S en el eje perpendicular al diámetro dividido.

Se une luego S con la segunda división de dicho diámetro (siempre la segunda), para hallar en su intersección con la circunferencia la longitud del lado del polígono.

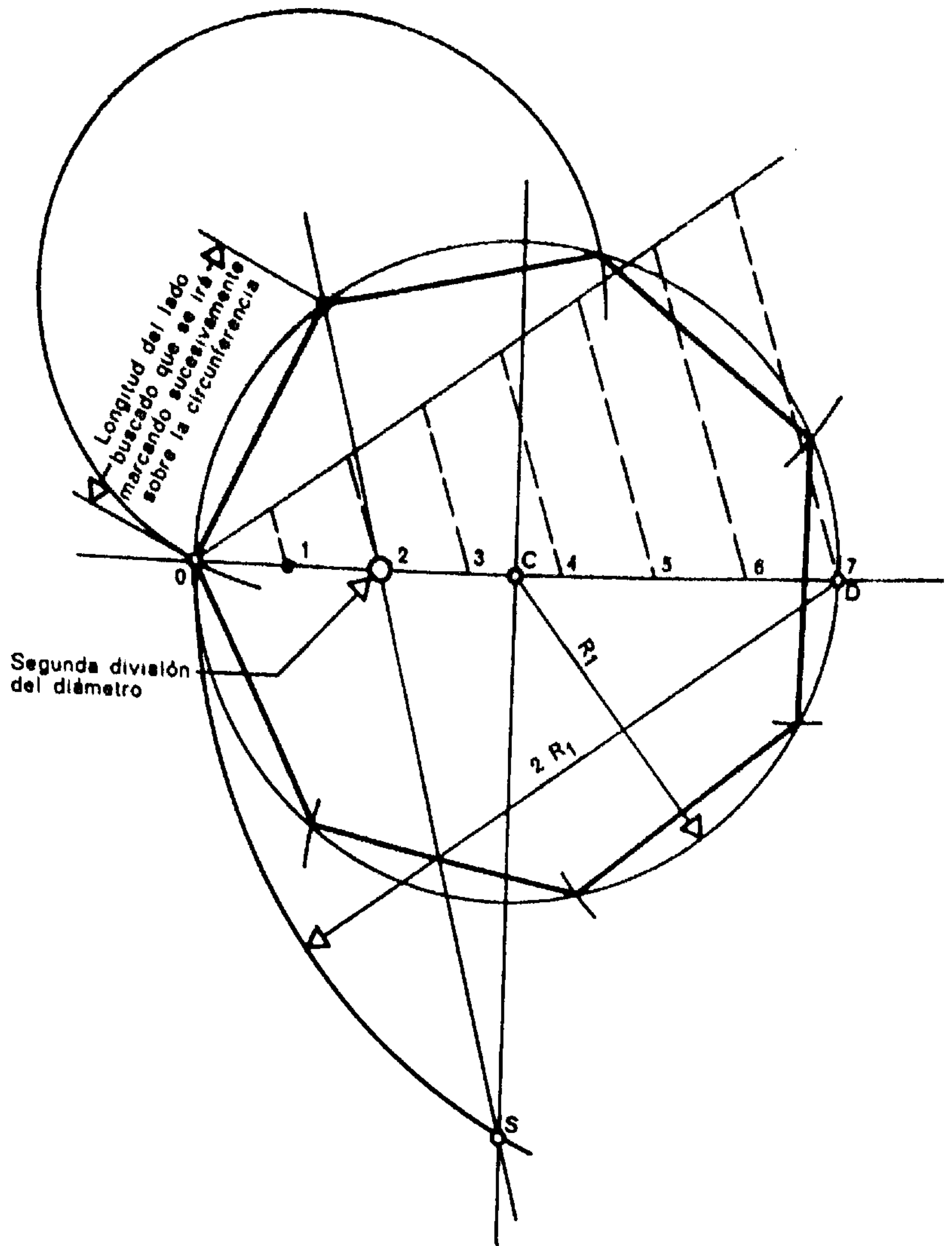
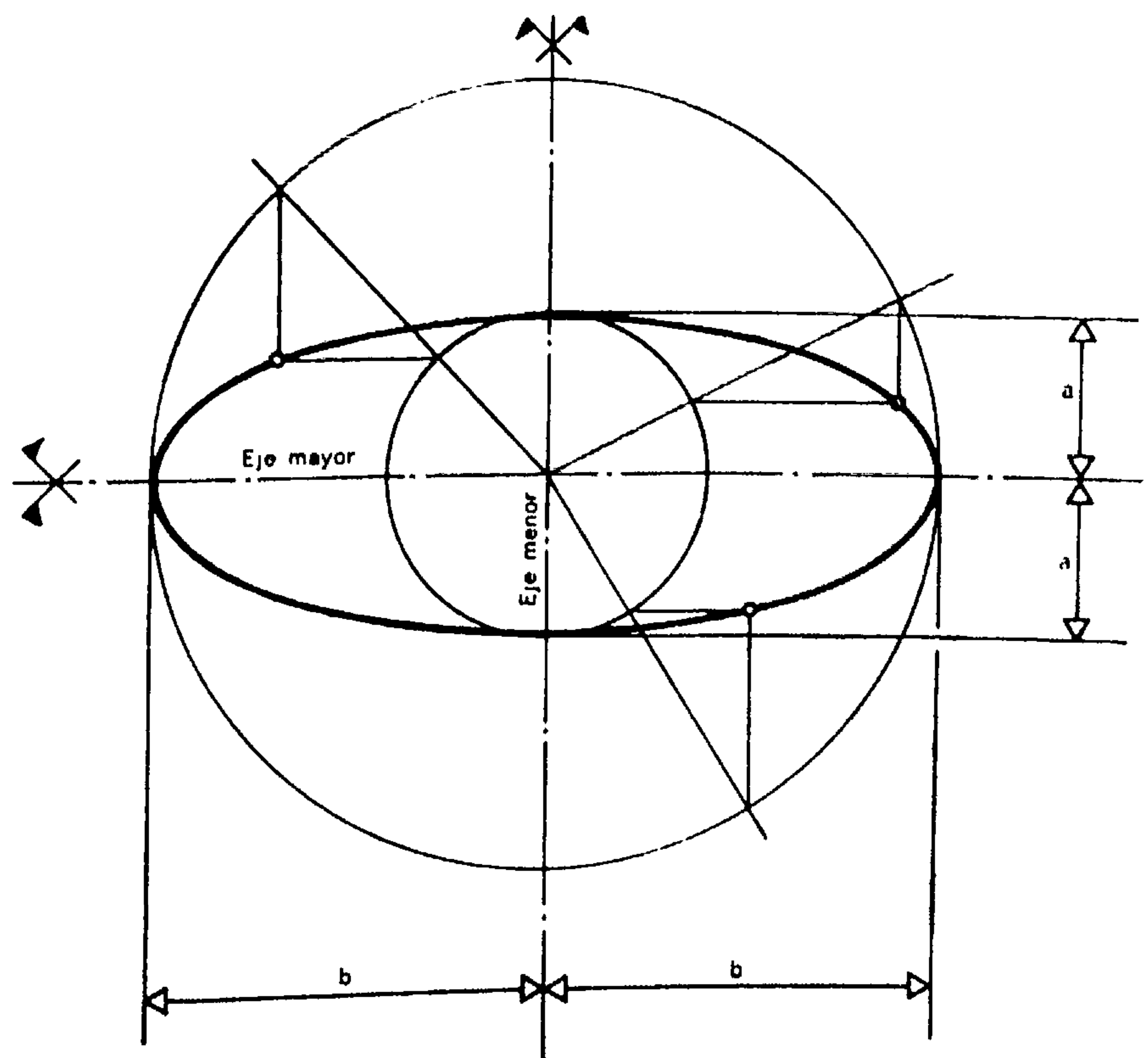
**1.7. TRAZADO DE LA ELIPSE**

Fig. 694.

Construcción de la elipse por proyección del círculo

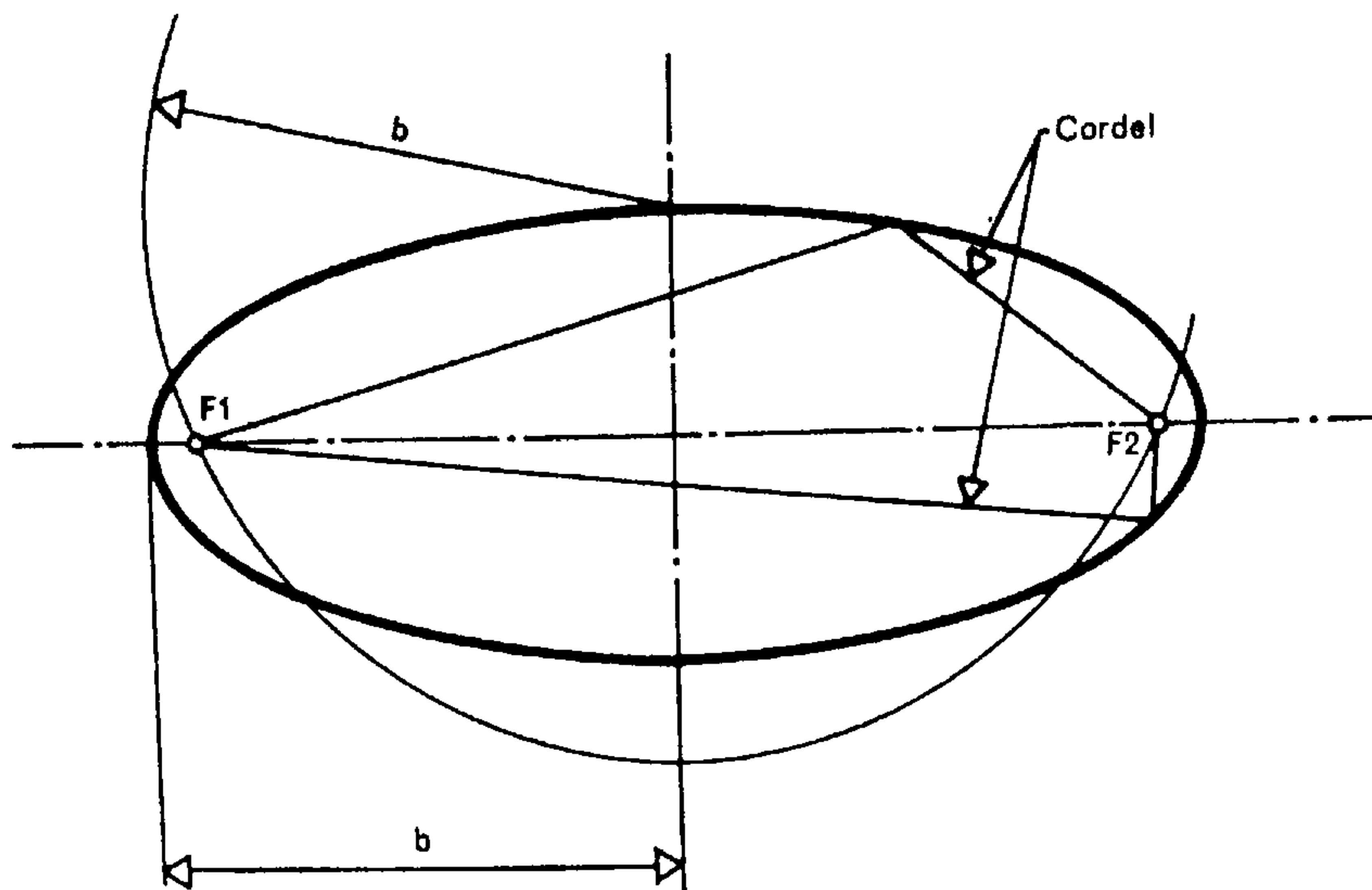


Fig. 695.

Este trazado se utiliza cuando hay que dibujar elipses en los paneles de encofrado, sobre el terreno; los focos F_1 y F_2 son fijos (clavos, piquetes, etc.); el cordel tiene una longitud igual al eje mayor $2b$.

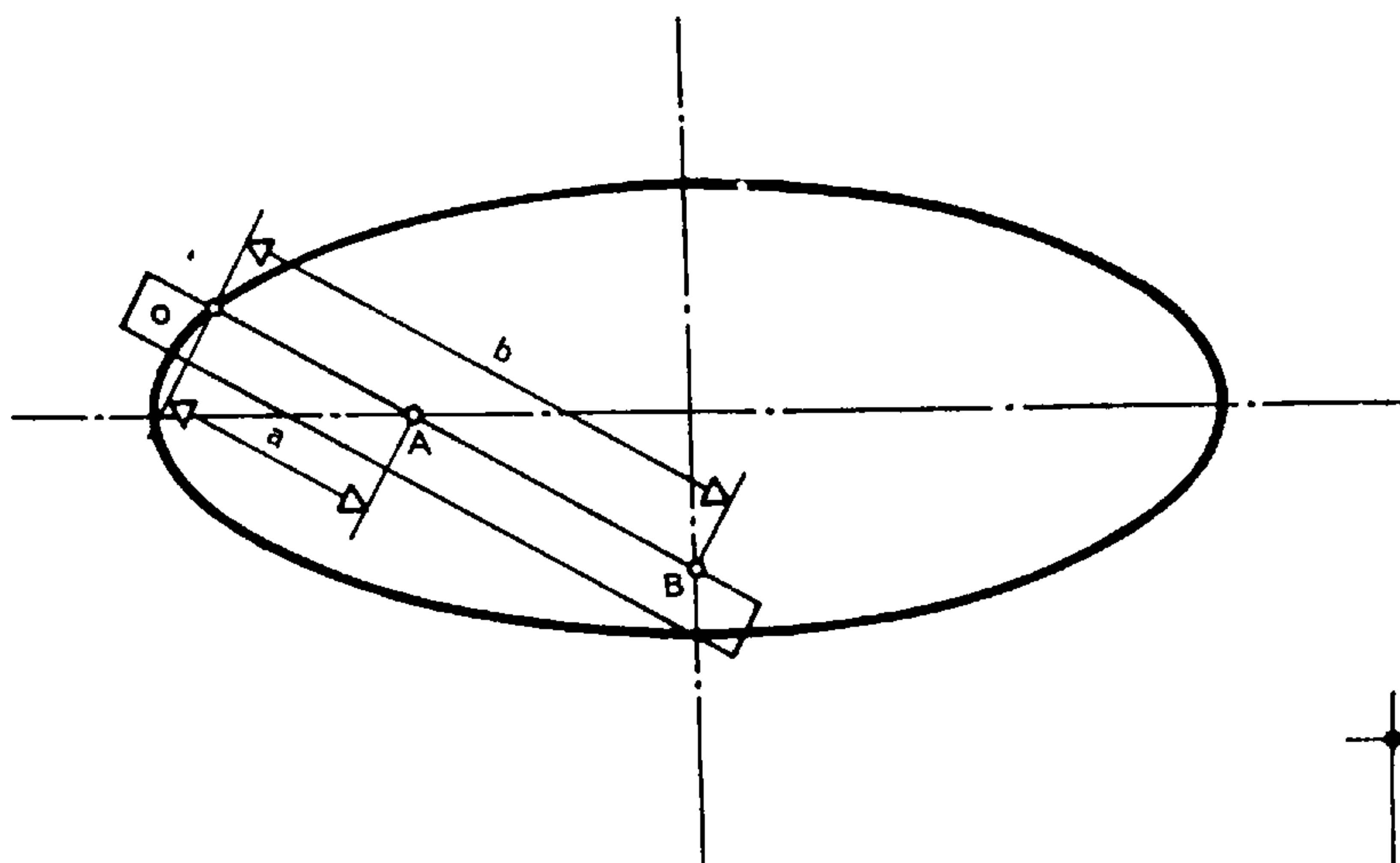


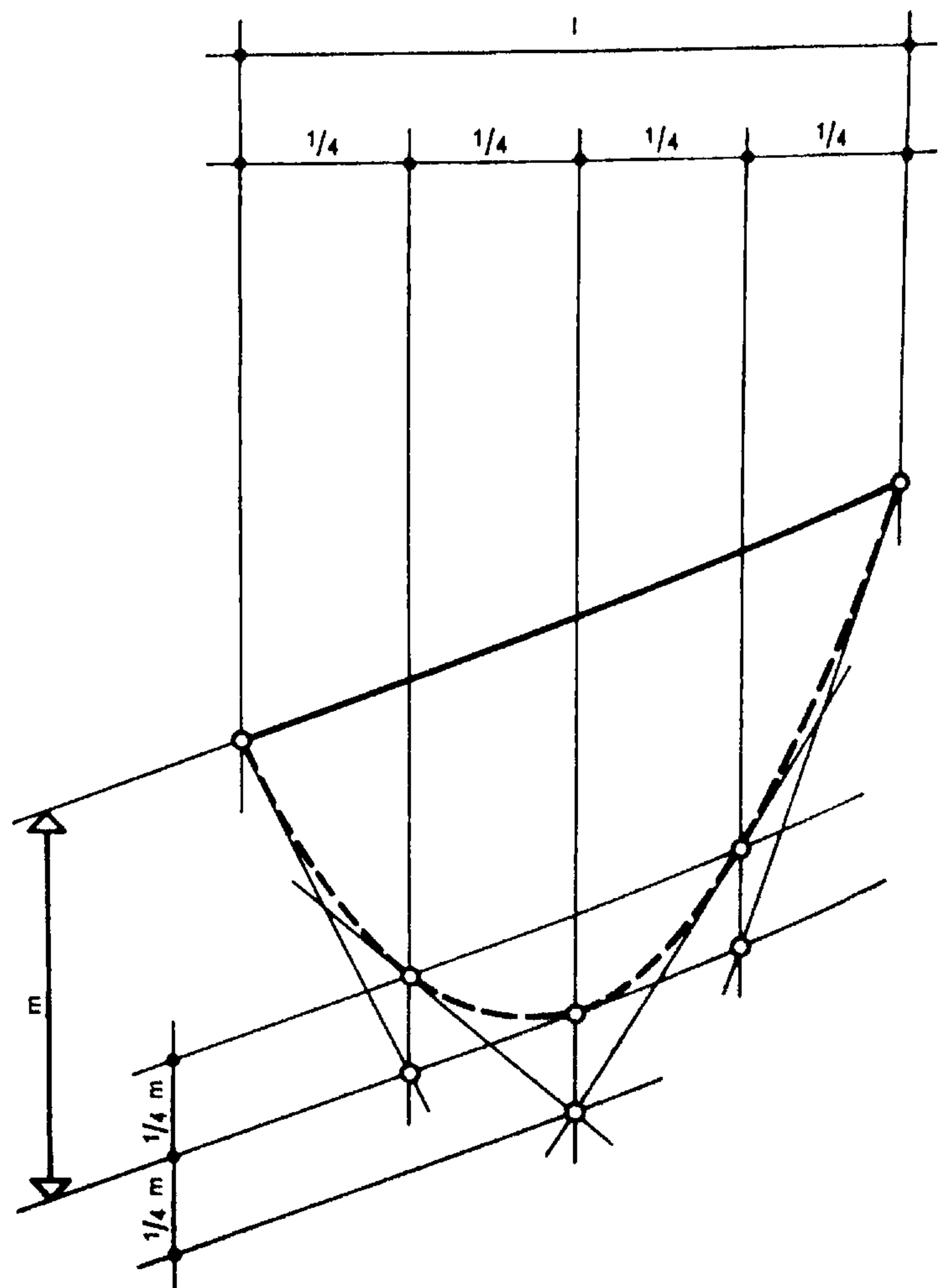
Fig. 696.

Trazado de la elipse por medio de una regla en la que se han marcado los valores del semieje mayor y del semieje menor. El desplazamiento de la regla (conservando los contactos de A con el eje mayor y de B con el eje menor) permite que el punto O describa la elipse deseada.

1.8. TRAZADO DE LA PARÁBOLA

Fig. 697.

Trazado de la parábola por división de la luz en 4 partes iguales que fijan tres puntos intermedios de la parábola.



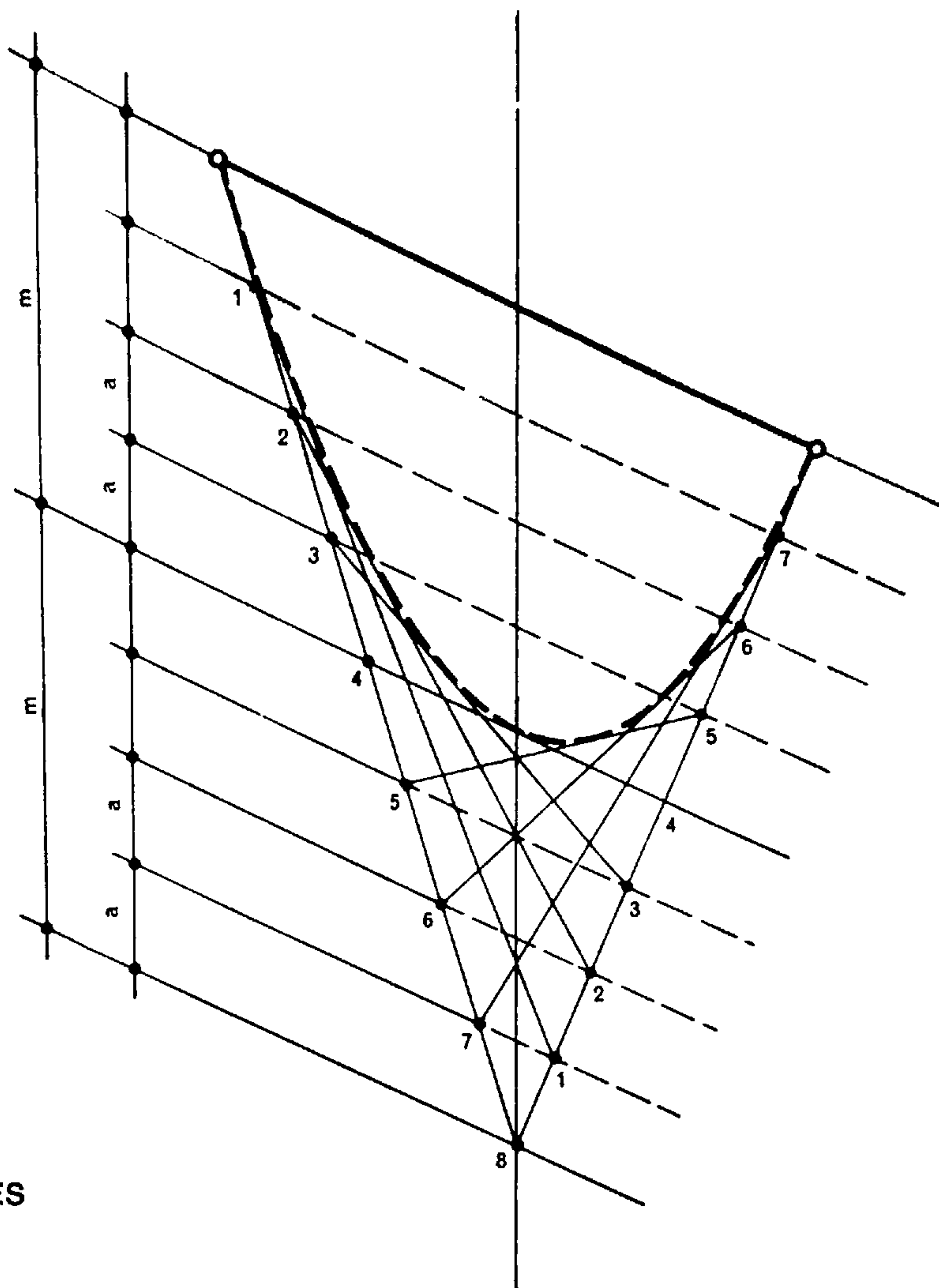


Fig. 698.

Trazado de la parábola por el método de las tangentes; división en x partes de las rectas que van a parar al extremo de la ordenada igual a $2m$.

2. EL CÍRCULO Y SUS PARTICULARIDADES

Repaso de algunas fórmulas.

Superficie del círculo $S = \pi R^2$ ó $\pi \frac{D^2}{4}$

Circunferencia $P = \pi D$ ó $\pi 2R$

Diámetro $D = P \cdot 0,31831$

Longitud del arco $A = \frac{\pi R \alpha}{180}$; o sea $0,017453 R \alpha$

Cuerda $C = 2 \sqrt{2FR - F^2}$ ó $2R \sin \frac{\alpha}{2}$

Flecha $F = R - \frac{\sqrt{4R^2 - C^2}}{2} = \frac{C}{2} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4}$

Radio $R = \frac{C^2}{8F} + \frac{F}{2}$

$\pi = 3,141593$

$\frac{1}{\pi} = 0,318310$

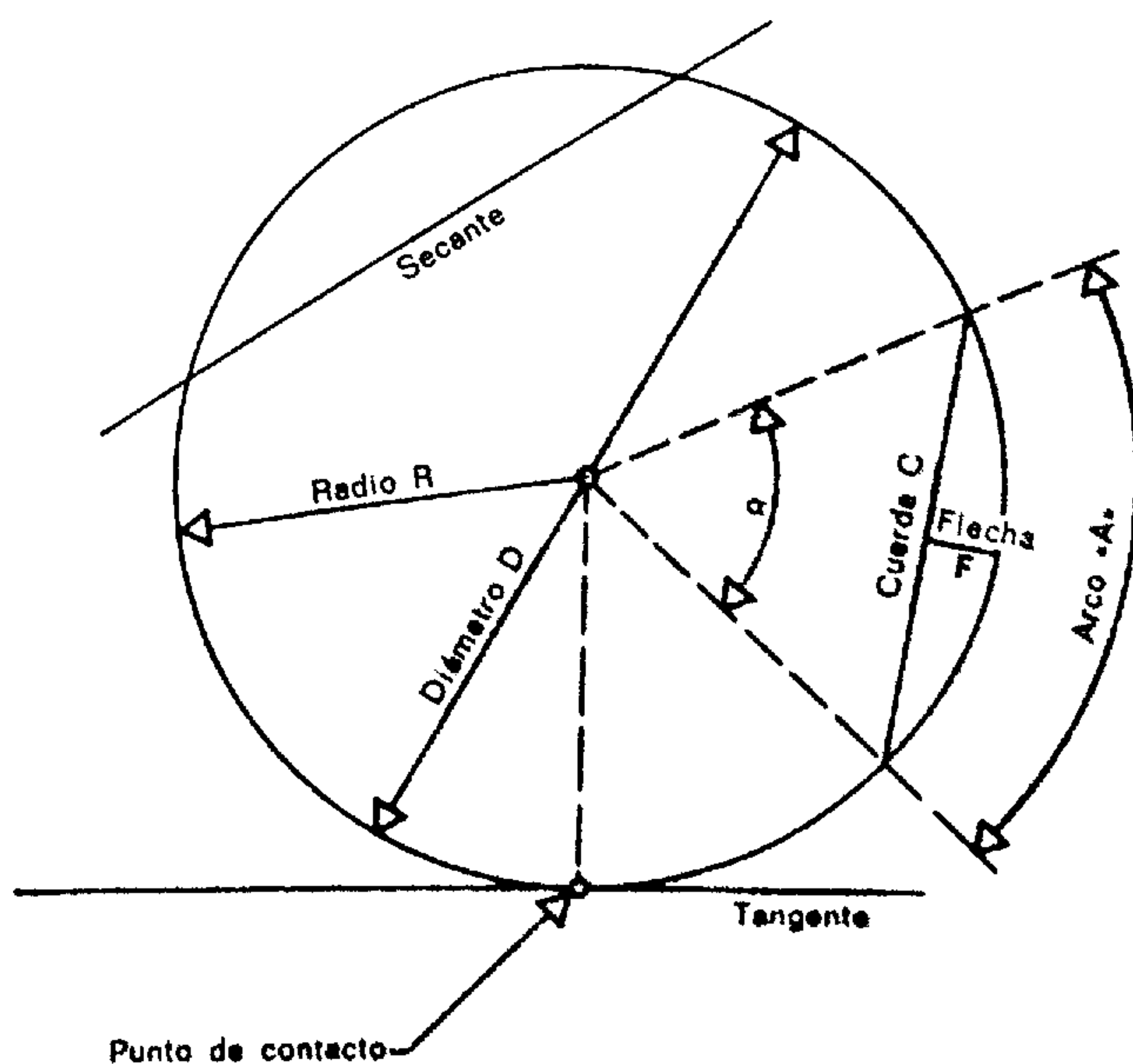
Véanse en el Cap. XVIII; *Datos e informaciones*, las Tablas relativas a la longitud del arco, de la cuerda y de la flecha y a los segmentos de círculo de radio $R = 1$, así como las funciones en el segmento circular.

3. REPASO DE TRIGONOMETRÍA

La trigonometría es una rama de las ciencias matemáticas que tiene por objeto la determinación

Fig. 699.

El círculo



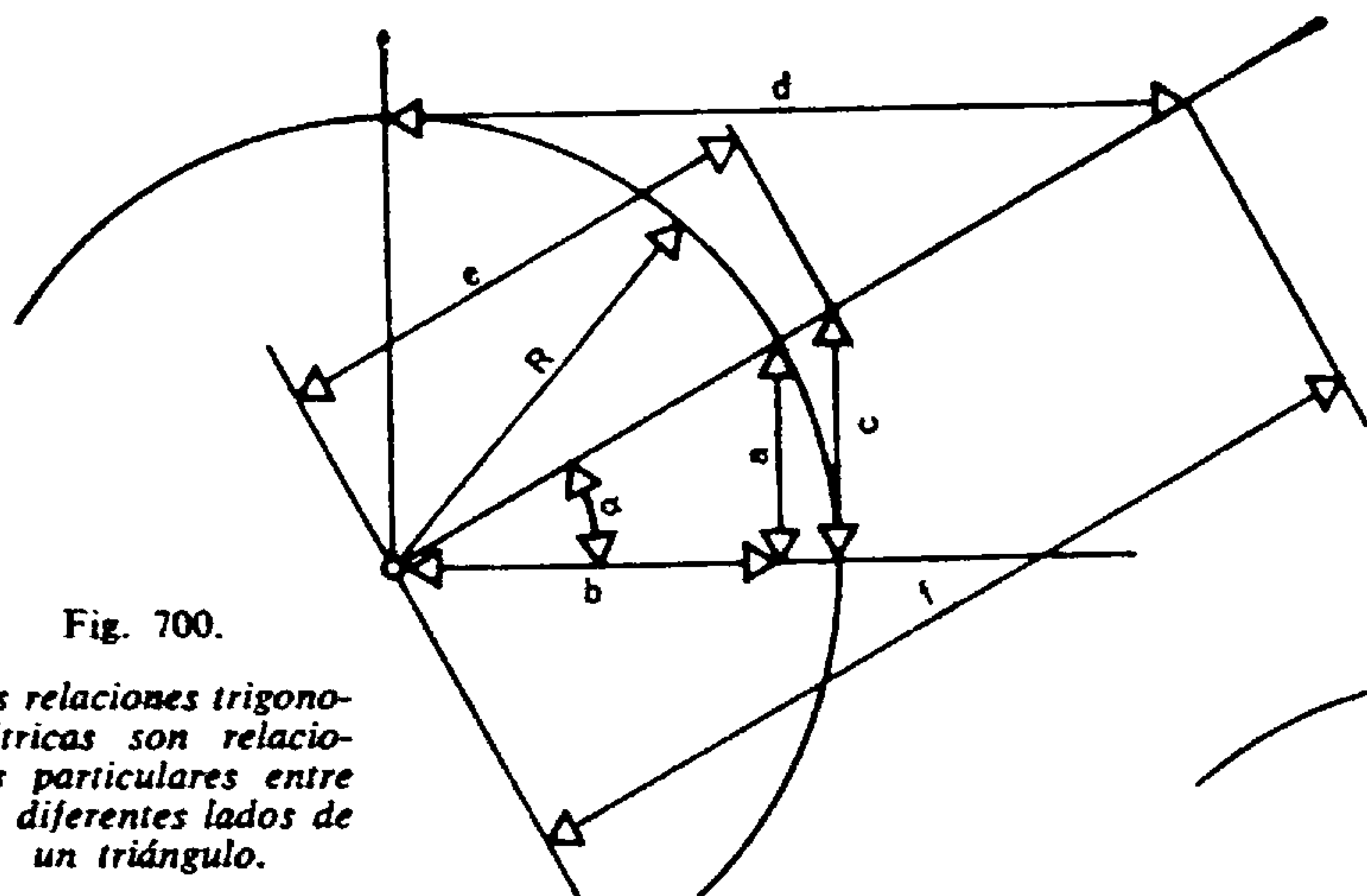


Fig. 700.

Las relaciones trigonométricas son relaciones particulares entre los diferentes lados de un triángulo.

de los valores desconocidos de un triángulo, cuando el número de elementos conocidos es suficiente.

Permite suplir las insuficiencias de la geometría por el establecimiento de las relaciones entre los diferentes lados de un triángulo y la predeterminación del valor de los ángulos por medio de tales relaciones.

Las *relaciones trigonométricas*, seno, coseno, tangente, cotangente, secante y cosecante son, pues, relaciones particulares entre los diferentes lados de un triángulo.

Las *líneas trigonométricas* representan las relaciones aquí enunciadas en un *círculo trigonométrico* cuyo radio es igual a 1.

Las *tablas trigonométricas* contienen las relaciones entre los lados de triángulos construidos en el círculo trigonométrico y el valor de los ángulos correspondientes a estas relaciones. Estas últimas están, pues, previamente calculadas. Pueden leerse asimismo en las reglas de cálculo.

Las unidades empleadas para el valor de los ángulos son los grados *sexagesimal* y *centesimal* y el *radián*.

El grado ordinario o *sexagesimal* es la 360 ava parte de una circunferencia. El grado se subdivide en 60 minutos (60') que, a su vez, se subdividen en 60 segundos (60''). Para subdividir los segundos se usan las divisiones decimales y centesimales. El ángulo

$$\text{sen } \alpha = \frac{a}{R} = a^*$$

$$\text{cos } \alpha = \frac{b}{R} = b^*$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{c}{R} = c^*$$

$$\text{cotg } \alpha = \frac{b}{a} = d^*$$

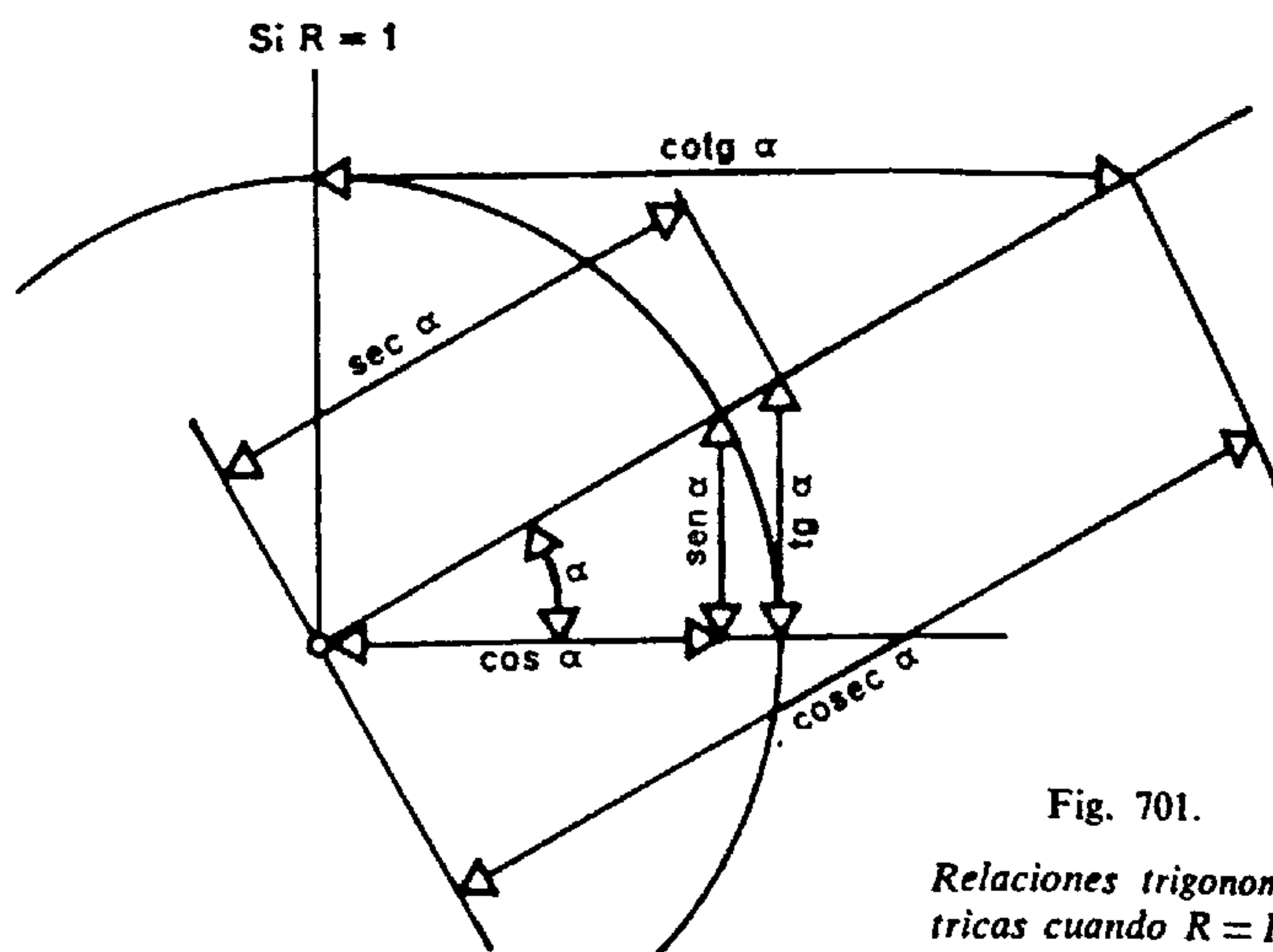


Fig. 701.

Relaciones trigonométricas cuando $R = 1^*$.

lo recto vale 90° . La notación de los ángulos en grados ordinarios toma esta forma: $63^\circ 41' 23'', 41$.

El grado centesimal es la 400 ava parte de la circunferencia. Se divide en décimas, centésimas, etc. Las subdivisiones se denominan respectivamente *minutos centesimales* y *segundos centesimales*. El ángulo recto vale 100 grados centesimales (100^g).

La notación de los ángulos (así como su adición o sustracción) está simplificada por el empleo del sistema decimal. Un ángulo se describe en esta forma: $75^g, 493$.

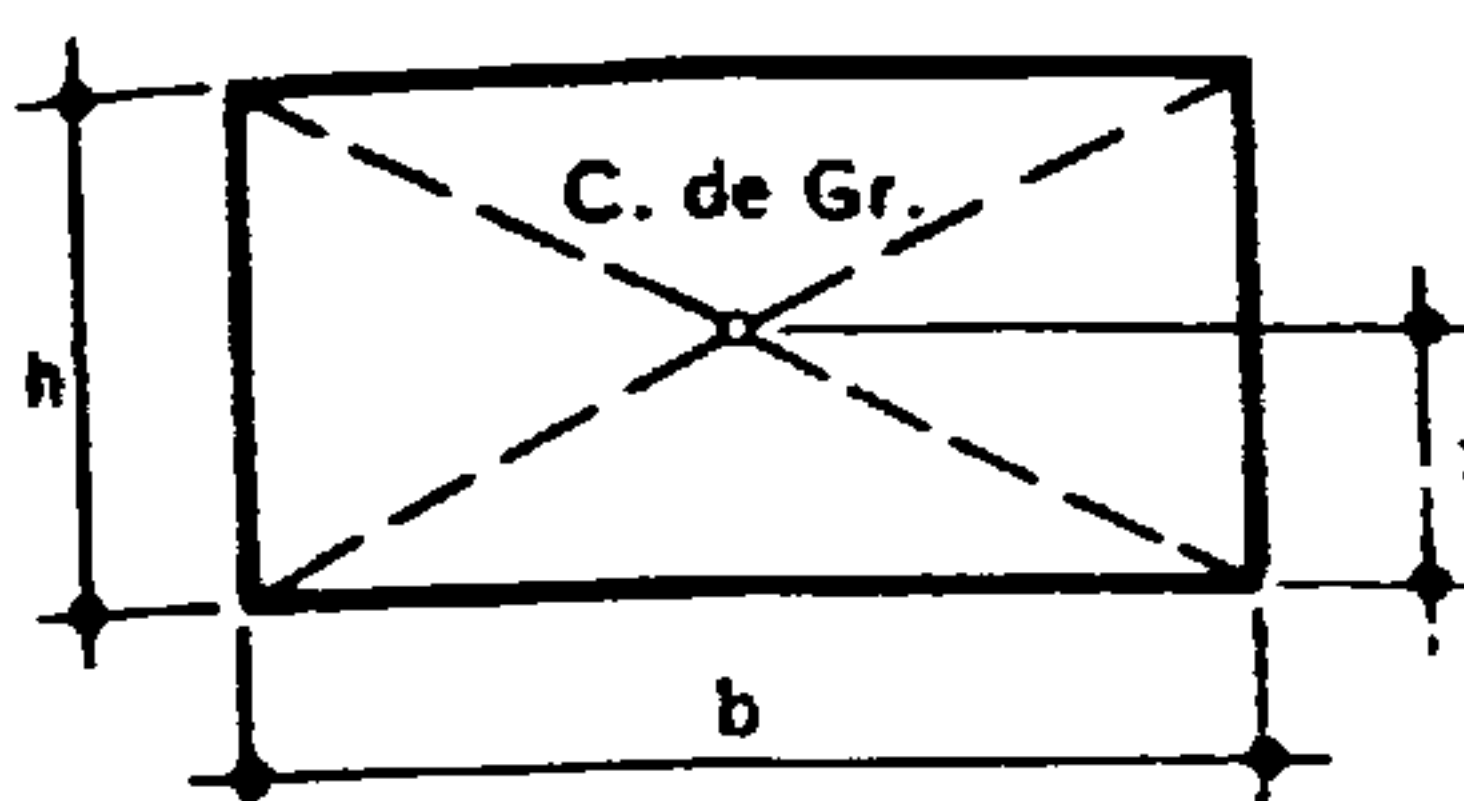
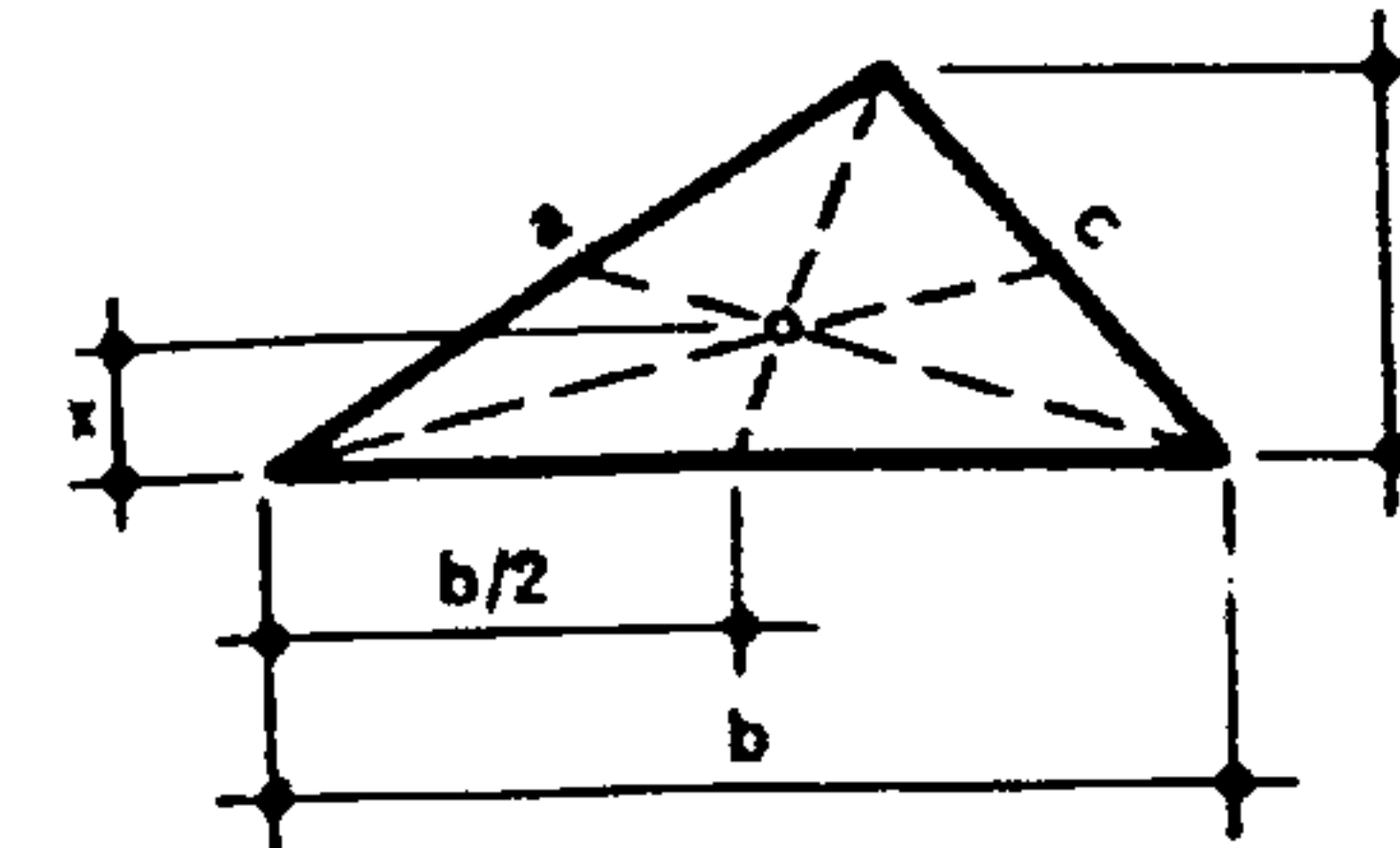
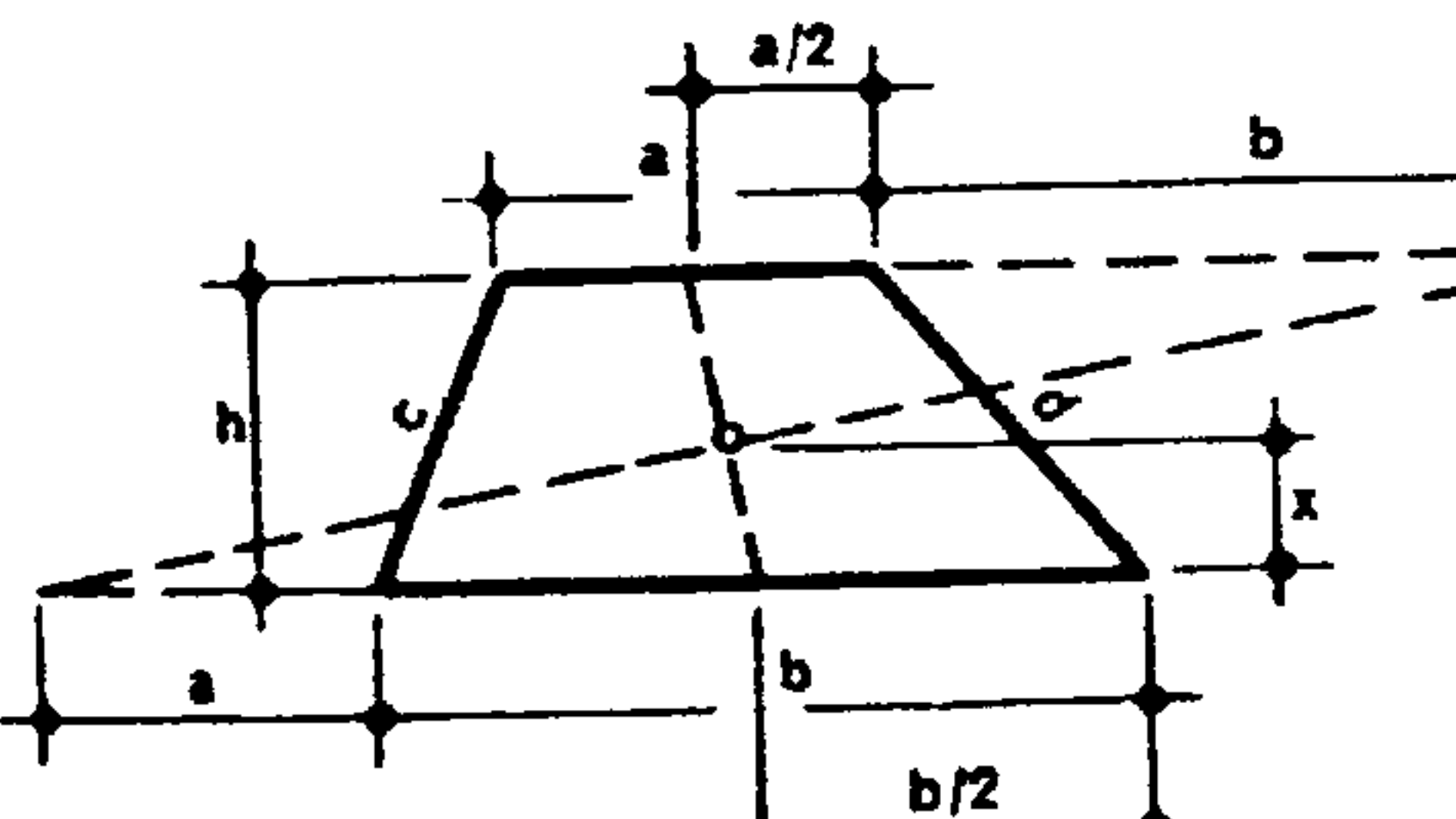
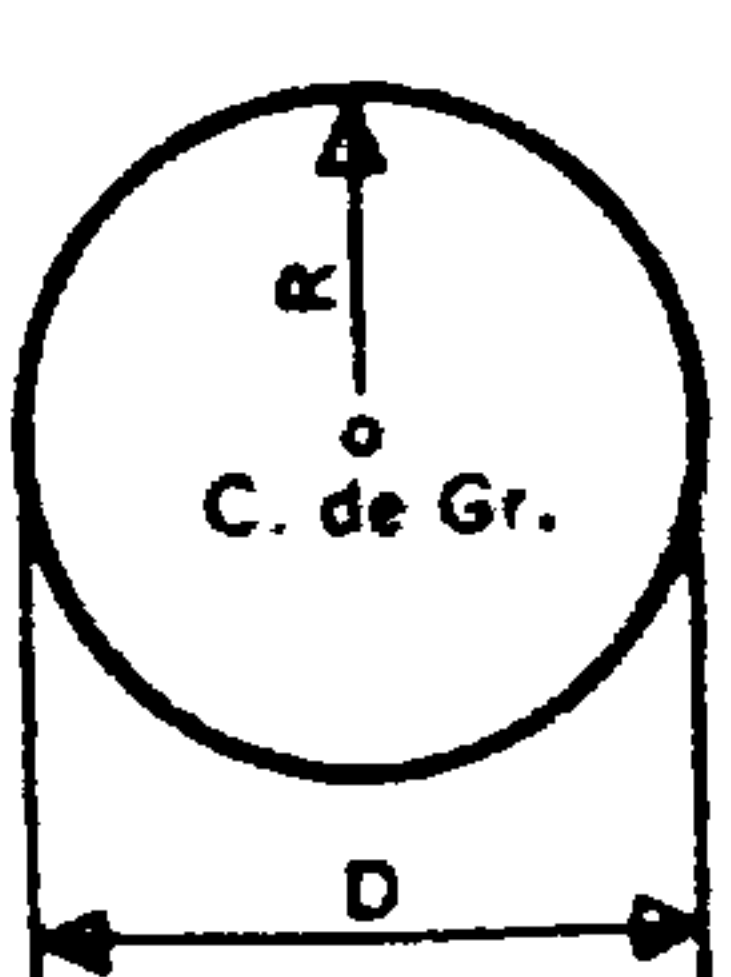
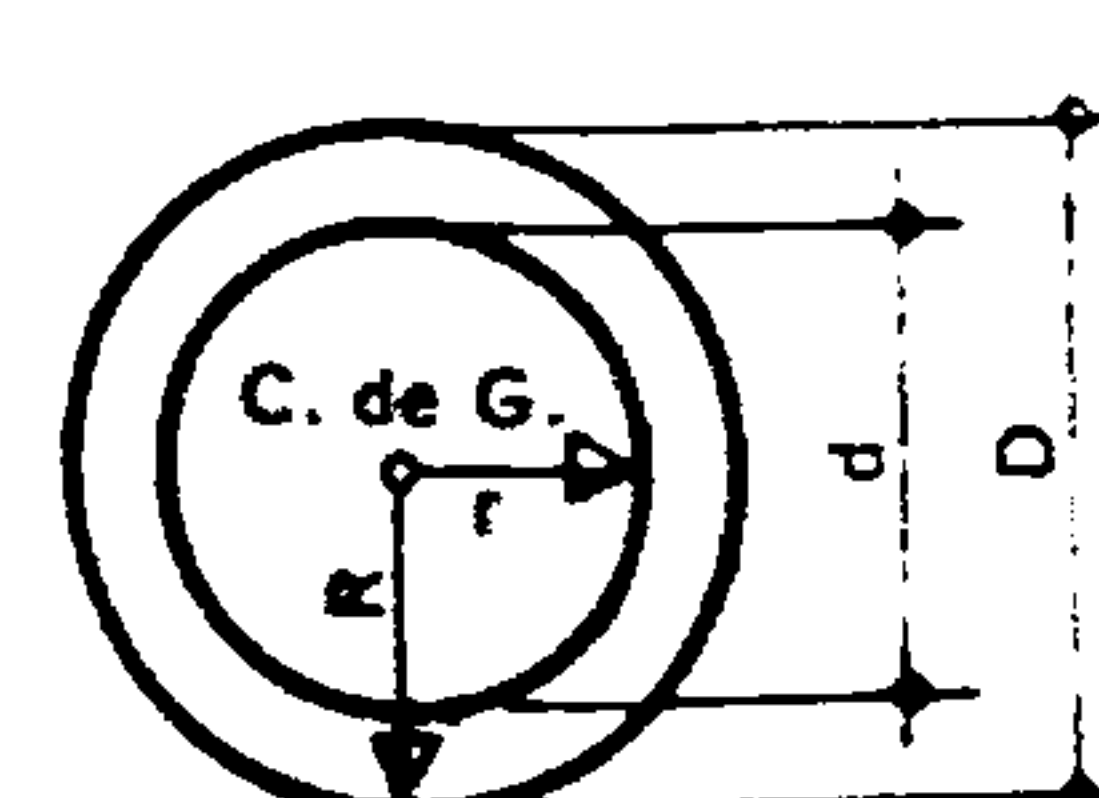
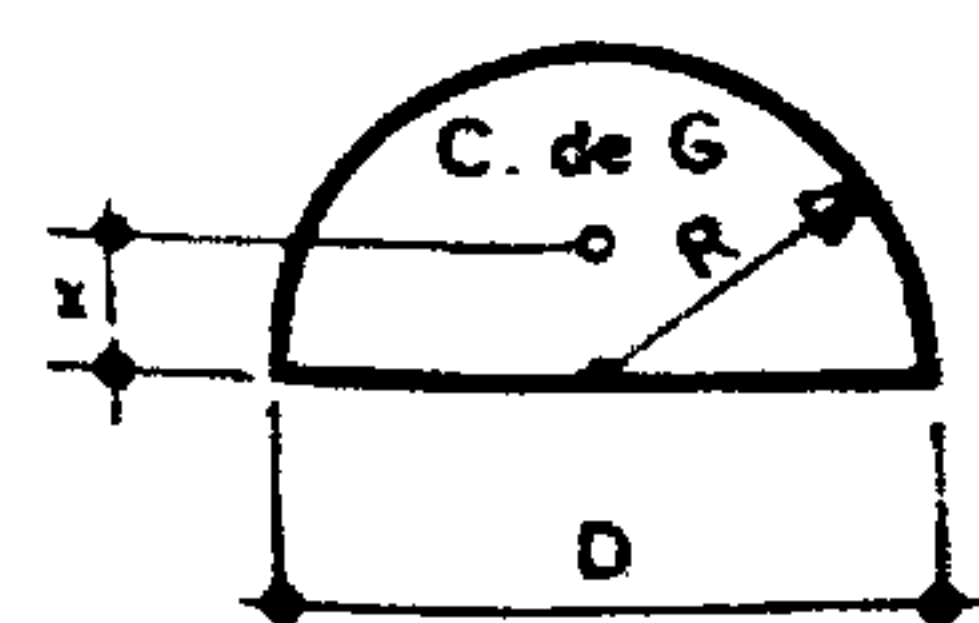
El radián corresponde a un arco cuya longitud es igual al radio de la circunferencia. La longitud periférica de un círculo es $2\pi R$. Expresada en radianes vale pues 2π radianes (2π). El ángulo recto vale $\frac{\pi}{2}$.

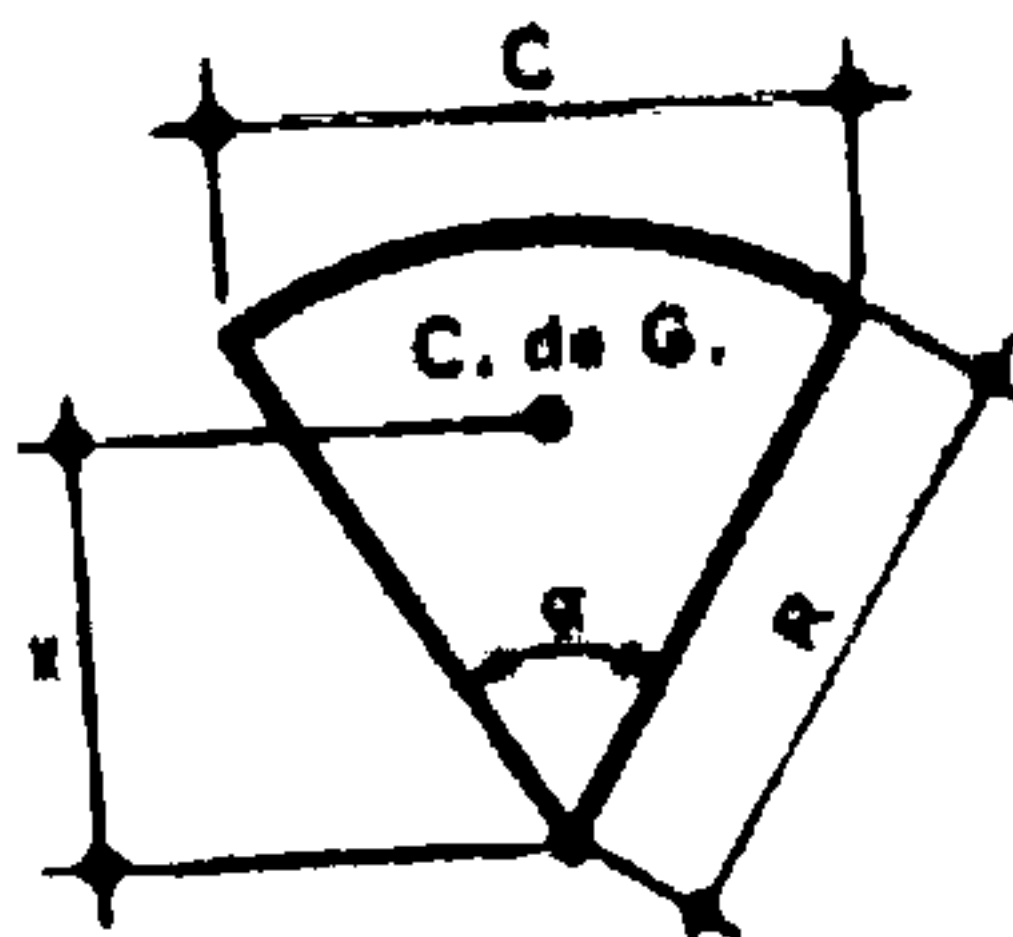
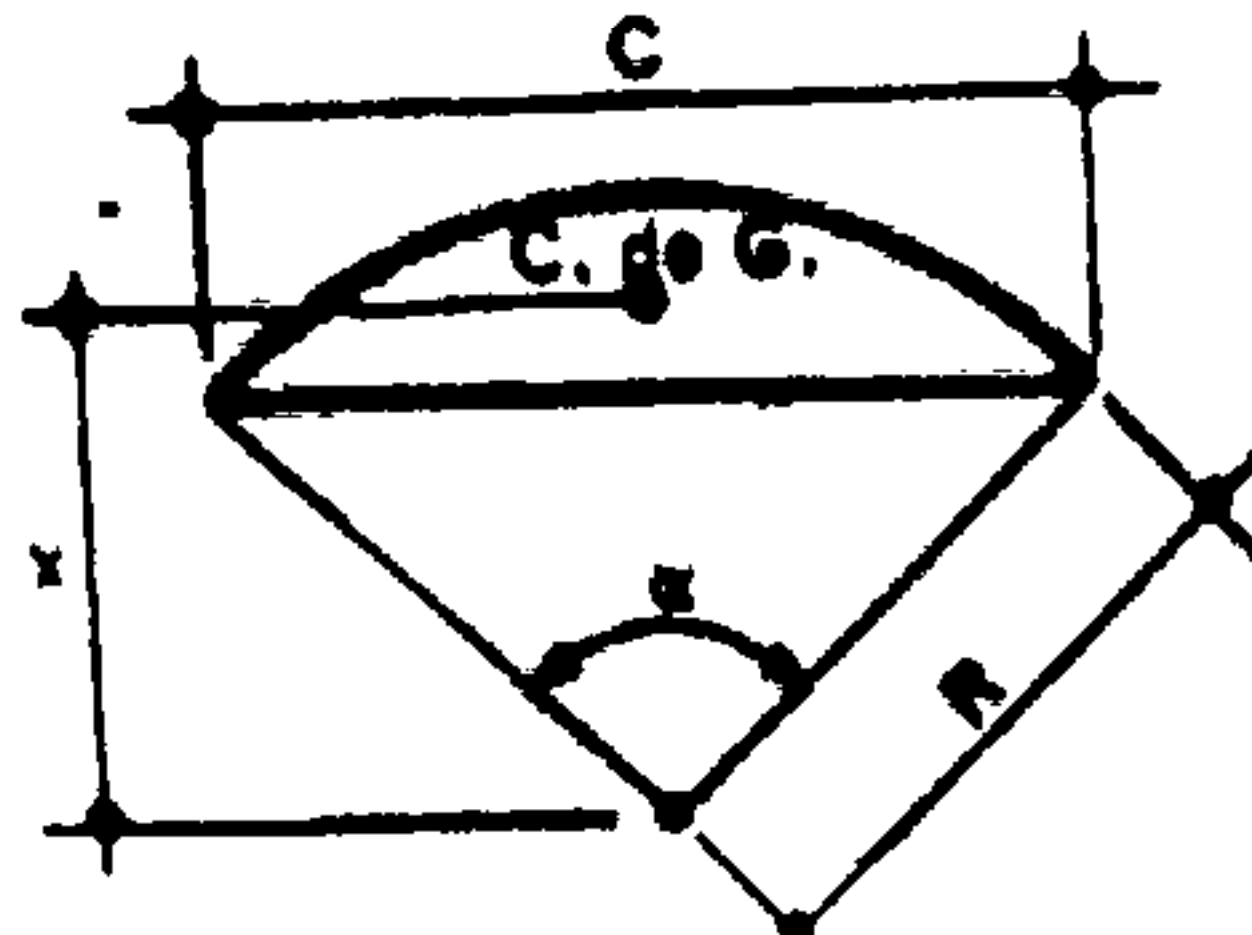
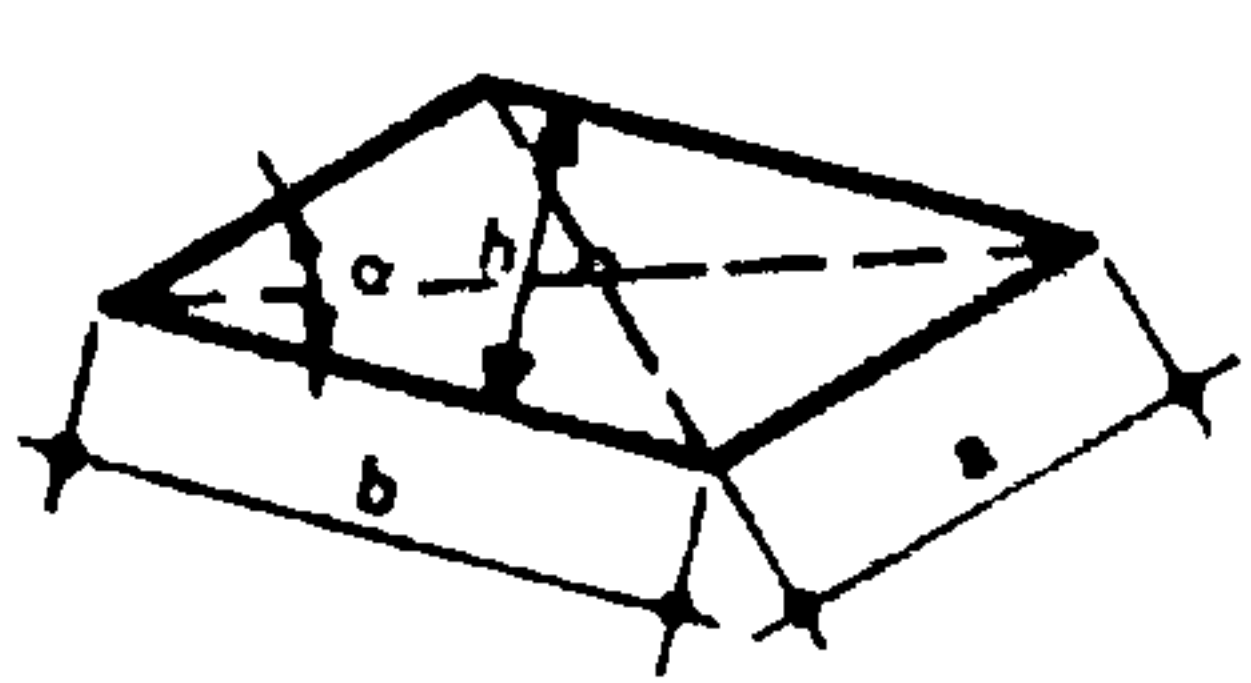
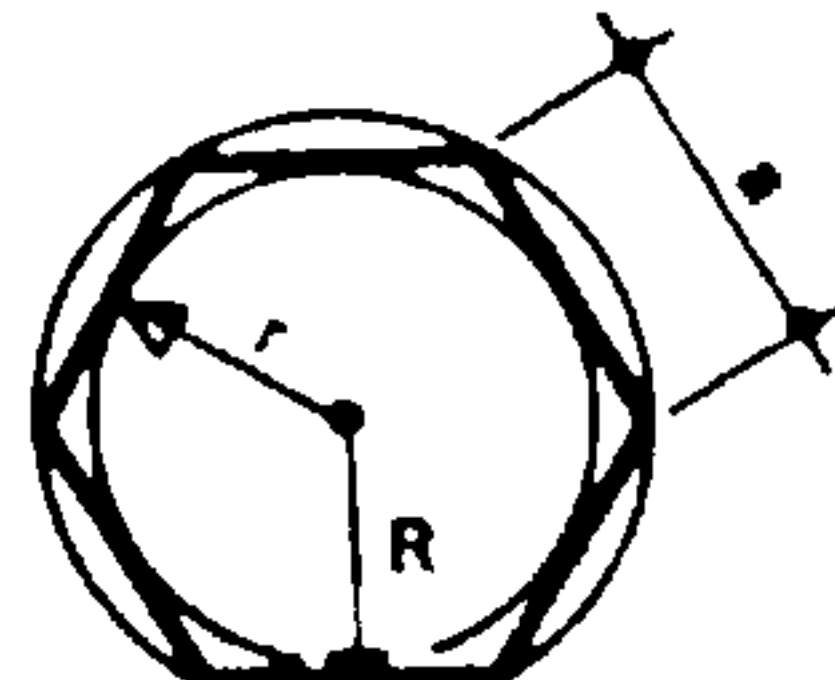
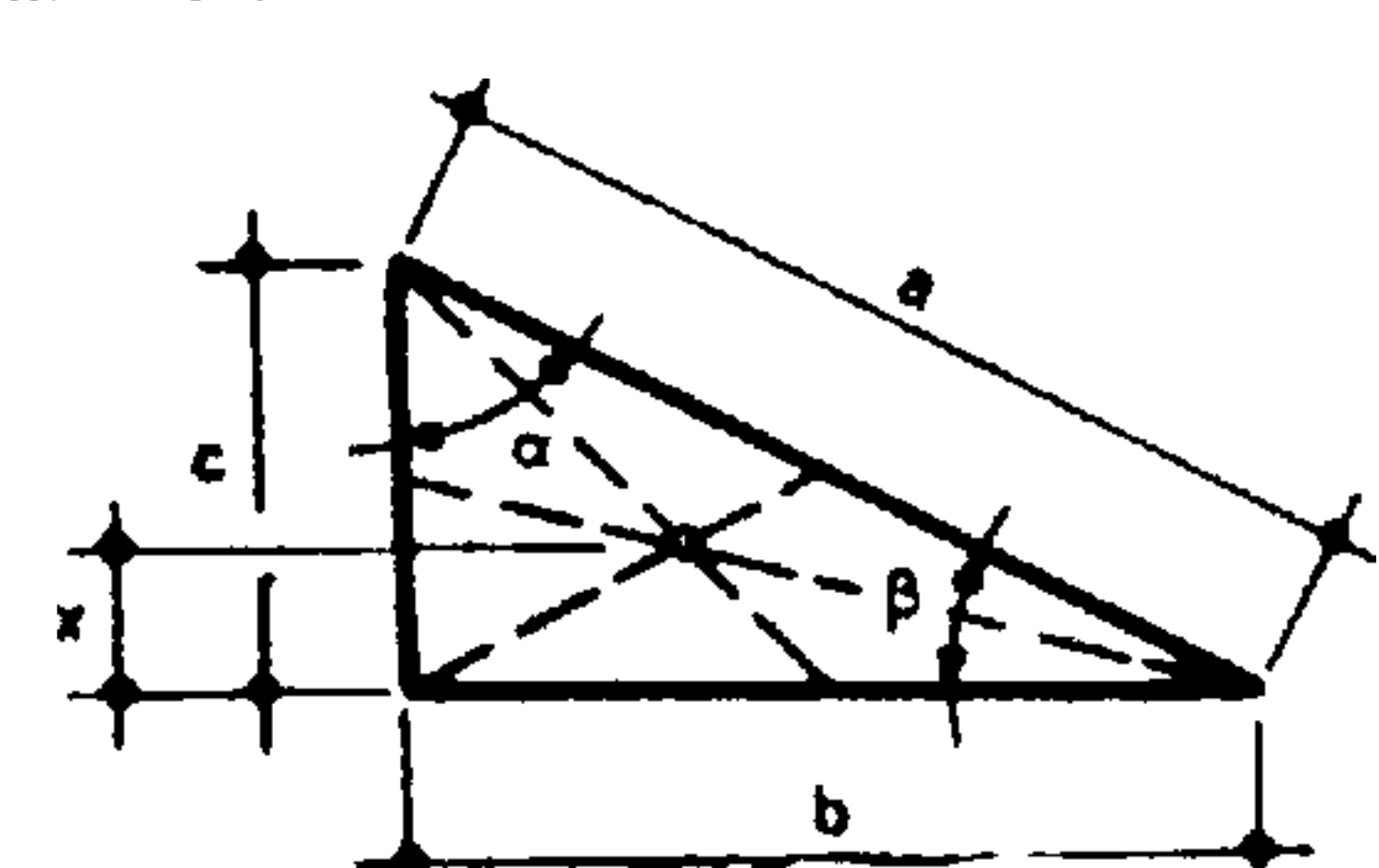
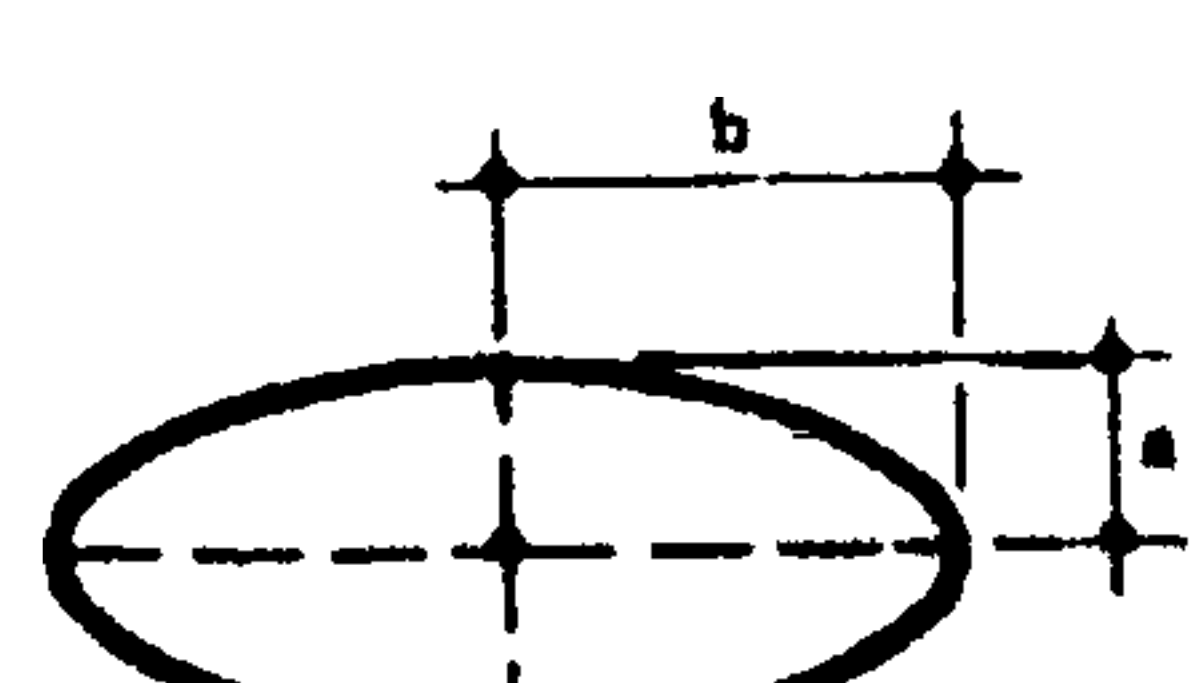
De una manera precisa el radián vale $57^\circ 14' 44'', 80$ o bien $63^g, 66198$.

Tabla 37. — Valores particulares de las funciones trigonométricas.

Funciones, valor general	Valores límites y particulares				
	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	$\alpha = 90^\circ$
$\text{sen } \alpha = \frac{a}{R}$	0	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \sqrt{2}$	$\frac{1}{2} \sqrt{3}$	1
$\text{cos } \alpha = \frac{b}{R}$	1	$\frac{1}{2} \sqrt{3}$	$\frac{1}{2} \sqrt{2}$	$\frac{1}{2}$	0
$\text{tg } \alpha = \frac{c}{R}$	0	$\frac{1}{3} \sqrt{3}$	1	$\sqrt{3}$	$\pm \infty$
$\text{cotg } \alpha = \frac{b}{a}$	$\pm \infty$	$\sqrt{3}$	1	$\frac{1}{3} \sqrt{3}$	0

4. SUPERFICIES, PERIMETROS, CENTROS DE GRAVEDAD Y VOLÚMENES

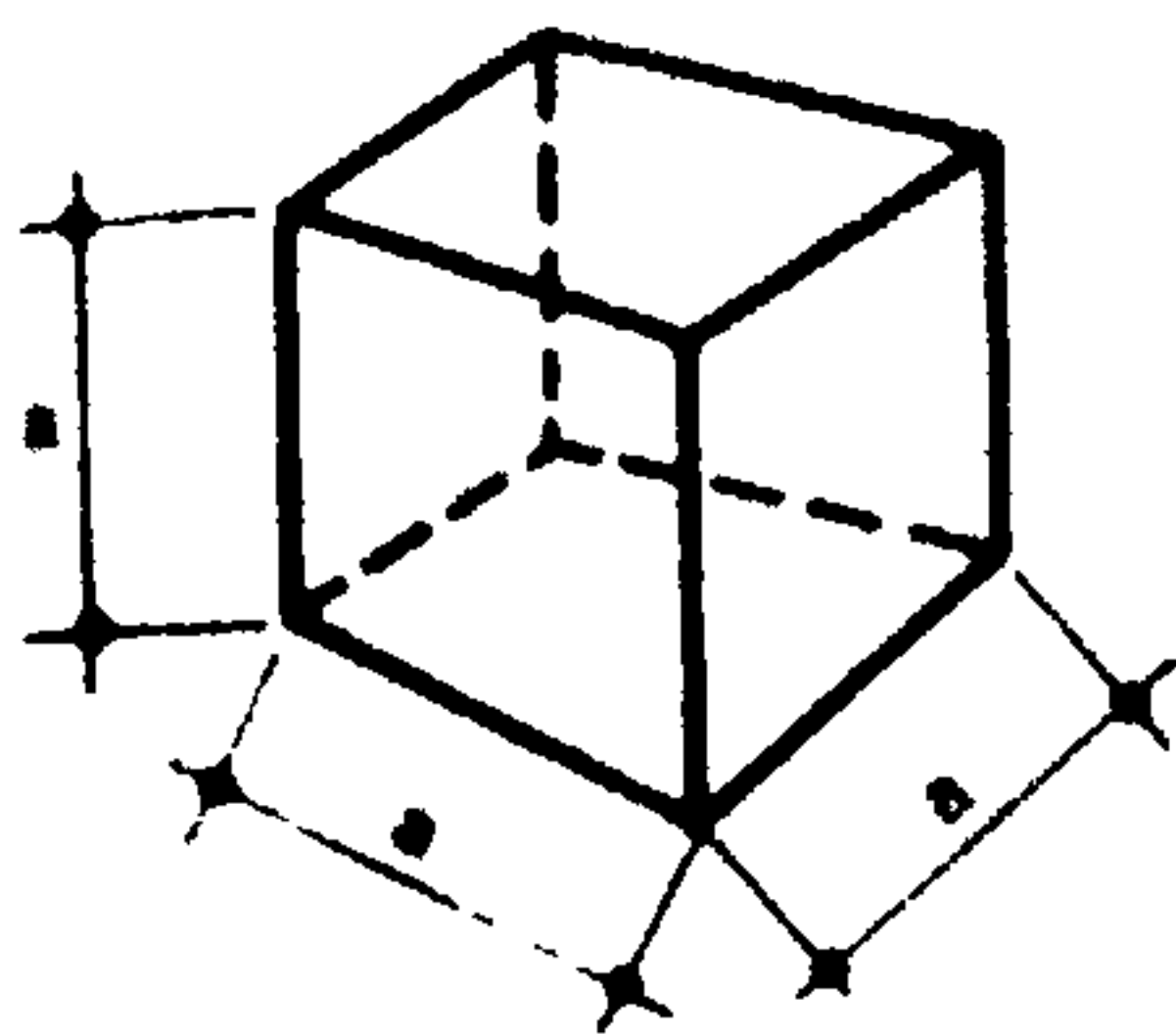
	SUPERFICIE	PERIMETRO	CENTRO DE GRAVEDAD
RECTANGULO. CUADRADO 	$S = b \cdot h$ Cuadrado: $b = h$ $S = b^2$	$P = 2b + 2h$ Cuadrado: $4b$	$x = \frac{h}{2}$
TRIANGULO 	$S = b \cdot \frac{h}{2}$ $S = \sqrt{\frac{P}{2} \left(\frac{P}{2} - a \right) \left(\frac{P}{2} - b \right) \left(\frac{P}{2} - c \right)}$	$P = a + b + c$	$x = \frac{h}{3}$ intersección de las medianas
TRAPECIO 	$S = \frac{a + b}{2} \cdot h$	$P = a + b + c + d$	$x = \frac{h}{3} \cdot \frac{b + 2a}{a + b}$ según la construcción mencionada en la figura
CIRCULO 	$S = \pi \cdot R^2$ $S = \pi \cdot \frac{D^2}{4}$	$P = \pi \cdot 2R$ $P = \pi \cdot D$	en el centro de la figura
CORONA 	$S = \pi (R^2 - r^2)$ $S = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)$	$P = \pi (D + d)$	en el centro de la figura
SEMICIRCULO 	$S = \pi \cdot \frac{R^2}{2}$ $S = \pi \cdot \frac{D^2}{8}$	$P = D + \pi \cdot \frac{D}{2}$	$x = \frac{4R}{3\pi}$

	SUPERFICIE	PERIMETRO	CENTRO DE GRAVEDAD
SECTOR DE CIRCULO 	$S = \pi \cdot R^2 \cdot \frac{\alpha}{360}$ $S = 0,00873 \cdot \alpha \cdot R^2$	$P = \frac{\pi \cdot R \cdot \alpha}{180} + 2R$ $P = 0,01745 R \cdot \alpha + 2R$	$x = \frac{120C}{\alpha \cdot \pi}$ $x = \frac{R^2 \cdot C}{3 \cdot S}$
SEGMENTO 	$S = \frac{R^2}{2} \left(\frac{\pi \cdot \alpha}{180} - \sin \alpha \right)$	$P = \frac{\pi \cdot R \cdot \alpha}{180} + C$	$x = \frac{2}{3} \cdot \frac{R^2 \cdot \sin^3 \frac{\alpha}{2}}{S}$ $x = \frac{C^3}{12S}$
PARALELOGRAMO 	$S = b \cdot h$ $S = a \cdot b \cdot \sin \alpha$	$P = 2b + 2a$	$x = \frac{h}{2}$ en la intersección de las diagonales
POLIGONOS REGULARES  n = número de lados	$S = \frac{n \cdot a \cdot r}{2}$ $S = \frac{n \cdot R^2}{2} \cdot \sin 2\alpha$	$a = 2 \sqrt{R^2 - r^2}$ $P = n \cdot a$	en el centro de la figura
TRIANGULO RECTANGULO 	$S = \frac{b \cdot c}{2}$ $S = \frac{a \cdot b}{2} \cdot \sin \beta$ $S = \frac{a \cdot c}{2} \cdot \sin \alpha$	$P = a + b + c$	$x = \frac{c}{3}$ en la intersección de las medianas
ELIPSE 	$S = \pi \cdot a \cdot b$	$P = a + b + 3 \sqrt{a^2 + b^2}$	en el centro de la figura

C: Véase constantes del círculo, pág. 251

C: Véase constantes del círculo, pág. 251

CUBO

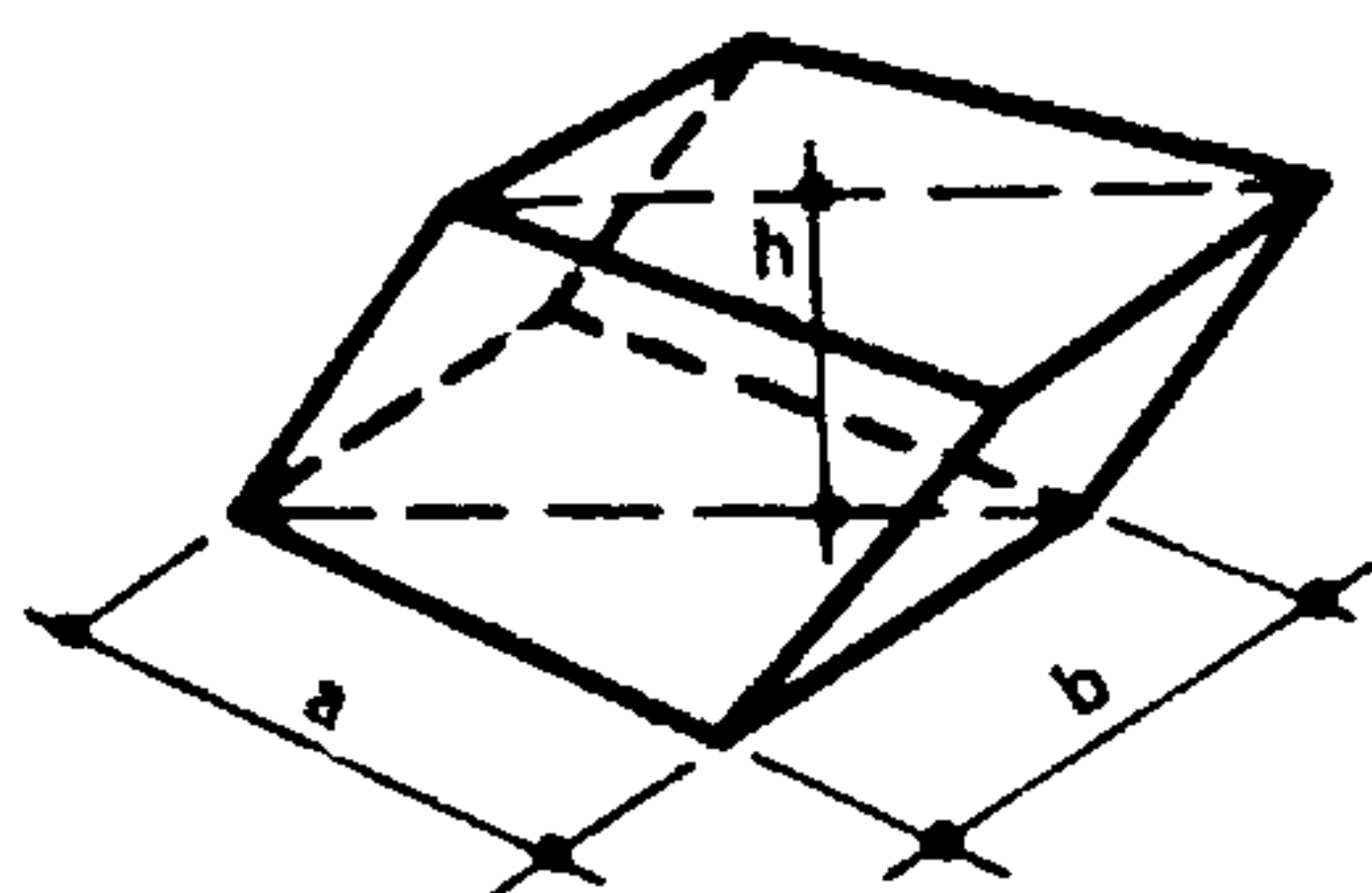


$$V = a^3$$

$$S_l = 4a^2$$

$$S_t = 6a^2$$

PARALELEPIPEDO



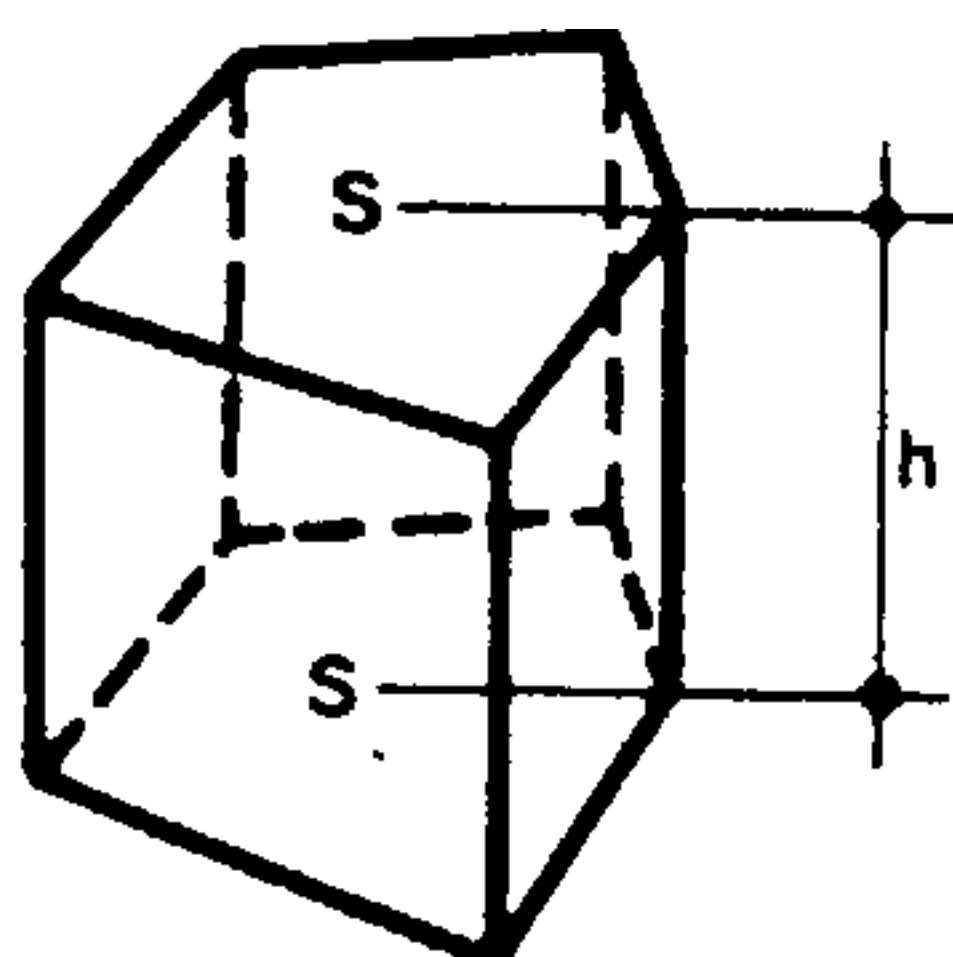
$$V = a \cdot b \cdot h$$

$$V = \text{Superficie de la base} \cdot h$$

$$S_l = 2h(a + b)$$

$$S_t = 2h(a + b) + 2a \cdot b$$

PRISMA



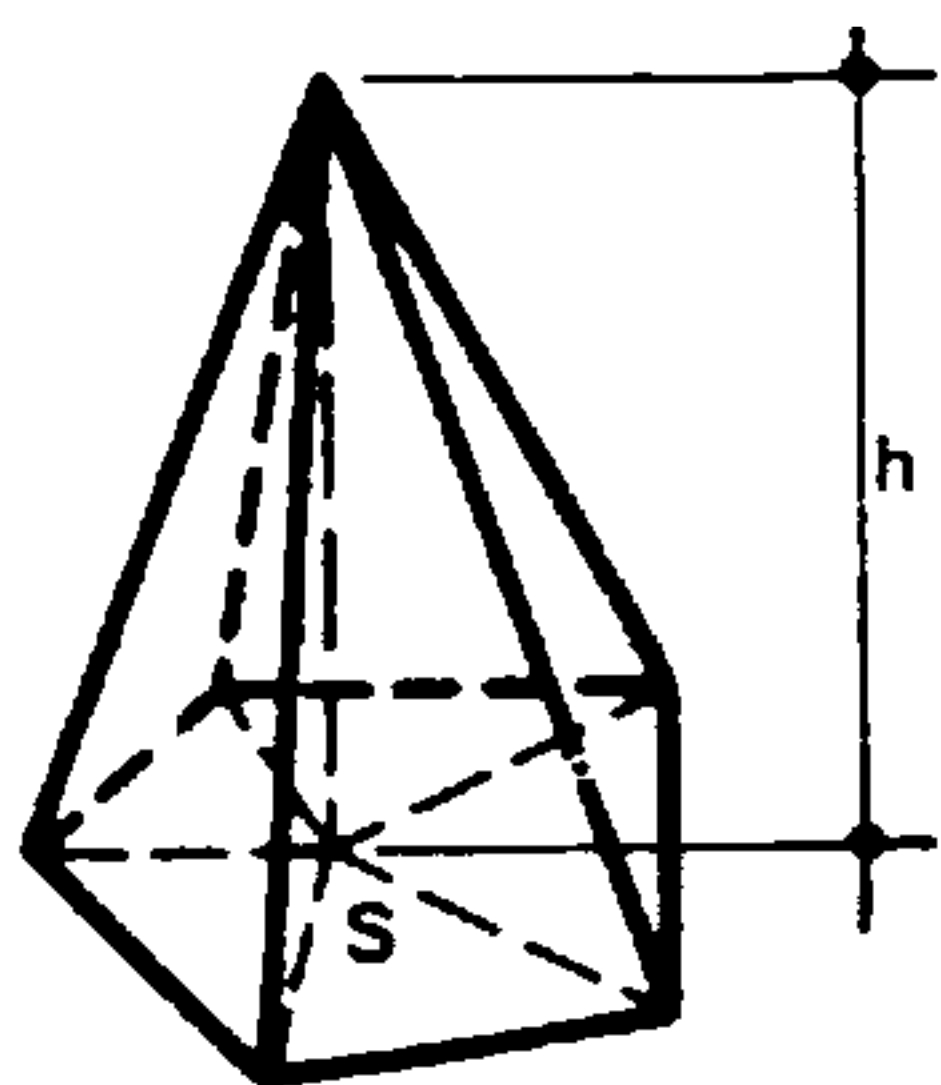
$$V = S \cdot h$$

$$V = \text{Superficie de la base} \cdot h$$

$$S_l = \text{Perímetro de la base} \cdot h$$

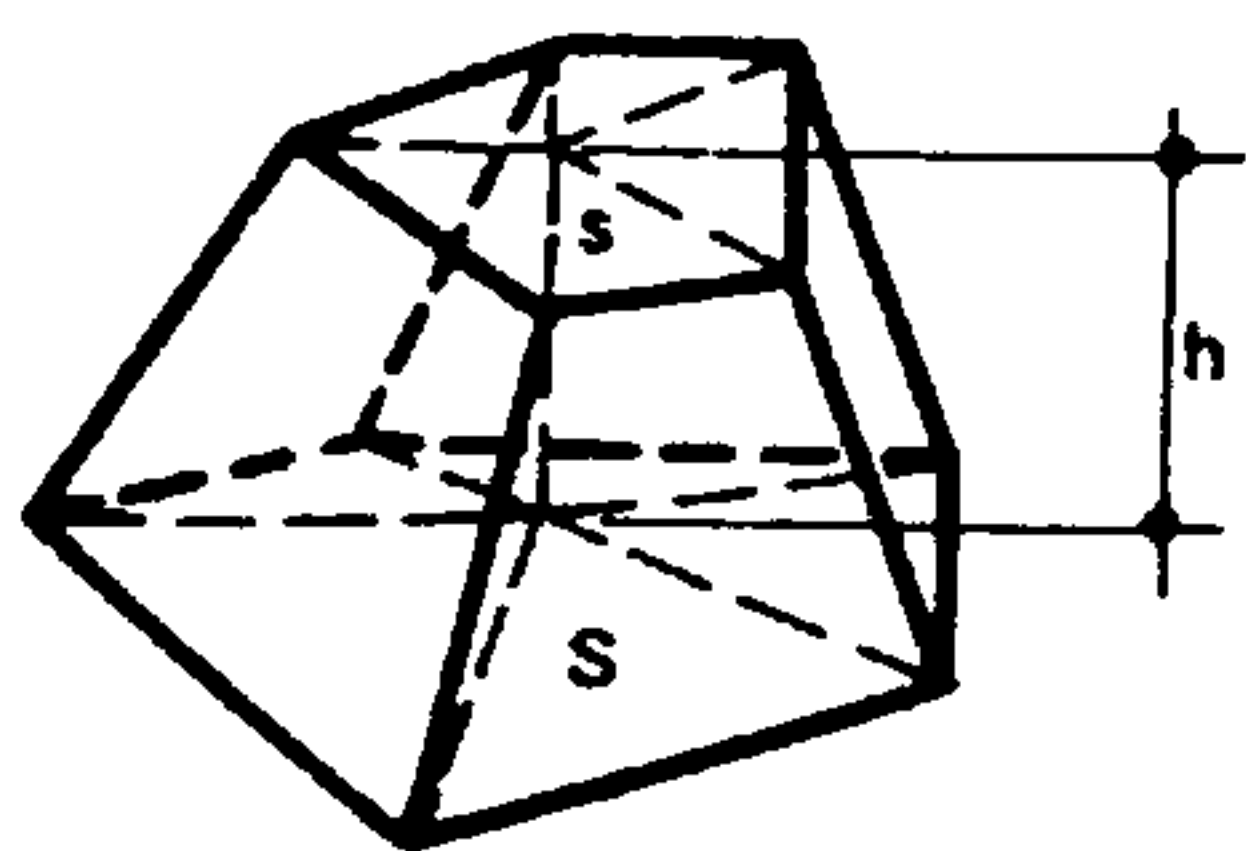
$$S_t = S_l + 2S$$

PIRAMIDE



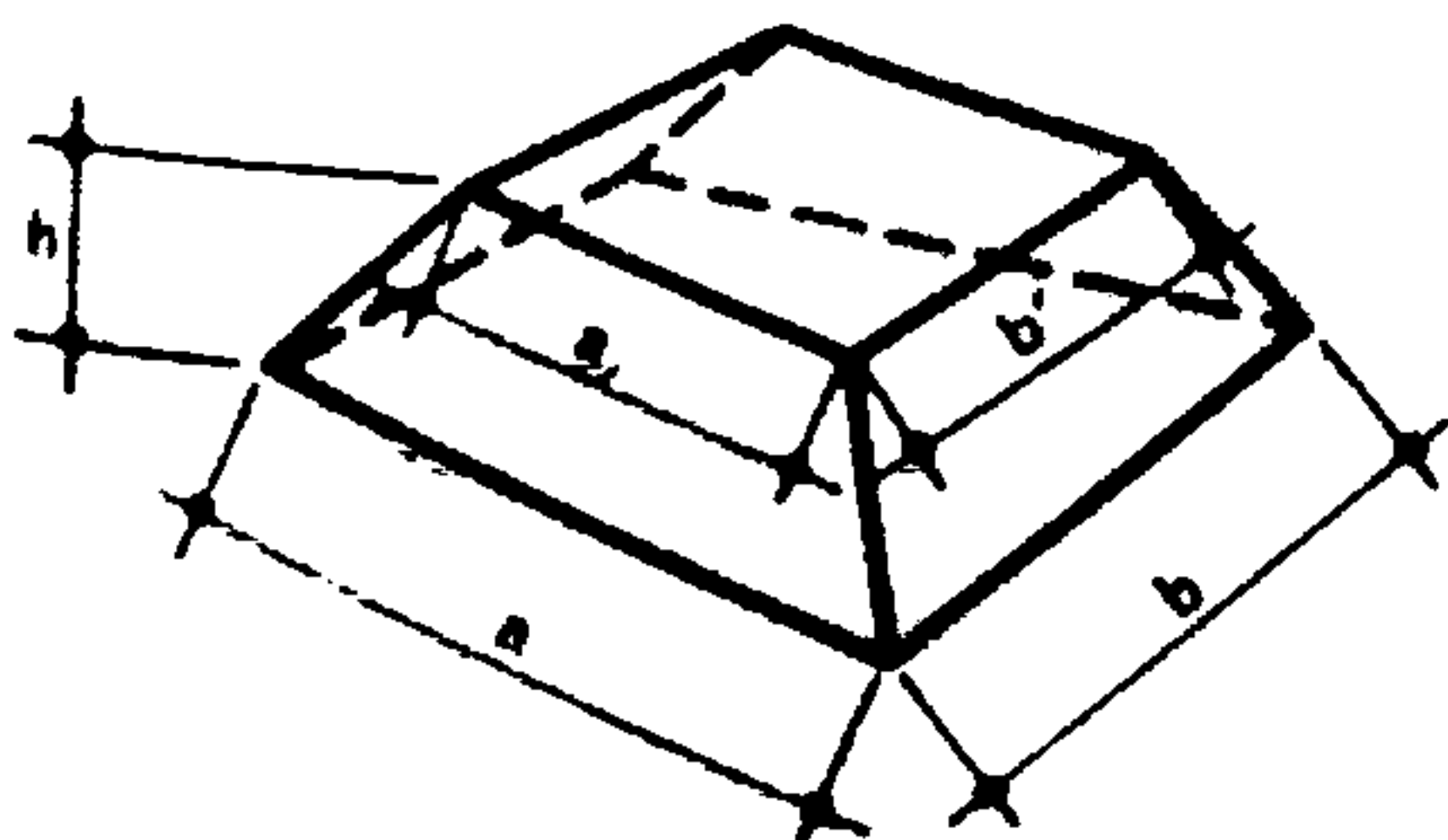
$$V = \text{Superficie de la base} \cdot \frac{h}{3}$$

TRONCO DE PIRAMIDE



$$V = \frac{h}{3} \left(S + s + \sqrt{S \cdot s} \right)$$

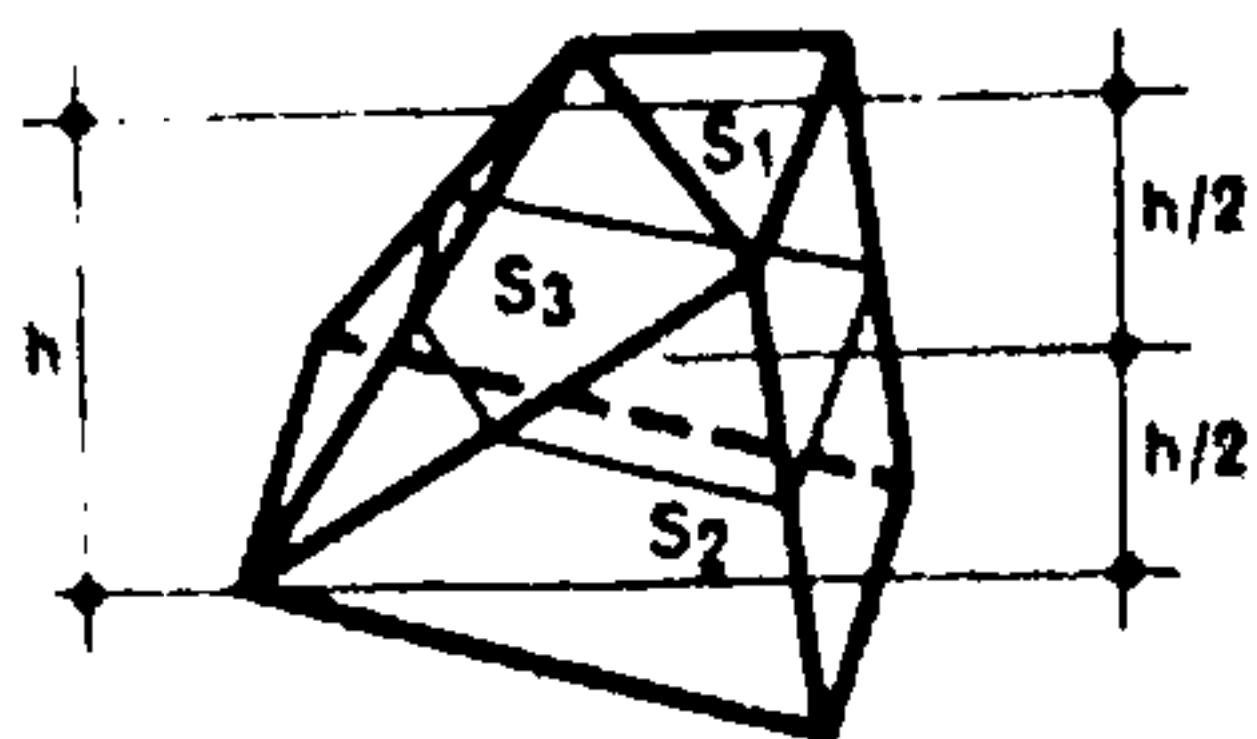
MONTÓN DE ARENA, OBELISCO



$$V = \frac{h}{6} \left[(2a + a') \cdot b + (2a' + a) \cdot b' \right]$$

V = volumen; S_l = superficie lateral; S_t = superficie total.

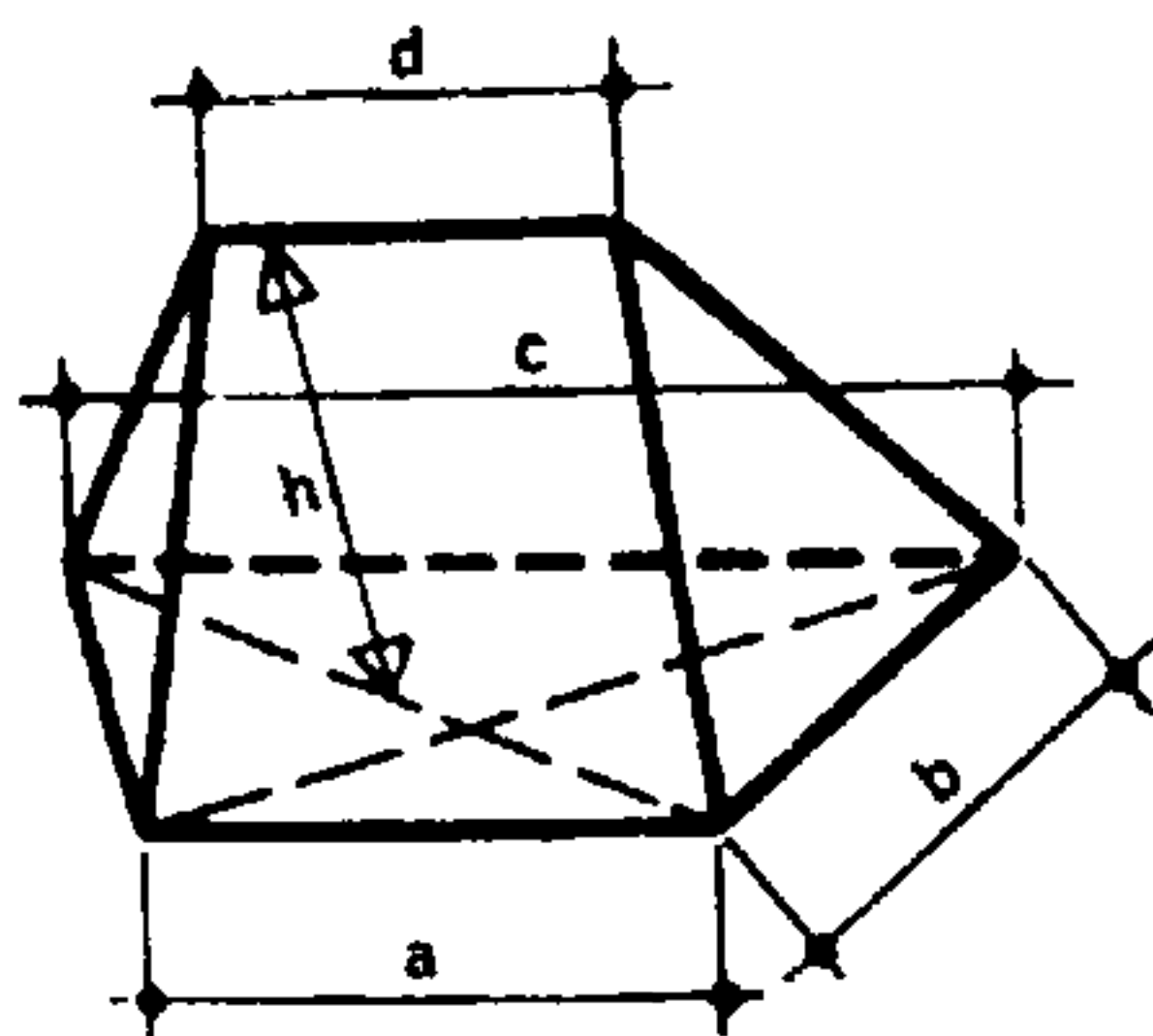
POLIEDRO DE BASES POLIGONALES
PARALELAS CUALESQUIERA



$$V = \frac{h}{6} (S_1 + S_2 + 4S_3)$$

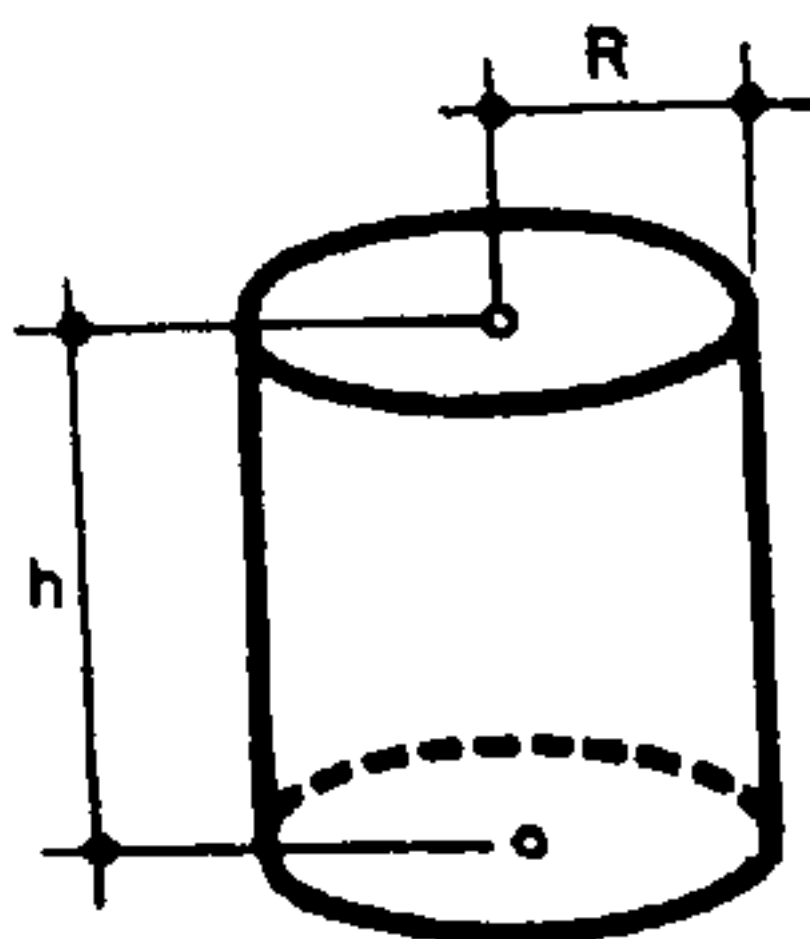
N. B. S_3 no es igual al promedio de las bases pero corresponde a la superficie de una sección realizada en un plano equidistante de las dos bases. Las fórmulas del "montón de arena", del tronco de pirámide y del prisma son casos particulares de esta expresión.

CUÑA



$$V = \frac{b \cdot h}{6} (a + c + d)$$

CILINDRO RECTO

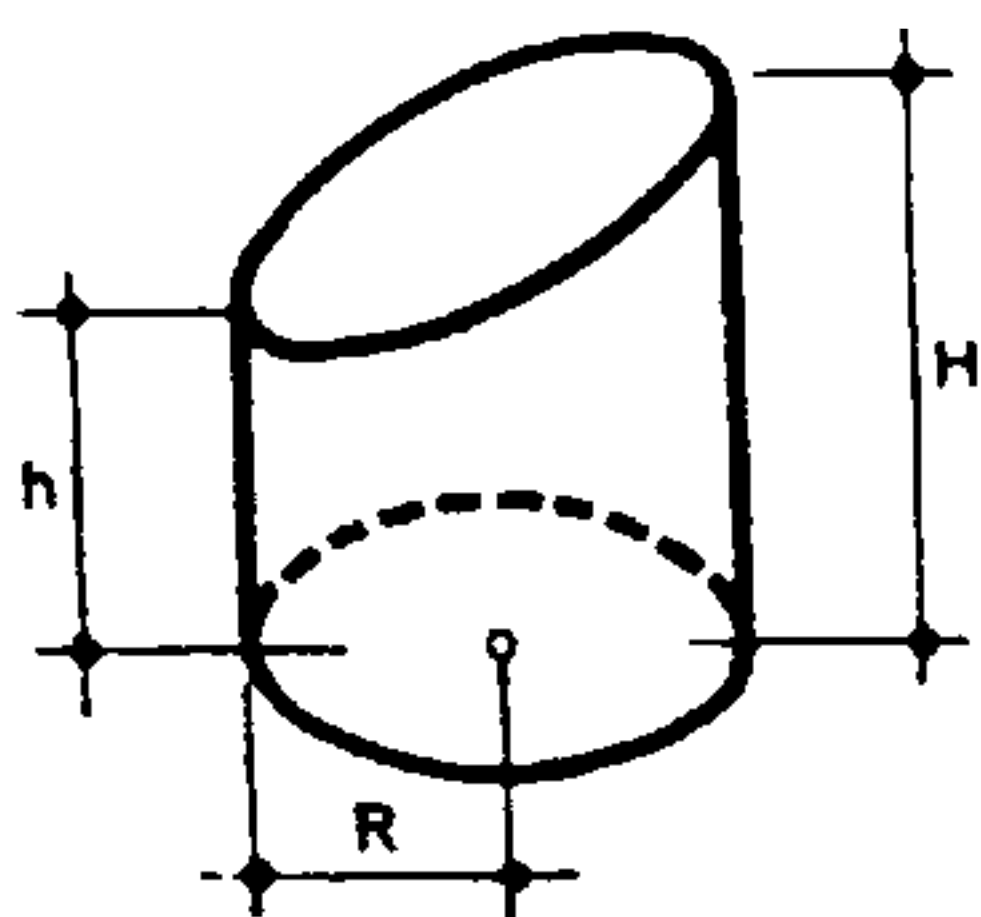


$$V = \pi \cdot R^2 \cdot h$$

$$S_l = 2\pi \cdot R \cdot h$$

$$S_t = 2\pi \cdot R (R + h)$$

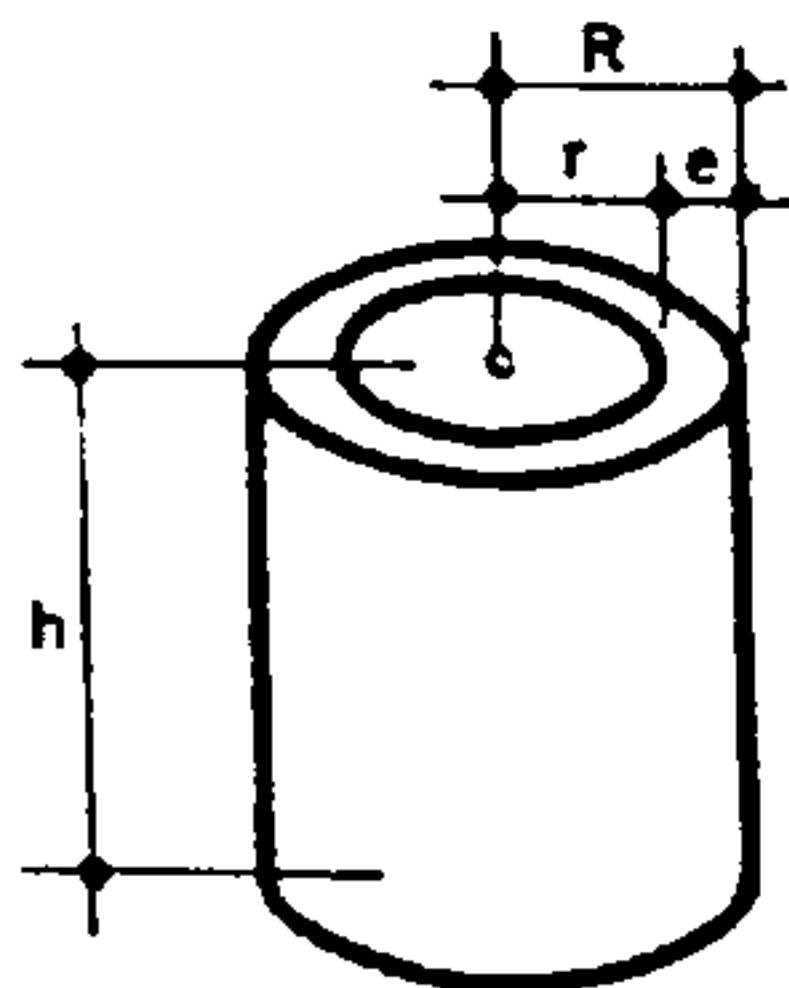
CILINDRO RECTO CON UNA BASE OBLICUA



$$V = \pi \cdot R^2 \cdot \frac{H + h}{2}$$

$$S_l = \pi \cdot R (H + h)$$

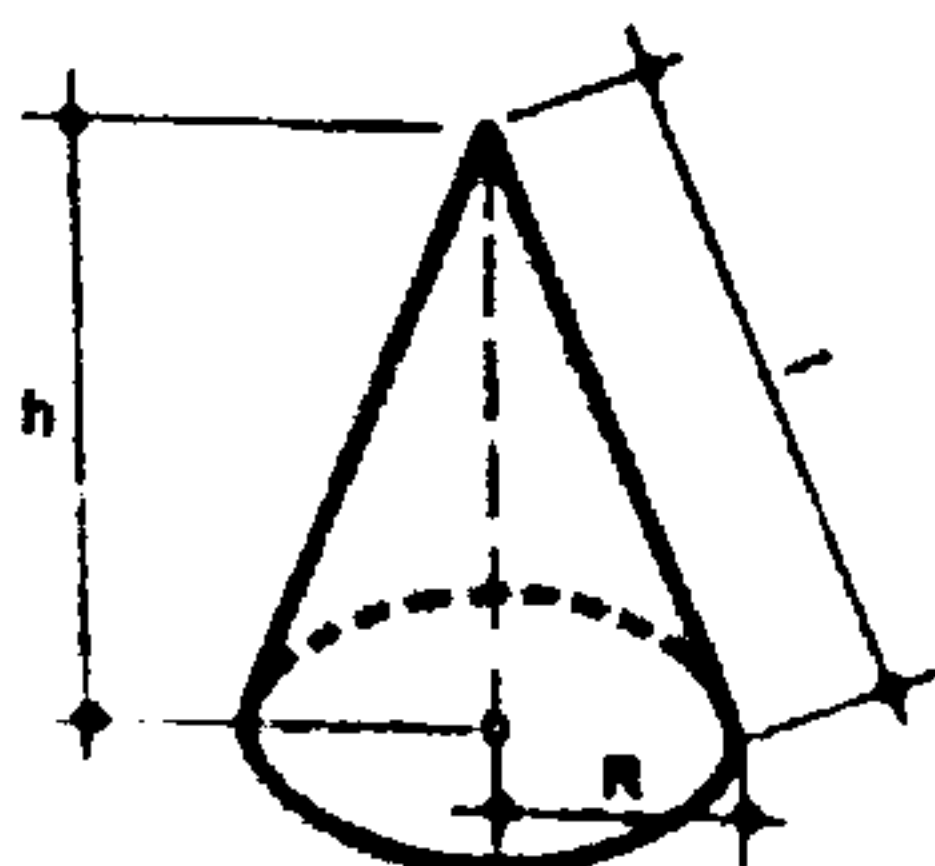
CILINDRO HUECO



$$V = \pi \cdot h (R^2 - r^2)$$

$$V = \pi \cdot h \cdot e (2R - e)$$

CONO CIRCULAR



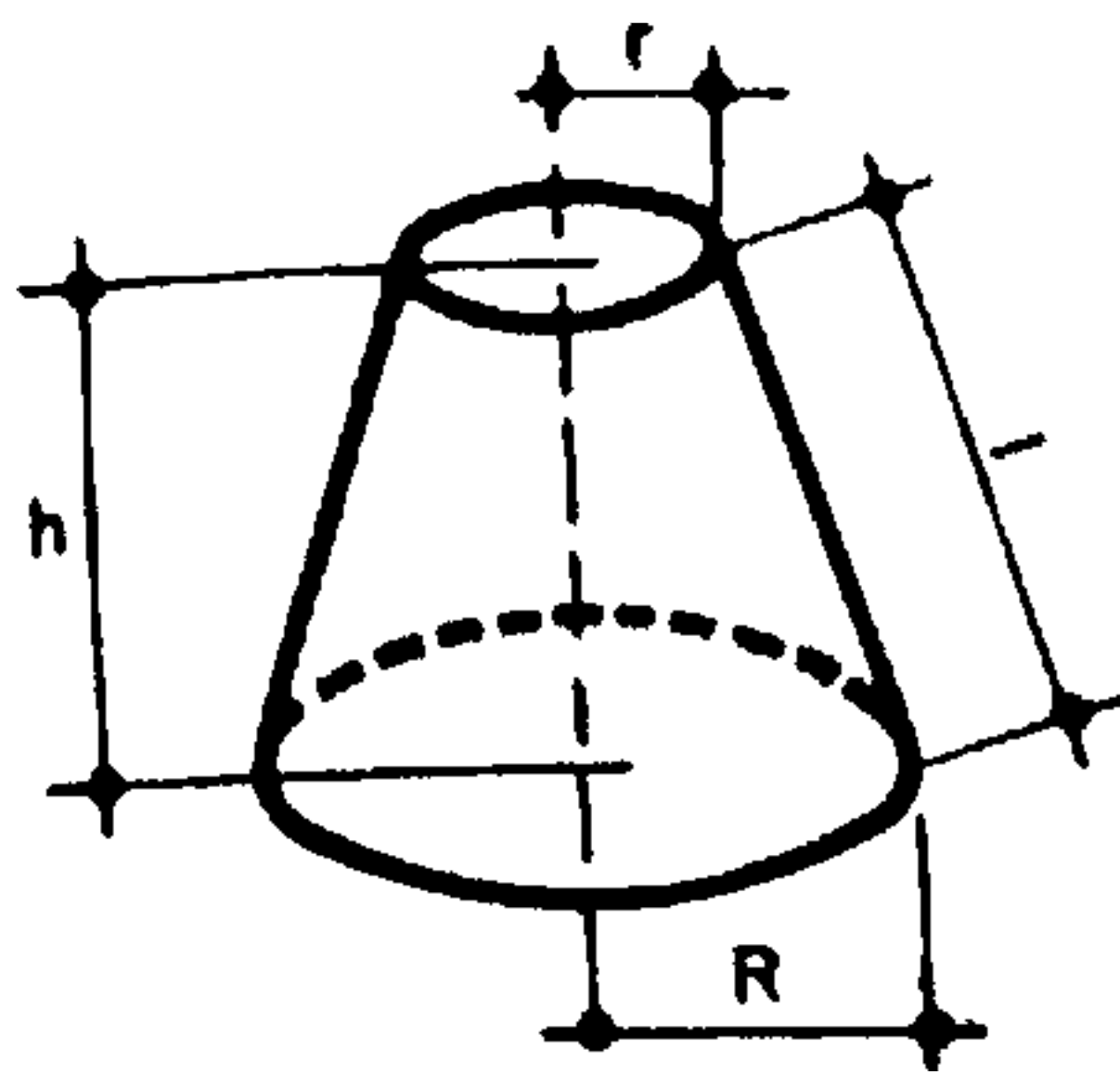
$$V = \pi \cdot R^2 \cdot \frac{h}{3}$$

$$S_l = \pi \cdot R \cdot l = \pi \cdot R \sqrt{R^2 + h^2}$$

$$S_t = \pi \cdot R (R + l)$$

V = volumen; S_l = superficie lateral; S_t = superficie total.

TRONCO DE CONO

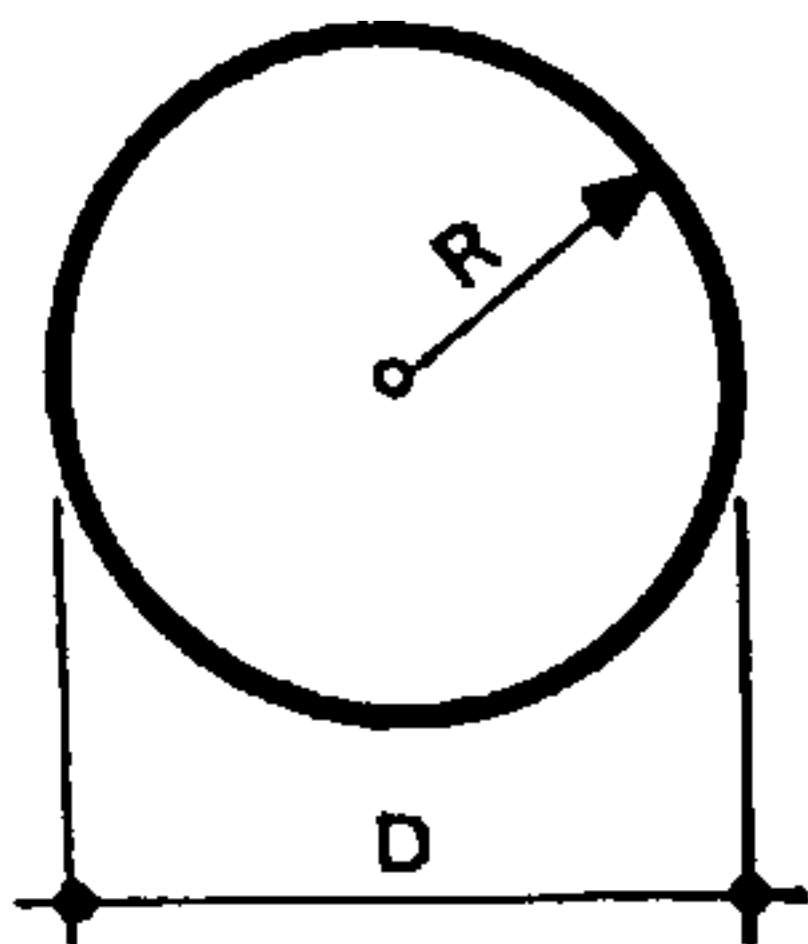


$$l = \sqrt{(R - r)^2 + h^2}$$

$$S_l = \pi \cdot l (R + r)$$

$$V = \frac{h}{3} \cdot \pi (R^2 + r^2 + Rr)$$

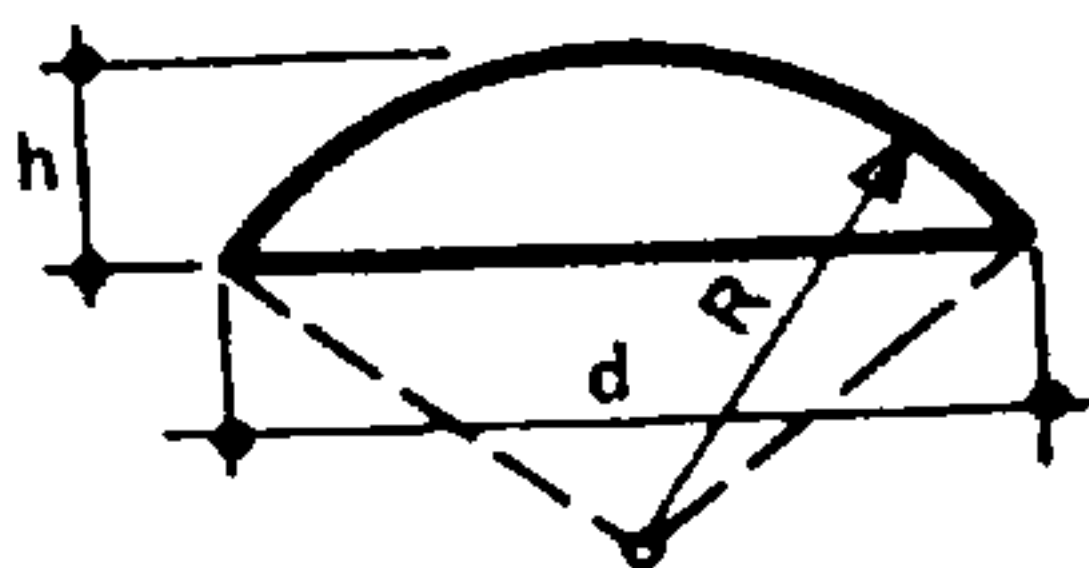
ESFERA



$$V = \frac{4}{3} \pi \cdot R^3 = \frac{\pi \cdot D^3}{6}$$

$$S_l = 4\pi \cdot R^2$$

$$S_t = \pi \cdot D^2$$

CASQUETE ESFÉRICO
O SEGMENTO DE ESFERA

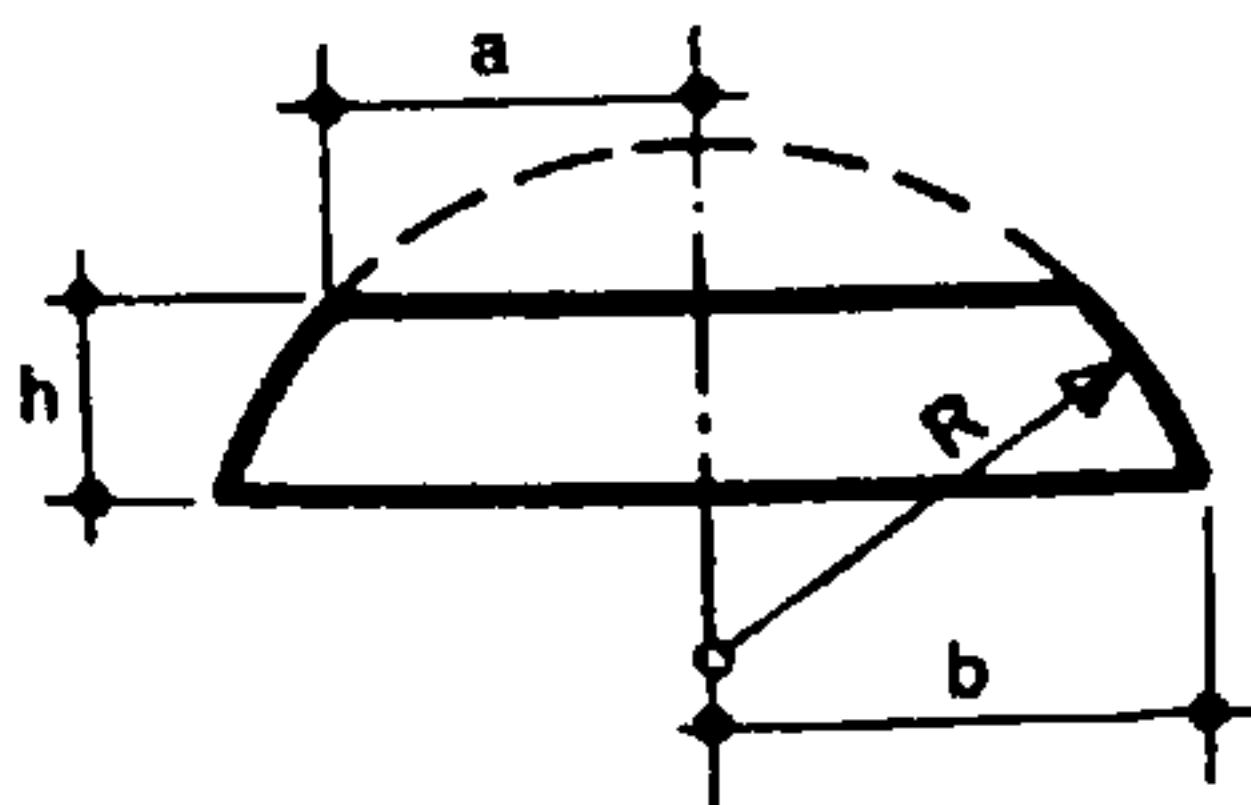
$$d = 2 \sqrt{h (2R - h)}$$

$$V = \frac{\pi \cdot h^2}{3} (3R - h)$$

$$S_l = 2\pi \cdot R \cdot h$$

$$S_t = \pi \cdot h (4R - h)$$

ZONA ESFÉRICA

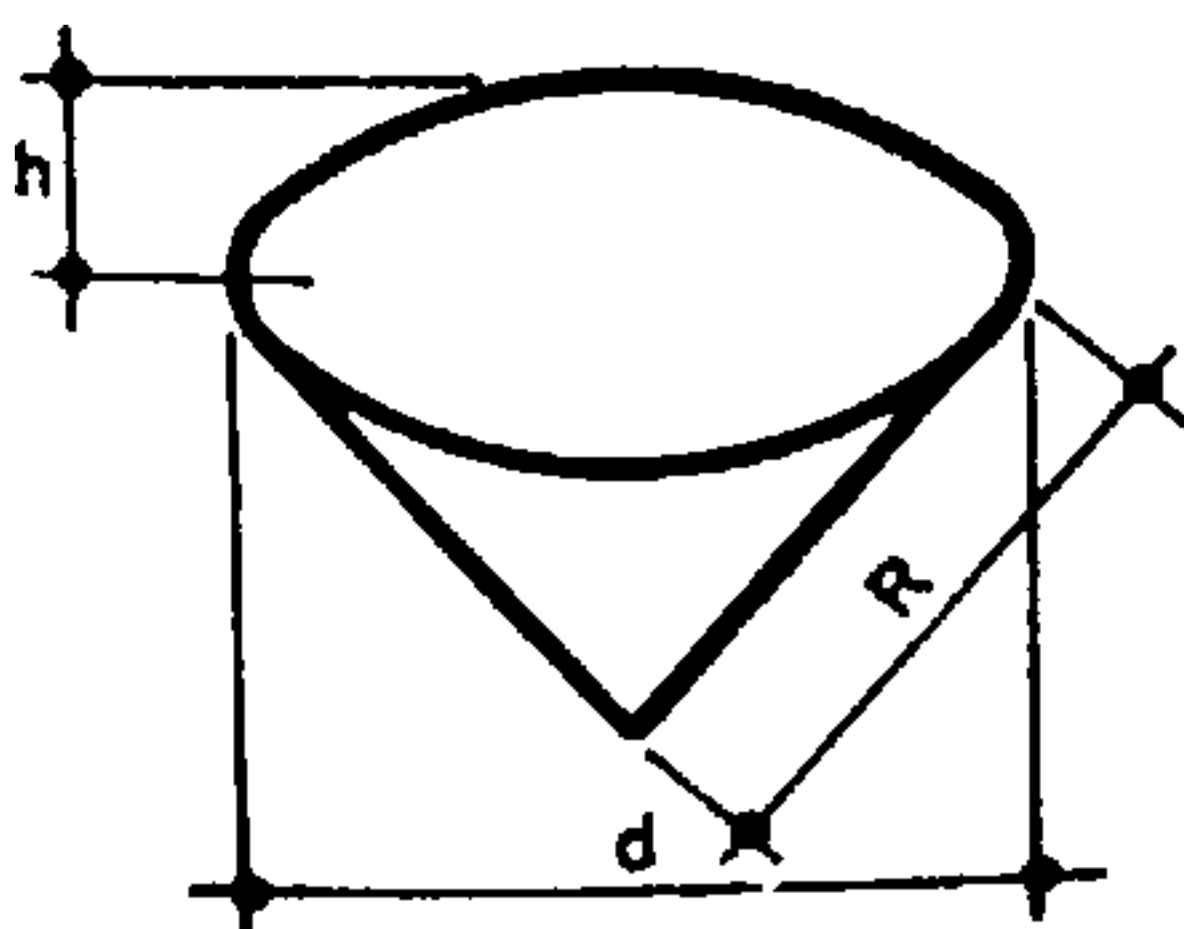


$$V = \frac{\pi \cdot h}{6} (3a^2 + 3b^2 + h^2)$$

$$S_l = 2\pi \cdot R \cdot h$$

$$R = \sqrt{a^2 + \left(\frac{a^2 - b^2 - h^2}{2h} \right)^2}$$

SECTOR ESFÉRICO



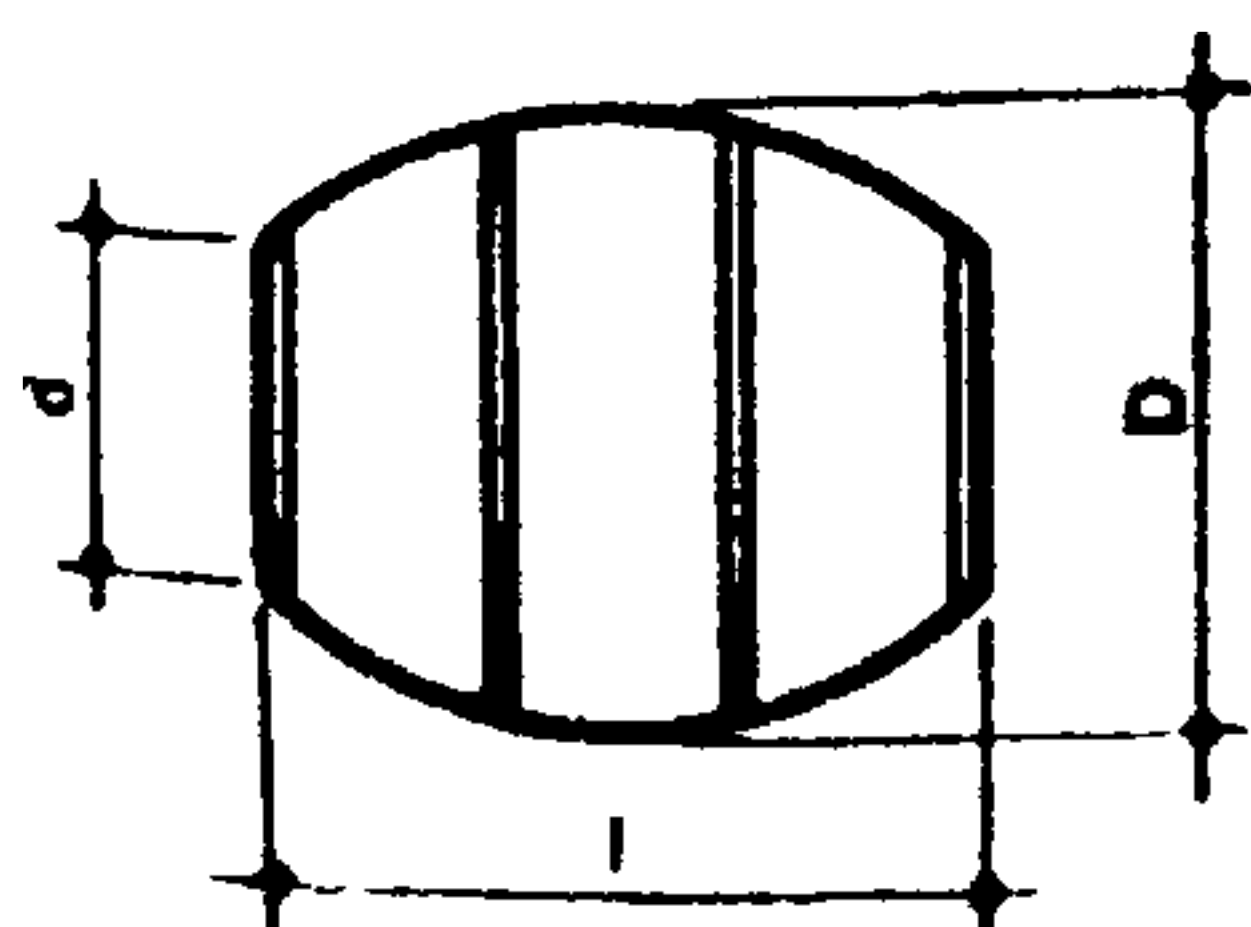
$$V = 2\pi \cdot R^2 \cdot \frac{h}{3}$$

$$S_l = \pi \cdot R \cdot \frac{d}{2} \text{ (sin el casquete esférico)}$$

$$S_t = \pi \cdot R \left(2h + \frac{d}{2} \right)$$

$$d = 2 \sqrt{h (2R - h)}$$

TONEL



Duelas circulares:

$$V = 0,262 l (2D^2 + d^2)$$

Duelas parabólicas:

$$V = 0,05236 l (8D^2 + 4Dd + 3d^2)$$

Fórmula general:

$$V = \frac{\pi \cdot l}{4} \left[d + 0,56 (D - d) \right]^2$$

CAPÍTULO XVI

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

1.1. INTRODUCCIÓN

El estudio de la resistencia de los materiales se divide en dos partes distintas que son:

La *estática*, o ciencia que permite determinar, en condiciones bien definidas, el valor de las fuerzas que actúan sobre un elemento o dentro de un elemento.

La *resistencia de los materiales* propiamente dicha, ciencia semiempírica (es decir, basada en los resultados de ensayos y experiencias) que trata del estudio del comportamiento de los materiales sometidos a la influencia de las fuerzas.

En la práctica estas dos partes están íntimamente ligadas entre sí, puesto que el comportamiento de un material es tributario de los esfuerzos que soporta, y el propio material está definido por sus características mecánicas.

La resistencia de materiales es pues una ciencia que debe conocer todo constructor o técnico de la construcción para poder hacer un uso racional de los materiales empleados.

La *hiperestática* es una ciencia que deriva de la estática y de la resistencia de los materiales; hace intervenir la deformación del material bajo la acción del esfuerzo.

PRIMERA PARTE

ESTÁTICA

1.2. NOCIONES GENERALES

La investigación y el cálculo de los esfuerzos pueden llevarse a cabo, en estática, por dos métodos: el método gráfico y el método analítico.

El empleo de uno o de otro depende por una parte de la complejidad del problema y por otra del grado de precisión exigido.

La estática gráfica permite, mediante dibujos re-

lativamente sencillos, obtener resultados suficientemente aproximados, evitando así cálculos algebraicos largos y, a veces, complicados. Las estructuras y armazones trianguladas se calculan generalmente por este método.

La estática analítica sirve perfectamente para todos los cálculos de ejecución a causa del rigor de su precisión.

ESTÁTICA GRÁFICA

2.1. LAS FUERZAS: SU COMPOSICIÓN Y DESCOMPOSICIÓN

Una fuerza es la causa capaz de engendrar o modificar un movimiento.

Así pues una fuerza debe estar definida por:

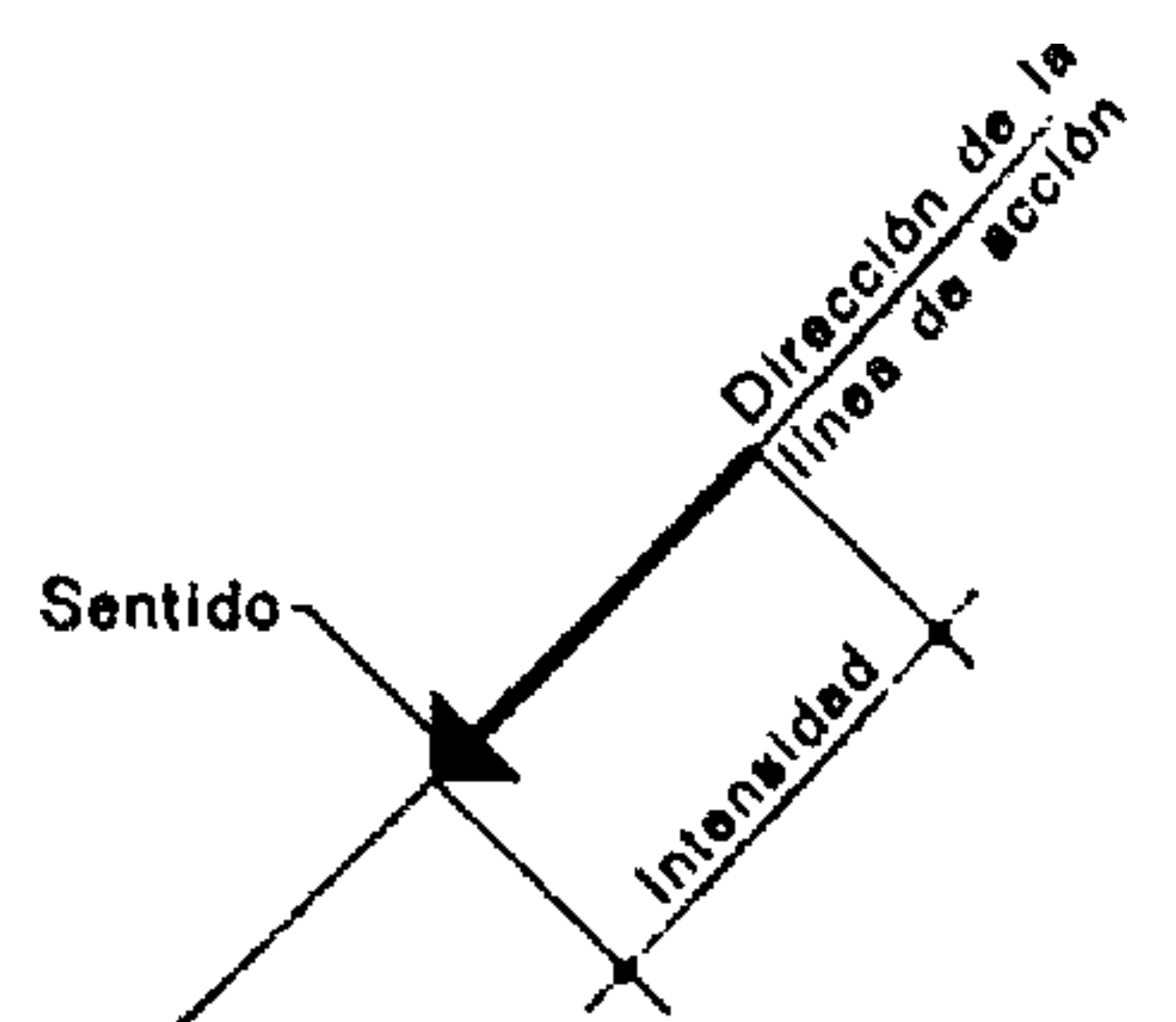
- su intensidad (en kg, en t, etc.),
- su dirección (línea de su acción),
- su sentido (alto, bajo, +, —, etc.).

En estática gráfica, una fuerza se dibuja sobre su línea de acción por un vector cuya longitud representa, a una escala cualquiera, la intensidad de la

fuerza. La dirección la da la línea de acción y el sentido queda señalado por la flecha.

En estática, una fuerza puede resbalar a lo largo

Fig. 702.
Representación
gráfica de
las fuerzas.



de su línea de acción; no tiene un punto determinado de aplicación; no está fija.

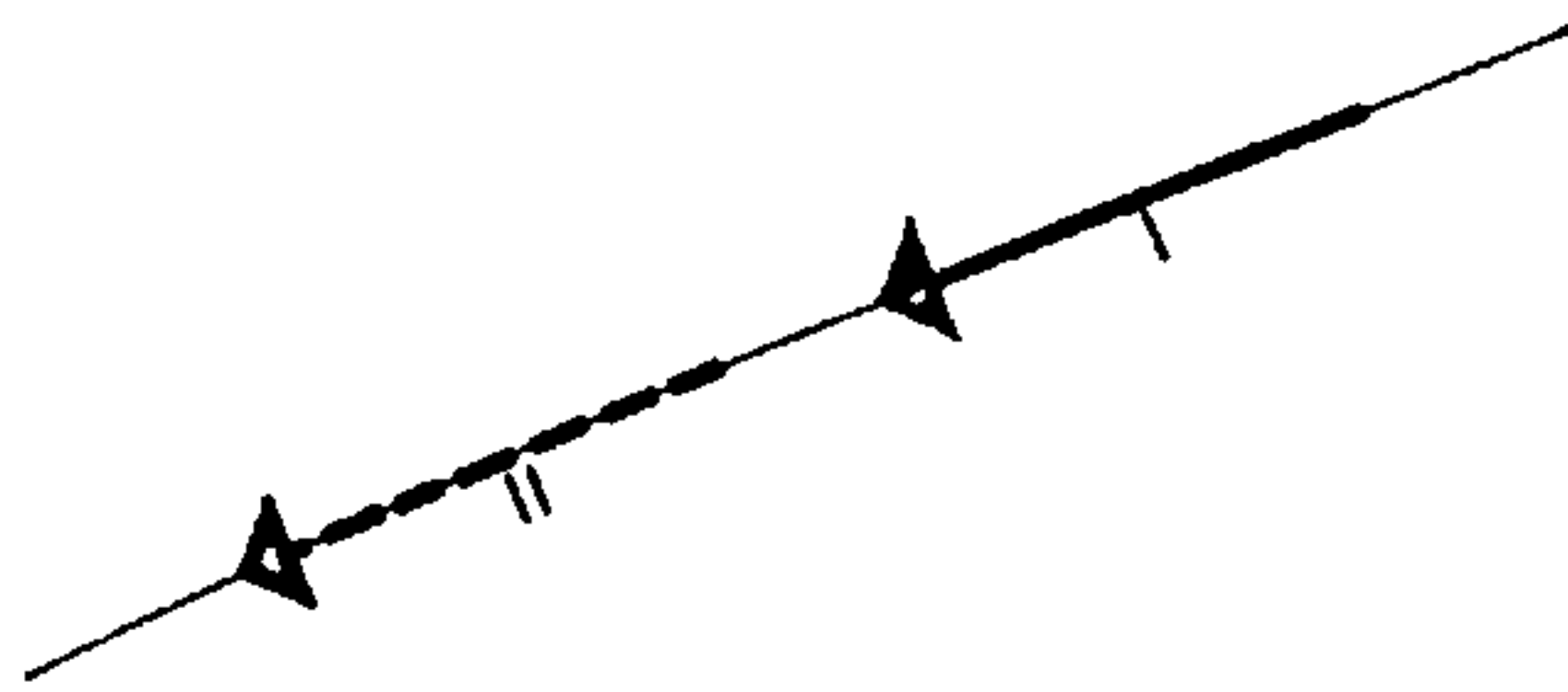


Fig. 703.

La fuerza puede ocupar indistintamente las posiciones I o II sin modificación de su efecto estático.

2.2. DESCOMPOSICIÓN DE UNA FUERZA SEGÚN DOS DIRECCIONES

Sea una fuerza P que actúa sobre un cuerpo móvil M que rueda sobre un plano.

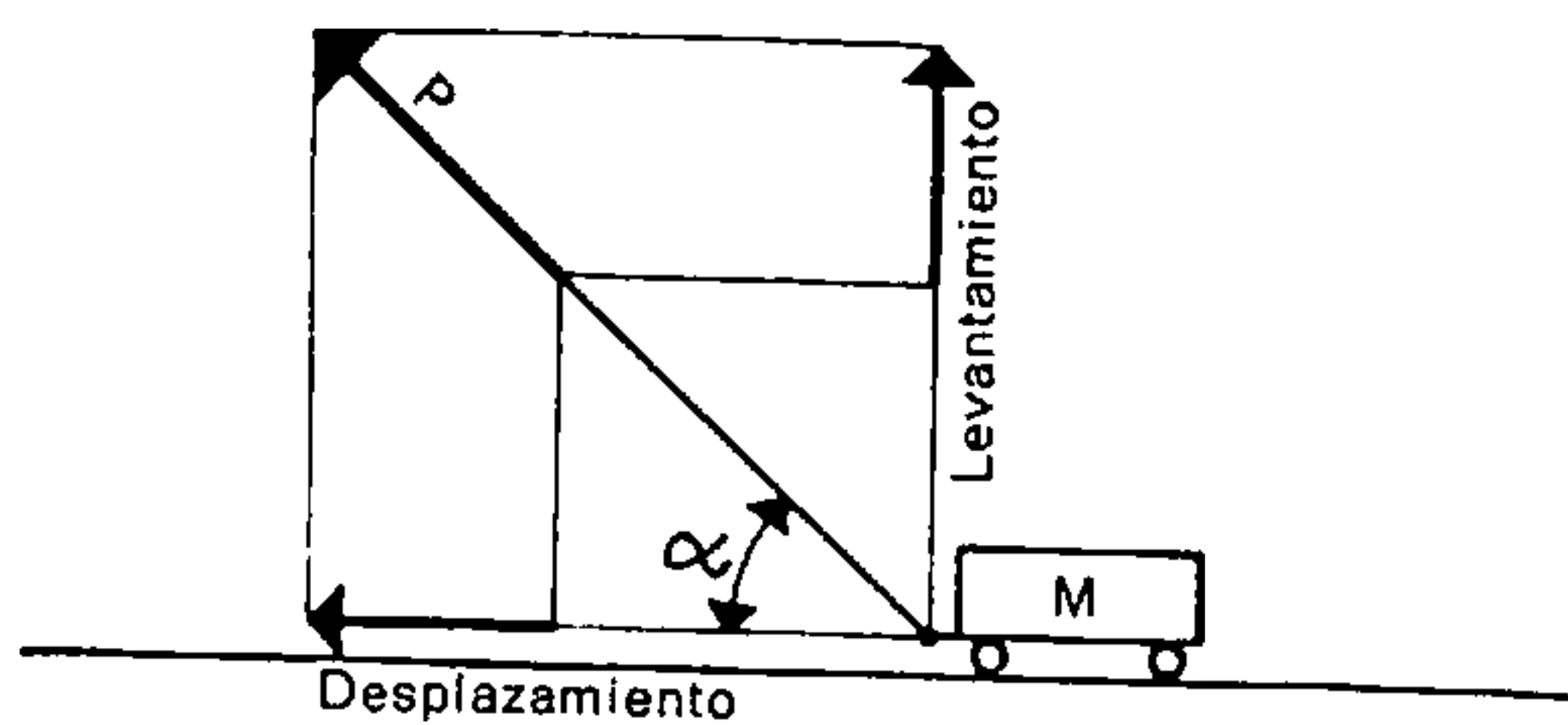


Fig. 704.

La acción de la fuerza P provoca dos efectos sobre el cuerpo M :

1. El móvil se desliza sobre el plano;
2. El móvil tiene tendencia a ser levantado.

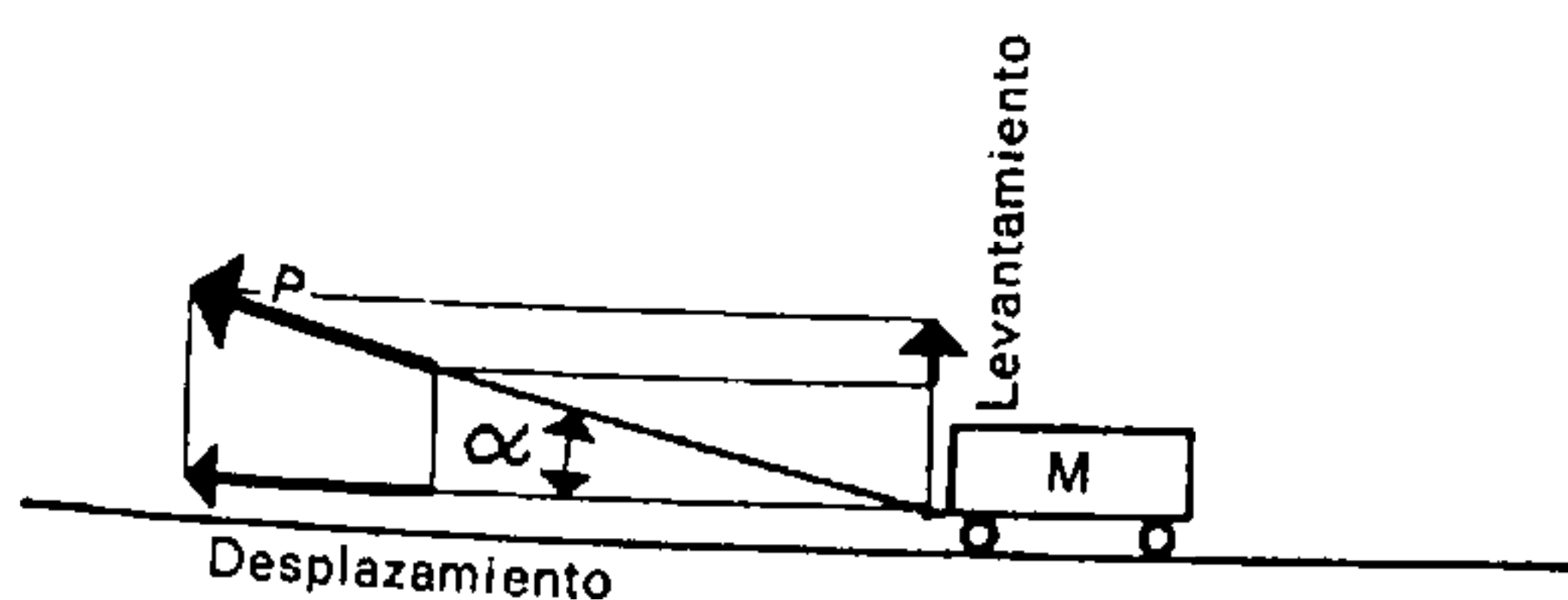


Fig. 705.

Por simple razonamiento, puede decirse que la fuerza de tracción horizontal será tanto mayor cuanto más pequeño sea el ángulo α .

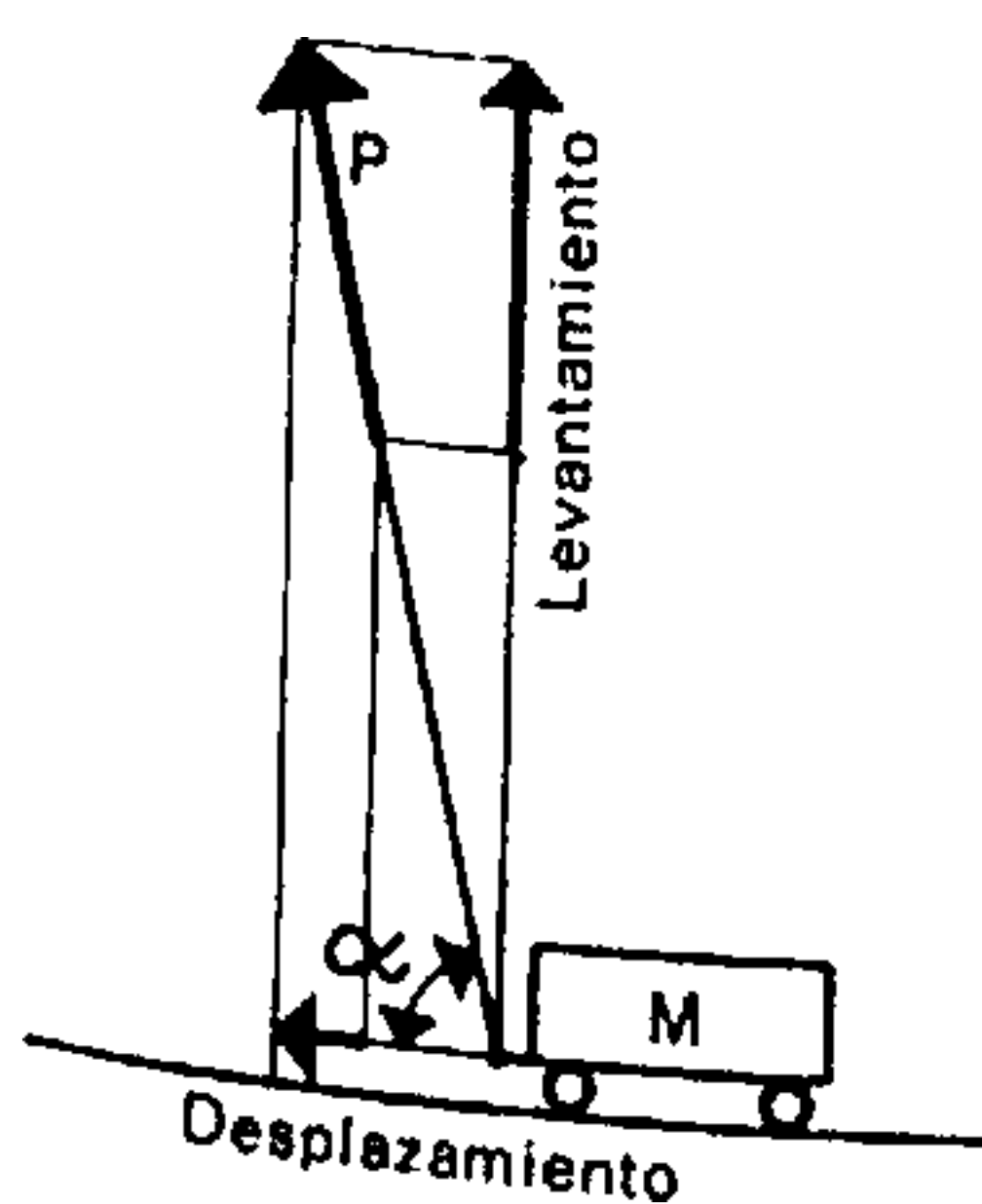


Fig. 706.

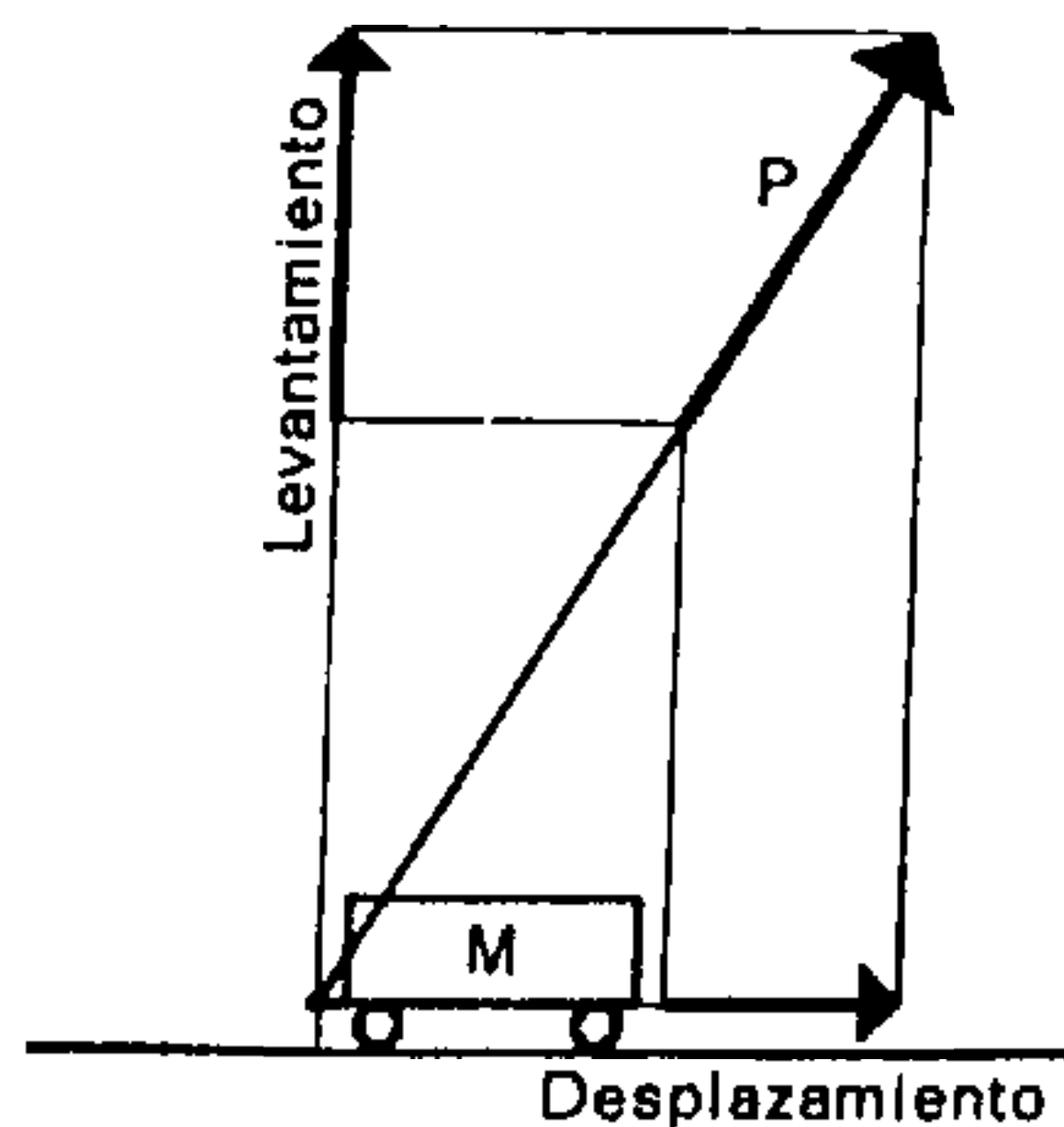


Fig. 707.

La fuerza que tiende a levantar el cuerpo aumenta cuando el ángulo α tiende hacia 90° .
Si α excede de 90° , el levantamiento disminuye

al tiempo que se invierte el desplazamiento sobre el plano horizontal.

Una fuerza puede, pues, descomponerse fácilmente en dos fuerzas de direcciones diferentes. La intensidad de las componentes sobre las direcciones consideradas será igual a las proyecciones de la fuerza dada sobre las direcciones impuestas.

Lo mismo sucede con cualquier descomposición de fuerzas según dos direcciones, que no es necesario sean ortogonales (perpendiculares).

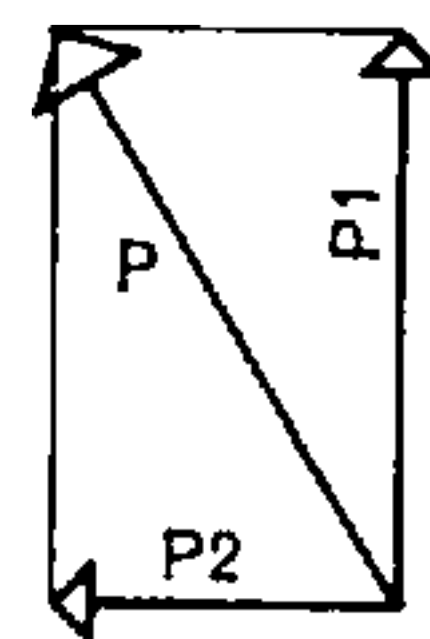


Fig. 708.

P = fuerza dada
 P_1 y P_2 = componentes de P según las direcciones dadas.

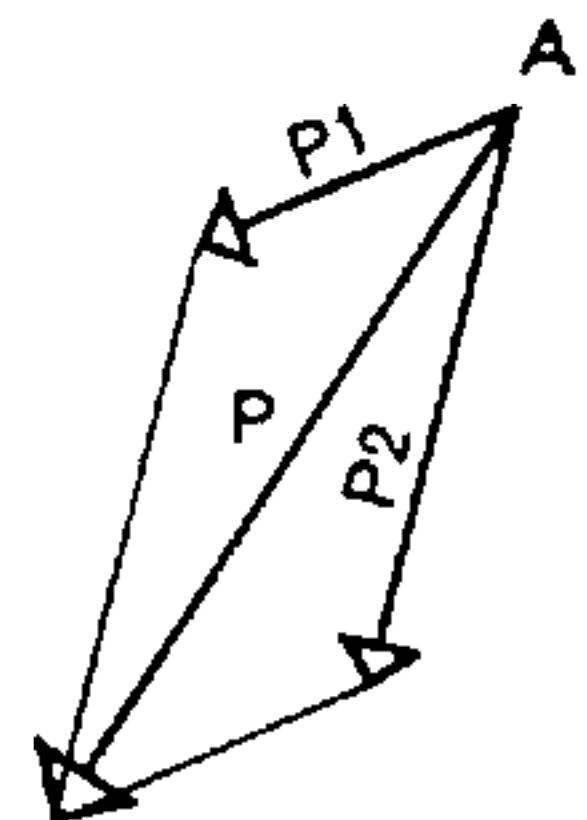


Fig. 709.

P = fuerza dada
 P_1 y P_2 = componentes de P según las direcciones dadas.

Así por ejemplo: supongamos que se desea descomponer la fuerza P según dos direcciones dadas cualesquiera:

Las fuerzas P_1 y P_2 reemplazan entonces a la fuerza primitiva P . El efecto de la fuerza P sobre el punto A es el mismo que si, suprimiendo P , se aplicasen las fuerzas P_1 y P_2 .

2.3. COMPOSICIÓN DE FUERZAS

Este problema es idéntico al que acabamos de examinar, pero sencillamente invertido. Si se trata de componer dos fuerzas para obtener de ellas una sola fuerza, se considera que las fuerzas dadas son las proyecciones de la fuerza buscada.

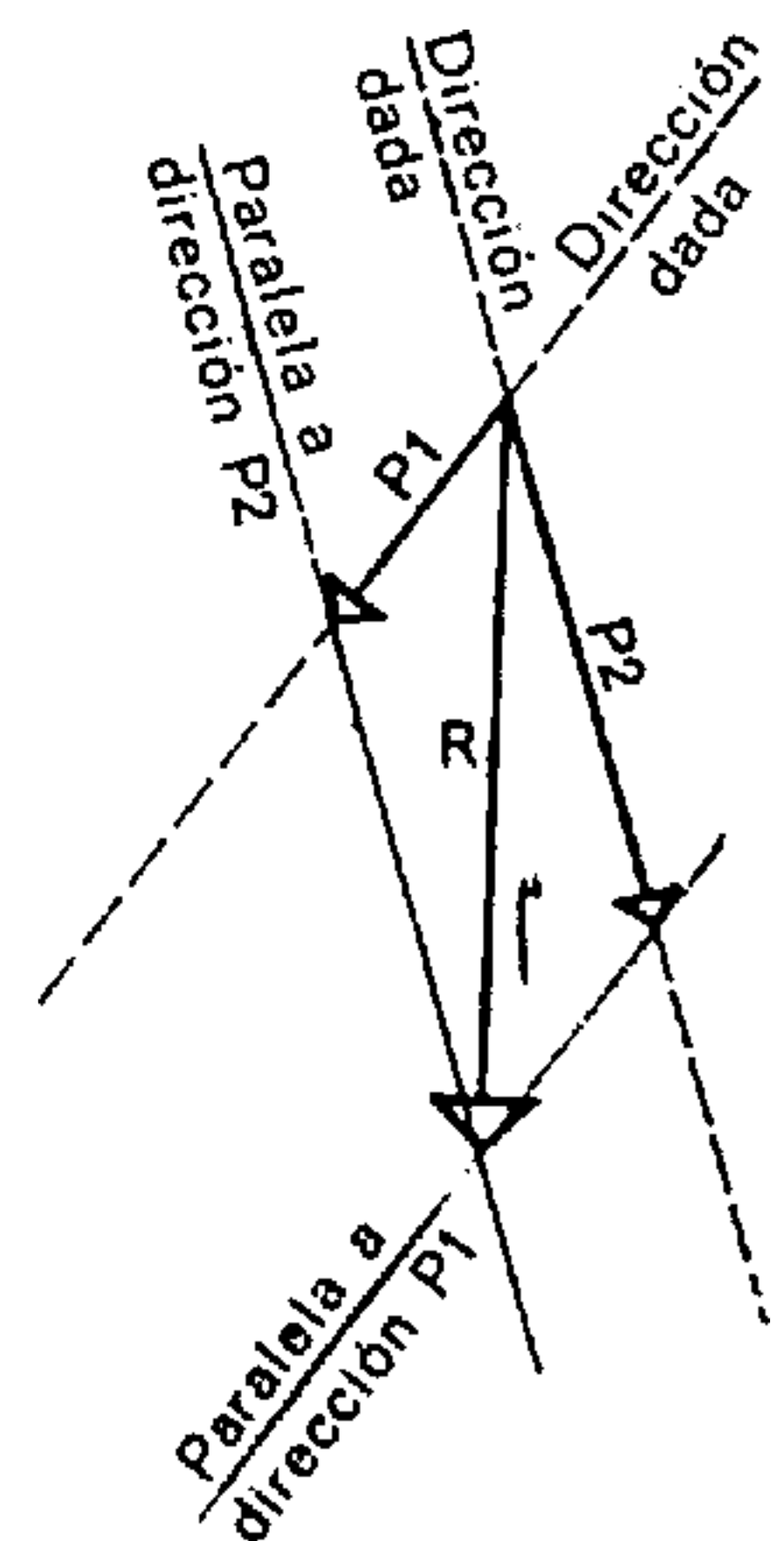


Fig. 710.

P_1 y P_2 = fuerzas dadas
 R = resultante del sistema.

Sean dos fuerzas P_1 y P_2 ; hay que buscar la fuerza única equivalente al sistema dado:

Basta, en tal caso, componer un paralelogramo tomando las fuerzas P_1 y P_2 como bases de éste. La fuerza resultante no es otra que la diagonal del paralelogramo así trazado (fig. 710).

Como las fuerzas pueden deslizarse libremente a lo largo de su línea de acción, es siempre posible

hallar la resultante de dos fuerzas siempre que éstas se hallen en un mismo plano y no sean paralelas.

Se llama *resultante* de un sistema la fuerza que es susceptible de reemplazar a todas las otras.

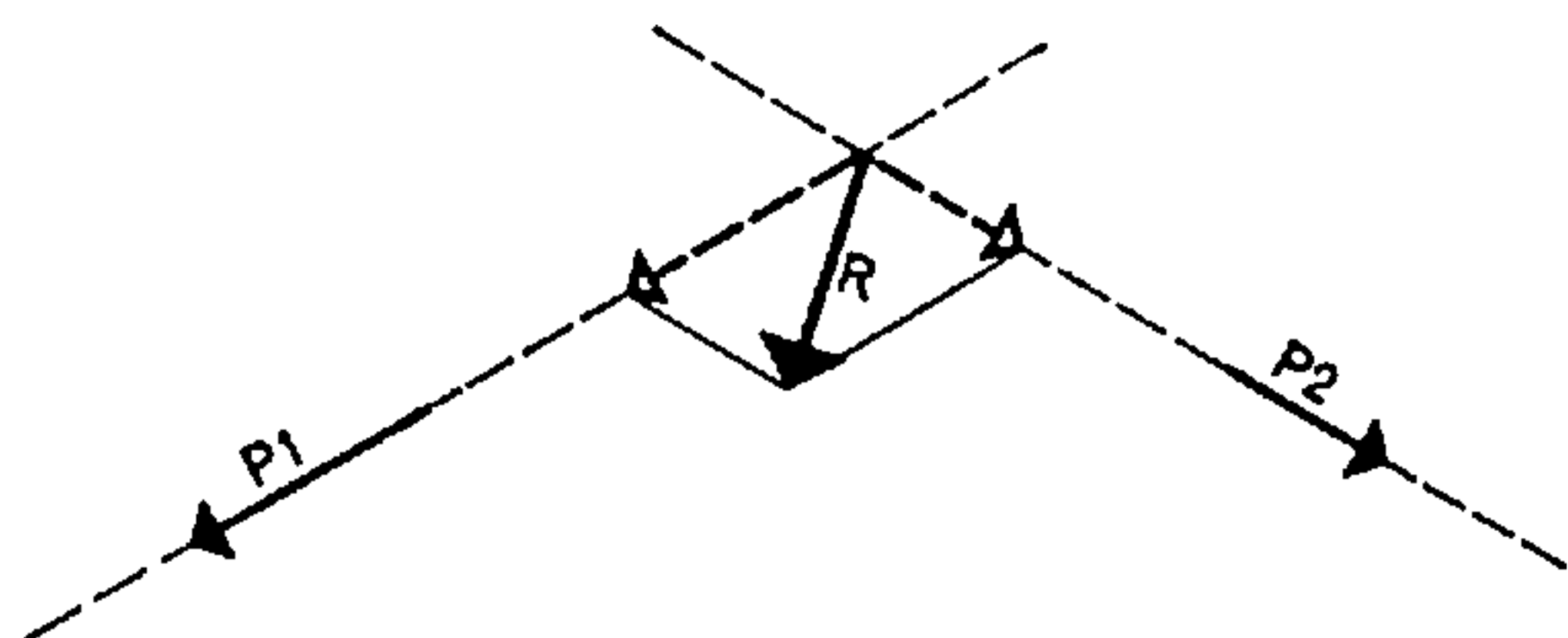


Fig. 711.

P_1 y P_2 = fuerzas dadas en intensidad, dirección y sentido
 R = resultante del sistema.

Se denomina *equilibrante* la que equilibra un sistema dado: es pues igual y de sentido opuesto a la resultante.

Observación. — Por consiguiente, es posible, aplicando este último párrafo, componer un número cualquiera de fuerzas. Basta para ello buscar para cada sistema de dos fuerzas una resultante y componer luego las resultantes entre sí dos a dos, a fin de obtener la resultante general del sistema.

2.4. CASO PARTICULAR: FUERZAS PARALELAS

La composición de dos fuerzas paralelas constituye un caso particular. Asimismo, para resolver ese problema, basta introducir en el sistema dado dos fuerzas iguales en intensidad pero de sentidos opuestos, actuando sobre una misma línea de acción, y tratar el problema como se ha descrito precedentemente.

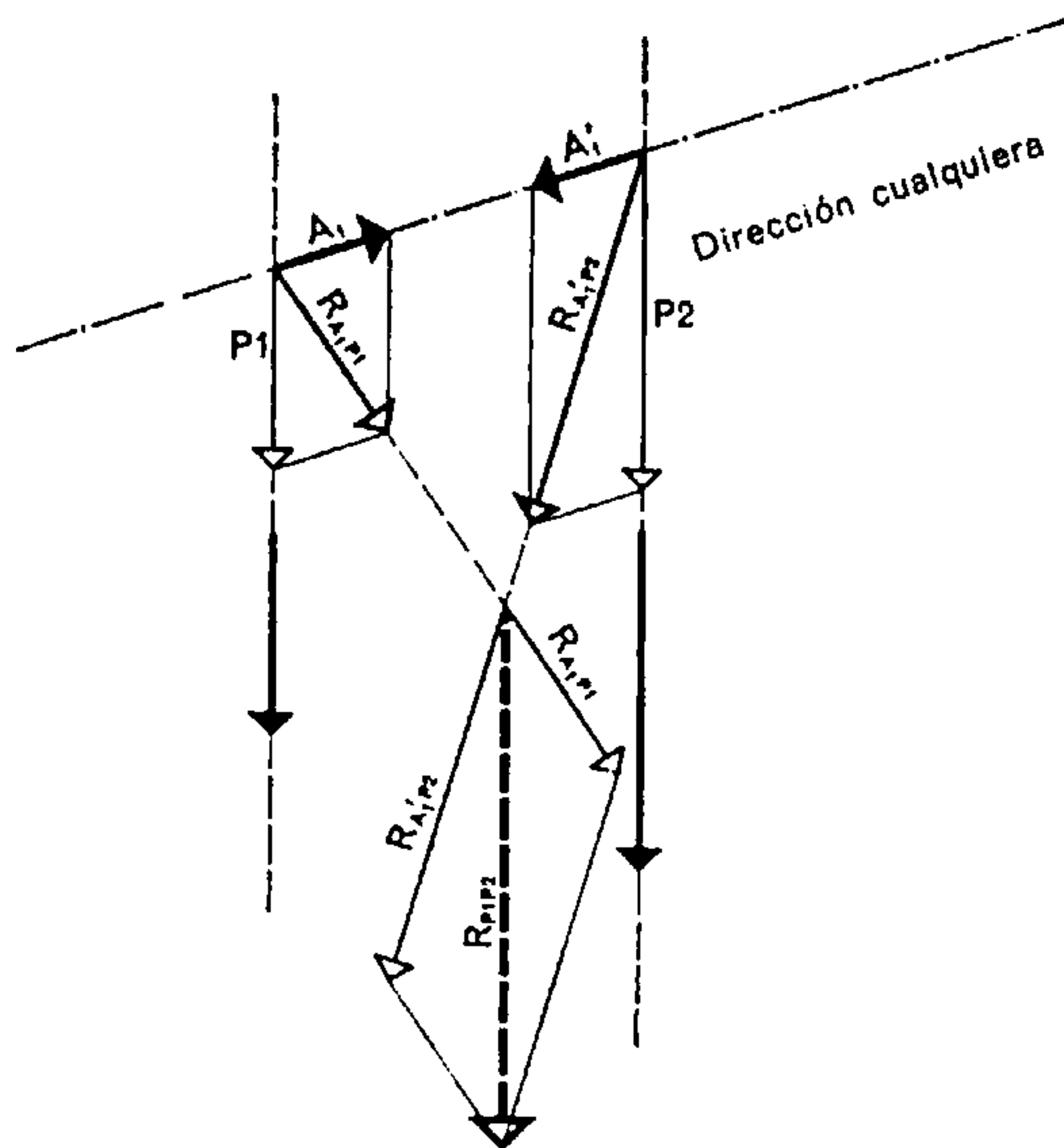


Fig. 712.

P_1 y P_2 = fuerzas paralelas dadas

A_1 y A'_1 = fuerzas auxiliares, de intensidades iguales, de direcciones idénticas y sentidos opuestos

$R_{A_1 P_1}$ y $R_{A'_1 P_2}$ se combinan para dar la resultante $R_{P_1 P_2}$; esta última debe ser paralela a las fuerzas dadas.

N. B. Se puede asimismo descomponer una de las dos fuerzas en dos direcciones y componerla luego con las nuevas fuerzas.

Claro está que el sistema no ha sufrido modificación alguna, puesto que las dos fuerzas añadidas producen efecto nulo. (Se anulan mutuamente.)

El mismo problema puede resolverse por la descomposición de una de las fuerzas; las componentes se combinan entonces con la otra fuerza dada.

3.1. POLIGONO DE FUERZAS Y POLIGONO FUNICULAR

Si el número de fuerzas es grande, el método expresado en el párrafo 2.3 es de realización larga y laboriosa. Así, pues, se puede considerar el problema de la manera siguiente:

- Determinación de la intensidad, el sentido y la dirección de la resultante;
- Determinación de la situación de esta resultante en relación con el sistema dado.

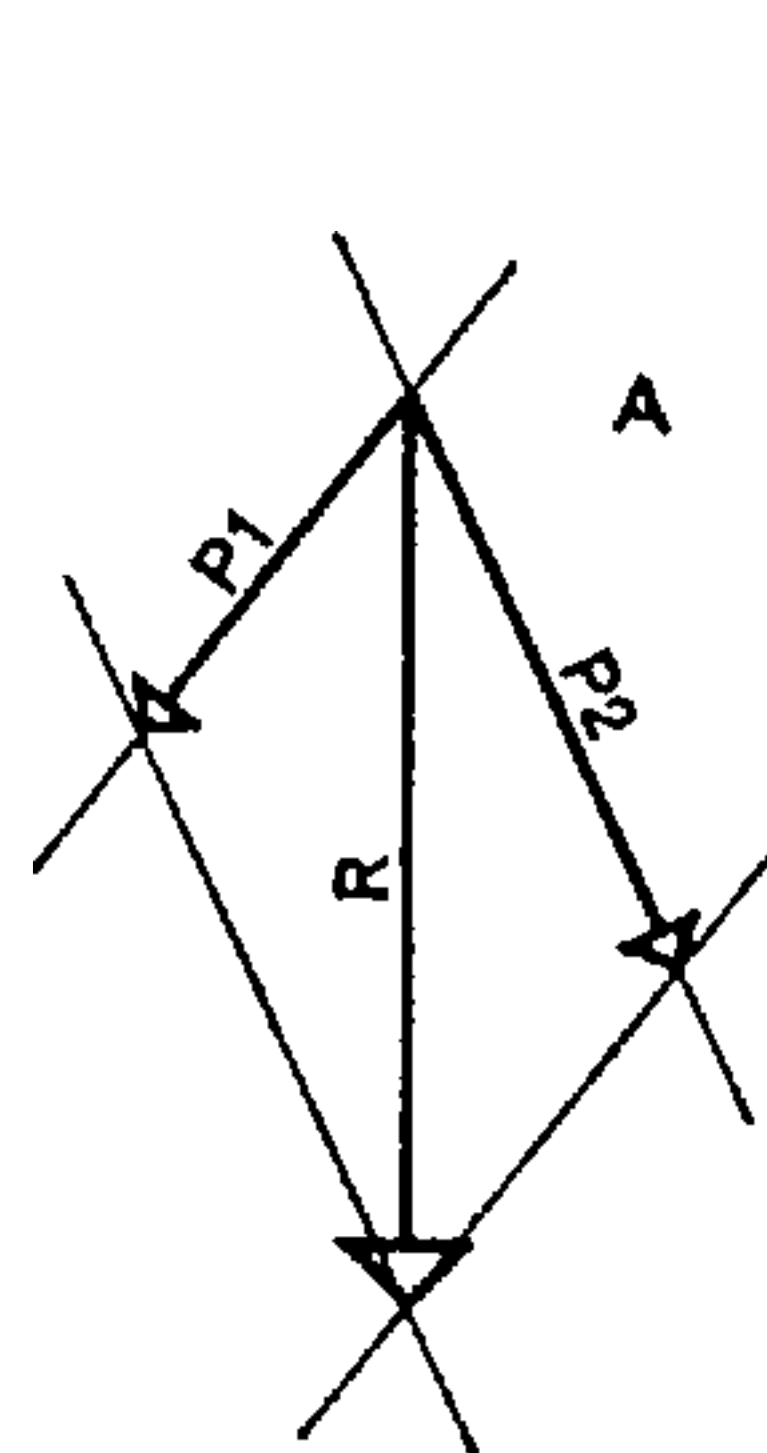


Fig. 713.

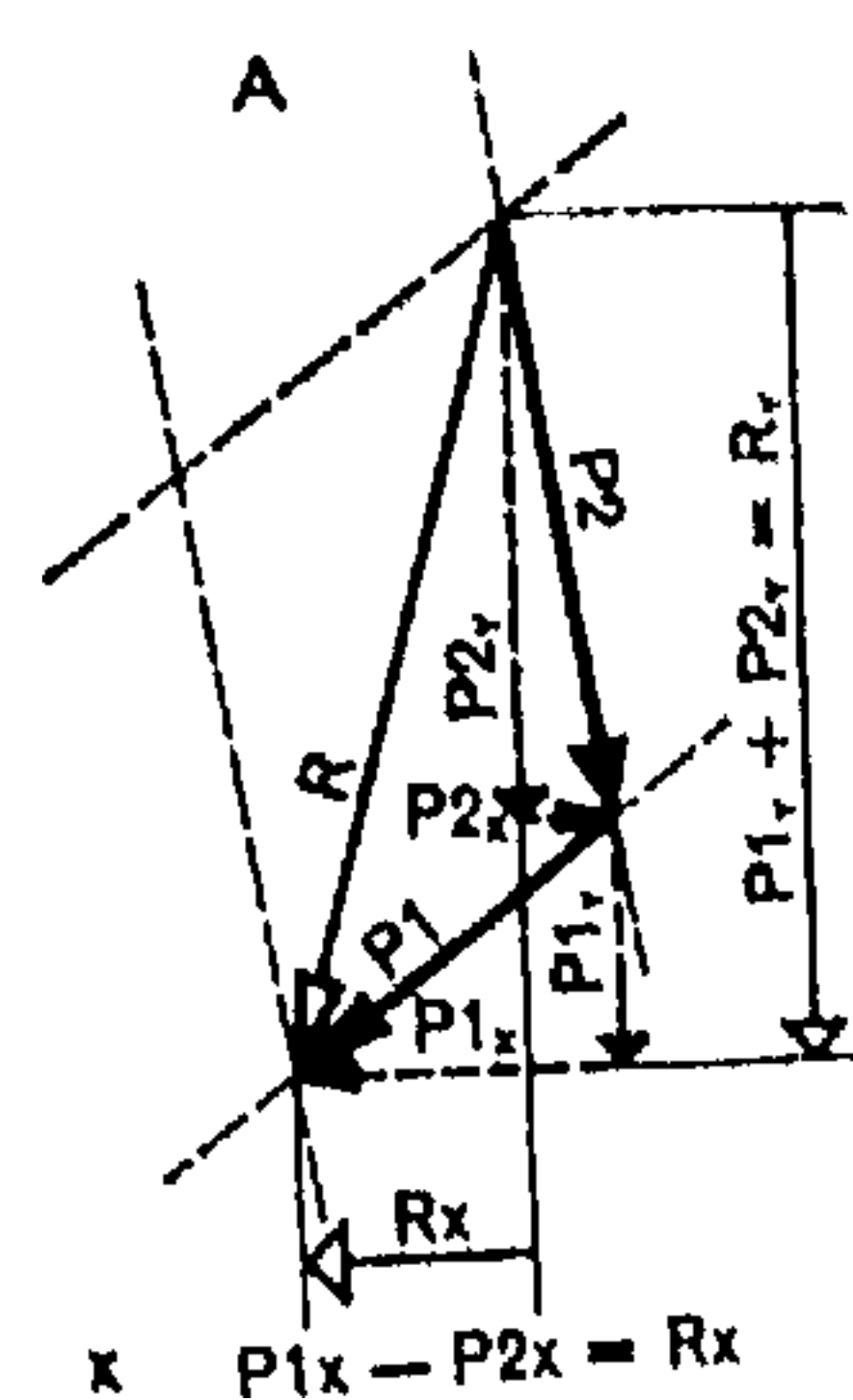


Fig. 714.

Sea pues:

- De lo que hemos visto en el párrafo precedente se deduce que la resultante se obtendrá por la suma algebraica de las proyecciones de cada una de las componentes del sistema. Este teorema puede demostrarse por medio de las figs. 714 y 715.

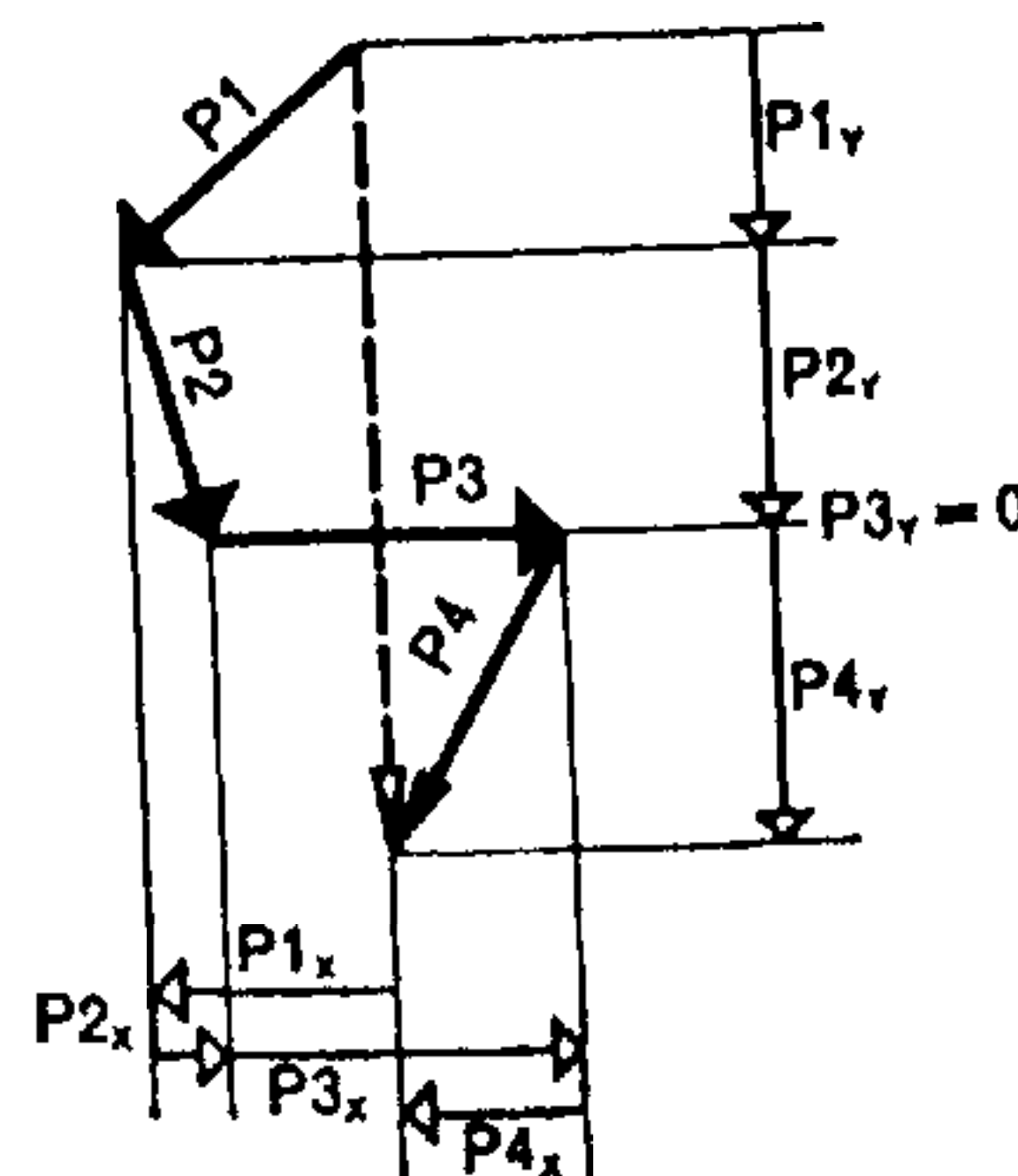


Fig. 715.

Si partiendo de un punto A cualquiera se añade cada fuerza paralelamente a su dirección, con su intensidad y su sentido, se obtiene, desde luego, la suma algebraica de todas las proyecciones. Ahora bien, la resultante del sistema se obtiene uniendo el punto A con X . Las proyecciones R_y (proyección vertical) y R_x (proyección horizontal) corresponden per-

fectamente a la suma algebraica de las proyecciones de las componentes.

Así, pues, una vez trazada esta última fig. 715 llamada *polígono de fuerzas*, se obtiene la intensidad, el sentido y la dirección de la resultante.

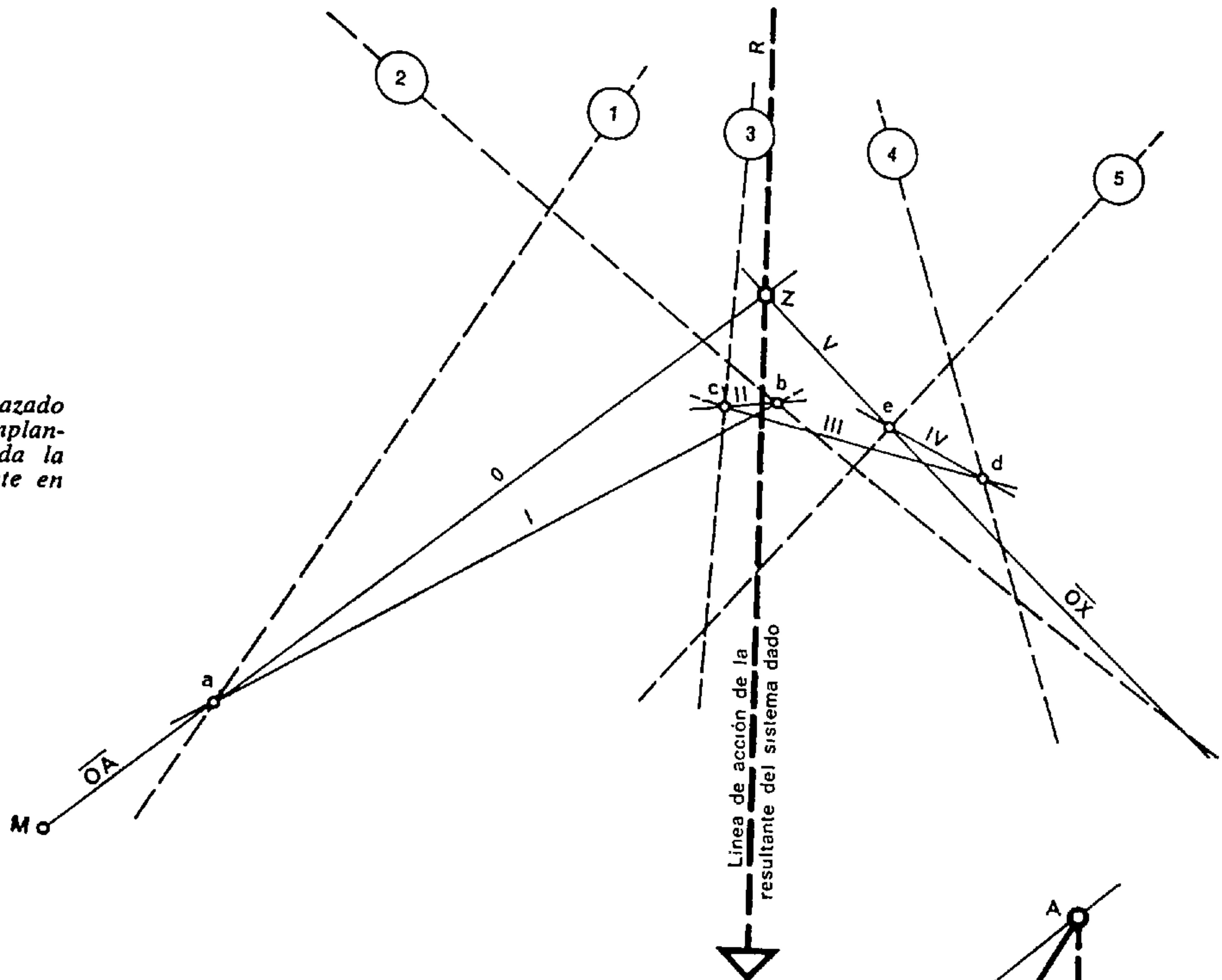
Queda por fijar la situación de esta resultante en el conjunto de las fuerzas dadas.

El polígono así obtenido, en la fig. 716: $M-a-b-c-d-e-Z$ se llama *polígono funicular* o sencillamente *la funicular*.

Es fácil darse cuenta de que pueden existir infinitud de sistemas de polígonos de fuerzas y de polígonos funiculares, pues tanto M como O están elegidos arbitrariamente.

Fig. 716.

El polígono funicular trazado sobre el esquema de implantación de las fuerzas da la situación de la resultante en el conjunto.



b) En el sistema de fuerzas dado precedentemente, busquemos la posición de la resultante.

Sea la situación de las fuerzas, la proporcionada por las líneas de acción, y el polígono de fuerzas.

Unamos en la fig. 717 un punto cualquiera O con los distintos vértices del polígono de fuerzas. O se llama *polo* (se puede elegir en cualquier parte).

OA , OB , OC , OD , OE y OX son los *radios polares*.

Luego, sobre la fig. 716, tracemos por el punto M una paralela a OA hasta a , donde encuentra a la línea de acción 1; de a una paralela a OB hasta b , donde encuentra a la línea de acción 2; de b una paralela a OC hasta c , donde encuentra a la línea de acción 3; de c una paralela a OD hasta d , donde encuentra a la línea de acción 4; de d una paralela a OE hasta e , donde encuentra a la línea de acción 5;

desde e tracemos una paralela a OX hasta que corte al primer radio polar OA . El punto de intersección Z es un punto de paso de la línea de acción de la resultante buscada.

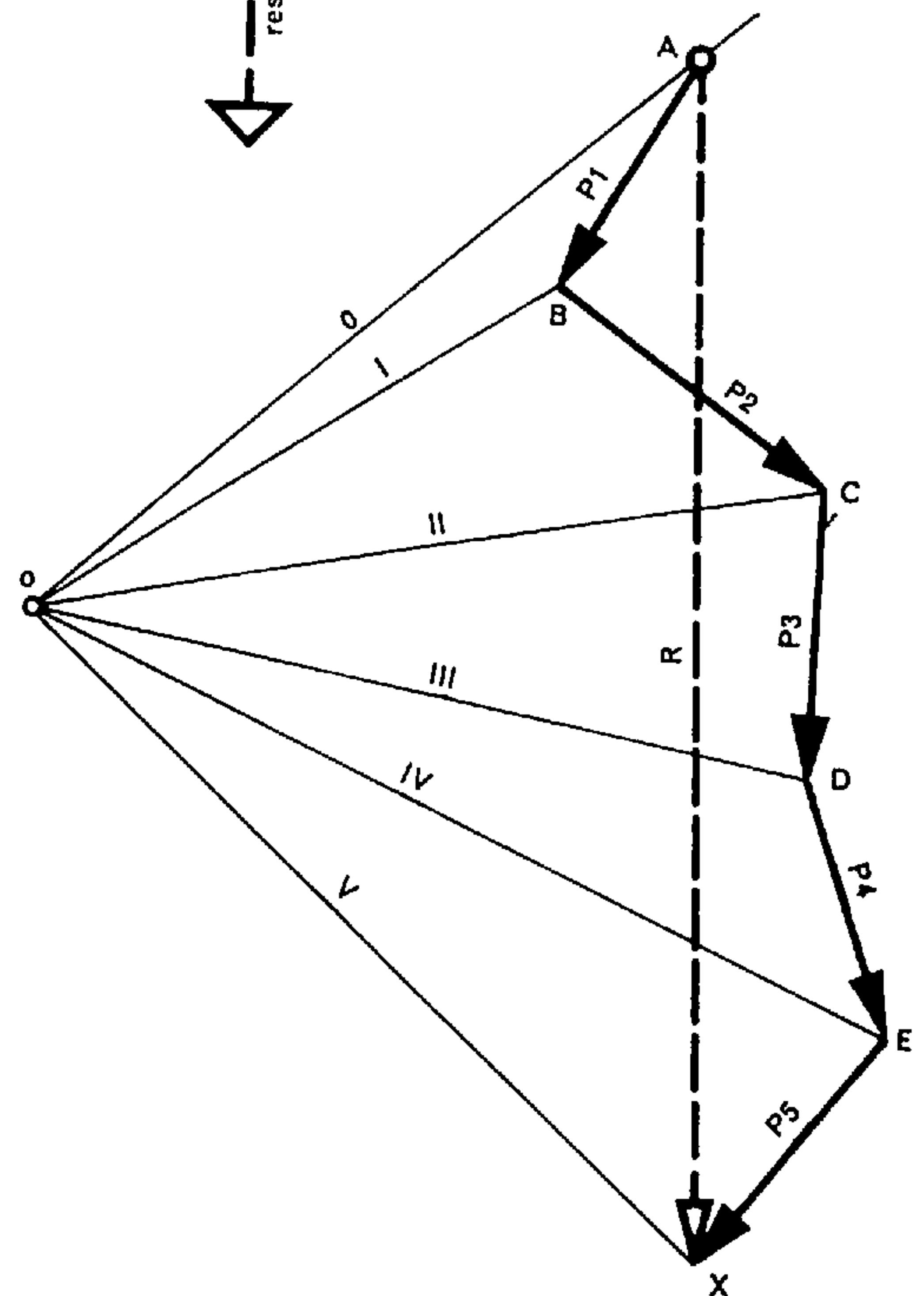


Fig. 717.

El polígono de fuerzas da el sentido, la intensidad y la dirección de la resultante.

Como vamos a demostrar, el resultado es independiente de la situación de tales puntos O y M .

Según lo que ya hemos visto, una fuerza puede ser reemplazada por un sistema de otras dos; en el polígono de fuerzas puede hacerse la constatación siguiente: los radios polares pueden asimilarse a fuerzas cuyos efectos corresponden a las fuerzas dadas.

Fig. 718.

Las fuerzas O y I reemplazan a $P1$.

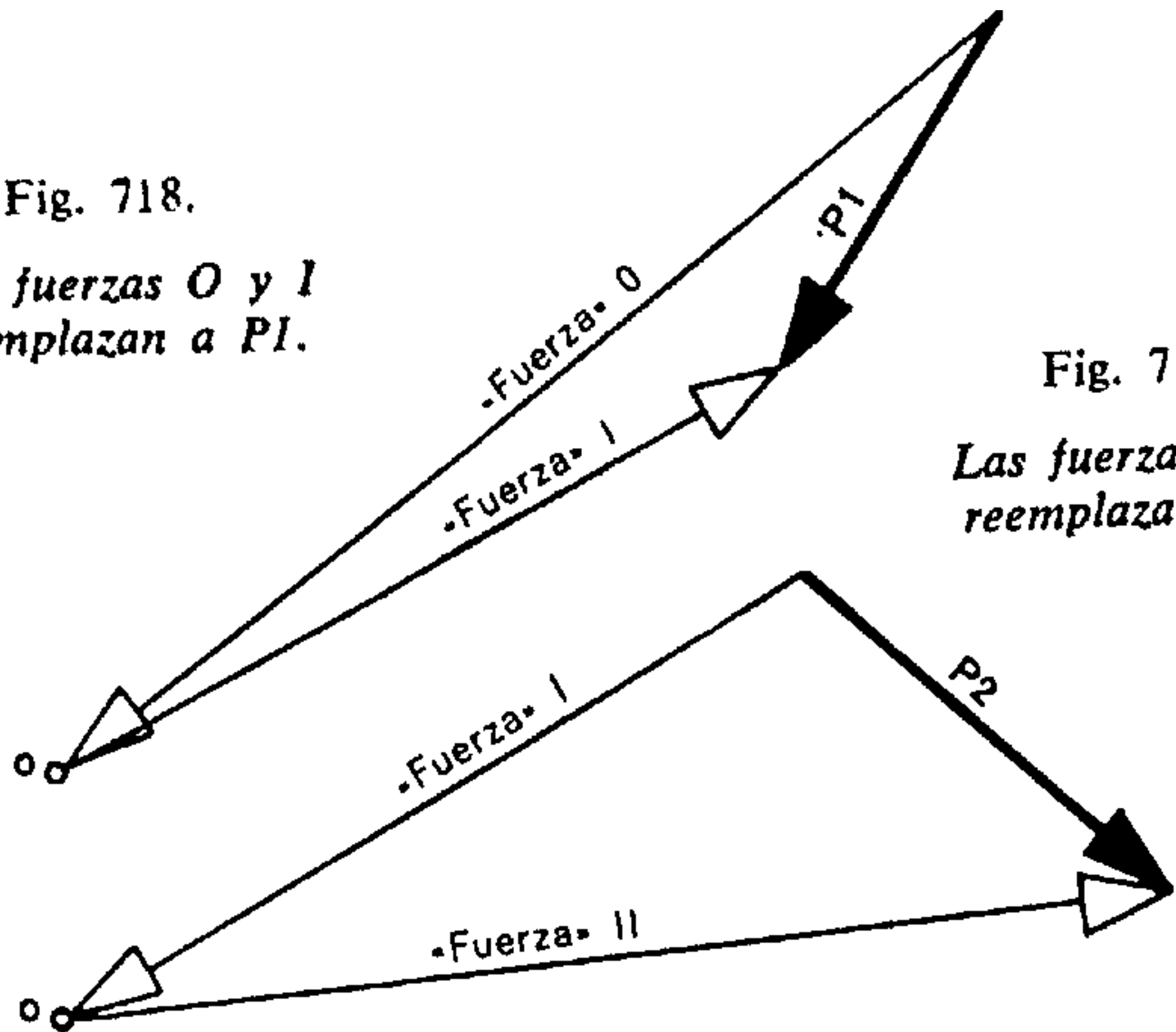


Fig. 719.

Las fuerzas I y II reemplazan a $P2$.

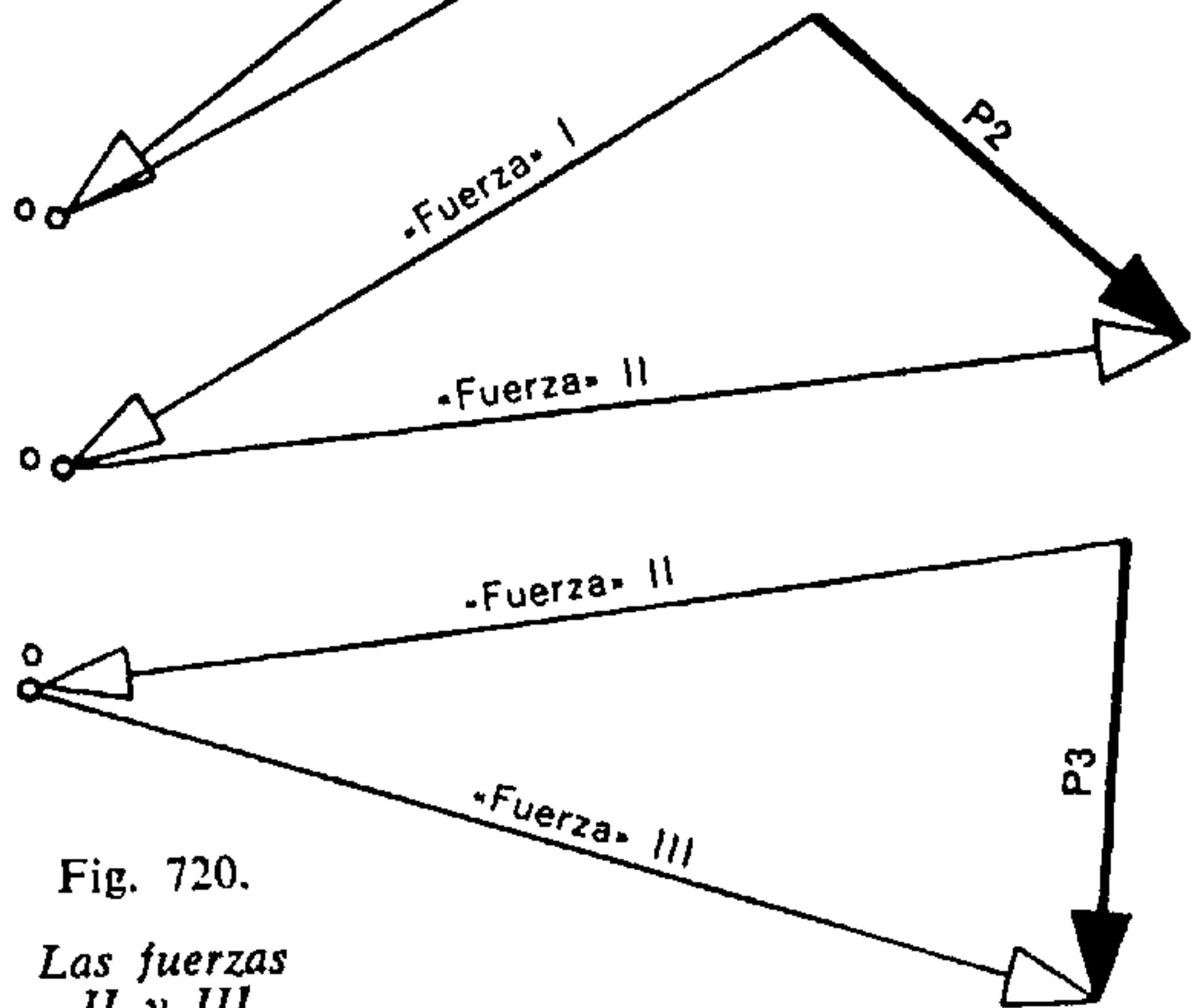


Fig. 720.

Las fuerzas II y III reemplazan a $P3$.

Las "fuerzas" O y I reemplazan a la fuerza $P1$. Las "fuerzas" I y II reemplazan a la fuerza $P2$. Las "fuerzas" II y III reemplazan a la fuerza $P3$, etc. Las "fuerzas-radios polares" I, II, III se toman alternativamente en un sentido y luego en el opuesto, por lo que se anulan. No quedan, a fin de cuentas, más que las "fuerzas-radios polares" O y V que son las componentes de la resultante. Estos dos últimos radios pueden reemplazarse por la resultante.

Esta observación es válida cualquiera que sea la

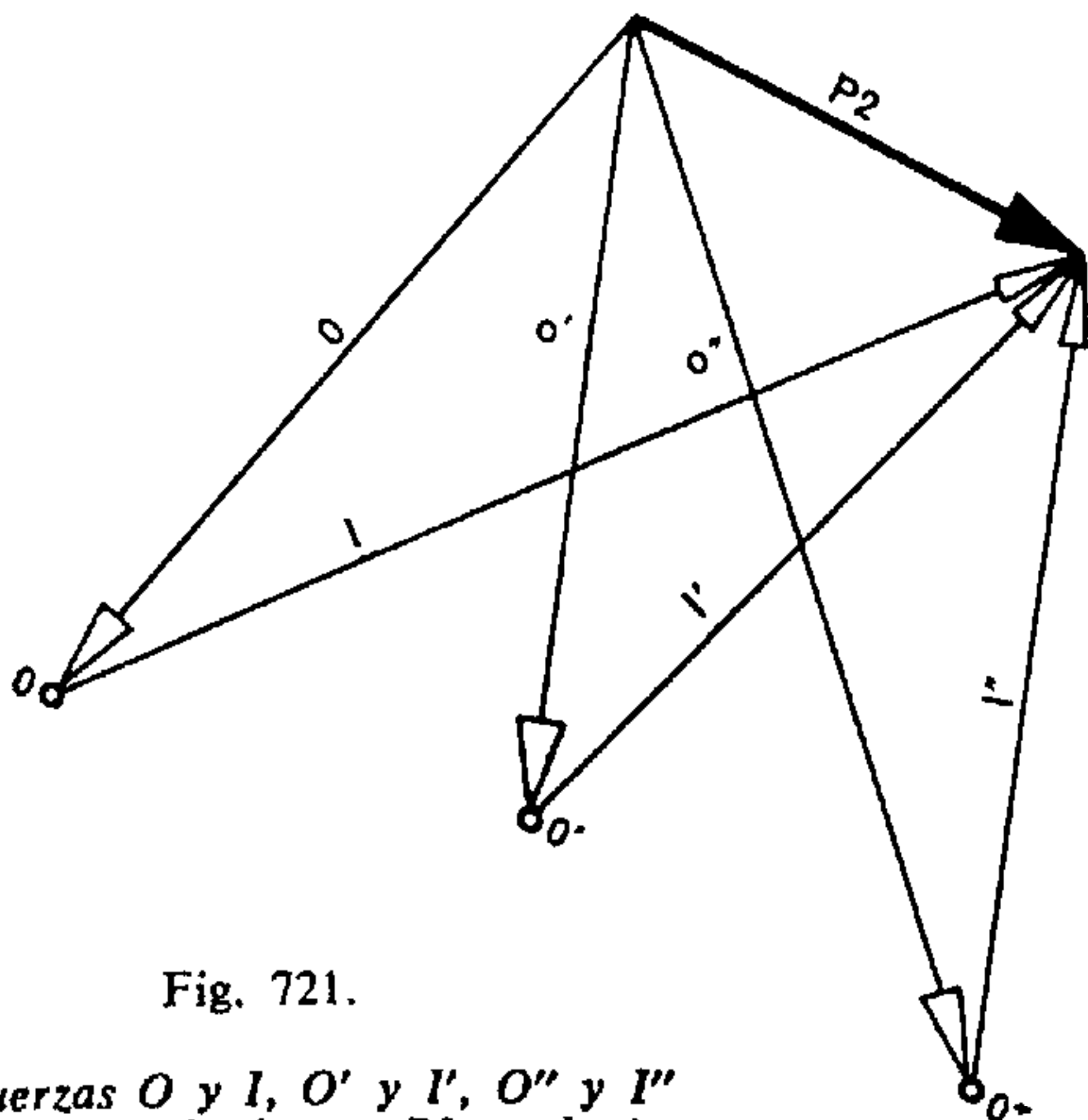


Fig. 721.

Las fuerzas O y I, O' y I', O'' y I'' reemplazan a la fuerza $P2$ cualquiera que sea la posición del polo escogido. O, O' y O'' son polos de posición cualquiera.

posición del punto O lo cual demuestra que puede escogerse en cualquier sitio.

Este mismo razonamiento es aplicable al polígono funicular. Los radios primero y último corresponden a las componentes de la resultante. Tomando el valor de cada una de esas dos fuerzas en el polígono de

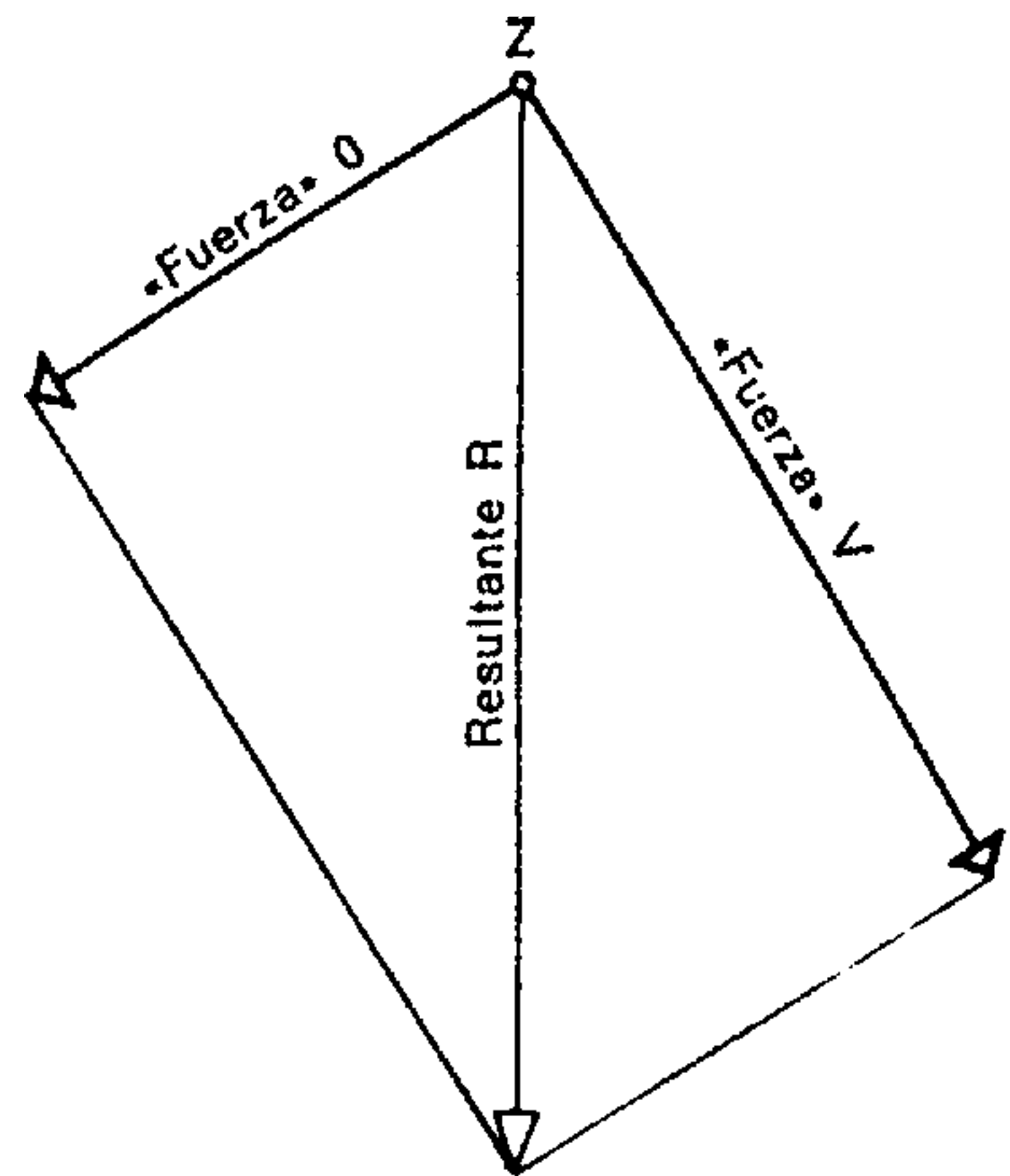


Fig. 722.

Las fuerzas-radios polares primera y última del sistema son las componentes de la resultante. Combinando estas dos fuerzas, se halla la intensidad, el sentido y la dirección de la resultante.

fuerzas, es posible trazar el paralelogramo que define la posición de la resultante, así como su intensidad y su sentido. Más sencillamente, la resultante puede dibujarse sobre el polígono funicular trazando una paralela a la dirección definida por el polígono de fuerzas y trasladando a ella el valor hallado.

De este modo el problema se halla enteramente resuelto: la resultante está definida por su intensidad, su sentido y su situación en el conjunto dado.

Ejercicio: Determinar la resultante de un sistema de dos fuerzas.

Se comprueba, después de resolver este ejercicio de dos maneras (puntos O y M diferentes), que el resultado es idéntico en ambos casos. No se trata más que de una justificación ya que, según hemos visto, el sistema inicial de fuerzas no se ha alterado con los artificios necesarios para la resolución del problema (figs. 723 a y b).

Puede observarse, por otra parte, que el punto de intersección de dos radios polares en el polígono funicular: $I-I'; II-II'$; etc., afectados por la misma cifra, se sitúa sobre una recta que es paralela a la que une los polos O y O' .

Observación: Para que un sistema de fuerzas esté en equilibrio es necesario que:

- 1) el polígono de fuerzas quede cerrado;
- 2) el polígono funicular quede cerrado;

pudiendo ambos ser trazados partiendo de un punto cualquiera.

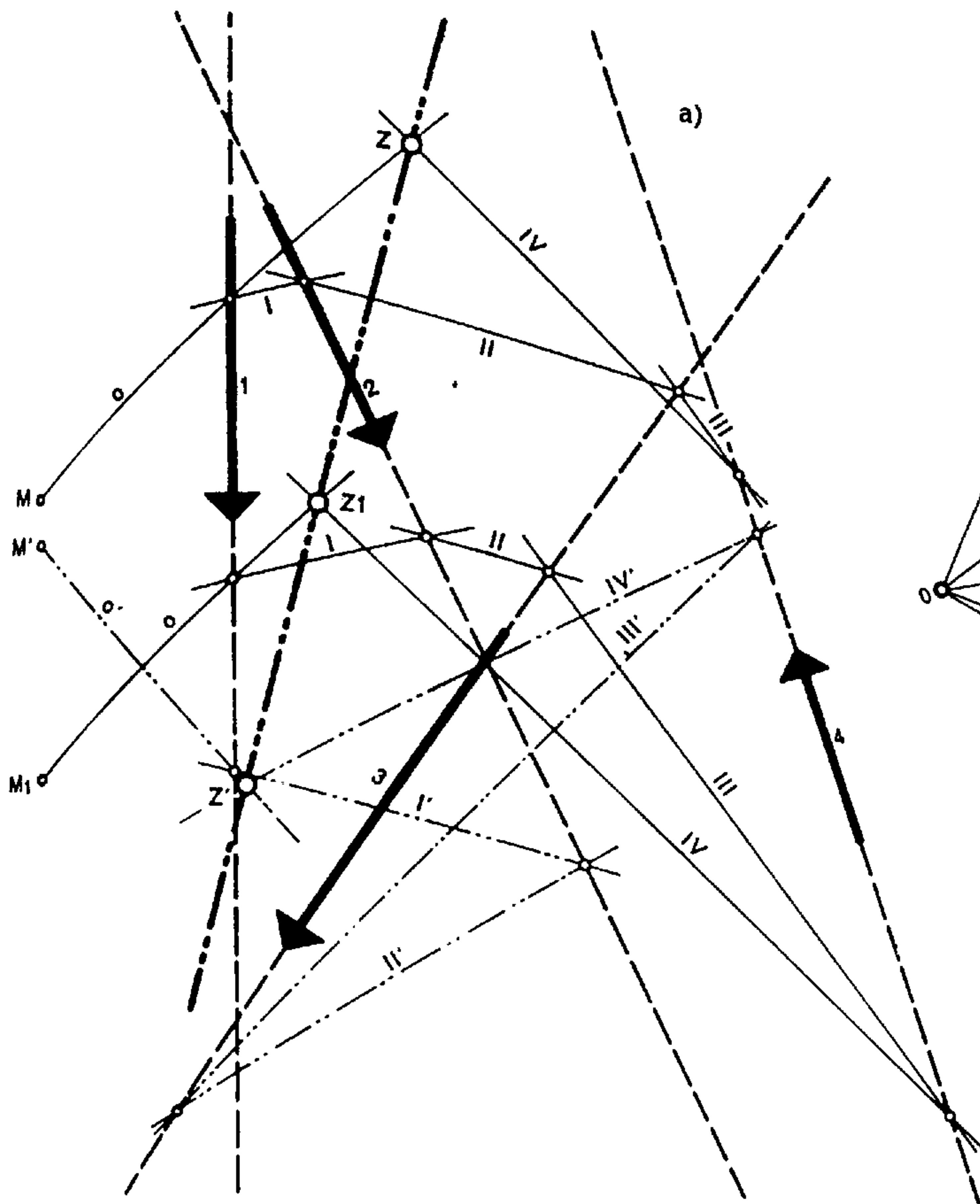


Fig. 723 a) y b)

El resultado (implantación, sentido, dirección e intensidad de la resultante) no está influenciado por la elección del polo ni por la del origen del polígono funicular.

3.2. COMPOSICIÓN DE FUERZAS PARALELAS

La composición de fuerzas paralelas constituye uno de los casos de carga más frecuentes en la práctica.

Su resolución no plantea problema especial alguno. Cuanto acabamos de ver con relación al polígono de fuerzas y funicular se aplica también a esta composición.

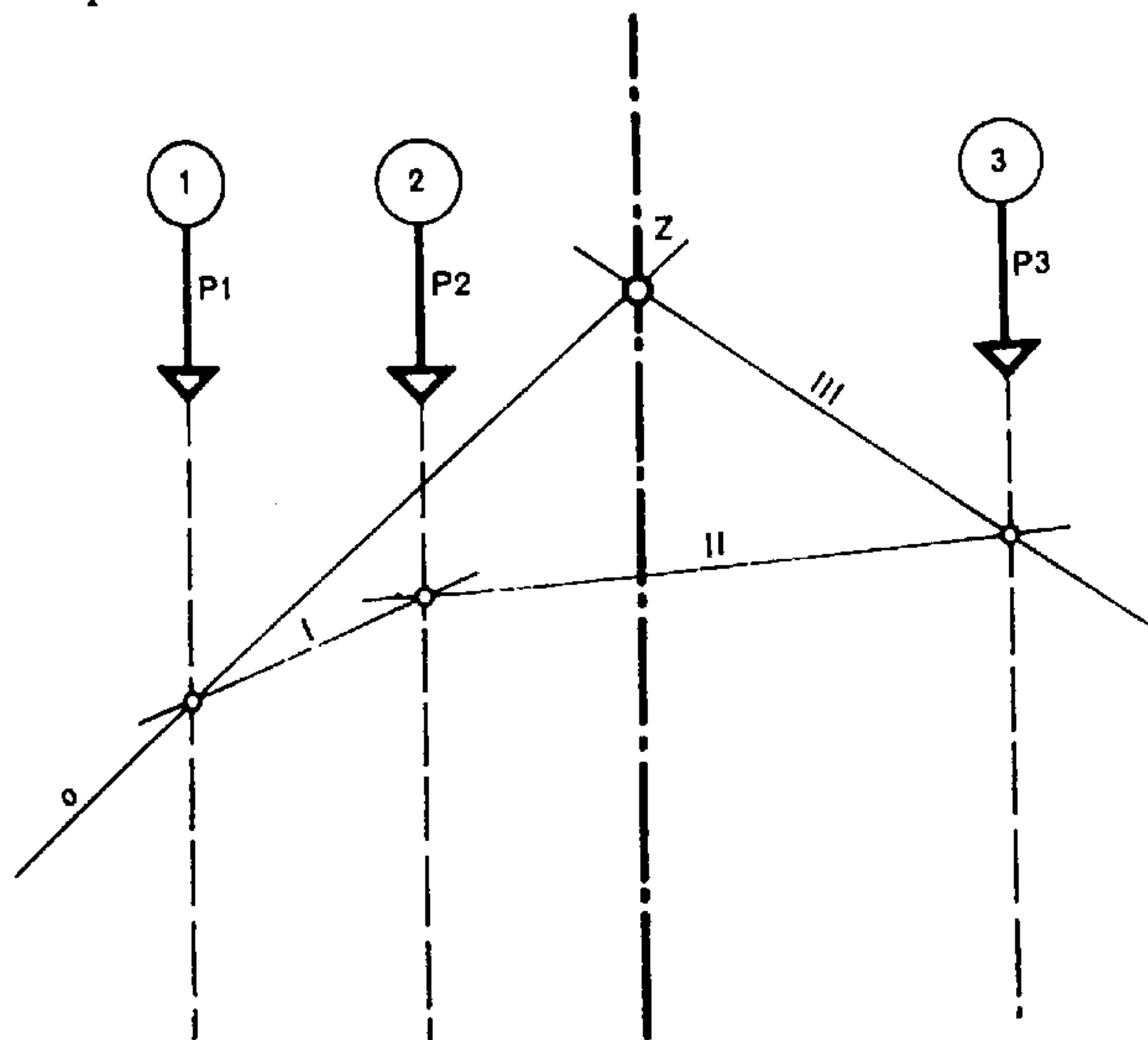


Fig. 724.

Composición de fuerzas paralelas — polígono funicular: La resultante es paralela a las fuerzas dadas.

3.3. APLICACIONES

La determinación gráfica del centro de gravedad de una figura hace uso, precisamente, de este método.

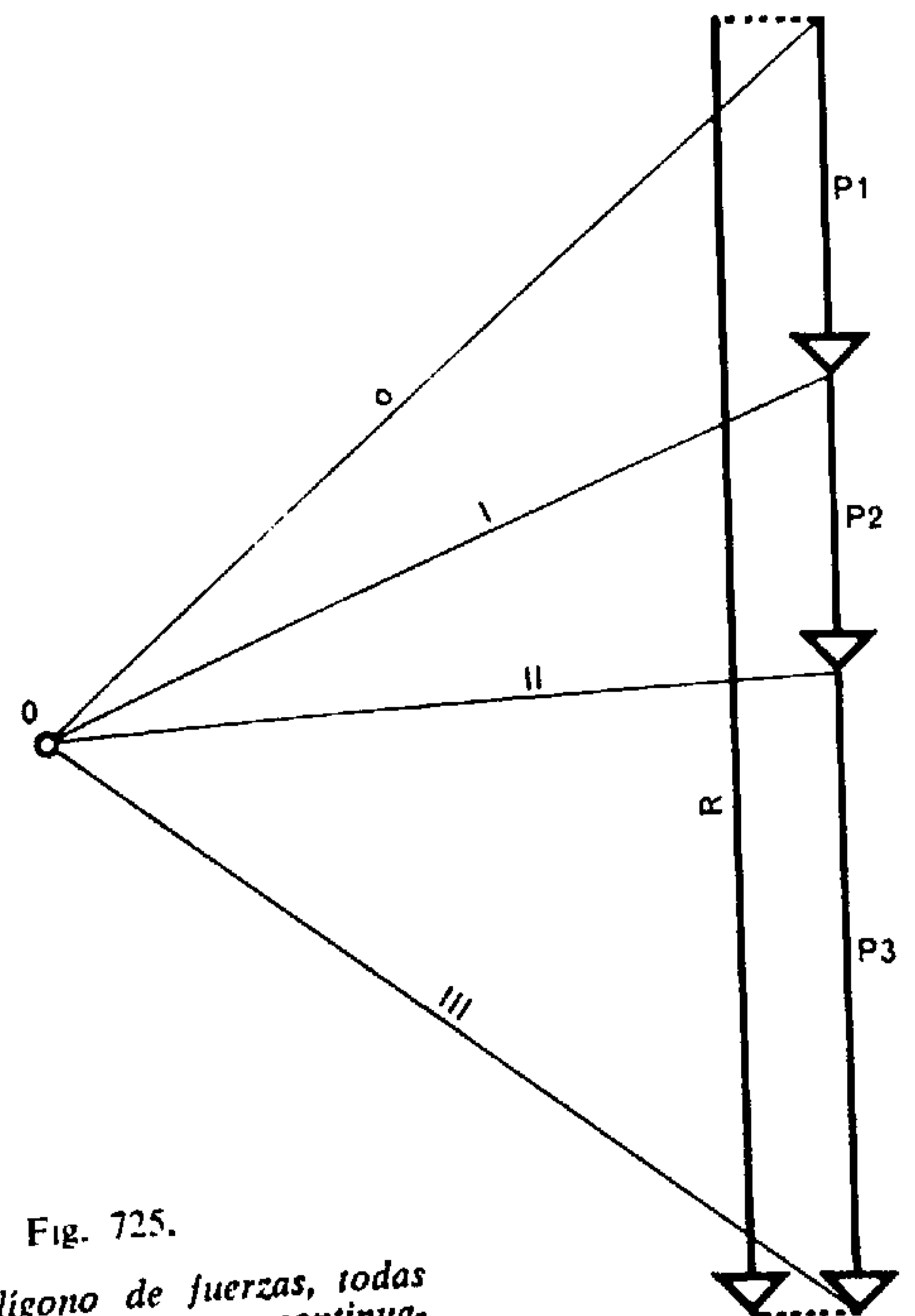


Fig. 725.

En este polígono de fuerzas, todas las fuerzas puestas una a continuación de otra quedan formando una línea recta. La intensidad de la resultante corresponde a la adición de las fuerzas.

3.3.1. DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE UNA FIGURA

Para resolver este problema, se descompone la figura dada en superficies simples cuyos centros de gravedad sean conocidos.

Ejemplo: Supongamos que se quiere determinar la posición del centro de gravedad del elemento representado por la fig. 726.

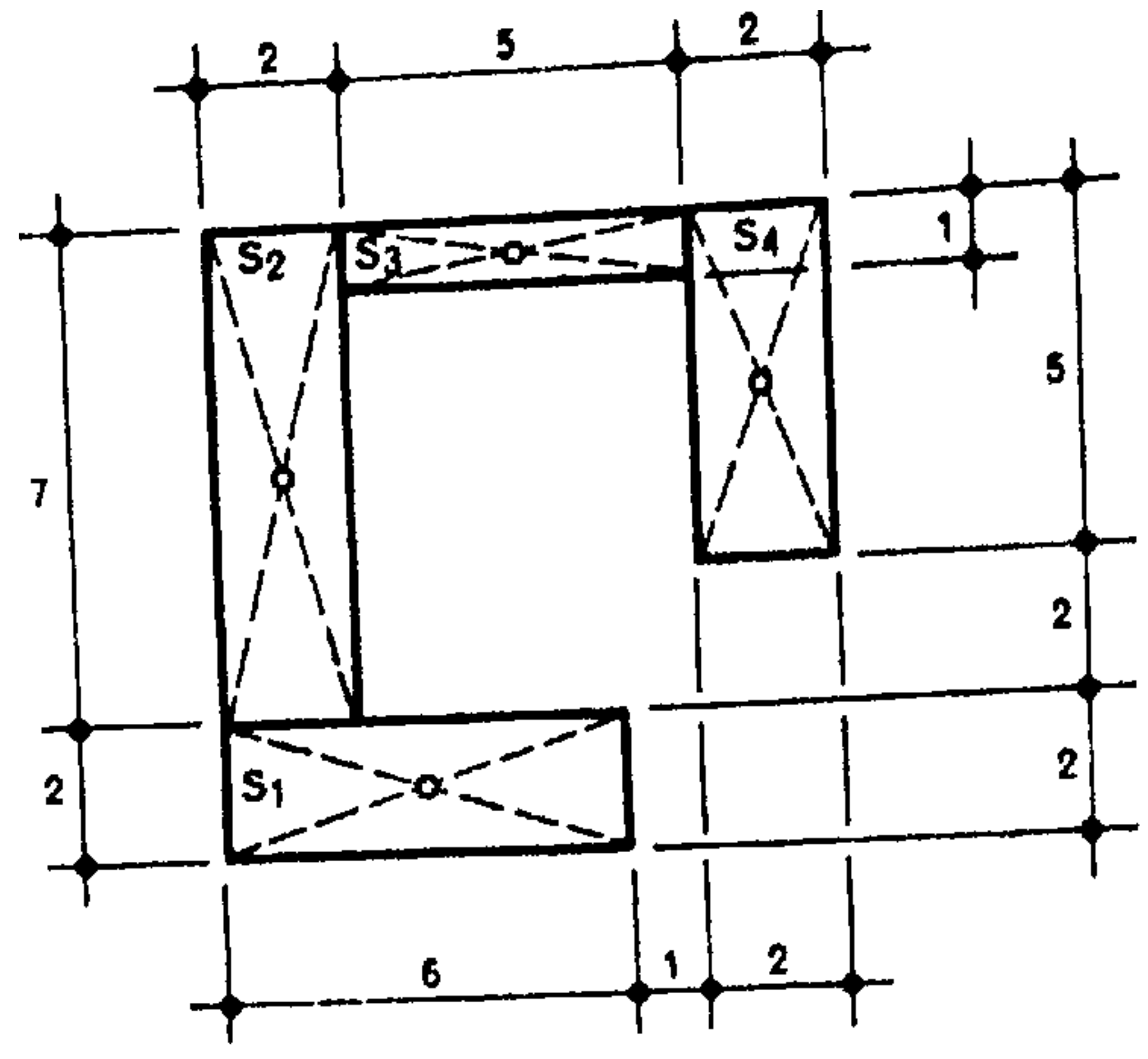
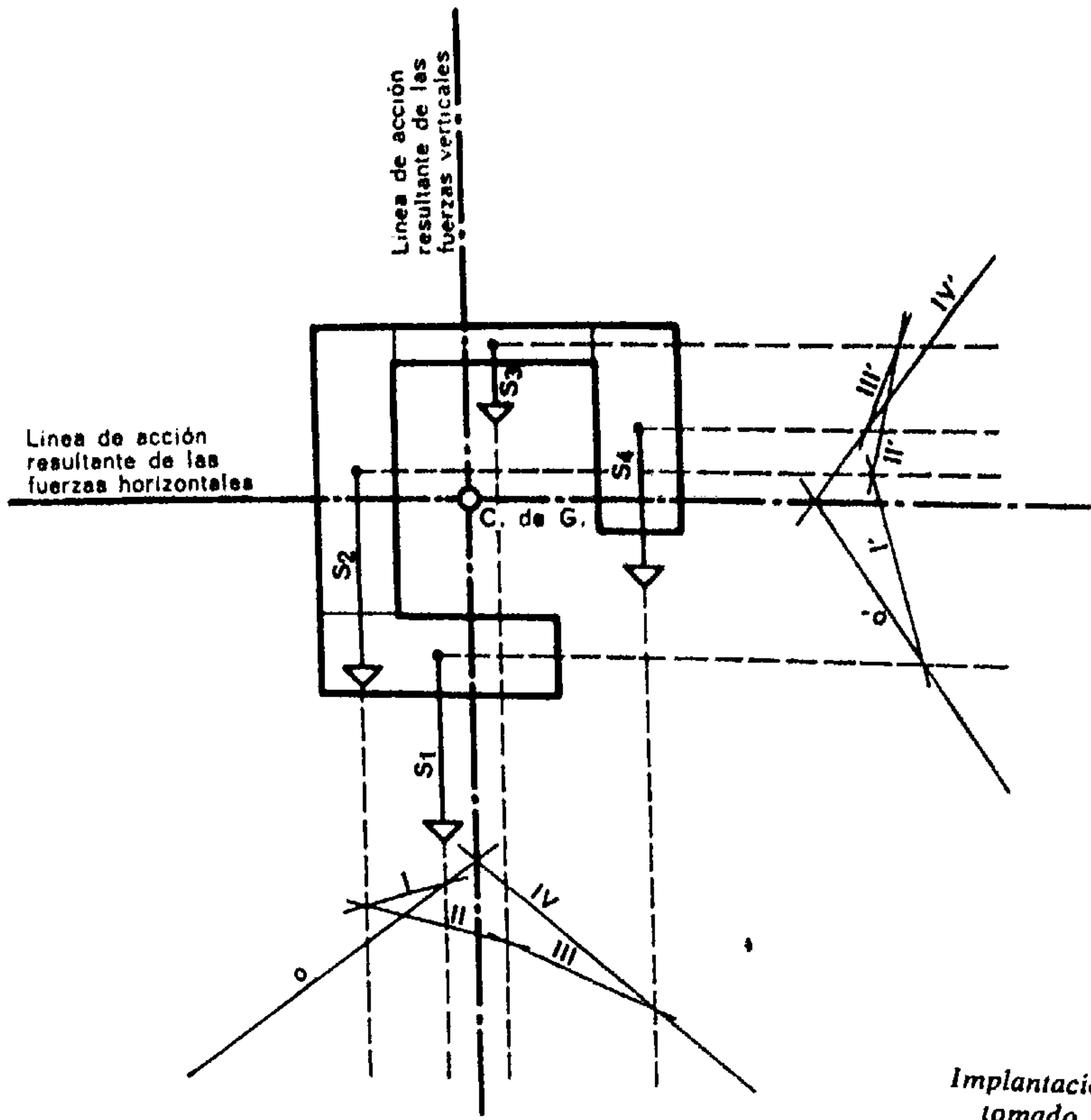


Fig. 726.

Principio adoptado para la averiguación del centro de gravedad de una superficie cualquiera

La figura se descompone en superficies unitarias y el peso de cada una se concentra en el centro de gravedad de estas superficies.

Hecha la descomposición en superficies elementales, hagamos pasar por los centros de gravedad parciales un sistema de fuerzas proporcionales a las superficies de los elementos simples:



$$\begin{aligned} S_1 &= 6 \cdot 2 = 12 \\ S_2 &= 7 \cdot 2 = 14 \\ S_3 &= 5 \cdot 1 = 5 \\ S_4 &= 5 \cdot 2 = 10 \end{aligned}$$

Tenemos pues (fig. 727) un sistema de fuerzas del que sólo falta hallar la resultante. El punto de intersección de las líneas de acción de dos sistemas perpendiculares entre sí nos da el punto buscado.

La definición del centro de gravedad corresponde perfectamente a este punto de intersección, puesto que el centro de gravedad es un punto por el que se puede suspender una figura y, cualquiera que sea su situación, se hallará en posición de equilibrio. Así, pues, haciendo actuar en este punto la equilibrante de la resultante hallada, la figura se mantendrá en equilibrio (figs. 727, 728 y 729).

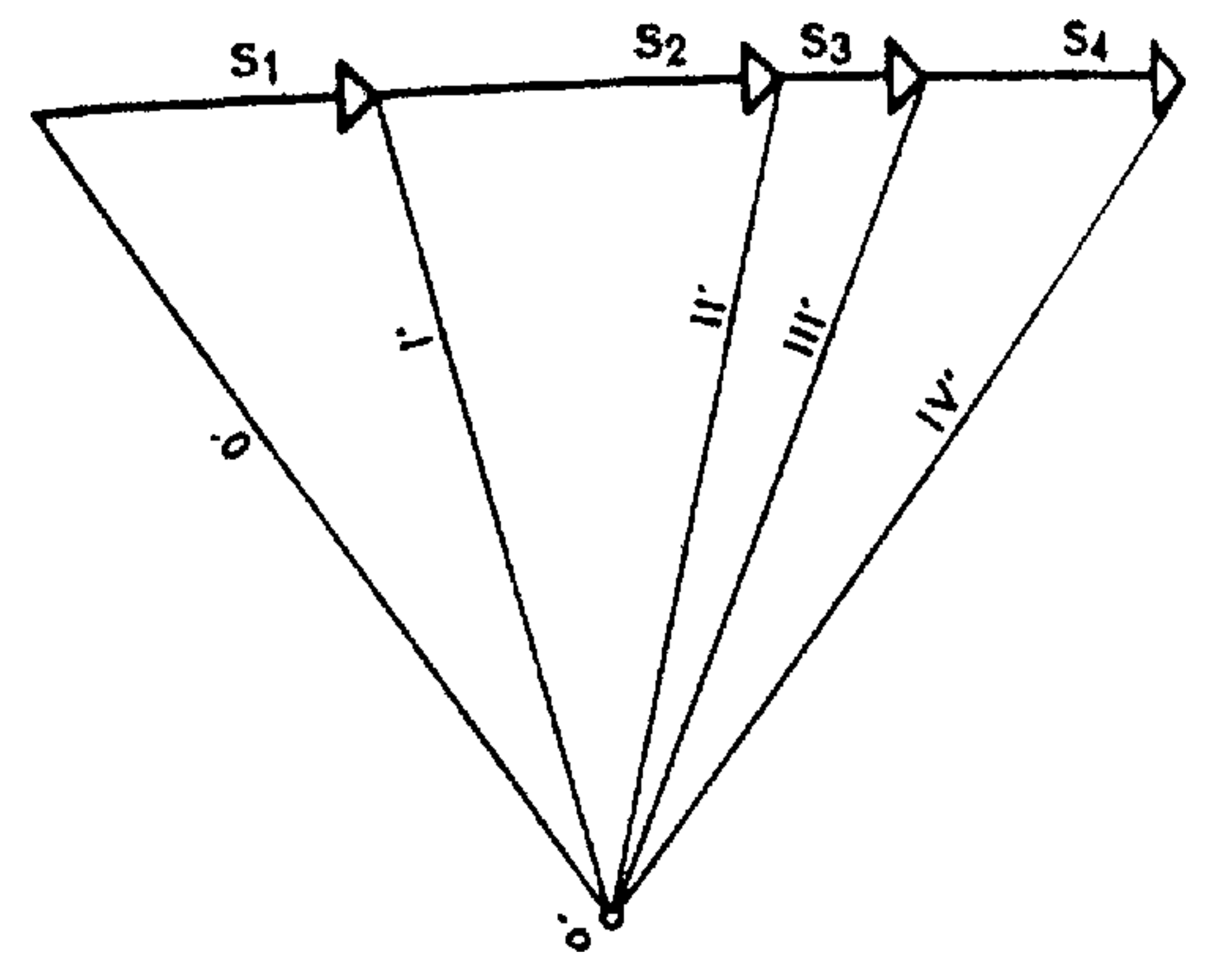


Fig. 728.

Polígono de las fuerzas horizontales.

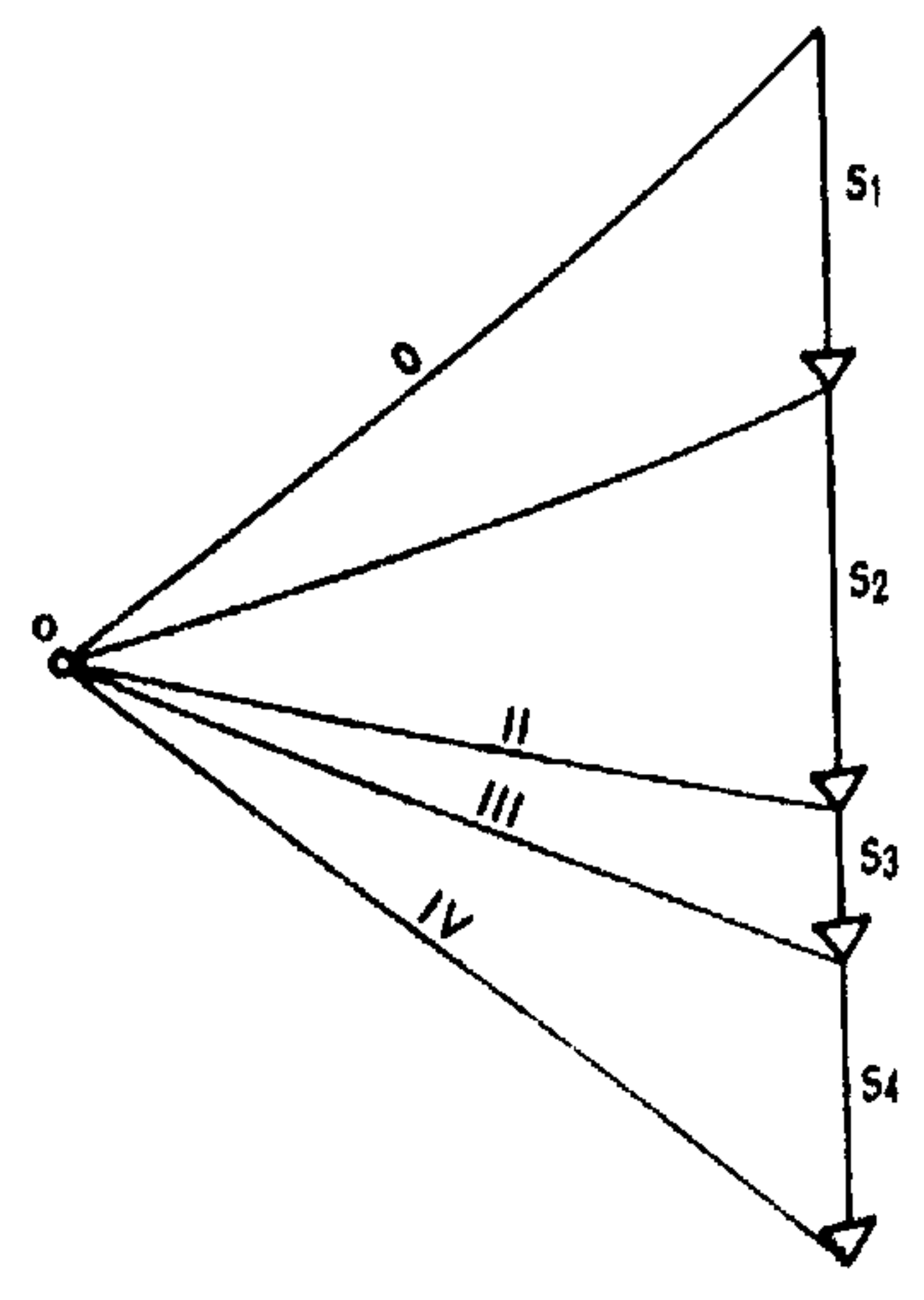


Fig. 729.

Polígono de las fuerzas verticales.

Fig. 727.

Implantación de las fuerzas: cada superficie representa un peso tomado sucesivamente en los sentidos horizontal y vertical.

3.3.2. DETERMINACIÓN DE LAS REACCIONES DE LOS APOYOS

Sean dos fuerzas paralelas F_1 y F_2 de las que hay que hallar la resultante.

Este problema sencillo deriva de lo que ya hemos visto. Considerémoslo ahora a la inversa: sea R el dato: una fuerza única resultante de un sistema cualquiera; y A y B las líneas de acción según las cuales deben actuar F_1 y F_2 .

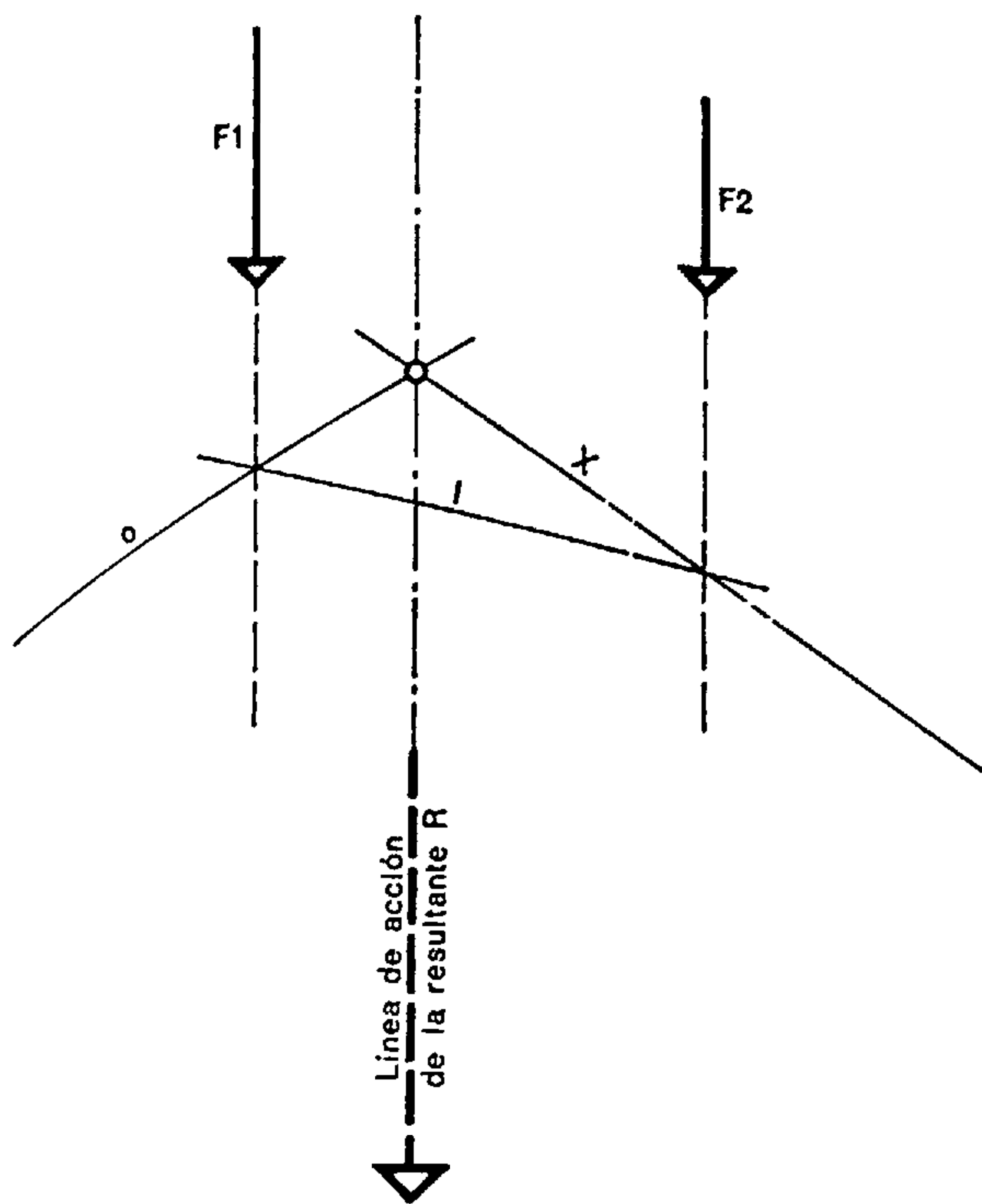


Fig. 730.

En el caso de la composición de dos fuerzas el polígono funicular comprende los radios O , I y X (por este mismo orden).

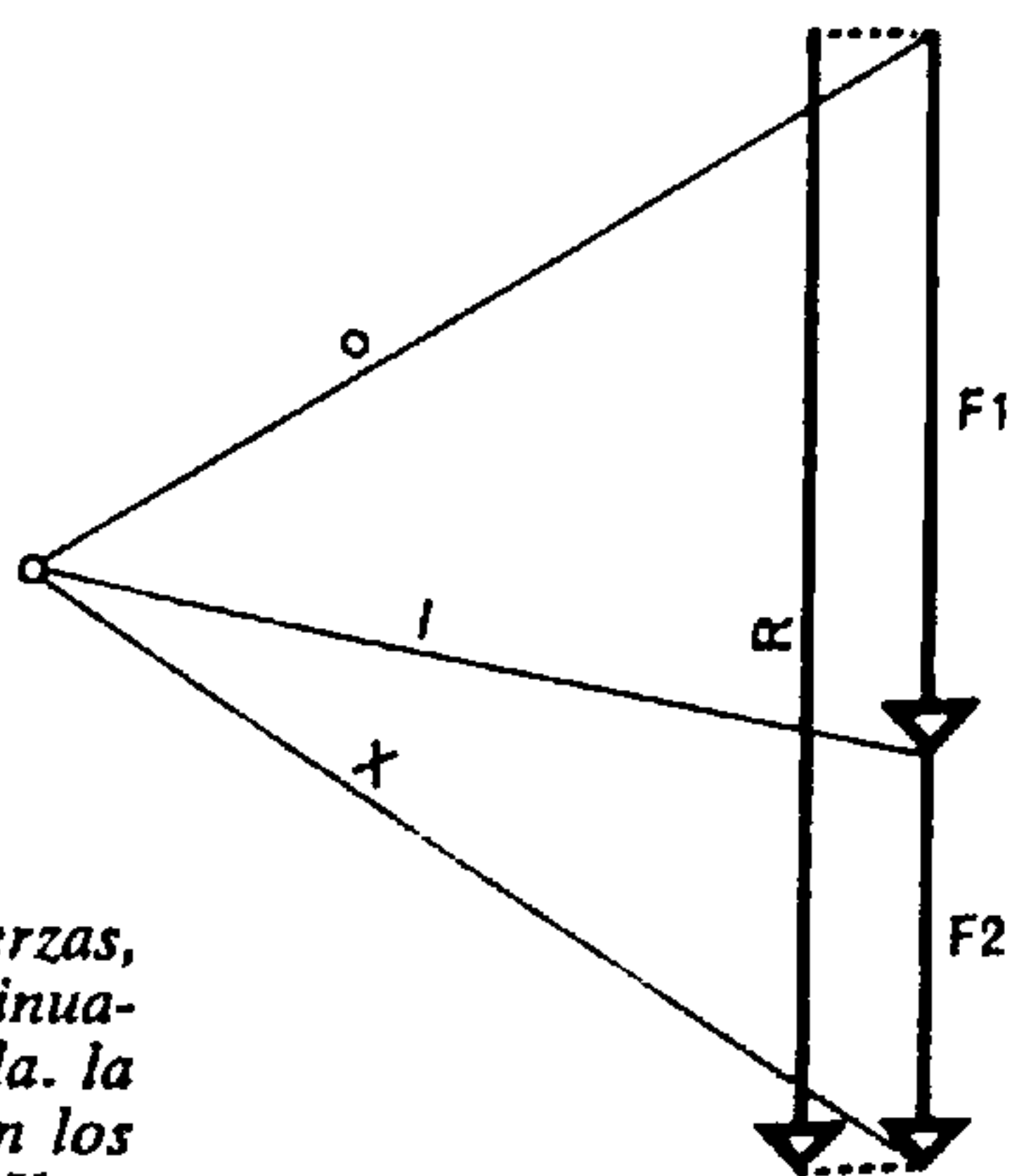


Fig. 731.

Para componer dos fuerzas, se las pone una a continuación de otra, lo cual da la resultante; luego se trazan los radios polares O , I y X .

Realicemos (fig. 733) el polígono de fuerzas; sólo figura en él la resultante así como los radios polares O y X .

Tracemos (fig. 732) el polígono funicular correspondiente: se comprobará comparando este dibujo con la fig. 730, que sólo falta el radio I para fijar los valores recíprocos de las fuerzas F_1 y F_2 (fig. 731).

Unamos, pues, las intersecciones $A-O$ y $B-X$ (puntos X e Y) y tracemos una paralela a esta recta

por O sobre el polígono de fuerzas. Se comprobará que esta línea divide la fuerza R dada en dos fuerzas que son precisamente las componentes de R (fig. 733).

Las fuerzas F_1 y F_2 representan la acción de la fuerza R sobre cada uno de los apoyos. Las reacciones de dichos apoyos serán las inversas de esas fuerzas.

La recta XY se llama línea de cierre del polígono funicular.

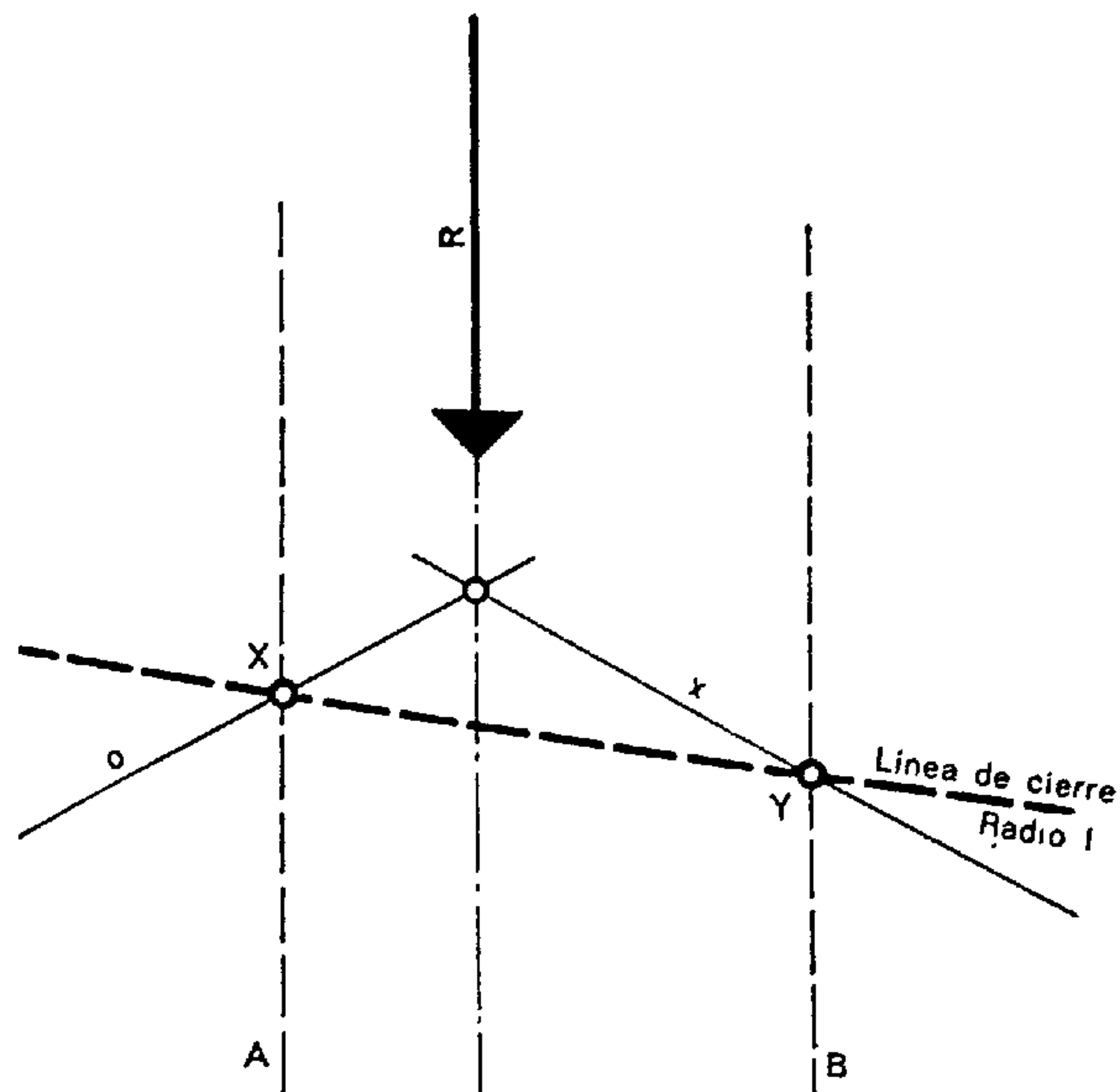


Fig. 732.

En el caso de la descomposición de una fuerza en dos fuerzas paralelas, no se puede trazar sobre el polígono funicular más que los radios O y X , llevados paralelamente al polígono de fuerzas. La línea de cierre reemplaza al radio I de la figura 707.

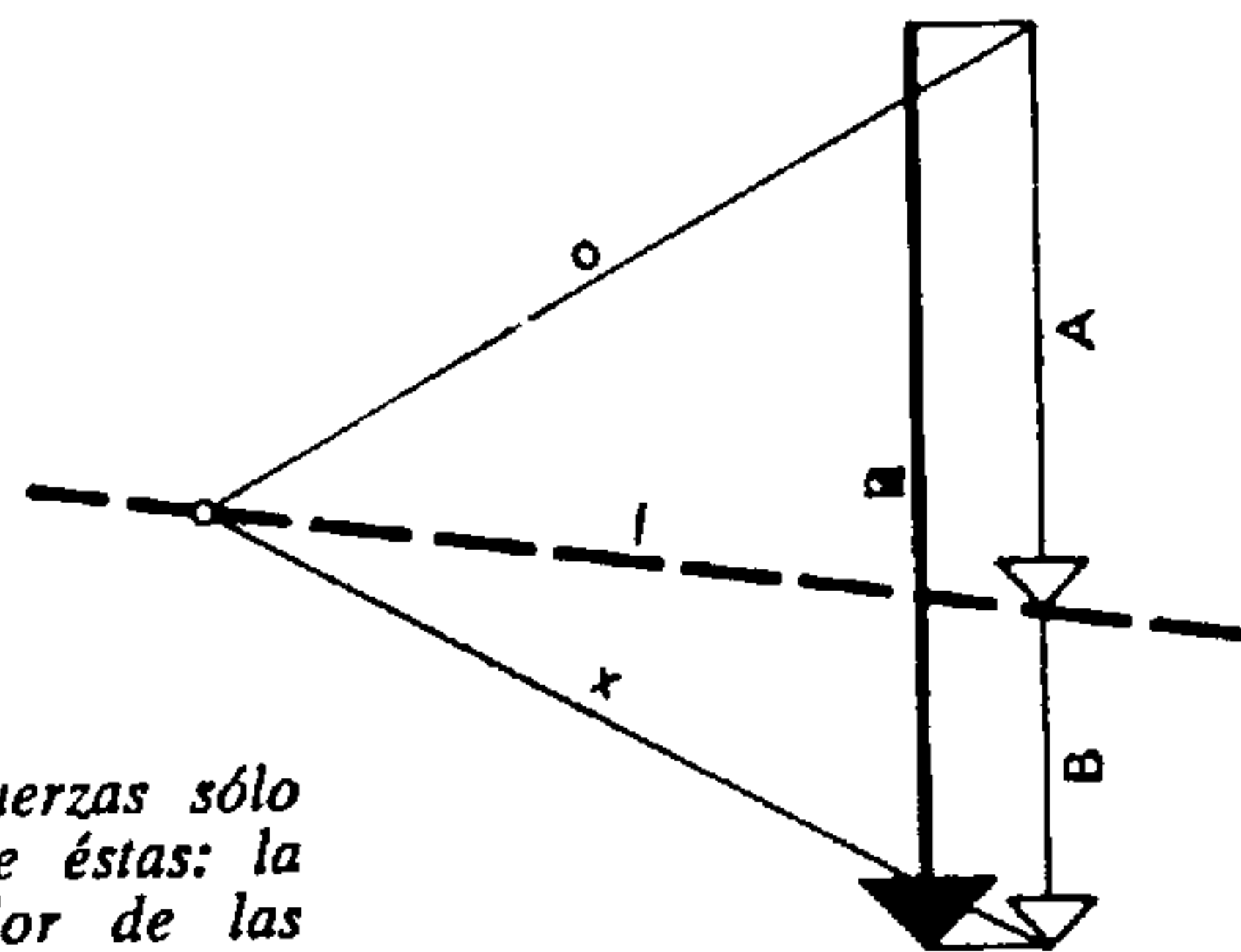


Fig. 733.

El polígono de fuerzas sólo comprende una de éstas: la resultante. El valor de las componentes se determina trazando la línea de cierre del polígono funicular.

Así, pues, por medio de esta línea de cierre, es posible determinar el valor de las reacciones de los apoyos de una viga cuando la carga que actúa es conocida.

Las líneas de acción de las reacciones pasan necesariamente por los puntos de apoyo de la pieza.

Ejercicio: Determinar las reacciones de la viga sobre dos apoyos.

Los radios O y X serán respectivamente el primero y el último del polígono de fuerzas.

Así pues, por su intersección con las líneas *A* y *B* pasa la línea de cierre. Esta última, trazada como hemos visto en el polígono de fuerzas, define los valores respectivos de *A* y de *B*, que representan las reacciones de los apoyos, es decir, las equilibrantes del sistema dado.

Ejemplo: Caso de una viga prolongada en voladizo (figs. 738 y 739).

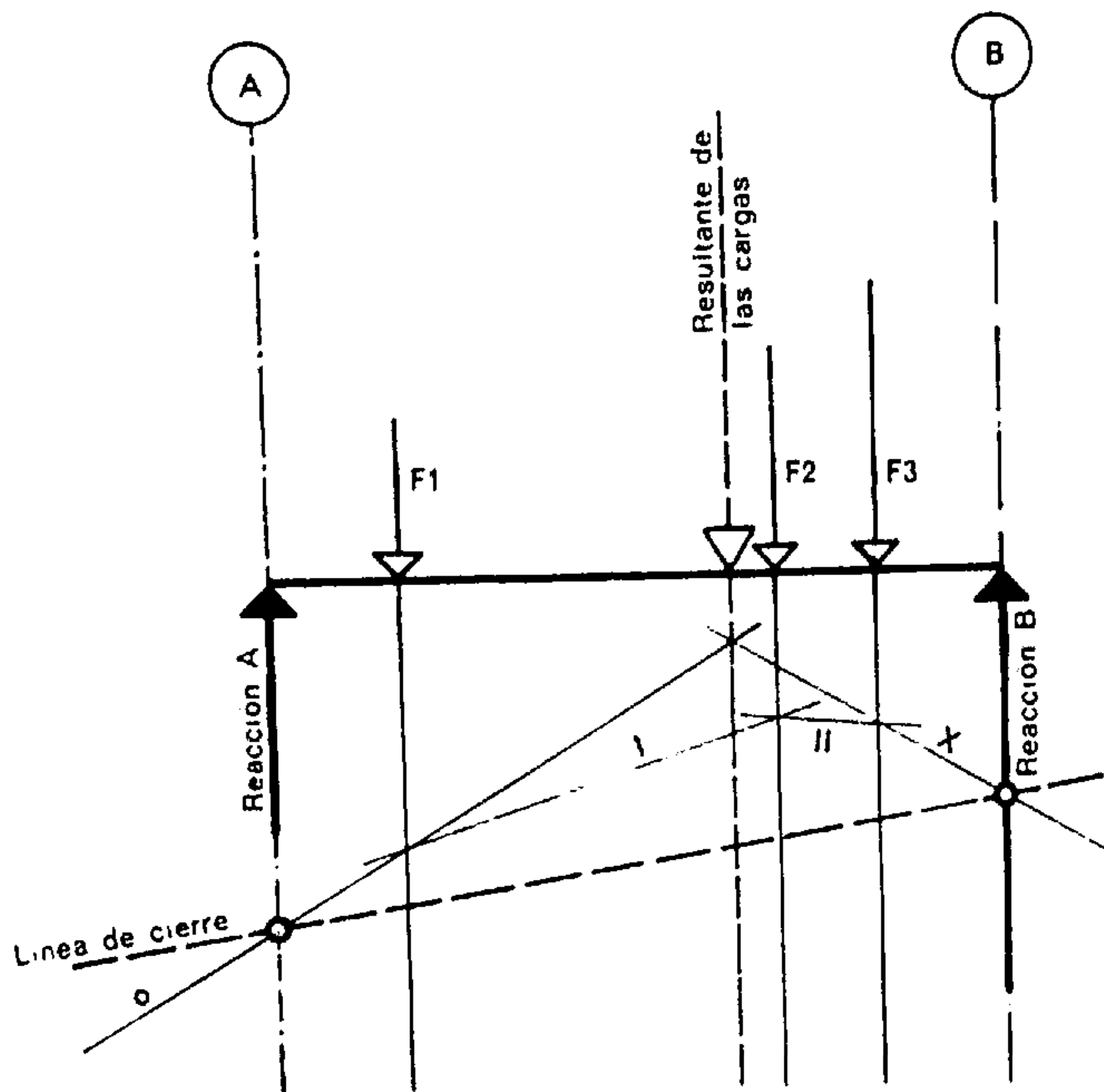


Fig. 734.

Determinación de las reacciones de los apoyos de las vigas simplemente apoyadas en dos puntos. El polígono funicular está trazado sobre la representación de la viga y del emplazamiento de las cargas.

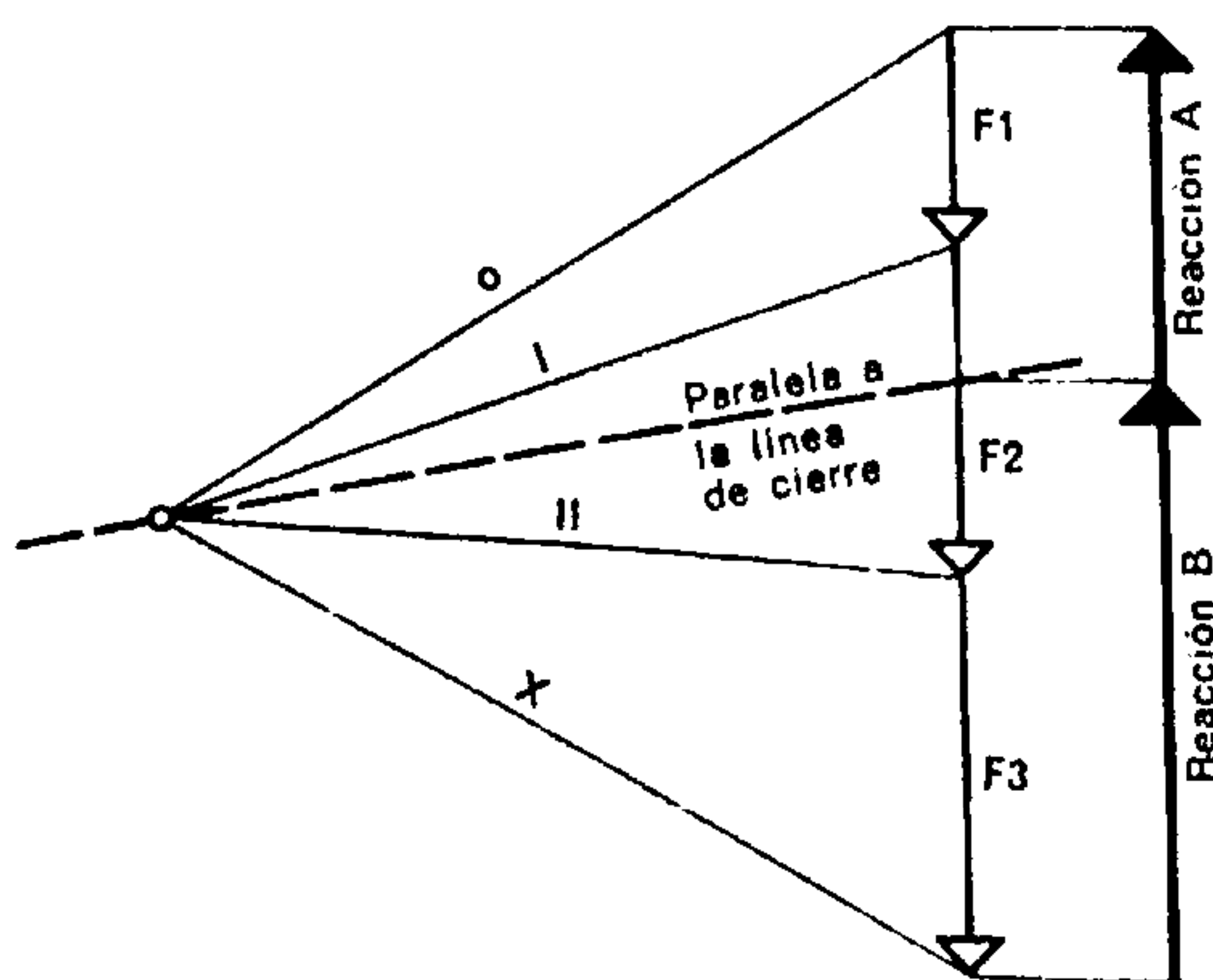


Fig. 735.

*Polígono de fuerzas; la línea de cierre define el valor de *A* y de *B*.*

3.4. CARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS

Las cargas uniformemente repartidas, o cargas que actúan por unidad de longitud, pueden ser, en la determinación gráfica de las reacciones de apoyos, reducidas a su resultante. Esta resultante es considerada luego como una fuerza simple.

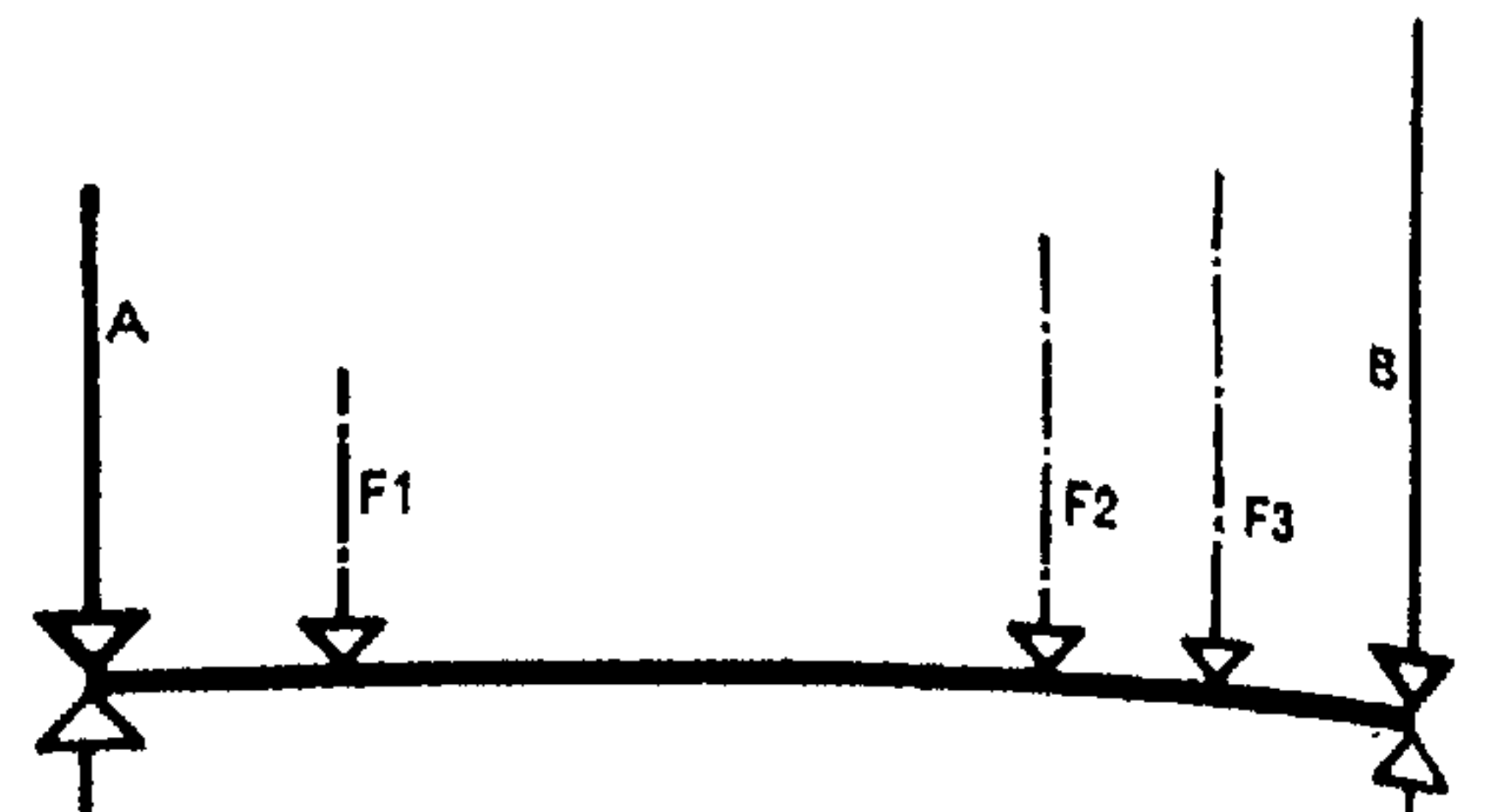


Fig. 736.

*Las fuerzas *A* y *B* reemplazan a las fuerzas *F1*, *F2* y *F3* y actúan sobre las líneas de acción de los apoyos.*

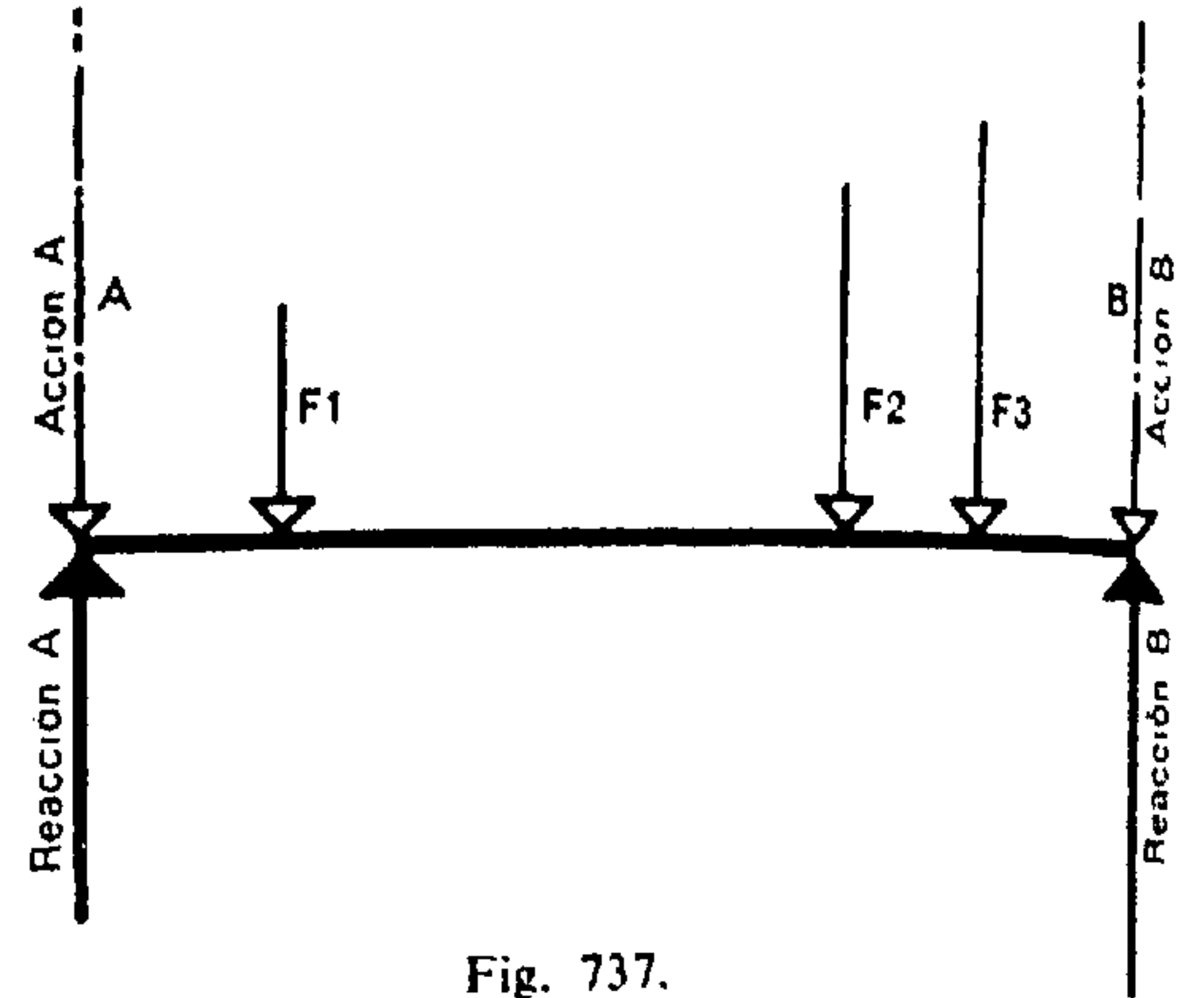


Fig. 737.

*Para que exista equilibrio, es necesario que la reacción sea igual a la acción. La acción *A* determina la reacción *A*; la acción *B* determina la reacción *B*.*

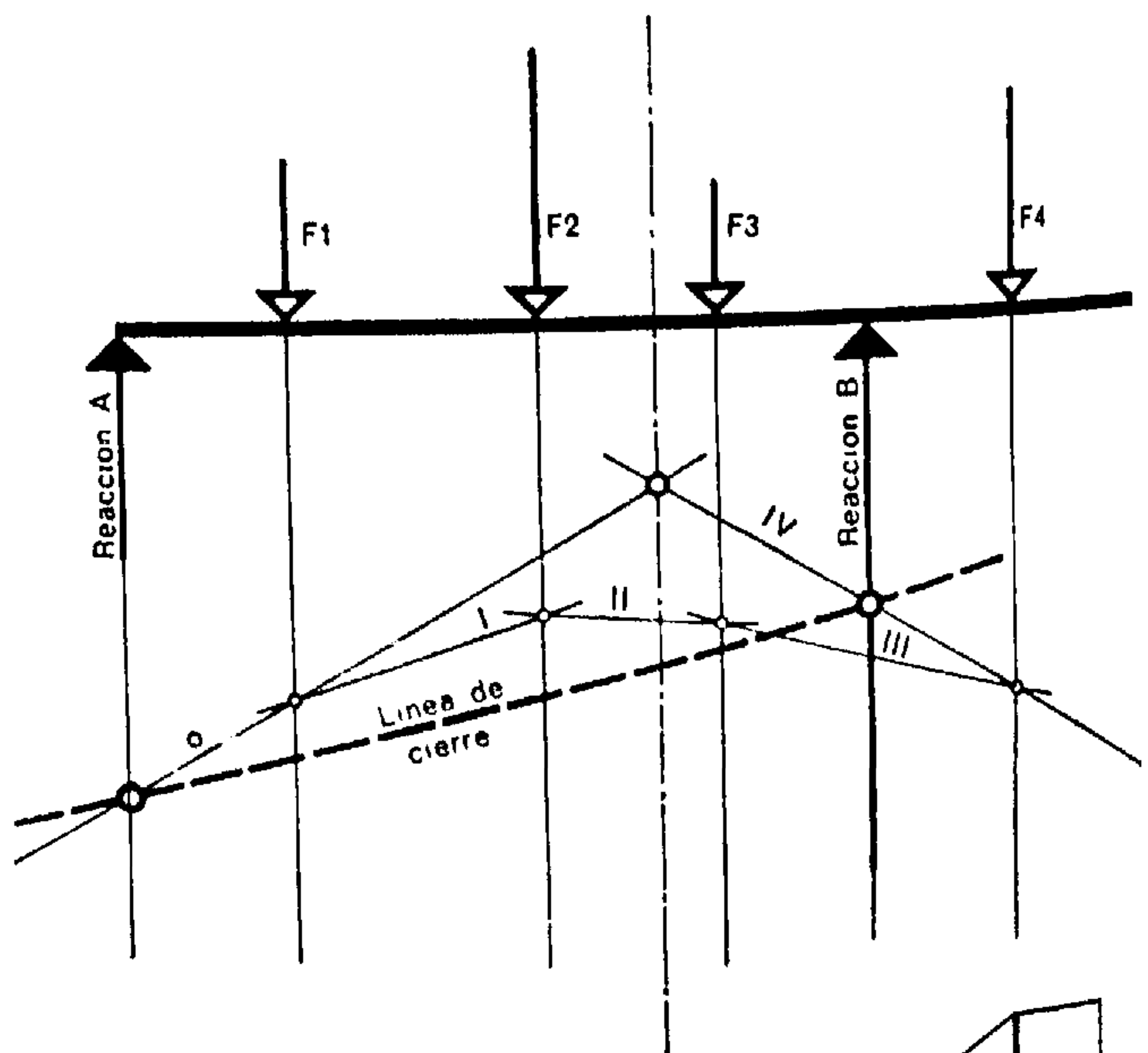


Fig. 738.

*La línea de cierre une la intersección de las líneas de acción de las reacciones de los apoyos con el primero y el último de los radios polares. (Esta observación interesa particularmente al apoyo *B*.)*

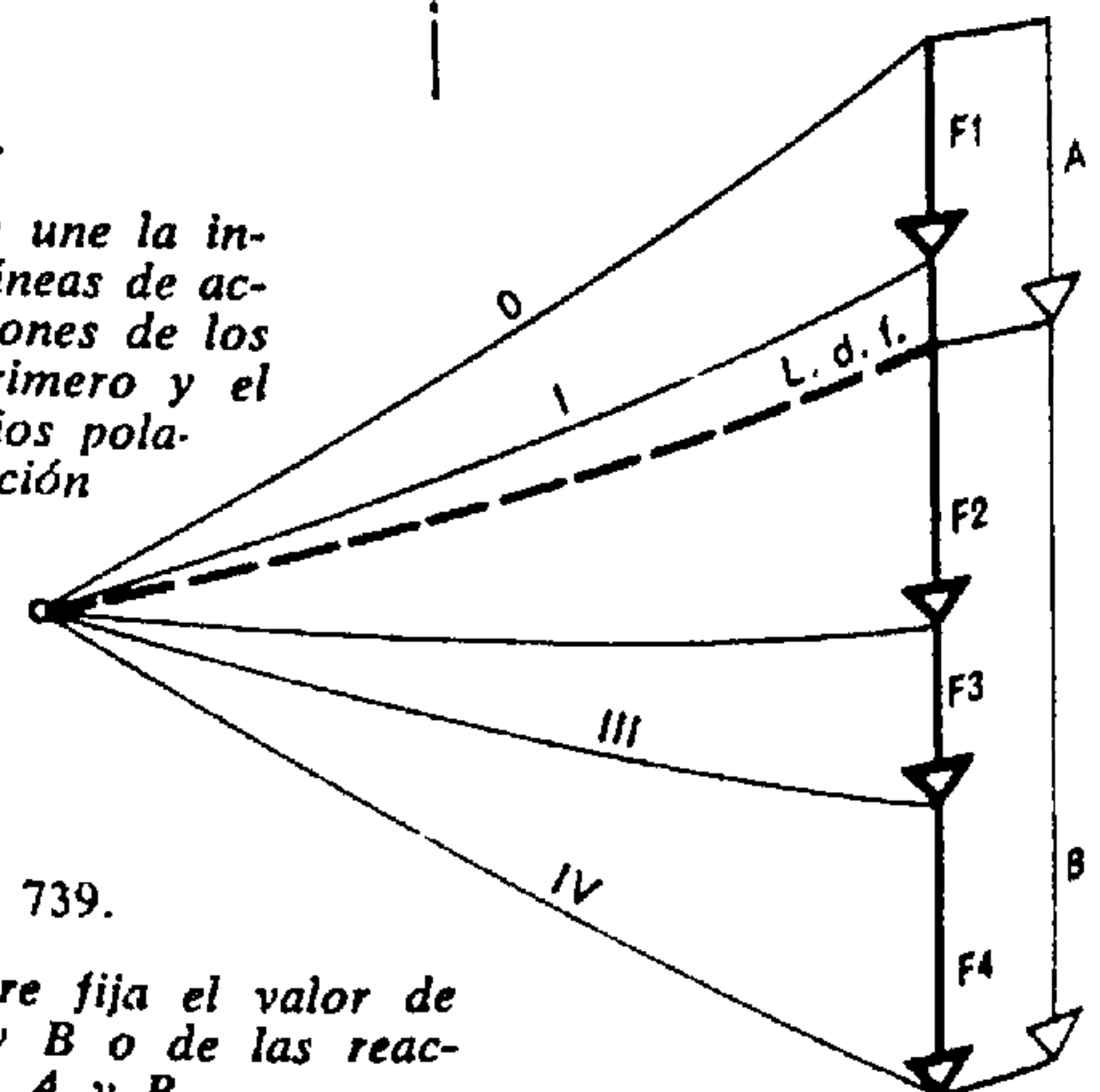


Fig. 739.

*La línea de cierre fija el valor de las acciones *A* y *B* o de las reacciones *A* y *B*.*

El valor de esta resultante es igual a la carga unitaria multiplicada por la longitud de aplicación y su acción se sitúa en el centro de gravedad de la figura que simboliza aquella carga.

Ejemplo: Figs. 740, 741 y 742.

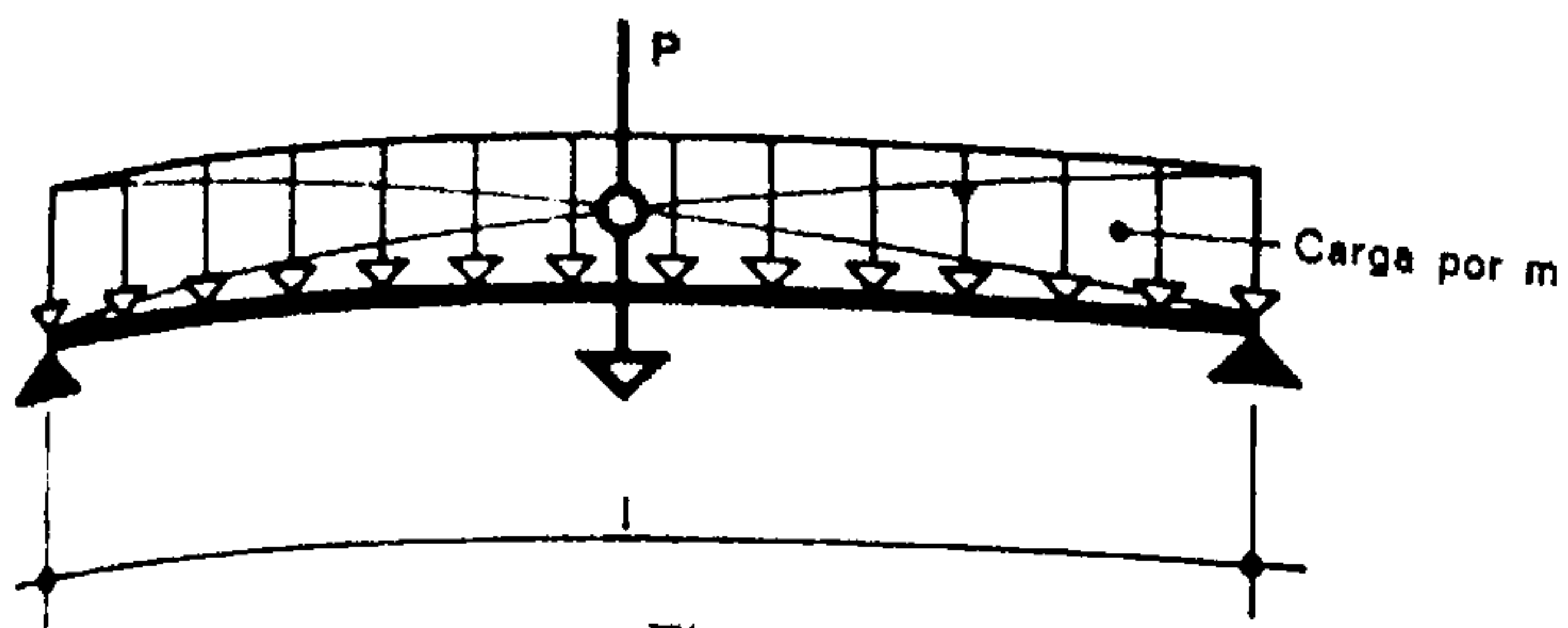


Fig. 740.

Carga uniformemente repartida.

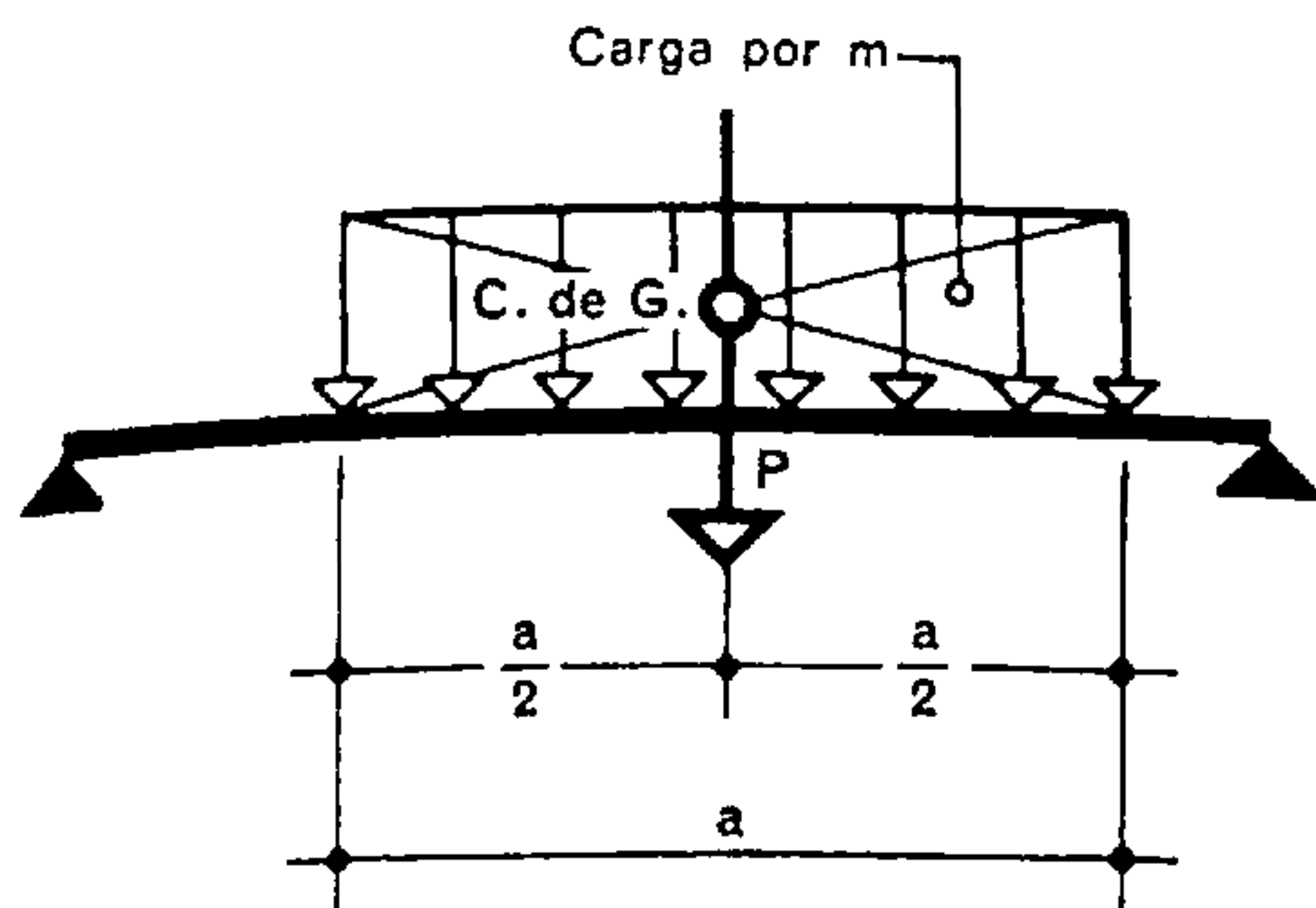


Fig. 741.

Carga parcial uniformemente repartida.

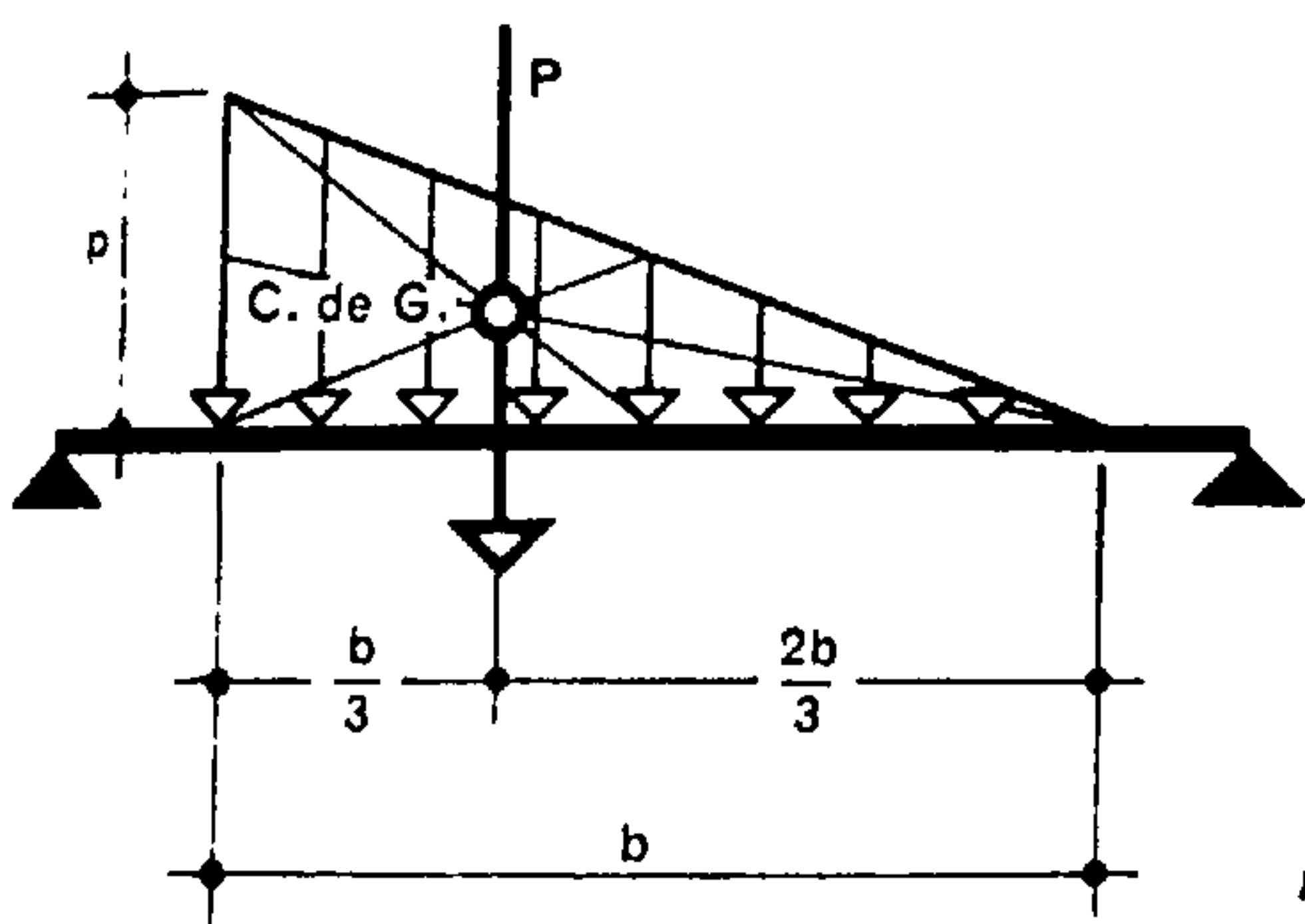


Fig. 742.

Carga triangular repartida.

El hecho de agrupar triángulos para formar vigas y armaduras, constituye un sistema triangulado. Esa agrupación de figuras indeformables realiza un conjunto también indeformable cuyas aplicaciones en las estructuras metálicas o de madera son múltiples.

Estos sistemas, en la mayoría de los casos, se resuelven por la estática gráfica que, con un grado de precisión suficiente, ofrece una solución rápida y segura (control sistemático).

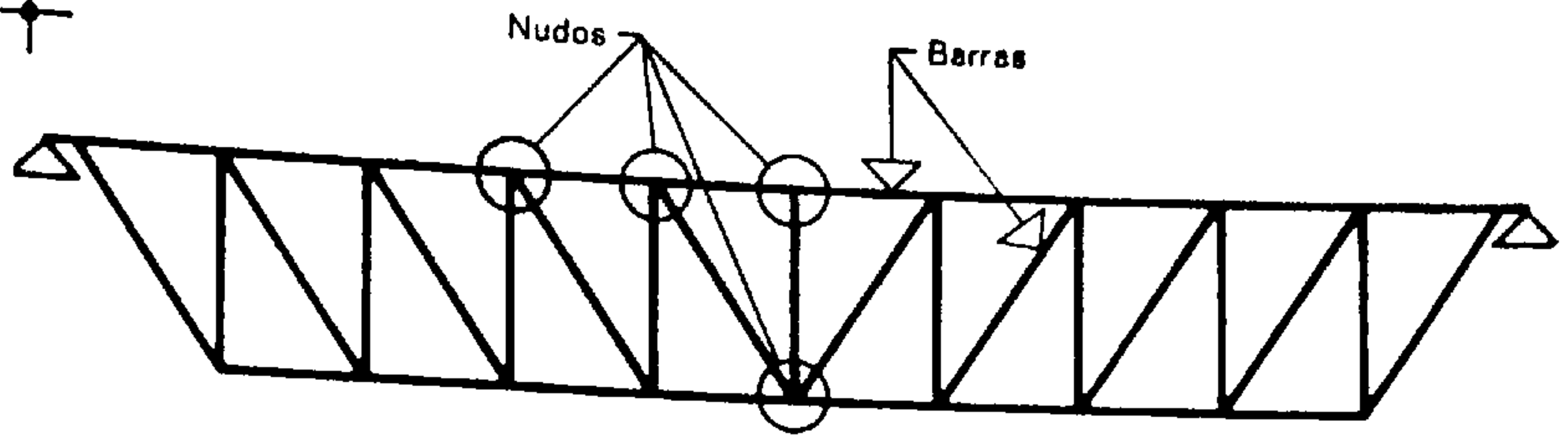


Fig. 744.

Los nudos son los puntos de unión de las barras que componen la celosía.

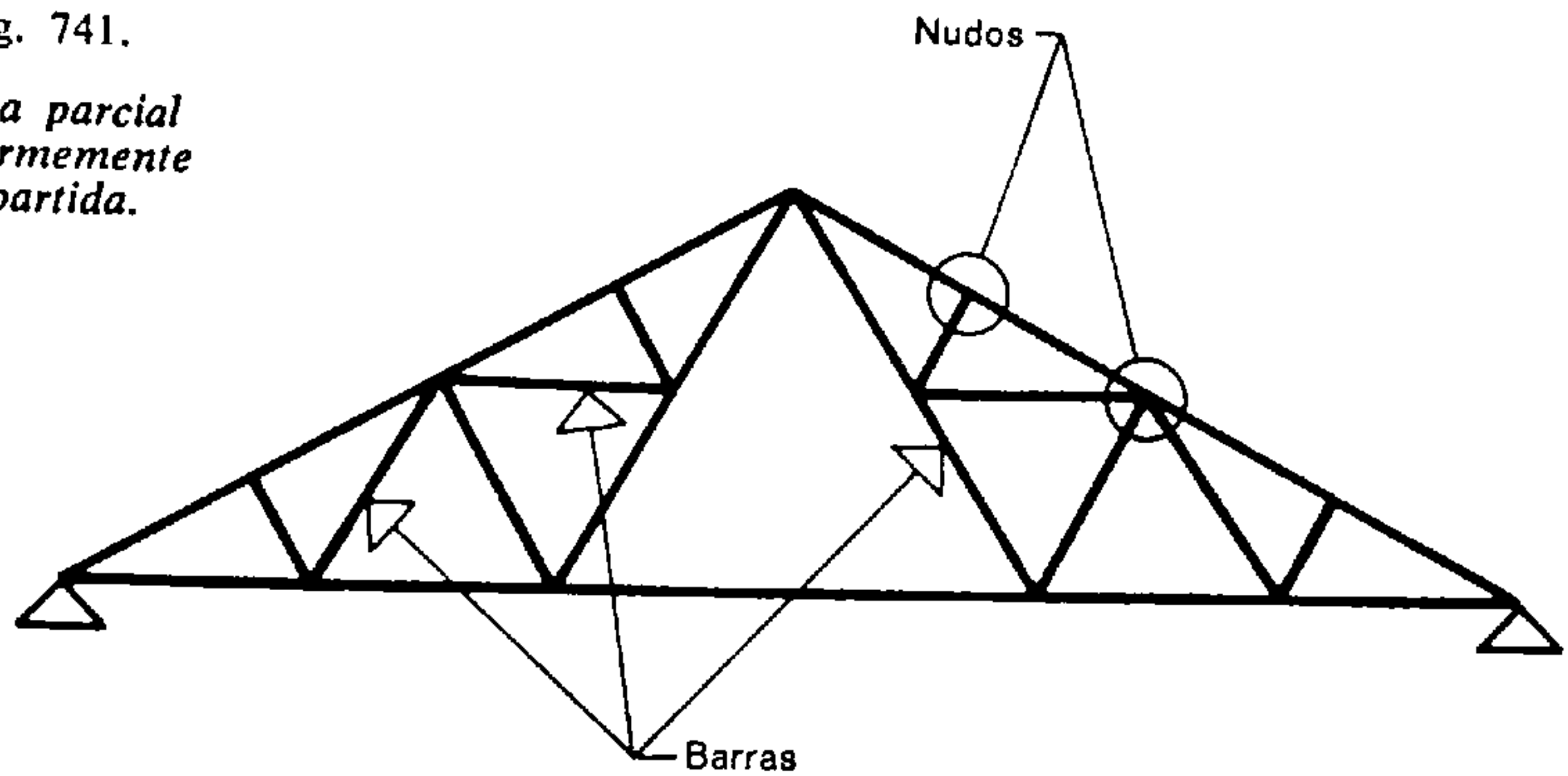


Fig. 745.

El esquema de las barras de una armadura depende de la forma de la cubierta y de la posición de las cargas transmitidas por las correas.

4. ESTUDIO DE LOS SISTEMAS TRIANGULADOS O RETICULADOS. MÉTODO DE CREMONA

4.1. DEFINICIÓN

El triángulo es el único polígono indeformable. En efecto, para hacer variar los ángulos es necesario modificar la longitud de los lados.

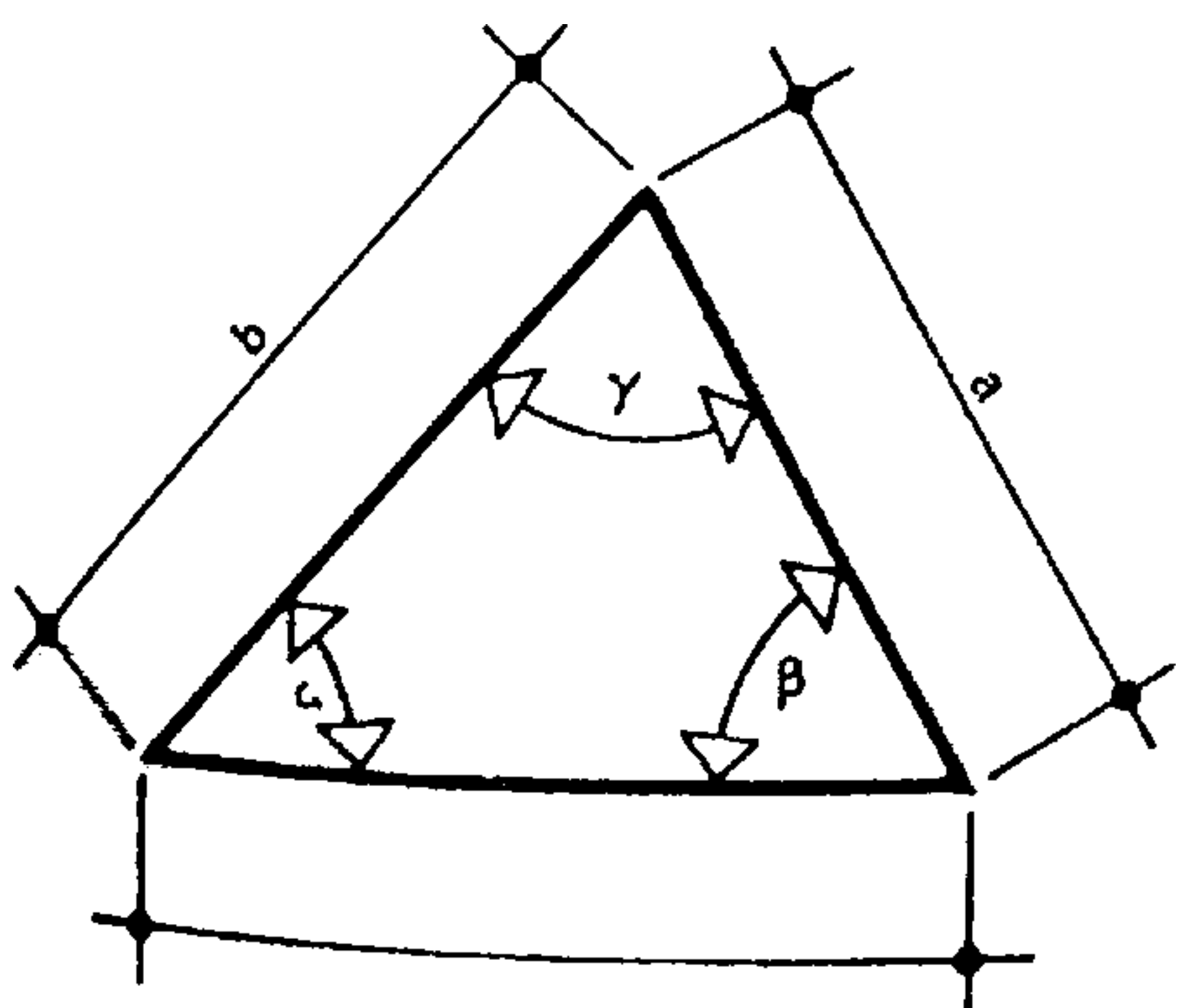


Fig. 743.

Para modificar la longitud de uno de los lados es necesario hacer variar los ángulos.

Los métodos de cálculo gráfico derivan de los principios de base que dejamos expuestos en los párrafos precedentes.

Se llama nudo al punto donde se reúnen varias barras de un entramado.

En el cálculo de los sistemas triangulados, se admiten generalmente las hipótesis siguientes:

- Las barras están reemplazadas por sus ejes (ejes que pasan por los centros de gravedad de las secciones).
- Las barras se suponen articuladas en sus extremos (el nudo se considera como una articulación).

Por otra parte, estas dos hipótesis no alteran el resultado, puesto que el carácter indeformable del sistema no depende de los enlaces de las barras.

Se ha convenido en que el sentido de los esfuerzos de tracción o de compresión existentes en una

barra se represente de acuerdo con el efecto que produce sobre los nudos.

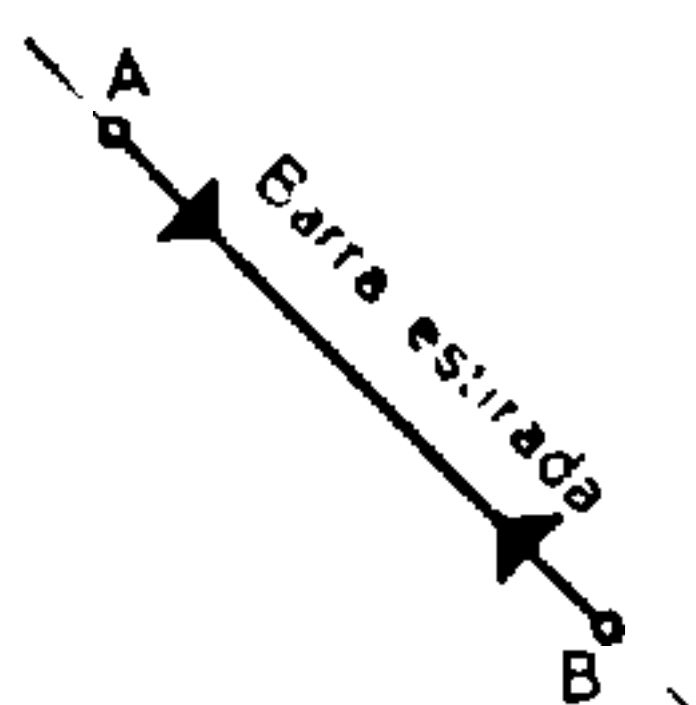


Fig. 746

El nudo A y el nudo B sufren tracción; la barra AB es, pues, barra de tracción o estirada.

N. B. Las flechas mencionan el sentido del efecto provocado sobre los nudos.

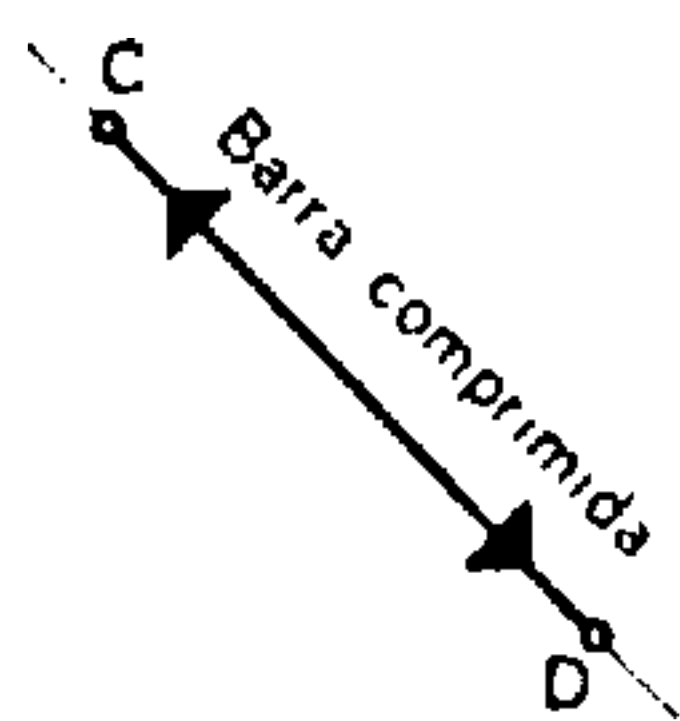


Fig. 747.

Los nudos C y D están comprimidos; la barra CD es, pues, barra de compresión o comprimida.

Las barras que concurren en los nudos de una celosía están sometidas a dos clases de carga:

- El peso propio de las barras mismas (despreciado en los cálculos);
- Los esfuerzos procedentes de las cargas soportadas por el conjunto de la construcción (sobrecargas diversas, peso propio de los elementos soportados, de la pieza triangulada, etc.).

Las barras de una celosía transmiten al nudo la carga que soportan.

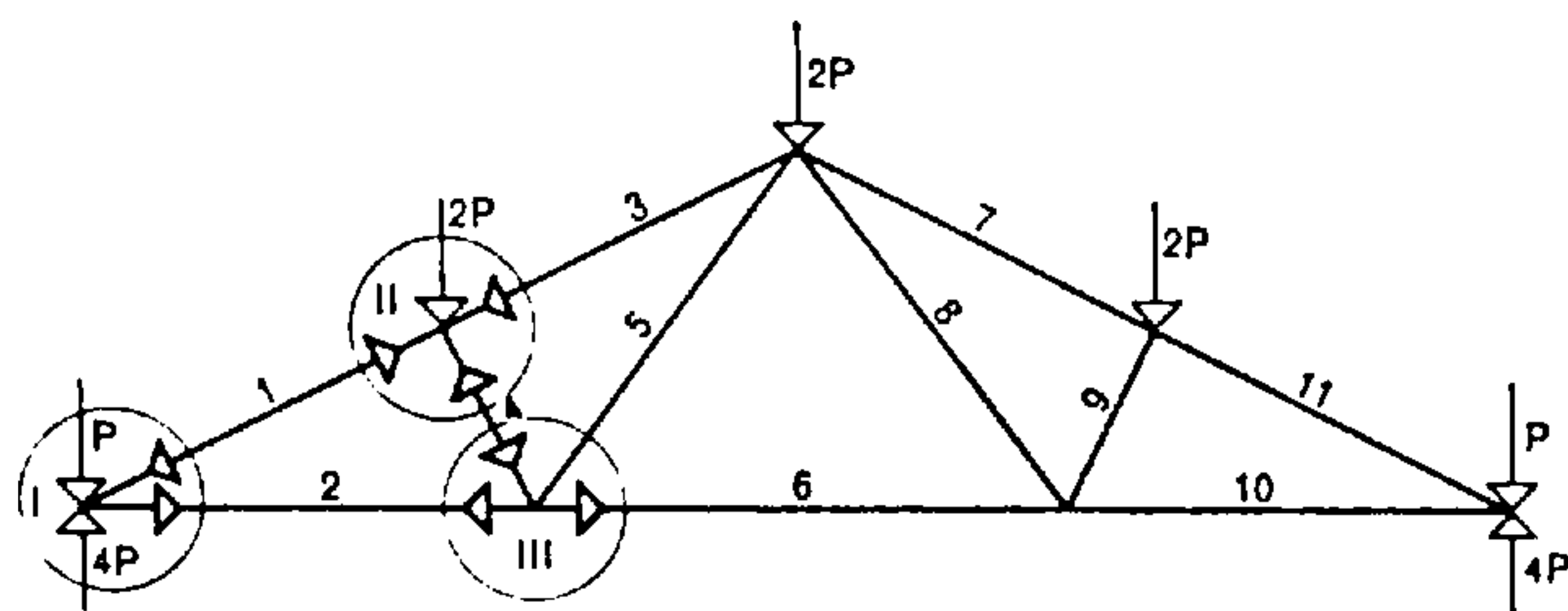


Fig. 748.

Sobre la montea de la obra se numeran las barras. Luego, en cada nudo, y tomando sucesivamente cada fuerza, girando en el sentido de las agujas del reloj, se busca el equilibrio del nudo mediante un polígono de fuerzas.

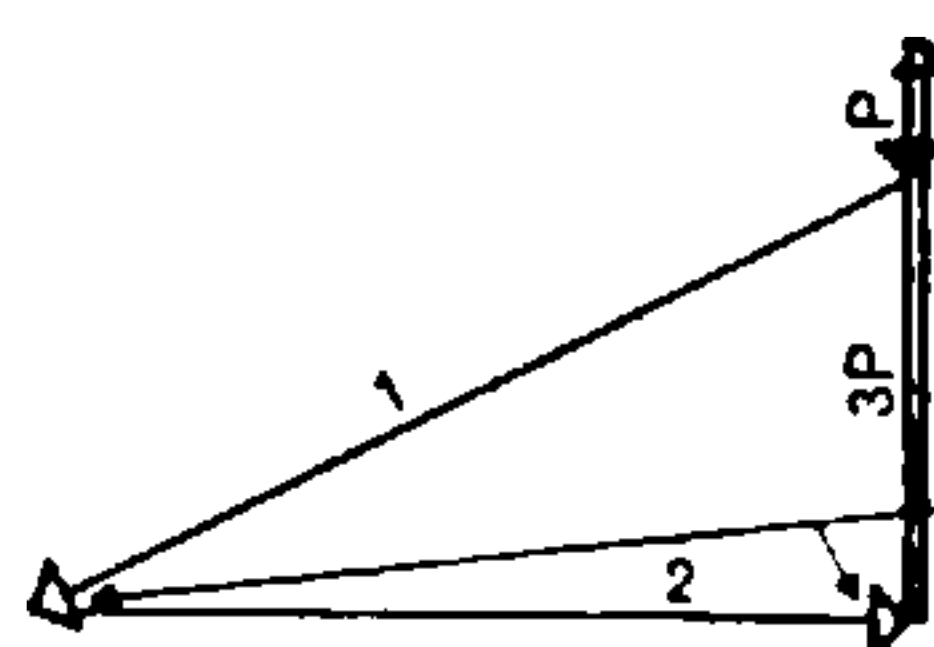


Fig. 749.

Equilibrio de las fuerzas en el nudo I.

Acción sobre el nudo I

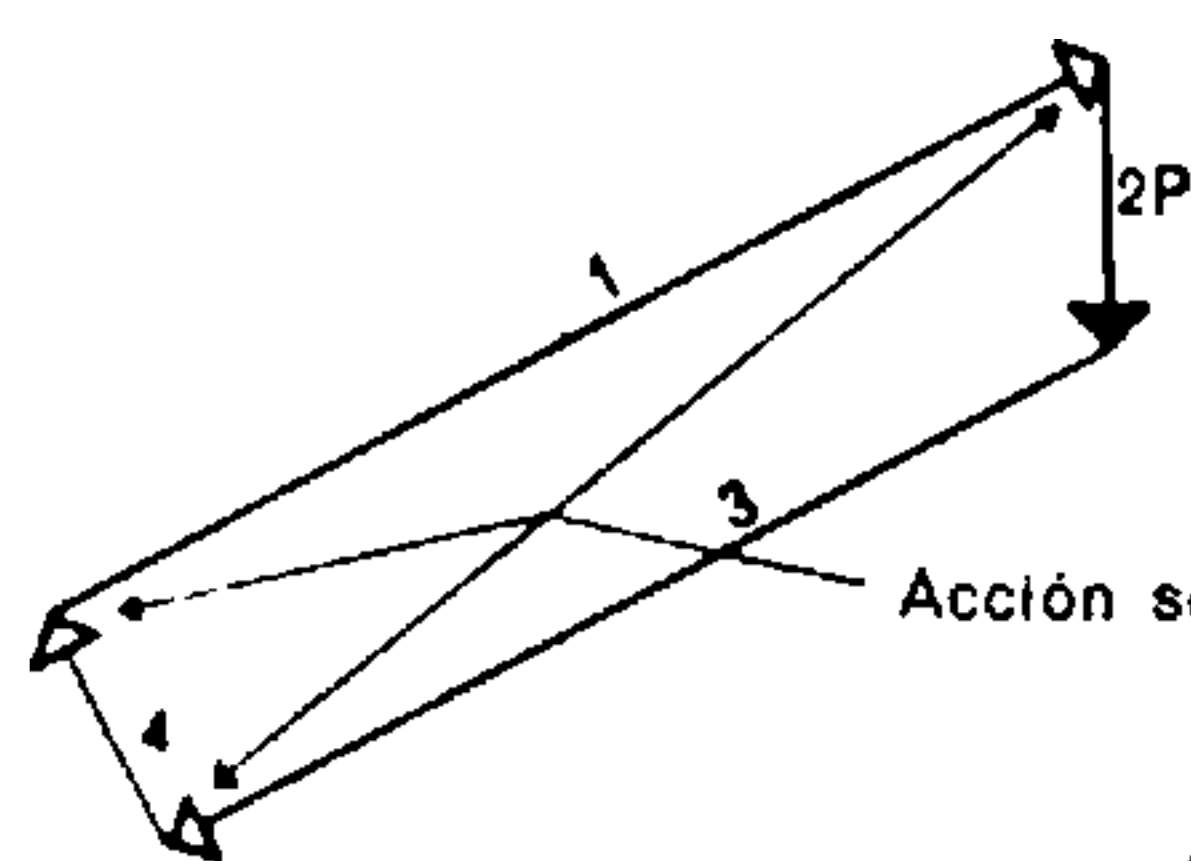


Fig. 750.

Equilibrio de las fuerzas en el nudo II.

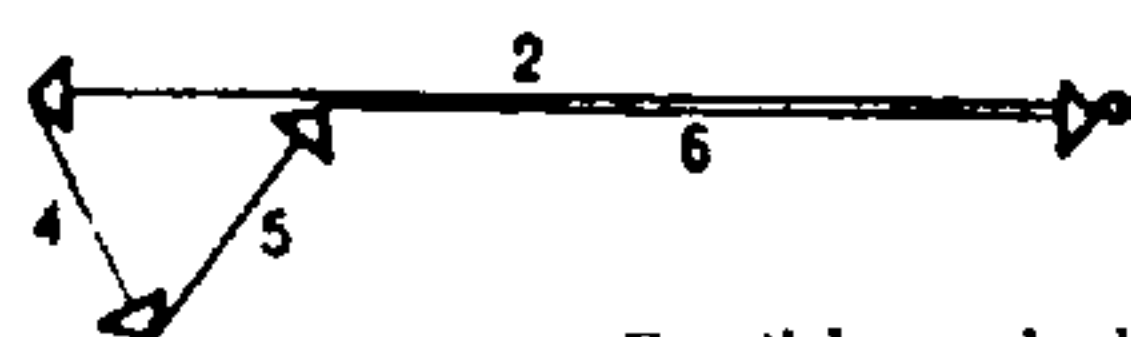


Fig. 751.

Equilibrio de las fuerzas en el nudo III.

Observación: Cada fuerza determinada se vuelve a tomar, en sentido inverso, en el nudo siguiente. Las flechas indican el sentido de la acción de cada barra sobre el nudo que la recibe.

El método gráfico de Cremona permite determinar la distribución de esfuerzos en las barras mediante un diagrama sencillo.

Este método es el más empleado en los casos corrientes. Su principio consiste en descomponer las fuerzas dadas en dos fuerzas cuyas direcciones vienen proporcionadas por las posiciones de las barras del sistema.

Es, pues, conveniente comenzar esta descomposición por un nudo que sólo contenga dos barras. Partiendo de ese nudo, las fuerzas exteriores (reacción de apoyos, cargas, etc.) se descomponen en dos fuerzas que actúan sobre el eje de las barras.

Pasando al nudo siguiente, en el que se reúnen tres barras, se descomponen las fuerzas que actúan según las dos direcciones de las nuevas barras halladas. A continuación es ya posible pasar a un nudo de 4 barras, puesto que dos de ellas son conocidas y dos desconocidas.

Basta, pues, tomar sistemáticamente cada nudo y determinar sucesivamente el valor de las dos barras nuevas.

Ejemplo: Figs. 752 y 753.

El diagrama de Cremona reúne los gráficos de descomposición efectuados en cada nudo, lo cual

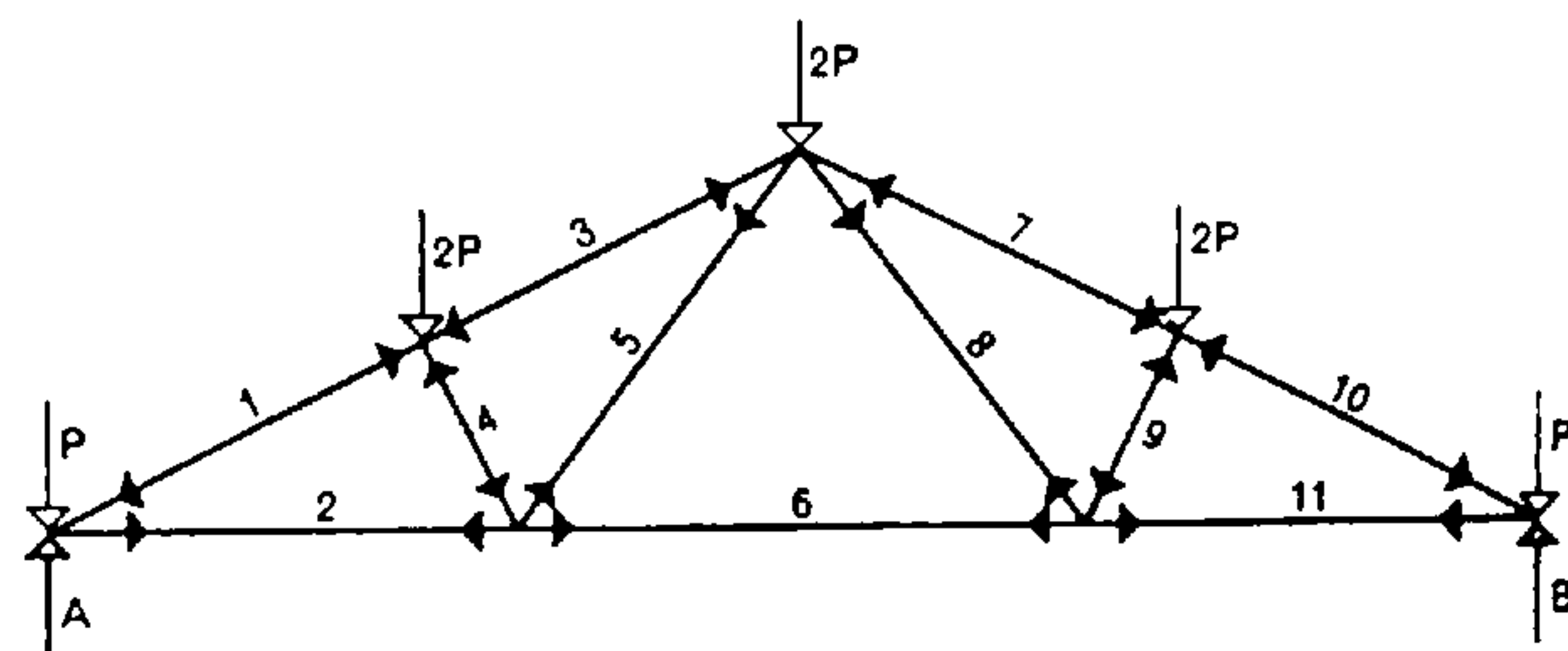


Fig. 752.

Sobre el esquema de la armadura se trazan sucesivamente las indicaciones del sentido de la acción de cada barra sobre el nudo que la recibe.

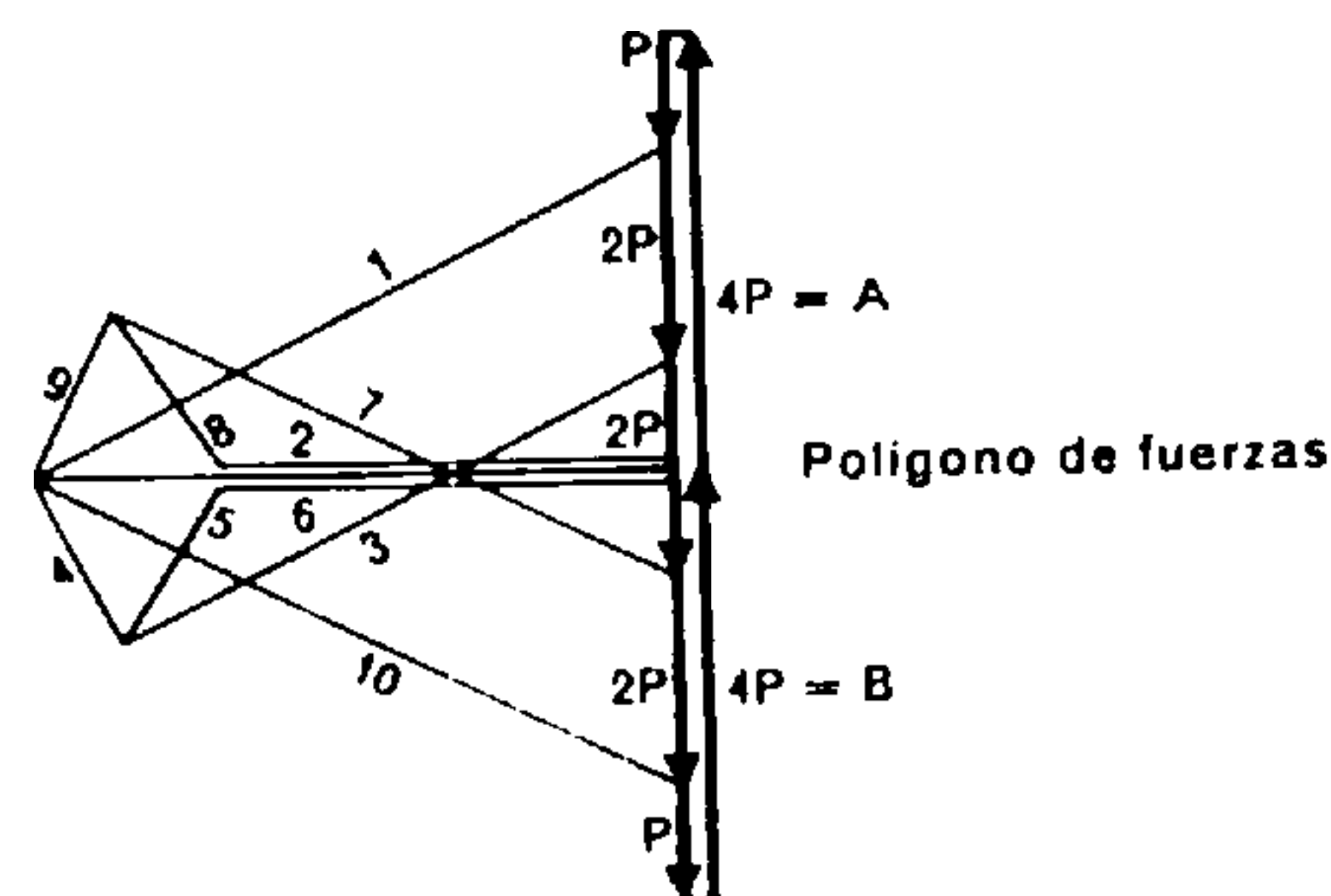


Fig. 753.

Gráfico de Cremona

Cada barra debe ser considerada dos veces, en sentido inverso. El polígono general debe quedar cerrado, con lo cual se tiene un control del cálculo.

constituye una simplificación y un control. Una simplificación, puesto que el valor de las fuerzas determinadas se emplea, sin traslado, en el polígono siguiente, y un control porque los polígonos se han de cerrar.

Observación: En cada nudo, las fuerzas y las barras deben tomarse sucesivamente girando siempre en el mismo sentido.

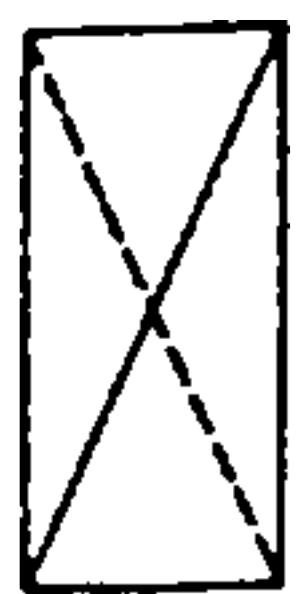
El sentido de la fuerza en el polígono de fuerzas indica la transmisión del esfuerzo sobre el nudo considerado.

Es evidente que al considerar el nudo próximo, al otro extremo de la barra, la fuerza debe tomarse en sentido inverso en el recorrido del polígono de fuerzas.

Ejemplos: Determinación, por el método de Cremona, de los esfuerzos que actúan en los sistemas triangulados.

Para cada caso de carga se realiza un gráfico de Cremona. (Para las armaduras es preciso considerar: el peso propio, la cubierta, etc., la nieve sobre las dos vertientes, la nieve sobre una sola vertiente o el viento tanto en presión como en aspiración.) Confrontando en un cuadro los valores hallados para cada barra (con su signo) se pueden determinar los valores más desfavorables que son los que deberán hacerse intervenir en el dimensionado del sistema.

Fig. 754.



Triangulación de arriostramiento en forma de cruz de San Andrés

Para simplificar los cálculos se prescinde de la presencia de una de las diagonales.

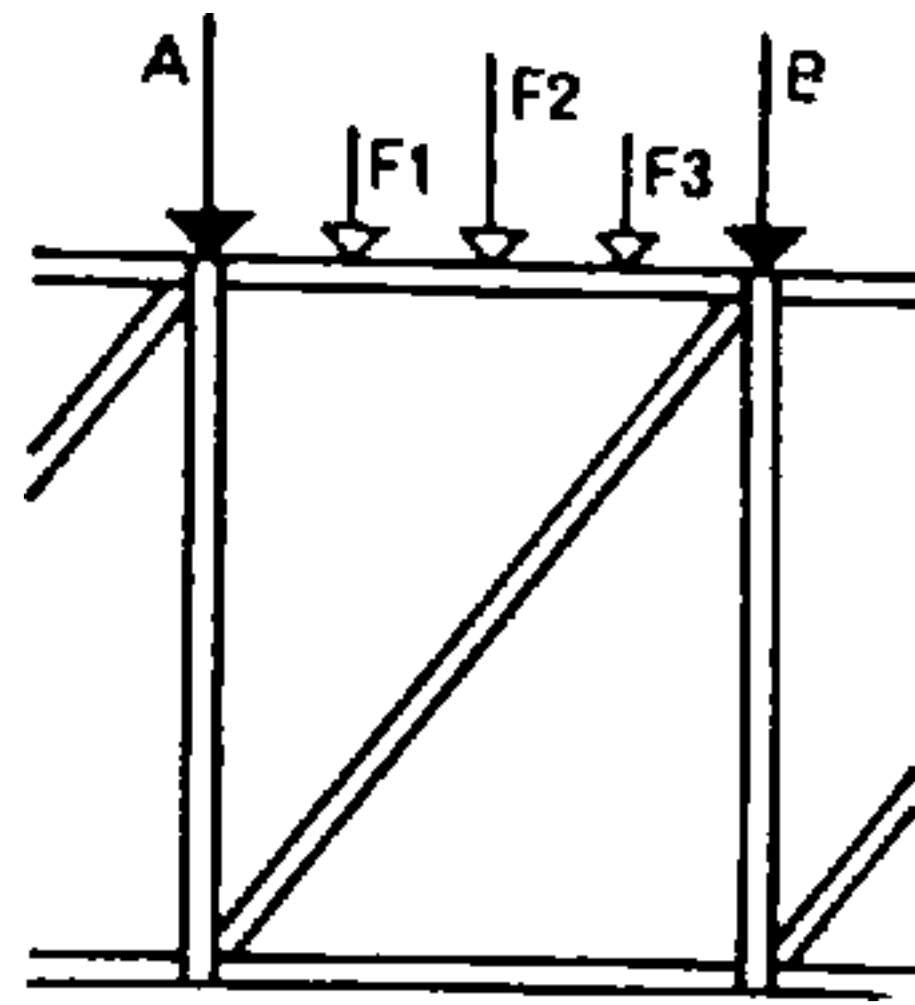


Fig. 755.

A y B reemplazan a las fuerzas F1, F2 y F3.

4.2. CASOS PARTICULARES

La triangulación en forma de aspas, empleada por ejemplo para los arriostramientos, constituye un sistema hiperestático. Prácticamente, en tal caso se desprecia la diagonal teóricamente comprimida para no

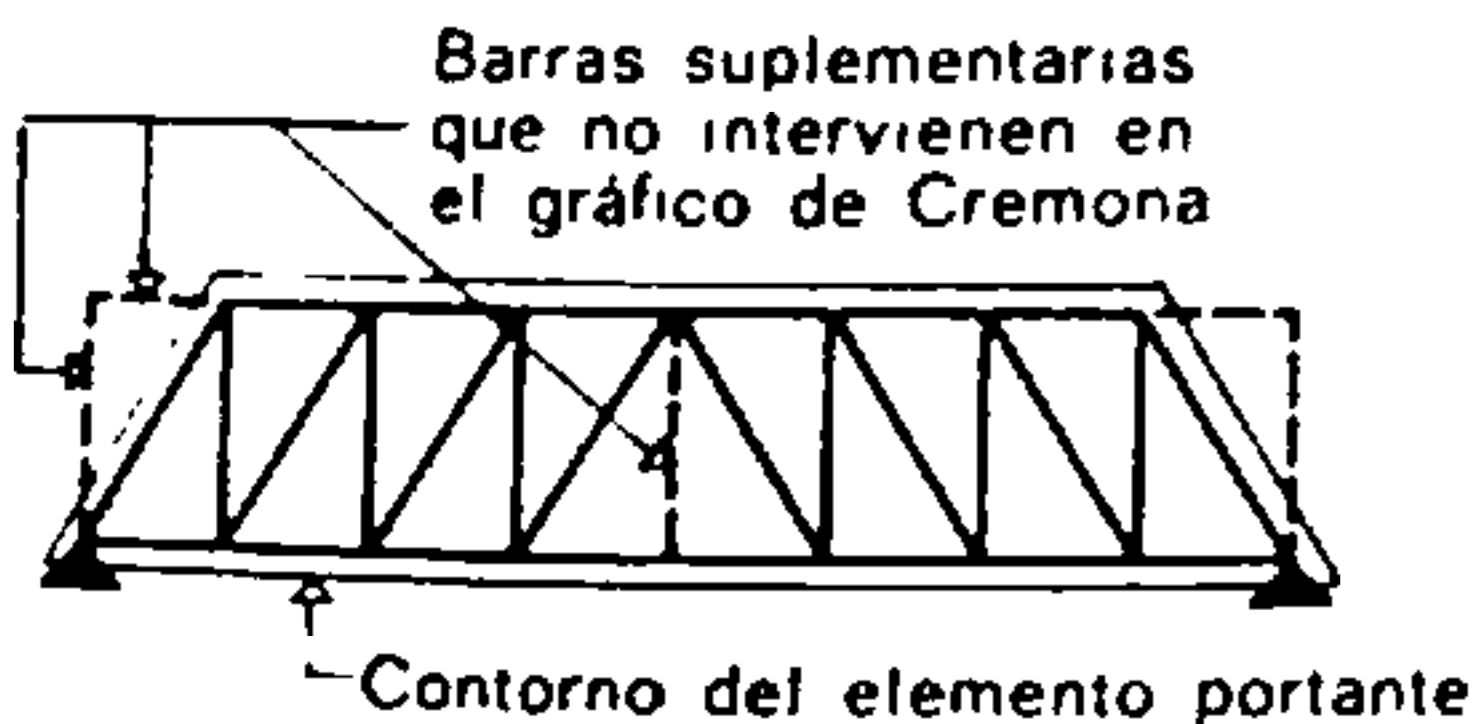


Fig. 756.

Algunas barras no desempeñan ningún papel portante en el conjunto triangulado.

considerar más que la que absorbe el esfuerzo de tracción. Considerando una inversión del esfuerzo ejer-

cido, la primera diagonal despreciada pasa, a su vez, a ser objeto de tracción.

Cuando las fuerzas exteriores no actúan sobre los nudos se transforman en reacciones de apoyos que actúan en los nudos. Las barras así cargadas reciben, además del esfuerzo transmitido a la celosía, esfuerzos de flexión traducidos por fuerzas de tracción y de compresión que deben ser tenidas en cuenta al dimensionar.

Algunas de las barras de ciertas celosías carecen de función portante. En tal caso, no intervienen en el gráfico de Cremona.

5. RECTA DE CULMANN

Determinados sistemas no pueden resolverse por medio de las soluciones clásicas examinadas hasta ahora.

Puede citarse, por ejemplo, el caso de la descomposición de una fuerza según tres direcciones no paralelas.

El trazado de la recta de Culmann permite salvar este escollo. Dicha recta no es otra cosa que una resultante parcial ficticia.

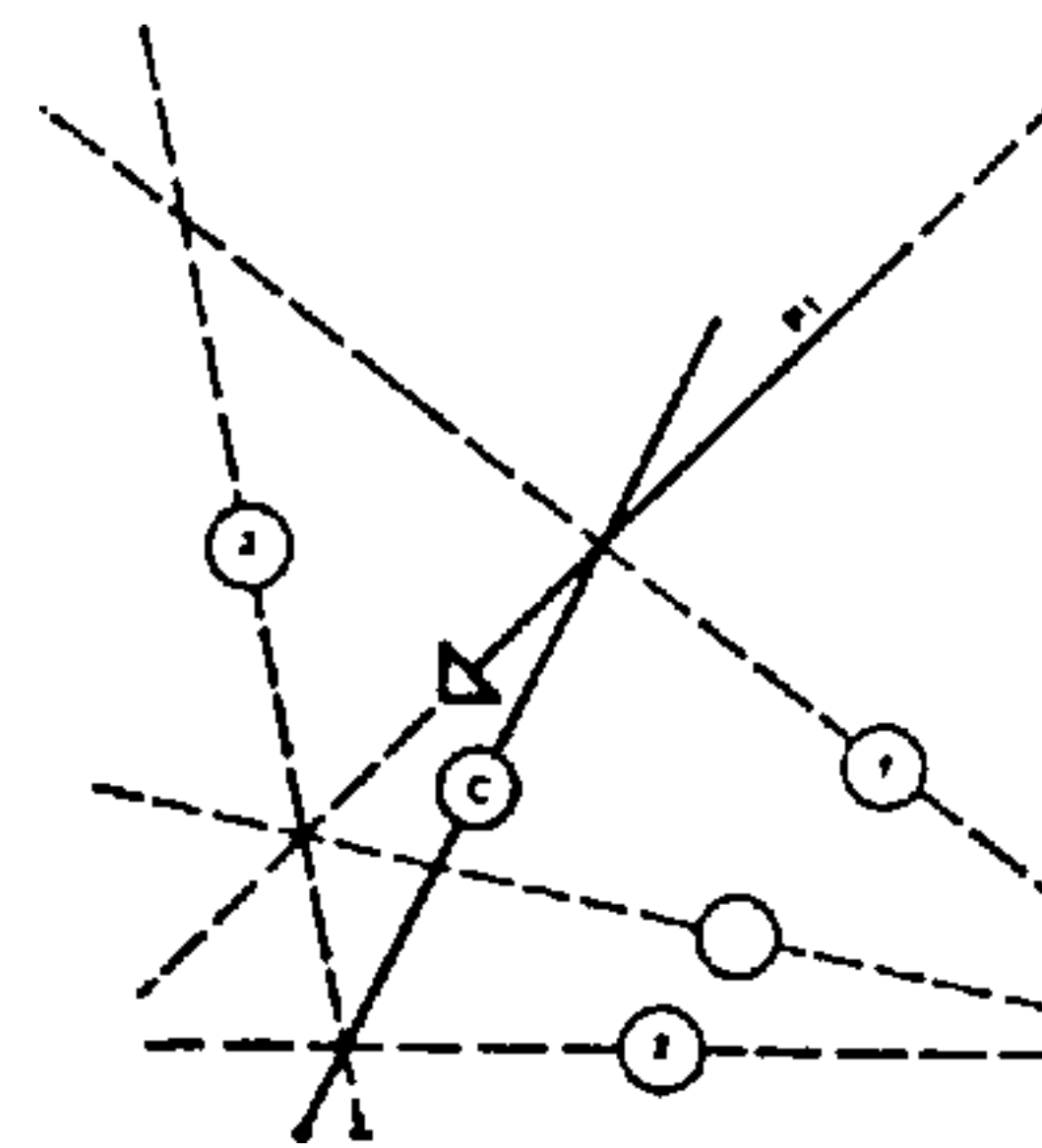


Fig. 757.

Descomposición de una fuerza según tres direcciones cualesquiera no paralelas.

La recta auxiliar de Culmann $\odot$ permite resolver este problema.

Existe otra solución con el empleo de la recta $\odot$.

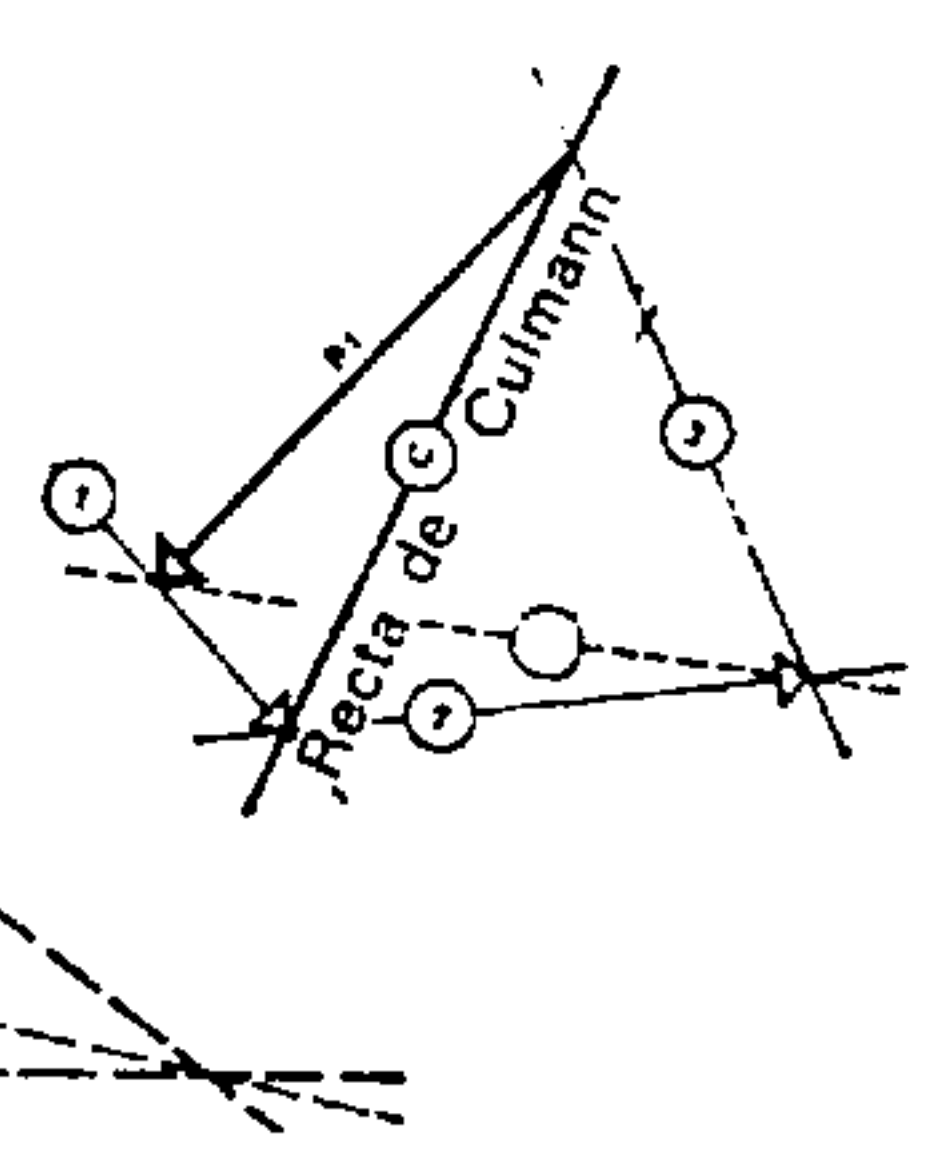


Fig. 758.

La recta de Culmann $\odot$ une la intersección de la fuerza considerada con una de las líneas de fuerza en la intersección de las otras dos líneas de fuerza.

Ejemplo: Supongamos que hay que descomponer una fuerza dada en tres direcciones cualesquiera.

Existen dos soluciones, una con la recta de Culmann $\odot$ y otra con el trazado $\odot$.

Este sistema constituye un caso particular que aparece en ciertos casos de armaduras.

ESTÁTICA ANALÍTICA

6. LAS PALANCAS

Se denomina *momento* el producto de una fuerza por su brazo de palanca, con relación a un punto escogido.

El momento de F con relación a A vale:

$$M_A = F \cdot a$$

Esta expresión del momento queda puesta en evidencia por las palancas.

La unidad de un momento es:

$$\text{peso} \cdot \text{longitud} = \text{kg} \cdot \text{cm}; \text{ t} \cdot \text{m}, \text{ etc.}$$

Considerando una palanca, se comprueba que: el peso P actuando a la distancia a del apoyo A tiende a hacer girar la palanca en el sentido M_1 :

$$M_1 = P \cdot a$$

Para equilibrar el momento M_1 , es preciso aplicar

$$M_1 = F \cdot a$$

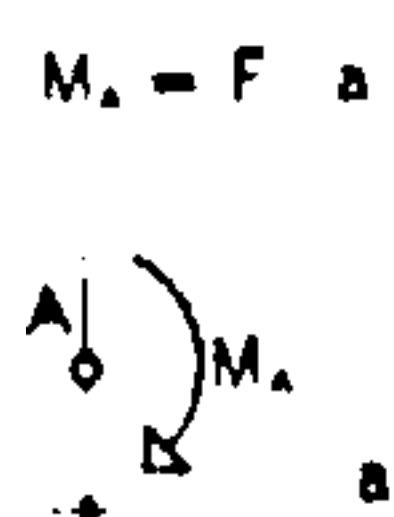


Fig. 759.

Momento de una fuerza con relación a un punto A.

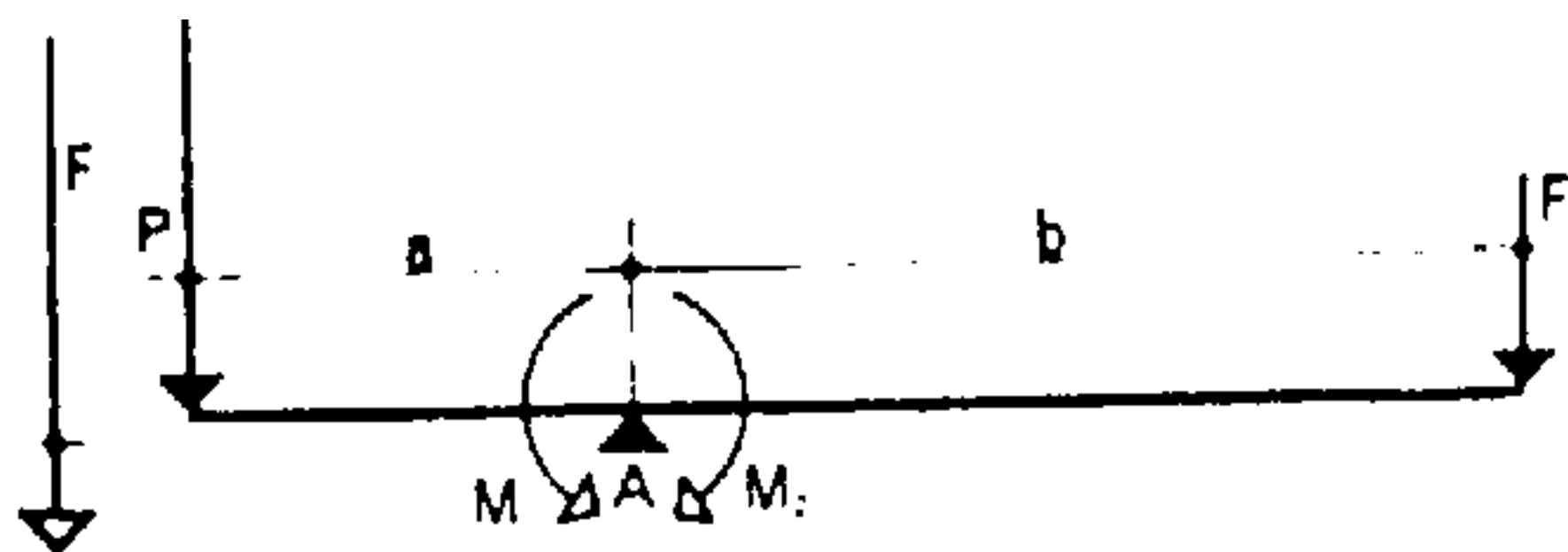


Fig. 760.

M_1 y M_2 deben ser iguales para que la viga esté en equilibrio.

$$M_1 = M_2, \text{ de donde } P \cdot a = F \cdot b.$$

un momento equivalente sobre la otra parte de la palanca, o sea M_2 .

$$M_2 = F \cdot b$$

en donde $M_1 = M_2$ y por tanto $P \cdot a = F \cdot b$.

El examen de esta última igualdad conduce a las consideraciones siguientes:

Si P es mayor que F es preciso que b sea mayor que a para que pueda realizarse la igualdad de los momentos.

Este principio de reducción y de amplificación de los esfuerzos y de la igualdad de momentos se presta a numerosas aplicaciones, la balanza entre ellas.

Ejercicio: Determinar el peso del elemento que, colocado a 30 cm del punto de apoyo, queda equilibrado por un peso de 12 kg que actúa a 1,40 m del apoyo.

$$P \cdot a = F \cdot b \quad \text{o sea: } P \cdot 0,3 = 12 \cdot 1,40$$

$$P = \frac{F \cdot b}{a} \quad P = \frac{12 \cdot 1,4}{0,3}$$

$$P = 56 \text{ kg.}$$

7. REACCIÓN DE APOYO DE LAS VIGAS SIMPLES

Consideremos una viga sobre dos apoyos cargada por una fuerza vertical P .

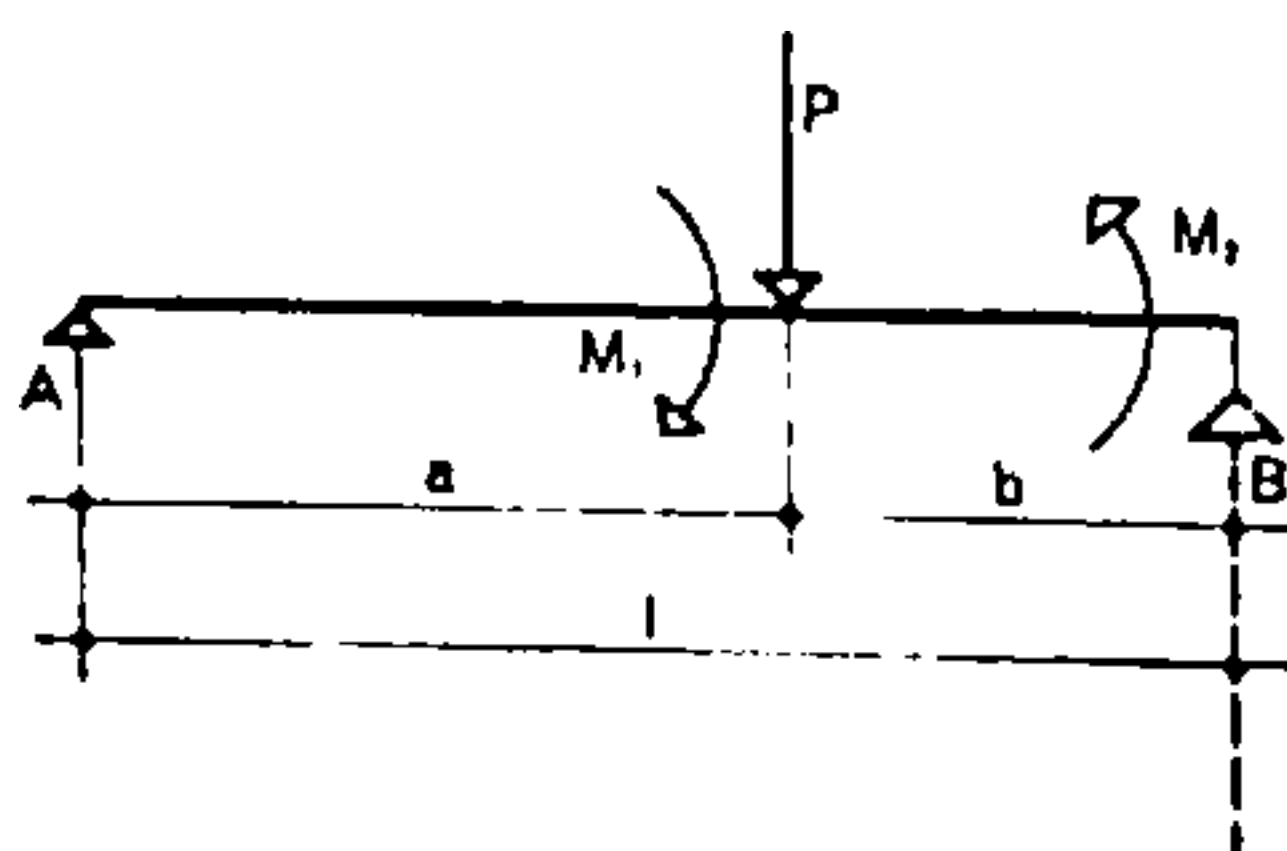


Fig. 761.

Reacción de los apoyos de una viga simple

Con relación al apoyo A: $M_1 = P \cdot a$
 $M_2 = B \cdot l$

Para que se realice el equilibrio, es preciso que $M_1 = M_2$

$$\text{o sea: } P \cdot a = B \cdot l,$$

$$\text{de donde: } B = \frac{P \cdot a}{l}.$$

El mismo razonamiento con relación al apoyo B nos dará:

$$A = \frac{P \cdot b}{l}.$$

Suprimamos el apoyo B durante unos instantes. La viga tiene tendencia a girar en torno del apoyo A; tal tendencia tiene un valor producido por la carga P y su brazo de palanca a .

$$M_1 = P \cdot a.$$

Para oponerse a este movimiento y restablecer el equilibrio de la viga considerada, conviene aplicar una fuerza B (reacción del apoyo) proporcional a su distancia del apoyo A. El esfuerzo producido por M_2

$$M_2 = B \cdot l$$

debe ser igual al valor del momento producido por la carga M_1 .

Tenemos, pues:

$$M_1 = M_2, \text{ o sea: } P \cdot a = B \cdot l$$

de la cual se deduce la reacción del apoyo

$$B = \frac{P \cdot a}{l}$$

El mismo razonamiento efectuado con relación al apoyo B (suprimiendo el apoyo A) permite determinar el valor de la reacción A.

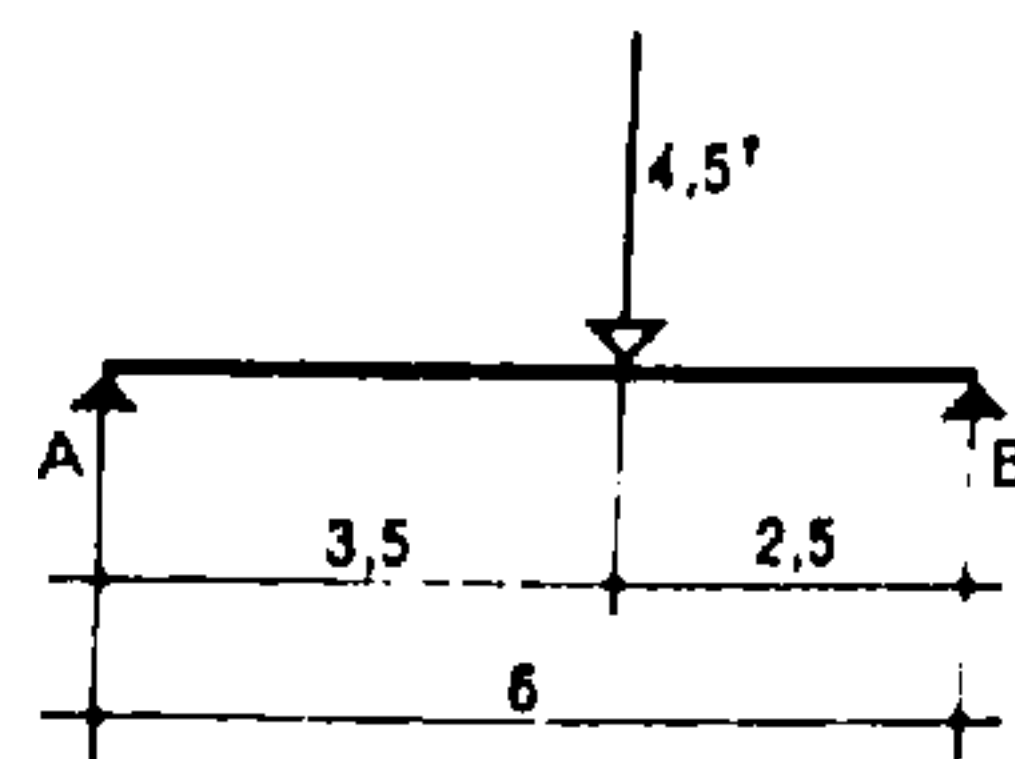
La verificación del problema se efectúa comprobando la igualdad entre las cargas que actúan y las reacciones de los apoyos, o sea:

$$A + B = P.$$

Ejercicio: Una viga de 6 m de luz recibe una carga de 4,5 t a 3,5 m del apoyo A. Determinar sus reacciones en los apoyos A y B.

Fig. 762.

Determinación de las reacciones A y B.



Reacción B:

$$M_1 = 4,5 \cdot 3,5; \quad M_2 = B \cdot 6$$

$$B = \frac{4,5 \cdot 3,5}{6} = 2,625 \text{ t.}$$

Reacción A:

$$M_1 = 4,5 \cdot 2,5; \quad M_2 = A \cdot 6$$

$$A = \frac{4,5 \cdot 2,5}{6} = 1,875 \text{ t.}$$

Comprobación:

$$A + B = P; \quad 2,625 + 1,875 = 4,500 \text{ t.}$$

Considerando el sentido de los momentos provocados por la carga y por la reacción del apoyo, siendo éstos de sentido contrario, puede escribirse:

$M_1 + \downarrow; M_2 - \downarrow$; o sea, $+M_1 - M_2 = 0$
es decir que la suma de los momentos con relación al apoyo A debe ser nula. (El mismo razonamiento puede hacerse con relación al apoyo B.)

$$\Sigma M_A = 0; \quad \Sigma M_A = M_1 - M_2$$

$$\Sigma M_A = 4,5 \cdot 3,5 - B \cdot 6 = 0$$

de donde

$$B = \frac{4,5 \cdot 3,5}{6} = 2,625 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 4,5 \cdot 2,5 - A \cdot 6 = 0$$

de donde

$$A = \frac{4,5 \cdot 2,5}{6} = 1,875 \text{ t.}$$

Este último método, que define matemáticamente el equilibrio de la pieza, es el empleado corrientemente.

En una viga dada, l es conocido, lo mismo que a y b y la carga P . Solo son incógnitas las reacciones en los apoyos que, como acabamos de ver, se calculan fácilmente a partir de los valores conocidos.

Es posible por lo tanto determinar las reacciones de los apoyos de cualquier viga, sean las que sean las cargas soportadas. Basta efectuar la suma de los momentos de las cargas, introduciéndolos con sus signos, e introducir igualmente con su signo el momento de la reacción del apoyo (brazo de palanca conocido, reacción a determinar).

Las cargas uniformemente repartidas, continuas o triangulares, se tratan como ya hemos visto en estática gráfica. La carga se traslada a su valor total como si actuara sobre el centro de gravedad de la figura representativa de la carga.

Ejercicio: Determinar analíticamente las reacciones de los apoyos de la viga representada esquemáticamente a continuación.

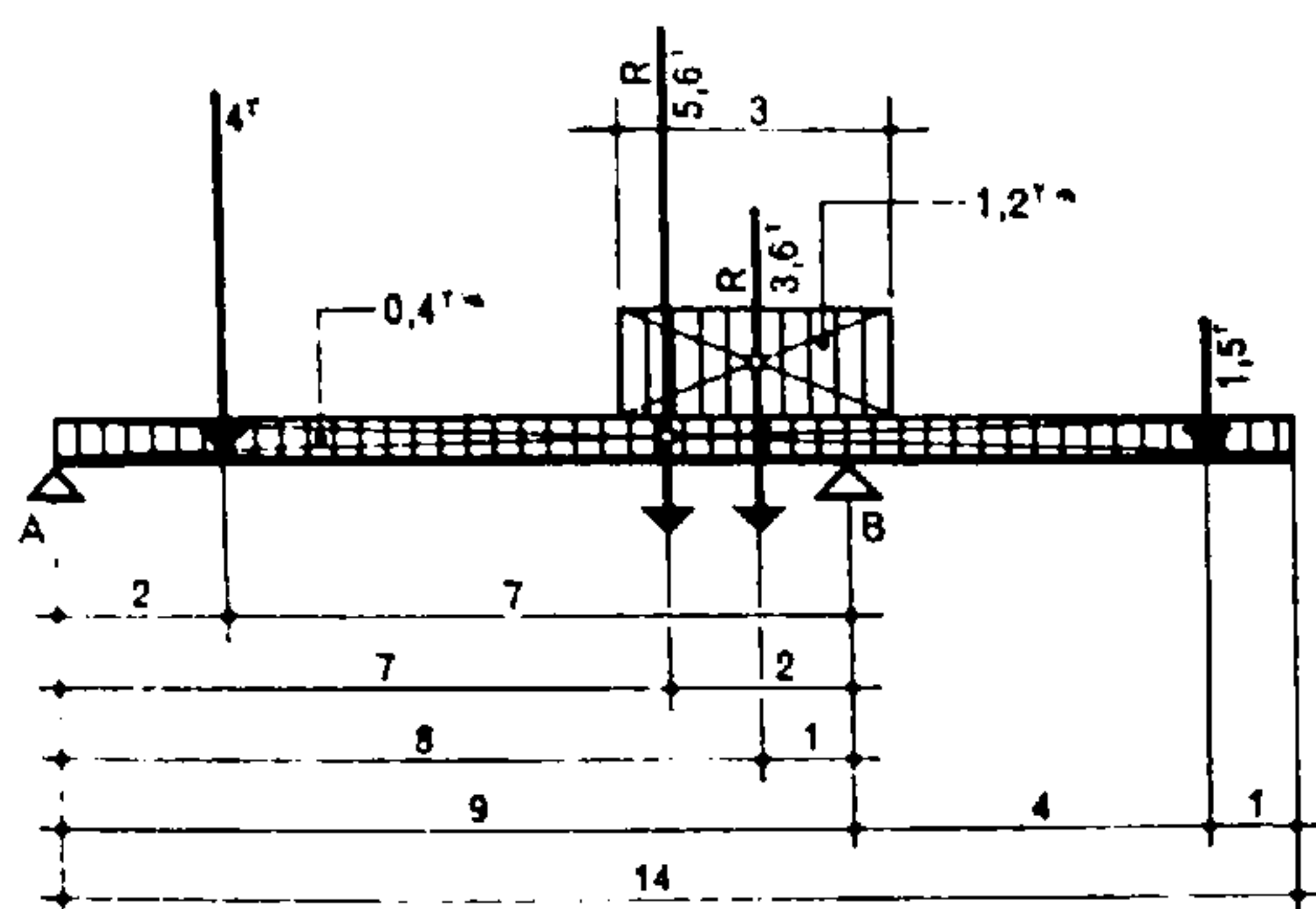


Fig. 763.

Ejemplo de cálculo de las reacciones de los apoyos de una viga apoyada en dos puntos y prolongada en voladizo.

$$\Sigma M_A = 4 \cdot 2 + 5,6 \cdot 7 + 3,6 \cdot 8 + 1,5 \cdot 13 - B \cdot 9 = 0$$

o sea:

$$95,5 - B \cdot 9 = 0$$

$$B = \frac{95,5}{9} \cong 10,61 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 4 \cdot 7 + 5,6 \cdot 2 + 3,6 \cdot 1 - 1,5 \cdot 4 - A \cdot 9 = 0$$

o sea:

$$36,8 - A \cdot 9 = 0$$

$$A = \frac{36,8}{9} \cong 4,09 \text{ t}$$

Comprobación: $A + B = \Sigma$ de las cargas.

$$4 + 5,6 + 3,6 + 1,5 = A + B$$

o sea

$$10,61 + 4,09$$

$$14,7 \text{ t} = 14,7 \text{ t}$$

8. ESFUERZOS CORTANTES

El esfuerzo cortante o de cizallamiento se produce por el efecto de dos fuerzas de sentido contrario que actúan a una distancia muy escasa una de otra.

Las reacciones de los apoyos de una pieza determinan el valor del esfuerzo cortante.

Las vigas, losas u otros elementos de construcción pueden considerarse como si estuvieran formados por una superposición de capas. Bajo el efecto de las cargas, se produce una flexión en la pieza,

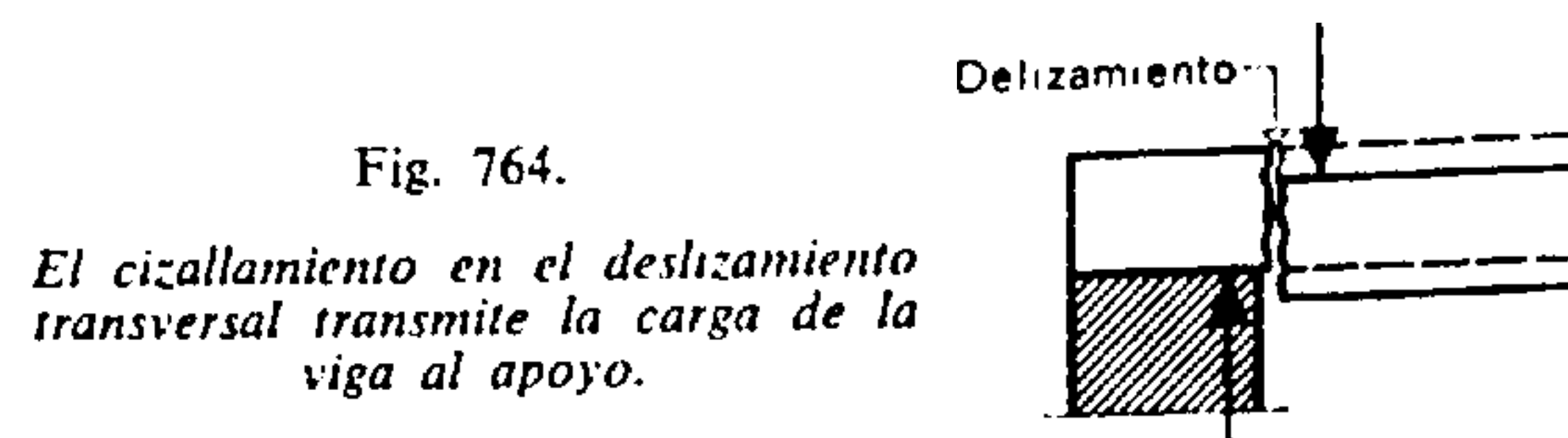


Fig. 764.

El cizallamiento en el deslizamiento transversal transmite la carga de la viga al apoyo.

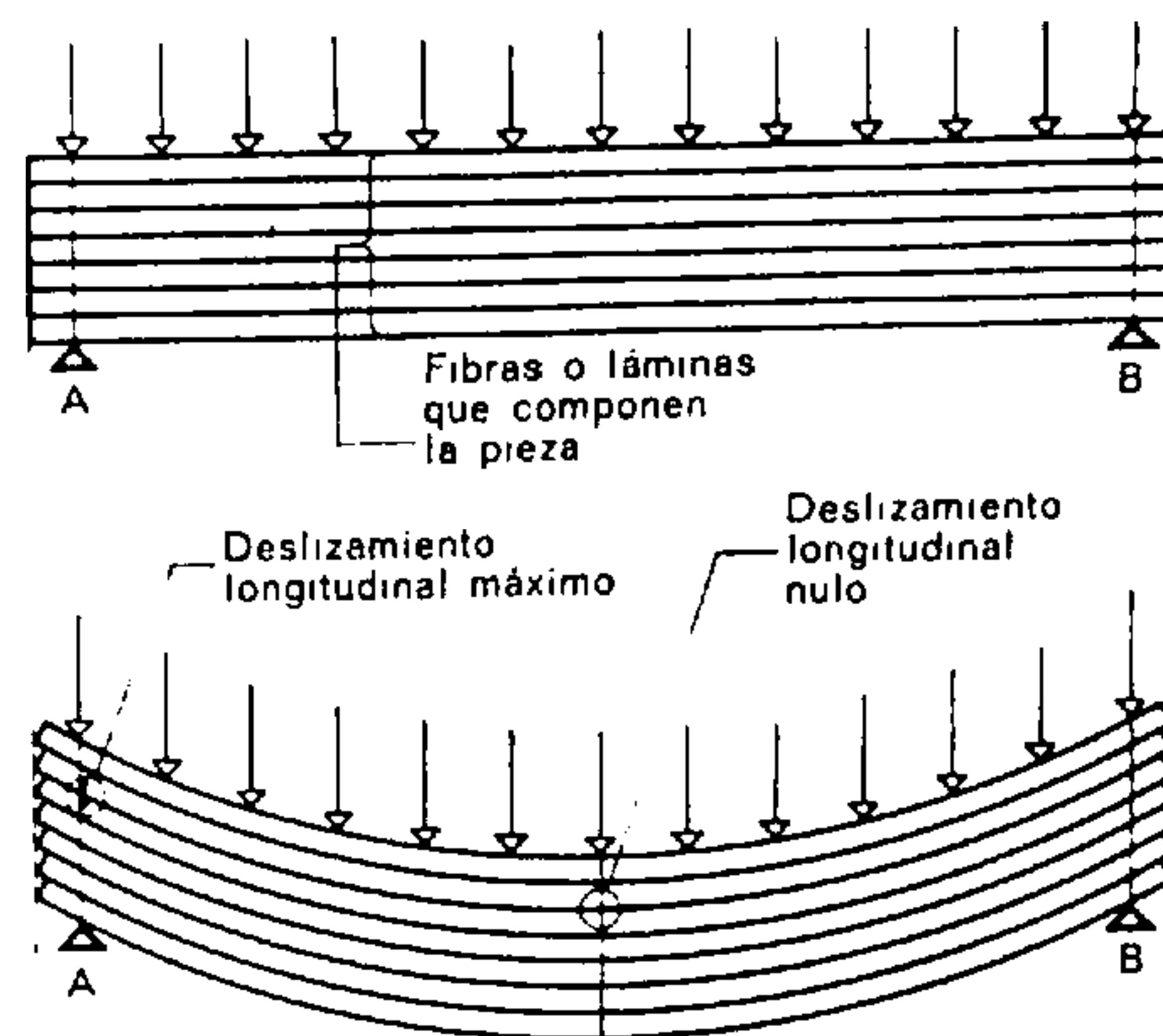


Fig. 765.

Cada lámina o fibra resbala sobre la precedente: este deslizamiento es tanto mayor cuanto más cerca se está de los apoyos.

flexión que engendra un deslizamiento de unas capas sobre las otras. Este esfuerzo se denomina cizallamiento o desgarramiento longitudinal. Por definición, crece hacia los apoyos y decrece hacia el centro de la pieza para las cargas uniformemente repartidas.

Dicho esfuerzo, el cizallamiento, denominado también esfuerzo cortante, debe ser objeto de cálculo para todos los elementos portantes. En efecto, es preciso evitar el deslizamiento de fibras a fin de dotar a los elementos portantes de la resistencia suficiente.

Así, en el hormigón armado, este movimiento es absorbido por los estribos y las barras oblicuas.



Fig. 766.

Los estribos de las piezas de hormigón armado absorben el esfuerzo de tracción oblicua longitudinal o de cizallamiento. (Como quiera que el esfuerzo crece cerca de los apoyos, es conveniente estrechar las distancias entre los estribos.)

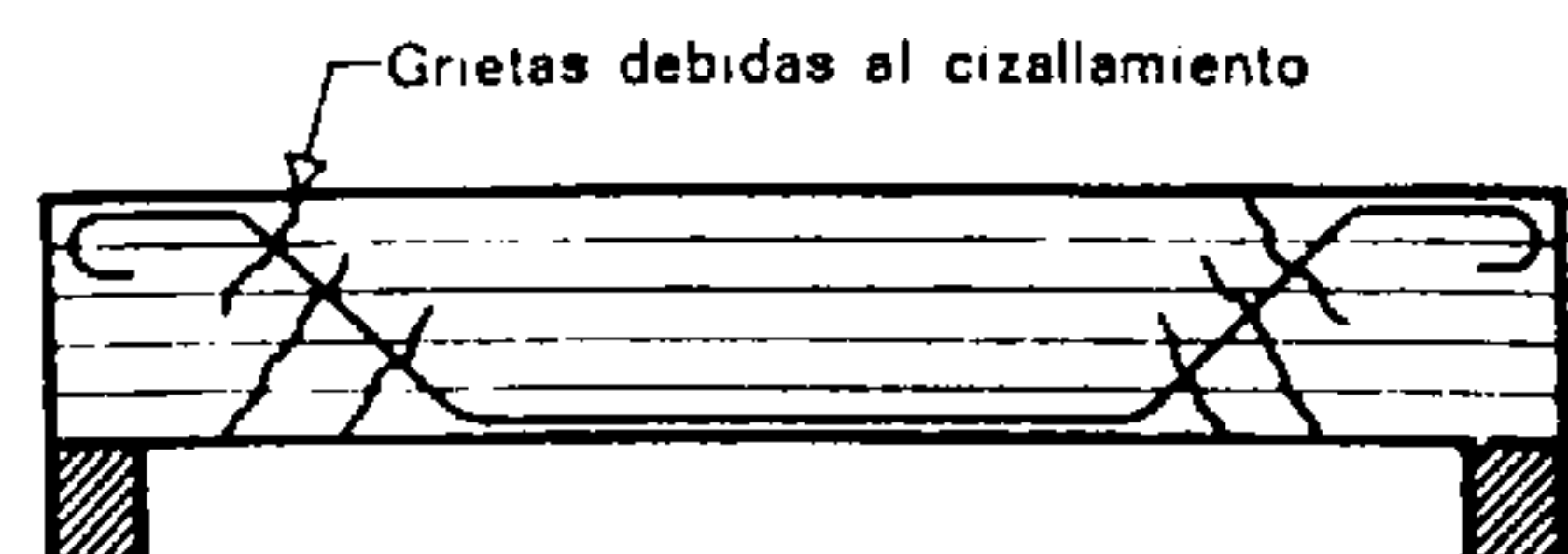


Fig. 767.

Las barras oblicuas del hormigón armado se oponen al esfuerzo de deslizamiento o de cizallamiento (el levantamiento de las barras se efectúa cerca de los apoyos, para las piezas uniformemente cargadas).

REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DE LOS ESFUERZOS CORTANTES (Figs 768, 769 y 770)

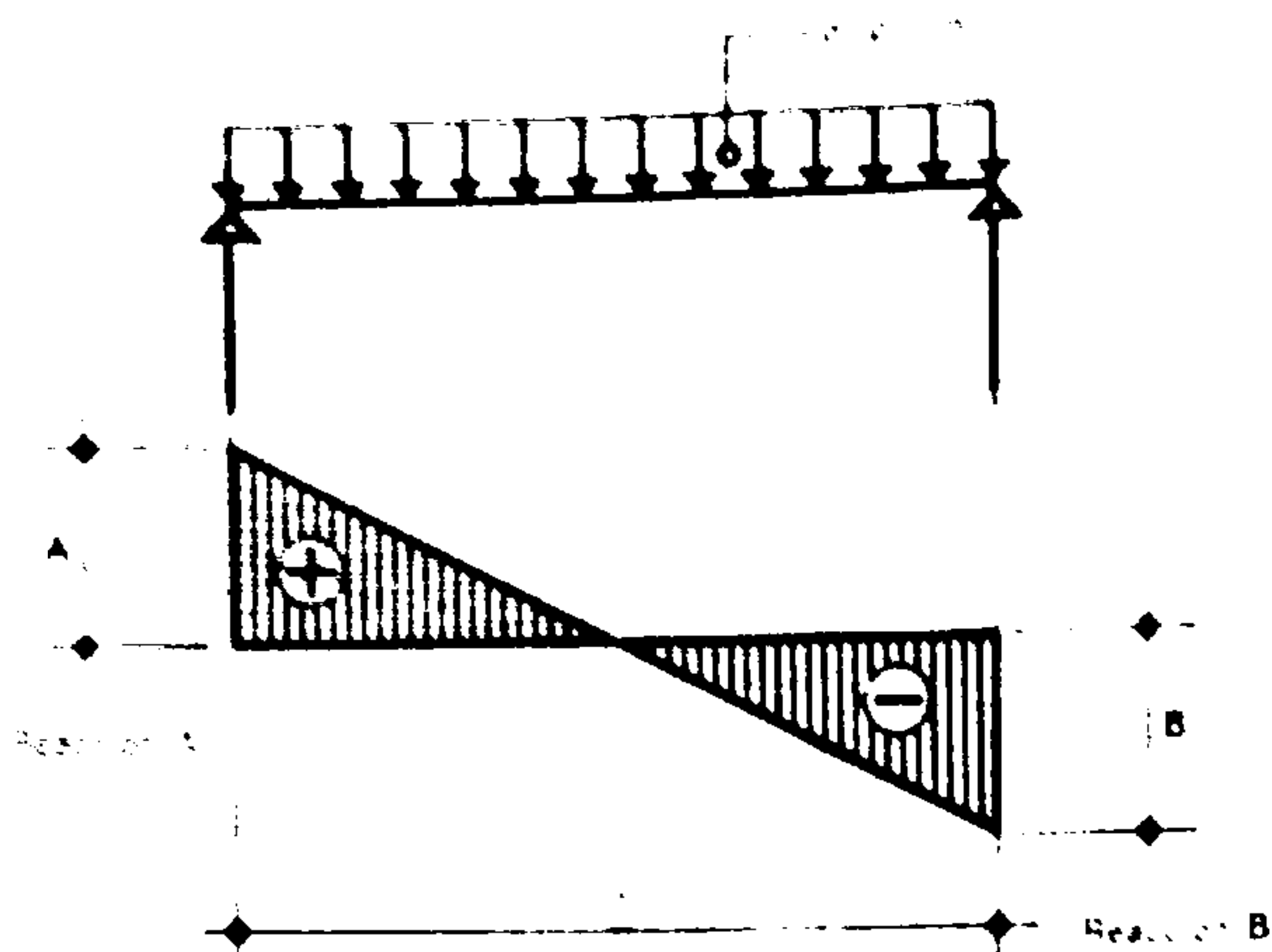


Fig. 768

Viga sobre dos apoyos uniformemente cargada

Comprobación: $A + B = p \cdot L$

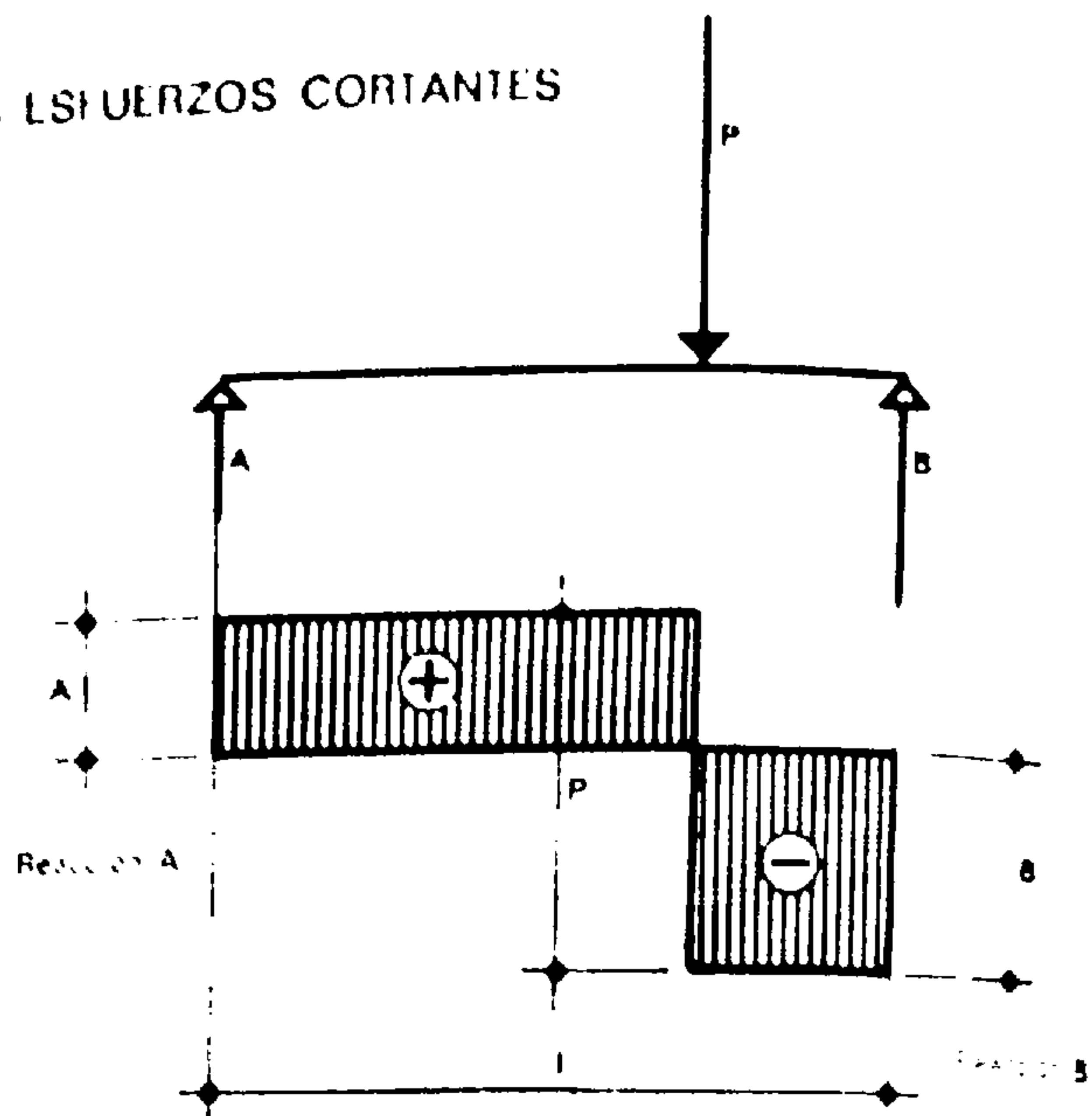


Fig. 770.

Viga sobre dos apoyos que recibe una carga concentrada

Comprobación: $A + B = P$

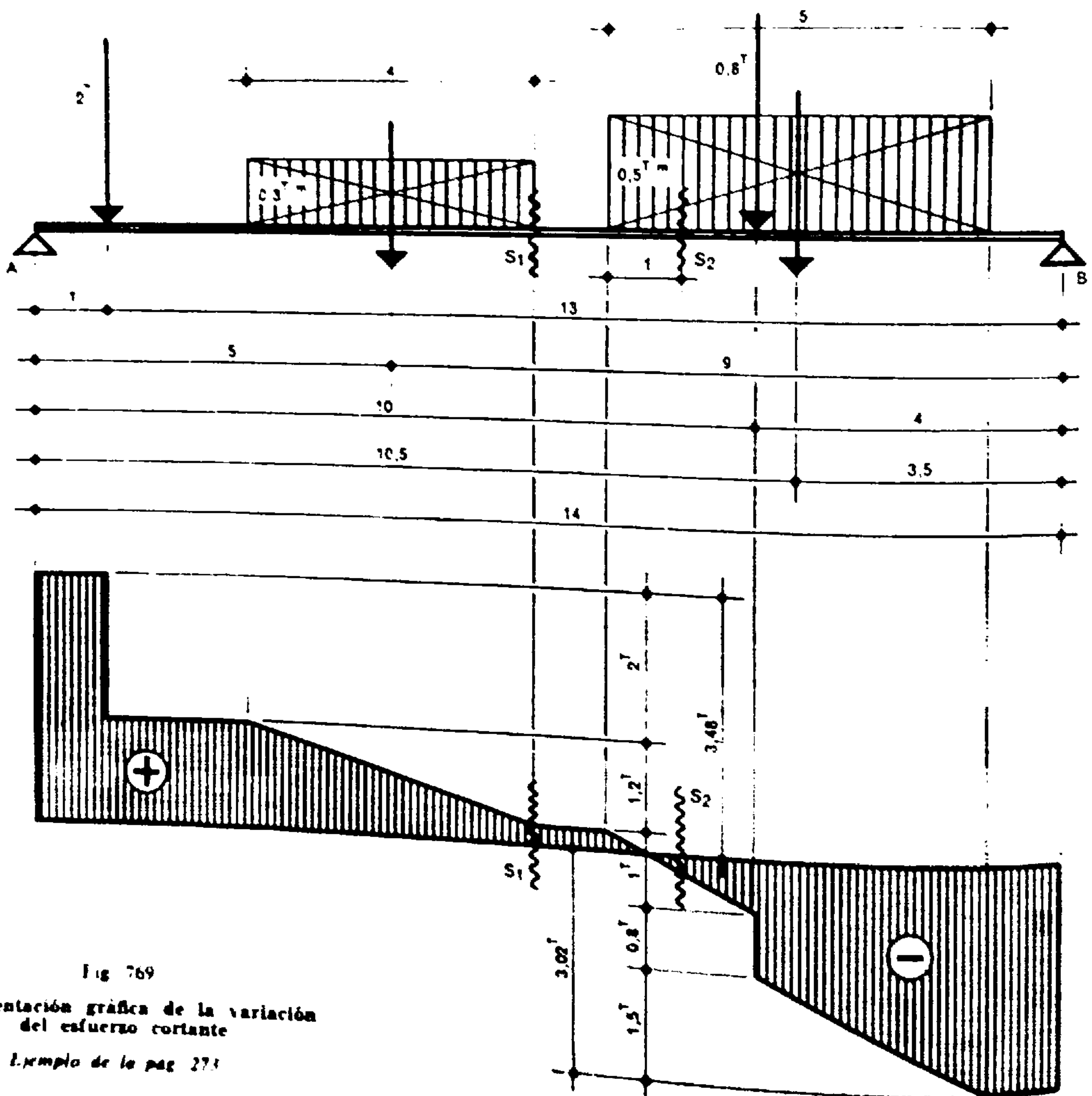


Fig. 769

Representación gráfica de la variación
del esfuerzo cortante

Ejemplo de la pag. 273

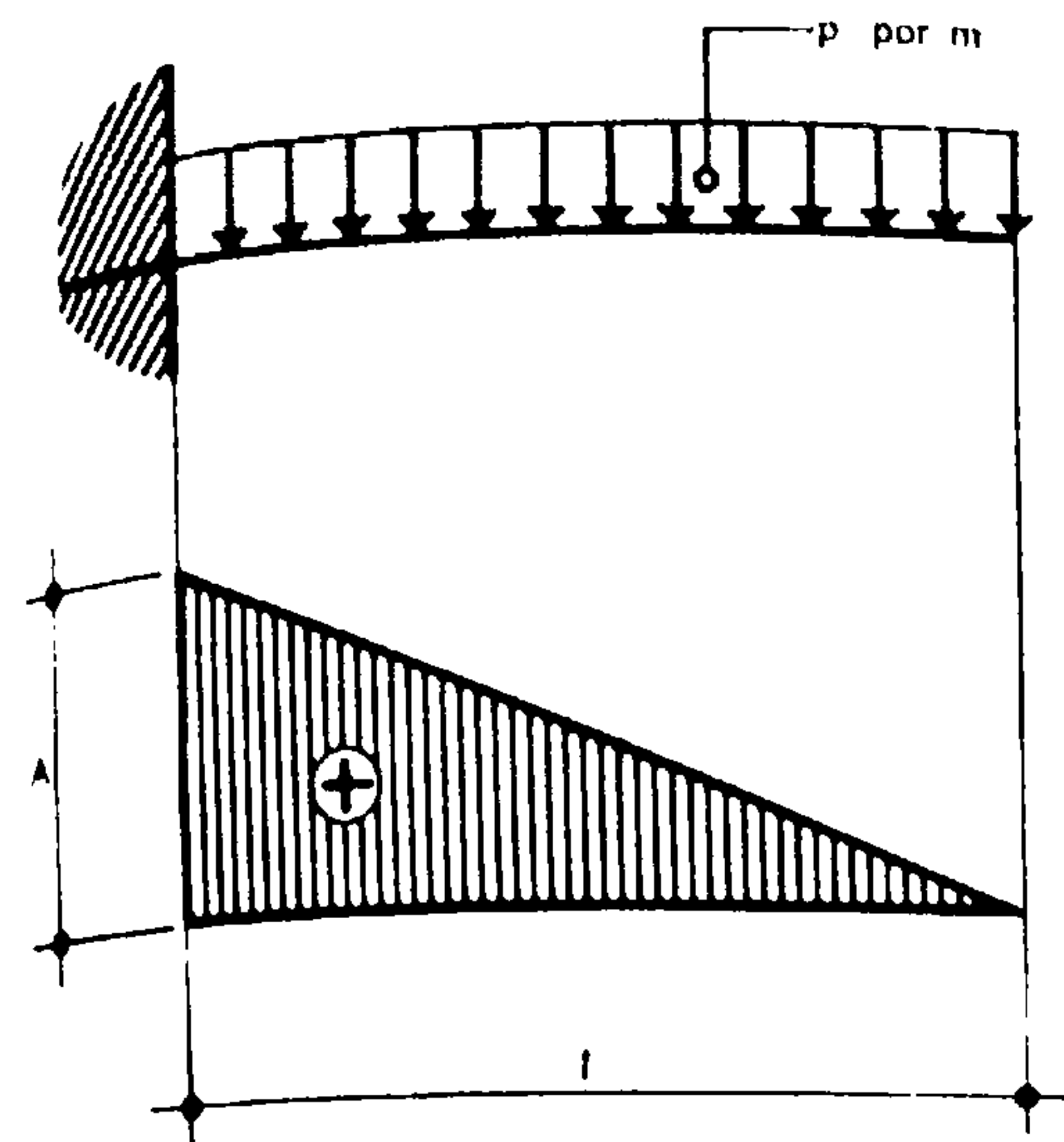


Fig. 771.

Viga en voladizo con una carga uniformemente repartida

Comprobación:
 $A = p \cdot l$

El esfuerzo cortante o de cizallamiento es igual a la suma de las cargas que actúan sobre la pieza. Es pues posible trazar el gráfico de la variación de ese esfuerzo para diversos casos de cargas.

Ejemplo: Trazar la curva de los esfuerzos cortantes de la pieza representada en la fig. 769.

$$\Sigma M_A = 2 \cdot 1 + 0,3 \cdot 4 \cdot 5 + 0,8 \cdot 10 + 0,5 \cdot 5 \cdot 10,5 - B \cdot 14 = 0$$

$$B = \frac{42,25}{14} = 3,02 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0,5 \cdot 5 \cdot 3,5 + 0,8 \cdot 4 + 0,3 \cdot 4 \cdot 9 + 2 \cdot 13 - A \cdot 14 = 0$$

$$A = \frac{48,75}{14} = 3,48 \text{ t.}$$

Comprobación:

$$\text{Carga: } 2 + 0,3 \cdot 4 + 0,8 + 0,5 \cdot 5 = 6,5 \text{ t}$$

$$A + B = 3,02 + 3,48 = 6,5 \text{ t}$$

Esfuerzo cortante en las secciones S_1 y S_2 :

$$T_{S1} = 3,48 - 2 - 0,3 \cdot 4 = 0,28 \text{ t}$$

$$T_{S2} = 3,02 - 4 \cdot 0,5 - 0,8 \text{ t} = 0,22 \text{ t.}$$

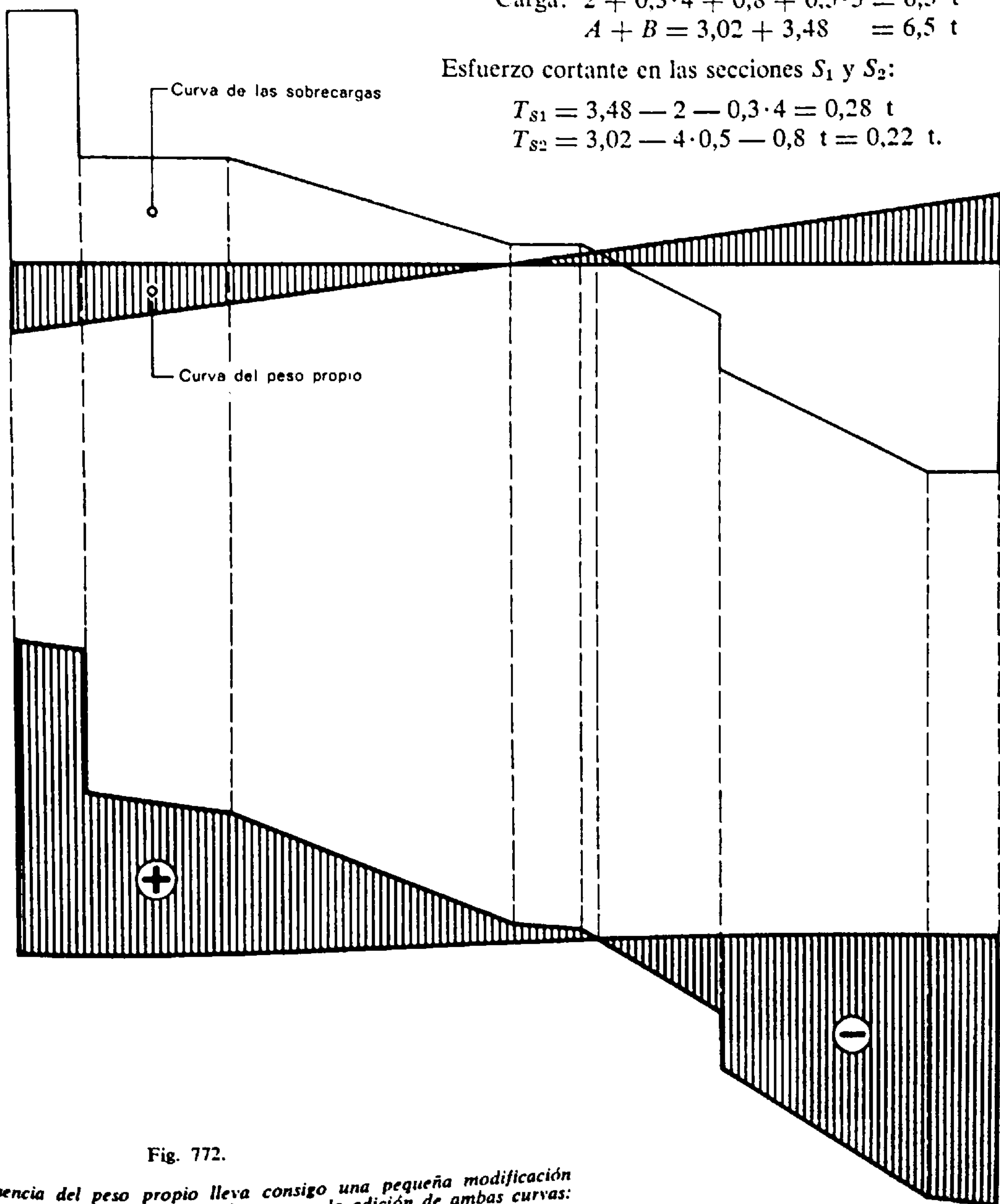


Fig. 772.

Prácticamente, la presencia del peso propio lleva consigo una pequeña modificación en la curva de los esfuerzos cortantes. Se procede, pues, a la adición de ambas curvas: la de las sobrecargas y la del peso propio.

Prácticamente, dada la presencia del peso propio de la obra, la marcha de la curva de los esfuerzos cortantes queda un poco modificada. Esta modificación corresponde a la adición de la curva de las sobrecargas y de la debida al peso propio.

Aun cuando esta observación no modifica el comportamiento de los materiales se considera positivo el esfuerzo cortante $\uparrow \downarrow +$ y como negativo $\downarrow \uparrow -$.

9. MOMENTOS FLECTORES O MOMENTOS DE FLEXIÓN

Un *momento de flexión* responde a la misma definición del momento, de una manera general (es decir, una fuerza multiplicada por un brazo de palanca, una longitud), con la particularidad de engendrar la flexión de la pieza sobre la cual se aplica.

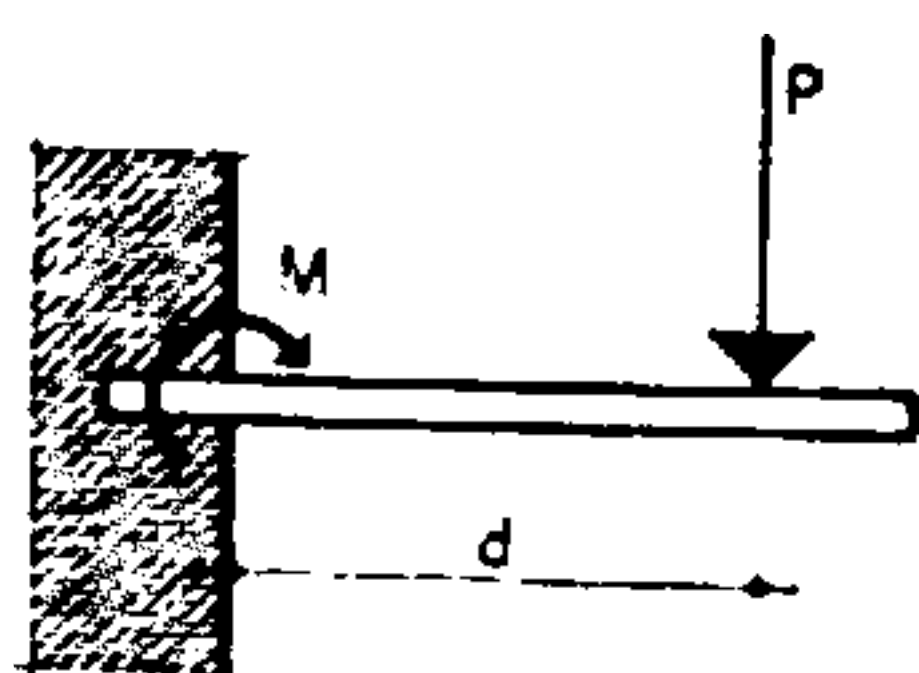


Fig. 773.

El efecto de P a la distancia d provoca en el empotramiento el momento M .

Considerando una pieza (fig. 773) empotrada por un extremo y soportando una carga concentrada, el momento de flexión en la sección de empotramiento será igual al producto de la fuerza P multiplicada por la distancia d a la cual actúa la fuerza dada. En una sección cualquiera el valor del momento será igual a:

Momento = fuerza · brazo de palanca (distancia).

La unidad de momento de flexión es: $\text{cm} \cdot \text{kg}$, $\text{m} \cdot \text{kg}$, $\text{m} \cdot \text{t}$, etc.

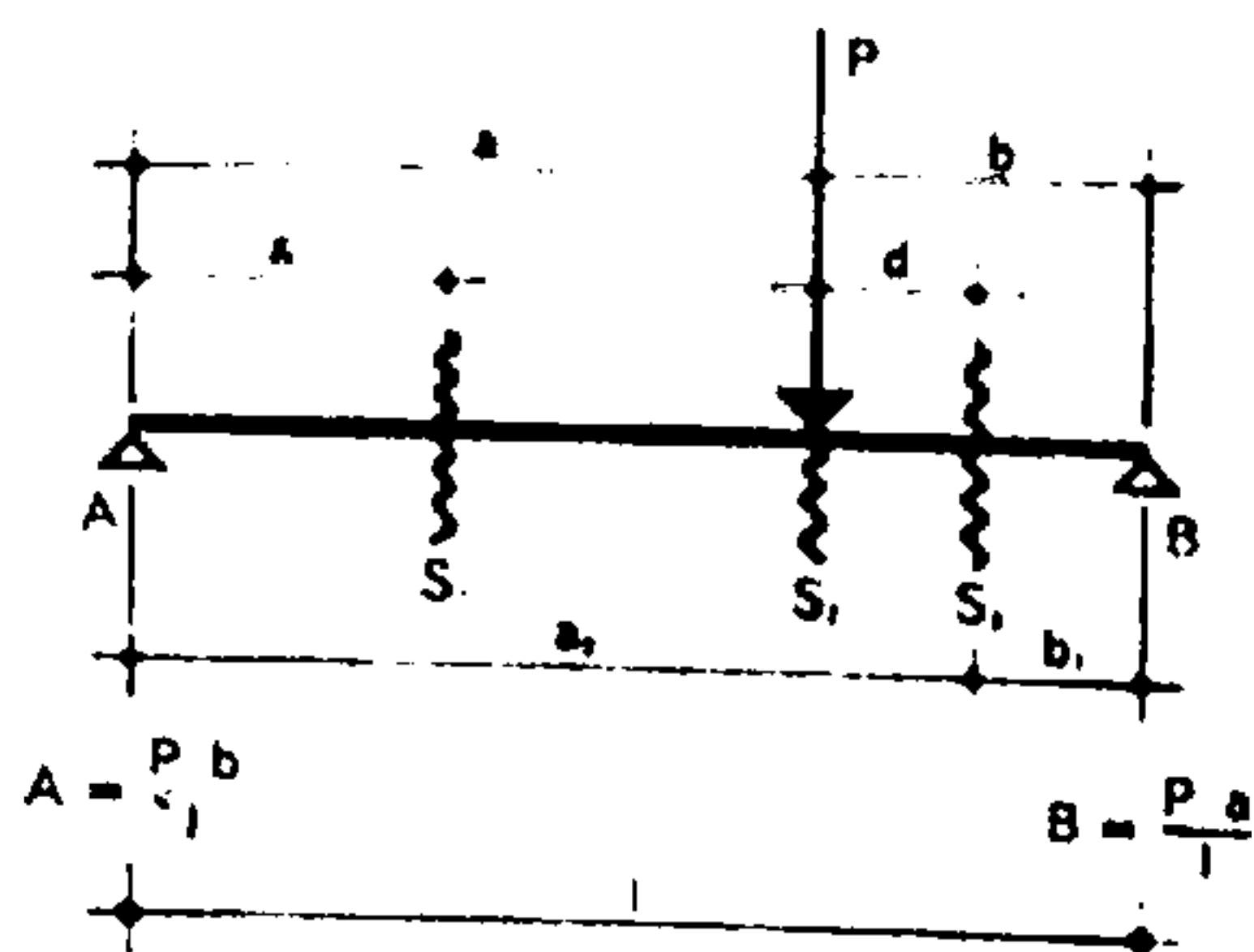


Fig. 774.

El momento flector, en una sección, es igual a la suma algebraica de los momentos de todas las fuerzas situadas a la izquierda de una sección S .

El momento de una viga sobre dos apoyos y soportando una carga concentrada se trata de manera idéntica. La carga engendra las reacciones de apoyos A y B . Sus momentos en las secciones S_1 , S_2 y S_3 son entonces:

$$M_{S1} = A \cdot a_1$$

$$M_{S2} = A \cdot a \quad (M \text{ máximo})$$

$$M_{S3} = A \cdot a_2 - P \cdot d$$

o también $M_{S3} = B \cdot b_1$

expresiones en las cuales se reemplaza A y B por su valor respectivo:

$$A = \frac{P \cdot b}{l}; \quad B = \frac{P \cdot a}{l}$$

Se comprueba que el valor de un momento varia según la sección considerada. En general se busca sobre todo el valor del momento máximo, mientras que los valores intermedios sirven para definir la variación de la curva representativa.

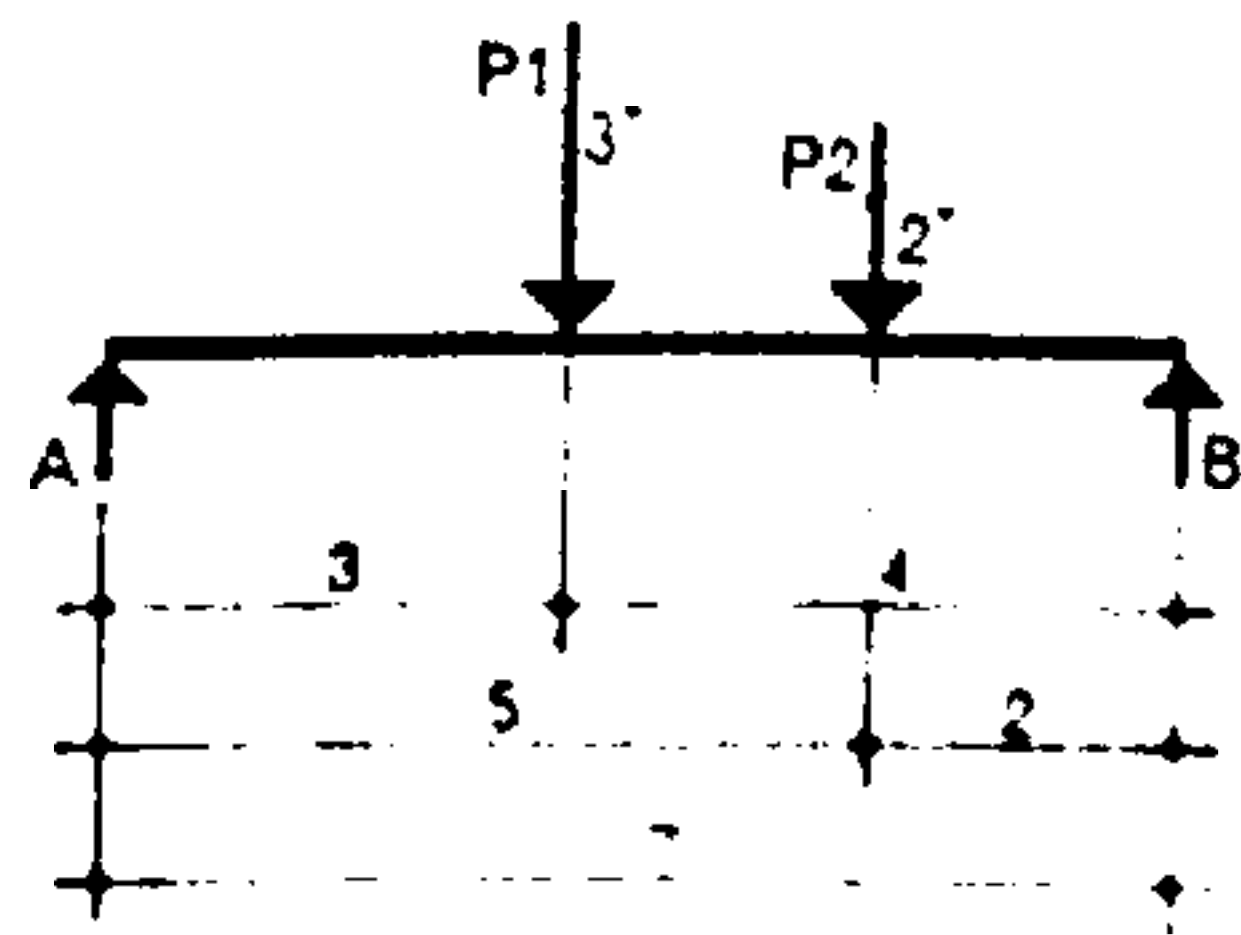


Fig. 775.

Ejercicio: Determinación del valor de los momentos

La definición del momento de flexión puede enunciarse así:

Momento de flexión en una sección $S =$ suma algebraica del momento de todas las fuerzas halladas, situadas a la izquierda (o a la derecha) de la sección S considerada.

Ejercicio: Determinar los valores críticos de los momentos de la viga esquematizada por la fig. 775:

Reacciones de los apoyos:

$$A: \quad \Sigma M_B = 3 \cdot 4 + 2 \cdot 2 - 7A = 0$$

$$A = \frac{16}{7} \approx 2,286 \text{ t}$$

$$B: \quad \Sigma M_A = 2 \cdot 5 + 3 \cdot 3 - 7B = 0$$

$$B = \frac{19}{7} \approx 2,714 \text{ t}$$

Comprobación:

$$\Sigma F = A + B, \text{ o sea } 3 + 2 = 2,286 + 2,714 = 5 \text{ t}$$

Valores característicos de los momentos:

$$\text{En } A: \quad M = A \cdot 0 = 0 \text{ mt}$$

$$\text{Bajo } P1: \quad M = A \cdot a = 2,286 \cdot 3 = 6,858 \text{ mt}$$

$$\text{Bajo } P2: \quad M = A \cdot a' - P1 \cdot (a' - a)$$

$$M = 2,286 \cdot 5 - 3 \cdot 2 = 5,430 \text{ mt}$$

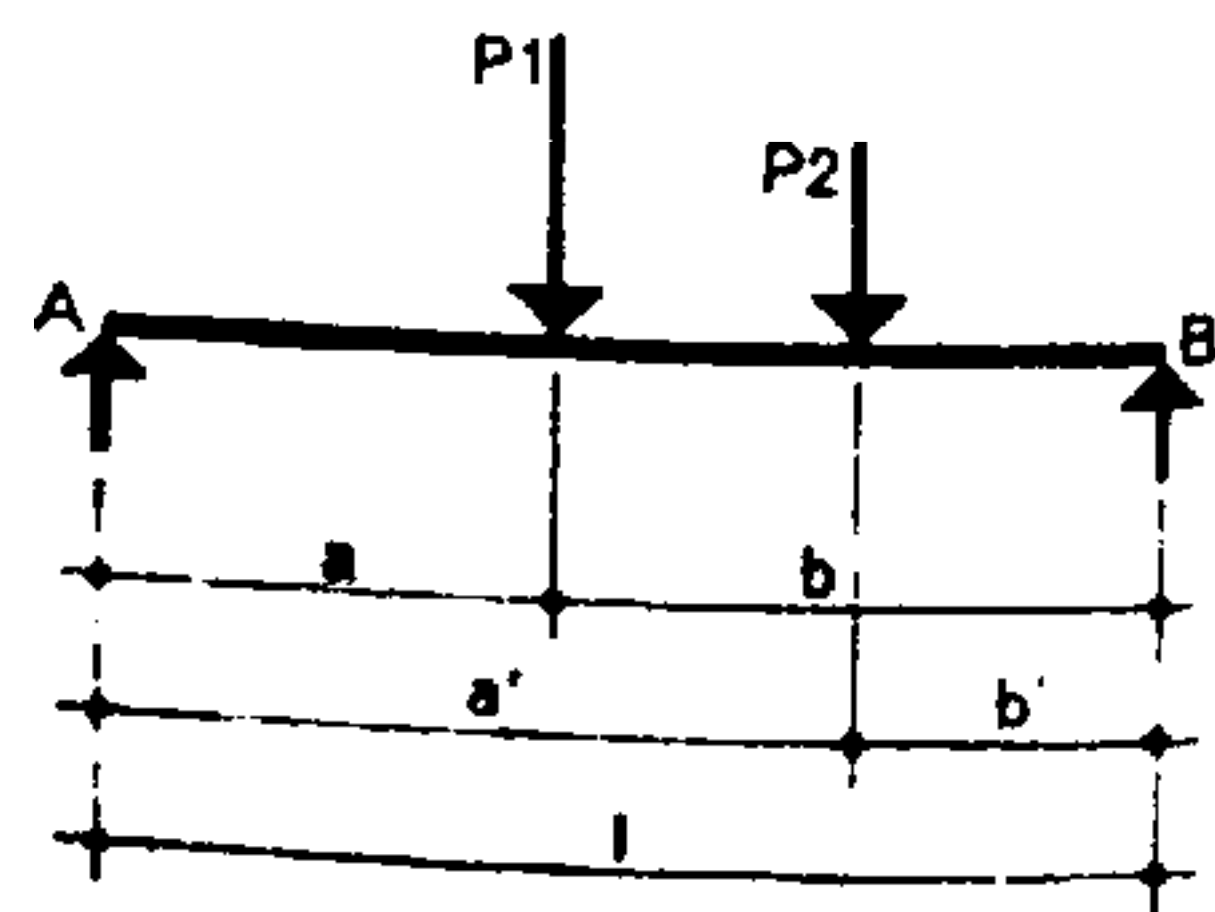


Fig. 776.

Representación literal del problema anterior.

o también.
 Para P_2 : $M = B \cdot b'$ $2,714 \cdot 2$ $5,428 \text{ mt}$
 En B. $M = 0$.

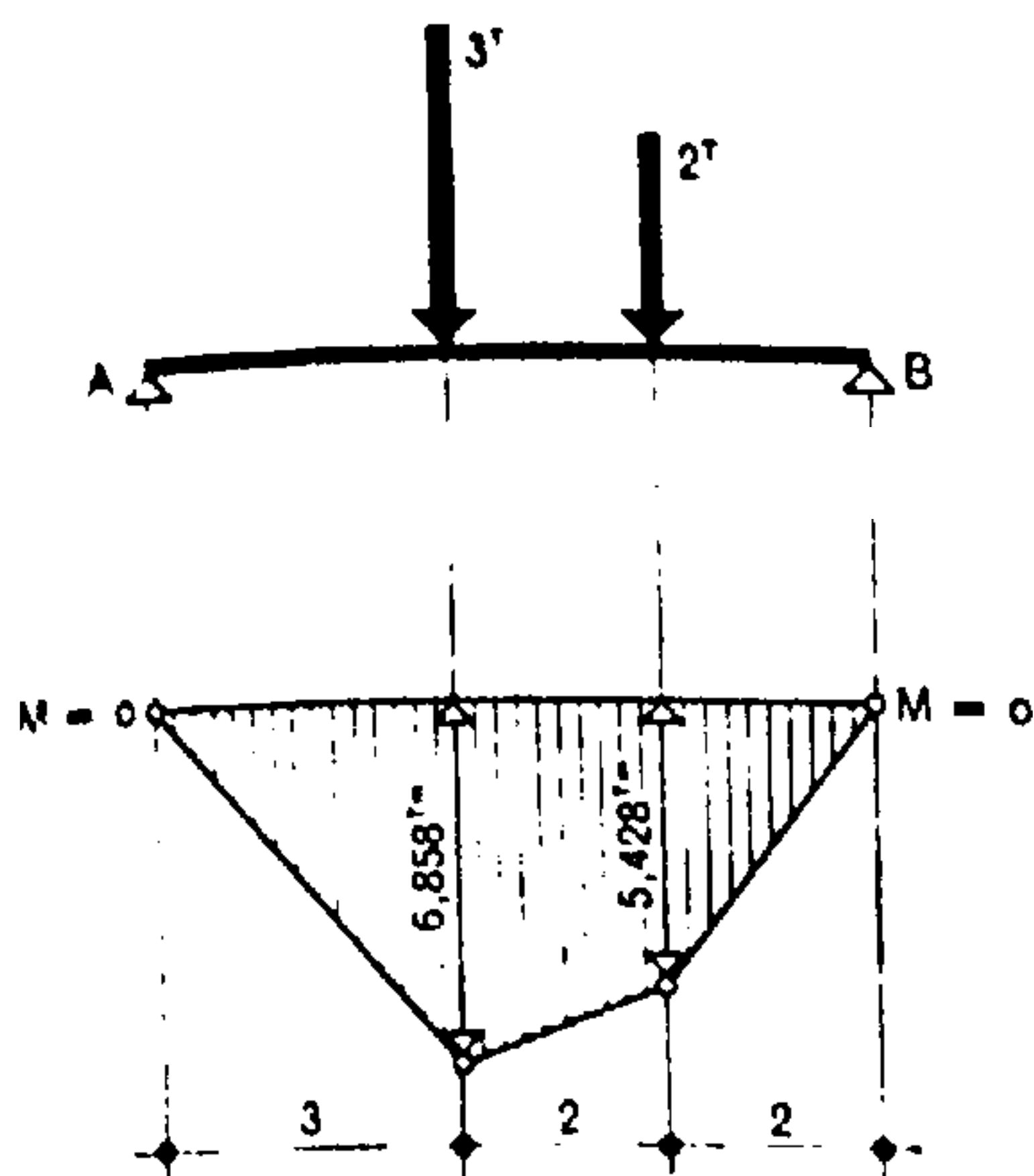


Fig. 777.

Gráfico que da la variación del momento flector entre los puntos cuyo valor ha sido calculado.

Estos valores pueden llevarse luego a un diagrama que representará la variación del momento de la viga considerada.

Se ha convenido en admitir que un momento es positivo cuando la flexión provoca un alargamiento de la fibra inferior. Es negativo cuando el alargamiento afecta a la fibra superior (fig. 779).

Es posible determinar las expresiones que dan el valor de los momentos máximos para un cierto nú-

mero de casos de carga usuales. La Tabla 38 menciona los casos de carga considerados, el valor de las reacciones de los apoyos, así como el valor del momento flector máximo y la representación del momento.

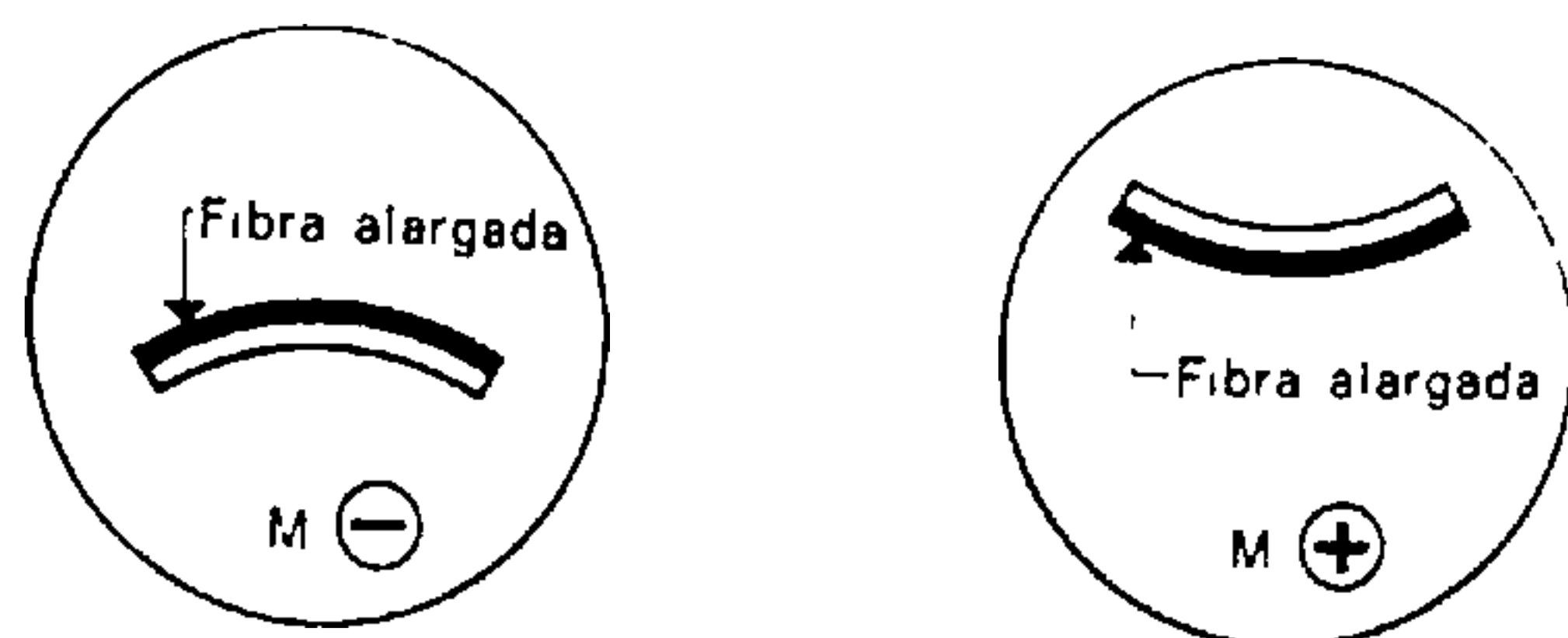
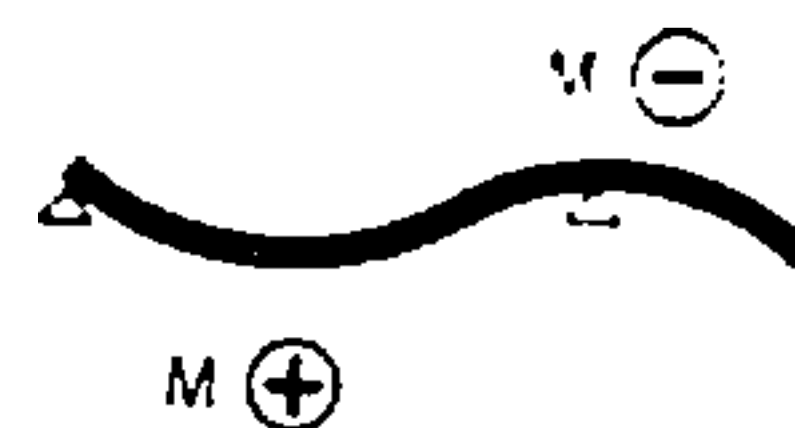


Fig. 779.

El signo de los momentos flectores está determinado por la deformación provocada en la pieza.

Fig. 780.

El signo del momento puede variar a lo largo de una pieza.



El trazado de las parábolas puede efectuarse, entre otros, por dos métodos que determinan los puntos de paso y las tangentes a la curva.

En la práctica, las piezas de construcción reciben cargas que no engendran obligatoriamente los momentos preestablecidos.

En toda pieza, se encuentra el peso propio que da origen a los momentos de formas parabólicas. A estos valores del peso propio pueden añadirse o bien una sobrecarga uniformemente repartida o bien varias cargas concentradas.

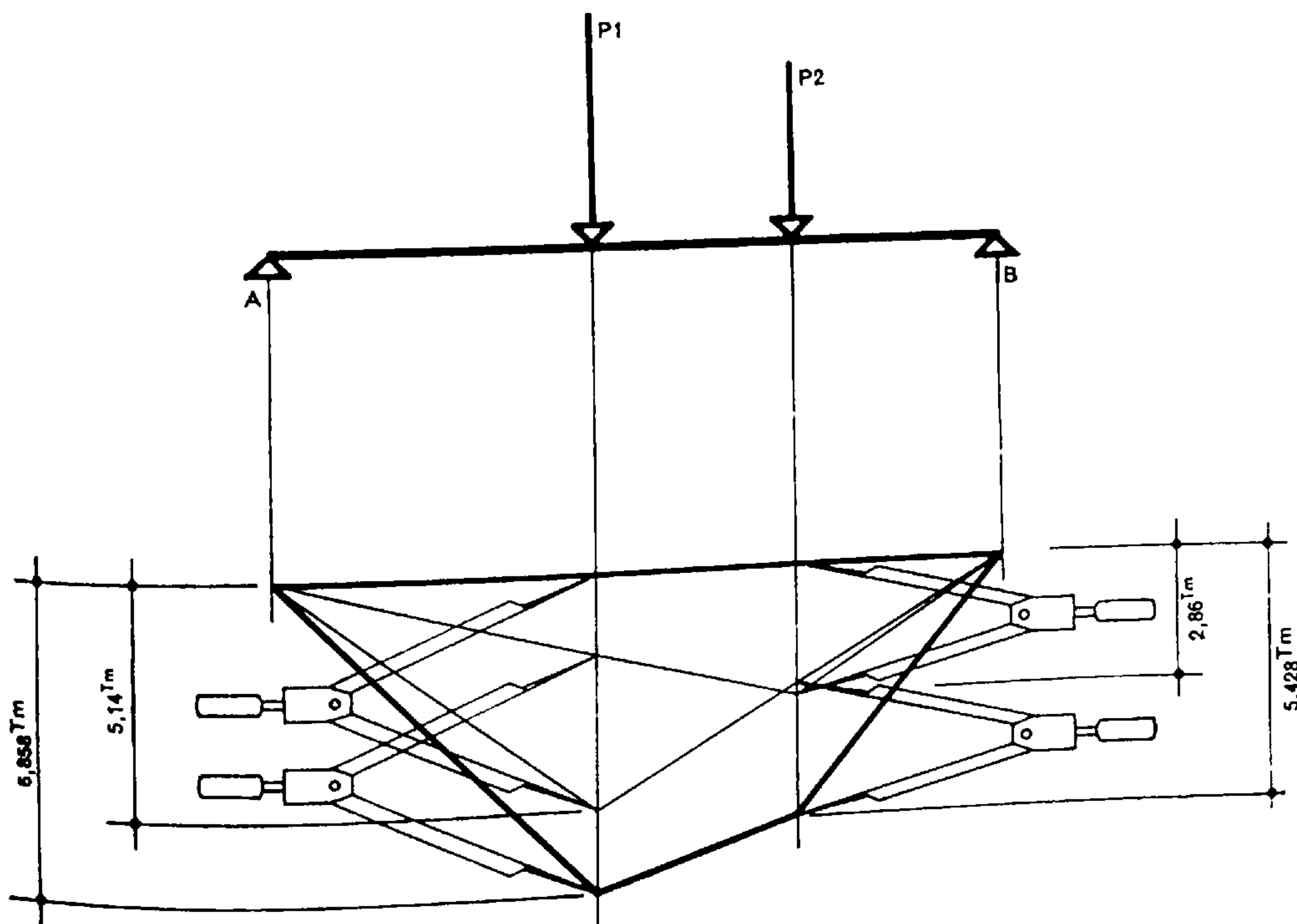


Fig. 778.

La curva de momentos puede ser trazada por adición de los valores calculados para cada caso de carga.

Fig. 781.

Trazado de la parábola por el método de las tangentes en el $\frac{1}{4}$ y en los $\frac{3}{4}$ de la curva

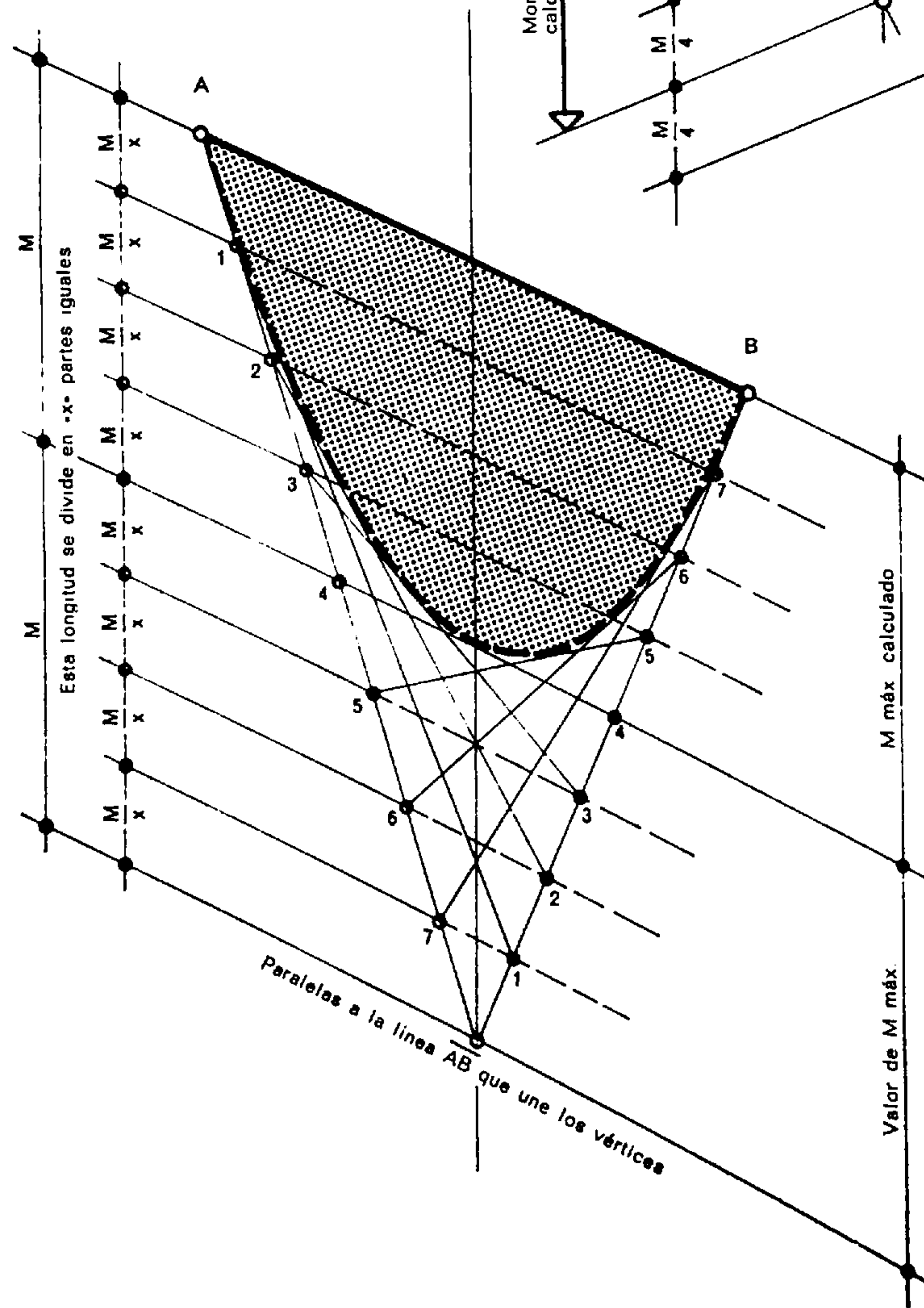
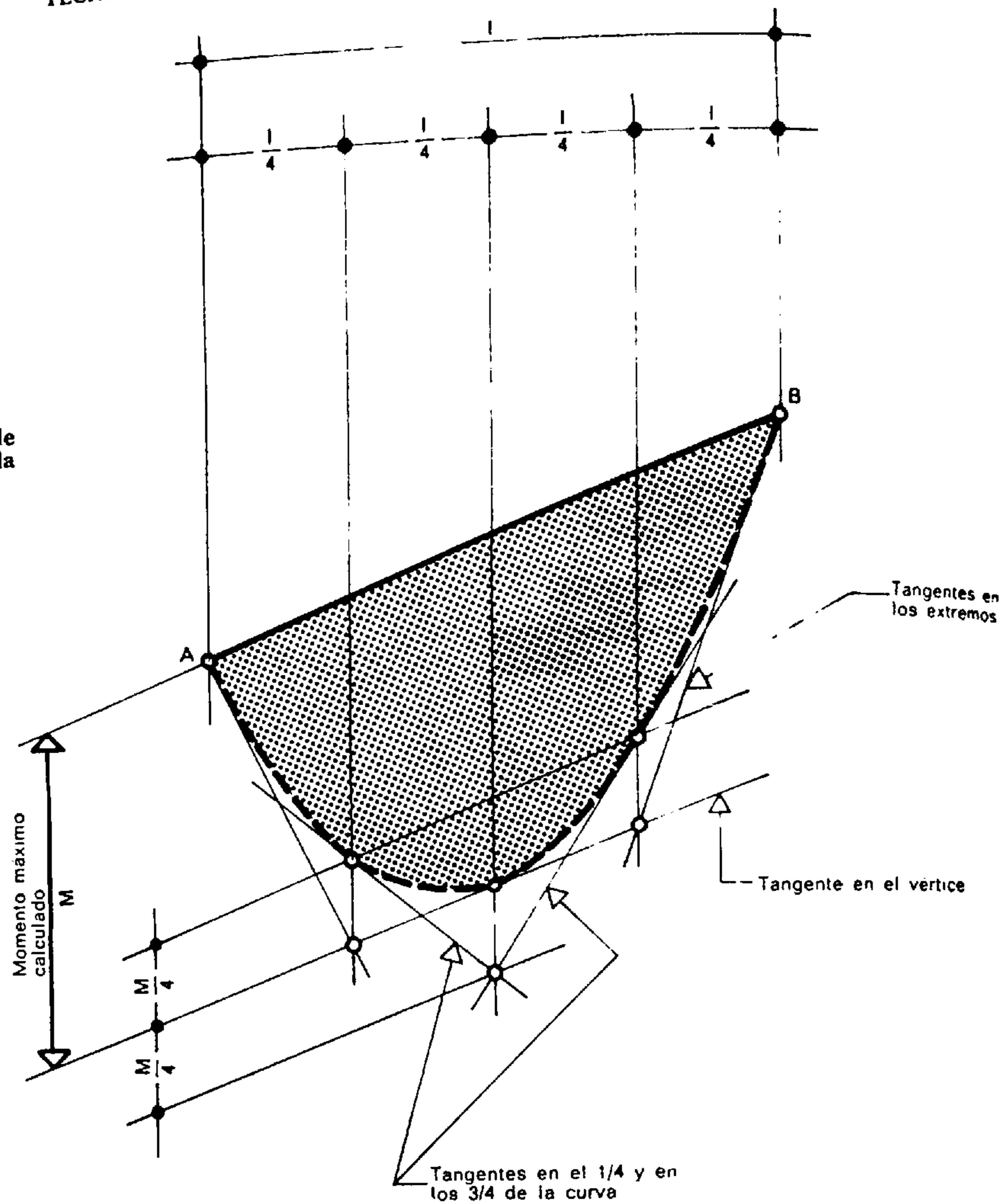
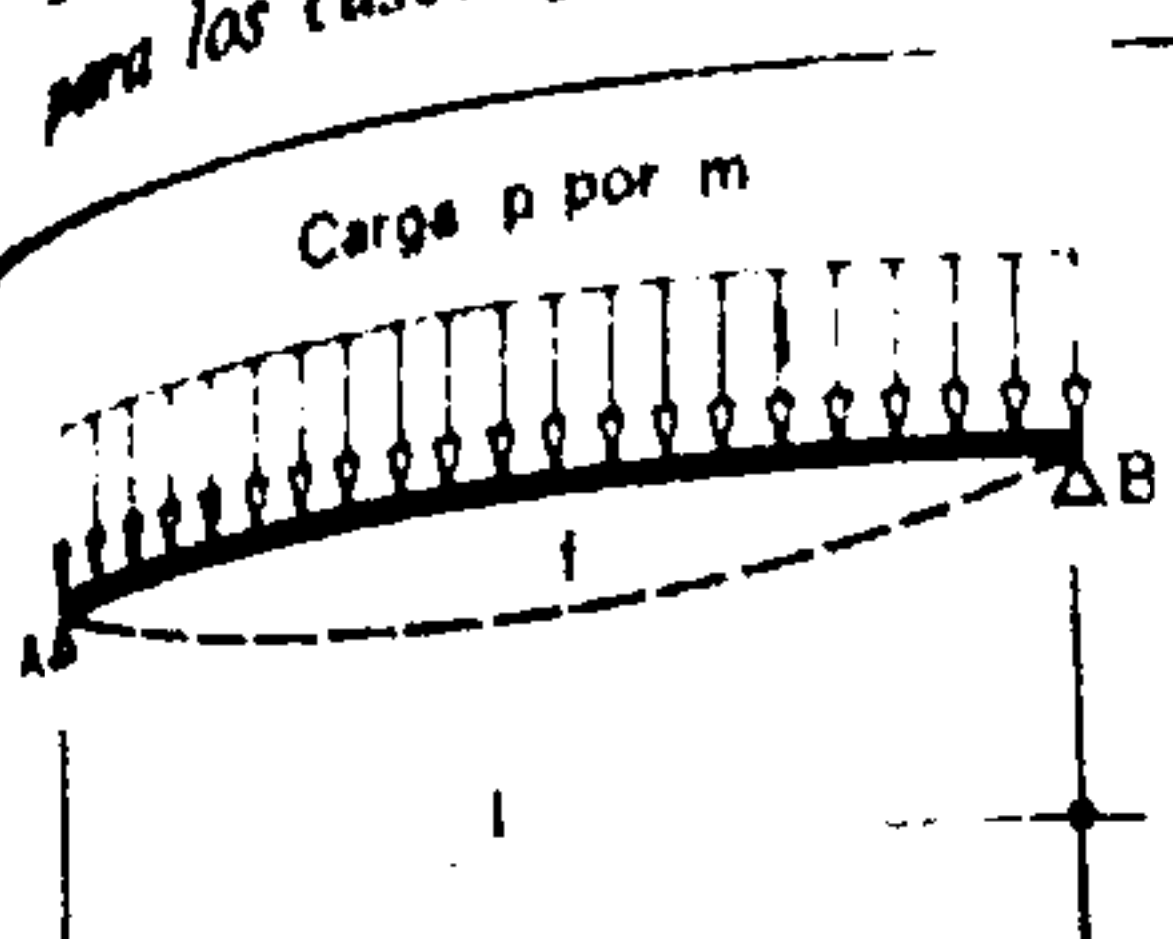
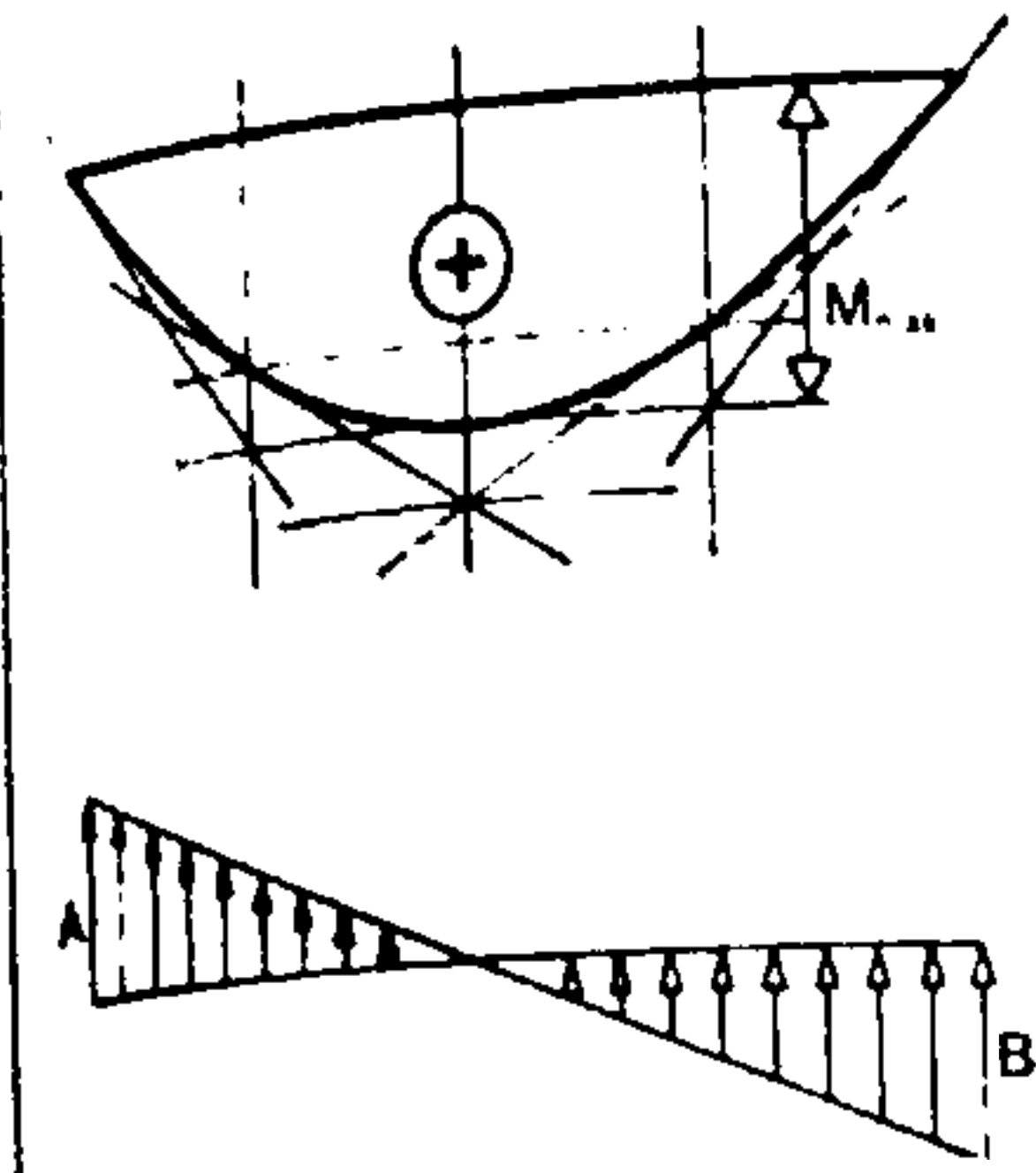
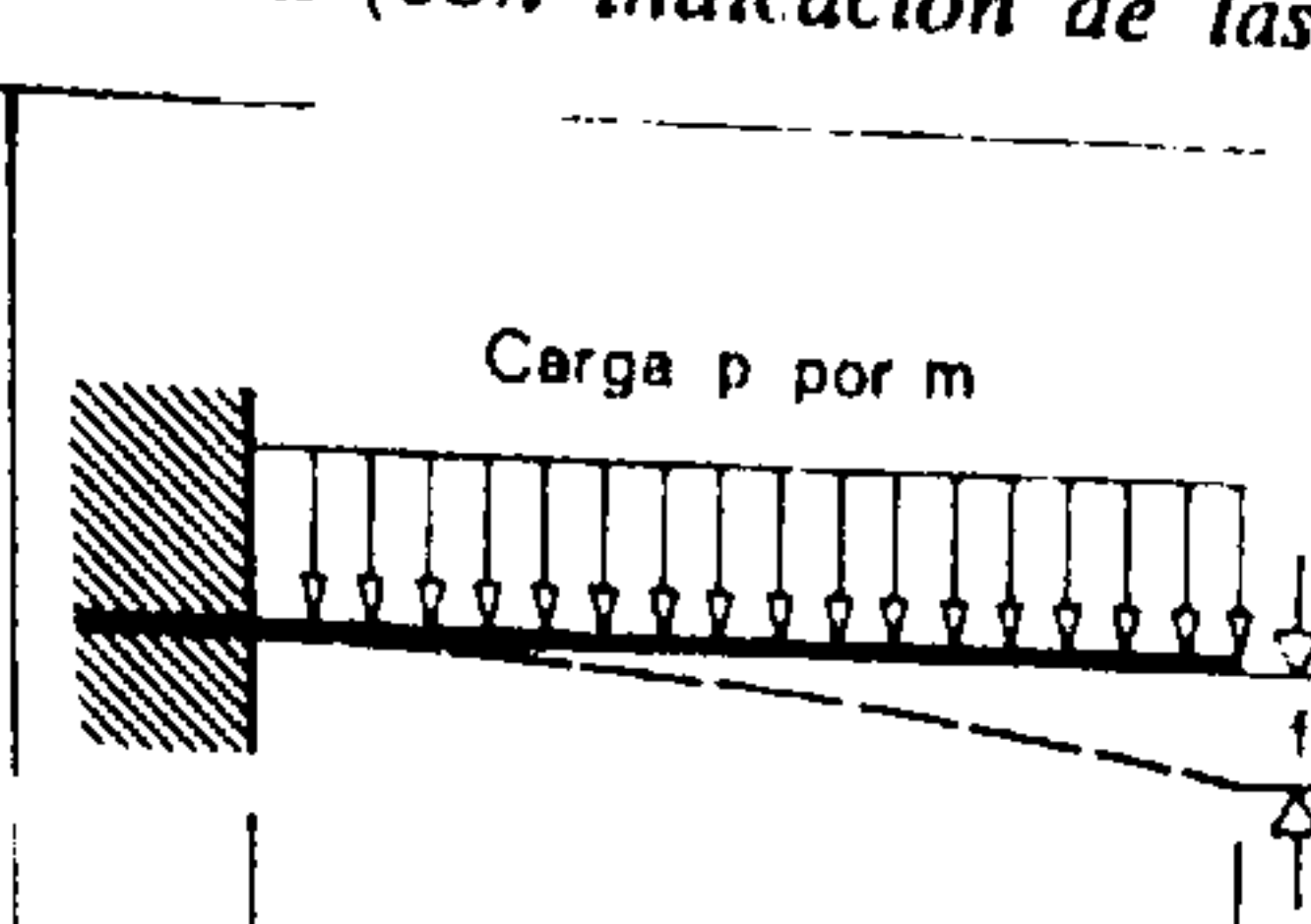
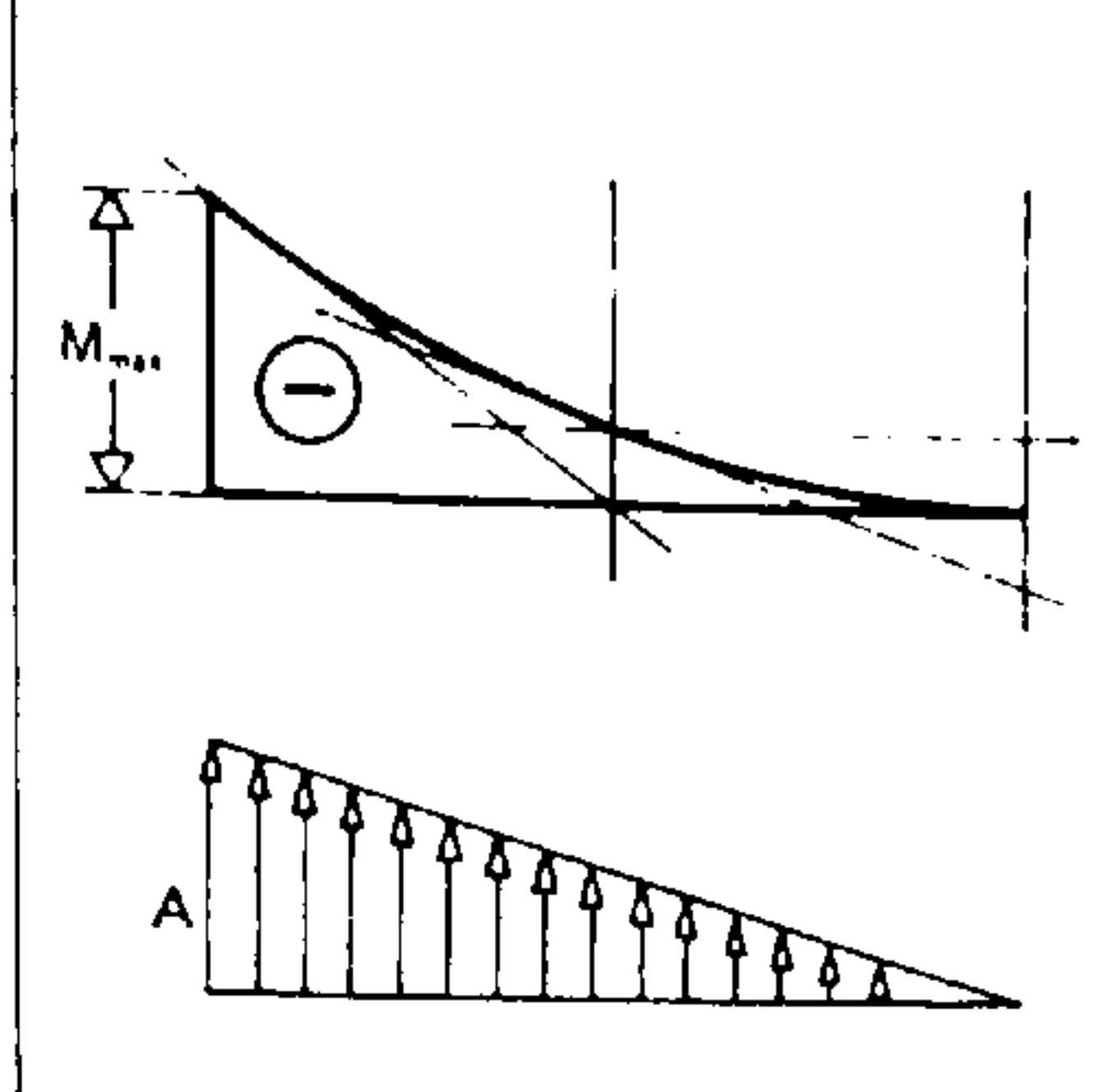
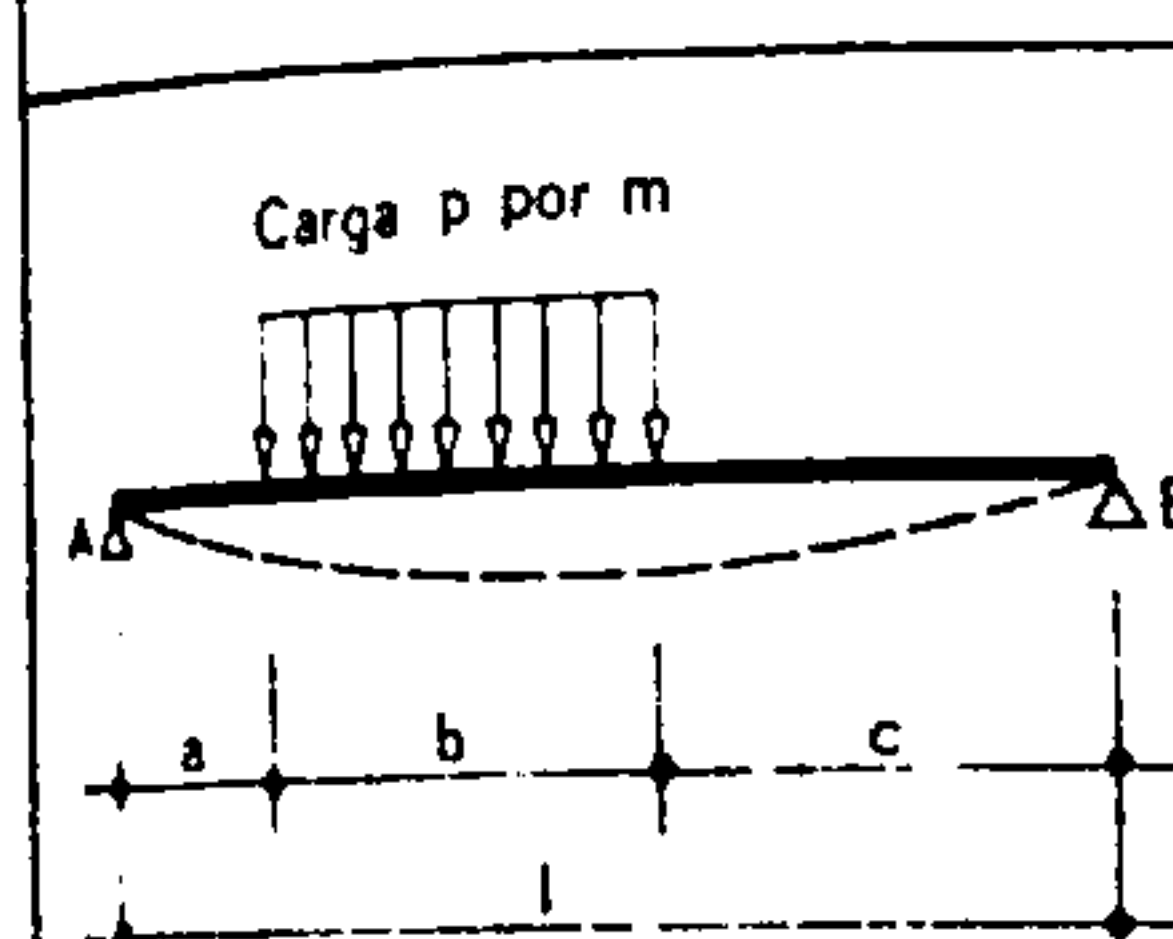
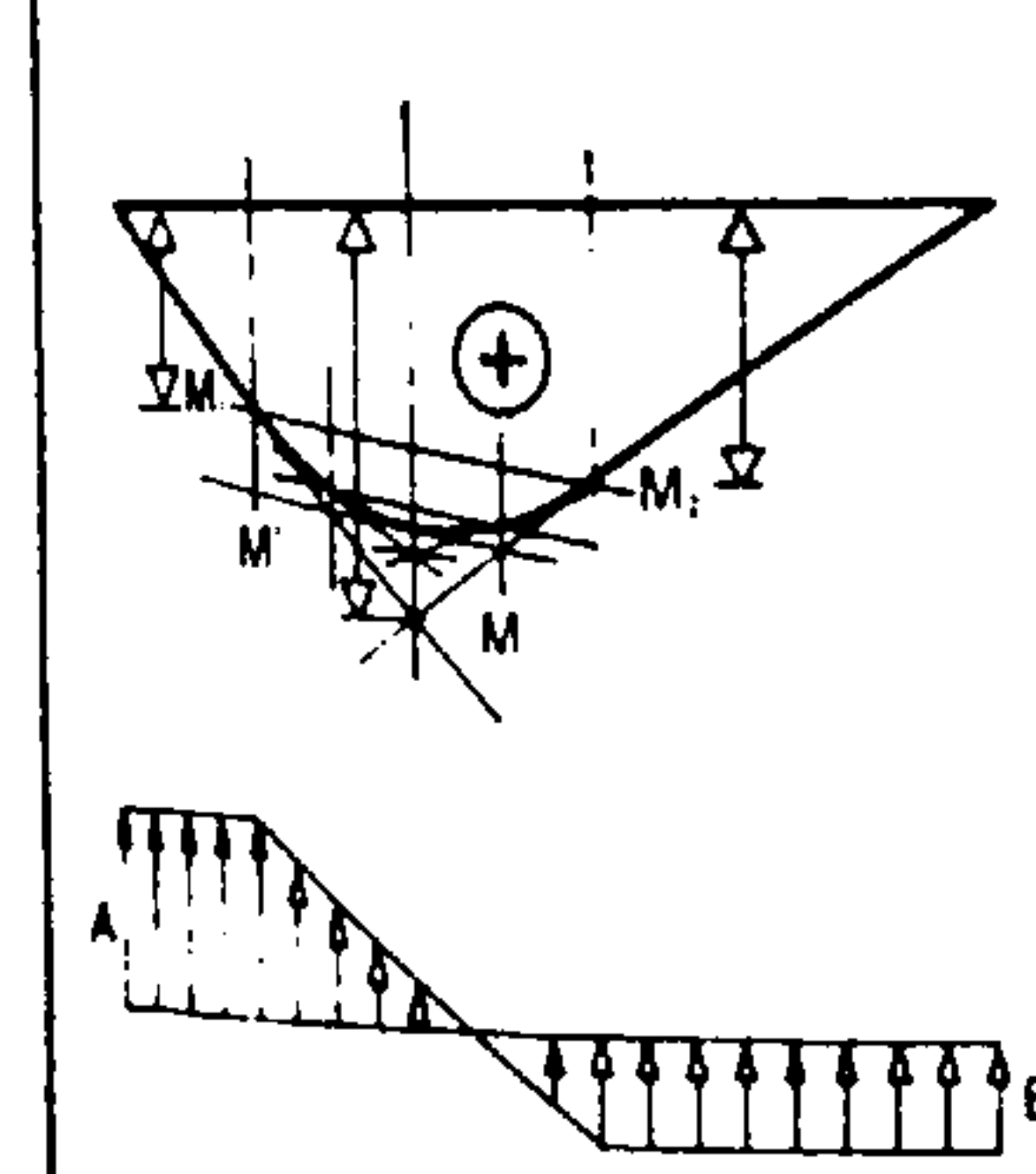
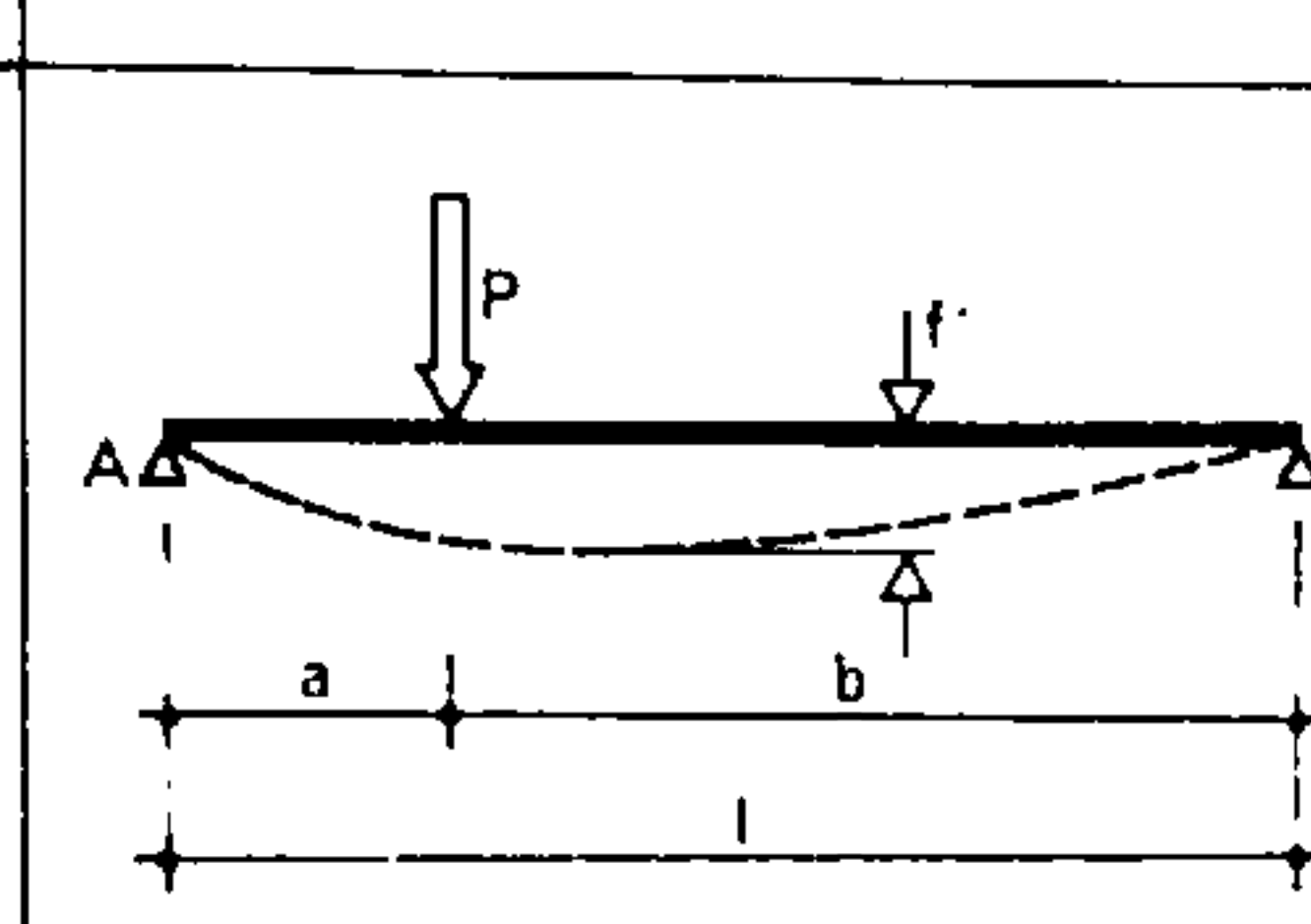
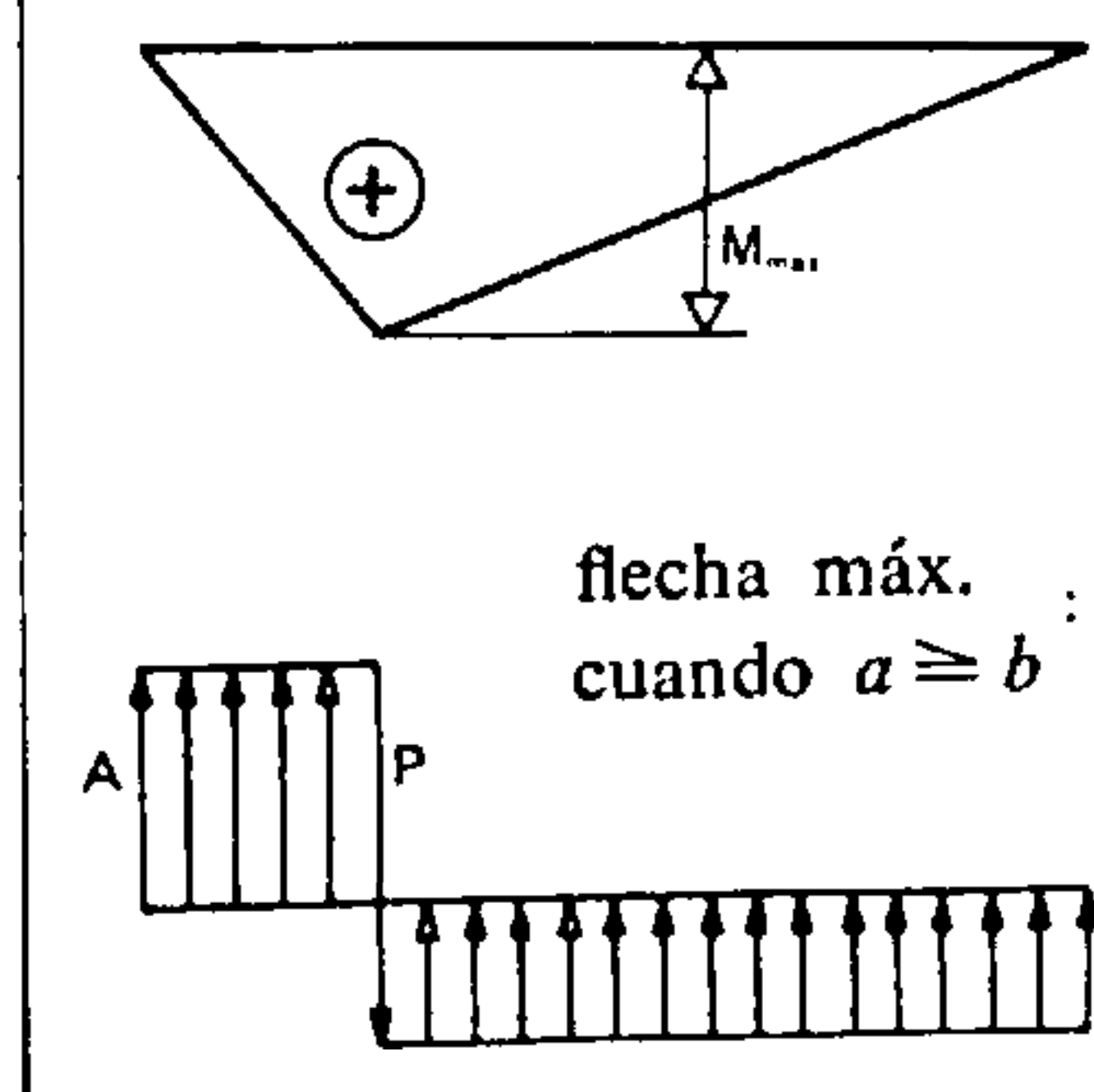
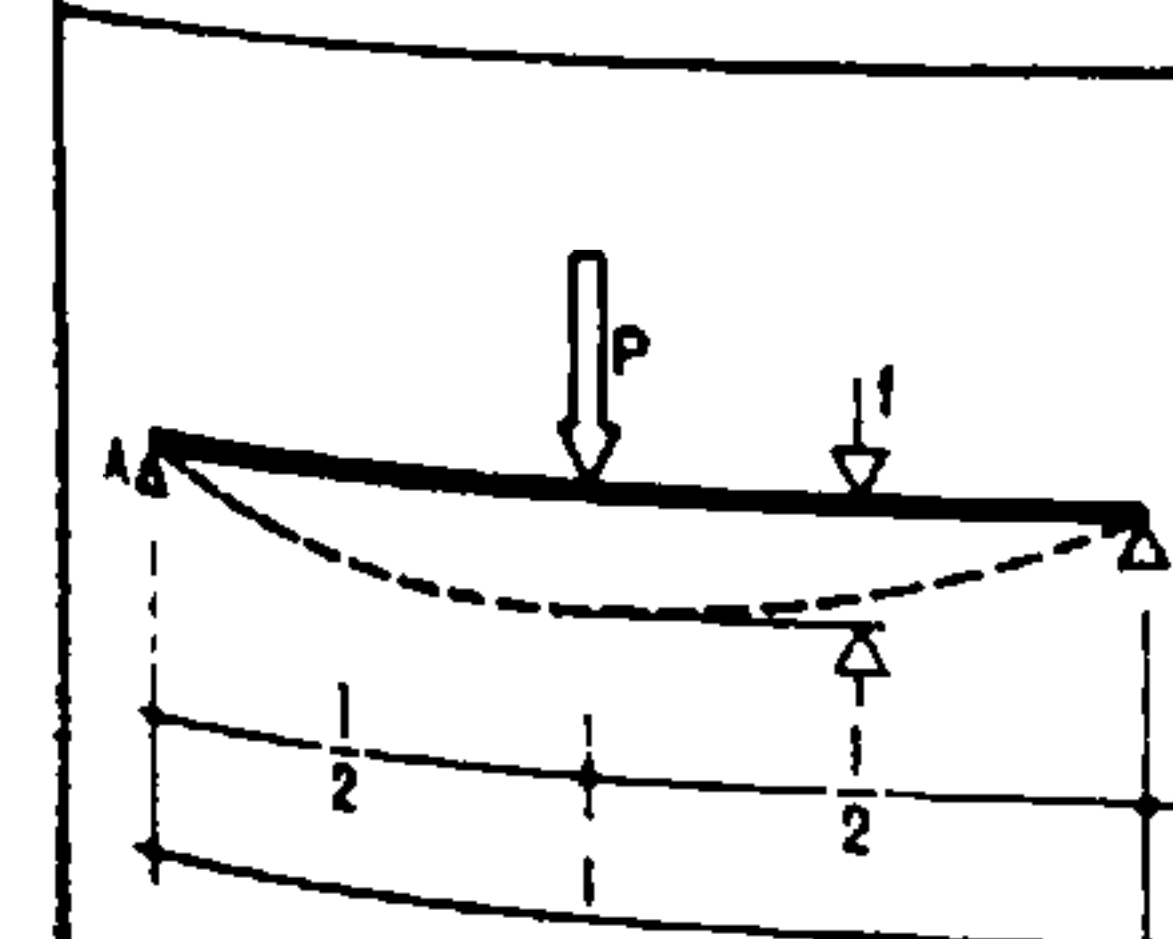
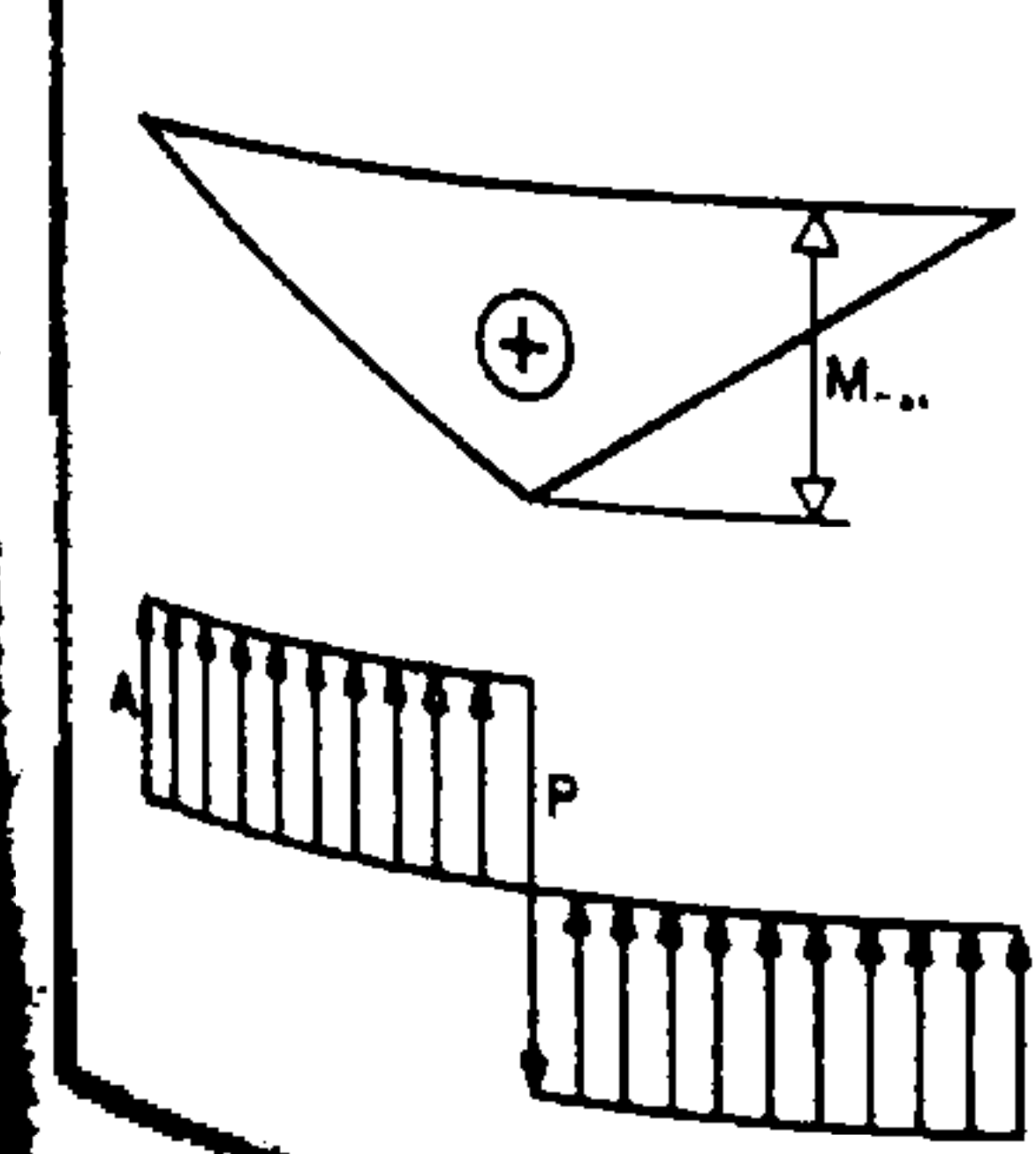
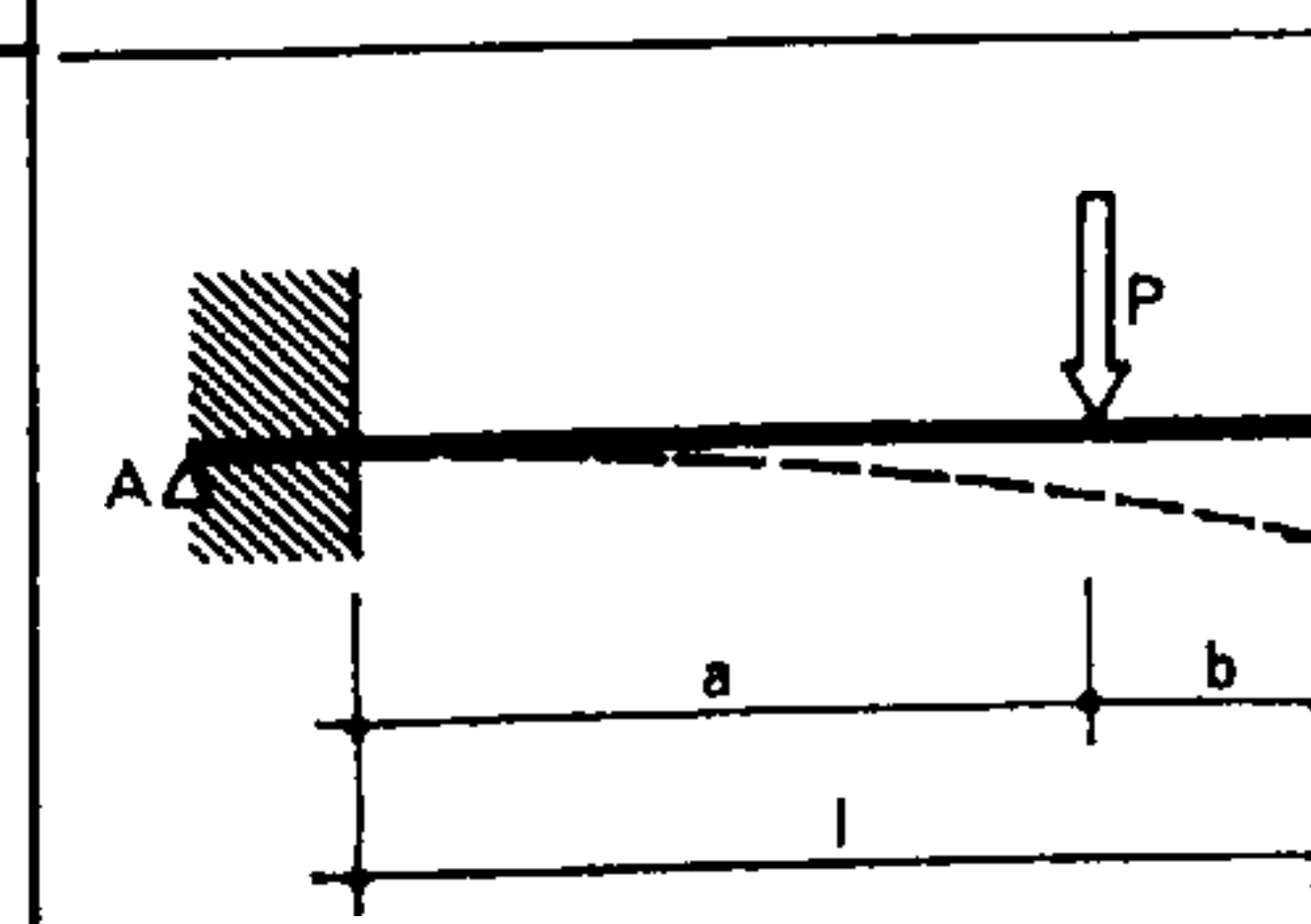
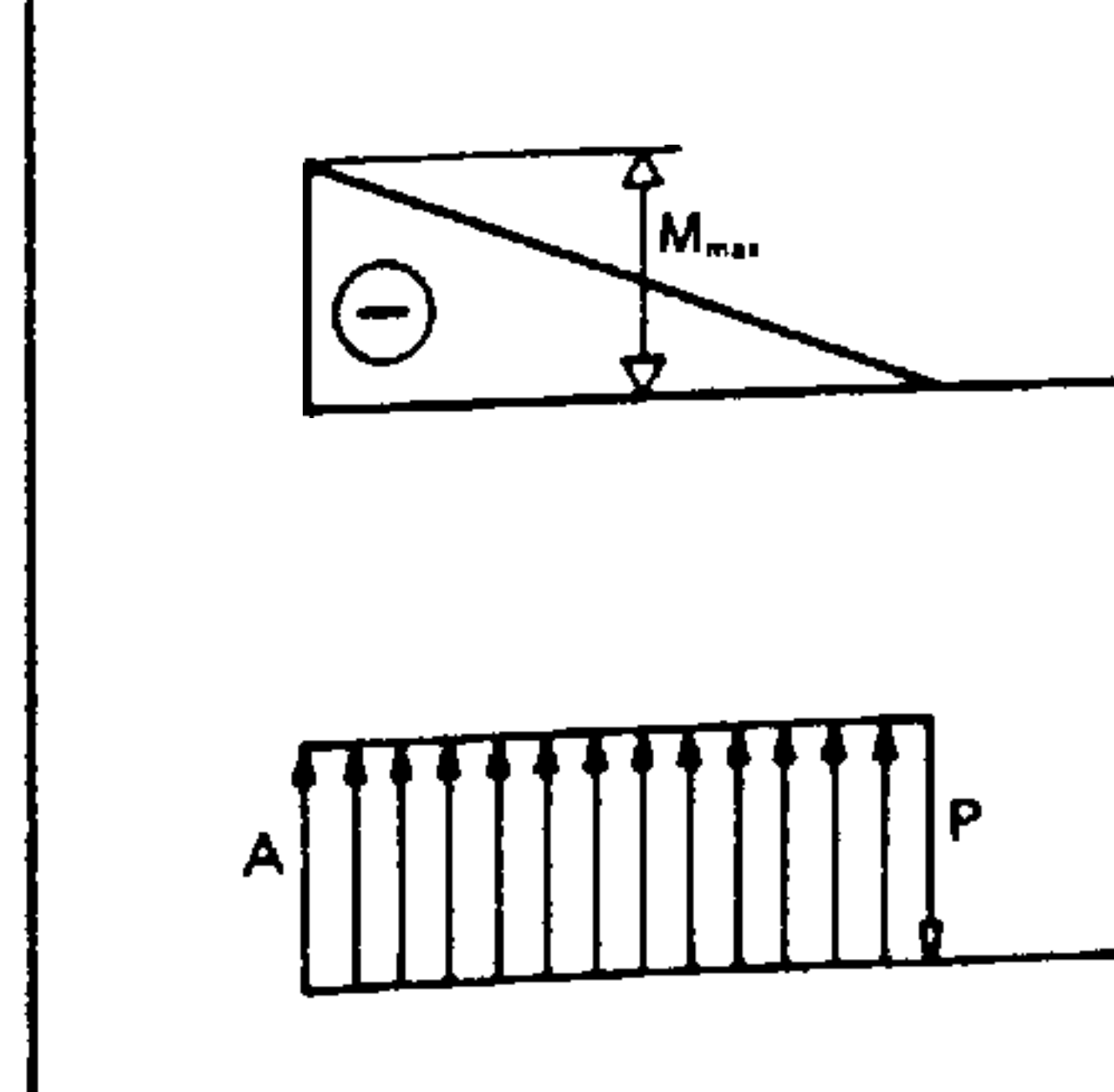


Fig. 782.

Trazado de la parábola por el método de la división de las tangentes trazadas en sus extremos

Uniéndolos puntos 1-1, 2-2, 3-3, etc., se obtienen tangentes a la parábola. Sólo queda trazarla.

Tabla 38. — Valores característicos y curvas de variación de los momentos flectores y de los esfuerzos cortantes para los casos que se presentan con más frecuencia en la práctica (con indicación de las fórmulas de las flechas).

<i>Viga sobre dos apoyos, cargada uniformemente</i>  Carga p por m Momento flector: $M_{max} = \frac{p \cdot l^2}{8}$ Esfuerzo cortante: $A = B = \frac{p \cdot l}{2}$ Flecha máxima: $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot J}$ 	<i>Viga en voladizo cargada uniformemente</i>  Carga p por m Momento flector: $M_{max} = \frac{p \cdot l^2}{2}$ Esfuerzo cortante: $A = p \cdot l$ Flecha máxima: $f = \frac{l^4}{8} \cdot \frac{p}{E \cdot J}$ 
<i>Viga sobre dos apoyos, cargada parcialmente</i>  Carga p por m Momento flector: $M_x = A \cdot x - \frac{Q}{2b} (x - a)^2$ $M_x = M_{max} \text{ si } x = a + \frac{A \cdot b}{Q}$ Esfuerzo cortante: $A = Q \cdot \frac{2c + b}{2l}$ $B = Q \cdot \frac{2a + b}{2l}$ x = distancia de apoyo A a la sección considerada $Q = p \cdot b$ 	<i>Viga sobre 2 apoyos soportando una carga concentrada</i>  Momento flector: $M_{max} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$ Esfuerzo cortante: $A = \frac{P \cdot b}{l}; \quad B = \frac{P \cdot a}{l}$ Flecha bajo P: $\frac{P}{3 E \cdot J} \cdot \frac{a^2 \cdot b^2}{l}$ flecha máx. cuando $a \geq b$: $\frac{P}{27 E \cdot J} \cdot \frac{b}{l} \cdot \sqrt{3} (l - b)^2$ flecha máx. cuando $a \leq b$: $\frac{P}{27 E \cdot J} \cdot \frac{a}{l} \cdot \sqrt{3} (l - a)^2$ 
<i>Viga sobre 2 apoyos cargada en el centro de la luz por medio de una carga concentrada</i>  Momento flector: $M_{max} = \frac{P \cdot l}{4}$ Esfuerzo cortante: $A = B = \frac{P}{2}$ Flecha máxima: $f = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J}$ 	<i>Viga en voladizo soportando una carga concentrada</i>  Momento flector: $M_{max} = P \cdot a$ Esfuerzo cortante: $A = P$ Flechas: Bajo P: $\frac{1}{8} \cdot \frac{P \cdot a^3}{E \cdot J}$ f_{max}: $\frac{1}{8} \cdot \frac{P \cdot a^3 \cdot l}{E \cdot J}$ 

Los efectos provocados por cada uno de los casos de carga se añaden algebraicamente, puesto que las deformaciones de la pieza se adicionan.

Volvamos al ejercicio precedente (fig. 775). Determinemos el valor del momento engendrado por cada una de las fuerzas.

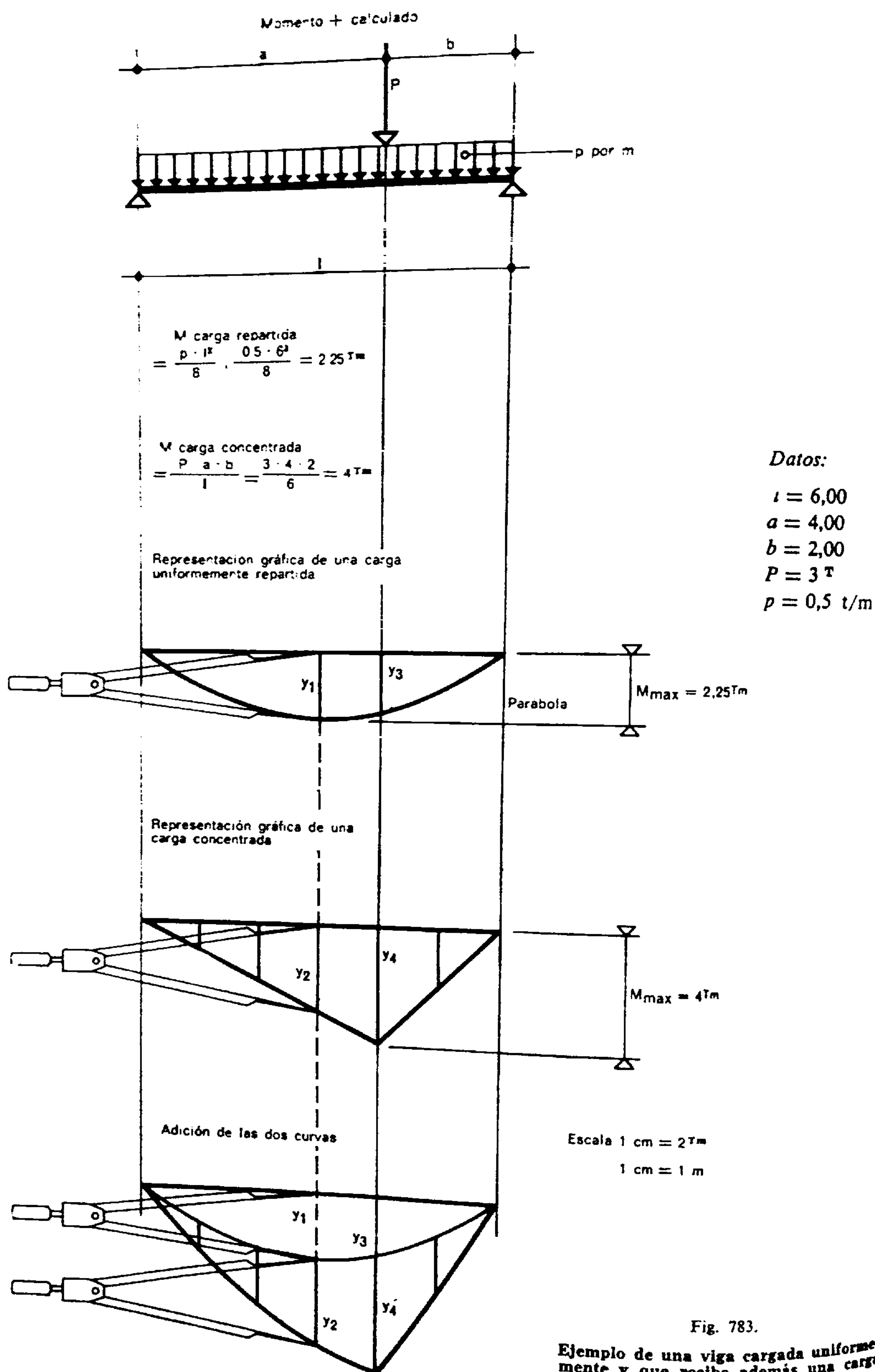


Fig. 783.
 Ejemplo de una viga cargada uniformemente y que recibe además una carga concentrada
 Determinación de la curva de los momentos flectores.

$$M_{P1} = \frac{P_1 \cdot a \cdot b}{l} \text{ o sea: } \frac{3 \cdot 3 \cdot 4}{7} = 5,14 \text{ mt}$$

$$M_{P2} = \frac{P_2 \cdot a' \cdot b'}{l} \text{ o sea: } \frac{2 \cdot 5 \cdot 2}{7} = 2,86 \text{ mt}$$

Llevemos esos valores a un gráfico y sumémoslos por medio de un compás de puntas secas (véase figura 778).

Se comprobará que se obtienen resultados idénticos a los del ejemplo precedentemente calculado.

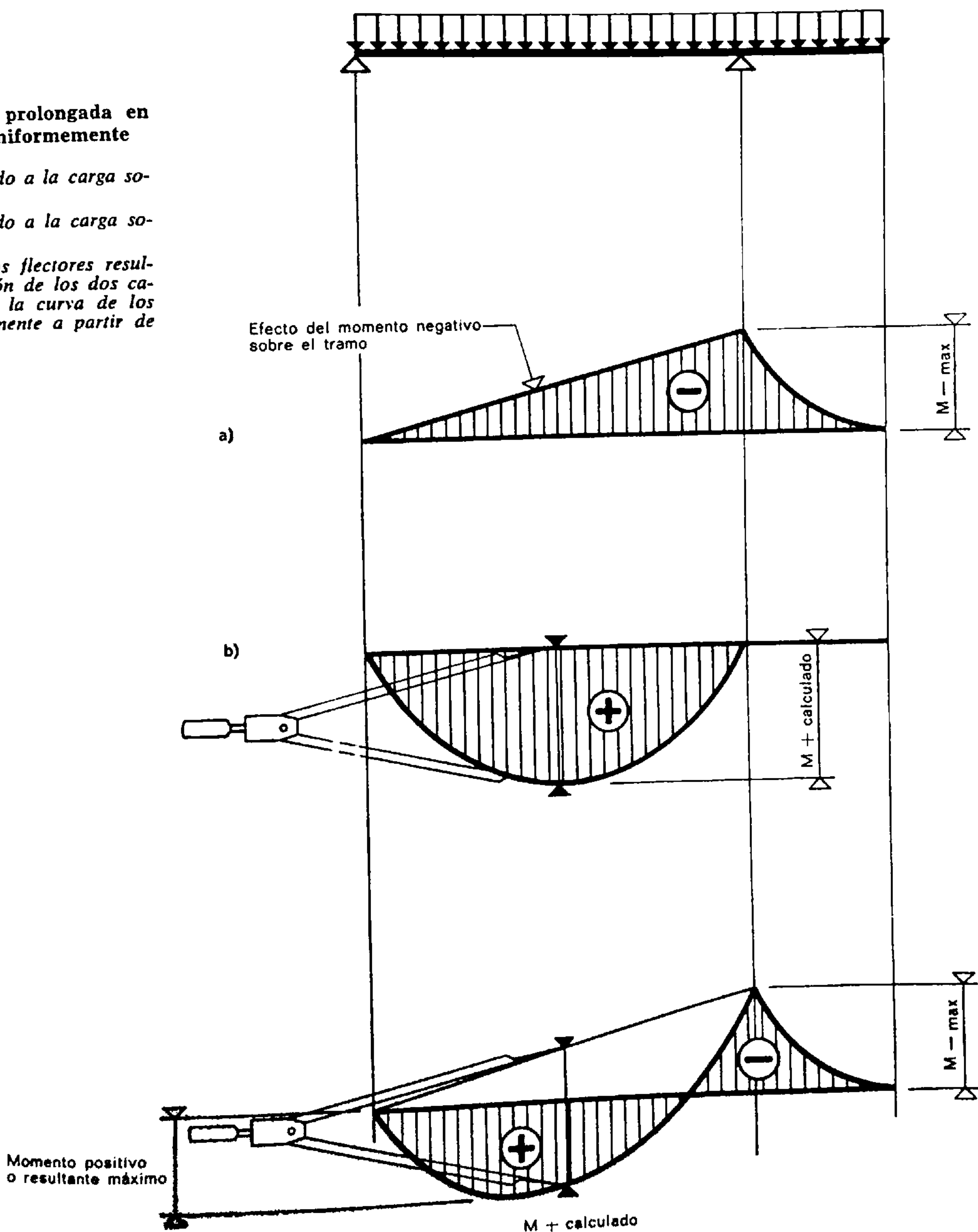
Esta adición de curvas puede realizarse cualquiera que sean los momentos presentes.

En este último caso, se traza la curva de los momentos comenzando por llevar los valores de los momentos negativos y luego, con estos valores, se llevan en seguida los momentos positivos calculados.

Fig. 784.

Viga sobre dos apoyos, prolongada en voladizo y cargada uniformemente

- Momento negativo debido a la carga sobre la ménsula.
- Momento positivo debido a la carga sobre el tramo.
- Curva de los momentos flectores resultante de la superposición de los dos casos. Las ordenadas de la curva de los $M+$ se toman directamente a partir de la curva de los $M-$.



10. CENTRO DE GRAVEDAD

El centro de gravedad de una superficie es el punto donde se aplica el peso de esta figura. Esta misma definición sirve también para los volúmenes y para las líneas.

La posición del centro de gravedad con relación a la superficie es invariable; suspendida por su centro de gravedad, una superficie permanece en equilibrio cualquiera que sea la posición dada.

Cuando una figura tiene un eje de simetría, diámetro o centro, el centro de gravedad se sitúa en este elemento.

La posición del centro de gravedad de las superficies elementales está definida en el Cap. XV: *Geometría*.

Las piezas de construcción no son siempre de formas geométricas simples. Considerando que una

superficie es una sección infinitamente delgada de un cuerpo, es posible, por descomposición de esta figura en superficies elementales, dar la situación del centro de gravedad de la superficie compleja.

Esta investigación puede llevarse a cabo o bien por medio de la estática gráfica, como ya hemos visto, o bien empleando la estática analítica.

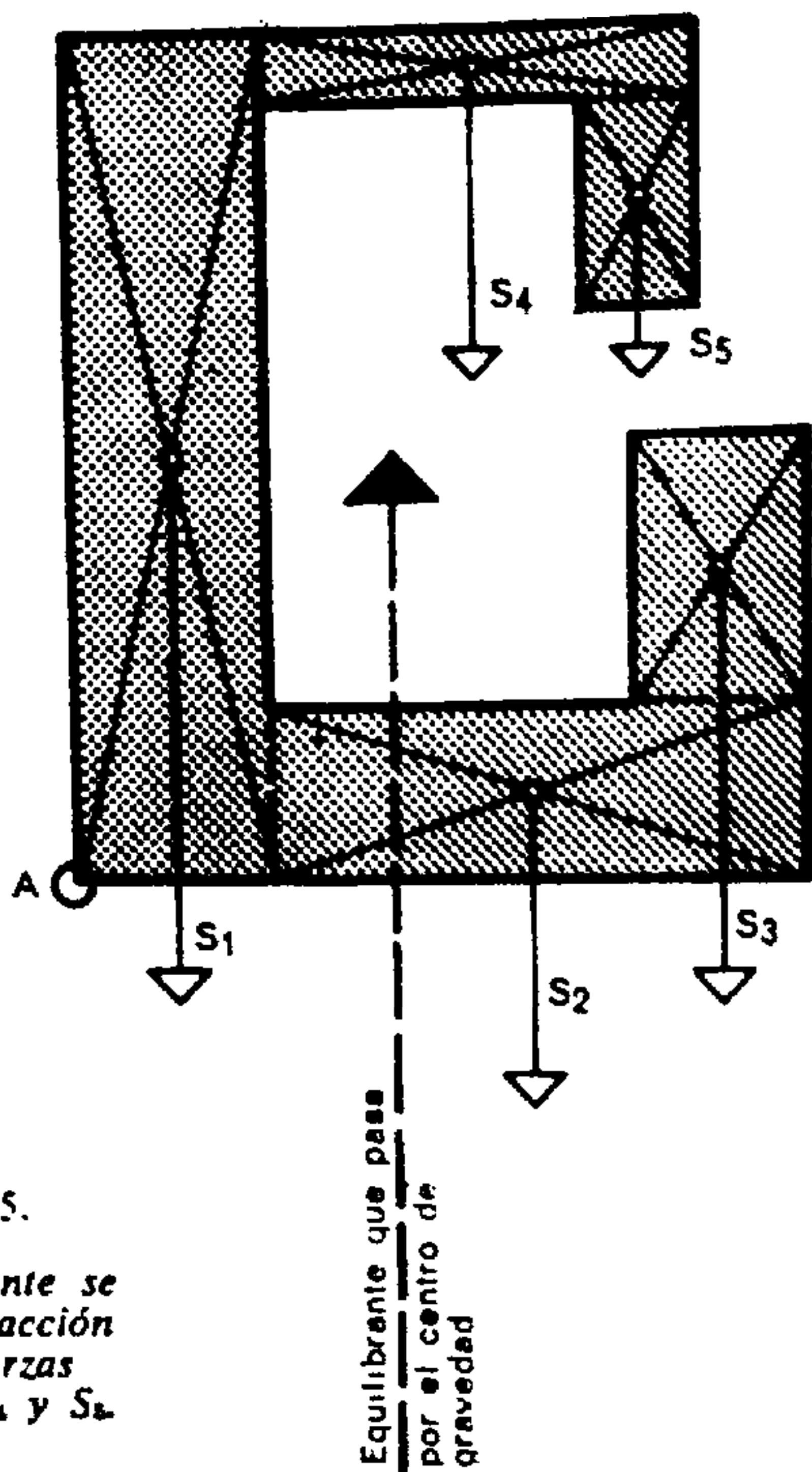


Fig. 785.

La equilibrante se opone a la acción de las fuerzas S_1, S_2, S_3, S_4 y S_5 .

El método analítico consiste en sustituir la superficie elemental por un peso. Imaginando un punto ficticio de giro A , la superficie compleja tiene tendencia a bascular en torno de dicho punto bajo el efecto del peso de las superficies elementales. La aplicación de la equilibrante de todas esas fuerzas en el centro de gravedad restablecerá el equilibrio.

Ahora bien, las fuerzas verticales corresponden al peso (es decir a la superficie) de esas figuras ele-

del centro de gravedad a este eje dividiendo esta suma por la superficie total de la pieza.

A fin de determinar con exactitud la posición del centro de gravedad, es necesario realizar este mismo cálculo con relación a otro eje perpendicular al elegido primeramente:

$$\text{Posición del centro de gravedad (con relación a un eje cualquiera)} = \frac{\sum \text{momentos de las superficies elementales}}{\text{superficie total}}$$

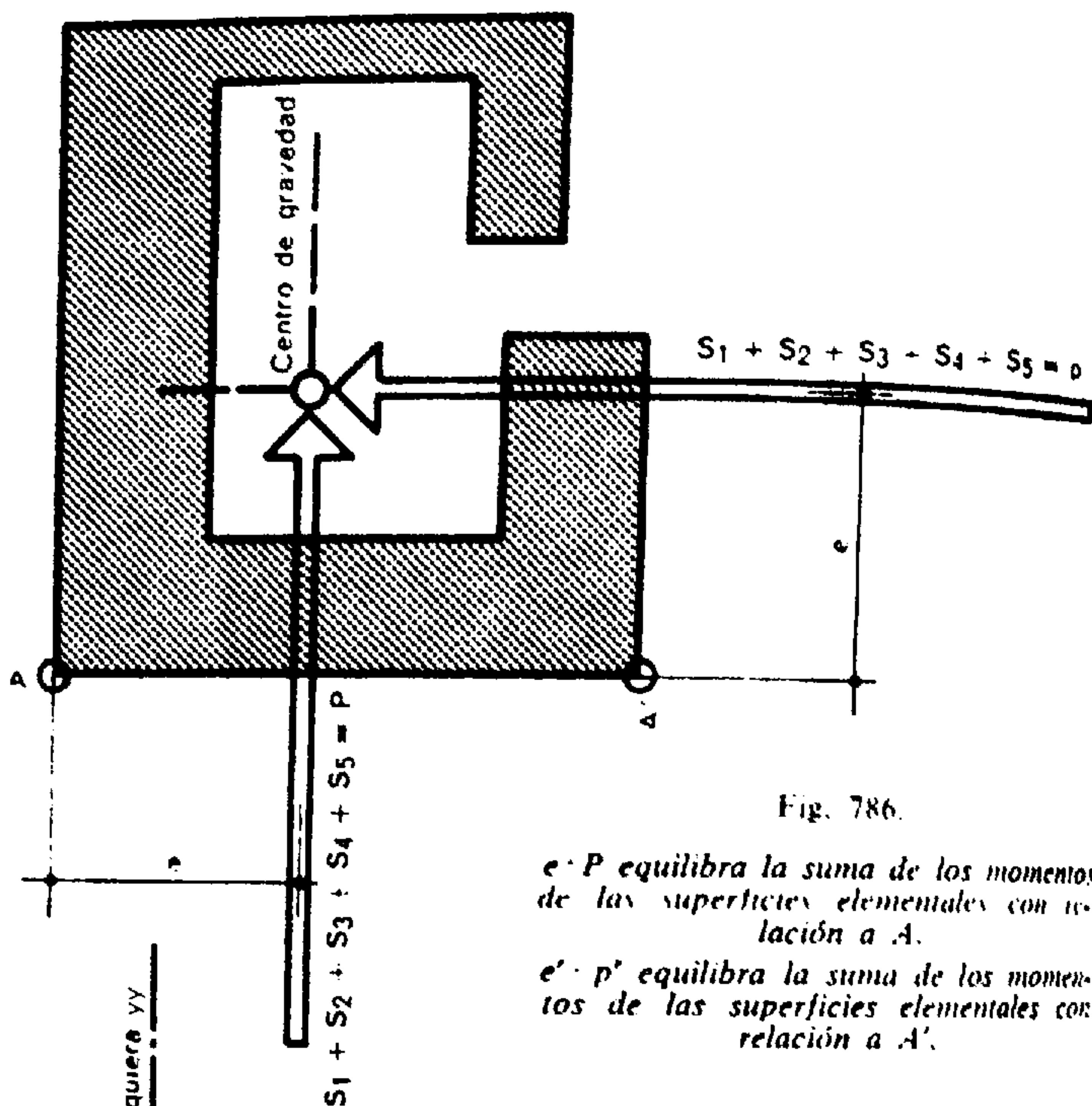


Fig. 786.

$e \cdot P$ equilibra la suma de los momentos de las superficies elementales con relación a A .

$e' \cdot p'$ equilibra la suma de los momentos de las superficies elementales con relación a A' .

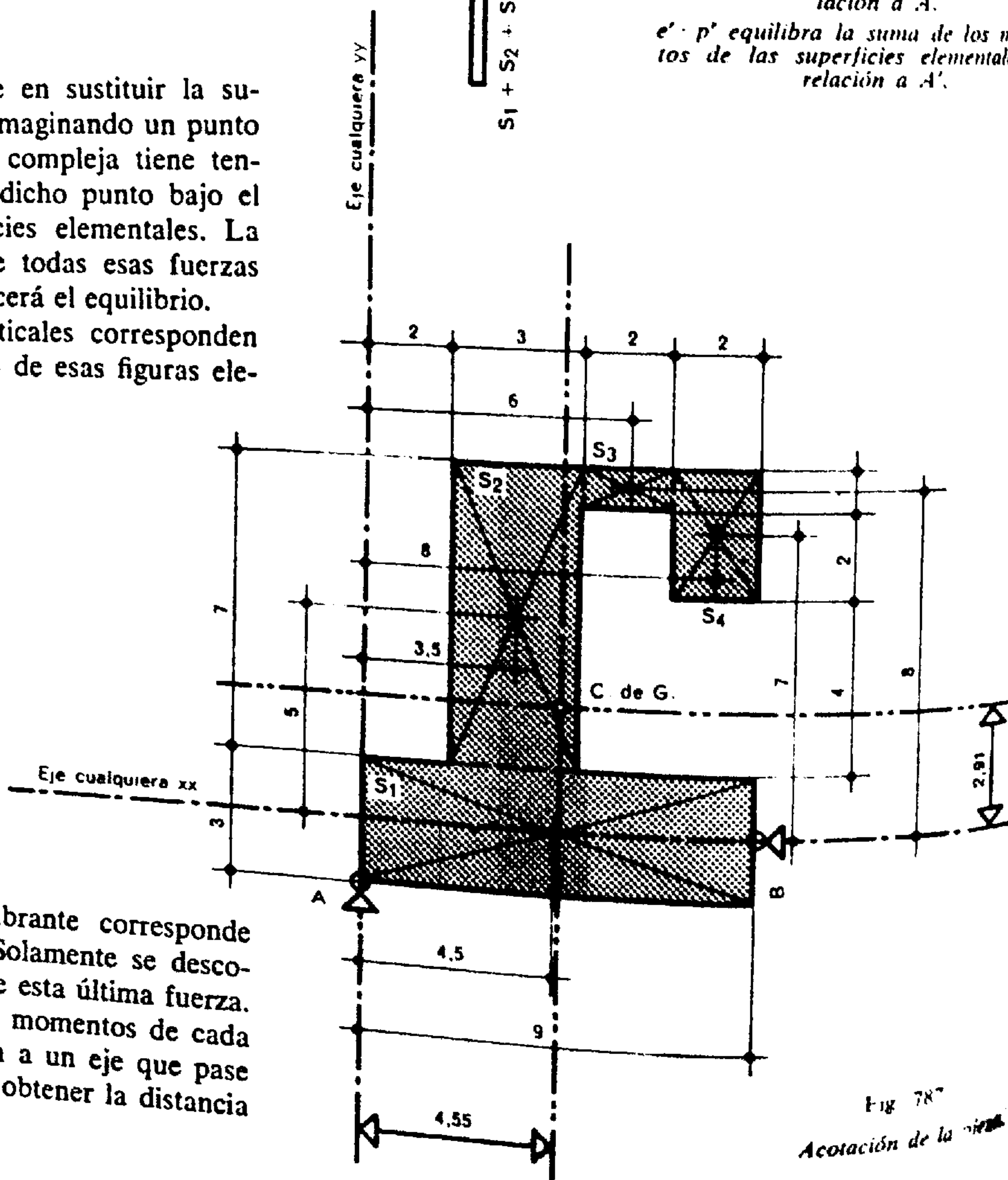


Fig. 787

Acotación de la pieza

mentales. El valor de la equilibrante corresponde al peso total (superficie total). Solamente se desconoce la distancia de aplicación de esta última fuerza.

Estableciendo la suma de los momentos de cada superficie elemental, con relación a un eje que pase por el punto de giro A , se puede obtener la distancia

Ejemplo: Determinar el centro de gravedad de la figura 787.

Presentación del cálculo:

Superficie			Distancia Y al eje yy	S · Y	Distancia X al eje xx	S · X
S ₁	9 · 3 =	27	4,5	121,5	0	0
S ₂	3 · 7 =	21	3,5	73,5	5	105
S ₃	2 · 1 =	2	6	12	8	16
S ₄	2 · 3 =	6	8	48	7	42
Σ cm ² 56				Σ S, 255,0 cm ²		Σ S · X, 163 cm ³

Así pues, el C. de G. se halla respectivamente a

$$e = \frac{255 \text{ cm}^3}{56 \text{ cm}^2} = 4,55 \text{ cm del eje elegido yy}$$

$$e' = \frac{163 \text{ cm}^3}{56 \text{ cm}^2} = 2,91 \text{ cm del eje elegido xx.}$$

11. MOMENTO O MÓDULO DE RESISTENCIA

Una pieza en estado de flexión bajo la influencia de cargas sufre tensiones internas de tracción y de compresión proporcionales a los esfuerzos exteriores aplicados.

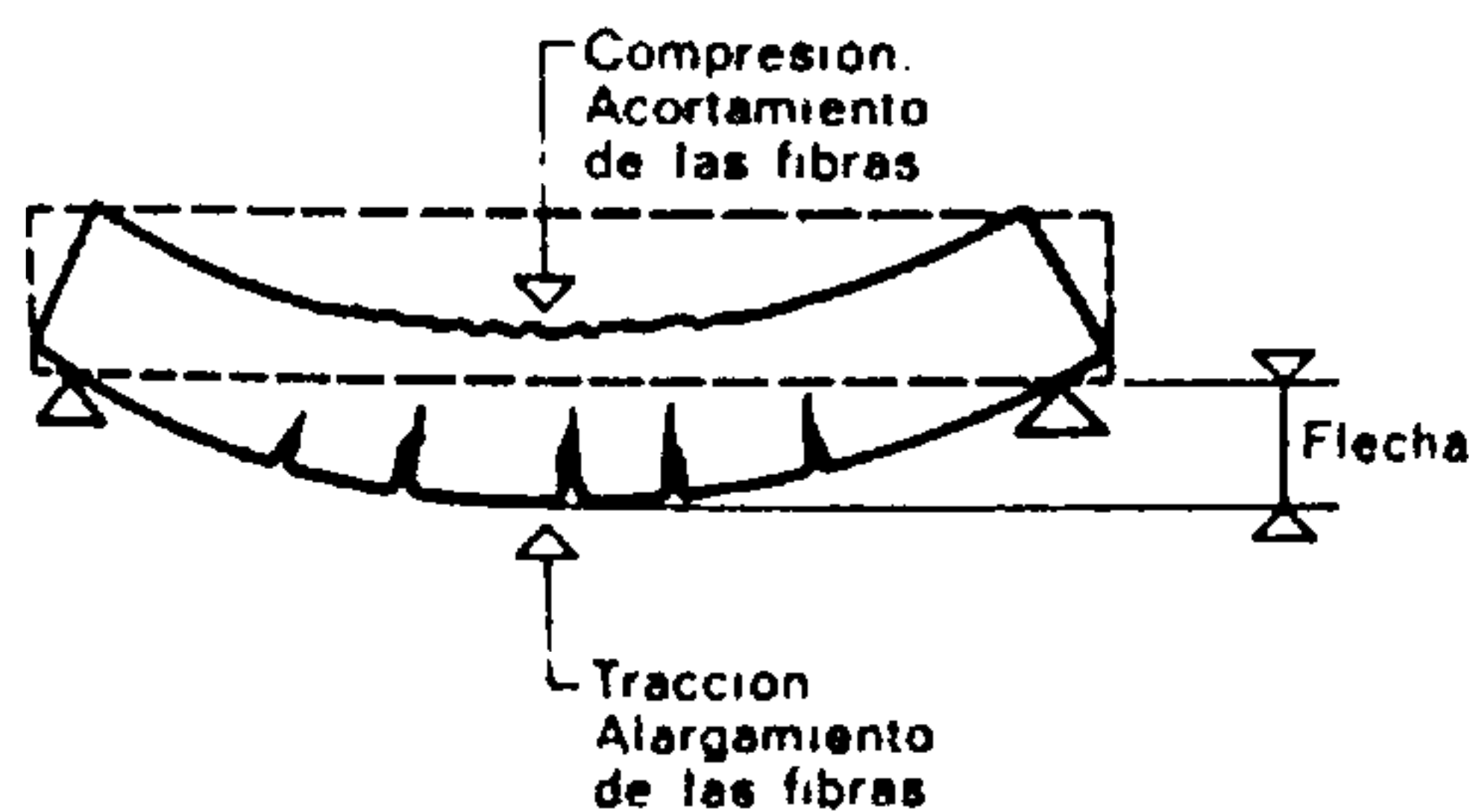


Fig. 788.

Esfuerzos en una pieza apoyada en dos puntos, en estado de flexión.

Esas tensiones de tracción y de compresión provocan simultáneamente efectos de alargamiento y de acortamiento de las fibras que sufren la sollicitación. Estos efectos se manifiestan por una flecha que se produce en la pieza. Se llama *eje neutro* o *fibra neutra* la parte de la pieza que no está sometida a ningún esfuerzo.

La flexión de la pieza que provoca la flecha es el momento de flexión o momento flector aplicado.

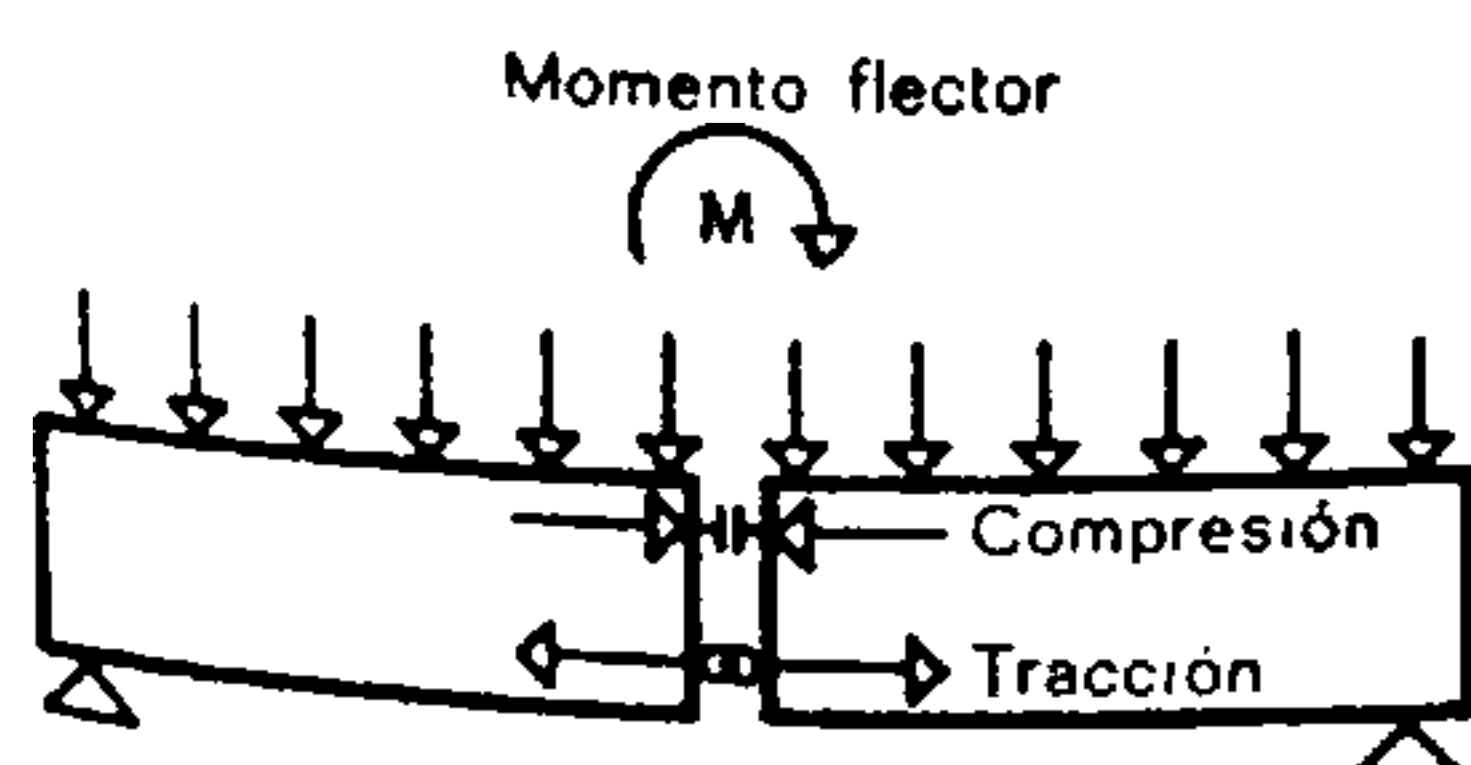


Fig. 789.

Una pieza compuesta de dos secciones permanece en equilibrio sobre sus dos apoyos cuando, en la unión de las dos partes, pueden transmitirse un esfuerzo de compresión y otro de tracción.

Las leyes de Hooke y de Navier sirven de base al establecimiento de las expresiones necesarias para la definición de los esfuerzos. La ley de Hooke establece que las tensiones provocadas son proporcionales a las deformaciones; la ley de Navier: que una sección AB, plana antes de la deformación, sigue siendo plana durante ésta.

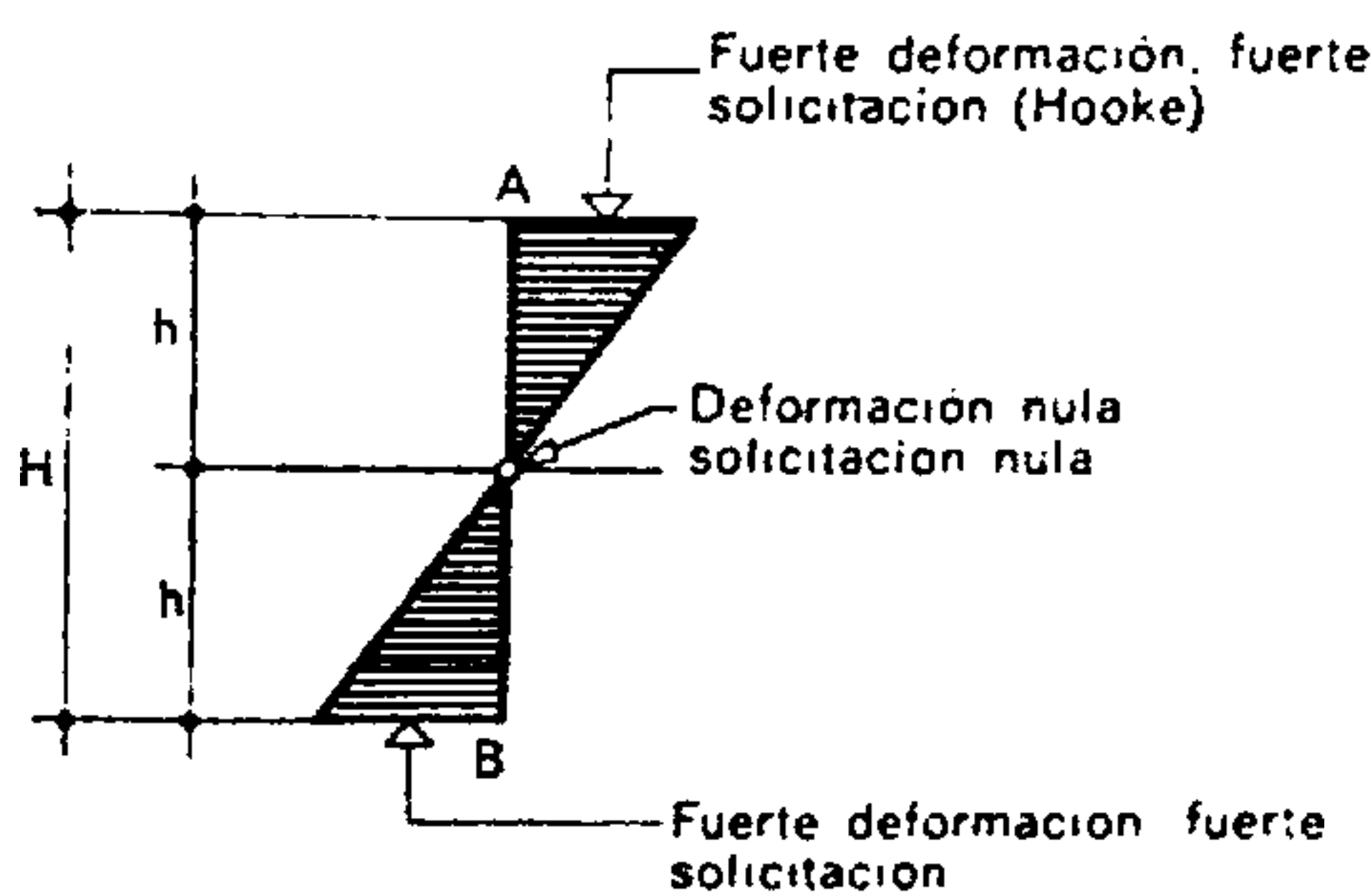


Fig. 790.

Distribución de los esfuerzos de tracción y de compresión en una pieza.

Para que la pieza flexada siga en equilibrio, es necesario que las fibras se opongan por una serie de reacciones a los efectos del momento.

El valor máximo de las reacciones internas depende de las características del material que compone la pieza. El conjunto de estos valores constituye un momento interno en el que intervienen las características dimensionales de la pieza y la resistencia propia del material empleado.

En efecto, el momento de flexión M al actuar sobre la pieza está equilibrado por un conjunto de fuerzas situadas en cada fibra del material.

Este esfuerzo tiene para fibras cualesquiera los valores siguientes:

$$F_1 = S_1 \cdot \sigma_1$$

$$F_2 = S_2 \cdot \sigma_2$$

$$F_3 = S_3 \cdot \sigma_3.$$

El valor de σ_1 , σ_2 y σ_3 se establece aplicando la ley de Hooke; los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y por lo tanto:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma} = \frac{x_1}{h} \quad \text{de donde} \quad \sigma_1 = \frac{\sigma \cdot x_1}{h}$$

El mismo razonamiento puede ser aplicado a σ_2 , σ_3 , etc.

El momento interno que se opone al momento de flexión M vale pues:

$$M = F_1 \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2 + F_3 \cdot x_3 + \dots$$

o sea, reemplazando F por su valor:

$$M = S_1 \cdot \sigma_1 \cdot x_1 + S_2 \cdot \sigma_2 \cdot x_2 + S_3 \cdot \sigma_3 \cdot x_3 + \dots;$$

reemplazando σ_1, σ_2 por su valor:

$$M = S_1 \frac{\sigma \cdot x_1}{h} \cdot x_1 + S_2 \frac{\sigma \cdot x_2}{h} \cdot x_2 + S_3 \frac{\sigma \cdot x_3}{h} \cdot x_3 + \dots$$

que puede escribirse:

$$M = \frac{S_1 \cdot x_1^2}{h} \cdot \sigma + \frac{S_2 \cdot x_2^2}{h} \cdot \sigma + \frac{S_3 \cdot x_3^2}{h} \cdot \sigma + \dots$$

El equilibrio del momento exterior podrá, pues, escribirse:

$$M = W \cdot \sigma$$

siendo M = momento de flexión que actúa sobre la pieza;

W = momento resistente característico de la sección;

σ = sollicitación soportada por el material.

Así es posible definir las características de una pieza que deba resistir un efecto determinado:

$$W = \frac{M}{\sigma}$$

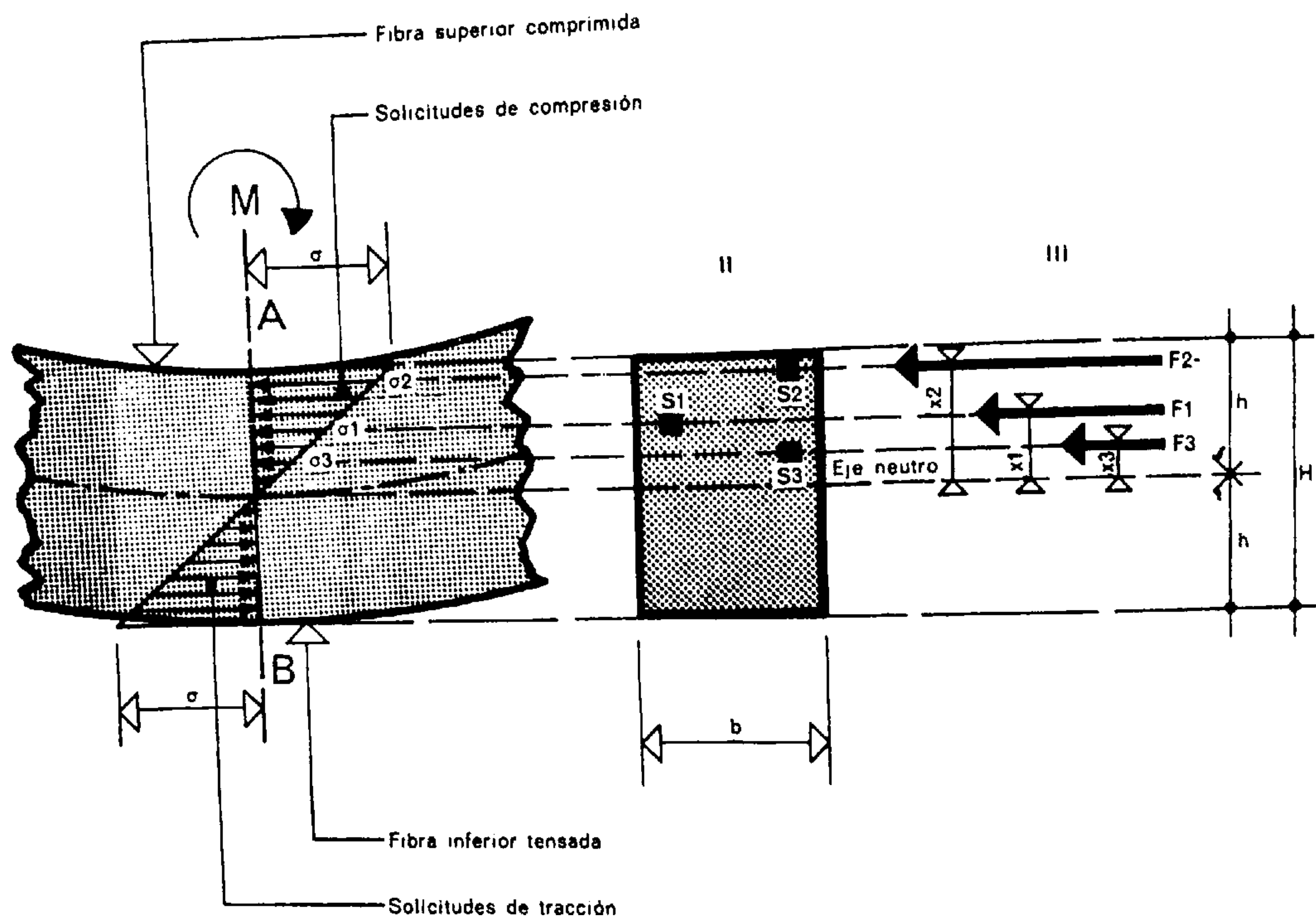


Fig. 791.

Equilibrio interno de las piezas sometidas a un momento de flexión

I. Alzado longitudinal de una pieza en estado de flexión.
Diagrama de la variación de los esfuerzos en una sección.

II. Corte transversal de la pieza.

III. Fuerzas creadas en la pieza.

$$F_1 = \sigma_1 \cdot S_1 \quad F_2 = \sigma_2 \cdot S_2, \text{ etc.}$$

El conjunto de las piezas equilibra el momento exterior M .

En resistencia de materiales se denomina W o momento resistente a la suma de todos los términos $\frac{S \cdot x^2}{h}$ de una sección,

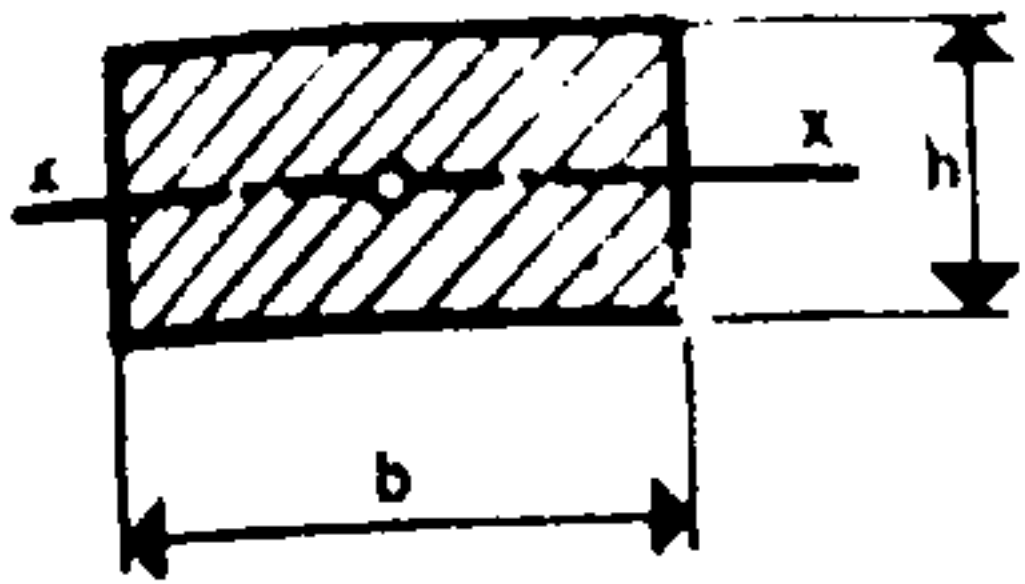
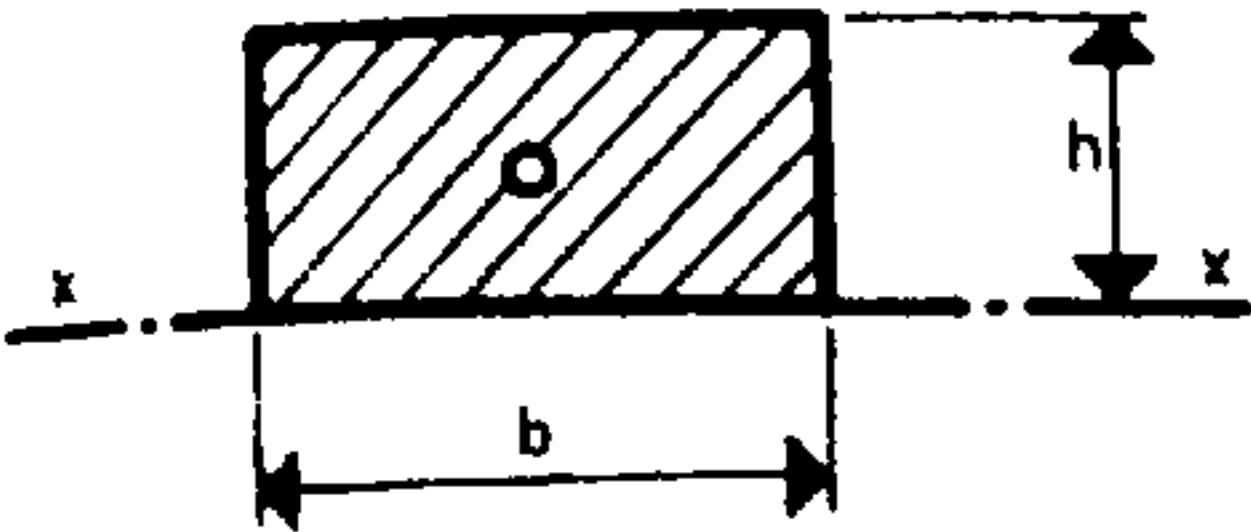
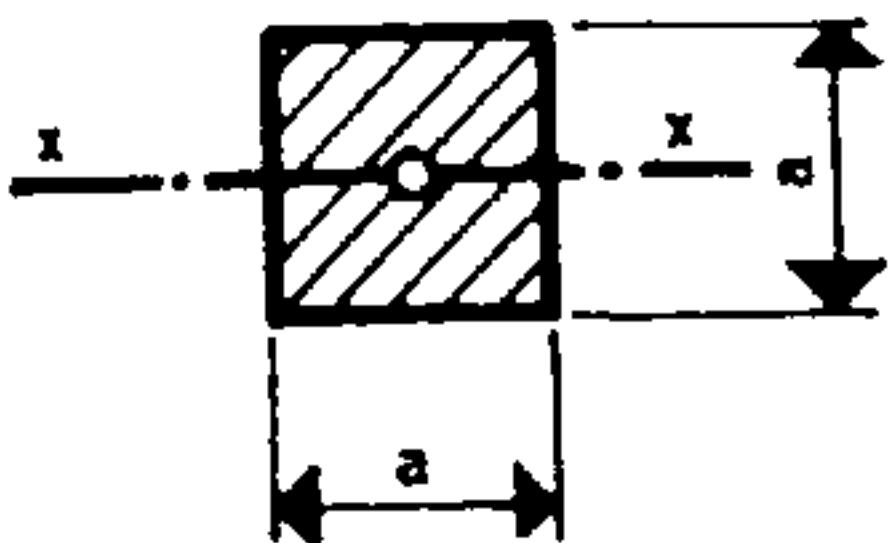
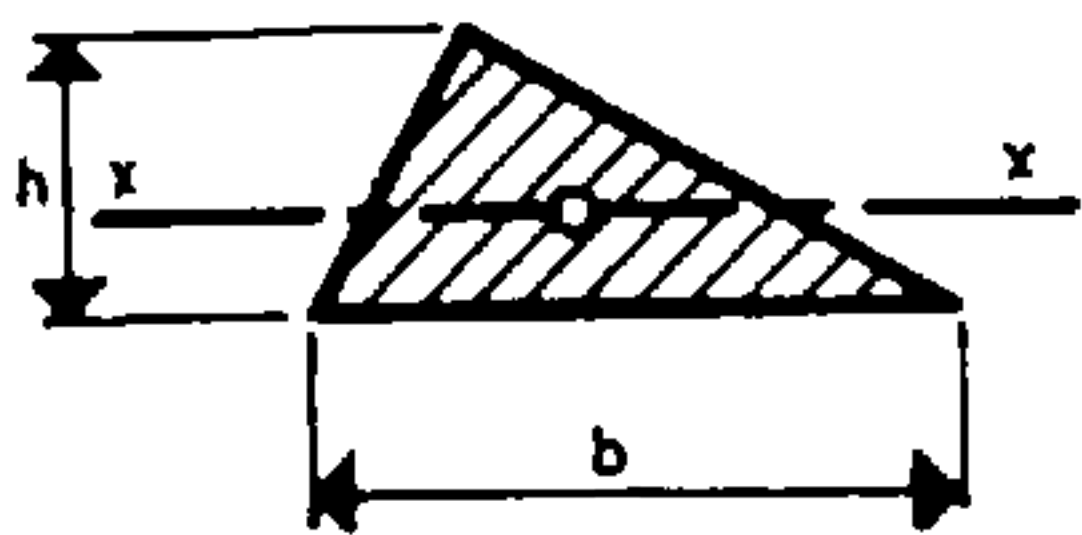
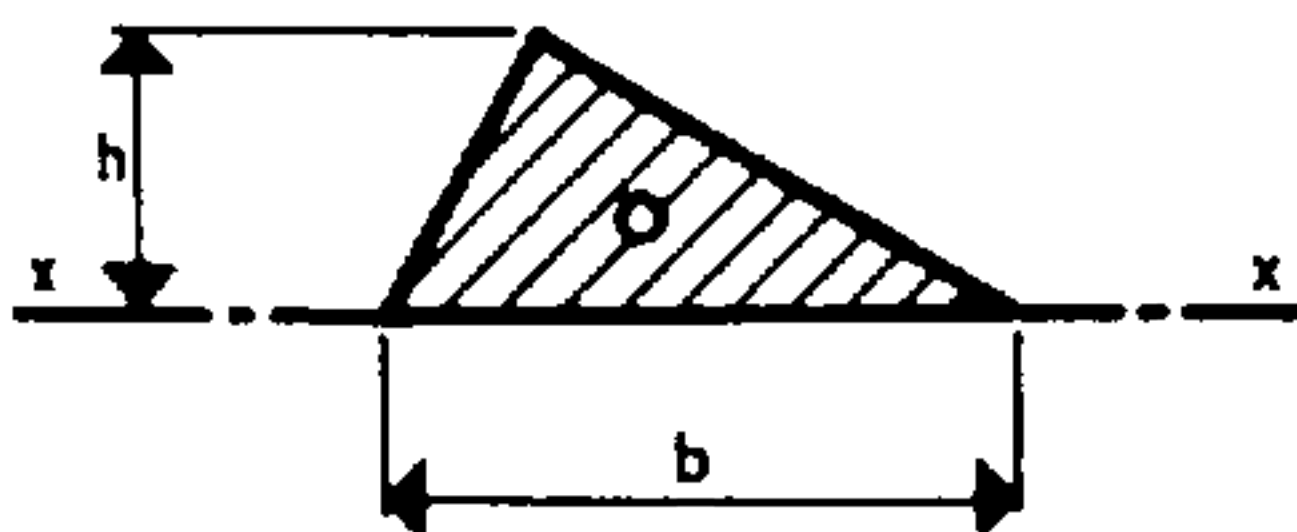
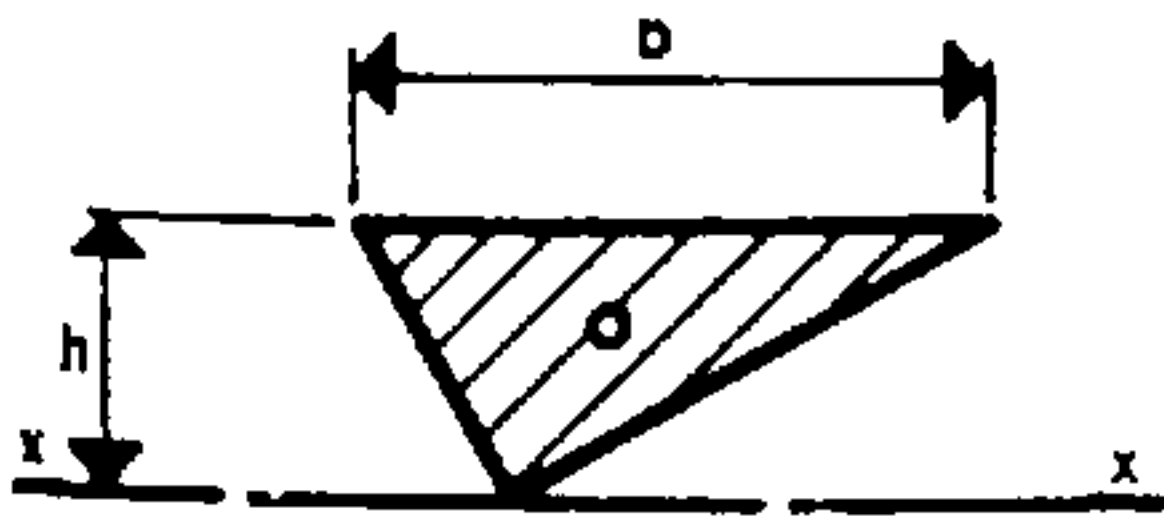
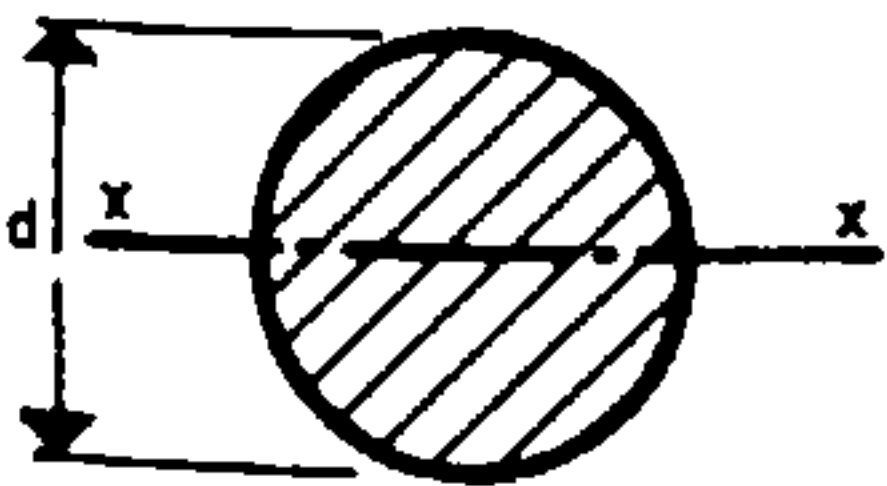
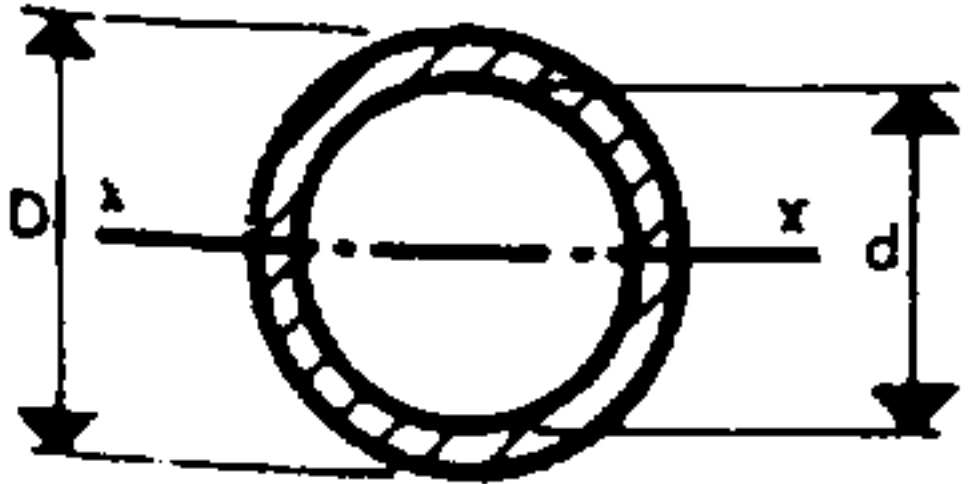
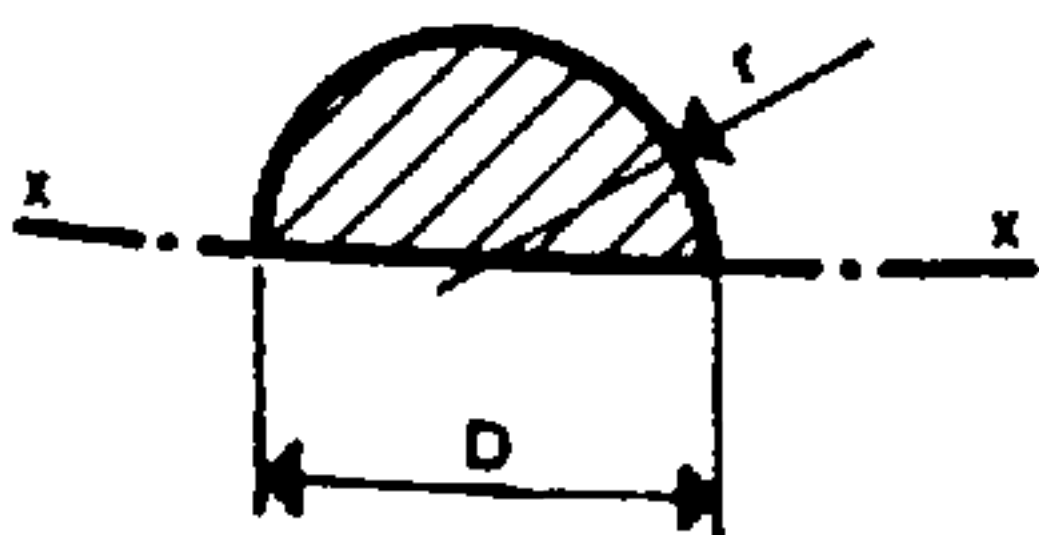
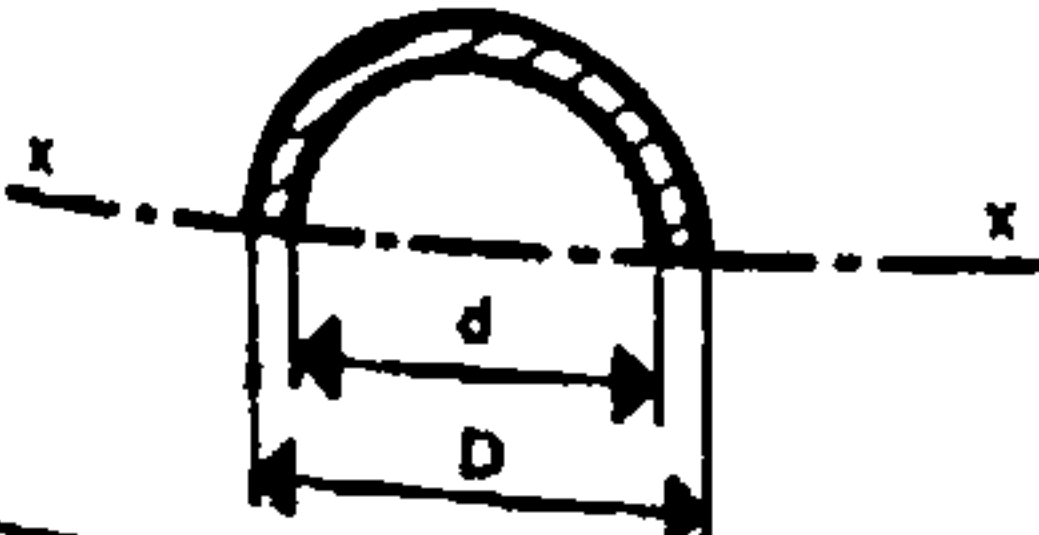
siendo:

S = unidades de superficie que componen la pieza,
 x = distancia de esas superficies al eje neutro de la pieza (que pasa por el centro de gravedad),
 h = distancia del eje neutro a la fibra más alejada.

El W de una pieza homogénea generalmente se calcula con relación al eje que pasa por el centro de gravedad (C. de G.).

Existe un valor de W para cada eje principal de la pieza. A superficies de sección igual, el W máximo, y por consiguiente la resistencia óptima, se obtiene considerando a la altura como la mayor dimensión de la pieza. Los momentos resistentes W para las secciones más corrientes están indicados en la Tabla 39.

Tabla 39. — Momentos de inercia, módulos de resistencia (o momentos resistentes) y radios de giro.

SECCIÓN	Momento de inercia	Momento resistente	Radio de giro
	$J \text{ (cm}^4\text{)}$	$W \text{ (cm}^3\text{)} = \frac{J}{\frac{h}{2}}$	$i \text{ (cm)} = \sqrt{\frac{J}{S}}$ (S = superficie)
	$\frac{b \cdot h^3}{12}$	$\frac{b \cdot h^2}{6}$	$\frac{h}{\sqrt{12}}$
	$\frac{b \cdot h^3}{3}$	$\frac{b \cdot h^2}{3}$	$\frac{h}{\sqrt{3}}$
	$\frac{a^4}{12}$	$\frac{a^3}{6}$	$\frac{a}{\sqrt{12}}$
	$\frac{b \cdot h^3}{36}$	$\frac{b \cdot h^2}{24}$	$\frac{h}{\sqrt{18}}$
	$\frac{b \cdot h^3}{12}$	$\frac{b \cdot h^2}{12}$	$\frac{h}{\sqrt{6}}$
	$\frac{b \cdot h^3}{4}$	$\frac{b \cdot h^2}{4}$	$\frac{h}{\sqrt{2}}$
	$\frac{\pi \cdot d^4}{64}$	$\frac{\pi \cdot d^3}{32}$	$\frac{d}{4}$
	$\frac{\pi (D^4 - d^4)}{64}$	$\frac{\pi (D^4 - d^4)}{32 D}$	$\frac{\sqrt{D^2 + d^2}}{4}$
	$\frac{\pi \cdot D^4}{128}$	$\frac{\pi \cdot d^3}{64}$	$\frac{d}{4}$
	$0,1098 (R^4 - \pi^4)$		$\frac{0,264 \sqrt{D^2 + d^2}}{4}$

Ejemplo: Determinar la sección de una pieza de madera de 3 m de luz que soporta una carga de 800 kg/m. $\sigma_{\text{madera}} = 85 \text{ kg/cm}^2$.

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

$$\text{o sea } \frac{0,8 \cdot 3^2}{8} = 0,9 \text{ m} \cdot \text{t}, \text{ o sea } 90\,000 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

$$W = \frac{M}{\sigma} \text{ o sea } \frac{90\,000}{85} \cong 1\,060 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{rectángulo}} = \frac{b \cdot h^2}{6} \text{ o sea } h = 24 \text{ cm}; b = 12 \text{ cm};$$

$$W = 1\,152 \text{ cm}^3 > 1\,060; \text{ por lo tanto, admisible.}$$

Observación: El valor de W figura en las tablas de laminados metálicos, junto con las diversas características dimensionales de dichos laminados. (Véase tabla de laminados, en venta en el comercio.) En ciertas obras la letra W se reemplaza por la notación:

$$\frac{J}{h} \text{ o } \frac{J}{H},$$

donde $h = \frac{H}{2}$ = distancia de la fibra más alejada del eje.

Véase la fig. 791.

12. MOMENTO DE INERCIA

Se llama momento de inercia de un elemento de superficie S , con relación a un eje, al producto de esa superficie elemental por el cuadrado de su distancia al eje, o sea: $J = a^2 \cdot S$.

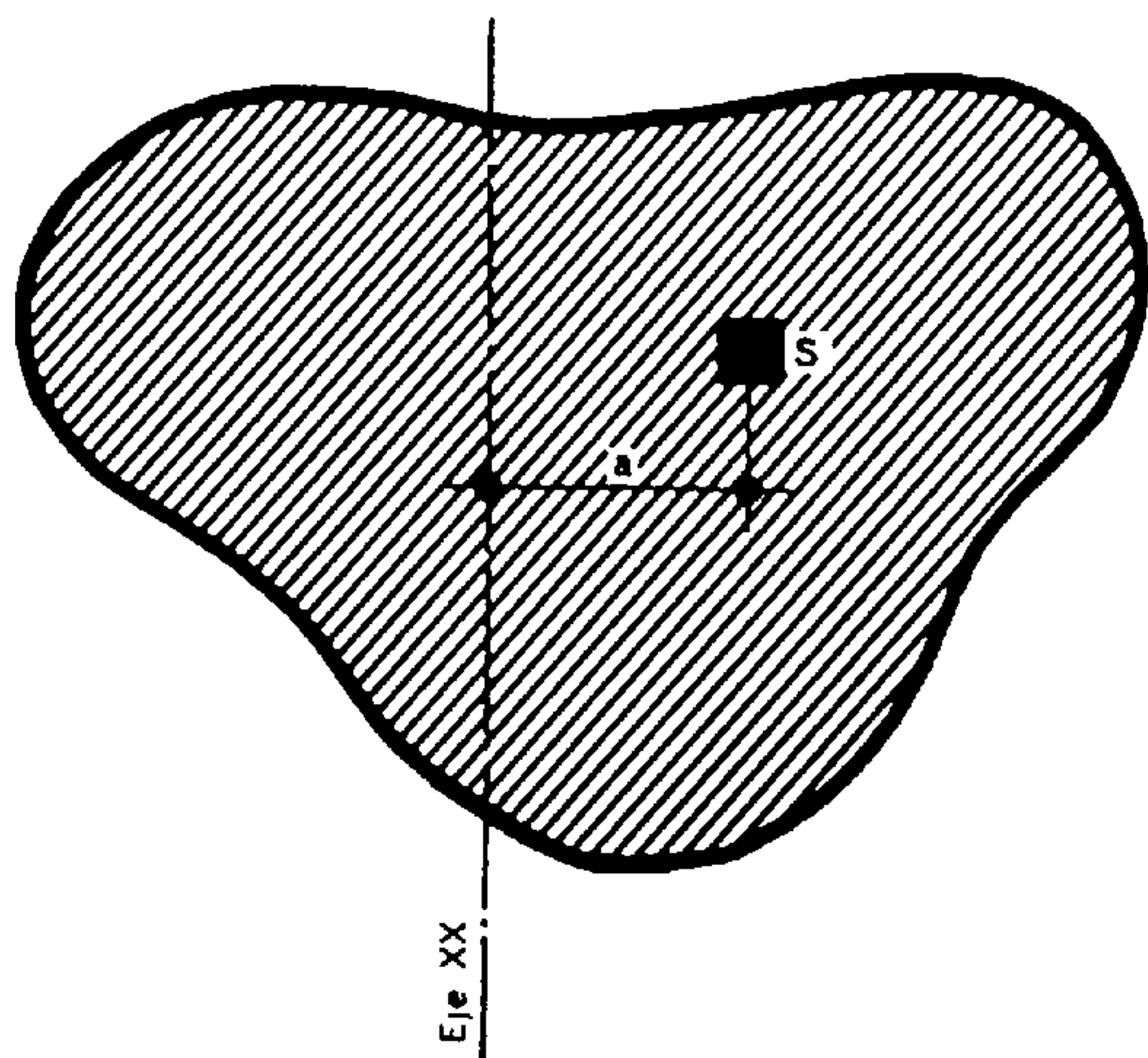


Fig. 792.

$$\text{Momento de inercia del elemento unitario} = a^2 \cdot S.$$

El momento de inercia de una superficie será pues la suma de los momentos de inercia de las superficies elementales, o sea: $J = \sum a^2 \cdot S$.

Se comprueba que esta expresión es la que figura en el numerador de la fórmula dada (pág. 284) para la determinación del momento resistente. Lo cual equivale a decir que el momento resistente de una superficie es igual a su momento de inercia dividido

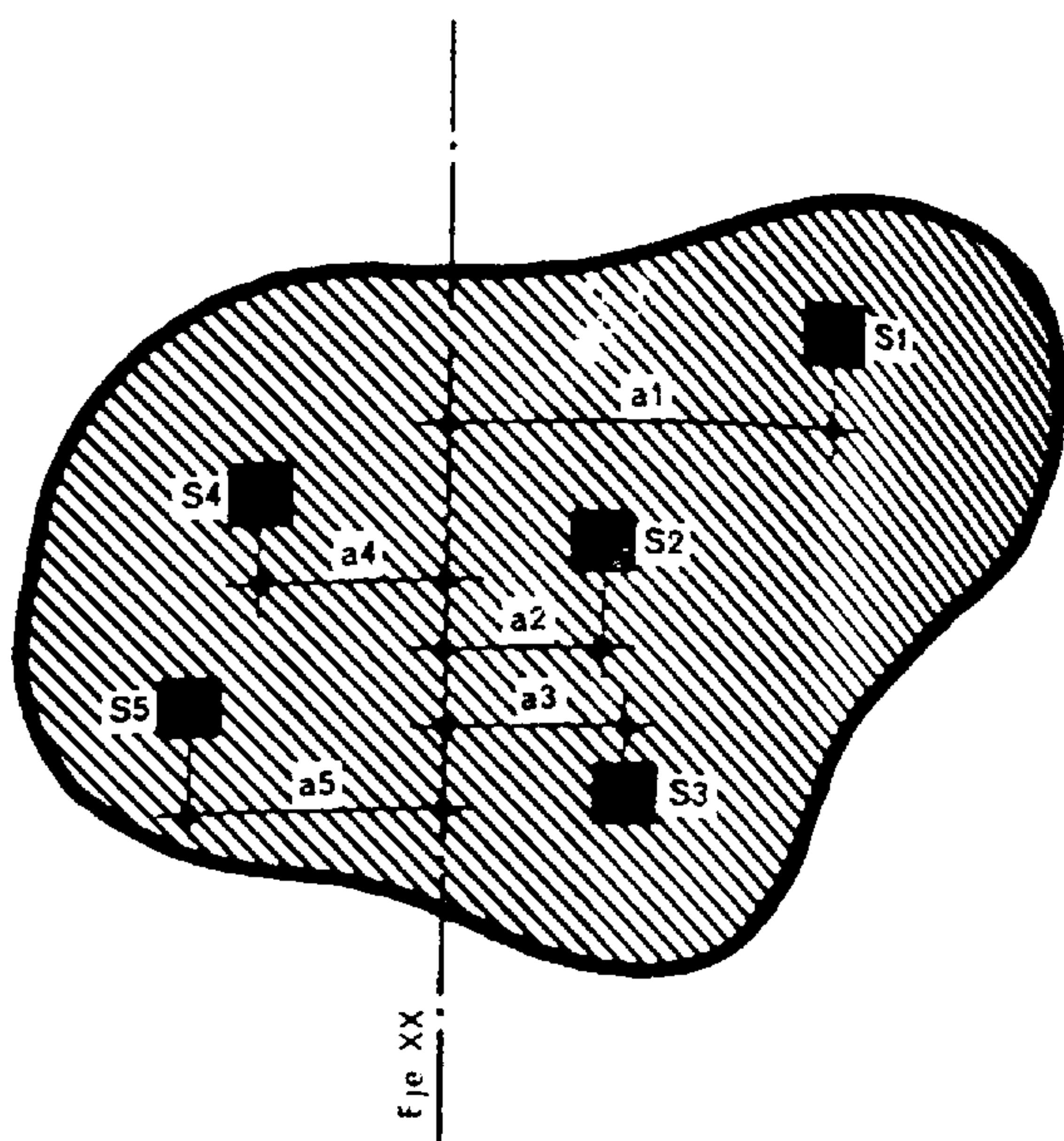


Fig. 793.

$$\text{Momento de inercia de la superficie total} = \sum a^2 \cdot S.$$

por la distancia de la fibra más alejada del eje de referencia escogido (que generalmente pasa por el centro de gravedad).

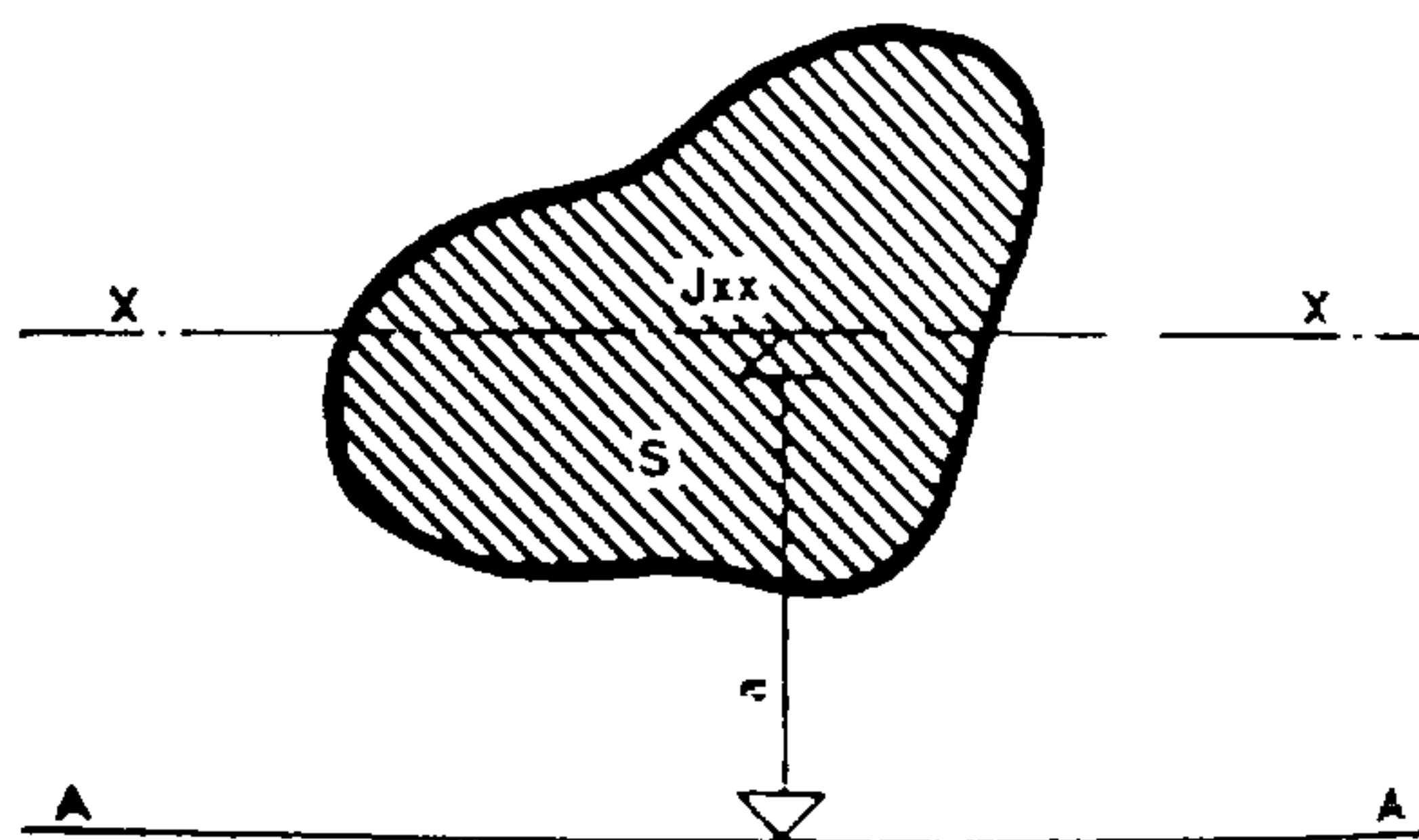


Fig. 794.

$$\text{Momento de inercia con relación a un eje cualquiera AA.} \\ J_{AA} = J_{XX} + a^2 \cdot S.$$

La unidad del momento de inercia es una longitud elevada a la cuarta potencia, o sea: mm⁴; cm⁴; m⁴; etcétera; así, pues, es siempre positiva.

El cálculo del momento de inercia de las su-

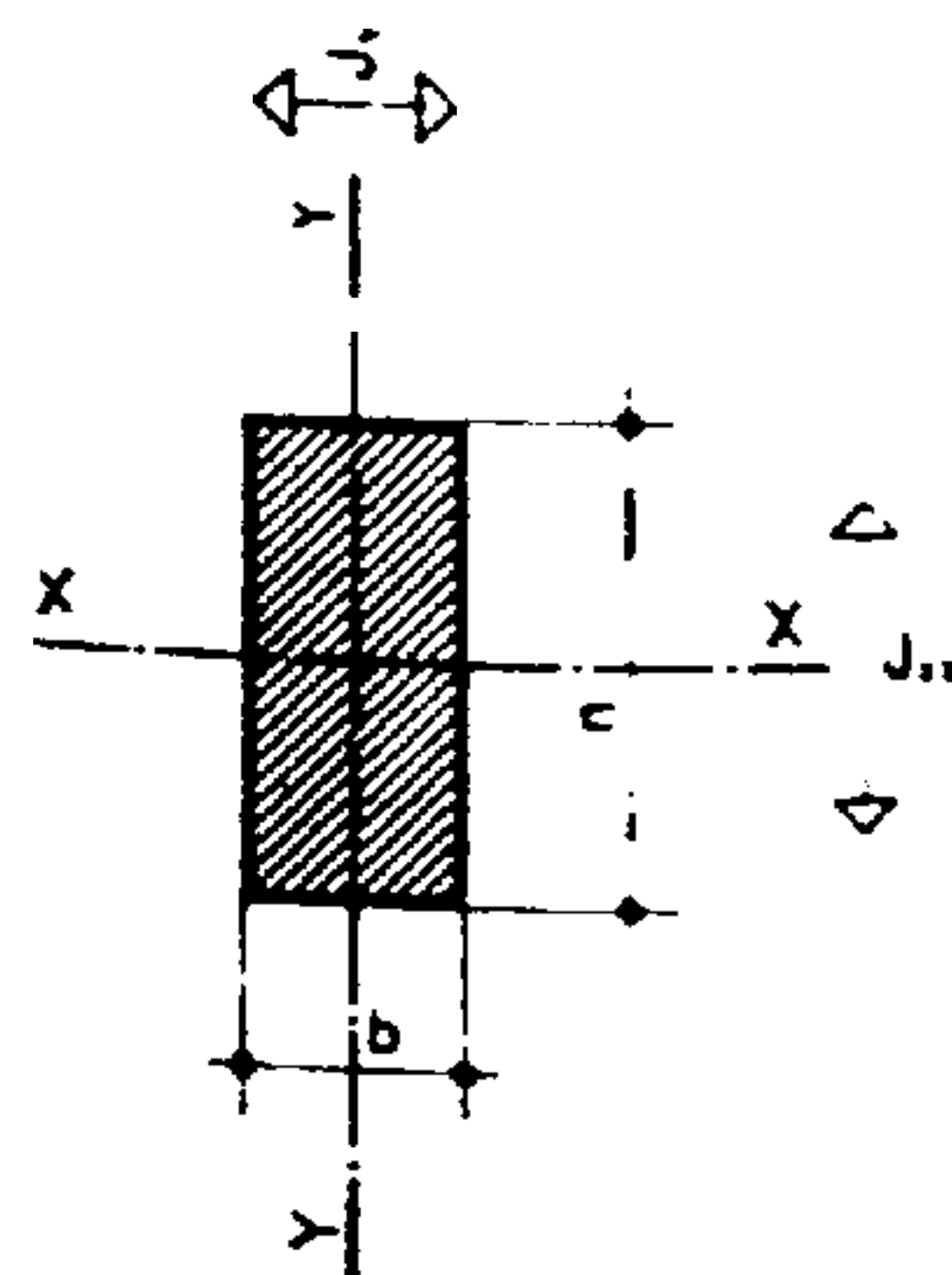


Fig. 795.

$$\text{Momento de inercia de una sección rectangular.}$$

$$J_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad J_{xx} = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad J_{yy} < J_{xx}$$

perfiles corrientes simples recurre al cálculo diferencial y, por consiguiente, se sale del cuadro fijado para esta obra.

La Tabla 39 da las J (o momentos de inercia) de las superficies simples corrientemente empleadas.

Conociendo los momentos de inercia de las superficies elementales, es posible determinar el momento de inercia de conjuntos complejos sin cálculos complicados, por aplicación del teorema siguiente:

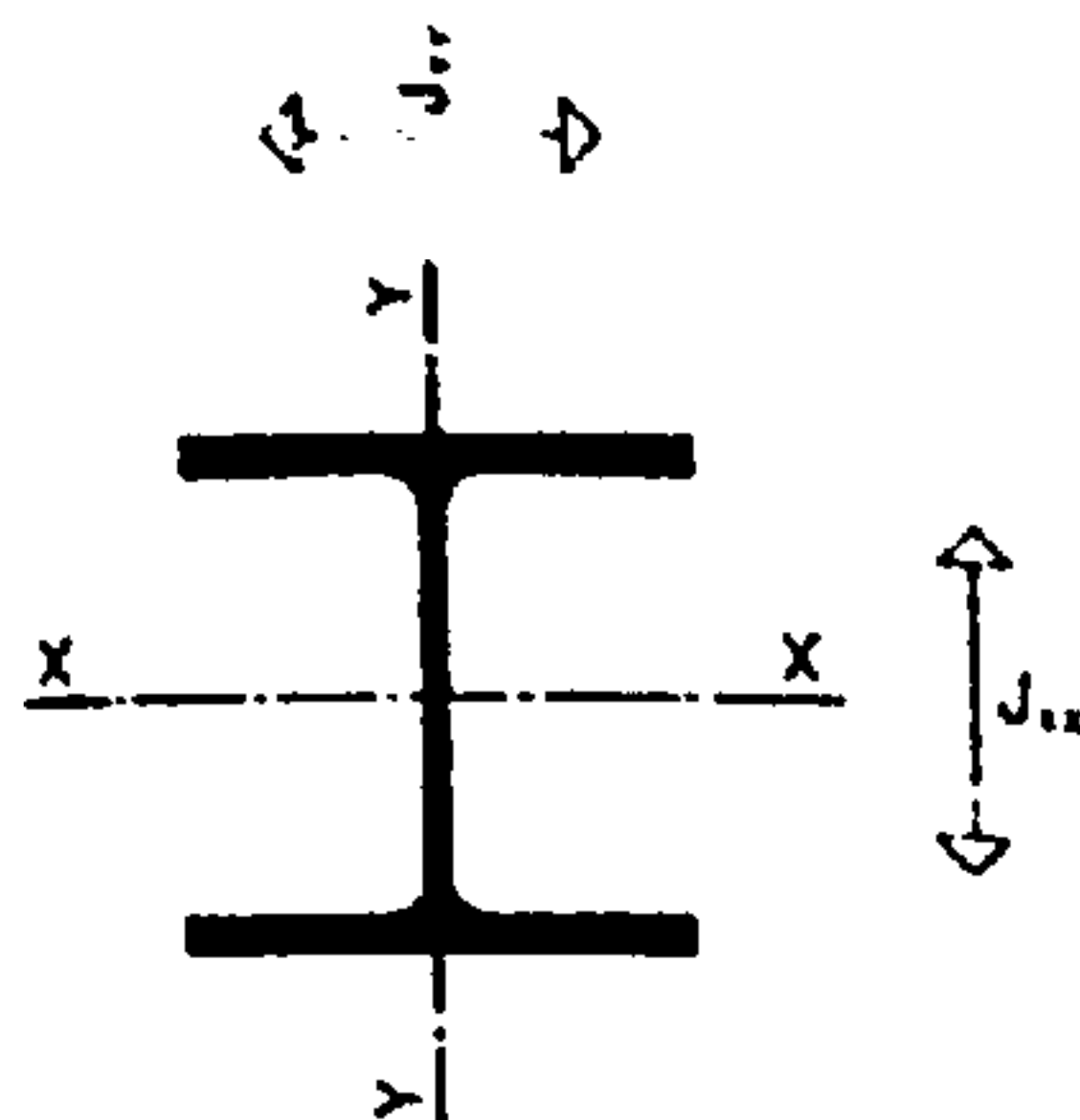


Fig. 796.

Momento de inercia de un hierro laminado
DIN 24 (HEA 240)

$$J_{xx} = 11.690 \text{ cm}^4 \quad J_{yy} = 4.150 \text{ cm}^4.$$

El momento de inercia de una superficie plana, con relación a un eje cualquiera situado en su plano, es igual a su momento de inercia propio (con relación a su eje que pasa por el centro de gravedad y paralelo al nuevo eje) aumentando con el producto de su superficie por el cuadrado de la distancia que separa el centro de gravedad del eje considerado.

$$J_{\text{total}} = J_1 + a_1^2 \cdot S_1 + J_2 + a_2^2 \cdot S_2 + J_3 + a_3^2 \cdot S_3$$

El momento de inercia que cabe considerar en los cálculos debe determinarse con relación al eje que pasa por el centro de gravedad de la superficie de la pieza compleja.

El momento de inercia se calcula (como W) con relación a los ejes principales.

13. RADIO DE GIRO

El radio de giro, cuyo empleo está ligado con todos los problemas de pandeo, se extrae de la raíz cuadrada del cociente del momento de inercia dividido por la superficie de la pieza.

$$i = \sqrt{\frac{J}{S}} \quad J = \text{momento de inercia de la sección de la pieza (cm}^4\text{);}$$

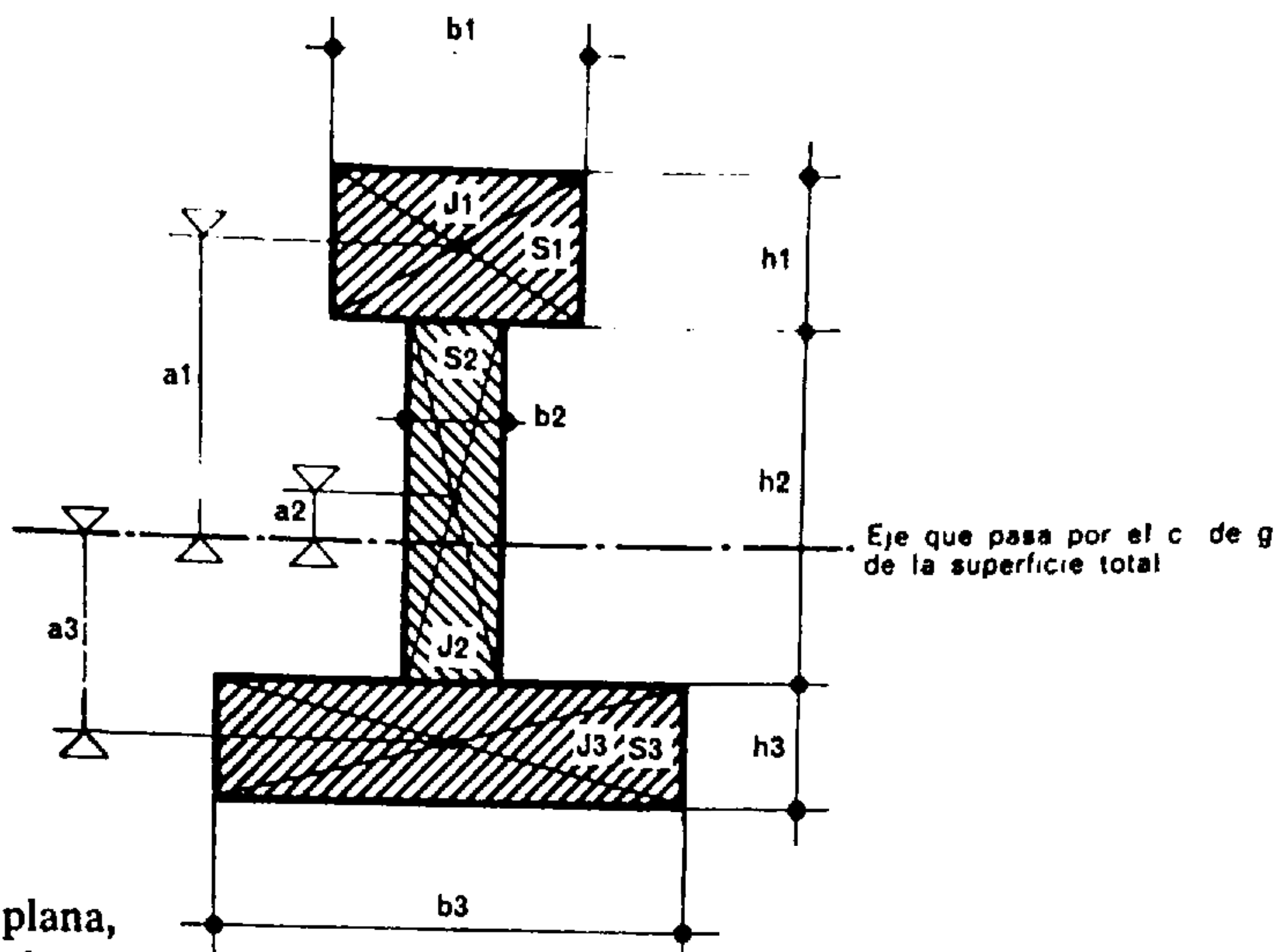


Fig. 797.

Cálculo de un momento de inercia

$$J_{\text{total}} = J_1 + a_1^2 \cdot S_1 + J_2 + a_2^2 \cdot S_2 + J_3 + a_3^2 \cdot S_3$$

ecuación en la cual:

$$J_1 = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12}; \quad J_2 = \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12}; \quad J_3 = \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12}.$$

S = superficie de la sección de la pieza (cm^2);

i = radio de giro (cm).

La Tabla 39 indica los valores del radio de giro de las principales figuras empleadas en construcción. Para las superficies complejas, una vez calculados los valores de J , y conocido S , es posible determinar los valores de i .

SEGUNDA PARTE

RESISTENCIA DE MATERIALES

14. LAS SOLICITACIONES

En la construcción, la manifestación de las fuerzas se presenta bajo aspectos muy diferentes.

Pueden ser exteriores o estar, por el contrario, en el interior de los elementos y, por otra parte, son susceptibles de ejercerse de muchas maneras:

Pueden ser estáticas, es decir, fijas y sin movimiento, o dinámicas (o sea animadas) y producir así efectos bien diferentes. Y esto independientemente

del hecho de que su efecto pueda ser permanente o pasajero.

La aparición de las fuerzas o de las solicitaciones se debe a fuentes diversas:

La gravitación engendra el peso y así es como encontramos: el peso propio, la nieve, las distintas sobrecargas accidentales.

El viento, los efectos térmicos (dilatación, heladas, etc.) y químicos pueden asimismo engendrar fuerzas cuyos efectos desarrollan las solicitaciones en las construcciones.

Cualesquiera que sean las fuentes que producen tales sollicitaciones, éstas determinan esfuerzos en los materiales. Estos esfuerzos, averiguados por los cálculos estáticos, sirven para precisar las características de los materiales que conviene emplear o para dar a estos últimos dimensiones adecuadas.

Los principales esfuerzos o tensiones creados por las sollicitaciones exteriores en los materiales son:

- la tracción,
- la compresión,
- la flexión,
- el cizallamiento o esfuerzo cortante
- y la torsión.

El estudio de la resistencia de los materiales consiste en conocer, por medio de ensayos, el comportamiento de los materiales bajo el efecto de las sollicitaciones, a fin de elegirlos y emplearlos convenientemente. La investigación de la forma y de la dimensión de las piezas, que deben ofrecer con toda seguridad una resistencia a determinados esfuerzos, constituye uno de los principales problemas de la resistencia de los materiales.

La investigación de las características mecánicas de los materiales se hace en el laboratorio. Se someten una serie de probetas a esfuerzos, anotando y comparando los valores obtenidos. A base de un gran número de ensayos se determinan luego ciertos valores característicos:

- límite de elasticidad,
- deformación,
- límite de rotura,
- etcétera.

Los valores obtenidos de ese modo proporcionan las indicaciones relativas a las posibilidades de los materiales.

15. COEFICIENTE DE SEGURIDAD Y SOLICITACIONES ADMISIBLES

Prácticamente, conociendo los esfuerzos atribuidos a las piezas de una construcción, se determinan sus dimensiones de tal manera que su deformación siga siendo elástica. (En efecto, una pieza de construcción debe recuperar su forma primitiva cuando la sollicitación cesa.)

La prudencia aconseja, pues, que no se considere más que una parte de la resistencia experimental de los materiales.

Se llama coeficiente de seguridad al número que, elegido arbitrariamente en función de la homogeneidad y de la semejanza del material con las probetas, reduce el valor de la resistencia experimental.

$$\text{Carga práctica} = \frac{\text{carga límite elástica (experimental)}}{\text{coeficiente de seguridad}}$$

Los coeficientes de seguridad se consideran asimismo como proporcionales a la manifestación, más o menos continua, del esfuerzo.

En construcción, se admiten como aproximados, para esfuerzos constantes en magnitud y dirección, los siguientes coeficientes de seguridad:

madera	alrededor de 3
hormigón	" " 3
acero	" " 1,5
terreno de cimentación	" " 5 a 10.

Cuando los esfuerzos varían de magnitud, si el sentido y la dirección se mantienen constantes, se adoptan:

los $\frac{2}{3}$ de las resistencias prácticas calculadas.

Para esfuerzos alternados, modificación de sentido y de magnitud, se escogerá:

el $\frac{1}{3}$ de las resistencias prácticas calculadas.

Los valores prácticos de utilización de los materiales están mencionados en los reglamentos y normas, variando poco de un país a otro.

σ (sigma) define las sollicitaciones normales de compresión y tracción;

τ (tau) define las sollicitaciones de cizallamiento o esfuerzo cortante.

En Suiza se admiten:

Compresión y tracción:

$$\sigma_{\text{plino}} = 85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (paralelamente a las fibras)}$$

$$\sigma_{\text{roble}} = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (paralelamente a las fibras)}$$

Para compresión sobre la arista (provocada por la flexión):

$$\sigma_{\text{hormigón normal}} = 75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{horm. alta resis.}} = 110 \text{ kg/cm}^2$$

Postes, columnas de más de 25 cm de longitud. Losas macizas de más de 12 cm de espesor. Vigas de longitud de 18 cm (o mayor) (en la sección).

$$\sigma_{\text{hormigón normal}} = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{horm. alta resis.}} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Para secciones inferiores a los mínimos fijados arriba.

Compresión y tracción:

$$\sigma_{\text{acero de constr.}} = 1\,600 \text{ ó } 1\,800 \text{ kg/cm}^2 \text{ según el caso de carga considerado.}$$

$$\text{Tracc. en armaduras para horm. } \sigma'_a = 1\,600 \text{ kg/cm}^2.$$

16. CALCULO DE PIEZAS SOMETIDAS A LA TRACCIÓN (O A LA EXTENSIÓN)

La tracción, o extensión, está provocada por la aplicación de dos fuerzas iguales y opuestas que actúan sobre una misma línea de acción y tienden a alargar la pieza.

La tensión normal, en una sección recta de una pieza tensada, es igual al cociente de dividir la fuerza aplicada por la superficie del material empleado.

$\sigma = \frac{N}{S}$ σ = tensión admisible en el material;
 S = sección neta del material (la sección más reducida de la pieza).
 N = esfuerzo que actúa sobre la pieza, esfuerzo de tracción.

La unidad de esa tensión es una fuerza por unidad de superficie: kg/cm^2 ; t/m^2 ; kg/mm^2 .

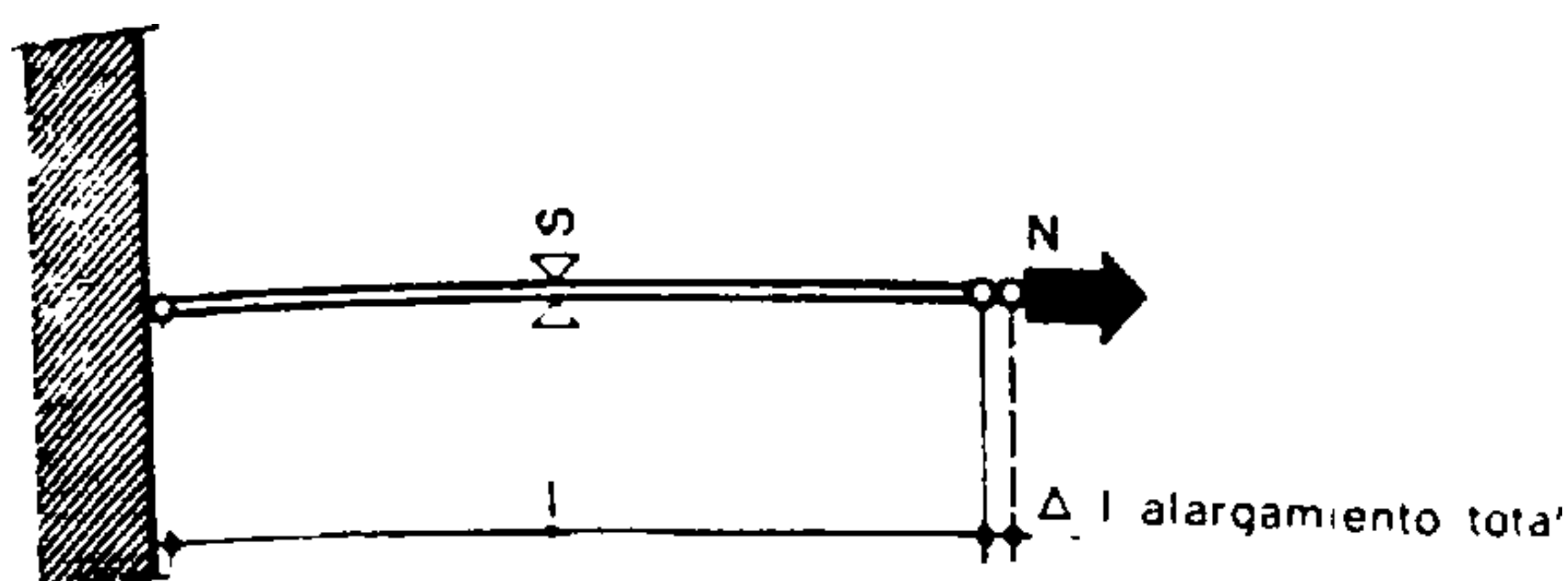


Fig. 798.

Pieza sometida a tracción

La aplicación de un esfuerzo de tracción sobre una pieza provoca el alargamiento de esta última. Esta deformación es tanto mayor cuanto más larga es la pieza y mayor el esfuerzo.

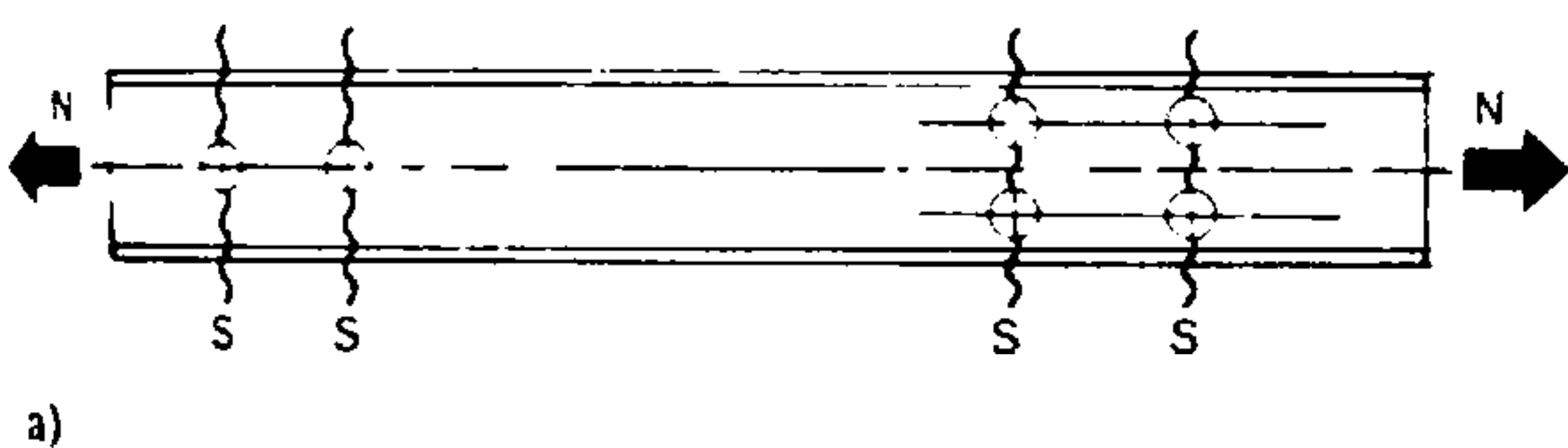


Fig. 799.

Solicitación máxima

La sección crítica a considerar en los cálculos de resistencia a la tracción es la sección neta, es decir, la superficie neta de metal que puede oponerse al esfuerzo. En el ejemplo precedente, la sección S_1 es la que servirá para el cálculo de la solicitación.

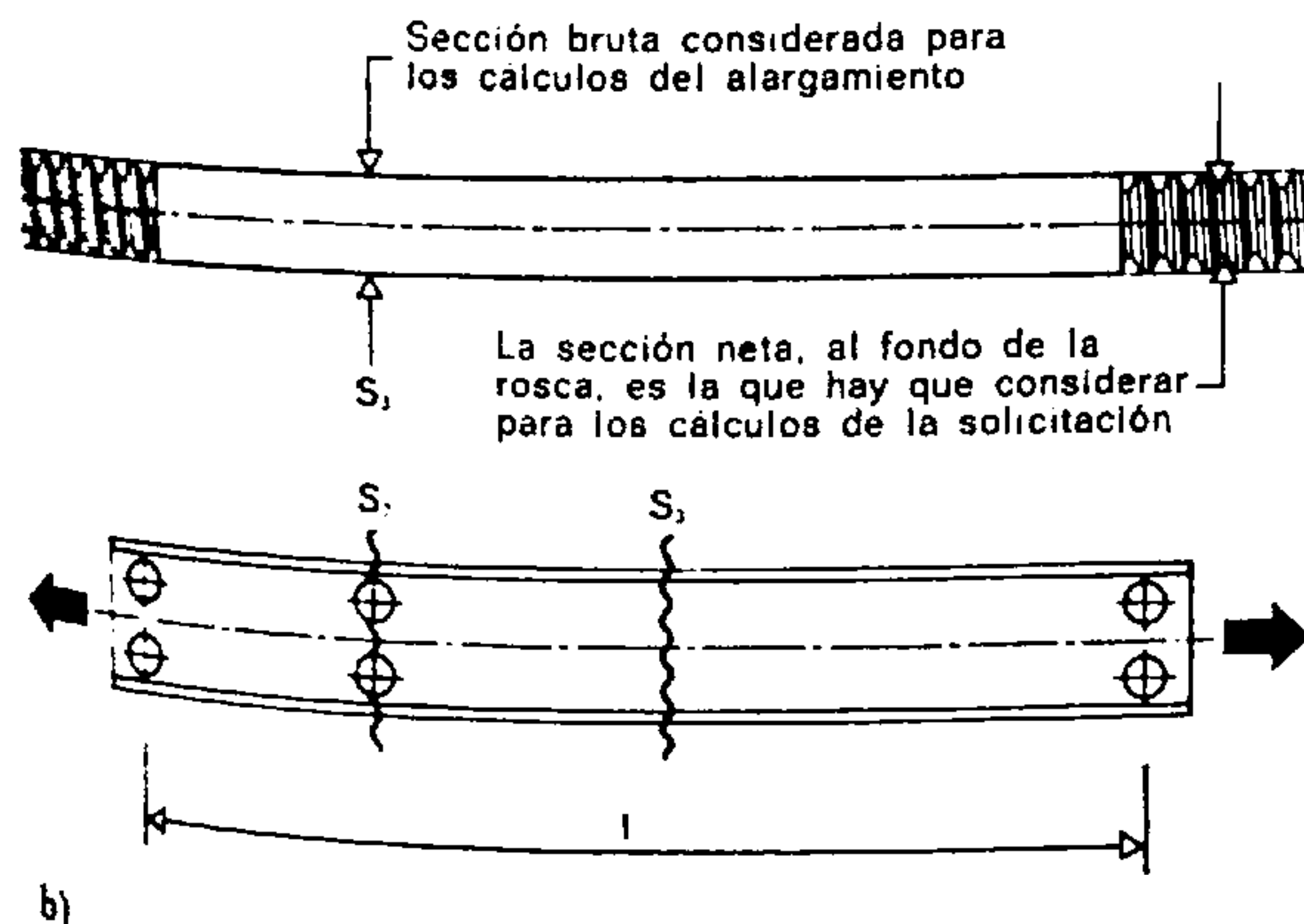


Fig. 799.

Alargamiento

Para los cálculos relativos al alargamiento, la sección que generalmente entra en ellos es la sección bruta. Esta es la que, en efecto, representa la casi totalidad de la longitud.

La sección de la pieza y el módulo de elasticidad del material se oponen a ese alargamiento. Se tendrá entonces:

$$\Delta l = \frac{N \cdot l}{S \cdot E} \quad \Delta l = \text{alargamiento total de la pieza};$$

$$N = \text{esfuerzo de tracción ejercido};$$

l = longitud de la pieza;
 S = sección de la pieza;
 E = módulo de elasticidad determinado experimentalmente.

Los valores admitidos para E por las normas suizas de la SIA (Sociedad de Ingenieros y Arquitectos) son las siguientes:

$$E_{\text{plino}} = 110\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ paralelam. a las fibras}$$

$$E_{\text{roble}} = 125\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ paralelam. a las fibras}$$

$$E_{\text{acero}} = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ o bien } 2\,100 \text{ t/cm}^2$$

$$E_{\text{hormigon}} = 200\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (valor medio).}$$

17. CÁLCULO DE PIEZAS SOMETIDAS A LA COMPRESIÓN

La compresión se provoca por la aplicación de dos fuerzas iguales y opuestas que actúan sobre la misma línea de acción y tienden a acortar la pieza.

La tensión normal en una sección recta de una pieza comprimida es igual al cociente de dividir la fuerza aplicada por la superficie del material empleado.

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad \sigma = \text{tensión de compresión admisible en el material};$$

$$N = \text{esfuerzo aplicado sobre la pieza};$$

$$S = \text{superficie del material cargado (la menor sección de la pieza).}$$

A fin de que una pieza resista con toda seguridad, es preciso que la tensión σ obtenida sea igual o inferior al valor que puede soportar el material escogido.

$$\frac{\text{Esfuerzo aplicado}}{\text{superficie de la pieza}} \leq \text{tensión admisible en el material.}$$

El acortamiento elástico producido por la compresión vale:

$$\Delta l = \frac{N \cdot l}{S \cdot E} \quad \Delta l = \text{acortamiento total de la pieza};$$

$$N = \text{esfuerzo de compresión aplicado};$$

$$l = \text{longitud de la pieza};$$

$$S = \text{sección de la pieza};$$

$$E = \text{módulo de elasticidad del material, determinado experimentalmente.}$$

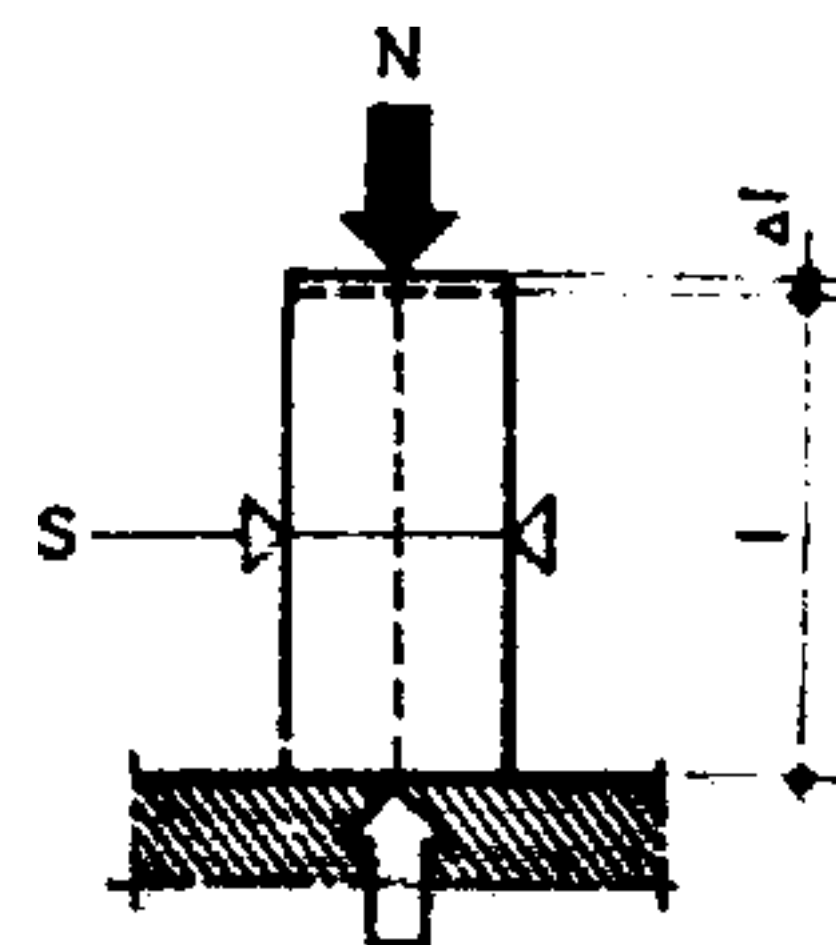


Fig. 800.

Pieza sometida a compresión

Estas dos expresiones, sin embargo, no se aplican en esta forma más que cuando las piezas en cuestión tienen unas proporciones:

$$\frac{\text{altura}}{\text{dimensión menor}} = \frac{5}{1}$$

pues las piezas cuya esbeltez excede de este valor pueden estar sujetas al pandeo o flexión lateral.

18. PANDEO

En tanto que las causas exactas siguen siendo desconocidas, puede suponerse que el pandeo o flexión lateral es debido a que el eje de los elementos portantes no es nunca perfectamente rectilíneo y, por otra parte, los materiales no son en ningún caso perfectamente homogéneos.

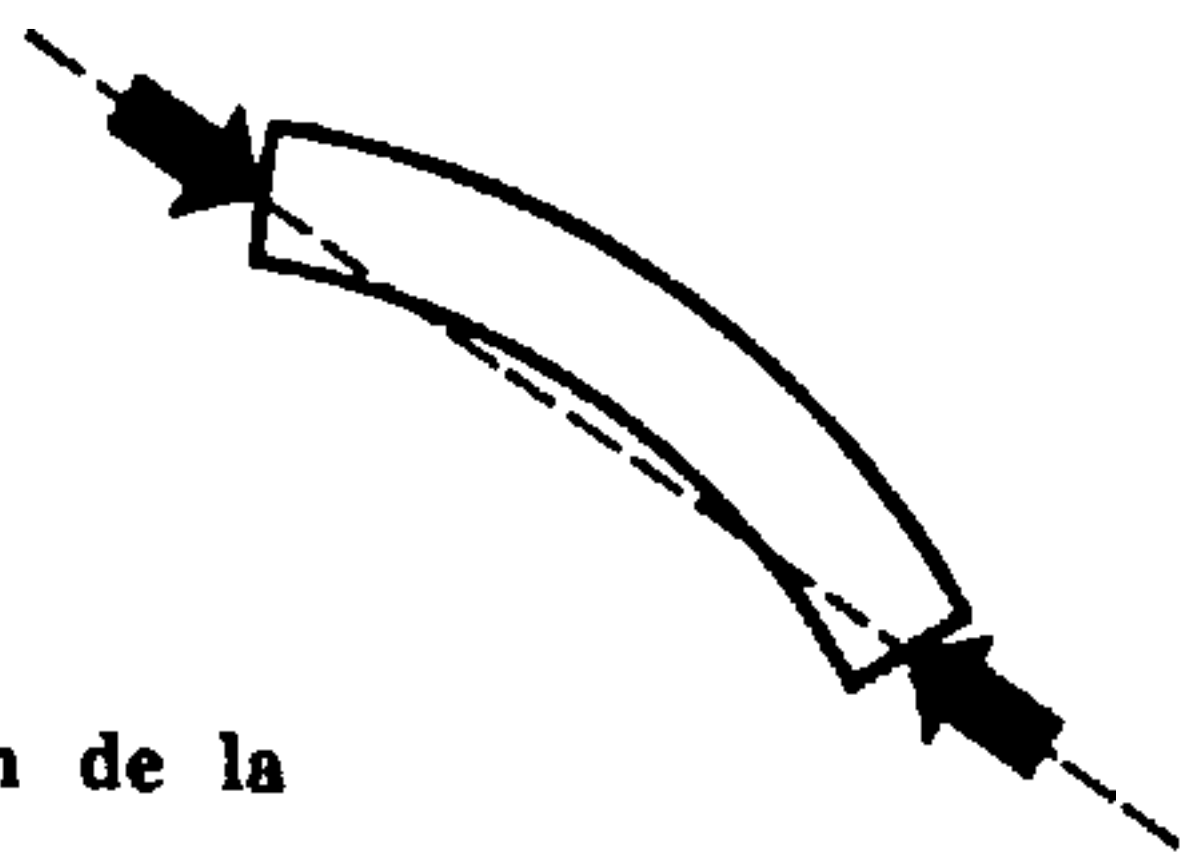


Fig. 801.

El pandeo o deformación de la pieza comprimida

Se denomina *esbeltez* la relación entre la *longitud de pandeo* (llamada a veces *longitud de sinuosidad*) y el radio de giro de la pieza.

$$\lambda_k = \frac{l_k}{i}$$

λ_k = esbeltez de la pieza;
 l_k = longitud de pandeo que depende del género de fijación de los extremos;
 i = radio de giro de la sección.

La longitud de pandeo de un poste viene influida muy sensiblemente por el género de fijación y de enlace del poste en sus extremos.

Los cuatro casos principales de pandeo vienen explicados en las figs. 802 a 805.

En el caso de pandeo, la flexión se realiza según la menor inercia de la sección de la pieza. El dimensionado debe, pues, calcularse introduciendo en la fórmula de la esbeltez el menor radio de giro de la sección del elemento portante.

19. CÁLCULO DE LAS PIEZAS SOMETIDAS AL PANDEO

Euler, matemático suizo, determinó la carga P a partir de la cual se produce el pandeo en una pieza cargada longitudinalmente y articulada en sus extremos.

La fórmula de Euler presenta una carga máxima bajo la forma:

$$P = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_k^2}$$

$\pi^2 = 3,1416^2$ o sea aproximadamente 9,87

P = carga capaz de romper la pieza

E = módulo de elasticidad del material

J = momento de inercia mínimo de la sección comprimida

l_k = longitud de pandeo de la pieza;

pero $i = \sqrt{\frac{J}{S}}$ de donde $i^2 \cdot S = J$

i = radio de giro mínimo de la pieza comprimida

S = sección transversal de la pieza comprimida.

La sollicitación por compresión por unidad de superficie en el elemento portante es:

$$\sigma = \frac{P}{S}$$

Combinando este último valor con la fórmula de Euler, se obtiene:

$$\sigma_E = \frac{P}{S}, \text{ o sea } \sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot S \cdot i^2}{S \cdot l_k^2};$$

$$\text{de donde } \sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot i^2}{l_k^2}$$

que puede escribirse:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{l_k}{i}\right)^2}$$

En esta expresión, σ_E , o *sollicitación de Euler*, es un valor crítico de rotura. Prácticamente, para obtener un margen suficiente de seguridad, no se toma en consideración más que el 1/4 o el 1/5 de este valor, o sea:

$$\bar{\sigma}_E = 0,25 \text{ ó } 0,20 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{l_k}{i}\right)^2}$$

Experimentalmente, se comprueba que la fórmula de Euler no conviene más que para valores de la esbeltez superiores a 110. Para valores menores, son preferibles otras fórmulas prácticas deducidas de la experiencia.

La *fórmula de Rankine*, aplicable cuando la esbeltez es inferior a 110, permite calcular la sollicitación reducida teniendo en cuenta el peligro de pandeo.

$$\bar{\sigma}_R = \sigma \left[1 + A \left(\frac{l_k}{i} \right)^2 \right]$$

en la cual:

$\bar{\sigma}_R$ = sollicitación por compresión reducida en atención al peligro de pandeo

A = coeficiente numérico

σ = sollicitación por compresión simple, sin peligro de pandeo

acero de construcción: 1.600 kg/cm²

madera de pino: 85 kg/cm².

Los coeficientes admitidos en esa fórmula son:

$$A_{\text{madera}} = \frac{1}{10.000} \sqrt{0,05 \frac{l_k}{i}} - 0,8$$

$$A_{\text{acero}} = 0,00008 \text{ a } 0,00010.$$

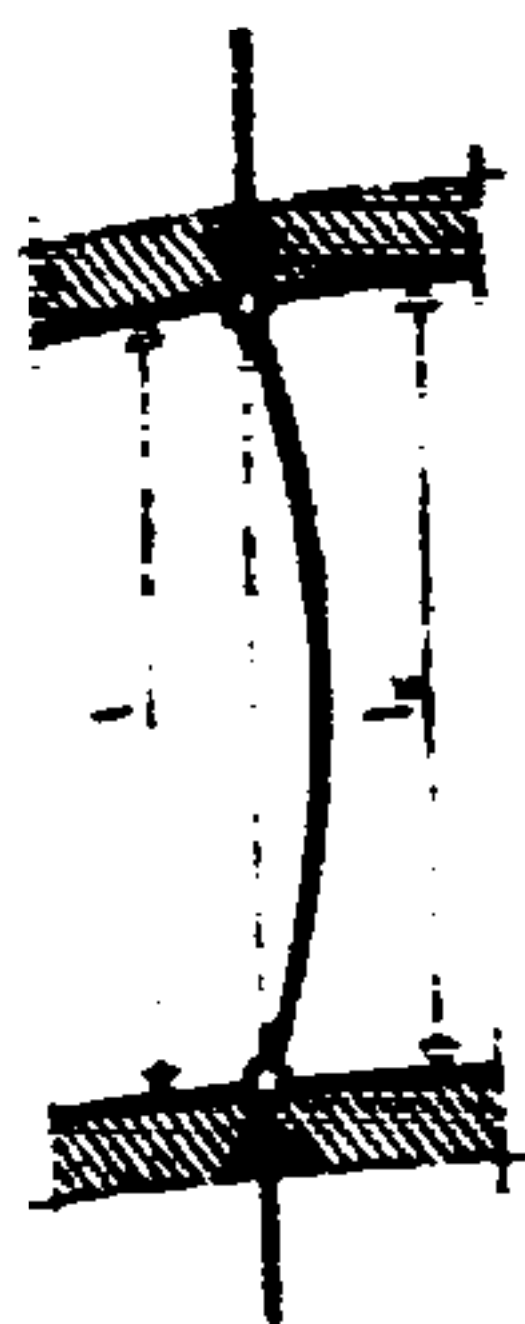


Fig. 802.

La pieza está articulada en sus dos extremos.
 $l_k = l$.

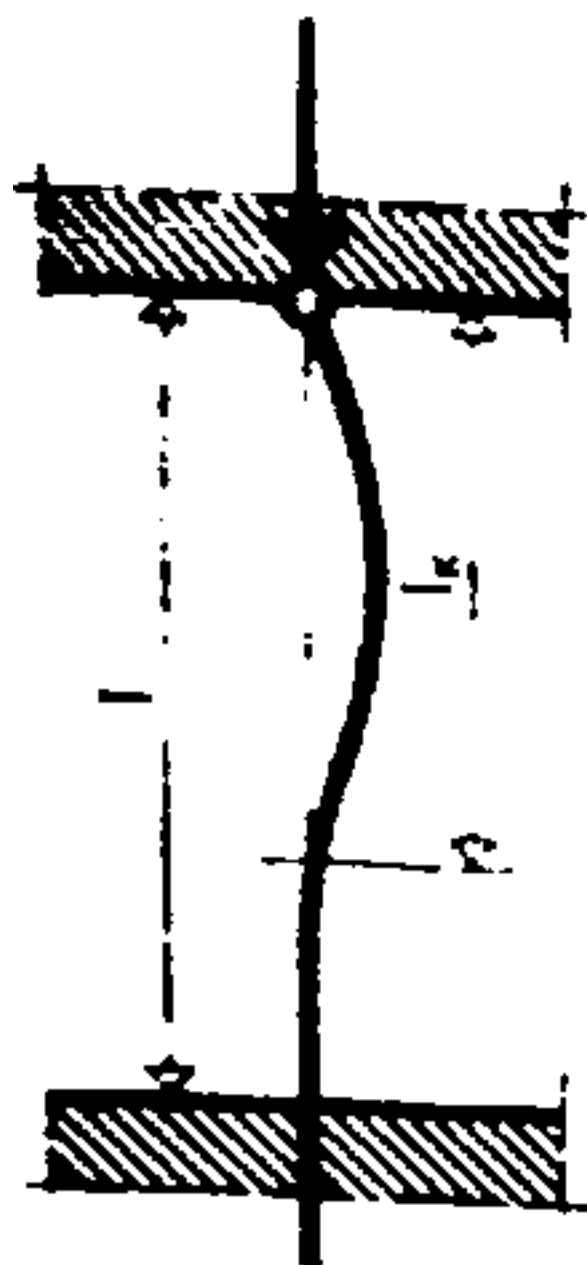


Fig. 803.

La pieza está articulada en un extremo y empotrada en el otro.
 $l_k = 0,7 l$.

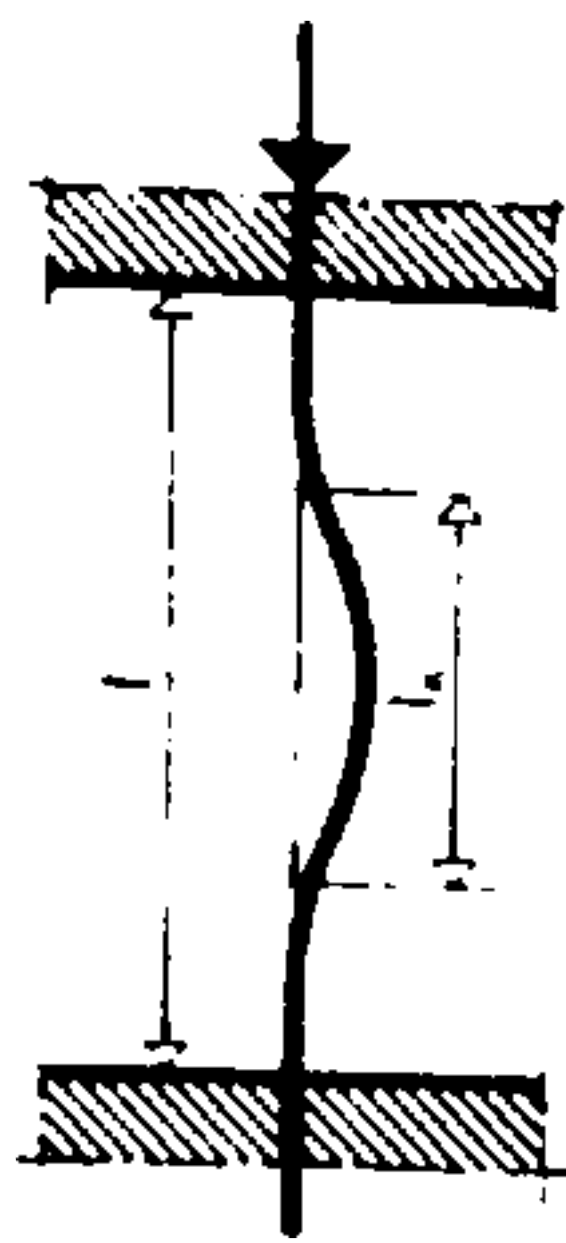


Fig. 804.

La pieza está empotrada en sus dos extremos.
 $l_k = 0,5 l$.

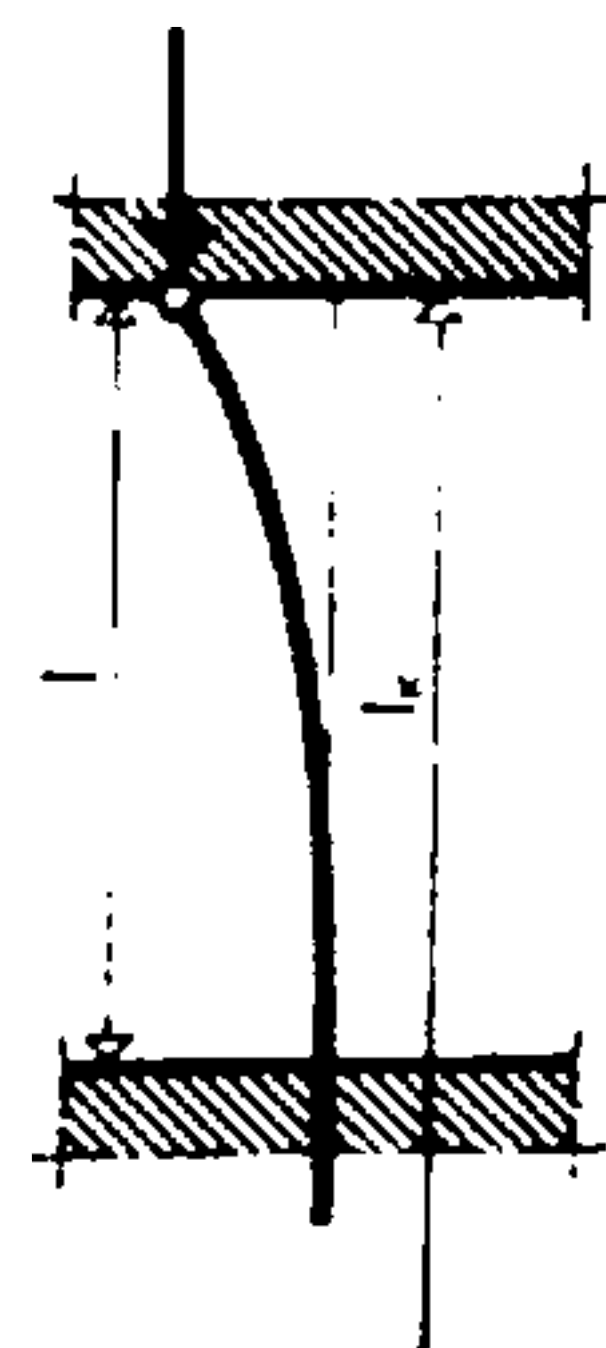


Fig. 805.

La pieza está empotrada en un extremo y libre en el otro.
 $l_k = 2 l$.

Las normas suizas prevén para cada material de construcción una expresión que permite reducir el valor de la tensión admisible. Esta reducción, proporcional a la esbeltez, para cargas centradas sobre el pilar, se presenta bajo la forma siguiente:

Madera

$$\begin{aligned} \lambda_k < 20 & \quad \sigma_k = 85 \text{ kg/cm}^2 \\ 20 < \lambda_k < 100 & \quad \sigma_k = 100 - 0,75 \lambda_k \\ \lambda_k > 100 & \quad \sigma_k = 250\,000/\lambda_k^2 \end{aligned}$$

Acero

$$\begin{aligned} 10 < \lambda_k < 110 & \quad \sigma_k = 1,48 - 0,0075 \lambda_k \text{ t/cm}^2 \\ 110 < \lambda_k < 200 & \quad \sigma_k = 8\,000/\lambda_k^2 \end{aligned}$$

valores válidos únicamente para las cargas principales (sin tener en cuenta los efectos debidos a la dilatación ni los de las cargas secundarias).

Hormigón sin armar

$$\begin{aligned} \lambda_k < 35 & \quad \sigma_k = 60 \text{ kg/cm}^2 \\ 35 < \lambda_k < 70 & \quad \sigma_k = \sigma_b \cdot \frac{135 - \lambda_k}{100} \end{aligned}$$

donde: $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$ para aquellos postes en que la dimensión más pequeña es superior a 25 cm.

$\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$ cuando la anchura del elemento portante es inferior a 25 cm. Estos valores son válidos para el hormigón normal.

Hormigón armado

$$\begin{aligned} \lambda_k < 50 & \quad \sigma_k = 75 \text{ kg/cm}^2 \\ 50 < \lambda_k < 150 & \quad \sigma_k = 1,4 \sigma_b - 4 - (\sigma_b - 10) \frac{\lambda_k}{125}; \\ & \quad \sigma_b \text{ (véase más arriba).} \end{aligned}$$

Volviendo a la expresión general de la tensión normal, la carga total soportada por una pieza de sección S vale:

$$N = \sigma_k \cdot S \quad \sigma_k = \text{tensión del material rectificada teniendo en cuenta el peligro de pandeo.}$$

En el caso del hormigón armado:

S = sección del hormigón + 10 veces (en Francia 15 veces) la sección de la superficie de la armadura.

Ejemplo: Un pilar 20·45 armado con 8 barras de 18 de $\varnothing$;

$$\begin{aligned} S &= 20 \cdot 45 + 10 \cdot 8 \cdot 2,54 = \\ &= 1\,103,20 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

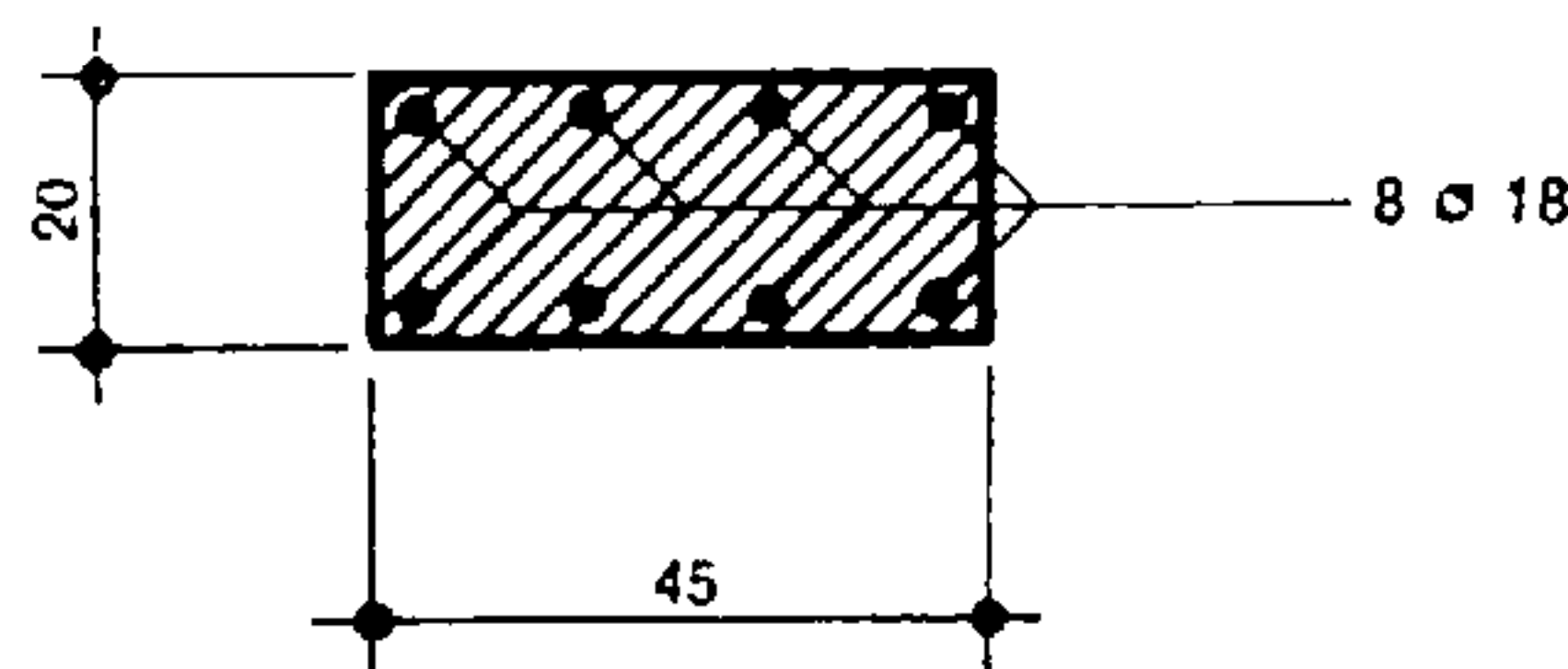


Fig. 806.

Sección recta esquemática de un pilar de hormigón armado

20. LA FLEXIÓN. LA FLECHA

La aplicación de un momento flector o de dos pares de fuerzas a una pieza engendra la flexión de ésta.

Buscando el valor del momento resistente de una pieza se ha establecido la relación entre el esfuerzo aplicado (momento flector) y las características dimensionales W de la pieza.

El momento de flexión o momento flector, definido en el párrafo 9, representa el esfuerzo de flexión aplicado a la pieza.

El equilibrio de esta sollicitación está influido por la calidad del material que constituye la pieza. Se tendrá así la relación:

$$\frac{M}{W} = \sigma \quad \text{donde: } M = \text{momento flector aplicado a la pieza, en cm} \cdot \text{kg};$$

$$W = \frac{M}{\sigma} \quad W = \text{momento resistente, en cm}^3;$$

σ = tensión admisible en el material, en kg/cm^2 .

La deformación o flecha, engendada por el momento de flexión, debe ser sin embargo inferior al

valor determinado por los reglamentos. Este límite está fijado en función de la luz (1/300, 1/400, etc.). El valor de la flecha máxima de un elemento depende de su luz, de la intensidad de las fuerzas y del caso de carga considerado. El módulo de elasticidad del material así como el momento de inercia se oponen a la flexión.

Se tiene por ejemplo:

Viga sobre dos apoyos, cargada uniformemente:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot J}$$

Viga sobre dos apoyos, con carga concentrada en el centro:

$$f = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J}$$

Véase Tabla 38.

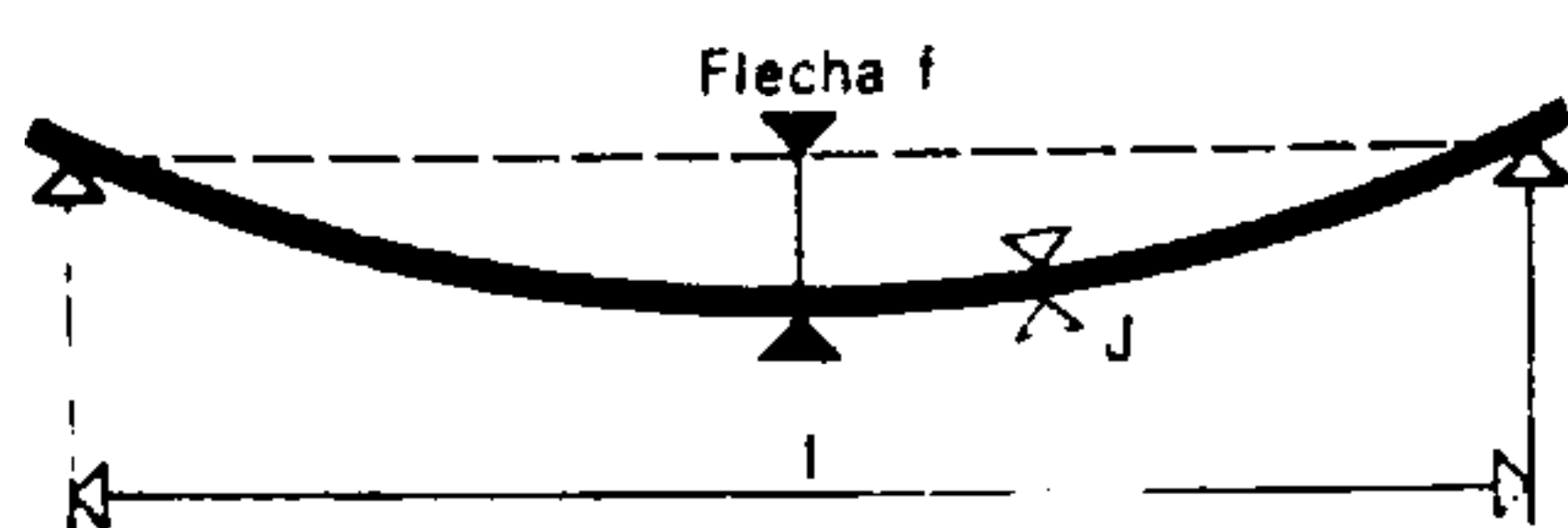


Fig. 807.

La flecha es la deformación provocada por la flexión.

Para determinar las dimensiones de la pieza en cuestión, que debe resistir un esfuerzo determinado, se elegirá el mayor de los dos valores obtenidos por las expresiones:

$$W = \frac{M}{\sigma}$$

f = flecha de la pieza;

$$W = C \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot f} \cdot \frac{2}{h}$$

E = módulo de elasticidad;

J = momento de inercia;

l = luz del elemento;

p = carga unitaria (por m);

P = carga total ($P = p \cdot l$);

C = coeficiente que depende del caso de carga (Tabla 38);

h = altura de la pieza simétrica;

W = momento resistente.

21. EL CIZALLAMIENTO O ESFUERZO CORTANTE

El cizallamiento es consecuencia de la acción de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto a una distancia muy corta una de otra, y produce el deslizamiento de las dos superficies una sobre otra.

El cizallamiento es absorbido por la cohesión de la estructura del material. Como esta última es débil en el hormigón, este material se refuerza mediante



Fig. 808.

Estribos y barras oblicuas que absorben el esfuerzo cortante

armaduras, estribos y barras oblicuas para absorber este esfuerzo.

El esfuerzo cortante define el valor del cizallamiento de una pieza.

La tensión tangencial provocada en el material puede expresarse como sigue:

$$\tau = \frac{T}{S} \quad \text{donde: } \tau = \text{tensión de cizallamiento tangencial;}$$

T = esfuerzo cortante;

S = superficie que absorbe ese esfuerzo.

Para que una pieza resista a esa sollicitación, es necesario que la τ del material sea inferior, o a lo más igual, al valor calculado del esfuerzo.

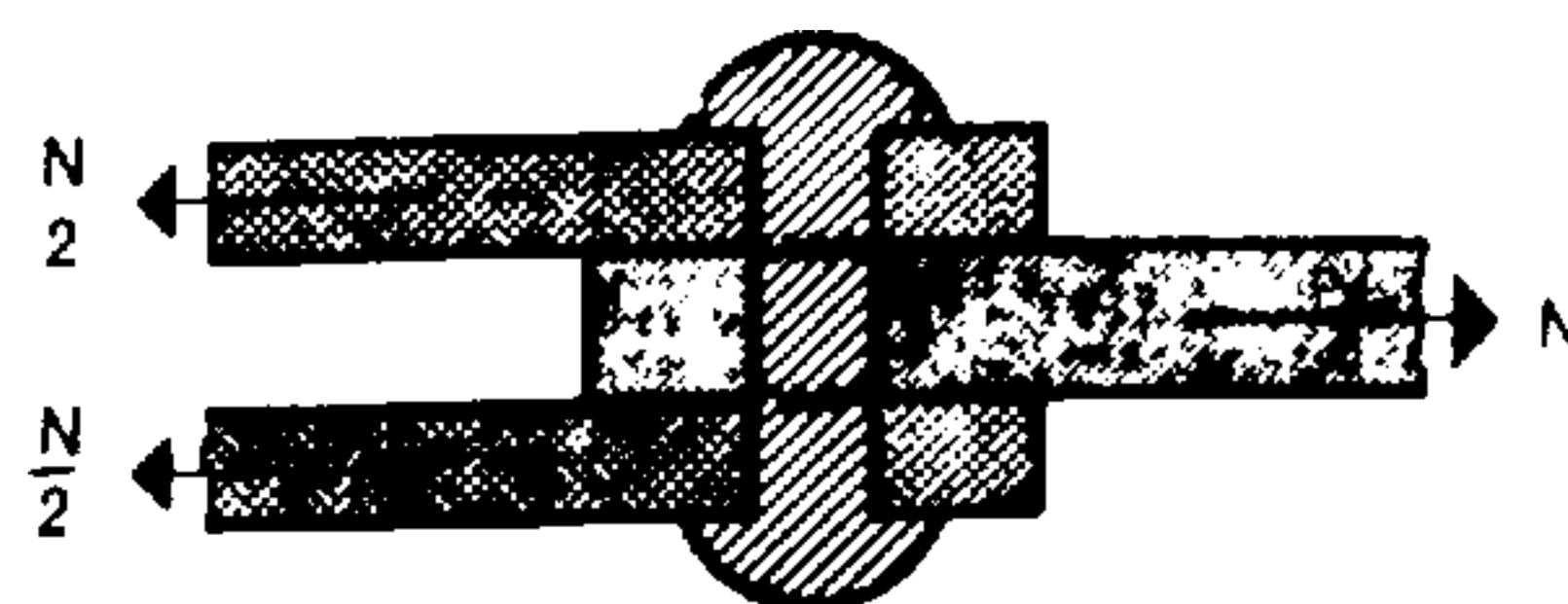


Fig. 809.

El roblón está sometido al cizallamiento N en dos de sus secciones.

Prácticamente, se emplean los valores siguientes:

Madera: Pino, coníferas $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$

Roble, haya $\tau = 13 \text{ kg/cm}^2$

Acero:

Para las piezas de apoyo con contacto lineal $0,5 \sigma$

Para las piezas de apoyo con contacto puntiforme $0,7 \sigma$

Hormigón: Véase el Cap. XVII: *Hormigón armado*, que da el límite más allá del cual la tensión de cizallamiento debe ser absorbida por una red de armaduras, estribos y bancos oblicuos.

Así, pues, conociendo el diagrama del esfuerzo cortante de una pieza es posible determinar las características dimensionales relativas a dicho esfuerzo.

22. CÁLCULO DE LAS ENSAMBLADURAS

La casi totalidad de los medios empleados para ensamblar los elementos de la construcción metálica se hallan sometidos a los efectos del cizallamiento o esfuerzo cortante. Los pernos, los remaches y la soldadura enlazan, efectivamente, los diferentes elementos constituyentes transmitiendo las cargas por esfuerzo cortante.

Los *remaches* de metal dulce y dúctil colocados en caliente (rojo cereza) se encogen y oprimen las planchas al enfriarse. Este efecto crea fuerzas de rozamiento que también contribuyen a la ensambladura. En cambio, si se colocan en frío, únicamente trabajan por cizallamiento. Las principales características de los remaches o roblones que conviene adoptar están resumidas en la figura 810, a y b. El diámetro del remache viene dado en función del espesor de las planchas que hay que unir, pero, como mínimo, debe ser el fijado por el cálculo. Pueden emplearse igualmente roblones de cabeza fresada o avellanada.

a) El diámetro de los roblones debe estar proporcionado a los espesores que han de unir. El material que ha de permitir la confección de la cabeza debe ser suficiente sin ser excesivo

b) Los remaches de cabeza avellanada son mas estéticos

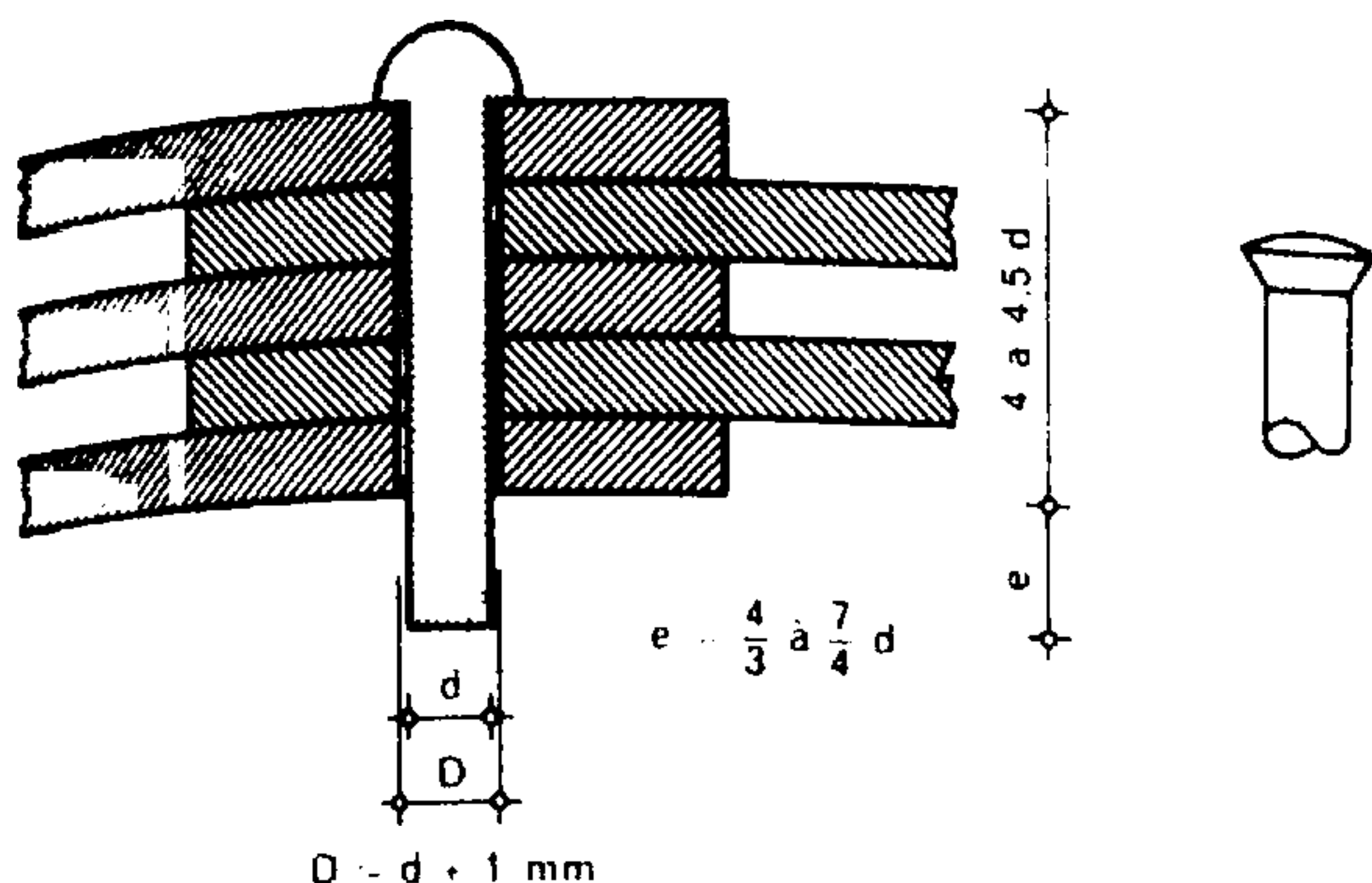


Fig. 810.

Características dimensionales de los remaches

Los diámetros usuales de los remaches para carpintería metálica varían según los países. Los orificios necesarios para el remachado corresponden al diámetro del roblón, más un milímetro.

Hay que distinguir entre remaches de fuerza que trabajan por cizallamiento y remaches de adherencia que sirven para "coser" sin esfuerzos dos o más elementos a la vez.

Los pernos, de acero dulce o de alta resistencia, son empleados excepcionalmente cuando se trata de montajes a pie de obra o cuando el espesor de las piezas a ensamblar excede de 4 a 4,5 veces el diámetro (d). También se utilizan en los casos de sollicitaciones por tracción o cuando el remachado con martillo resulta imposible. En todo caso, la parte roscada no debe penetrar en las piezas a ensamblar sino que debe detenerse en el espesor de las arandelas. Éstas pueden ser planas o de apriete automático, para evitar que el perno se afloje.

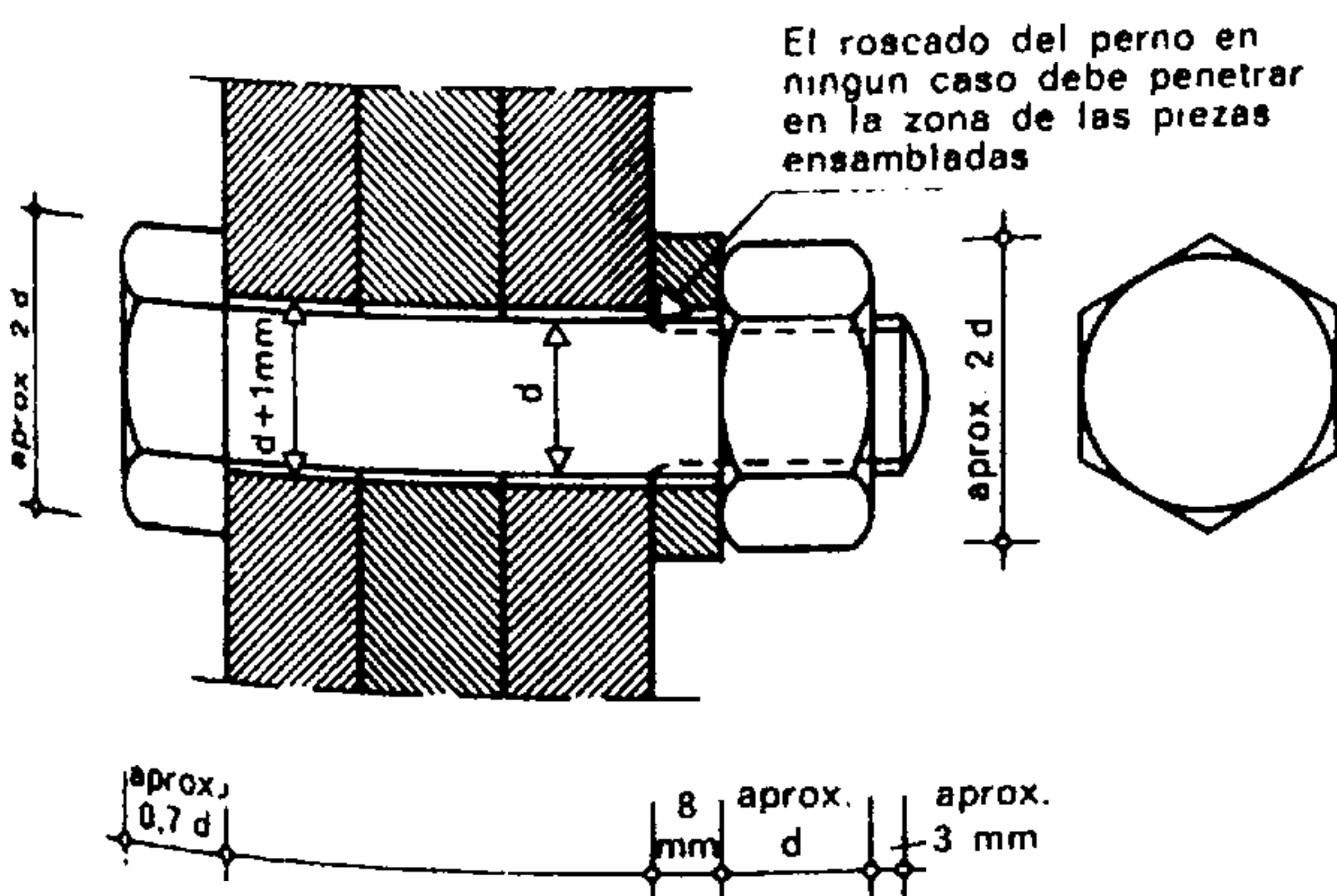


Fig. 811.

Los pernos

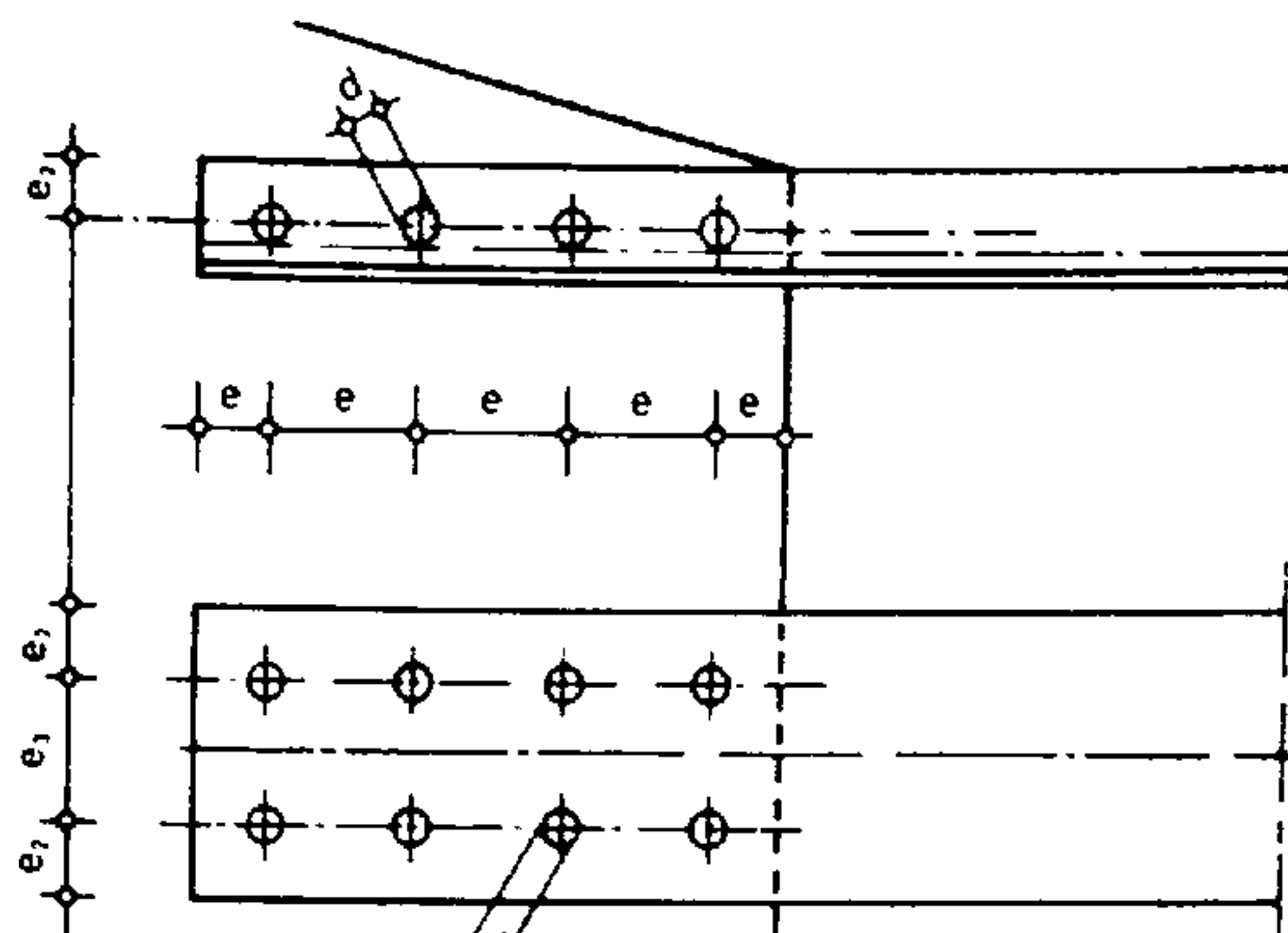
Las dimensiones y sus características están fijadas por los Reglamentos.

Con rosca métrica, los diámetros más empleados son: 12, 16, 20, 22, 24 y 27 mm. El punzonado debe ser 1 mm mayor que el diámetro. Los pernos cónicos de acero son utilizados en el caso de ensambladuras fuertemente sollicitadas.

23. ESPACIADO DE LOS ROBLONES Y DE LOS PERNOS

El espaciado de los roblones de fuerza (de sujeción) y el de los pernos está fijado por los reglamentos. La figura 812 indica los espaciados generalmente adoptados.

Los remaches de adherencia (o de apriete) deben estar a distancias máximas de 8 d en las obras sometidas a peligros de oxidación y de 10 d en los demás casos. El espaciado máximo no debe, en ningún caso, exceder de 30 veces el espesor de la plancha más delgada.



Caso de emplear remaches de fuerza y pernos para las construcciones usuales, generalmente se adoptan

$$\begin{aligned} e &= 3,5 d \\ e_1 &= 2,5 d \\ e_2 &= 1,5 d \text{ a } 2 d, \text{ generalmente } 1,8 d \\ e_3 &= 3,5 d \\ e_{\text{máx}} &= 6 d \text{ ó } 12 \text{ veces el espesor de la plancha más delgada} \end{aligned}$$

Fig. 812.

Las distancias entre los pernos y los roblones así como sus respectivas distancias al borde de las piezas están fijadas por los Reglamentos.

24. CALCULO DE LAS UNIONES REMACHADAS Y DE LAS REALIZADAS CON PERNOS

La rotura de una unión remachada o cosida con pernos puede manifestarse de cuatro maneras diferentes: por cizallamiento del vástago del perno, por recalco de la plancha por efecto de la sollicitación sufrida, por tracción o desgarramiento de la plancha o por arrancamiento y cizallamiento de la plancha. Las figuras 813, 814, 815 y 816 representan esos diferentes casos de rotura.

La sollicitación de los pernos por tracción referida a la sección del núcleo no debe exceder de $0,8 \bar{\sigma}_a$.

El cizallamiento del roblón o del perno, condición de equilibrio (véase fig. 815), vale:

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \tau_{\text{adm}} \geq P$$

d = diámetro del roblón o del perno

$$\tau_{\text{adm}} = 0,6 \cdot \bar{\sigma}_a$$

P = esfuerzo aplicado a la ensambladura.

Si el roblón tiene 2 secciones sometidas a esfuerzo cortante, la expresión se convierte en (caso de la fig. 815)

$$a) \quad 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \tau_{\text{adm}} \geq P$$

Los 4 peligros de rotura de una unión remachada o empernada

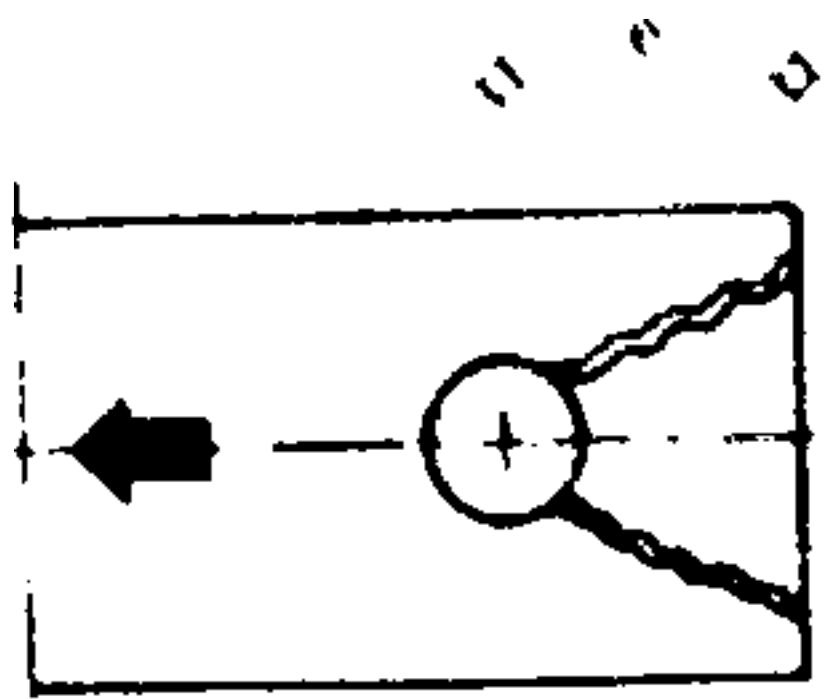


Fig. 813.

Rotura por arrancamiento de la plancha: esfuerzo cortante. En equilibrio si $e \geq 2 d$.

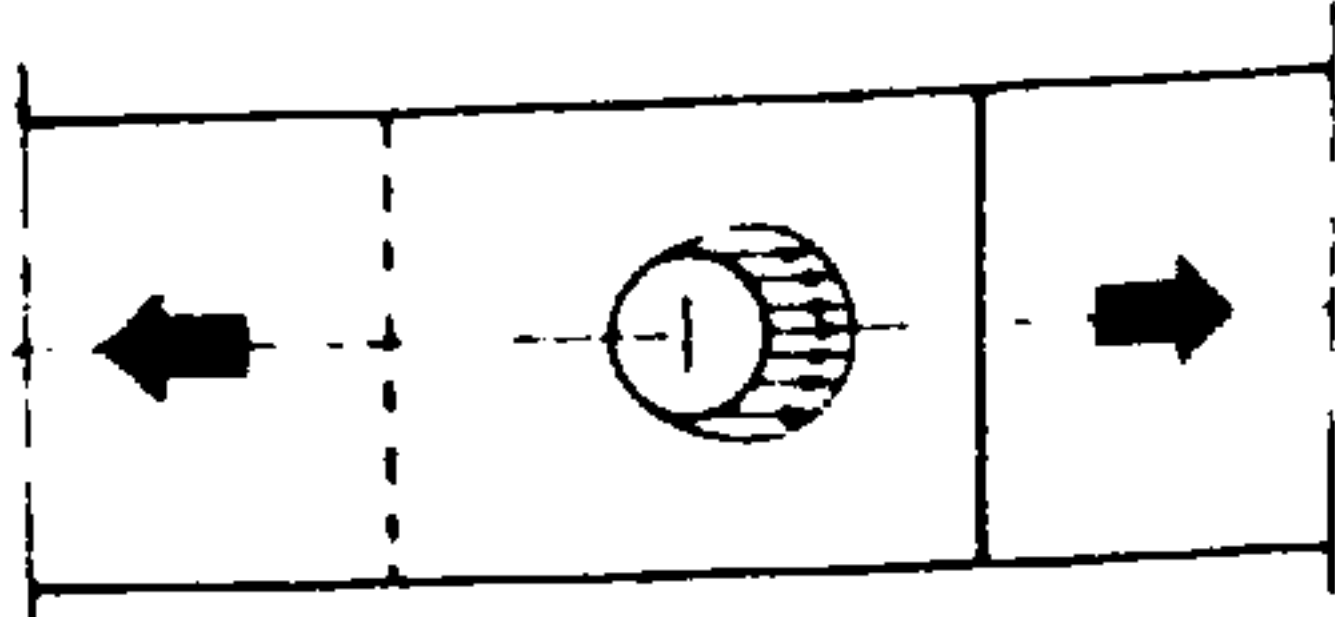


Fig. 814.

Rotura por recalco de la plancha. Compresión máxima admisible en el borde del orificio: $\bar{\sigma} = 1,7 \bar{\sigma}_a$.

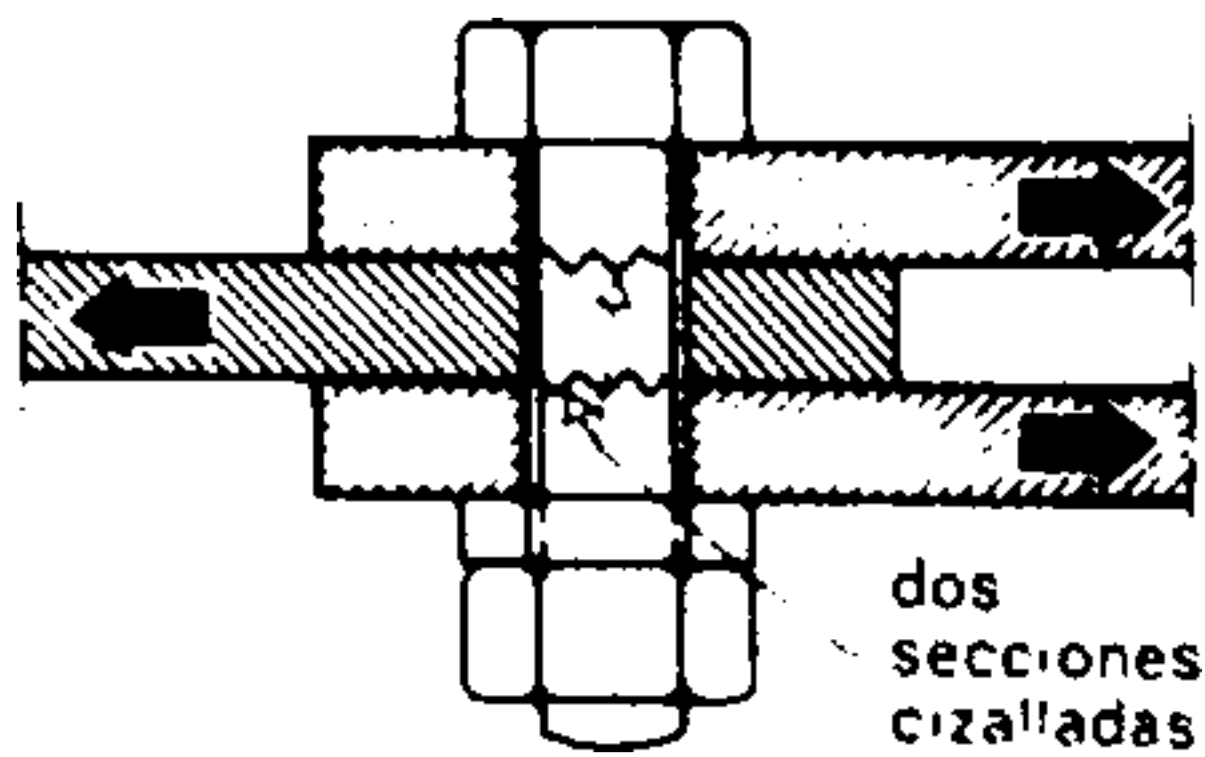


Fig. 815.

Rotura por esfuerzo cortante del vástago del roblón. La solicitación aplicada a este último debe ser como máximo igual a: $\tau = 0,6 \bar{\sigma}_a$.

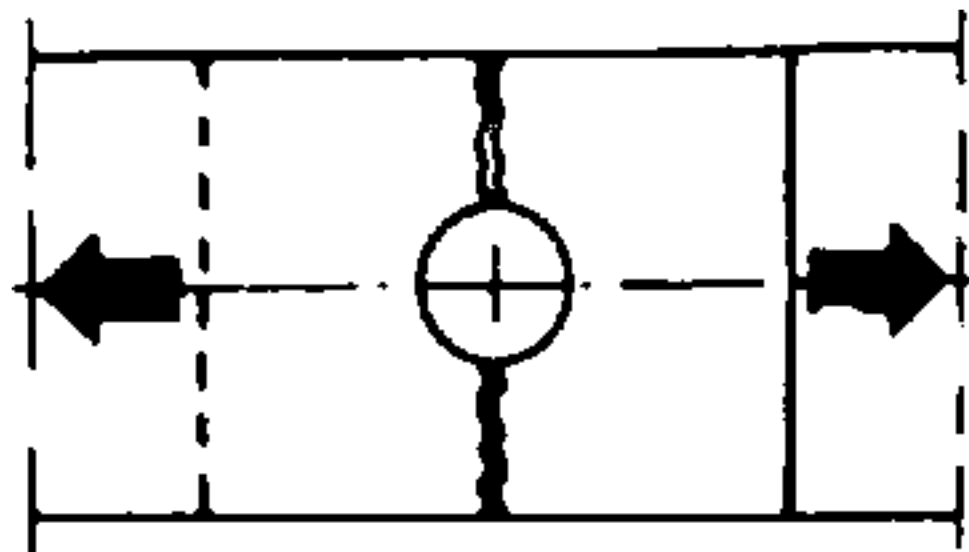


Fig. 816.

Rotura por desgarramiento de la plancha por tracción. La solicitación por desgarramiento es igual a la del acero: $\sigma = \bar{\sigma}_a$.

Esta fórmula puede extenderse a un número cualquiera de secciones solicitadas por esfuerzo cortante.

El recalco de la plancha en contacto con la pared del remache y bajo la acción de la fuerza será:

$$b) \quad d \cdot \delta \cdot \sigma \geq P$$

δ = espesor de la plancha (véase fig. 817).

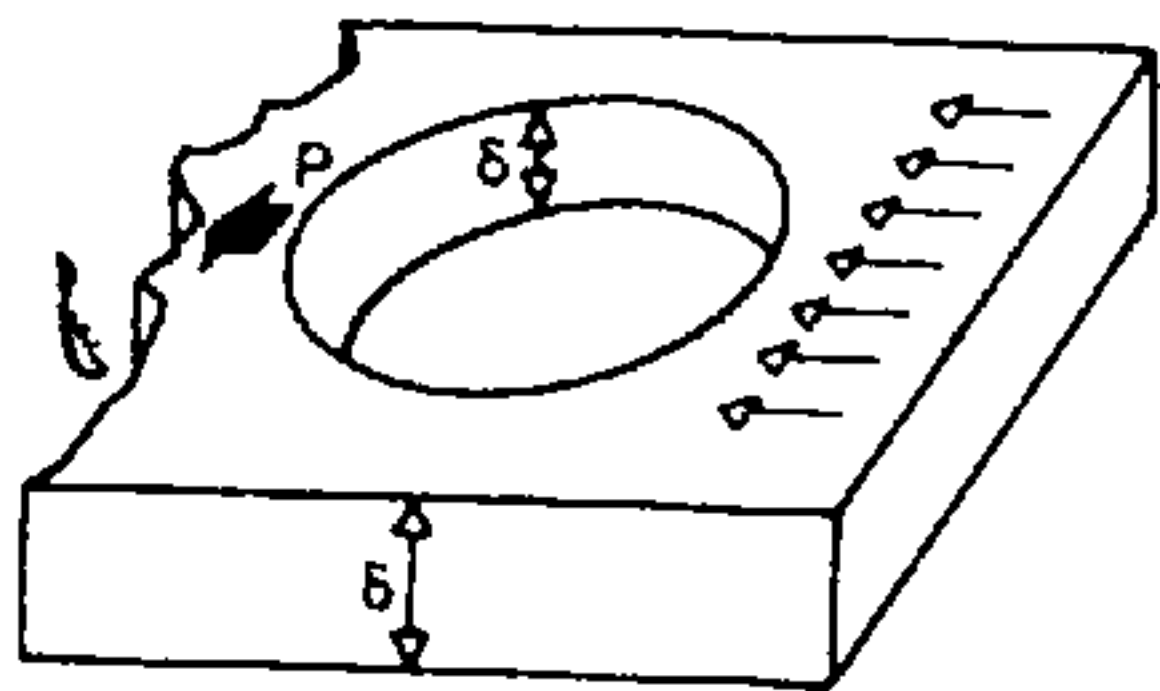
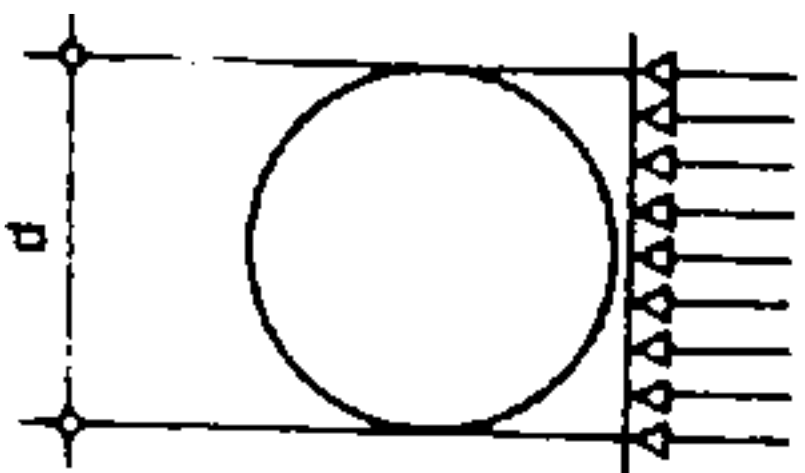


Fig. 817.

Solicitaciones creadas por el remache o por el perno

La solicitación del metal por el remache o por el perno vale:
 $P = \sigma \times d \times \delta$.

Igualando los primeros miembros de esas dos últimas ecuaciones para una unión con 2 secciones solicitadas por cizallamiento, se tiene:

$$\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot d^2}{4} \cdot \tau = d \cdot \delta \cdot \sigma;$$

y resolviendo esta ecuación, se encuentra:

$$d = 1,8 \delta; \quad \delta = 0,55 d;$$

si $\delta \leq 0,55 d$, se usará la condición b) para calcular el diámetro del perno;

si $\delta \geq 0,55 d$, se usará la condición a).

Las otras condiciones de equilibrio se satisfacen si, en el caso de desgarramiento por tracción, la sección del metal, a uno y otro lado del orificio, está

calculada teniendo en cuenta la tracción $\bar{\sigma}_a$ soportada por el metal; en el caso de arrancamiento por esfuerzo cortante, la longitud de la pieza se prolonga por lo menos 2 d más allá del perno.

25. UNIÓN POR SOLDADURA

Es posible soldar los elementos de acero de la construcción o bien con el soplete oxiacetilénico o bien con el arco eléctrico. En carpintería metálica solamente se autoriza este último.

La soldadura puede efectuarse con *corriente continua* de 20 a 40 voltios procedente de un convertidor o de un rectificador. El arco eléctrico es entonces regular, con escasa proyección, y conviene a toda clase de *electrodos*. Con *corriente alterna* procedente de un transformador, el cebado no es regular, da mayores proyecciones y no va bien con todos los *electrodos*.

La aportación de metal se hace por medio de *electrodos revestidos* o protegidos. La protección o *revestimiento* provoca una formación de gases y de escoria que asegura un cebado perfecto y regular del arco y aporta el suplemento de aleación requerido por la pérdida debida a la combinación. El revestimiento perfecciona así el cordón, desoxida el metal fundido y lo protege contra la acción nociva del aire. La temperatura producida es de unos 3 400 a 4 000°.

Los tipos de revestimiento son:

Oxidante = soldadura fácil, cordón regular; se emplea en cerrajería y para palastros finos.

Ácido rutilo = soldadura fácil, cordón regular, separación fácil de la escoria; conviene para las pasadas intermedias o para recubrimientos, pero no para soldaduras por puntos o para pasadas de fondo; electrodos muy empleados en construcción metálica.

Ácido mineral = soldadura relativamente fácil, cordón regular y plano; demás características como antes, pero el espesor soldado ha de ser como máximo de 11 mm.

Básico = soldadura más difícil, la pintura y el galvanizado se adhieren con mayor dificultad; conviene para soldaduras sometidas a solicitaciones fuertes y con espesores importantes.

Alto rendimiento = rendimiento aumentado por el hierro contenido en el revestimiento.

Fuerte penetración = aumento de la anchura del cordón por penetración de la soldadura en las planchas que se unen.

El amperaje varía de 20 a 600 A según el diámetro del electrodo.

Se denominan *soldaduras a tope* las que sirven para enlazar dos piezas, una en prolongación de otra. La forma de los labios de las partes a soldar depende del espesor de las planchas que hay que unir.

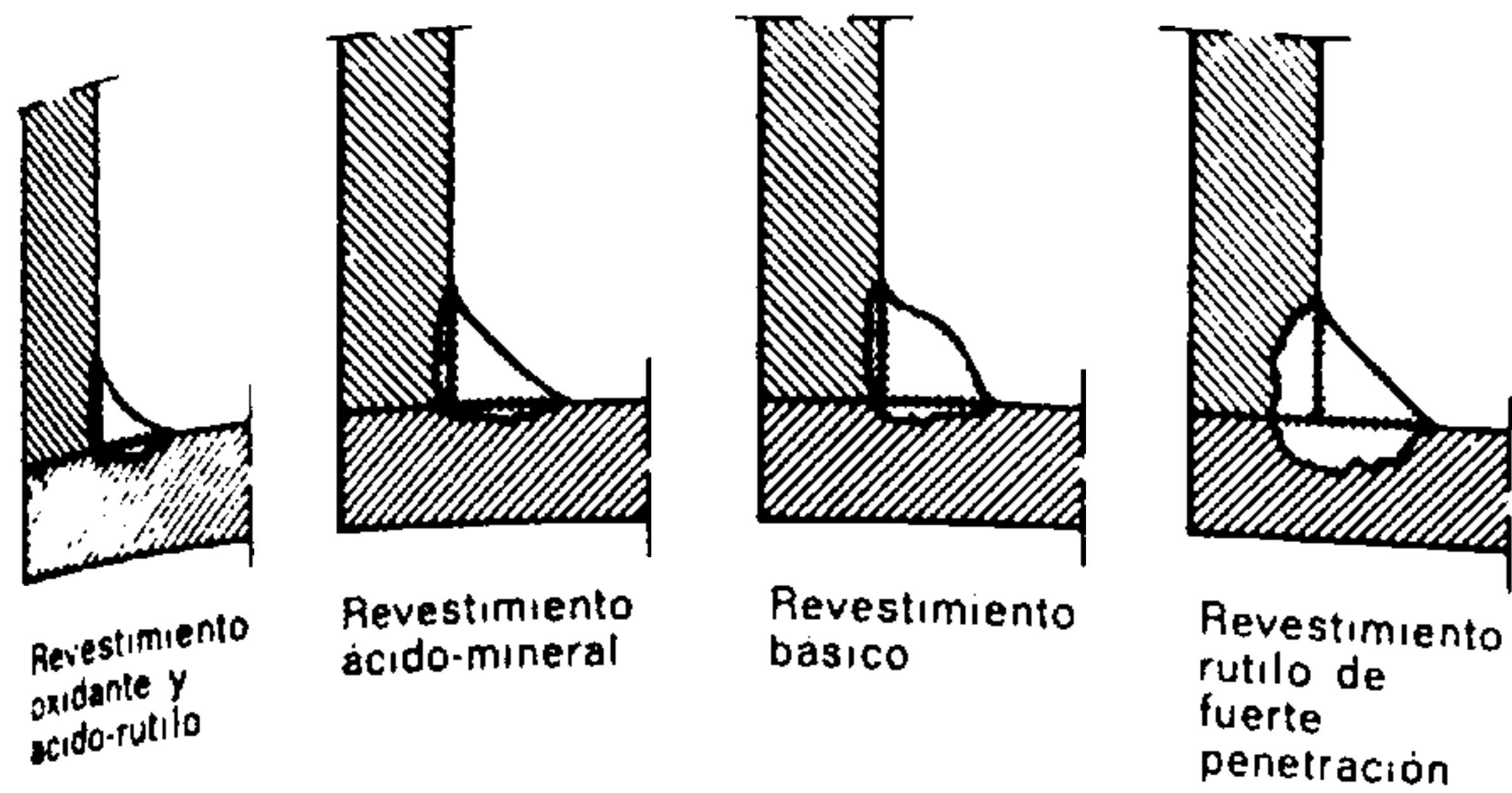


Fig. 818.

Forma de la sección recta de los cordones de soldadura producidos con diferentes tipos de electrodos.

Las *soldaduras de ángulo* son aquellas que más se usan cuando se desea unir dos piezas perpendiculares u oblicuas.

Las *soldaduras con recubrimiento* son las que unen dos piezas superpuestas. Realizadas en los ángulos formados entre las piezas pueden ser *laterales* o *frontales* en relación con el esfuerzo que soportan. Véase la figura 820.

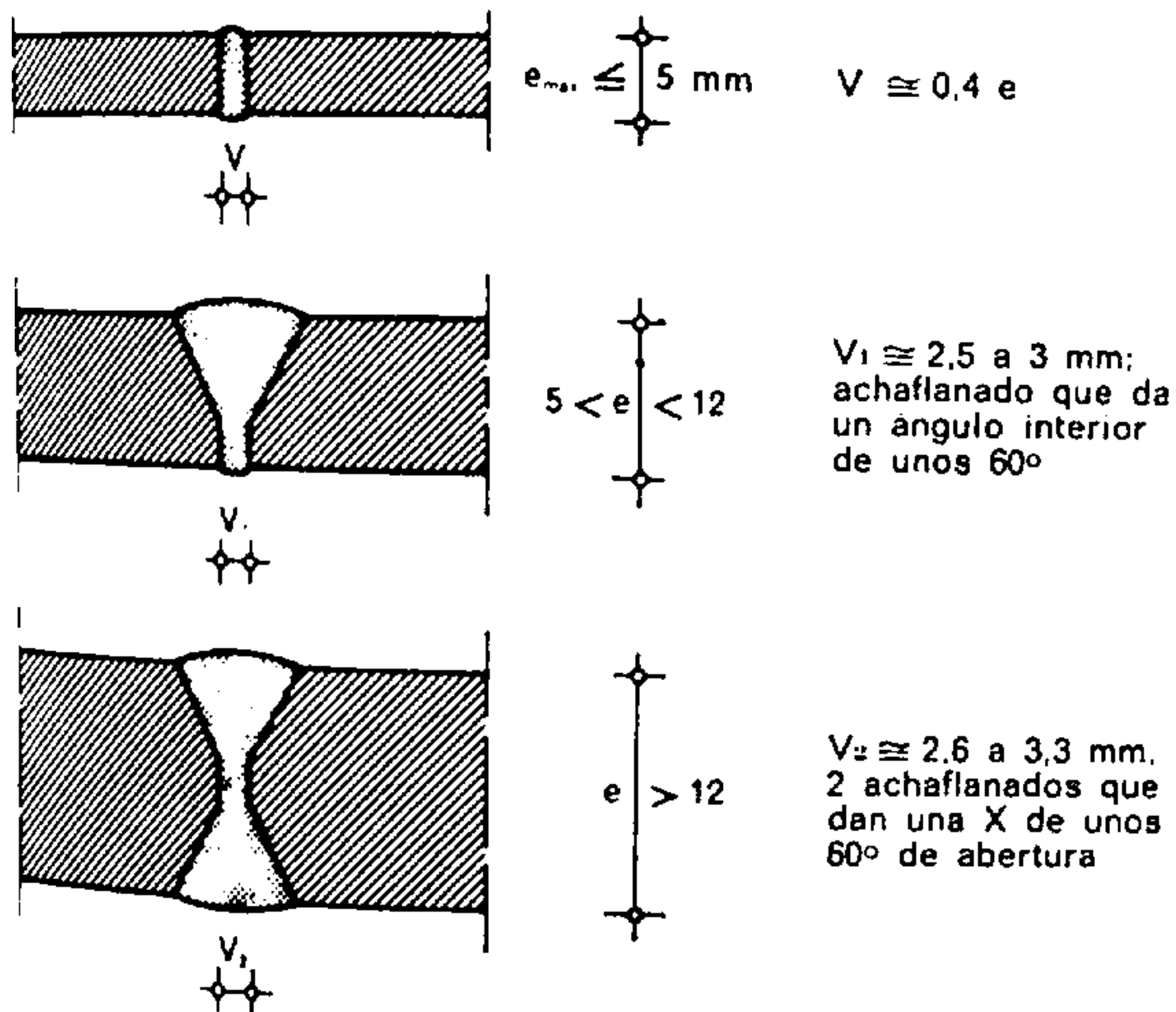


Fig. 819.

La preparación de los labios de una ensambladura por soldadura desempeña un papel importante

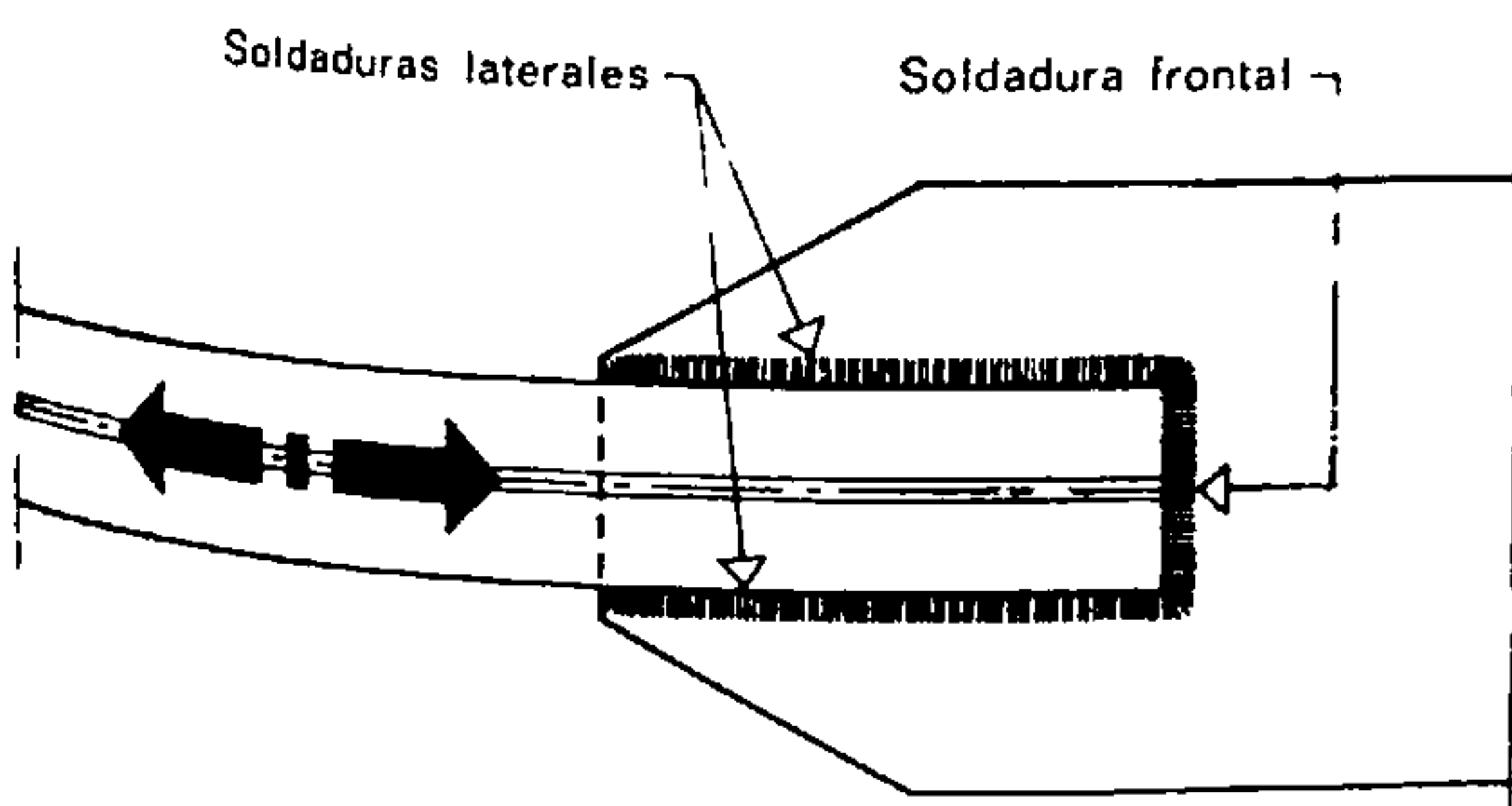


Fig. 820.

Soldaduras de recubrimiento

La posición de los cordones con la relación al esfuerzo puede ser lateral o frontal.

SECCIÓN DE LOS CORDONES DE SOLDADURA

Para las soldaduras practicadas en los ángulos, se admite con frecuencia que la altura "e" no puede ex-

ceder de $0,7 d$; "d" representa el espesor de la plancha más delgada de las que están en contacto con el cordón.

Por otra parte: la anchura útil "a" de un cordón de soldadura es igual a $0,7 e$.

Según numerosos reglamentos, la longitud mínima de un cordón se fija en unos 40 mm. La longitud máxima viene a ser de 40 a 60 veces la dimensión "a" del cordón.

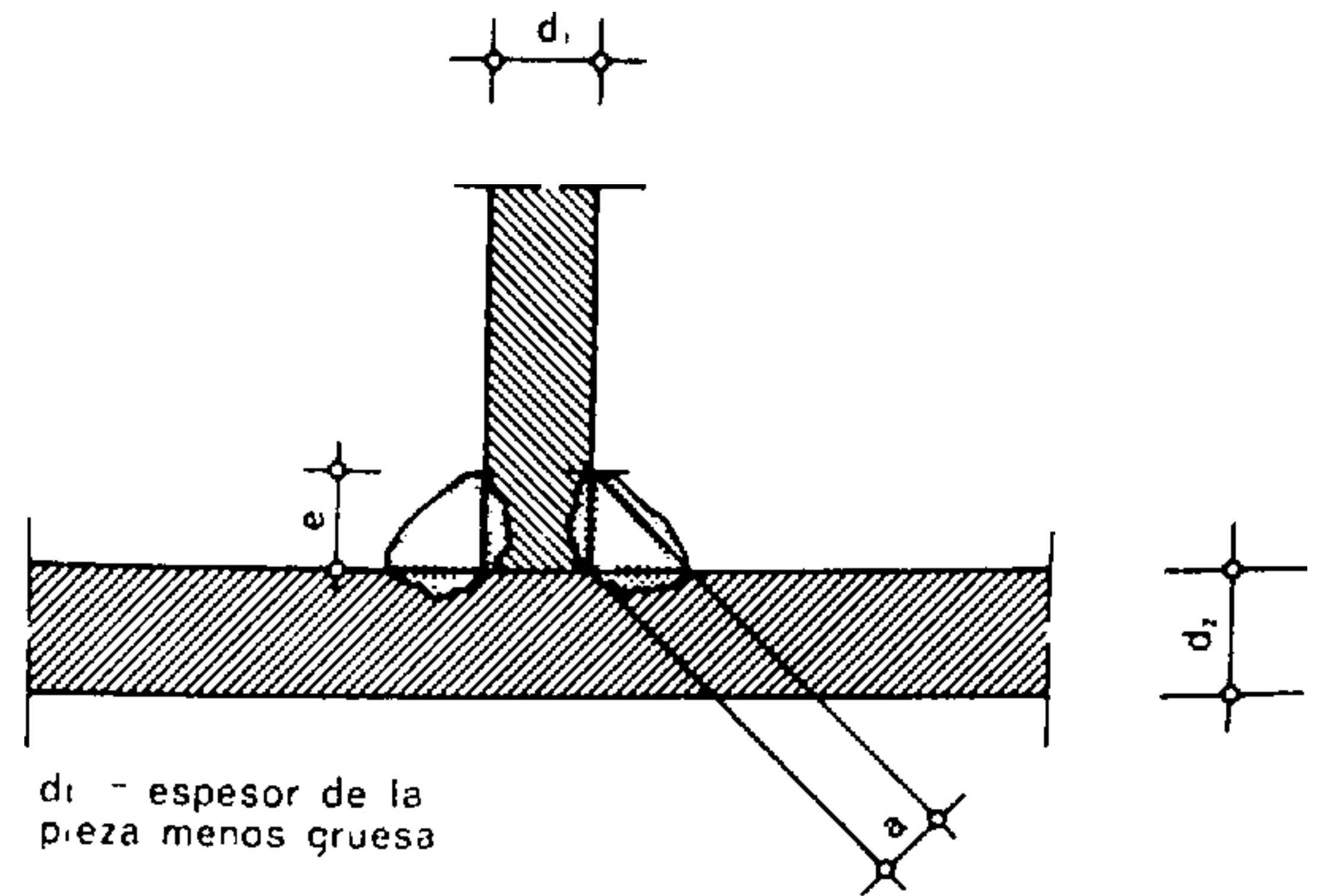


Fig. 821.

Dimensiones del cordón de soldadura

La altura e del cordón es generalmente igual a $0,7 d$. El espesor a que hay que tener en cuenta en el cálculo del cordón es igual a $0,7 e$.

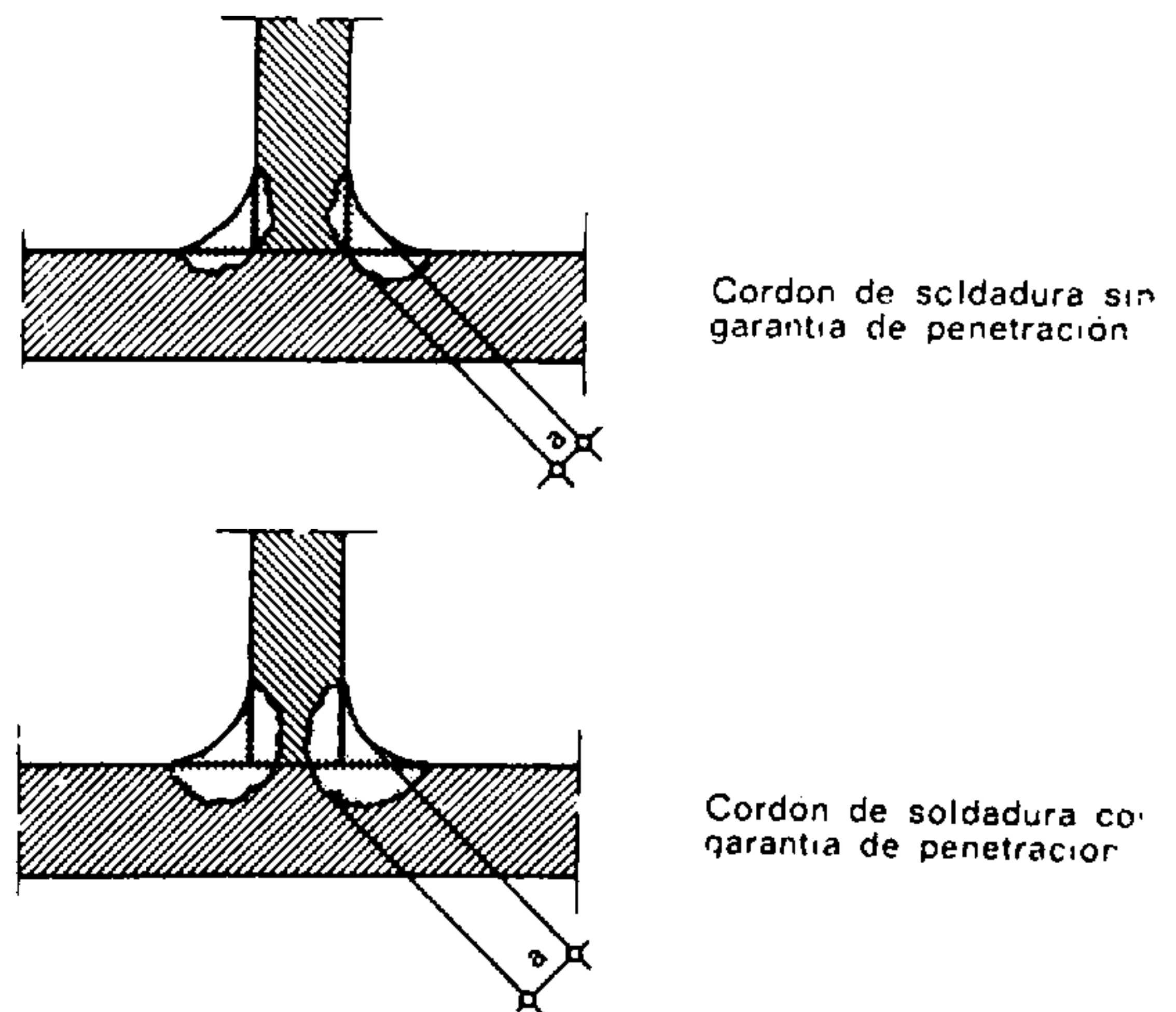


Fig. 822.

El espesor útil de los cordones de soldadura de unión depende de la penetración de la soldadura en el metal.

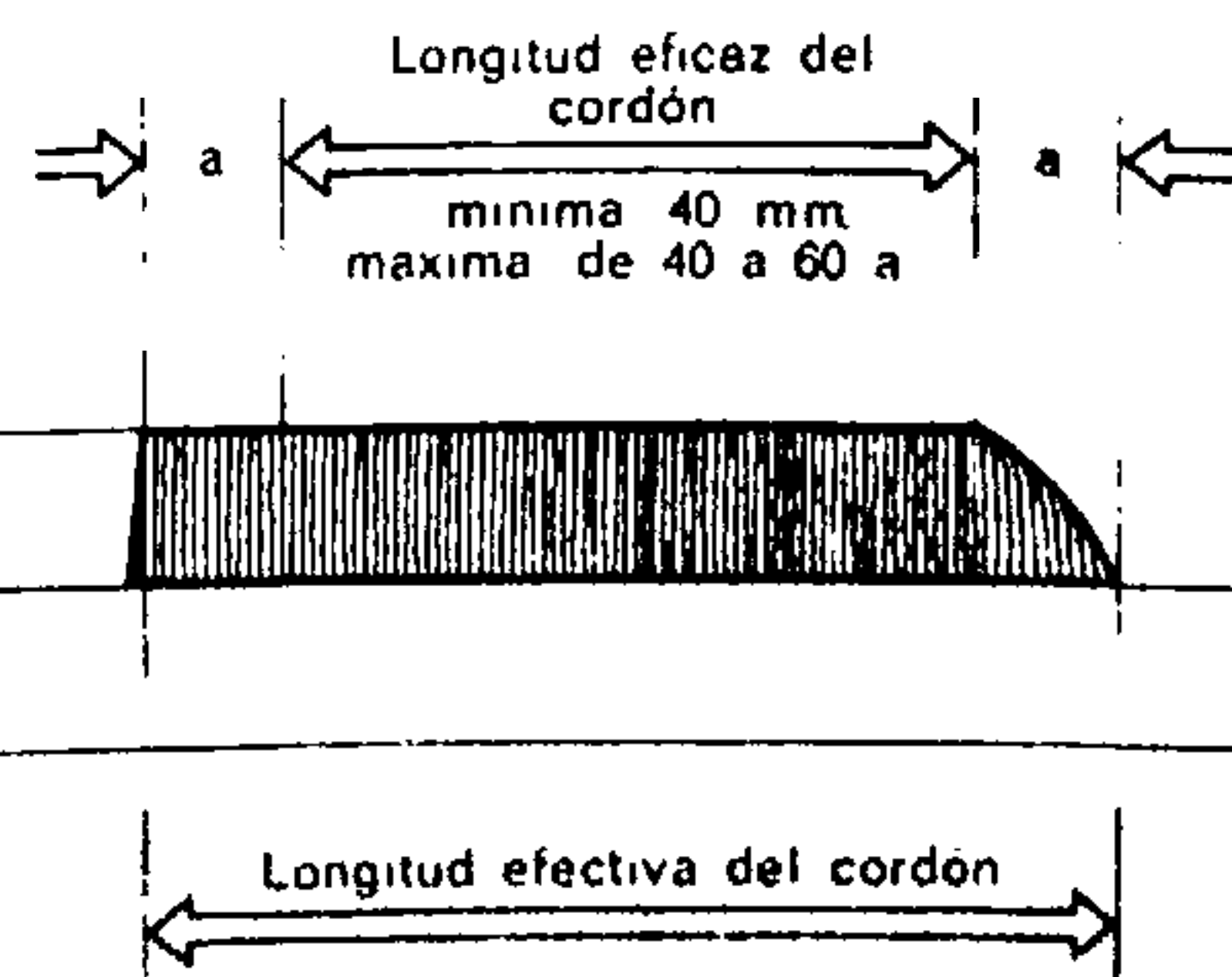


Fig. 823.

Longitud eficaz de un cordón de soldadura

Es igual a la longitud efectiva disminuida en $2 a$.

27. RESISTENCIA DE LOS CORDONES DE SOLDADURA

La sección resistente de un cordón de soldadura es igual al producto de su anchura "a" por su longitud eficaz. El cebado y el cráter final contados como 2a deben deducirse de la longitud efectiva.

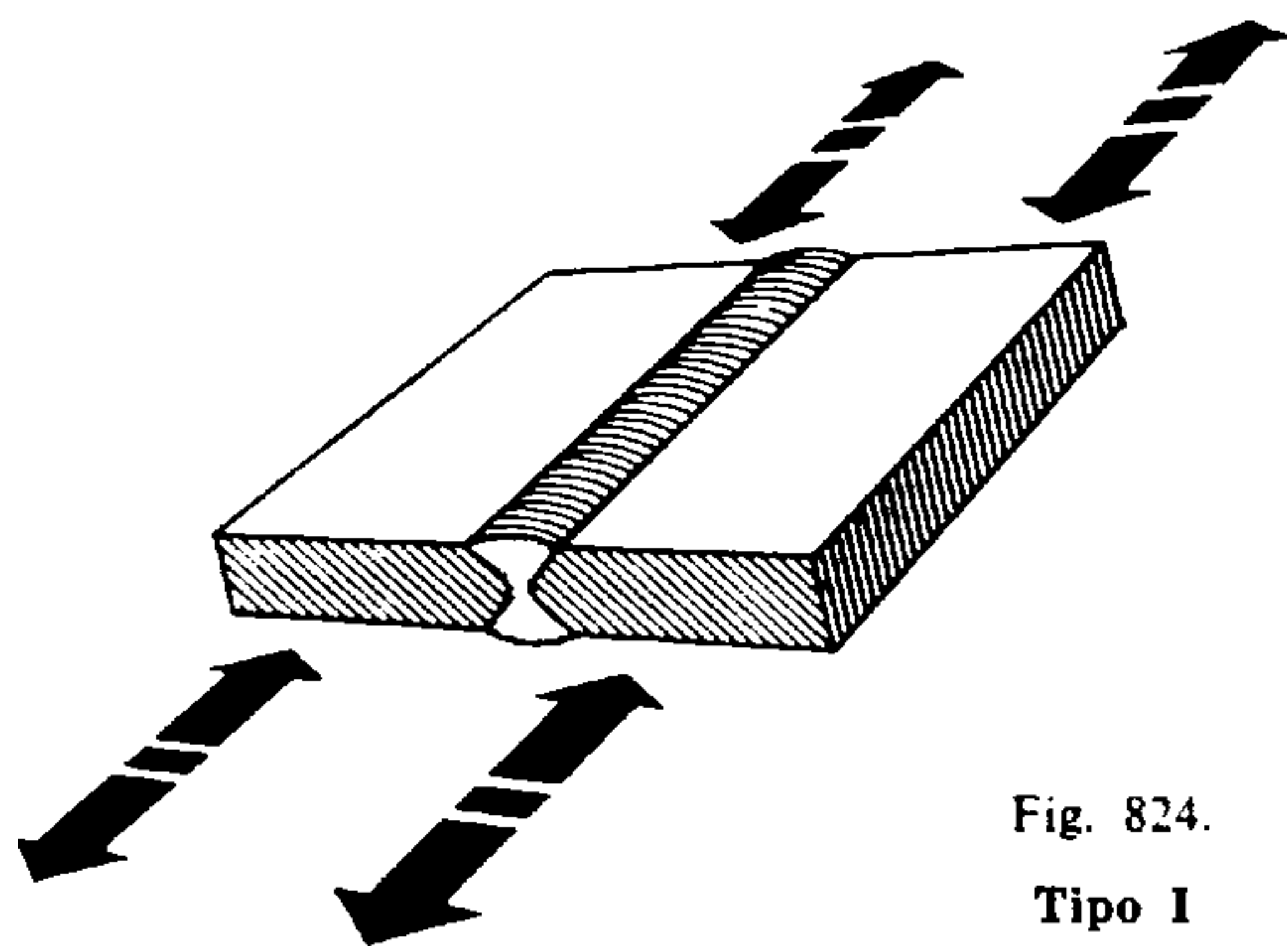
Las tensiones admisibles en los cordones de soldadura σ se determinan por la expresión:

$$\sigma = \xi \cdot \bar{\sigma}_{ap}$$

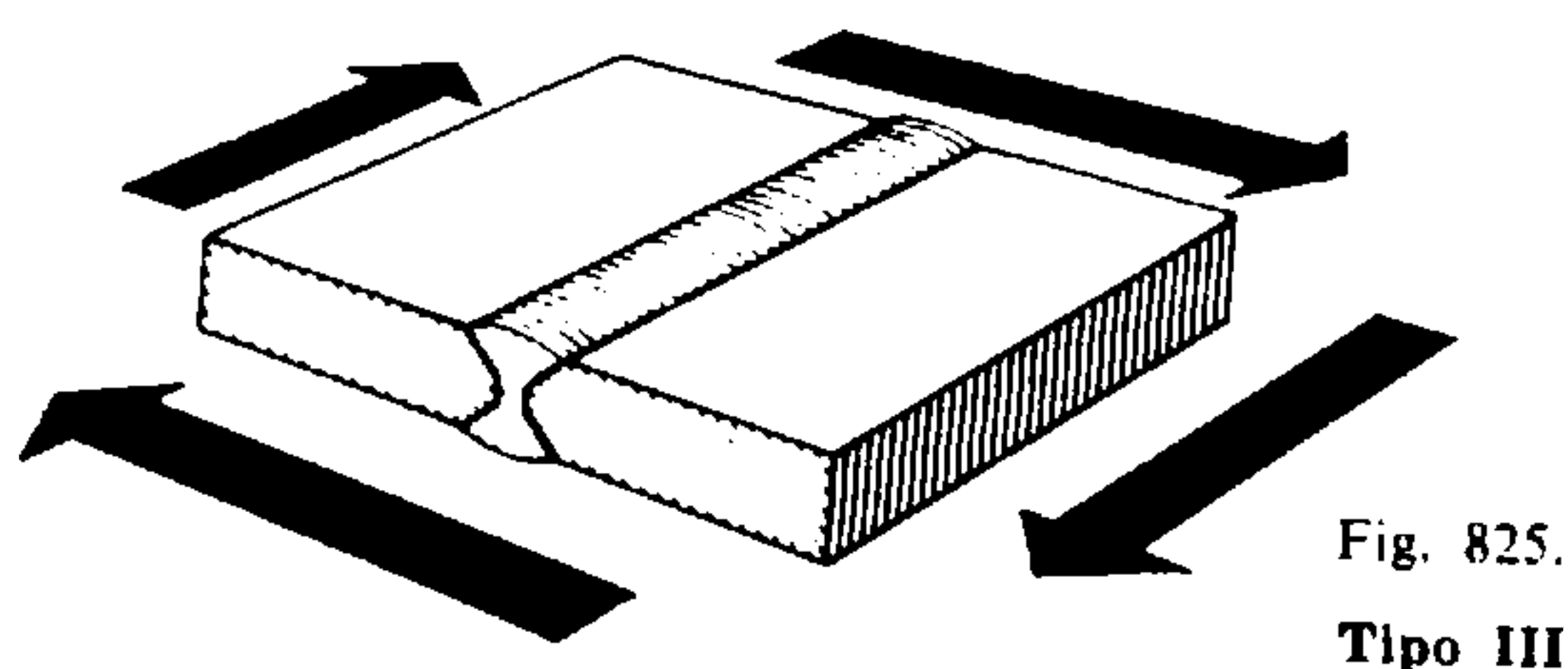
en la cual

ξ = coeficiente que depende del género de sollicitaciones de la ensambladura

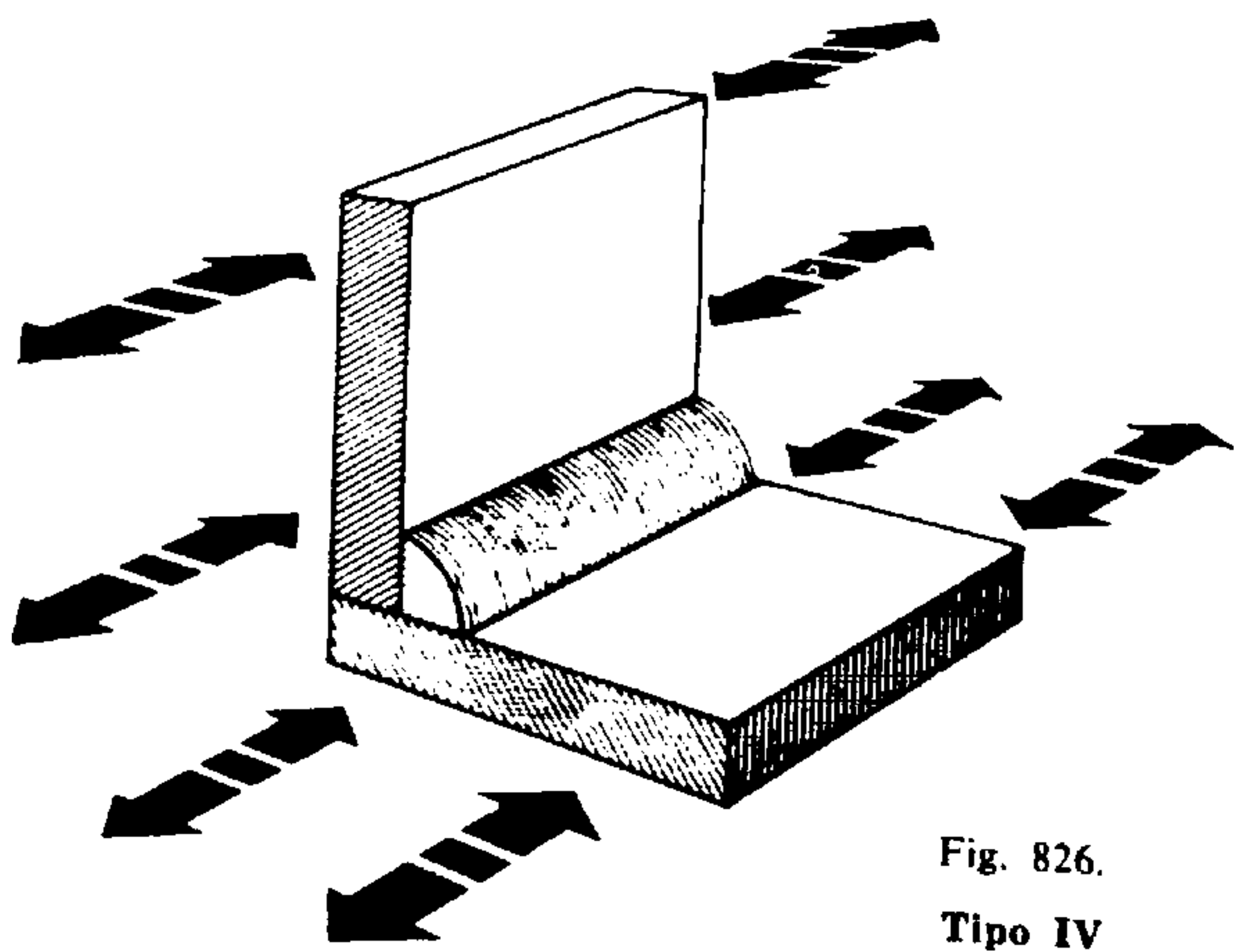
$\bar{\sigma}_{ap}$ = tensión admisible del metal de aporte.



Las sollicitaciones normales por tracción y por compresión son paralelas al cordón de soldadura ($n \parallel$).



Las sollicitaciones tangenciales son paralelas o perpendiculares al cordón de soldadura ($t \parallel$ y $t \perp$).



Las sollicitaciones normales por compresión y por tracción son paralelas al cordón de soldadura de ángulo ($n \parallel$).

Los coeficientes ξ vienen dados en la Tabla 40. Los tipos de unión I, II, III, IV, V, VI están descritos en las figuras 824, 825, 826, 827, 828 y 829.

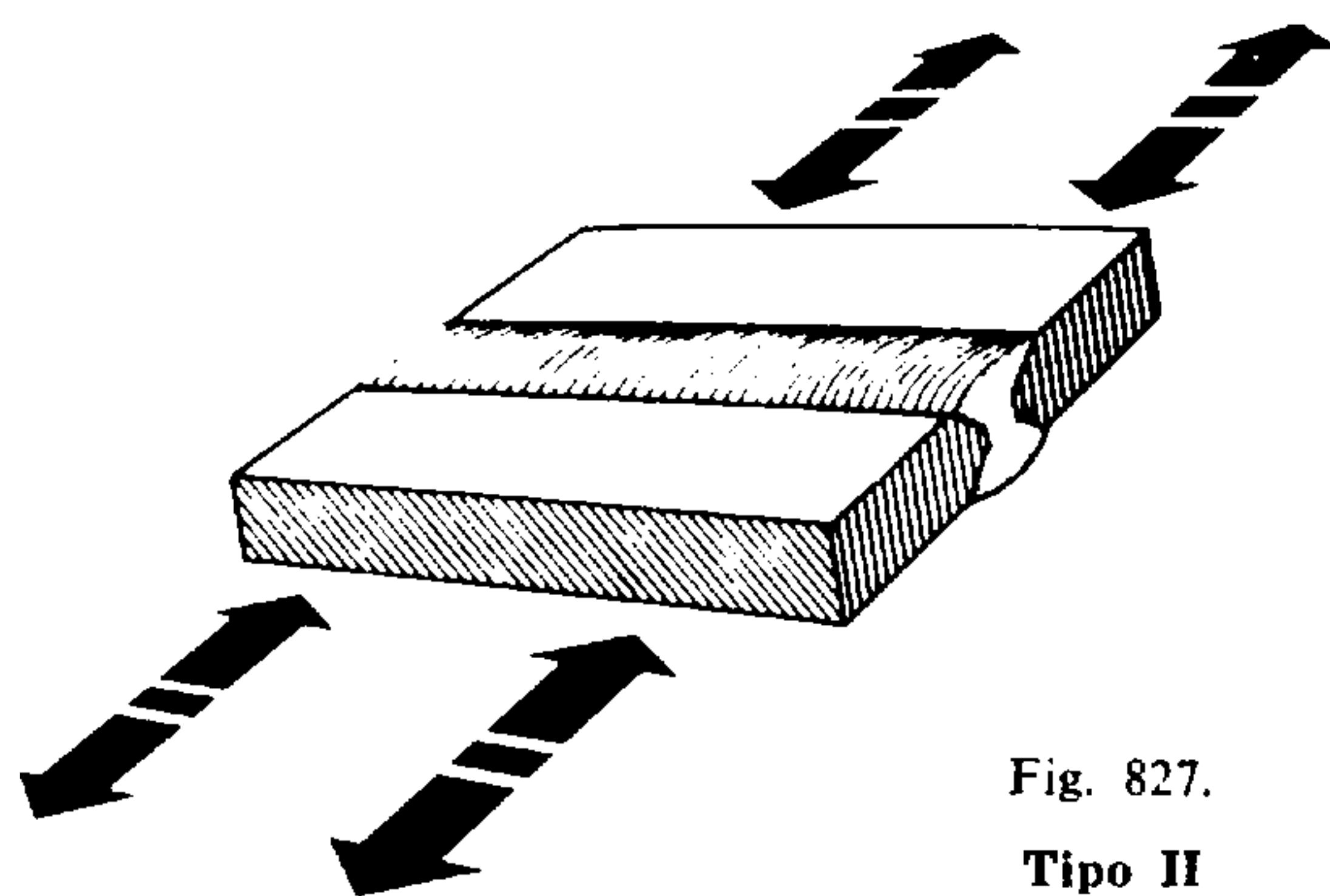
La fórmula dada por la S.I.A. para el cálculo de la tensión admisible en los cordones de soldadura es:

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{a_x}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_y}{a_y}\right)^2 - \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{a_x \cdot a_y} + 3 \left(\frac{\tau}{a}\right)^2}$$

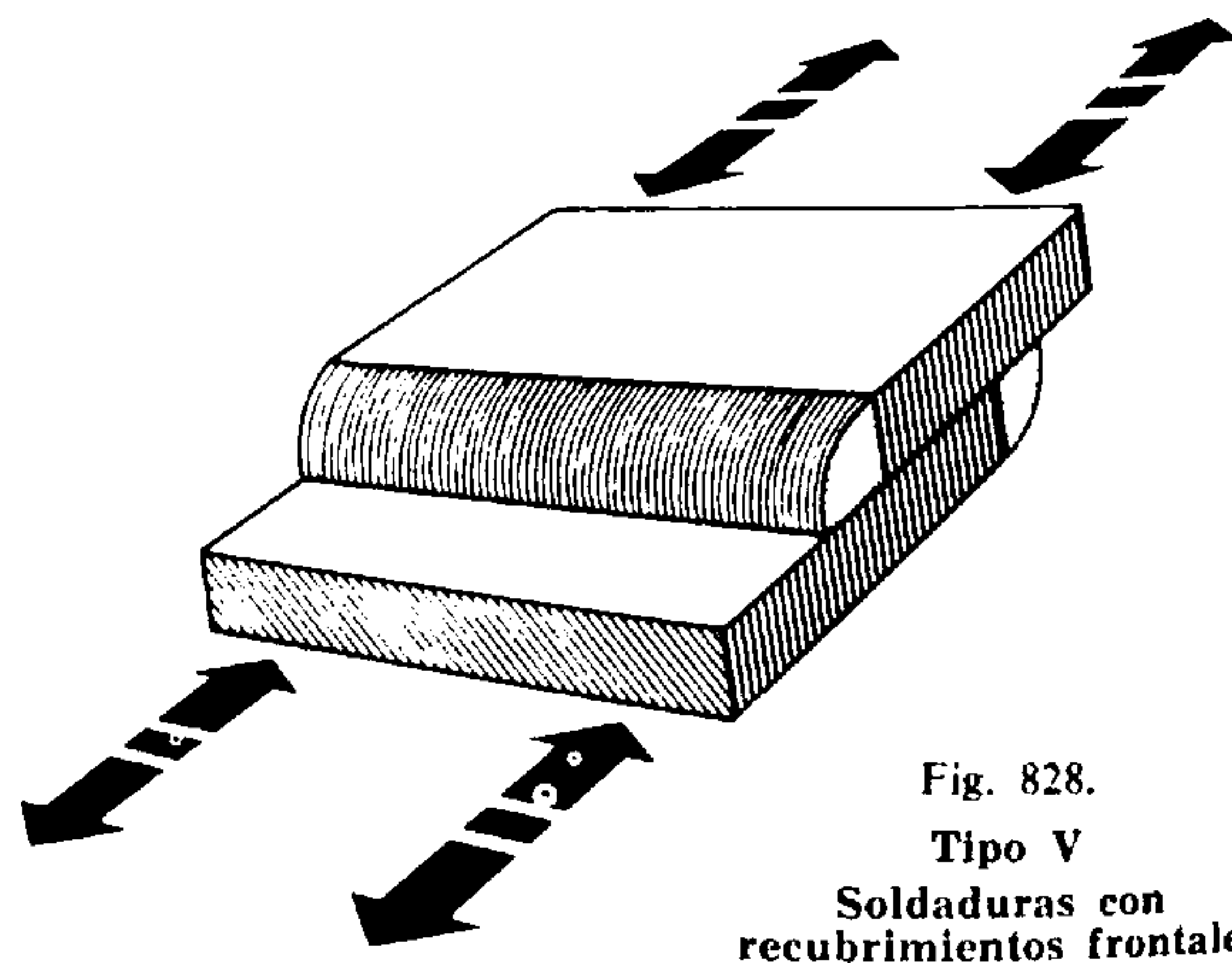
Los valores a_x , a_y y a vienen dados en una tabla de las normas precitadas.

28. LA TORSIÓN

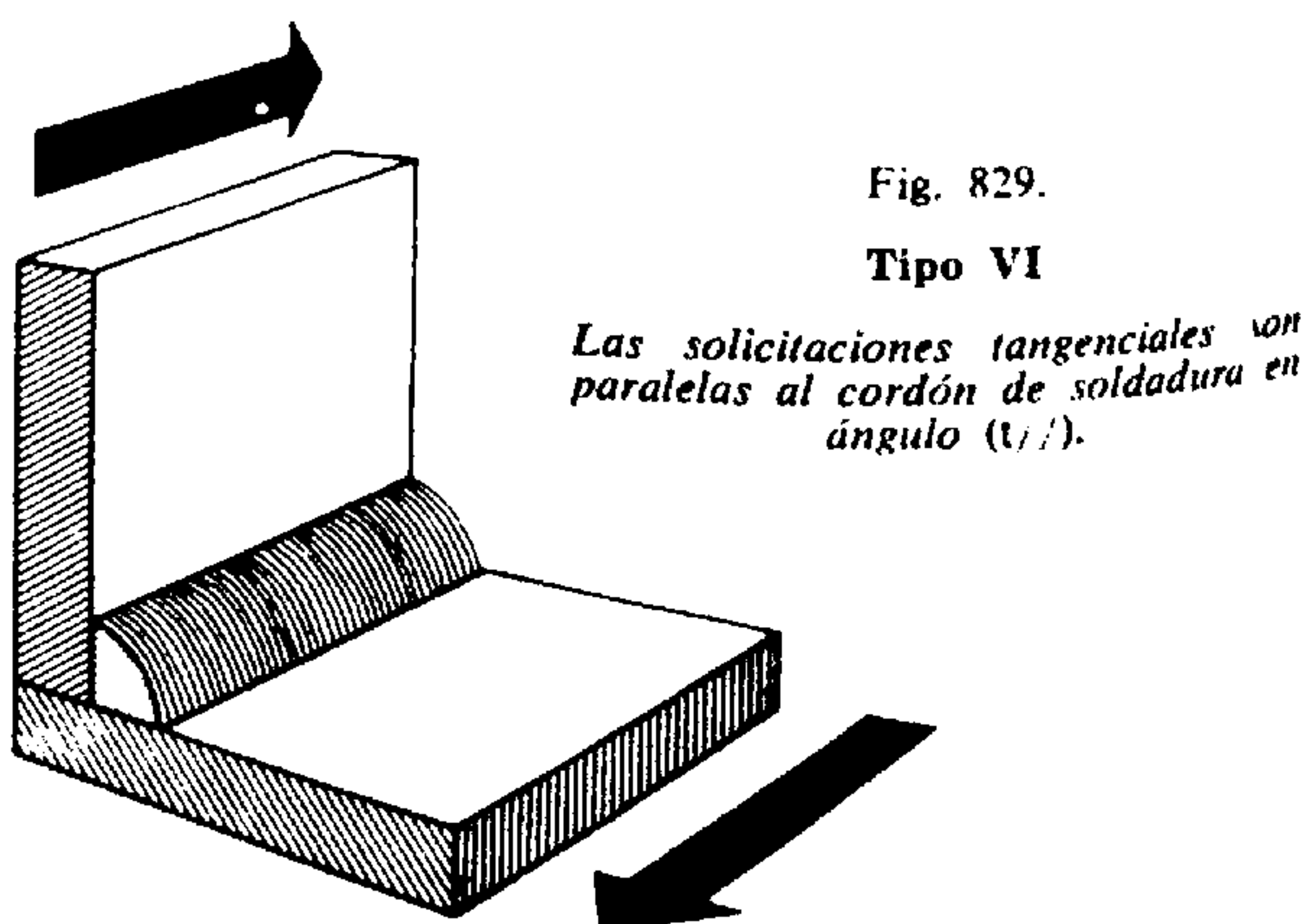
La torsión, que es un efecto de la rotación de dos secciones rectas de un cuerpo, una respecto de la



Las sollicitaciones normales por compresión y por tracción son perpendiculares al cordón de soldadura ($n \perp$).



Las sollicitaciones normales por tracción y por compresión son perpendiculares al cordón de soldadura que también está sometido a esfuerzo cortante $\perp$.



Las sollicitaciones tangenciales son paralelas al cordón de soldadura en ángulo ($t \parallel$).

otra, provoca el arrollamiento de las fibras en torno del eje de rotación. Esta deformación no altera la fibra axial que se mantiene recta: es la fibra neutra.

En construcción, este esfuerzo, rara vez se presenta solo; generalmente va acompañado de flexión, de cizallamiento, de compresión o de tracción.

El cálculo, más complejo, de las piezas sometidas a tales esfuerzos se sale del cuadro de esta obra.

29. FLEXIÓN COMPUESTA

Se llama flexión compuesta a la combinación de un esfuerzo de flexión con los efectos producidos por la compresión, la tracción, la torsión, etc. La presencia de tales sollicitaciones es frecuente en las piezas que entran en una construcción. Los pilares, por ejemplo, suelen estar sometidos a los efectos conjugados de la compresión provocada por la carga y de la flexión engendrada por un momento o por el descentramiento de la carga con relación al eje del elemento portante. Los pares de las armaduras de las cubiertas, las barras de una celosía o entramado, cargadas uniformemente, son asimismo piezas sometidas a la flexión compuesta.

Las tensiones a que están sometidos los materia-

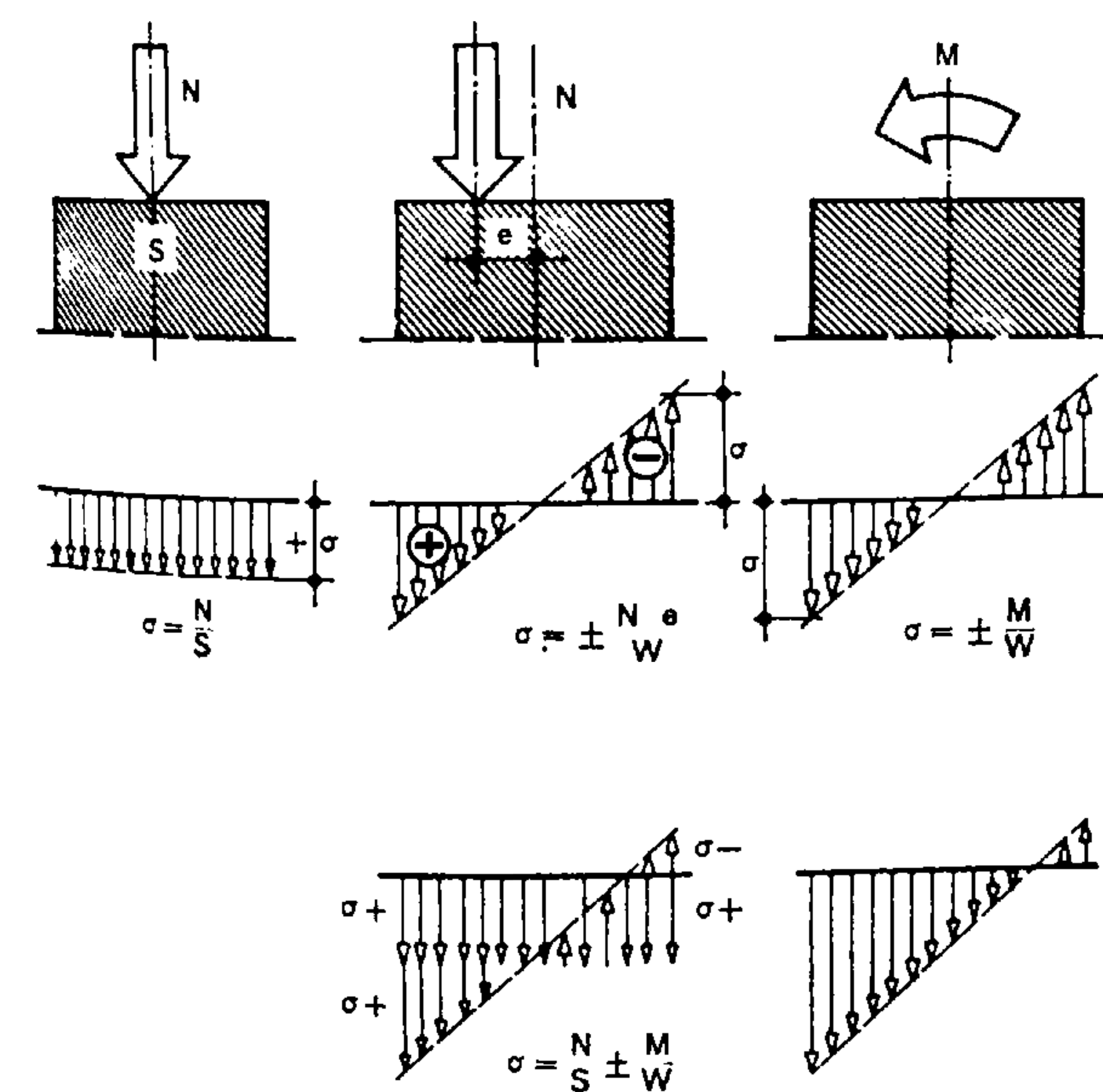


Fig. 830.

La combinación de un esfuerzo de compresión y de un momento, crea la flexión compuesta. El descentramiento e de una fuerza N también provoca una flexión compuesta.

les así sollicitados corresponden a la suma algebraica de los esfuerzos provocados por cada caso de carga.

Así, para un pilar: el esfuerzo de compresión simple engendra una tensión de compresión en el material cuyo valor será:

$$\sigma_{\text{medio}} = \frac{N}{S} \quad \begin{array}{l} \sigma = \text{solicitación del material,} \\ N = \text{esfuerzo de compresión,} \\ S = \text{superficie del poste sollicitado.} \end{array}$$

Un momento M , o sea el producto de la fuerza N por un descentramiento e que actúa sobre el elemento portante, creará en el material tensiones de compresión y también tensiones por tracción cuyos valores máximos son respectivamente iguales a:

$$\sigma = \pm \frac{M}{W} \quad \begin{array}{l} + = \text{tensiones por compresión,} \\ - = \text{tensiones por tracción,} \\ M = \text{momento que sollicita al pilar,} \\ W = \text{módulo de resistencia de la sección del poste.} \end{array}$$

El efecto de la carga vertical N y el del momento M son simultáneos, por lo cual las tensiones de compresión valdrán:

$$\sigma_{\text{max. comp.}} = \frac{N}{S} + \frac{M}{W}$$

y las de tracción:

$$\sigma_{\text{max. trac.}} = \frac{N}{S} - \frac{M}{W}$$

En términos más generales, puede decirse que las tensiones extremas de una pieza sometida a la flexión compuesta son:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W}$$

Ejemplo: Un pilar compuesto de un laminado HEB n.º 20 de 5 m de altura recibe una carga de 30 t descentrada 8 cm en el plano del alma; ¿cuáles serán las tensiones máximas y mínimas del laminado escogido?

$$\begin{aligned} \text{Carga } 30 \text{ t} &= 30\,000 \text{ kg} \\ M &= 30\,000 \cdot 8 = 240\,000 \text{ cm} \cdot \text{kg} \\ W &= 570 \text{ cm}^3 \\ S &= 78 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Aplicando la fórmula de arriba se encuentra:

$$\sigma = \frac{30\,000}{78} \pm \frac{240\,000}{570} = \begin{cases} 807 \text{ kg/cm}^2 \text{ compresión} \\ -37 \text{ kg/cm}^2 \text{ tracción.} \end{cases}$$

Tabla 40. — Sollicitación de los cordones de soldadura: coeficiente ξ .

Sollicitaciones	Tipos					
	I	II	III	IV	V	VI
Tracción	I	I	—	0,50/0,65/0,55 *	0,50/0,65/0,55 *	—
Compresión	I	I	—	0,65/0,55 *	0,65/0,55 *	—
Esfuerzo cortante	—	—	0,65/0,55 *	0,65/0,55 *	0,65/0,55 *	0,65/0,55 *

* Soldaduras realizadas a pie de obra, reglamento C.M. 56. Valores indicados en negritas: Reglamentos de la S.I.A. (Suiza).

HORMIGÓN ARMADO

1.1. INTRODUCCIÓN

El hormigón armado es un material que se obtiene asociando al hormigón armaduras metálicas.

El hormigón, material compuesto con una mezcla de arena, grava, cemento y agua en proporciones

El objeto perseguido con la asociación de estos dos materiales es el de realizar un conjunto en el que los esfuerzos de compresión sean absorbidos por el hormigón, mientras que las solicitaciones por tracción sean atribuidas a la armadura. La posición de

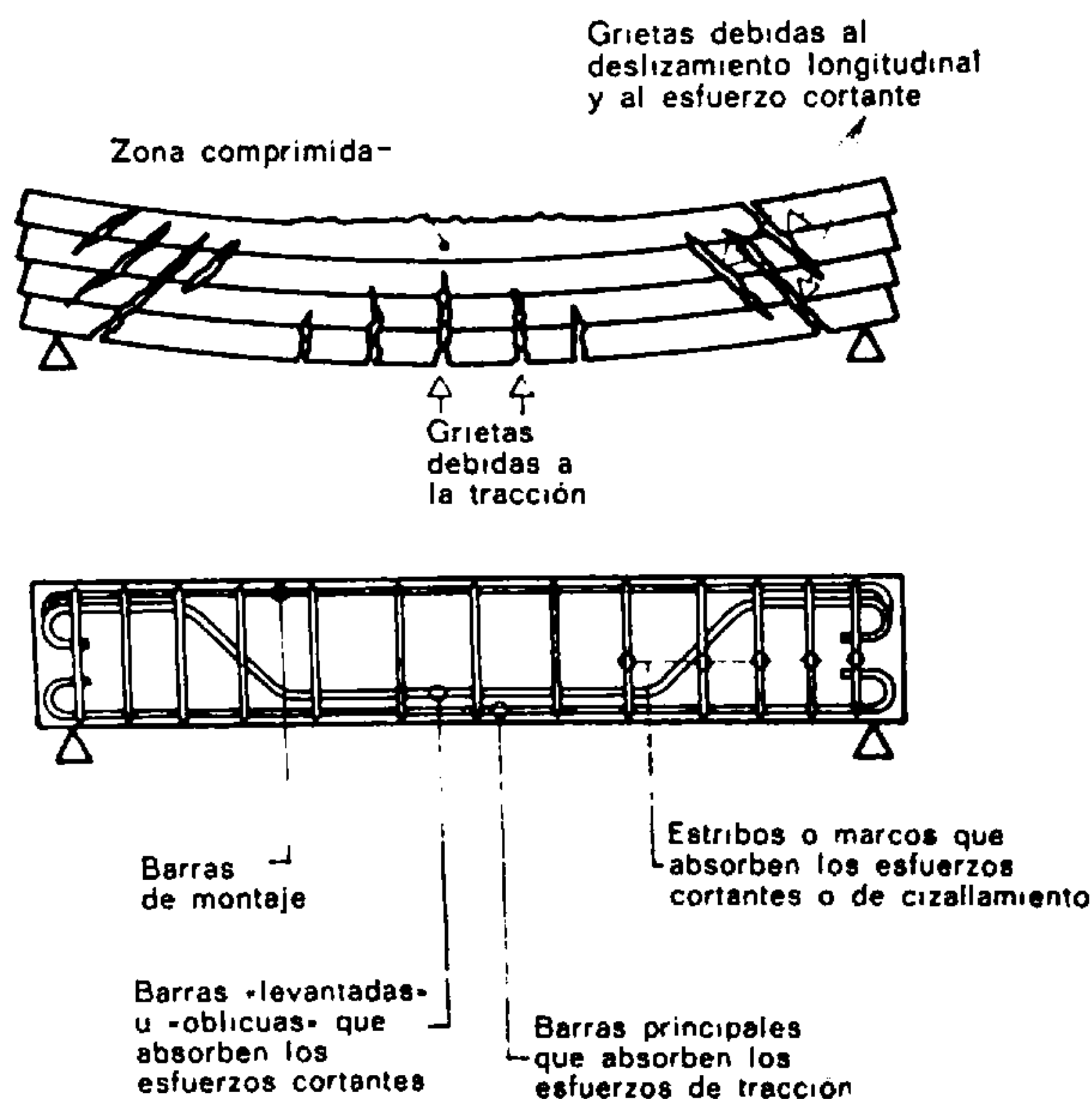


Fig. 831.

Cómo trabajan las armaduras en el hormigón armado

bien definidas, transmite, en buenas condiciones económicas, los esfuerzos de compresión. En cambio, su resistencia a la tracción es débil puesto que no representa más que alrededor de la 1/10 parte de su resistencia a la compresión.

Las armaduras, que generalmente son barras de acero, redondas, lisas o rugosas, resisten muy bien a los esfuerzos de tracción: solicitaciones que resultan de la flexión, del esfuerzo cortante, de la torsión, etc.

El coeficiente de dilatación de este material complejo es muy parecido al del acero. Éste es, desde luego, uno de los factores que permiten asociar la armadura con el hormigón. Dicho coeficiente vale aproximadamente $12 \cdot 10^{-6}$ por metro, para 40°C (de -20° a $+20^\circ$).

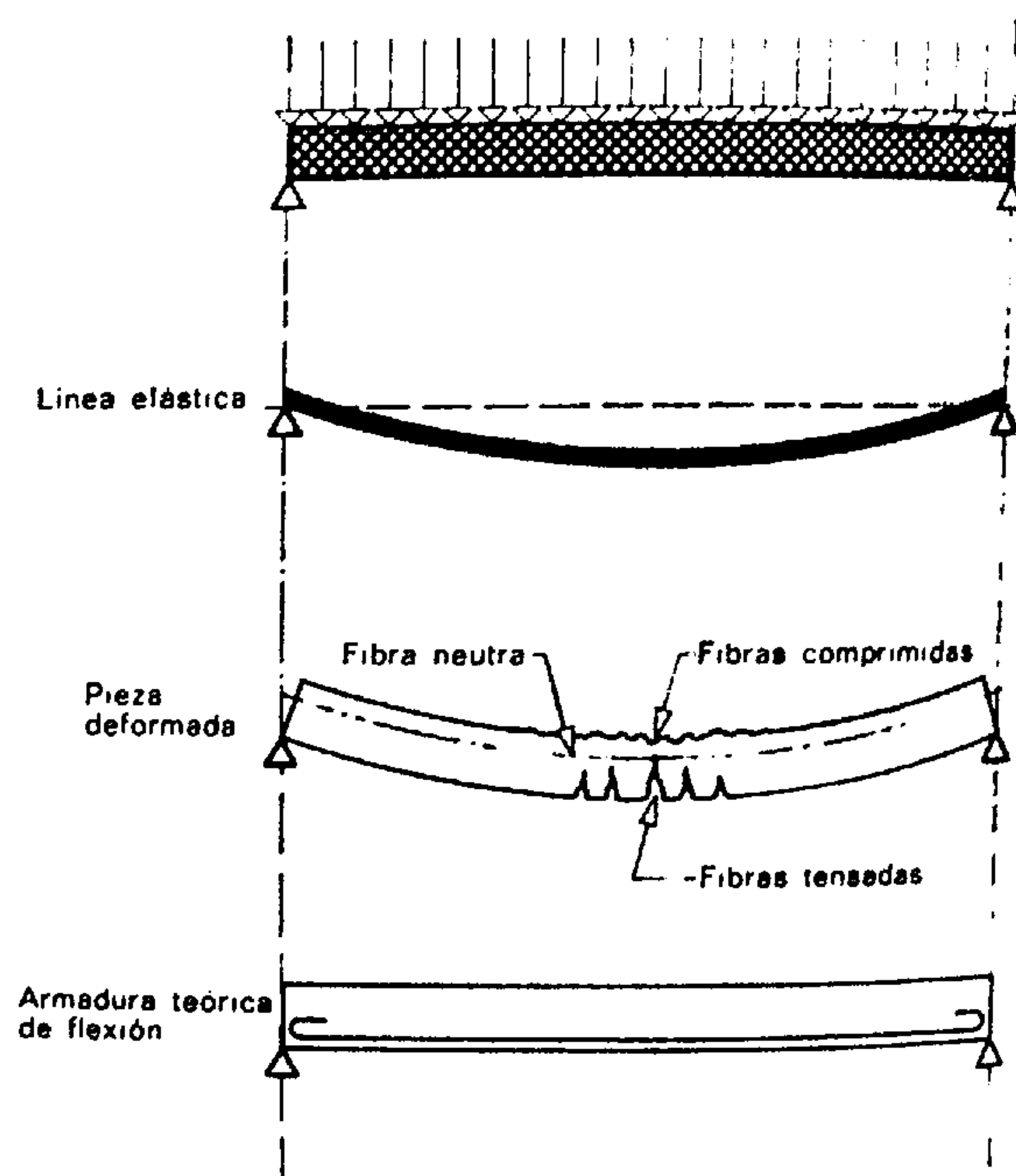


Fig. 832.

Deformación y armadura teórica de una pieza sobre dos apoyos, uniformemente cargada

la armadura viene dictada por las deformaciones admisibles y probables de la obra.

Las ventajas del hormigón armado pueden resumirse en las siguientes:

- la gran variedad de formas que puede revestir;
- la facilidad de su empleo, la ausencia de uniones, el efecto de monolitismo que le es característico;
- la economía lograda con el empleo de una mano de obra no especializada para gran número de operaciones y con la ausencia de gastos de entretenimiento de las obras acabadas;
- la economía lograda con el empleo de hormigón, menos costoso que el acero para la transmisión de las solicitaciones de compresión.

La realización de obras de hormigón armado exige, en cambio, de los "cuadros de personal" a pie de obra (directores de los trabajos, técnicos pertenecientes a las empresas o a las oficinas delegados para la vigilancia de la ejecución) que dispongan de un caudal de conocimientos que ofrezca la garantía indispensable de calidad del producto acabado.

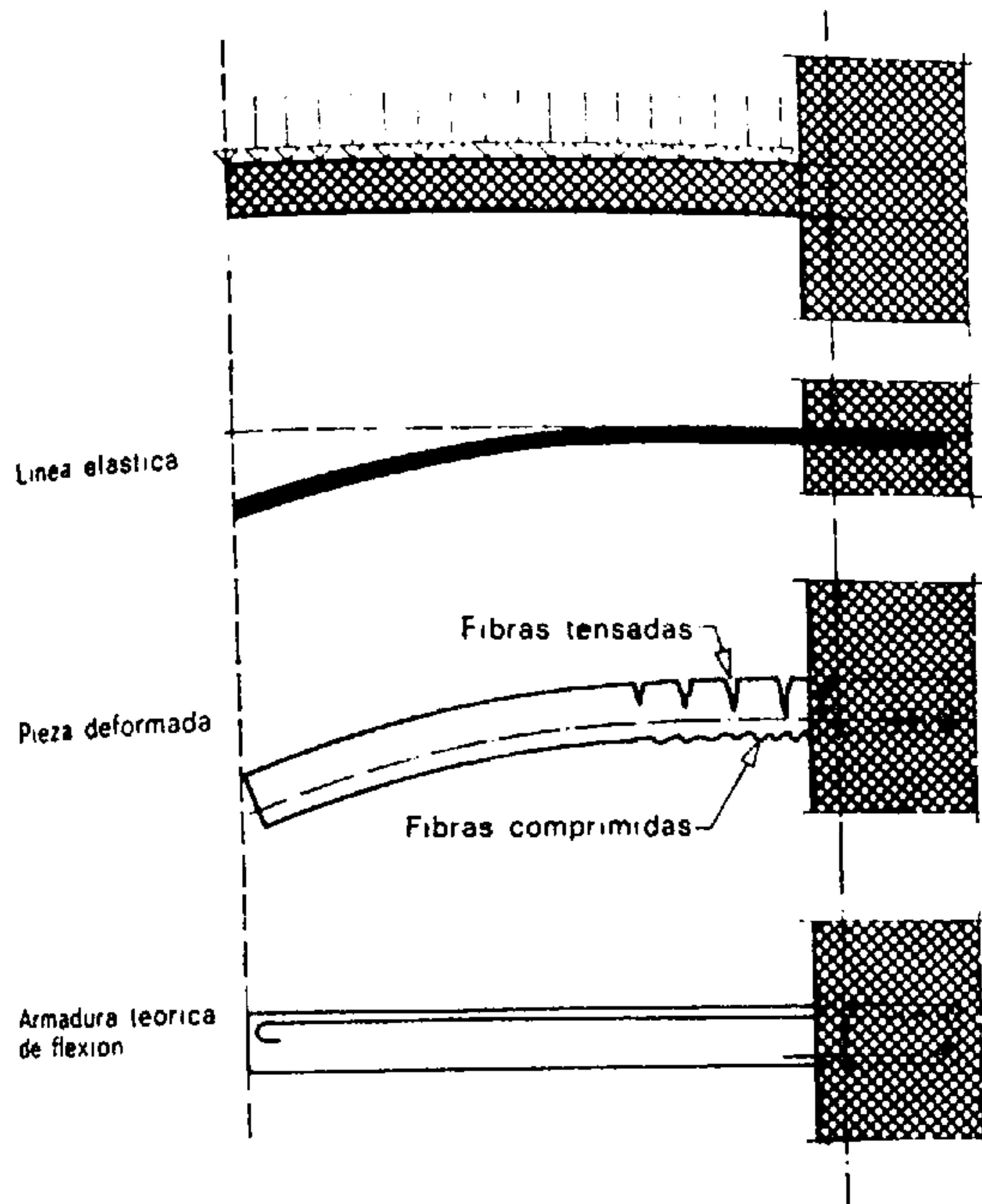


Fig. 833.

Deformación y armadura teórica de una pieza en voladizo, o en ménsula, uniformemente cargada

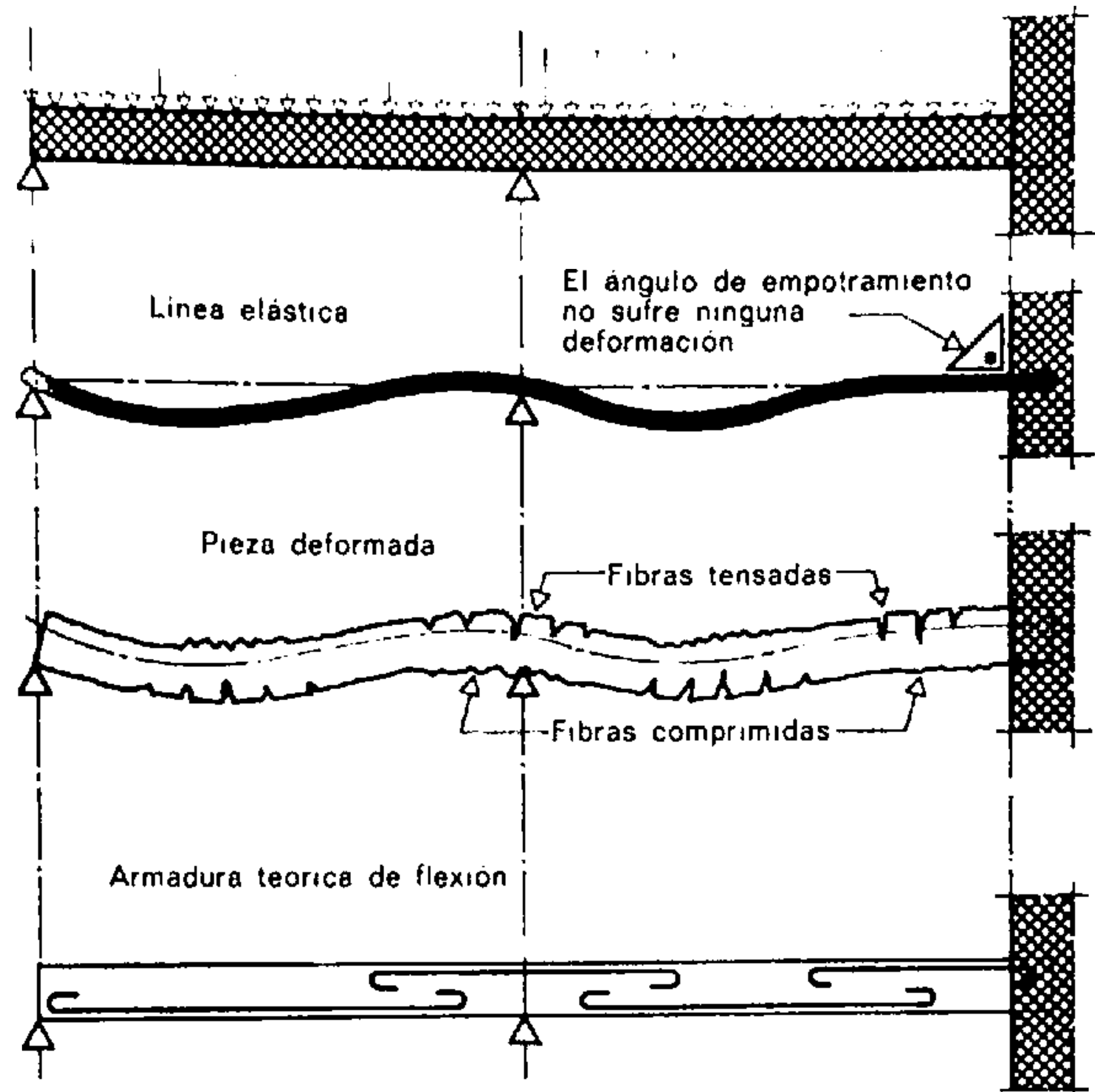


Fig. 835.

Deformación y armadura teórica de una pieza sobre tres apoyos, empotrada en un extremo y uniformemente cargada

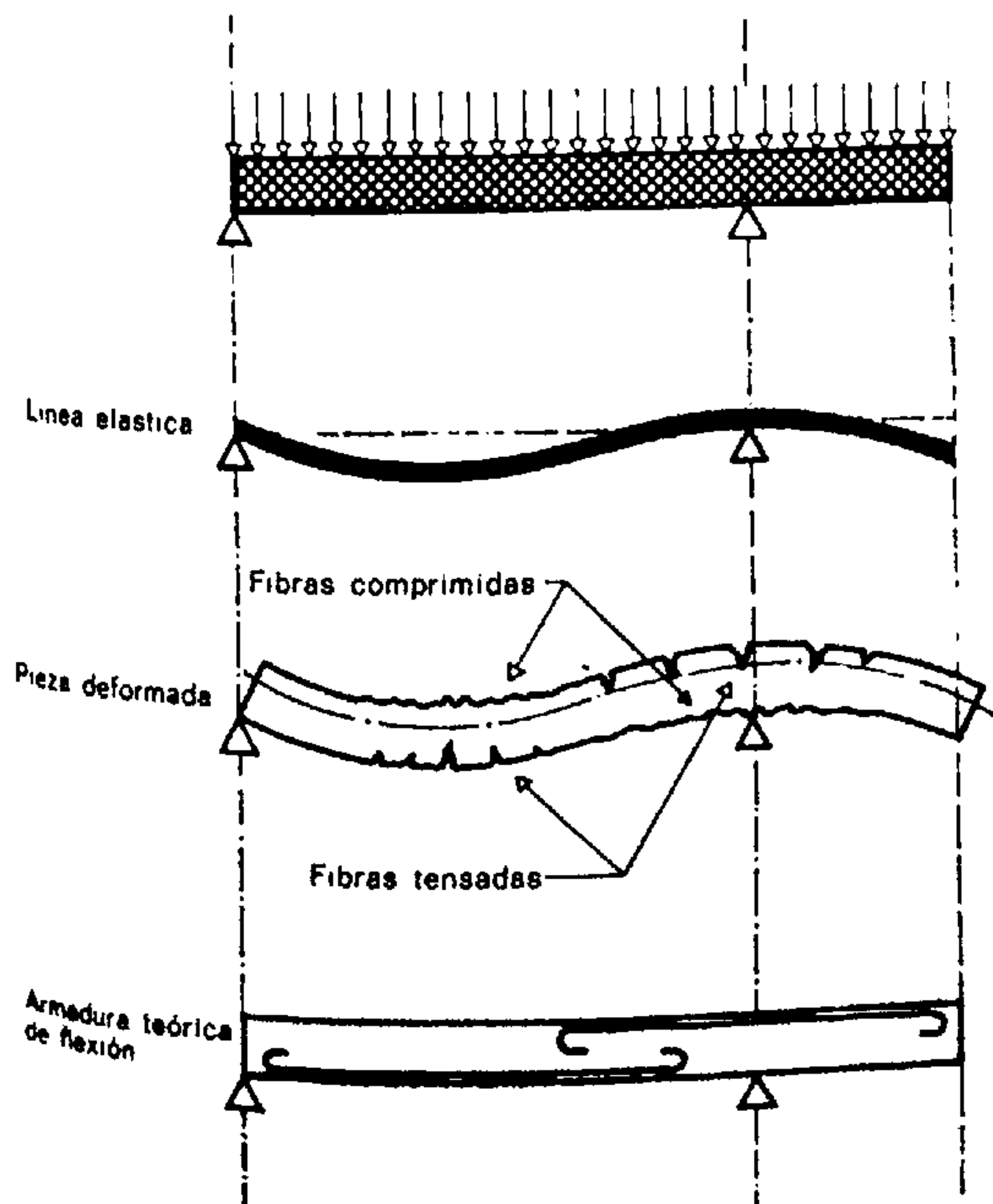


Fig. 834.

Deformación y armadura teórica de una pieza sobre dos apoyos, prolongada en ménsula, uniformemente cargada

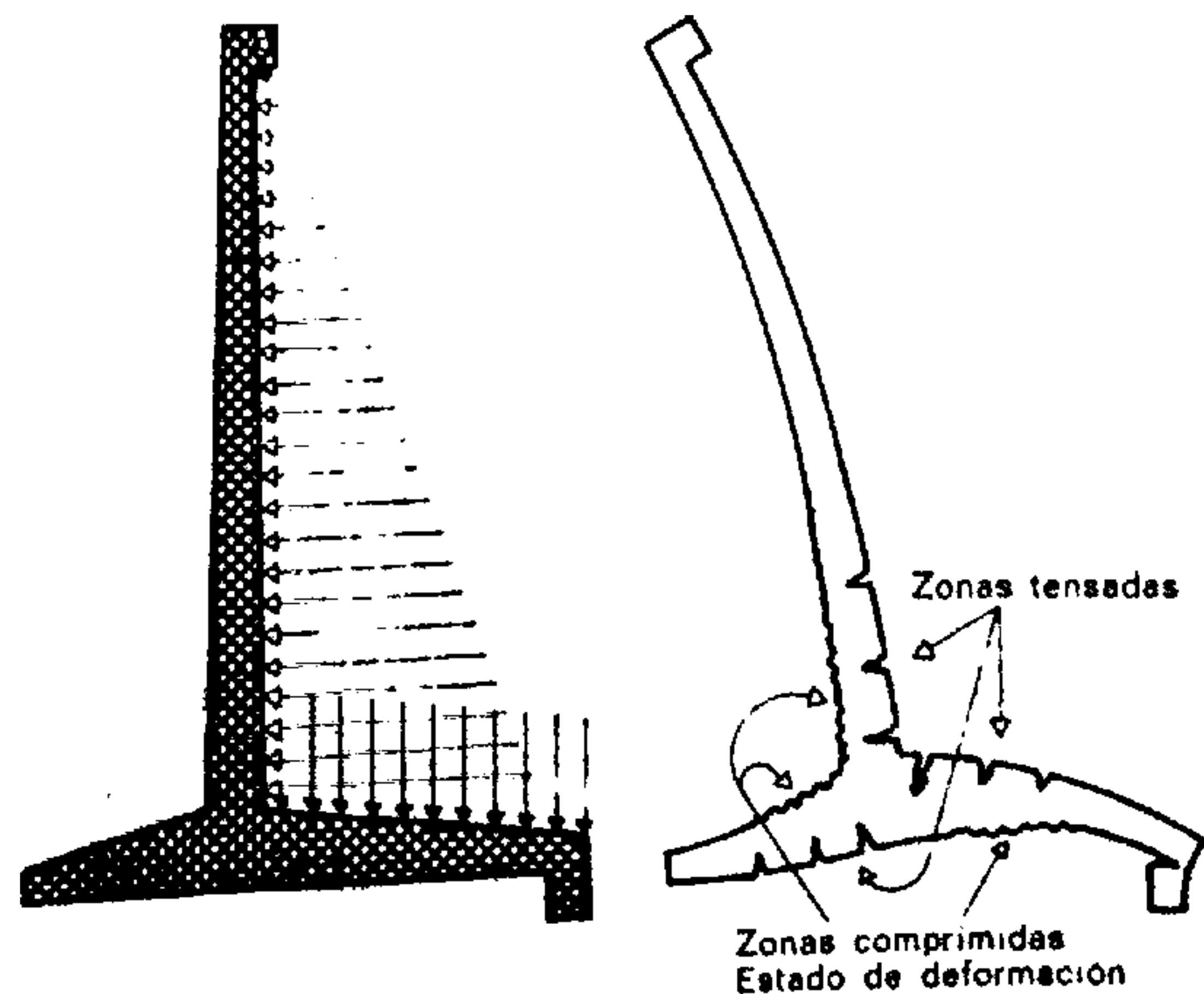


Fig. 836.

Deformación de un muro de contención de hormigón armado, bajo el empuje de las tierras

PRIMERA PARTE

MATERIALES, FABRICACIÓN, TRANSPORTE

1.2.1. ARIDOS

Los áridos están constituidos por el conjunto de los materiales pétreos que entran en la composición de un hormigón. Este conjunto de materiales comprende los *finos* o *rellenos*, las arenas, las gravillas y la grava o piedra.

La calidad de estas materias inertes, así como las proporciones de cada una de ellas desempeñan un papel preponderante en las resistencias finales del hormigón.

Los áridos deben ser de buena calidad petrográfica. Los materiales arcillosos, yesosos o esquistosos que retardan el fraguado de los cementos, favoreciendo la oxidación de las armaduras o creando planos de exfoliación, deben ser eliminados. Hay que rechazar también las materias terrosas o margosas. Los materiales blandos, quebradizos o heladizos son inadecuados para constituir los componentes de un hormigón. Todas las materias empleadas deben ser sólidas, duras y bien lavadas, limpias, exentas de polvo o de materias nocivas para el cemento o para las armaduras.

Se llaman áridos naturales los extraídos del suelo en su forma definitiva, por oposición de los áridos triturados procedentes del machaqueo de ciertas rocas. Los primeros pueden ser extraídos del lecho de

los ríos; son redondeados y muy limpios naturalmente; o pueden proceder de canteras y, en tal caso, son terrosos y requieren en general un lavado antes de su empleo. Las arenas y gravas de machacadora son de granos angulosos; necesitan un lavado que elimine el polvillo de piedra procedente de la trituración.

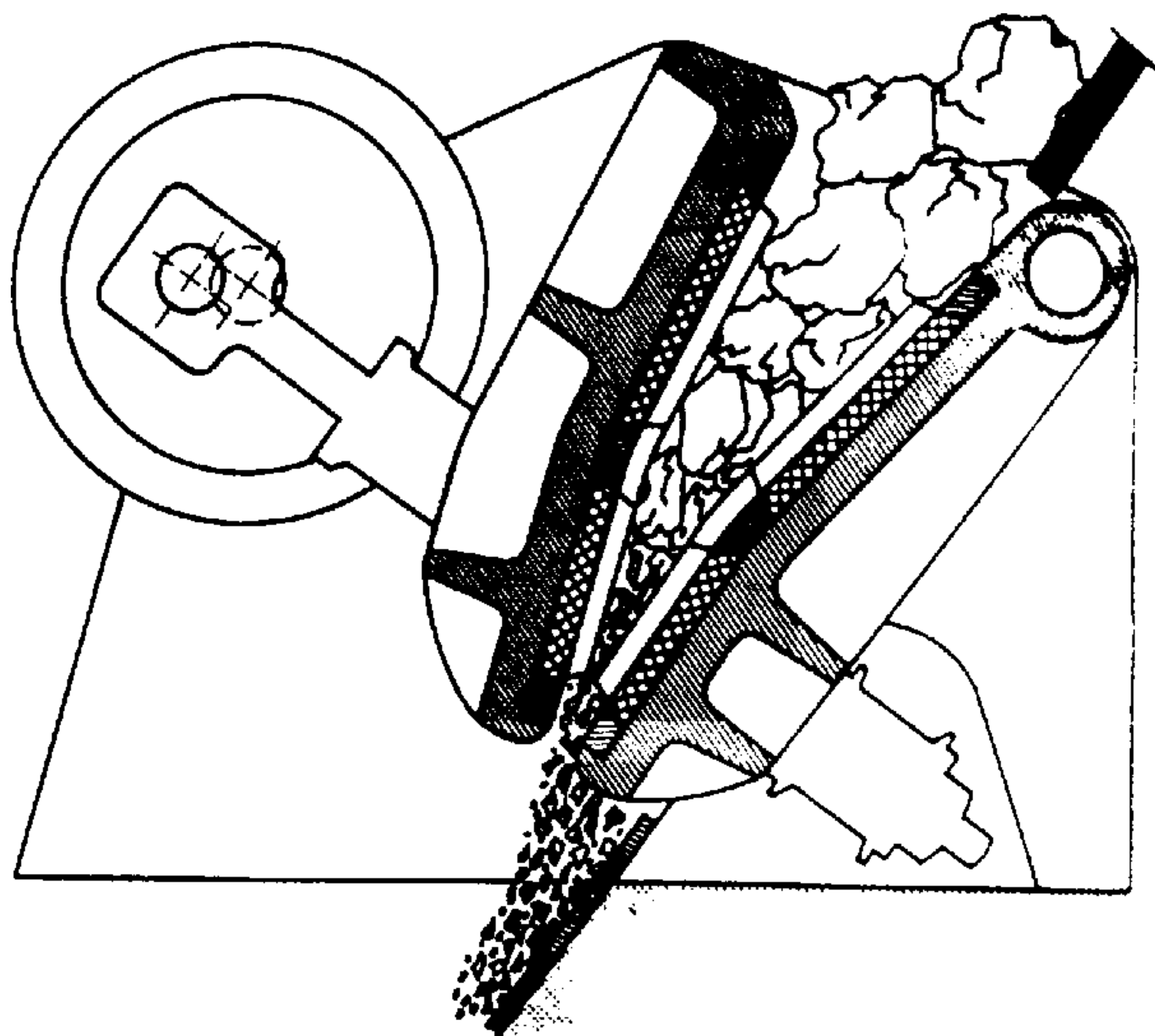


Fig. 838.

Trituradora de mandíbulas, de simple efecto

Un dispositivo permite regular la abertura, es decir la granulometría, a la salida de la trituradora de mandíbulas. La producción de una trituradora de mandíbulas es aproximadamente de 1 a 2 m³/h y por tonelada de peso de la máquina. El desgaste es aproximadamente de 40 a 80 g por m³ de piedra triturada.

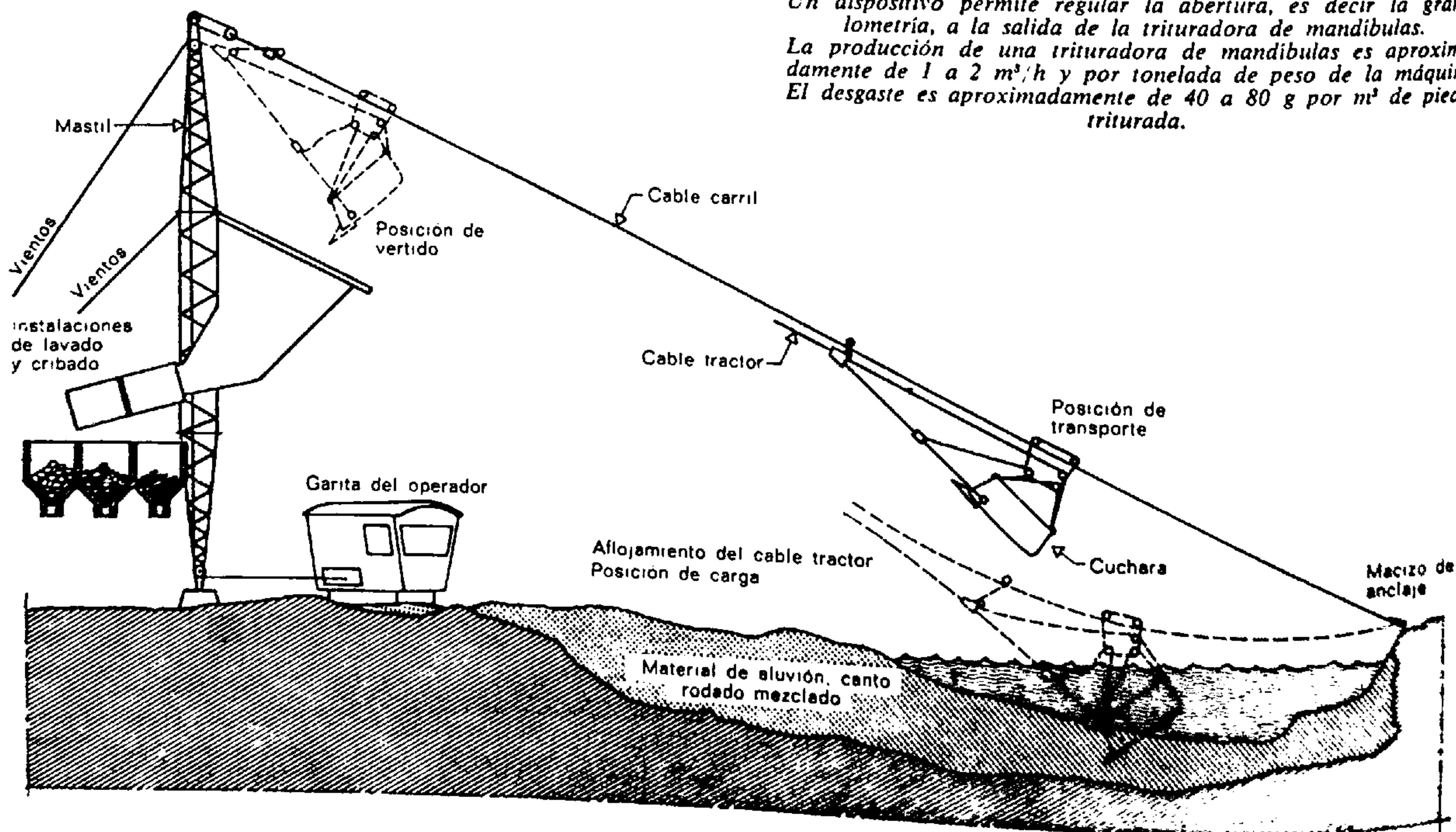


Fig. 837.

La extracción de arenas y gravas de canto rodado se hace mediante un dragado.

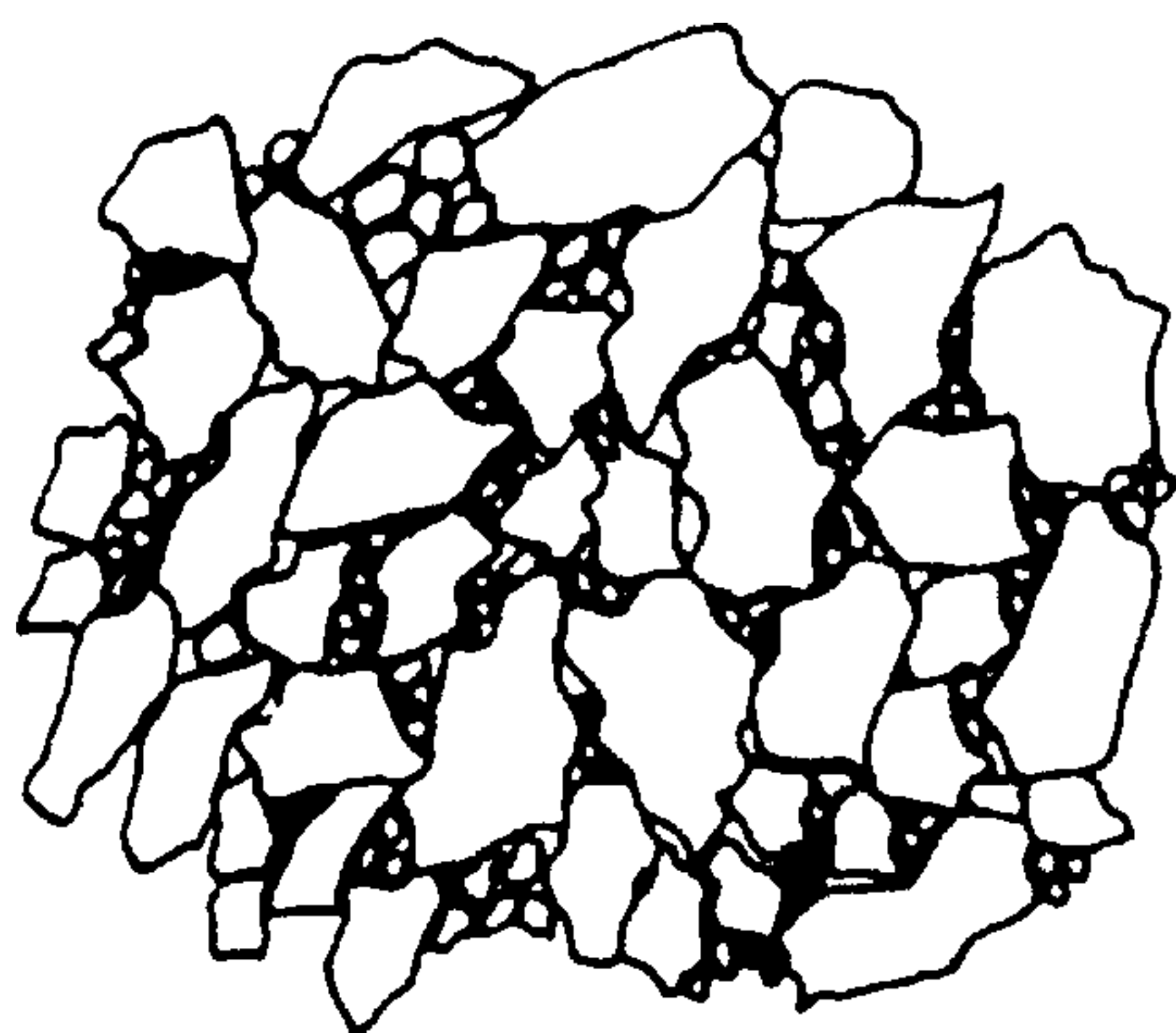


Fig. 839.

Grava triturada

Con frecuencia hay que agregarle arena de canto rodado a fin de hacer la mezcla más dócil, sin tener que aumentar el agua de amasado. Hay que tener cuidado a que no se formen bolsas de grava.

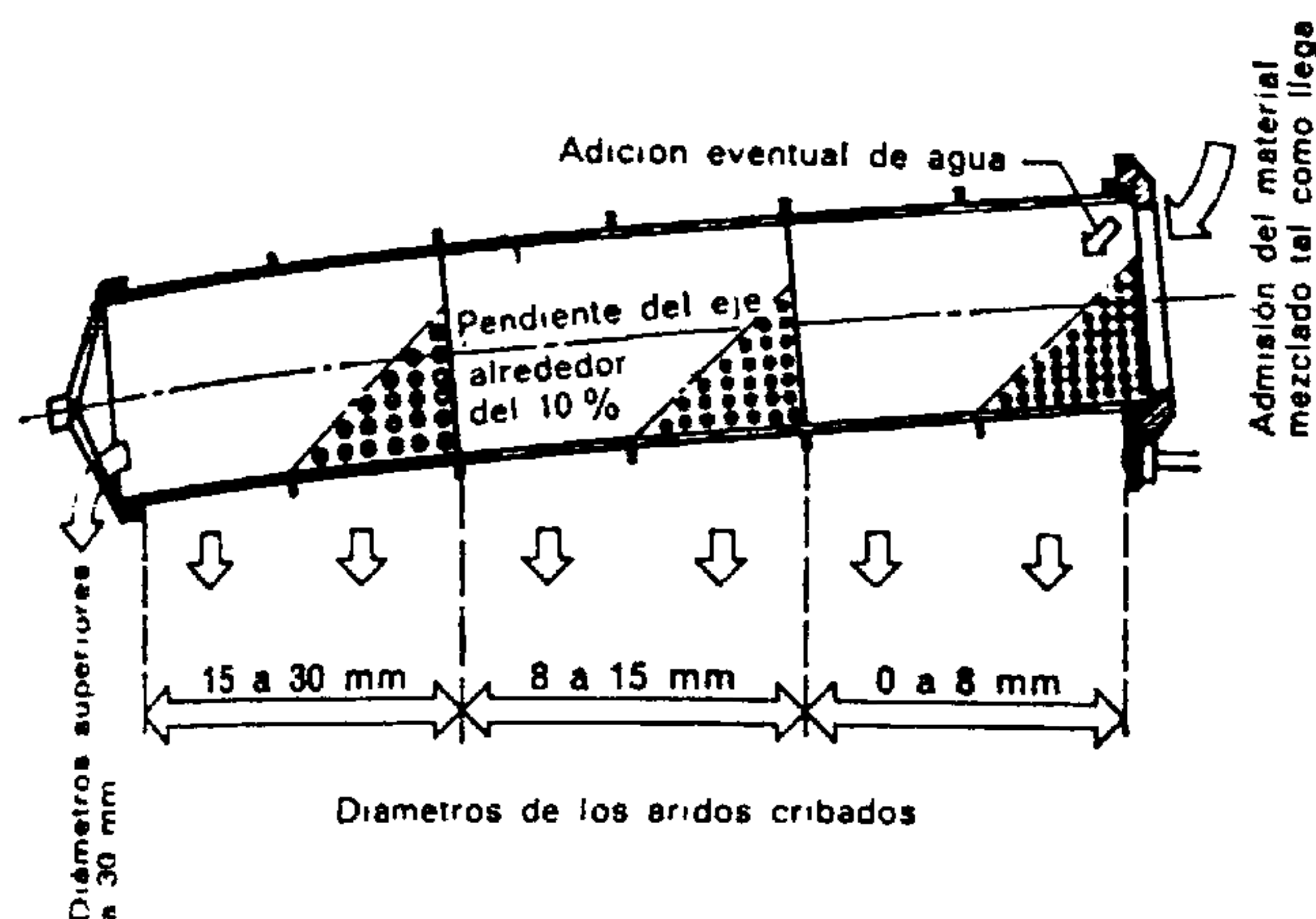


Fig. 840.

Cribado de áridos por medio de un trommel

Un trommel es una especie de cilindro cuyas paredes están formadas por cribas (planchas perforadas o enrejados metálicos). Por rotación del cilindro, se obtiene el cribado según los calibres determinados por las perforaciones de las paredes. Se eliminan primero los finos y sucesivamente los áridos de tamaños mayores. La adición de agua durante el cribado permite el lavado de los granos. La longitud del cilindro y el número de tamices varían en cada caso particular.

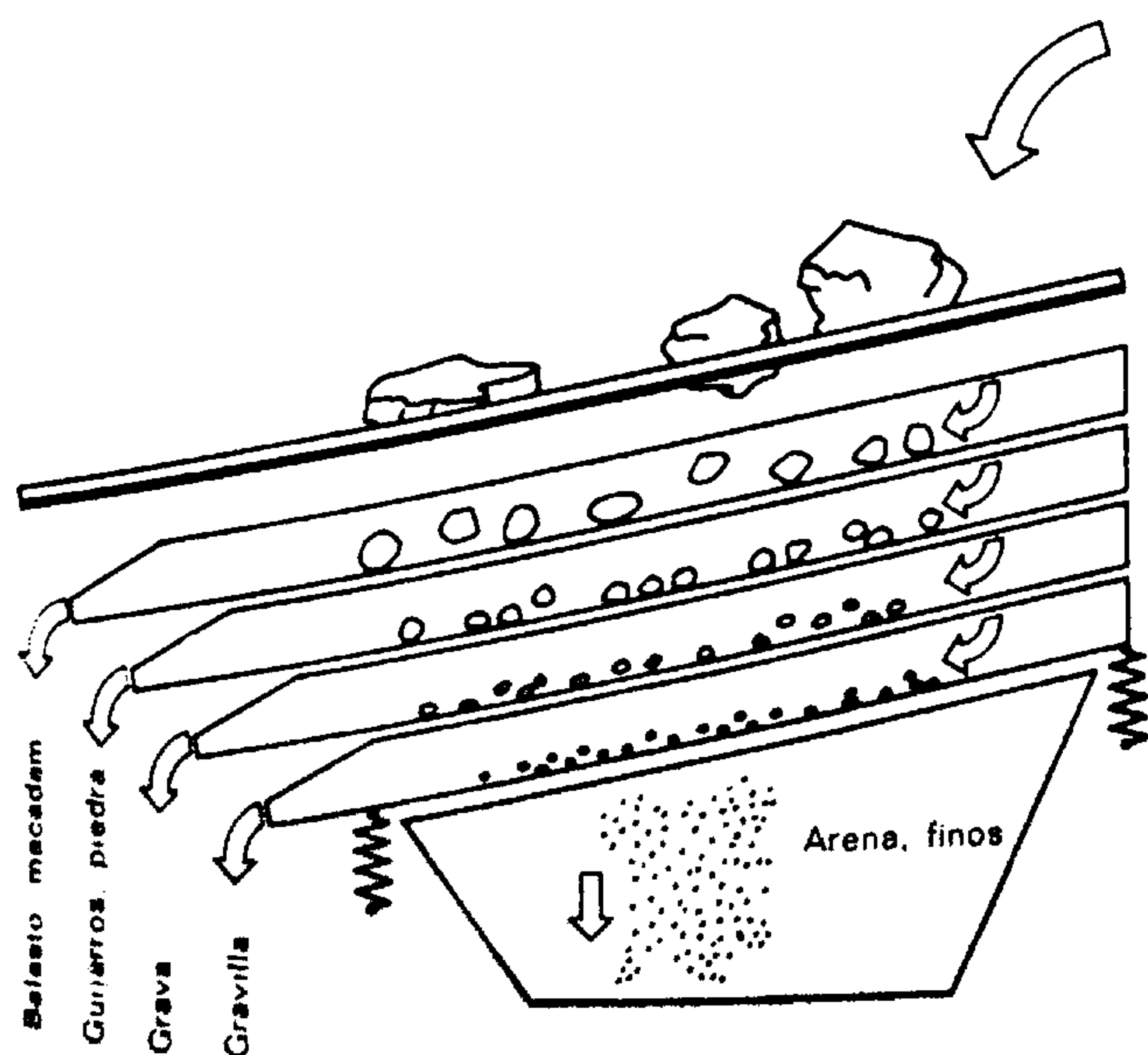


Fig. 841.

Cribas superpuestas

La separación de los áridos puede lograrse por tamizados o cribados sucesivos. Esta solución puede llevarse a cabo igualmente por trommeles co-axiales cuyas cribas cilíndricas varían progresivamente. La pendiente de las cribas es de un 25 % aproximadamente para los finos y de un 35 % poco más o menos para los áridos de gran calibre. El cribado se obtiene por vibración o por oscilación.

Los áridos naturales y los áridos triturados ofrecen todos ellos cualidades y campos de aplicación particulares.

Las arenas y gravas naturales dan mezclas dóciles, manejables, fáciles de poner en obra y no exigen gran trabajo para adquirir compacidad. Los hormigones constituidos por estos áridos ofrecen económicamente buenas resistencias. En efecto, para una consistencia determinada, la forma de los granos exige escasa cantidad de partículas finas y menos agua de amasado, con lo que se consigue una economía de aglomerante.

Las arenas y gravas trituradas hallan gran campo de aplicación en la industria de los productos de cemento moldeado. La cohesión interna debida a la forma angular de los granos permite, en efecto, un desmoldeo rápido de las piezas sin deformación plástica. Esta propiedad adquiere gran valor en la fabricación de los tubos de cemento, entre otras aplicaciones. Estos áridos se emplean igualmente para la realización de enlucidos y de capas de desgaste fuertemente solicitadas (revestimiento de carreteras con hormigón). En cambio, las arenas y gravillas trituradas presentan el peligro de formar bolsas de árido.

Para la realización de obras de hormigón armado, el empleo de grava triturada requiere la adición y mezcla de una proporción conveniente de arena natural. Esta última, en efecto, permite hacer la mezcla más manejable y de una consistencia que facilita la puesta en obra sin necesitar un exceso de agua de amasado. Con esta agregación de arena de canto rodado se aumenta la densidad por disminución de los huecos que quedan entre los elementos gruesos.

Se llaman *áridos en bruto*, los que llegan sin escoger, tal como se extraen de los yacimientos. Contienen, pues, elementos de todos los calibres.

1.2.2. ARENAS

Se denominan arenas los materiales de pequeñas dimensiones procedentes de la desintegración de las rocas. En Suiza, las arenas comprenden el conjunto de granos que pasan a través de un tamiz de orificios redondos de 8 mm, o de orificios cuadrados de 6 mm de lado. Los "calibres" de 0 a 2 mm toman el nombre de "*lodos*"; la arena propiamente dicha tiene un diámetro comprendido entre 2 y 8 mm. En Francia las arenas están constituidas por el conjunto de granos de 0 a 5 mm de diámetro. Una arena de calidad, "cruje" y no ensucia la palma de la mano al frotarla.

Los cascotes de arcilla cocida triturados (ladrillos, tejas, etc.) dan una arena excelente.

La densidad de la arena varía en función de su dosis de humedad. Puede absorber hasta un 20 % de su peso de agua y se hincha tanto más cuanto más fina es, bajo una ligera dosis de humedad. Un decímetro cúbico de arena seca de canto rodado pesa alrededor de 1,700 kg; con un 3 % de humedad su peso es sólo de 1,450 kg, mientras que con un

10 % de humedad su peso es de 1,600 kg. (La arena de machacadora, estando seca, pesa 1,500 kg; con un 3 % de humedad, unos 1,200 kg, y con un 10 % de humedad 1,250 kg.)

Una arena buena contiene granos de todos los calibres pero debe tener mayor proporción de granos gruesos que de granos pequeños.

Para constituir un hormigón de buena calidad, la arena no ha de contener más del 20 % de granos de un diámetro inferior a 1/2 milímetro. Una importante proporción de partículas finas, en efecto, hace que el hormigón sea permeable, esponjoso y heladizo; aparte de que disminuye notablemente la densidad y de que reduce la resistencia mecánica. La arena fina, por otra parte, obliga a un fuerte consumo de cemento. El empleo de la arena fina en el hormigón aumenta notablemente la importancia de la retracción.

1.2.3. GRAVAS

Las gravas tienen un origen parecido al de las arenas. Proviene de la desintegración de las rocas. La dimensión máxima de los áridos está condicionada, por una parte, por el espesor de las obras a realizar, y por otra, por la distancia mínima entre las diferentes armaduras de la obra.

En Suiza, el diámetro máximo quedó fijado en 30 mm para las obras de hormigón armado. Este diámetro, de todos modos, no debe rebasar el 1/3 de la menor de las dimensiones de la obra en cuestión.

En Francia, en los casos corrientes, el diámetro de los granos debe ser como máximo igual a los 5/6 de la distancia entre armaduras. El diámetro máximo del árido se estableció en el 1/3 del espesor de un lienzo hormigonado entre dos encofrados, o bien un valor inferior para las piezas muy armadas. Para los forjados en que sólo va encofrada la cara inferior, este máximo es igual a la mitad del espesor. El calibre máximo del árido queda, sin embargo, limitado a 25 mm para las obras de hormigón armado.

Las normas tienen como finalidad la obtención de un revestimiento correcto de las armaduras. El calibre de las gravas y gravillas está, pues, comprendido entre los 8 y 30 mm en Suiza, y entre los 5 y los 25 mm en Francia. Las gravas están, por consiguiente, exentas de arena.

Para las obras de grandes dimensiones, para los hormigones gruesos, los áridos máximos son de diámetros que varían entre 80 y 180 mm. Con todo, los calibres de 120 a 180 mm no han de constituir más que el 20 % de esas piedras.

Una grava para hormigón contiene normalmente granos de todos los diámetros. Sin embargo debe comprender granos gruesos mejor que los de pequeño diámetro.

1.2.4. ESCORIAS

Con una densidad menos elevada que el árido normal, las escorias permiten la realización de hor-

migones de cimentaciones o para rellenos. Sin embargo hay que cerciorarse, antes de su empleo, de que no contiene indicios de sulfuros susceptibles de atacar la armadura.

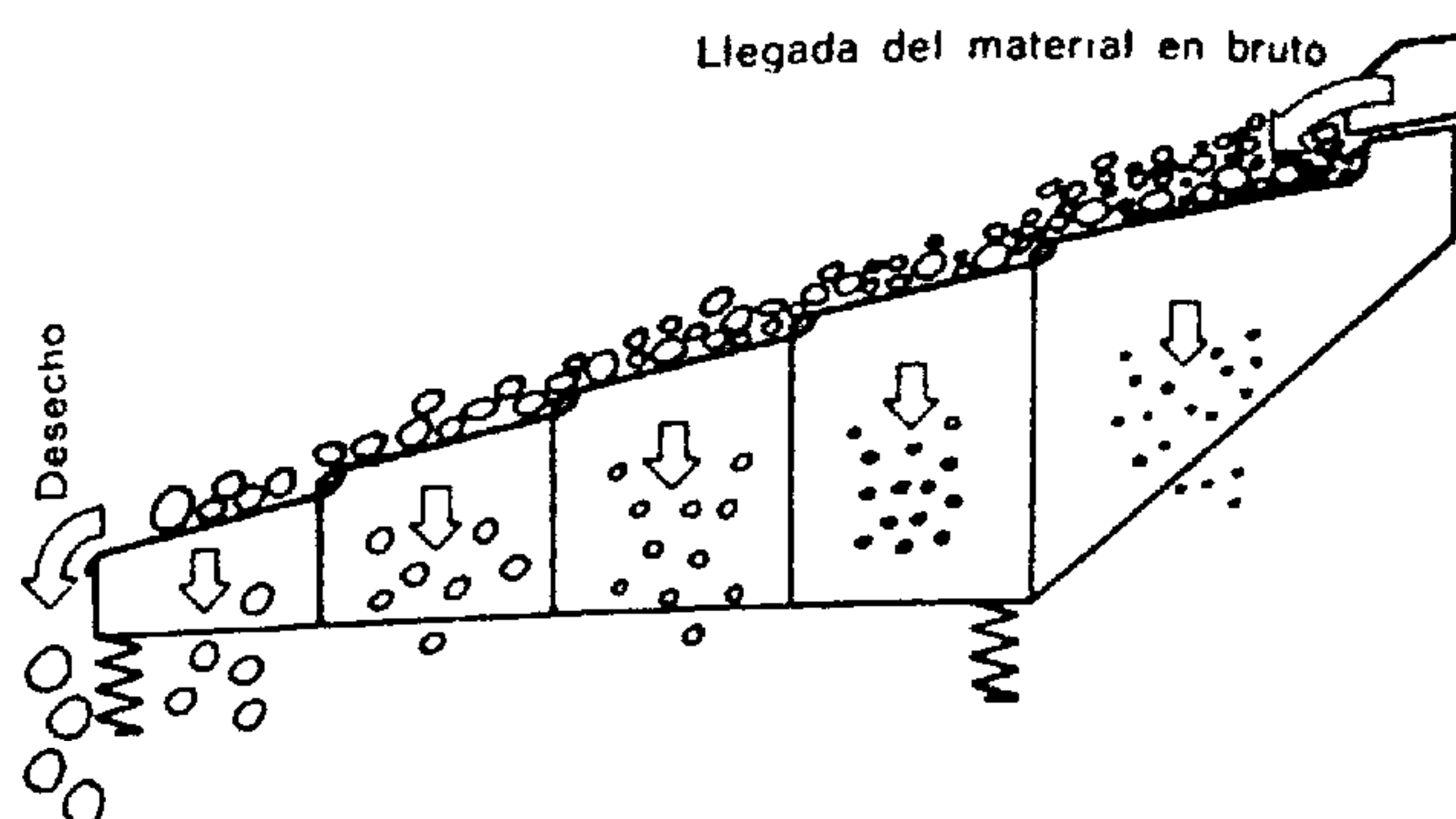
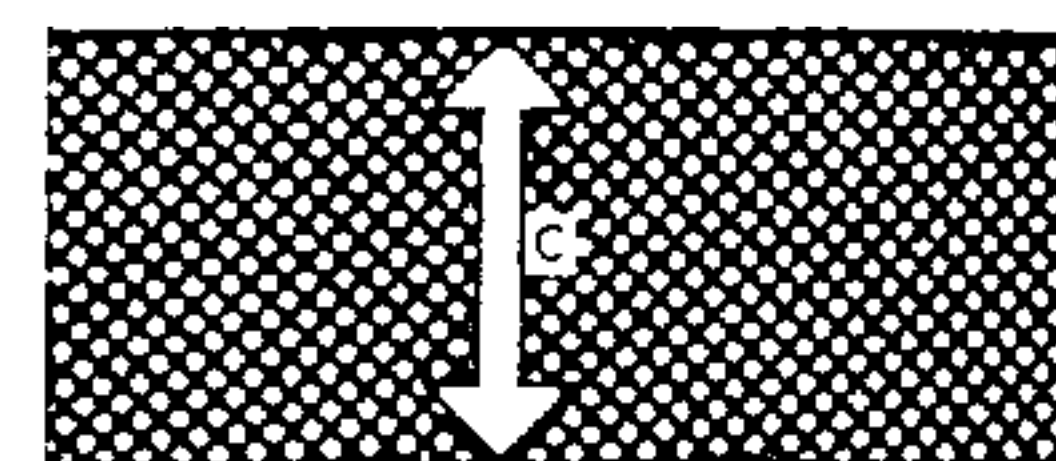
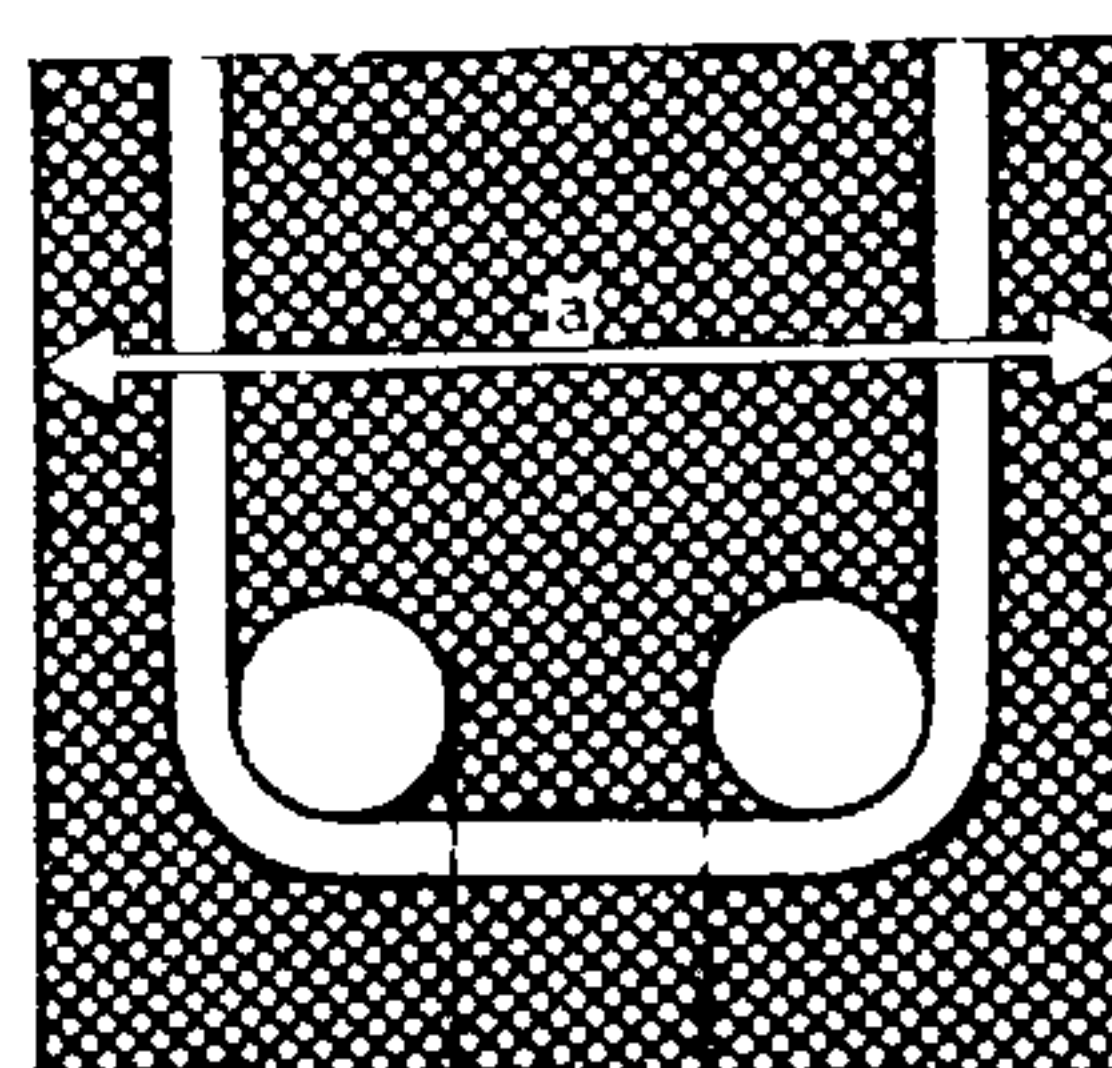


Fig. 842.

Tamices vibratorios

Por medio de tamices vibratorios se eliminan sucesivamente las arenas, la gravilla y la grava de tamaños cada vez mayores. El calibre y el número de cribas dependen del destino de los áridos. Las gravas de los distintos calibres son conducidas a continuación y por separado a los silos.



b)

Fig. 843.

Diámetro máximo de los áridos

- a) En Francia y en Suiza, el diámetro máximo del árido es de 1/3 de la distancia mínima entre los encofrados. En Francia, el diámetro máximo del árido es de 25 mm, pero está limitado a los 5/6 de la distancia entre armaduras. En Suiza, el diámetro máximo está fijado en 30 mm, pero no debe exceder de la distancia entre las armaduras.
- b) En Francia, el diámetro máximo admisible para el hormigonado de los forjados es la mitad del espesor mínimo que hay que hormigonar. (No debe, sin embargo, exceder de 25 mm.)

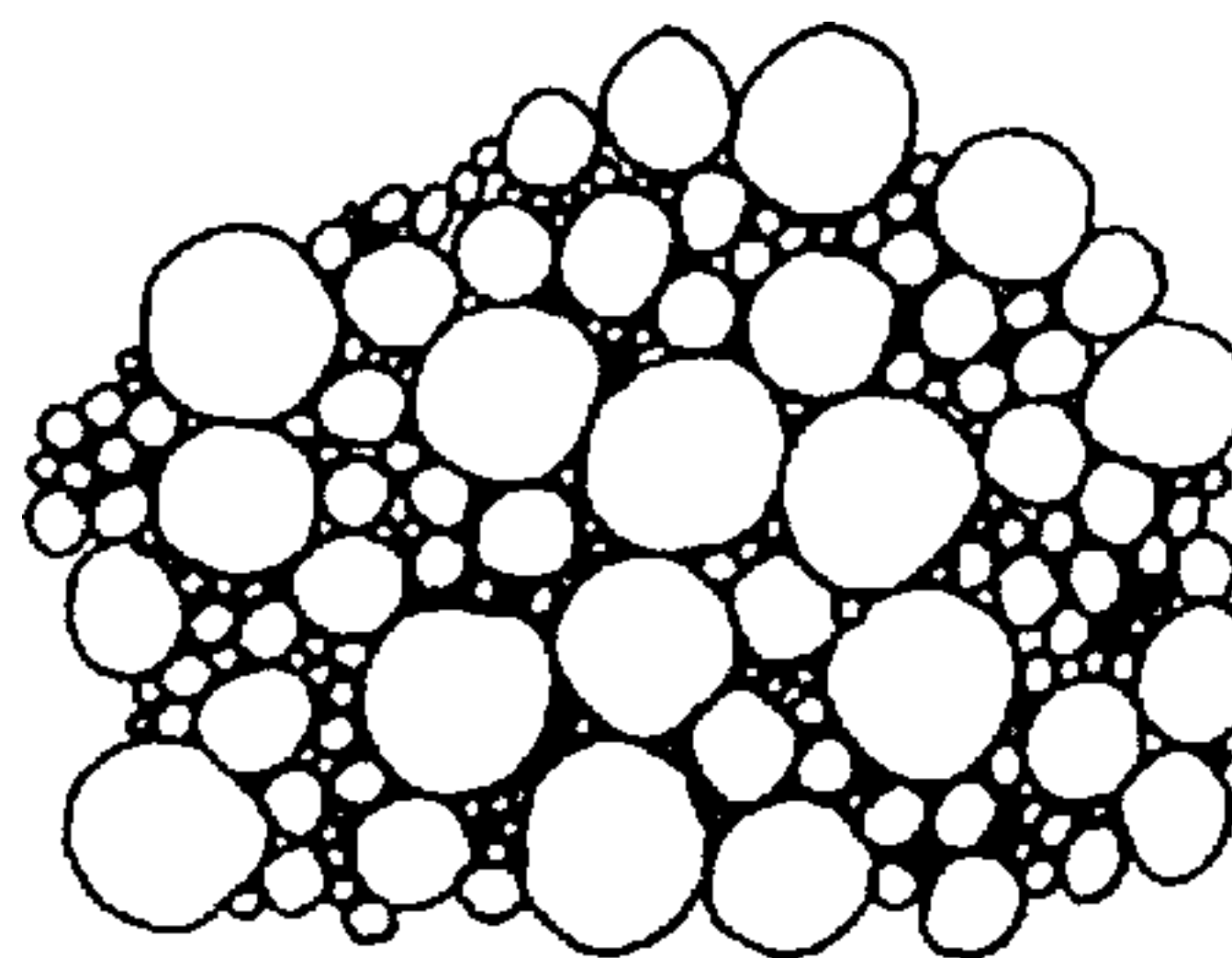


Fig. 844.

Granulometría

El estudio de la granulometría de los áridos está enfocado a la obtención de una densidad máxima de la masa compuesta de granos de diámetros distintos. El espacio que queda entre cada grano debe llenarlo una grava de un calibre lo mayor posible. La masa así realizada no tiene que admitir más que un mínimo de huecos. El polvo (en muy escasa proporción) y el cemento se encargan de llenar los diminutísimos huecos.

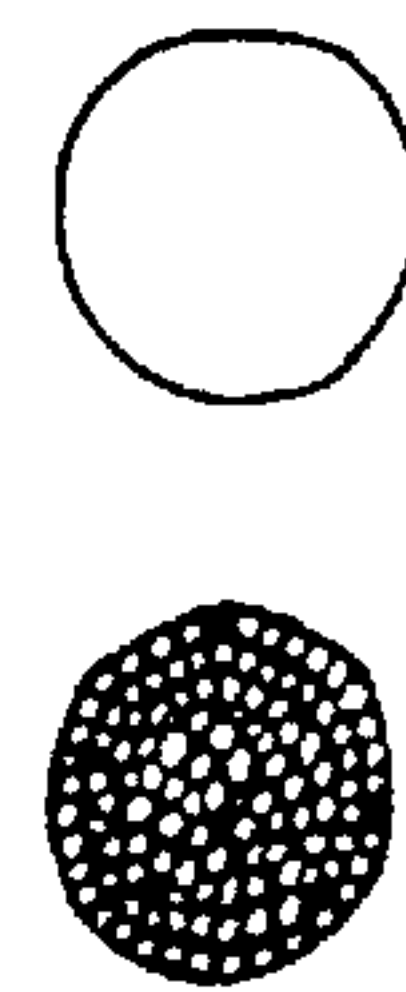


Fig. 845.

El empleo de áridos finos lleva consigo un mayor consumo de cemento: en efecto, para construir un árido de granos de mayor diámetro es preciso «adherir» entre sí algunos de esos granos. El empleo de áridos finos hace aumentar también el valor de la retracción.

2. COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA

La resistencia a la compresión (y a la tracción) es proporcional a la densidad del hormigón; por lo tanto la composición granulométrica de un árido de buena resistencia debe ofrecer un porcentaje de huecos muy bajo. Conviene, pues, averiguar el volumen óptimo del árido.

Por otra parte, el enlace entre los granos del árido queda asegurado por el cemento que los une entre sí. Al objeto de economizar aglomerante se hace preciso averiguar la superficie mínima de los granos del árido.

Esas investigaciones consisten en mezclar los componentes del árido de tal manera que los cali-

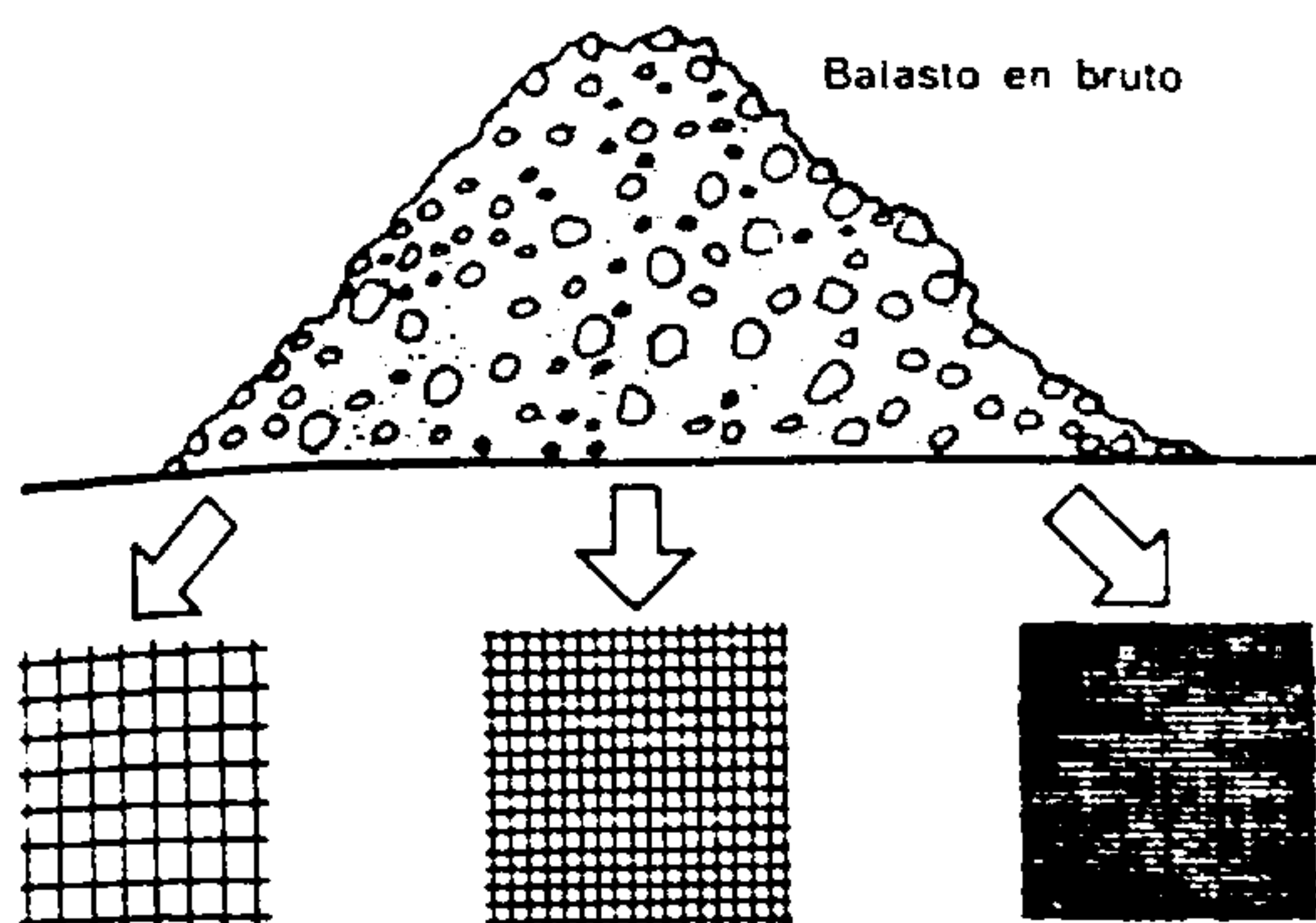


Fig. 846.

Separación de los diferentes calibres de áridos por tamizado

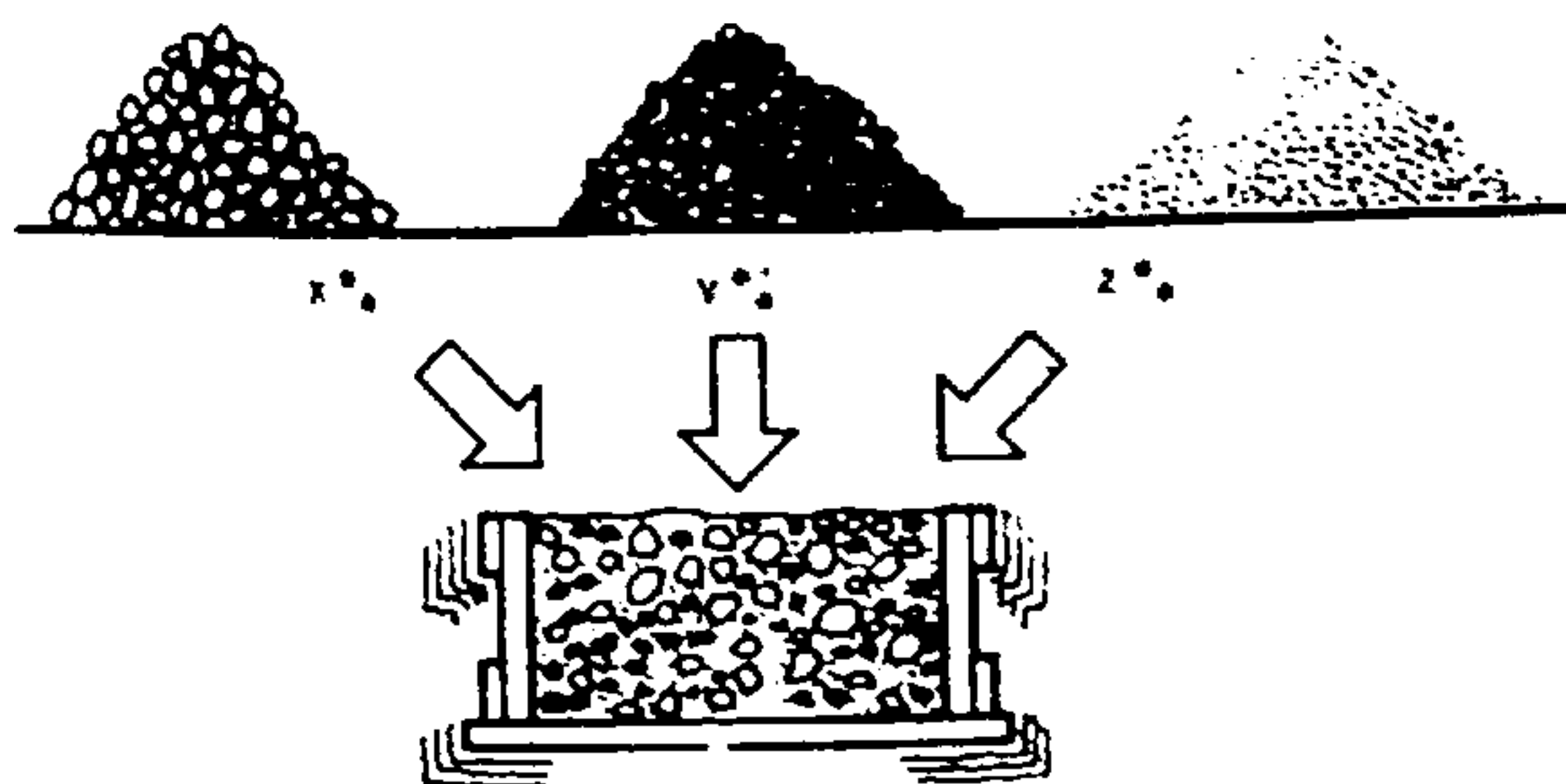


Fig. 847.

Investigación de la densidad máxima

Se mezcla cierta cantidad de cada uno de los componentes, con el fin de obtener una mezcla que comprenda un mínimo de huecos.

Por vibración, apisonado y apretado, se procura lograr la compacidad máxima de la mezcla.

Por tanteos sucesivos, se hacen variar x, y y z y se anotan con precisión las cantidades de los distintos componentes.

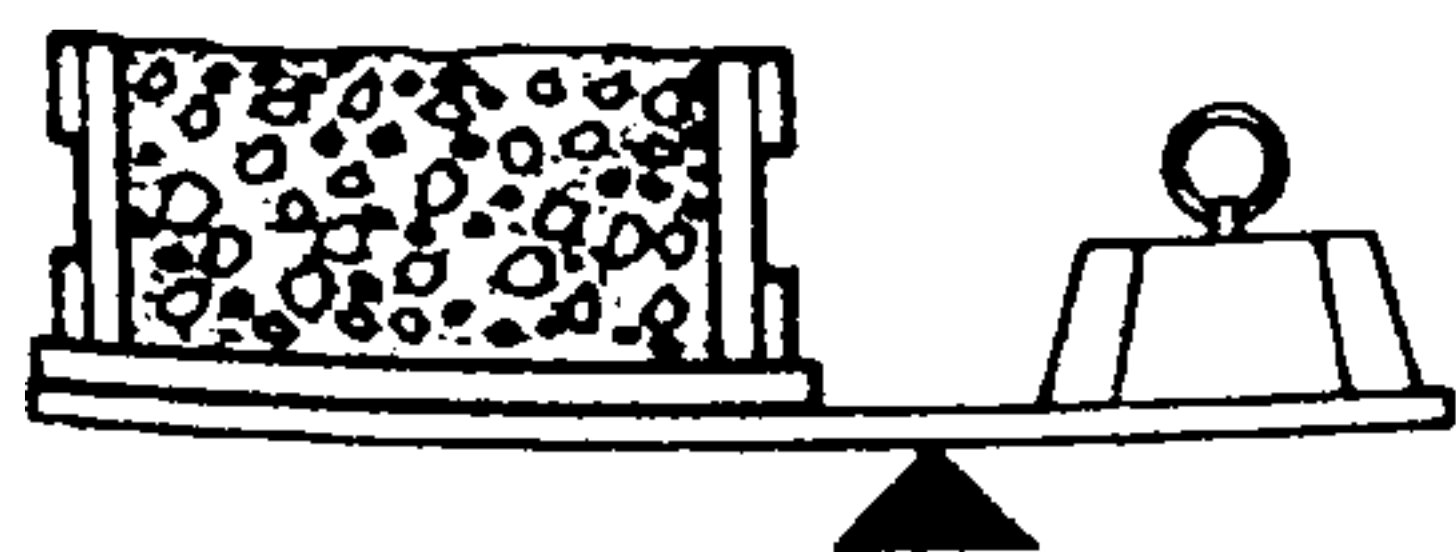


Fig. 848.

Presando la caja patrón después de cada ensayo, se deduce fácilmente que la caja más pesada es la que contiene menos huecos; en consecuencia, es la que posee la capacidad máxima.

bres inferiores rellenan los huecos dejados por el "diámetro" precedente.

Los análisis granulométricos tienen por objeto determinar el tamaño y el porcentaje de los áridos que dejan entre sus granos los huecos mínimos. Para llegar a ese resultado, se procede por cribados sucesivos con tamices cuyos orificios tienen diámetros variables.

El resultado de dichos análisis se traslada a gráficos que permiten la reposición de los componentes de compacidad óptima. Los trabajos de Bolomey (Suiza), de Fuller (EE.UU.) y del Laboratorio Federal de Ensayos de Materiales (LFEM) de la Es-

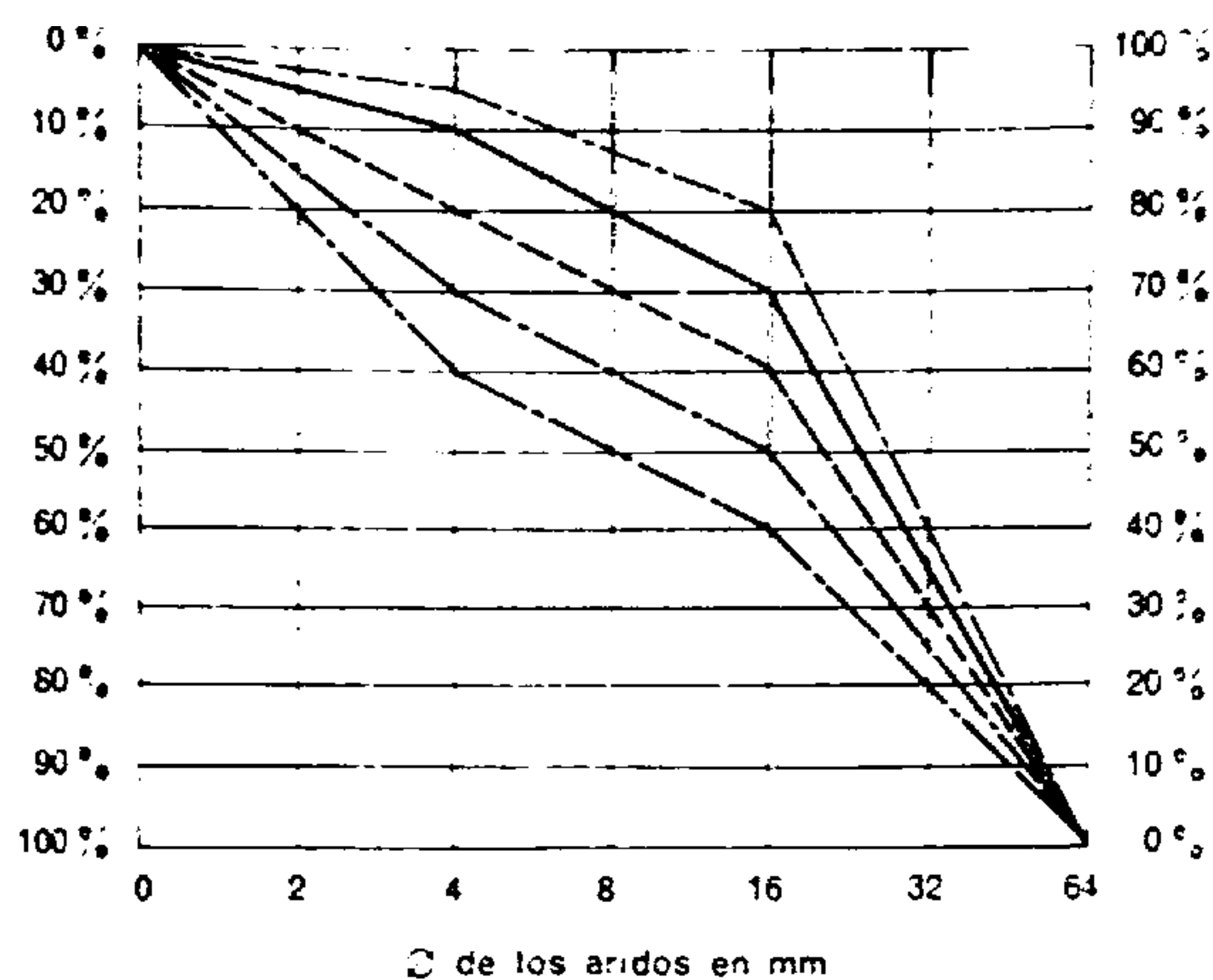


Fig. 849.

Los diversos porcentajes x, y y z se trasladan luego a un gráfico; la curva correspondiente al peso máximo indicará la composición de los áridos necesarios para la preparación del hormigón.

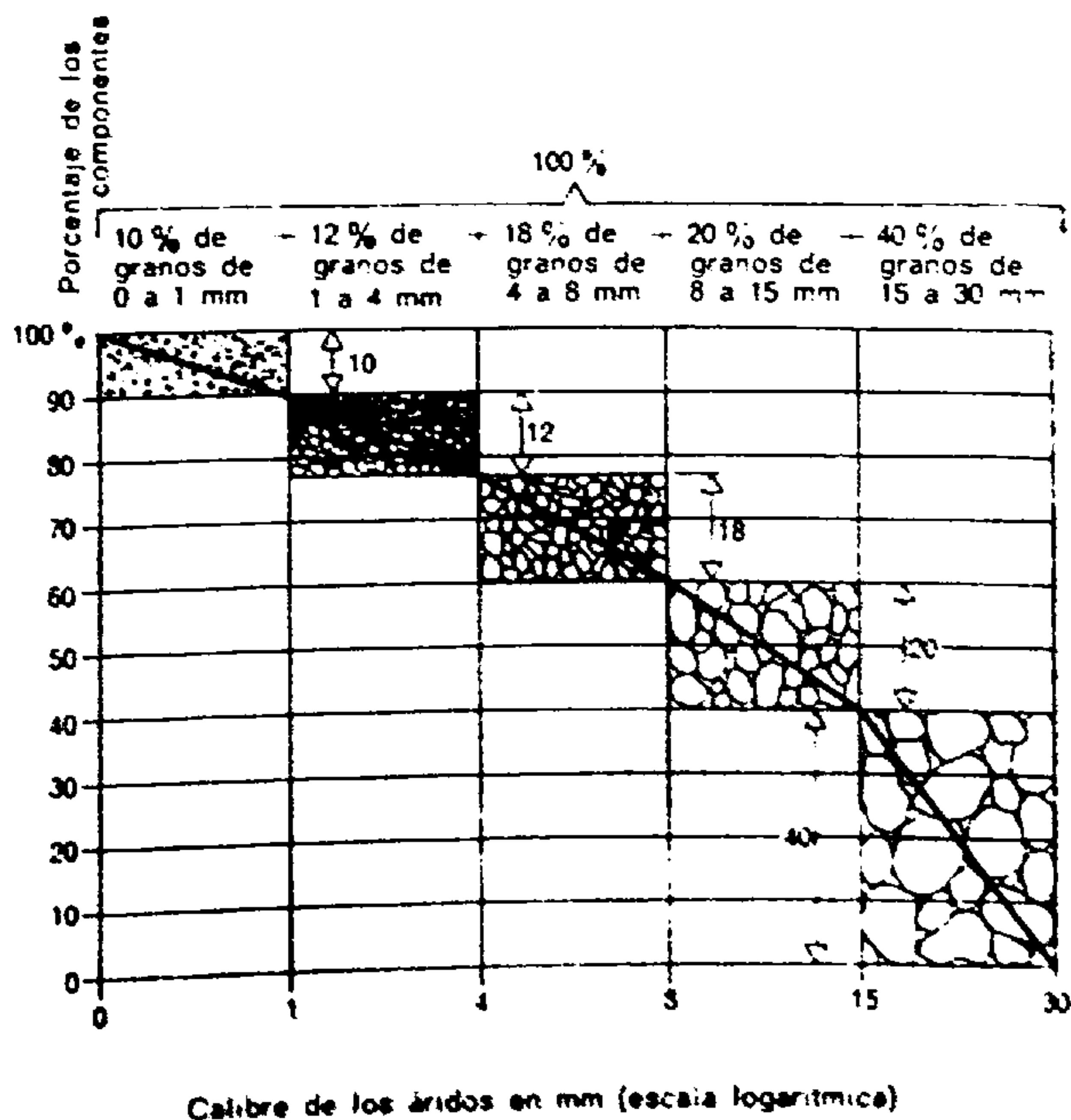


Fig. 850.

Curva de una composición granulométrica

Tabla 41. — Volumen de los materiales necesarios para la fabricación de un metro cúbico de hormigón. (Valores medios utilizables en las obras de escasa importancia cuando no puede contarse con un análisis efectuado a pie de obra)

VOLUMEN EN LITROS DE LOS DISTINTOS COMPONENTES					
DOSIFICACIÓN EN CEMENTO en kg por m³ prescrito según el pliego de condiciones	CEMENTO contándolo con un peso por litro de 1,250 kg	AGUA (a los valores indicados se añade la humedad introducida por el árido aprox. 60 l por m³)	Introducidos por separado		ÁRIDO EN BRUTO Balasto compuesto de una granulometría natural que comprende calibres de 0 a 30 mm en proporciones convenientes
			ARENA peso por litro 1,68 kg	GRAVA peso por litro 1,58 kg	
125	100	90	677	709	1 247
150	120	95	670	700	1 233
175	140	100	663	691	1 219
200	160	105	656	683	1 200
225	180	110	648	675	1 192
250	200	115	640	667	1 178
275	220	120	633	660	1 165
300	240	125	626	653	1 151
325	260	130	618	647	1 137
350	280	135	611	636	1 123

OBSERVACIONES

1. La humedad de los áridos se estima en esta tabla al 3 %.
2. Es preciso reducir la cantidad de agua cuando el árido utilizado está saturado de agua, cuando lo entregan chorreando, o en tiempo de lluvia o niebla.
3. Los hormigones realizados con el árido en bruto (tal como viene de cantera) rara vez pueden emplearse en obras fuertemente solicitadas o que deban presentar características de impermeabilidad. Antes de su empleo, en estos últimos casos se impone un análisis granulométrico y petrográfico.

cuela Politécnica de Zurich (Suiza) han logrado trazar las curvas con las que es posible la realización de hormigones de resistencia máxima, sin dejar de respetar las condiciones normales de la puesta en obra.

Observación: La curva dada por el citado Laboratorio (EMPA o LFEM) es muy apropiada para hormigones de dosificación elevada (250, 300 y 350 kg de cemento Portland por metro cúbico). Para dosificaciones más bajas, las mezclas relativamente ricas en arena dan mejores resultados.

Para realizar hormigones de buena calidad sin

recurrir al empleo de las curvas granulométricas pueden emplearse las relaciones volumétricas siguientes:

$$\text{Hormigón apisonado: } \frac{\text{GRAVA}}{\text{ARENA}} = \frac{3}{2}$$

$$\text{Hormigón vibrado: } \frac{\text{GRAVA}}{\text{ARENA}} = \frac{7}{5}$$

La tabla anterior fija los valores de cada componente que hay que admitir en una mezcla, en función del peso necesario para la realización de un metro cúbico.

Los granos de diámetro muy pequeño o *harina*, llamados también *finos*, no deben constituir más que una proporción insignificante de los componentes, porque en principio es el aglomerante el que desempeña la misión de elemento fino de la mezcla.

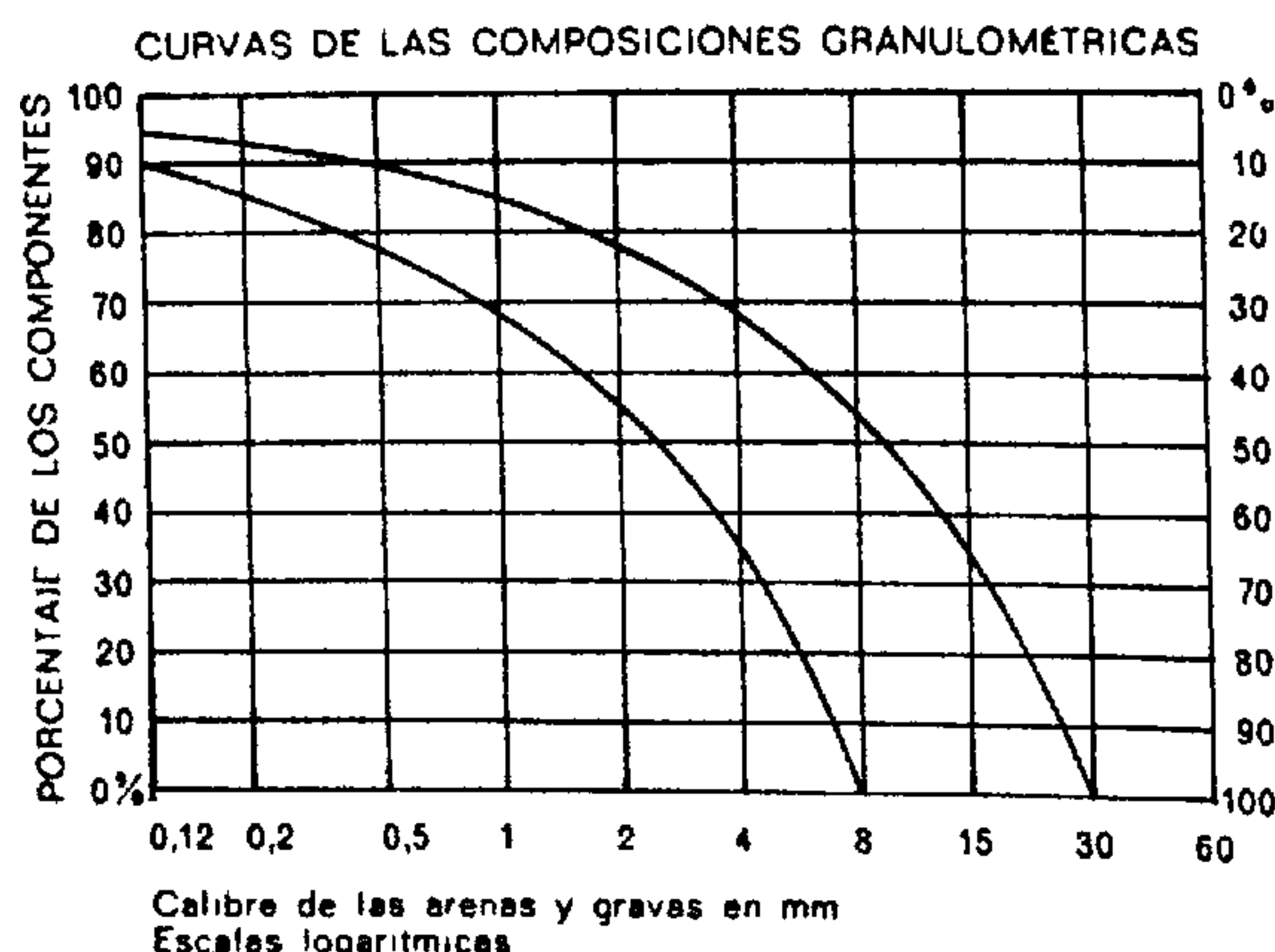
También es posible obtener hormigones de buena compacidad excluyendo voluntariamente de la curva determinados calibres.

A fin de obtener mezclas de compacidad óptima, es preferible siempre componer el hormigón por medio de áridos de categorías bien definidas. Por eso, a pie de obra se almacenarán los componentes, arenas y gravas, por separado. Podemos obtener la mezcla combinando 3 ó 4 calibres diferentes, por ejemplo:

Arena de 0 a 8 + gravilla de 8 a 30 mm;

Arena de 0 a 8 + gravilla de 8 a 15 mm + grava de 15 a 30 mm;

todo ello en las proporciones más convenientes.



Curvas de composiciones granulométricas de los áridos del hormigón

3.1. LOS AGLOMERANTES

Se denominan aglomerantes los productos empleados en la construcción para fijar o aglomerar ciertos materiales entre sí.

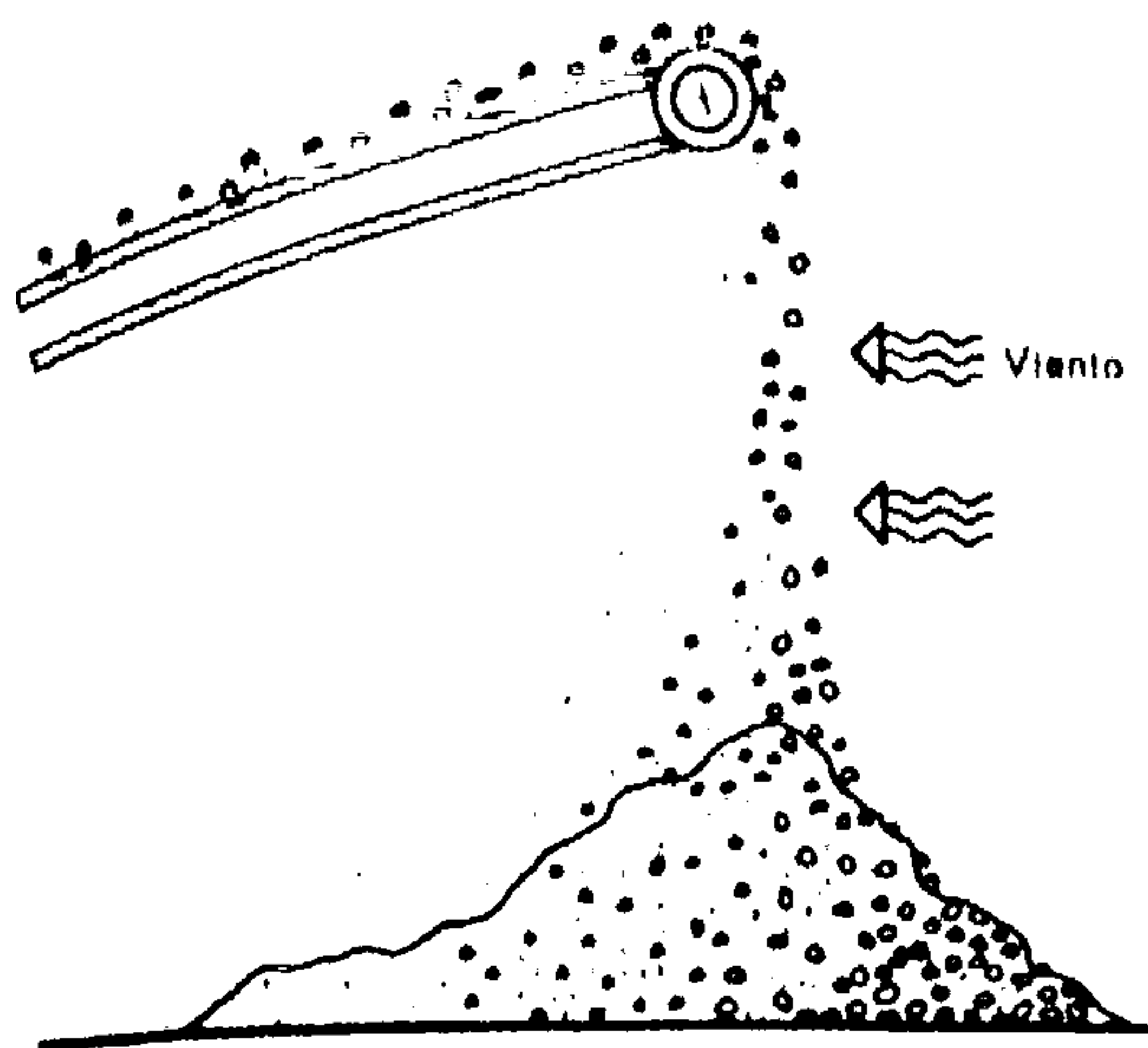


Fig. 852.

Durante la descarga, es posible que la acción del viento provoque la separación de los elementos finos y de los más pesados. Para evitar semejante segregación, es prudente operar el vertido dentro de una especie de chimenea o de tubo.



Fig. 853.

El vertido directo desde un canalón provoca la segregación. Conviene, pues, rechazar este modo de verter el hormigón.

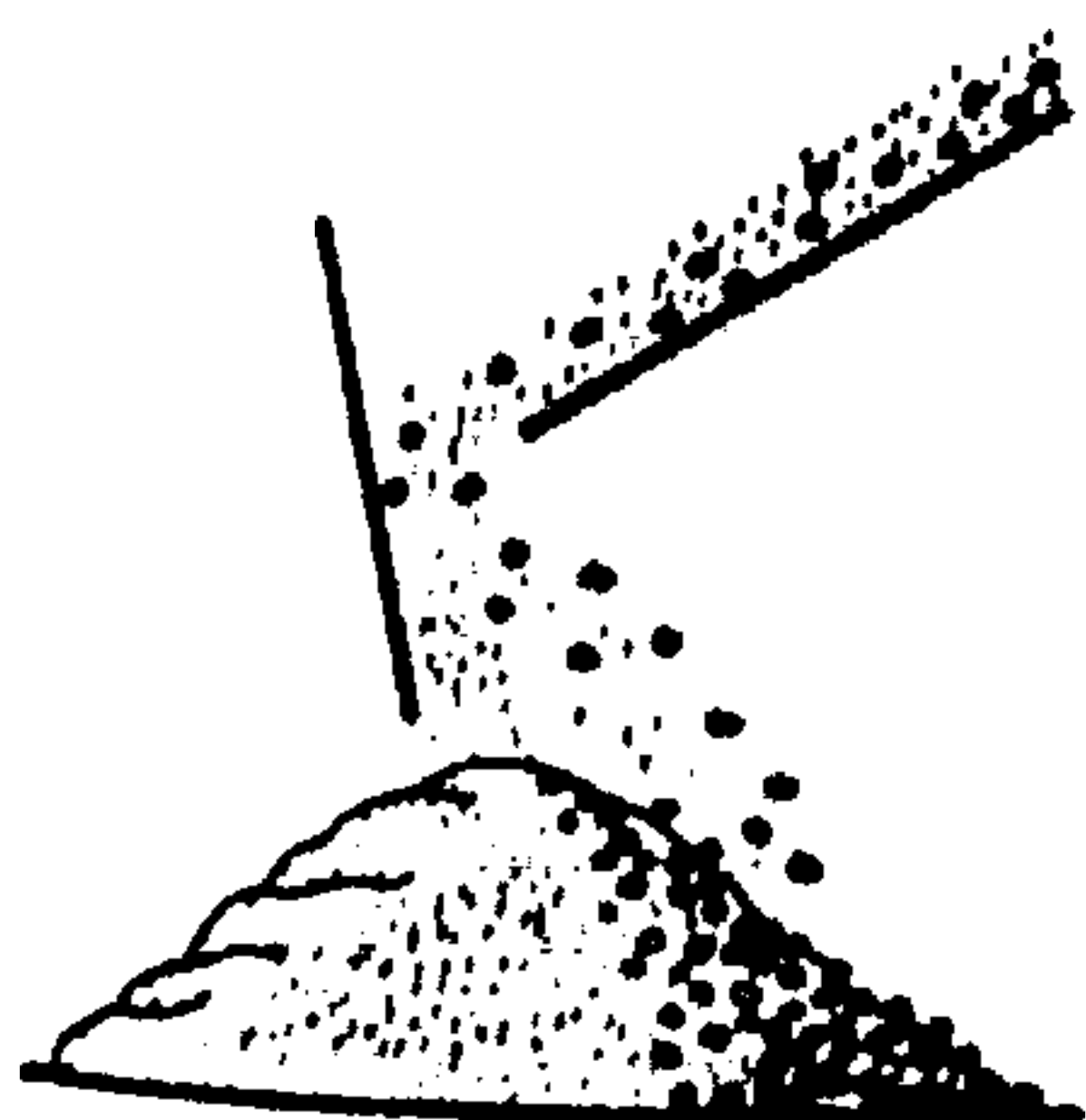


Fig. 854.

La utilización de un deflector puesto en la extremidad del canalón de descenso produce también segregación.

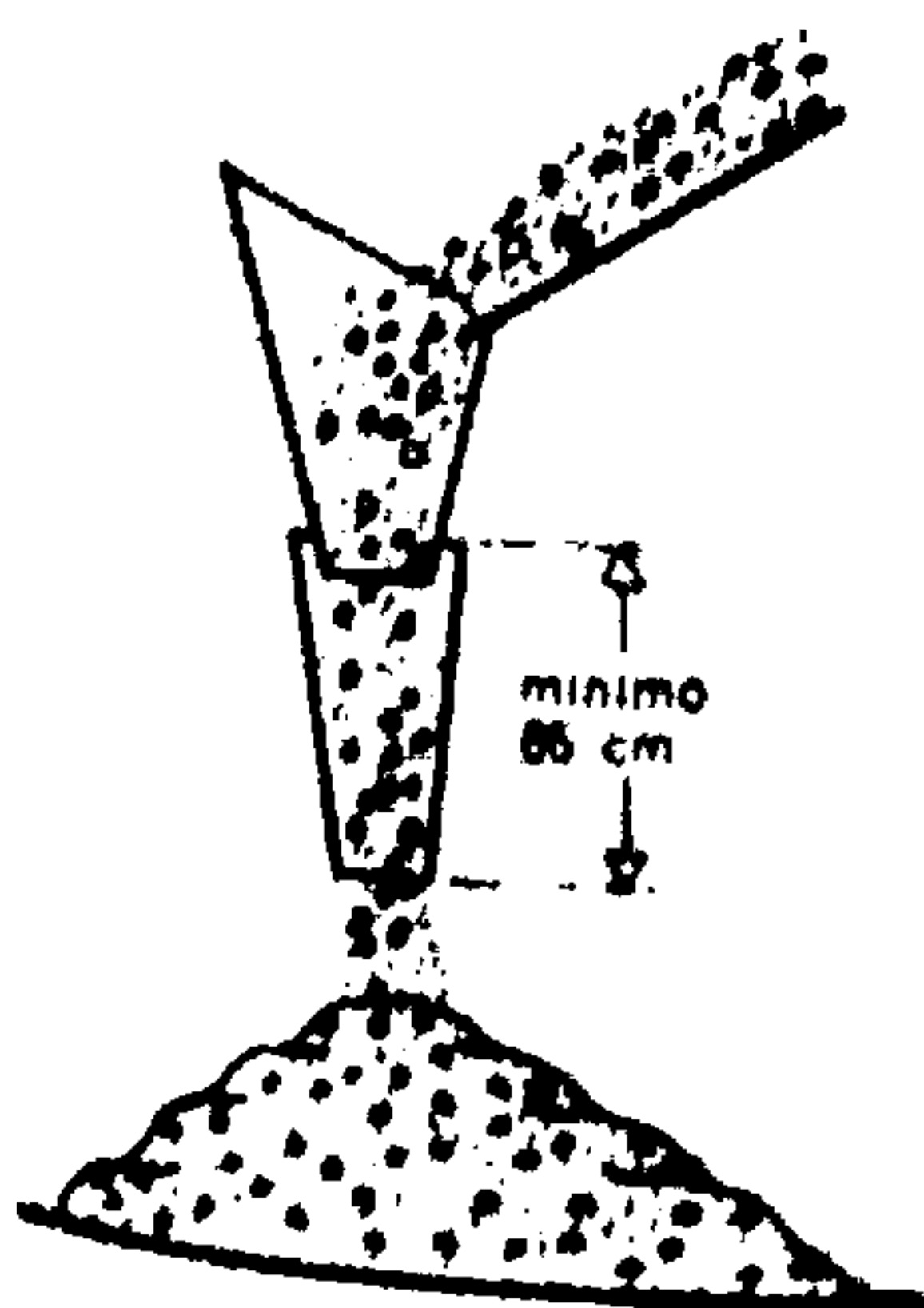


Fig. 855.

El vertido de un canalón de descenso debe efectuarse por medio de un embudo cuya altura mínima sea de 65 cm. De esta manera no habrá segregación.

Al vaciar una hormigonera, para evitar el «desmezclado» (igual que al extremo de una cinta transportadora), hay que tener en cuenta los efectos señalados en las tres figuras precedentes.

Los aglomerantes naturales son los que proceden de la calcinación de una roca natural sin adición alguna.

Ejemplo: La cal que proviene de una caliza, el yeso que procede de la piedra de yeso, los cementos naturales procedentes de una marga (mezcla natural de arcilla y caliza).

Los aglomerantes artificiales, por el contrario, se obtienen por calcinación de mezclas de piedras, de composición conocida, cuidadosamente dosificadas.

Ejemplo: Los cementos artificiales procedentes de una mezcla de caliza, de arcilla y de piedra de yeso; los cementos electro-fundidos compuestos de una caliza y un mineral aluminoso, etc.

Otros aglomerantes proceden asimismo de la mezcla de cal o cementos (naturales o artificiales) con productos apropiados.

Hay que citar todavía:

Los aglomerantes aéreos o no hidráulicos que no fraguan y no se endurecen más que al aire y contienen poca o ninguna arcilla (no son convenientes para trabajos realizados en el agua).

Ejemplos: la cal, el yeso.

Los aglomerantes hidráulicos, en cambio, fraguan lo mismo al aire que en el agua y contienen arcilla en proporción relativamente importante.

Ejemplo: Los cementos naturales y artificiales, electro-fundidos, etc.

Se denomina *fraguado* al período de solidificación.

El principio del fraguado es el instante en que la pasta del aglomerado pierde su plasticidad.

El fin del fraguado es el momento en que la pasta ya no se deforma bajo la presión del dedo, habiendo perdido toda su elasticidad.

El endurecimiento es el período que sigue a la fase del fraguado y durante el cual la resistencia del aglomerante aumenta (durante años para los cementos).

Los aglomerantes deben conservarse en sitio seco para que puedan ofrecer las garantías exigidas; sobre todo los aglomerantes destinados a la preparación de hormigón armado.

3.2. LOS AGLOMERANTES AÉREOS

3.2.1. LA PIEDRA DE YESO, EL YESO O ESCAYOLA

Los yesos se obtienen cociendo la piedra de yeso que no es más que una cal sulfatada. Según las temperaturas y la duración de la cocción se obtienen distintas calidades de yeso:

Yeso para la construcción y modelaje de escultor	entre 120 y 200°
Yeso de yeseros	entre 200 y 800°
Yeso hidráulico	entre 800 y 1 400°

Se dice que un yeso está *amasado espeso* cuando se amasa con poca cantidad de agua; *amasado claro*

en caso contrario. El yeso amasado claro es poroso y poco resistente.

La rapidez de fraguado del yeso está influida por la finura de molido y por la temperatura ambiente. Es tanto mayor cuanto menos agua se emplea. La duración del fraguado de los yesos empleados en la construcción es la siguiente:

Yeso de escultor:

Principio del fraguado de 2 a 12 minutos;

Fin del fraguado de 15 a 30 minutos.

Yeso de yesero:

Principio del fraguado de 10 a 20 minutos;

Fin de fraguado de 2 a 3 horas.

Para retardar el fraguado y aumentar la resistencia, se puede añadir un retardador al agua de amasado. Este retardador puede ser el bórax o el fosfato de sosa a razón de 0,5 a 1 % del peso de yeso. Los yeseros emplean cola con el mismo propósito.

El yeso se emplea en los enlucidos interiores (aplicados a las paredes) y en la confección de cielos rasos. Los anclajes o empotramientos pueden realizarse con este material. Sin embargo, el yeso, debido a su naturaleza porosa, oxida el hierro, tanto más cuanto más claro se haya amasado. Por otra parte, lo destruye la humedad, pero es un material incombustible que constituye una excelente protección contra el fuego.

3.2.2. LA CAL VIVA

La cal viva se obtiene por cocción, a una temperatura de unos 1 100°, de caliza que contenga menos de un 10 % de arcilla. La cal viva se vende en el comercio en bidones metálicos y se presenta bajo la forma de terrones o de polvo.

3.2.3. LA CAL AÉREA, CAL HIDRATADA O CAL APAGADA

Esas tres denominaciones designan el mismo producto, que resulta de la extinción (hidratación) de la cal viva, en presencia de agua o de vapor. Se lleva a cabo rociando la cal viva. Esa extinción produce un fuerte desprendimiento de calor (de 120° a 130° de temperatura) y un importante aumento de volumen (aproximadamente el doble).

Según la cantidad de agua empleada se obtiene la cal en polvo, la cal en pasta o la lechada de cal. El primero de estos productos se entrega en sacos, el segundo en barriles y el último se emplea para enjalbegar o para pintar a base de cal.

Se llama *cal grasa* a la que proviene de una caliza muy pura que contiene sólo de 0 a 5 % de arcilla. La *cal magra* o *árida*, cuyo fraguado es más lento que el de la precedente, proviene de una caliza que contiene materias extrañas y, entre otras, del 5 al 10 % de arcilla.

El fraguado de la cal aérea o apagada es lento y durante el endurecimiento se produce una impor-

tante retracción. A fin de estabilizar su volumen, se mezcla la cal apagada con una materia inerte, por ejemplo arena. Dividiendo así la masa, los granos de arena disminuyen sensiblemente la retracción.

La cal y la arena mezcladas constituyen lo que se llama el mortero.

3.3. LOS AGLOMERANTES HIDRÁULICOS

Los aglomerantes hidráulicos son aquellos que pueden emplearse indistintamente en trabajos situados al aire o bajo el agua. Son las propiedades de la arcilla las que, unidas a las de las calizas, proporcionan las ventajas hidráulicas de los aglomerantes.

Todos los aglomerantes hidráulicos traen su origen de la combinación de la caliza con la arcilla, o en ciertos casos con un material más rico en alúmina que la arcilla: la bauxita. Se entra entonces en la categoría de los cementos. La calidad de estos últimos y sus particularidades dependen de dos factores fundamentales: de las proporciones de sus dos componentes, por una parte, y de la temperatura de cocción de la mezcla, por otra.

3.3.1. LA CAL HIDRÁULICA (EN SUIZA ABREVIADAMENTE C.H.)

La cal hidráulica se obtiene por cocción, a unos 850°, de *margas* (calizas que contienen de un 10 a un 20 % de arcilla) o de calizas sílico-arcillosas. (Es posible constituir artificialmente la mezcla de una marga: caliza + arcilla.) Después del apagado, se almacena y tritura el residuo de esta cocción. La cal hidráulica es un cemento, hablando propiamente.

Este aglomerante de fraguado lento ofrece características de resistencia mecánica poco elevada. Se emplea en obras que no requieren más que una escasa resistencia, como ciertas paredes de hormigón encofrado de gran espesor; o para enlucidos y para la colocación de losetas de pavimentación o revestimiento.

3.3.2. LOS CEMENTOS NATURALES Y LOS RÁPIDOS (EN FRANCIA ABREVIADAMENTE C.N.)

Los cementos naturales proceden de la molturación, después de la cocción en el horno a unos 1 000°, de rocas calizas que contienen de un 30 a 40 % de arcilla. Con esas mismas clases de piedra forzando algo más la cocción se obtienen los cementos semilentos, siendo los primeramente mencionados, de fraguado rápido. La piedra caliza que permite esa fabricación se halla en la región de Grenoble y en el Yonne, en Vassy. La resistencia de estos cementos depende en gran parte de la regularidad y de la estabilidad de las proporciones de caliza y arcilla.

Para ciertas fabricaciones, se rectifica artificialmente la composición de las rocas a fin de obtener una calidad uniforme. Los cementos rápidos o de fraguado rápido, llamados a veces *cementos romanos*,

pueden ser asimismo aglomerantes artificiales. Se entregan en sacos de papel con inscripciones en rojo.

En Suiza, los cementos rápidos son cementos artificiales constituidos por una mezcla de caliza y de arcilla (en las proporciones citadas más arriba). Cocción a unos 1 000° y molienda del residuo. Los cementos de la marca "Poisson" (Wildegge), servidos en sacos azules, son cementos rápidos.

Mezclados con agua los cementos rápidos dan una pasta aglomerante que fragua en pocos minutos:

Principio del fraguado	3 a 5 minutos;
Fin del fraguado	10 a 20 minutos.

Se emplea el cemento rápido en todos aquellos trabajos que exigen un fraguado de corta duración y en los cuales la resistencia no desempeña más que un papel secundario: obturación de infiltraciones, ciertos moldeos, anclajes, etc. La retracción de los cementos rápidos, empleados en forma de pasta pura, es importante.

3.3.3. LOS CEMENTOS PORTLAND; CEMENTOS PORTLAND ARTIFICIALES (EN SUIZA ABREVIADAMENTE: C.P.; EN FRANCIA: C.P.A. O BIEN C.A.)

Los cementos Portland, cementos de fraguado lento, son los aglomerantes más empleados en la construcción y sirven particularmente para la realización de las obras de hormigón armado. En general, son aglomerantes artificiales.

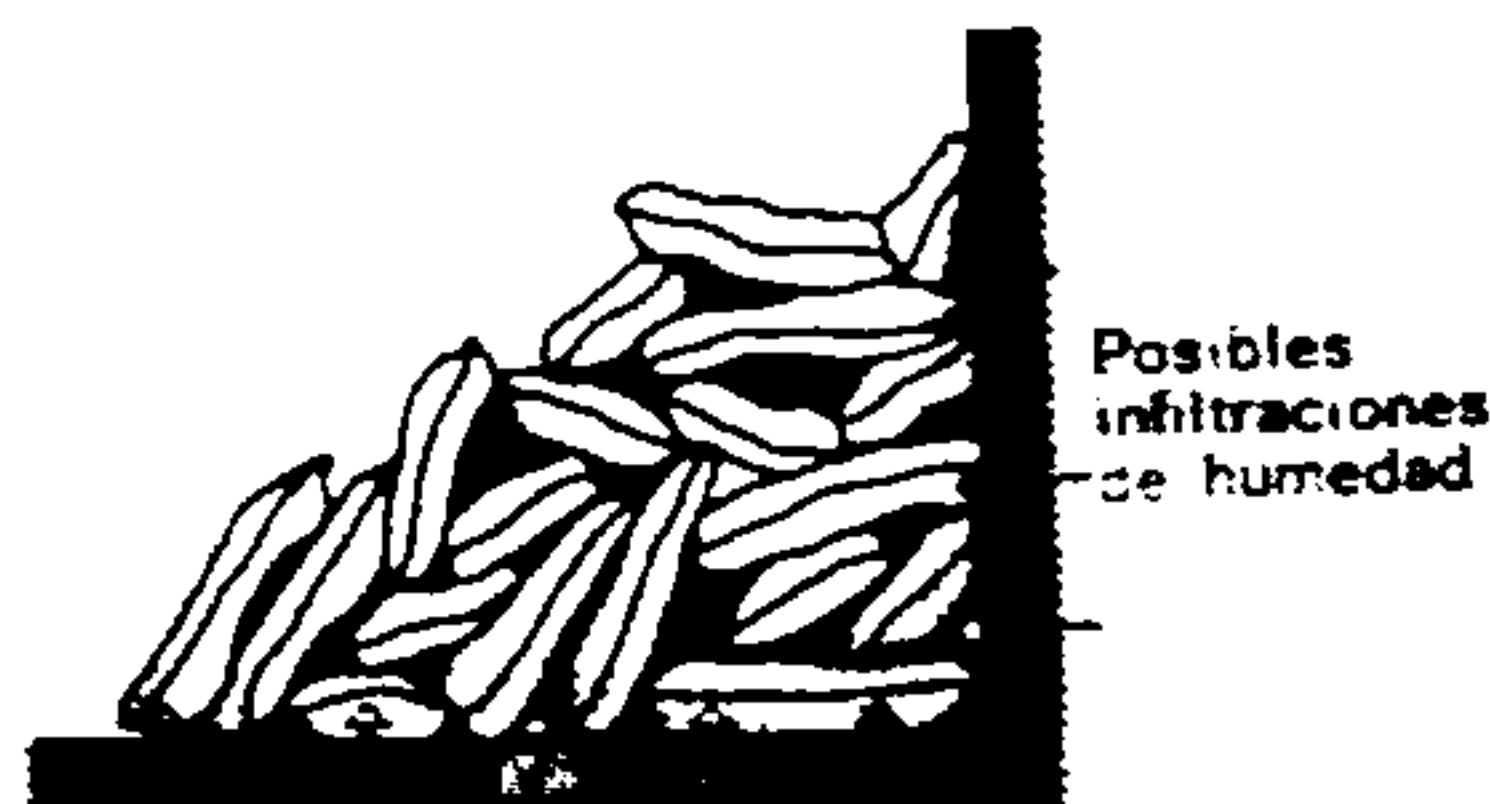


Fig. 856.

Almacenado incorrecto

Los sacos están amontonados de modo irregular sobre el suelo y contra las paredes. Los huecos son numerosos, y la aireación y meteorización más fáciles; la humedad del suelo y de las paredes puede alterar el aglomerante.

En materia de fabricación de cementos, se llama *clinker* a una mezcla íntima de caliza que contiene poco más o menos un 13 % de arcilla muy silicosa cocida alrededor de los 1 450°. La combinación originada por esa mezcla contiene cal, sílice y alúmina. El agua no tiene acción sobre este clinker, que es una especie de escoria grisácea.

Para convertirlo en cemento Portland, se tritura dicho clinker y se le añade de un 3 a un 5 % de piedra de yeso antes de la última molturación.

La adición de piedra de yeso al clinker tiene por efecto retardar el fraguado en 2 ó 3 horas. Sin esa aportación, el fraguado sería casi instantáneo.

El peso por litro de polvo de cemento varía, según el grado de asentamiento, entre 0,900 kg/dm³

y 1,250 kg/dm³. Este aumento de peso es muy visible en los cementos almacenados. El peso específico del cemento es de 3,1 kg/dm³. (Peso específico = peso de un material de compacidad infinita, sin intersticios libres entre sus constituyentes.)

El principio del fraguado de los cementos Portland no debe manifestarse antes de las 2 horas y media y el fin del mismo tiene un límite de 15 horas, a la temperatura de 18°.

CONSERVACIÓN DE LOS CEMENTOS PORTLAND

La resistencia de los cementos artificiales está influida muy particularmente por las condiciones en que están almacenados.

En efecto, el cemento expuesto al aire absorbe la humedad y el ácido carbónico, lo cual altera su fuerza de adhesión. En tiempo caluroso, esta alteración es más rápida que en tiempo frío.

El embalaje habitual del cemento, en sacos de papel, sólo representa una débil protección. De todos modos, con un apilado bien hecho y una protección de dicha pila con cartón embreado o un tejido de resina sintética (plástico) es posible, evidentemente, evitar la meteorización en notables proporciones.

En silos cerrados herméticamente (o en bidones) la conservación del cemento puede considerarse de una duración ilimitada.

Es posible conservarlo durante un año o más en un local seco y fresco y en sacos intactos de ce-

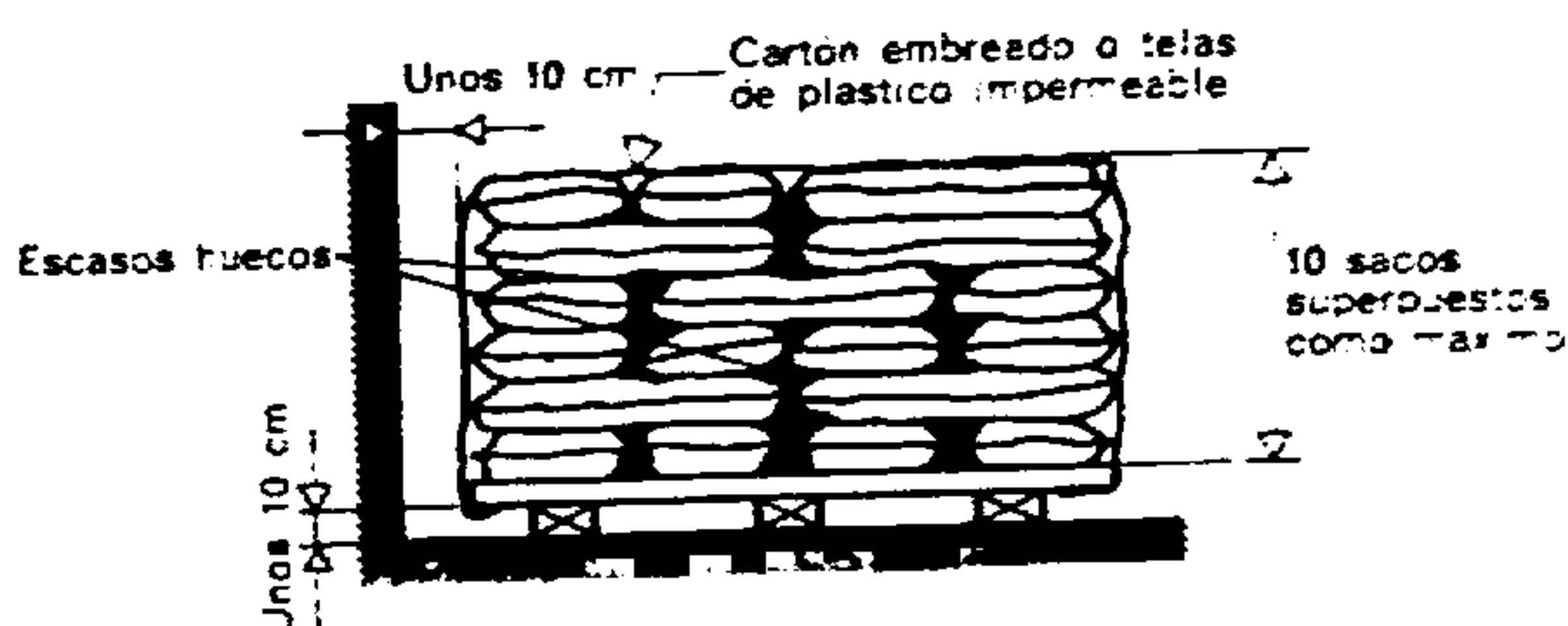


Fig. 857.

Almacenado compacto

No deja mucha superficie en contacto con el aire. La protección del montón, por todos sus lados, queda asegurada por medio de cartón embreado o asfáltico o de un tejido impermeable.

mento apilados cuidadosamente y protegidos por todas partes con cartón embreado, que evita la penetración del aire (la humedad del aire no debe exceder en este caso del 70 %).

Apilados bajo protección especial, al abrigo de corrientes de aire, con un grado de humedad como el ya citado, a temperatura de 20°, la conservación puede ser de 6 a 8 meses.

A cielo abierto, en invierno, los sacos de cemento cubiertos pueden conservarse de 2 a 4 meses; en verano, este período es sólo de 1 a 2 meses. Estos mismos plazos son válidos para los locales ventilados.

Sacos no cubiertos, expuestos al aire, sólo se conservan algunos días, tal vez algunas semanas, según el tiempo que haga.

La meteorización es tanto más rápida cuanto mayor es la finura de molido. En los casos dudosos es necesario proceder a ensayos antes del empleo del cemento.

Observación: Existen dos calidades de cemento Portland: el cemento Portland normal y el cemento Portland de alta resistencia inicial, llamado también cemento especial o supercemento.

3.3.4. EL CEMENTO PORTLAND DE ALTA RESISTENCIA (EN SUIZA: C.P.H.R.); CEMENTO ESPECIAL; CEMENTO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL (FRANCIA: C.H.R.I.)

El cemento especial es un Portland mejorado; se distingue, en particular, por una mayor finura y una composición de las primeras materias algo distinta. La cocción de estos cementos se realiza asimismo a una temperatura más elevada.

El color natural de esos cementos es un gris oscuro. El fraguado de los cementos aluminosos es tan lento como el de los Portland normales; en cambio, el endurecimiento es mucho más rápido. En un día, alcanza la resistencia de los Portland normales a 28 días, o de los de alta resistencia a 3 días. A los tres días la resistencia de los cementos aluminosos equivale a la de los cementos Portland de alta resistencia a 28 días.

El empleo de los cementos aluminosos exige la utilización de un material, hormigonera y herramientas, perfectamente limpio. Debe eliminarse todo residuo de cal o de cemento. Salvo casos particulares, como se verá más adelante, el cemento aluminoso no debe mezclarse con ningún otro aglomerante.

Estos cementos exigen una cantidad de agua de amasado doble de la de los cementos Portland. Por meteorización este cemento pierde rápidamente parte de sus cualidades.

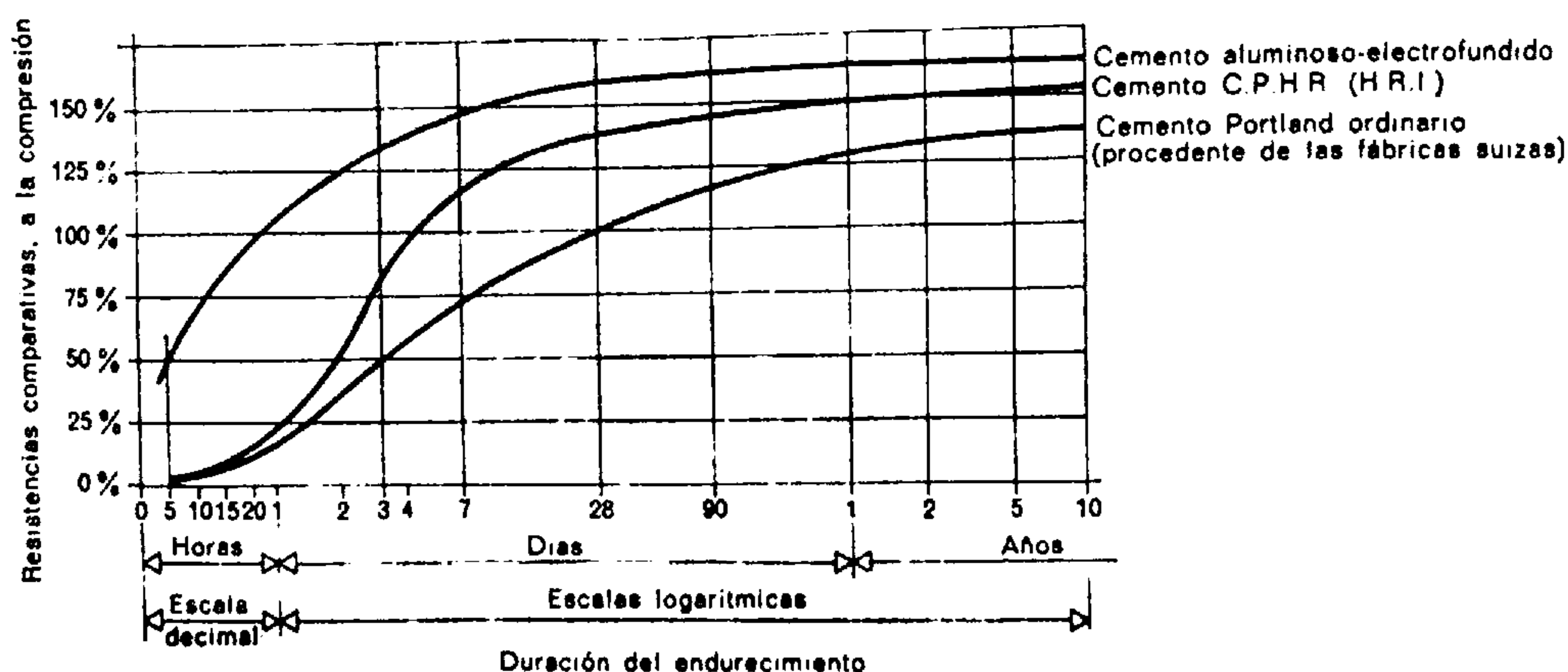


Fig. 858.

Variación esquemática de las resistencias a la compresión de los cementos Portland, de los de alta resistencia inicial (C.P.H.R.) y de los cementos aluminosos

La comparación de dichas resistencias se estableció por medio de ensayos practicados sobre hormigones confeccionados a base de estos tres materiales. En Francia, la calidad se define por la resistencia a la compresión de los cementos, medida a los 7 y 28 días

	7 días	28 días
Se tiene así: calidad de cemento	160	250
	210	325
	315	400.

El tiempo necesario para el fraguado es idéntico al de los Portland normales pero, con todo, su endurecimiento es más rápido. En 24 horas, el Portland de alta resistencia alcanza la misma resistencia que un Portland normal en 3 días; y en 3 ó 4 días, la resistencia de un C. P. a los 28 días. Esta ventaja permite reducir los plazos de desencofrado y poner en servicio las obras más rápidamente. El cemento especial (en Suiza) se sirve en sacos de un color rojo anaranjado.

3.3.5. EL CEMENTO ALUMINOSO O CEMENTO FUNDIDO; O ELECTRO-FUNDIDO (LLAMADO IGUALMENTE CEMENTO LAFARGE, POR EL NOMBRE DE UN PRODUCTOR)

El cemento aluminoso se obtiene por mezcla, a la temperatura de fusión, de una caliza y una fuerte proporción de *bauxita* (mineral de aluminio).

Se emplea en obras que necesitan ponerse en servicio con gran rapidez y un desencofrado urgente: por ej., pavimentaciones y chapas en los locales en servicio, obras de recalce, etc.

Las reacciones del fraguado de este cemento desprenden una cantidad muy importante de calor (en un cubo de pasta pura se rebasan los 100°). Esta particularidad lo hace muy apreciable para trabajos y hormigonados en tiempo de heladas. Cuando hace calor, su empleo no es aconsejable porque la evaporación es demasiado fuerte. Los *tratamientos de curado* de un hormigón de cemento aluminoso deben comprender un rociado abundante y una protección eficaz. El cemento aluminoso no debe estar expuesto a corrientes de agua antes de que termine el fraguado.

La resistencia de este cemento a las aguas salinas (que contienen yeso), al agua de mar, a ciertos ácidos diluidos y cloruros, le hace muy apreciado para infraestructuras y cimentaciones. Por otra parte,

se le puede emplear en la confección de hormigones refractarios que, según la naturaleza de los áridos empleados, pueden soportar hasta 1 450°.

Las mezclas de cemento electro-fundido y de cemento Portland artificial ofrecen una composición que fragua rápidamente pero cuya rapidez de fraguado puede regularse a voluntad modificando las proporciones de los dos componentes. La fig. 859 muestra que la proporción de 70 % de cemento aluminoso y 30 % de cemento Portland ofrece una mezcla de fraguado muy rápido (aproximadamente un minuto). Otra curva describe la variación de la resistencia en función de la mezcla utilizada.

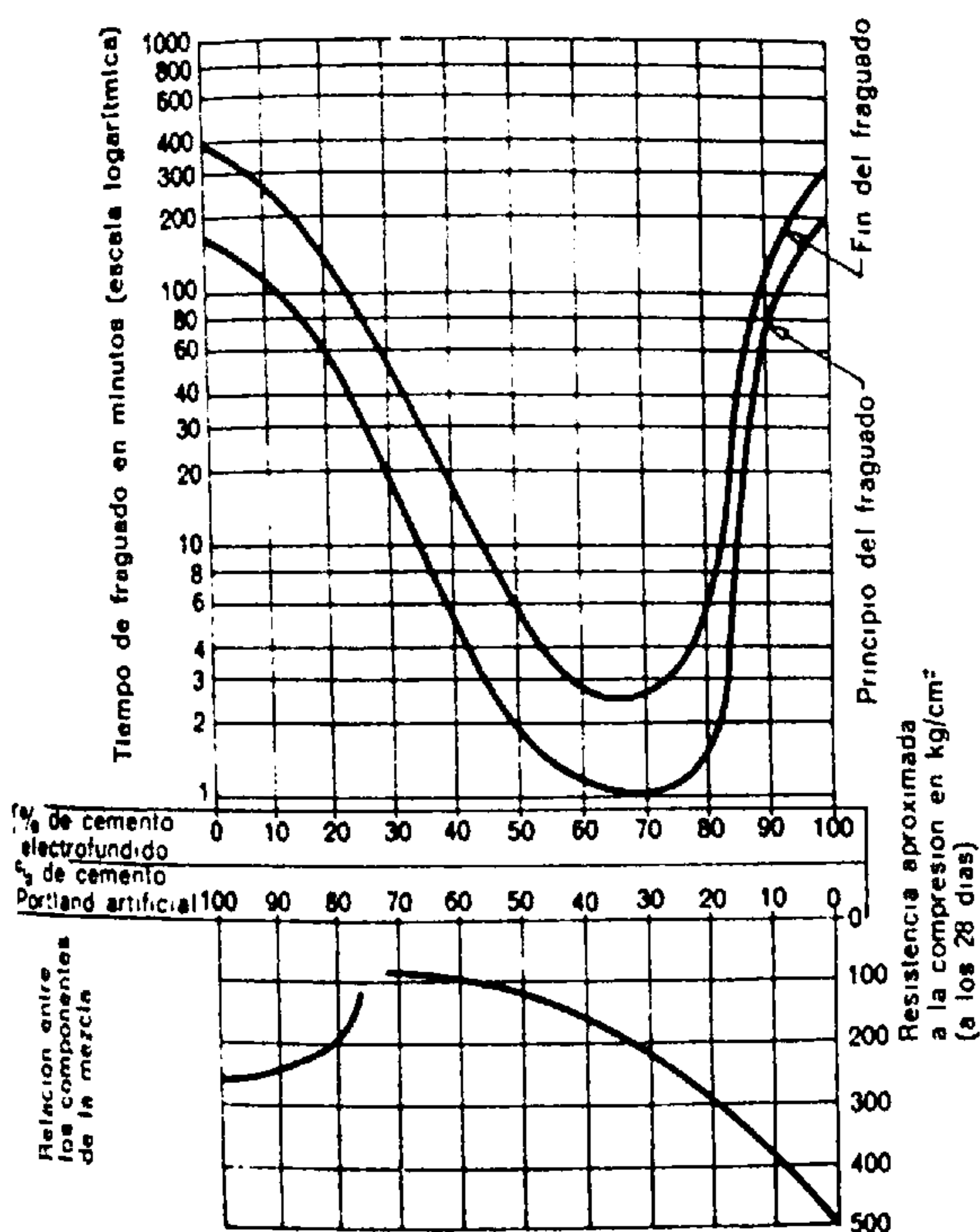


Fig. 859.

Diagrama que indica la rapidez de fraguado de las mezclas de cemento aluminoso + cemento Portland
(Según las proporciones escogidas y la variación aproximada de la resistencia a la compresión, a los 28 días).

Antes de la realización de una obra, es conveniente proceder a un ensayo que dé las indicaciones precisas acerca del tiempo de fraguado. Los cementos deben mezclarse previamente en seco y después amasarse con presteza para obtener una pasta de consistencia plástica.

3.3.6. CEMENTOS PUZOLANICOS

Las puzolanas no son aglomerantes sino productos naturales o artificiales que se combinan, en presencia del agua, con la cal y dan a esta última cualidades hidráulicas.

Estos cuerpos que deben molerse muy finamente para que se produzca una reacción son, como las arcillas, compuestos de sílice y de alúmina.

Las puzolanas naturales son tierras volcánicas,

como el trass y ciertas lavas, así como la "gaize", que es una roca silícea.

Las puzolanas artificiales son arcillas cocidas, ladrillos y tejas finamente molidos, así como las escorias de altos hornos, residuo de la fabricación del hierro fundido.

En el comercio se encuentran además:

El cemento Portland siderúrgico: mezcla de 70 % de C.P. + 30 % de escorias de altos hornos.

El cemento Portland puzolánico: mezcla de un 30 % a 70 % de C.P. con 70 % a 30 % de puzolana: trass, tierra de Santorin.

El cemento de altos hornos: mezcla de un 30 % de C.P. con un 70 % de escorias de altos hornos.

El cemento de "gaize": mezcla de un 66 % de cemento Portland con un 34 % (aproximadamente) de "gaize" (materia silícea o arcillosa).

Este cemento es muy resistente a los ataques de ácidos, alcoholes, benzol, cloruros y sulfuros y resiste notablemente los ataques del agua de mar.

Los cementos expansivos son aquellos cuya composición ofrece la propiedad de hincharse o aumentar durante los procesos de fraguado y endurecimiento.

4. AGUA DE AMASADO: CALIDAD Y CANTIDAD

El agua empleada para el amasado de los aglomerantes debe responder a ciertas cualidades químicas que aseguren la integridad de las mezclas. Las sales disueltas en el agua, de hallarse en exceso, pueden llegar a ser nocivas para los aglomerantes.

Por regla general, el agua potable es apta para la fabricación de los hormigones.

Se rechazarán particularmente las aguas *selenitosas* (las que contienen yeso, sea por contacto con rocas yesosas sea por contacto con yesos procedentes de derribos), pues su acción es particularmente corrosiva.

Las aguas sulfatadas, las aguas ácidas de los terrenos turbosos y de las alcantarillas, así como las aguas corrientes que llevan ácido carbónico son aguas que destruyen los cementos.

El agua de mar, las aguas muy puras, las aguas pluviales o procedentes de terrenos no calizos atacan, disgregan o descomponen los aglomerantes tanto más rápidamente cuanto mayor sea la dosificación en cal de estos últimos.

Las cualidades definitivas de los morteros y hormigones sólo indirectamente dependen de la dosificación. Dependen en cambio, de la relación o factor siguiente:

$$\frac{C}{E}, \text{ es decir:}$$

Peso del aglomerante incorporado

Peso de la cantidad de agua añadida a la mezcla

Las cualidades estrechamente ligadas con esta relación son:

Tabla 42. — Los aglomerantes: resumen de sus principales características.

Aglomerante	% de arcilla	Obtenido por	Fraguado	Resistencia	Envasado (en Suiza)	Cocción
ESCAYOLA YESO		Cocción de la piedra de yeso que no es más que sulfato de cal. Para retardar el fraguado y aumentar la resistencia: de 0,5 a 1 % de bórax o de fosfato sódico	Escultor: Principio, de 2 a 12 minutos. Fin, de 15 a 30 minutos. Yesero: Principio, de 10 a 20 minutos. Fin, de 2 a 3 h.			Construcción y modelaje: entre 120 y 200° Yeso de yesero, entre 200 y 800° Yeso hidráulico, entre 800 y 1 400°
CAL VIVA	menos del 10 %	Cocción a una temperatura de unos 1 100°, de caliza que contenga menos del 10 % de arcilla			Bidones metálicos en forma de terrones o de polvo	A unos 1 100°
CAL AÉREA HIDRATADA O APAGADA		Hidratación de la cal viva en presencia de agua o de vapor. Esta extinción produce un fuerte desprendimiento de calor (120 a 130°) y un importante aumento de volumen (casi el doble)	Lento		Cal en polvo: en sacos. Cal en pasta: en barriles	
CAL GRASA	de 0 a 5 %	Cocción de una caliza muy pura que sólo contiene de un 5 a un 10 % de arcilla	Lento			
CAL MAGRA O ÁRIDA	de 5 a 10 %	Cocción de una caliza que contiene materias extrañas; entre ellas de 5 a 10 % de arcilla	Lento			
CAL HIDRÁULICA	10 a 20 %	Cocción a unos 850° de margas (calizas con 10 a 20 % de arcilla, o de calizas sílico-arcillosas). Después de apagado, el residuo es ensilado y molido	Lento	Poco elevada; utilizada para las obras que no necesitan más que una escasa resistencia: ciertos muros de hormigón encofrado, etc.		Hacia 850°
CEMENTOS NATURALES Y CEMENTOS RÁPIDOS	30 a 40 %	La molturación, después de la cocción en el horno a unos 1 000°, de rocas calizas con un 30 ó 40 % de arcilla	Rápido. Principio, de 3 a 5 minutos. Fin, de 10 a 20 minutos. Cocción más intensa = cemento semilento	Débil; se utiliza en obras que exigen un fraguado rápido y poca resistencia: obturación, ciertos moldeos	Sacos de papel color crudo; inscripciones en rojo	Hacia 1 000°
CEMENTO PORTLAND CEMENTO PORTLAND ARTIFICIAL	aprox. 23 %	Molienda del clinker = mezcla íntima de caliza con un 23 % de arcilla muy silicea cocida a unos 1 450°. La combinación creada por esta mezcla contiene cal, sílice y alúmina. Antes de la última molturación: se añade de 3 a 5 % de piedra de yeso para retardar el fraguado	Lento. Principio, no antes de 2 h ½. Fin, antes de 15 h a la temperatura de 18°		Sacos de color crudo	Hacia 1 450°
CEMENTO PORTLAND DE ALTA RESISTENCIA		Es un cemento Portland mejorado. Moltura más fina y composición ligeramente diferente de las primeras materias	Igual que el de un cemento Portland	A 24 h., igual que la del C.P. a 3 días. A 3 días, igual que la del C.P. a 28 d.	Sacos: rojo-anaranjado	A una temperatura más elevada que el C.P.
CEMENTOS ALUMINOSOS FUNDIDOS (ELECTRO- FUNDIDOS)		Por mezcla a la temperatura de fusión de una caliza y de una fuerte proporción de bauxita (mineral de aluminio)	Igual que el del cemento Portland	A 24 h., igual que la del C.P. a 28 d., e igual que la del C.P.H.R. a 3 d. A 3 días, igual que la del C.P. a 28 d.		A la temperatura de fusión
CEMENTO FÉRRICO		Mezcla del 70 % de C.P. + 30 % de escorias de altos hornos				
CEMENTO DE ALTOS HORNO		Mezcla del 30 % de C.P. + 70 % de escorias de altos hornos				

- el incremento de la resistencia a la compresión;
- la resistencia al desgaste;
- disminución de la retracción y de la fluencia;
- mejor resistencia a las heladas;
- mejor protección de las armaduras.

Estas mejoras crecen con el aumento de la relación citada en tanto que ésta no exceda de 2,5. Más allá de este límite, las resistencias disminuyen y el hormigón se vuelve demasiado seco.

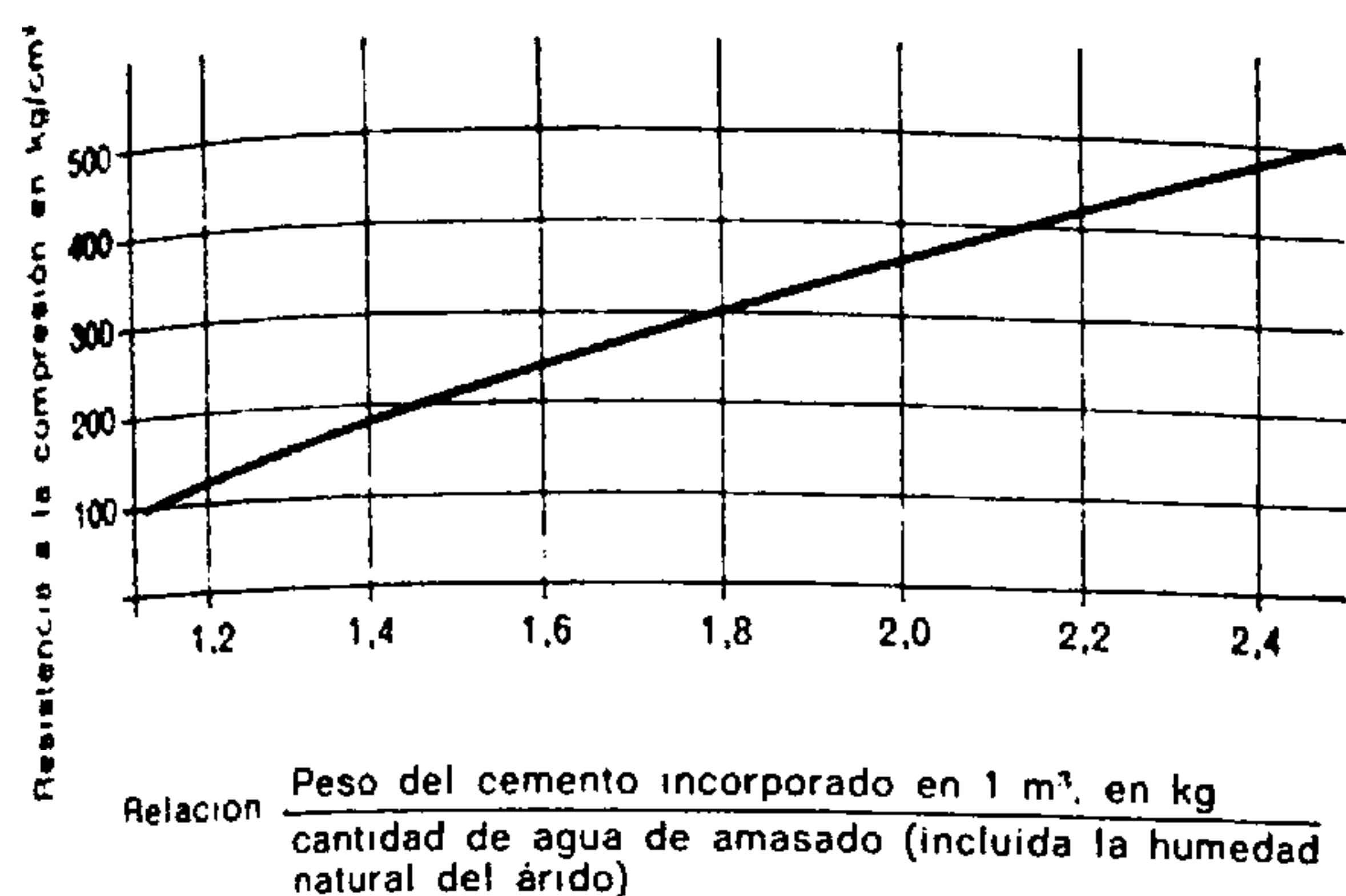


Fig. 860.

Diagrama que da la relación entre el factor $\frac{C}{E}$ y las resistencias a la compresión

Ejemplo:
 Dosificación 300 kg/m³; factor $\frac{C}{E} = 2$
 Agua de amasado 150 l; factor $\frac{C}{E} = 2$
 Resistencia posible a la compresión: $\approx 360 \text{ kg/cm}^2$
 para 180 l, $\frac{C}{E} = \frac{300}{180} \approx 1,67$, de donde
 resistencia a la compresión: $\approx 260 \text{ kg/cm}^2$.

En teoría, para obtener un hormigón muy resistente, la cantidad de agua de amasado debe ser tal que no aparezcan en la superficie señales de humedad más que a base de un apisonado enérgico del hormigón puesto en obra.

Prácticamente esta humectación no es suficiente y el hormigón, muy poco plástico, es de difícil puesta en obra, particularmente en las de hormigón armado, en las cuales las separaciones suelen ser pequeñas entre las barras de las armaduras. La falta de plasticidad, resultante de esta humectación teórica, ofrece el peligro de crear huecos bajo las armaduras ocasionando con ello un defecto de revestimiento de las mismas.

La cantidad de agua de amasado admisible debe, pues, aumentarse en la práctica, aunque sea en detrimento de la resistencia teórica.

La cantidad de agua de amasado de un hormigón debe ser la mínima compatible con las exigencias de la puesta en obra.

Cuando no son vigilados y para facilitar la puesta en obra del hormigón, los obreros acostumbran a echar una excesiva cantidad de agua en el amasado. Cada litro de agua en exceso destruye de 2 a 3 kg de cemento.

La misión de los encargados, contramaestres, capataces y directores del trabajo consiste, entre otras cosas, en vigilar por el cumplimiento de esa circunstancia.

La variación de la resistencia en función de la cantidad de agua de amasado está indicada en el gráfico de la fig. 860.

La consistencia es el factor principal de la docilidad (la docilidad depende también de la granulometría y de la forma de los granos en los áridos). La consistencia define el estado bajo el cual se presenta el hormigón en ocasión de su puesta en obra, interesando su capacidad de deformación, su grado de plasticidad y su cohesión interna.

No existe ninguna medida precisa para definir la consistencia.

Los términos empleados por el personal del oficio para designar su estado de presentación son:

Consistencia de "tierra húmeda": de 5,5 a 6,5 % de agua con relación al peso de materias secas. Relación $\frac{C}{E} = \text{aprox. } 2,2 \text{ a } 2,4$. Los hormigones de esta consistencia se emplean en las obras que van apisonadas. Se presentan bajo la forma de una mezcla incoherente, mate, con la que es difícil hacer una bola. Ofrecen una resistencia máxima a la compresión (contienen alrededor de 130 a 150 l de agua por metro cúbico).

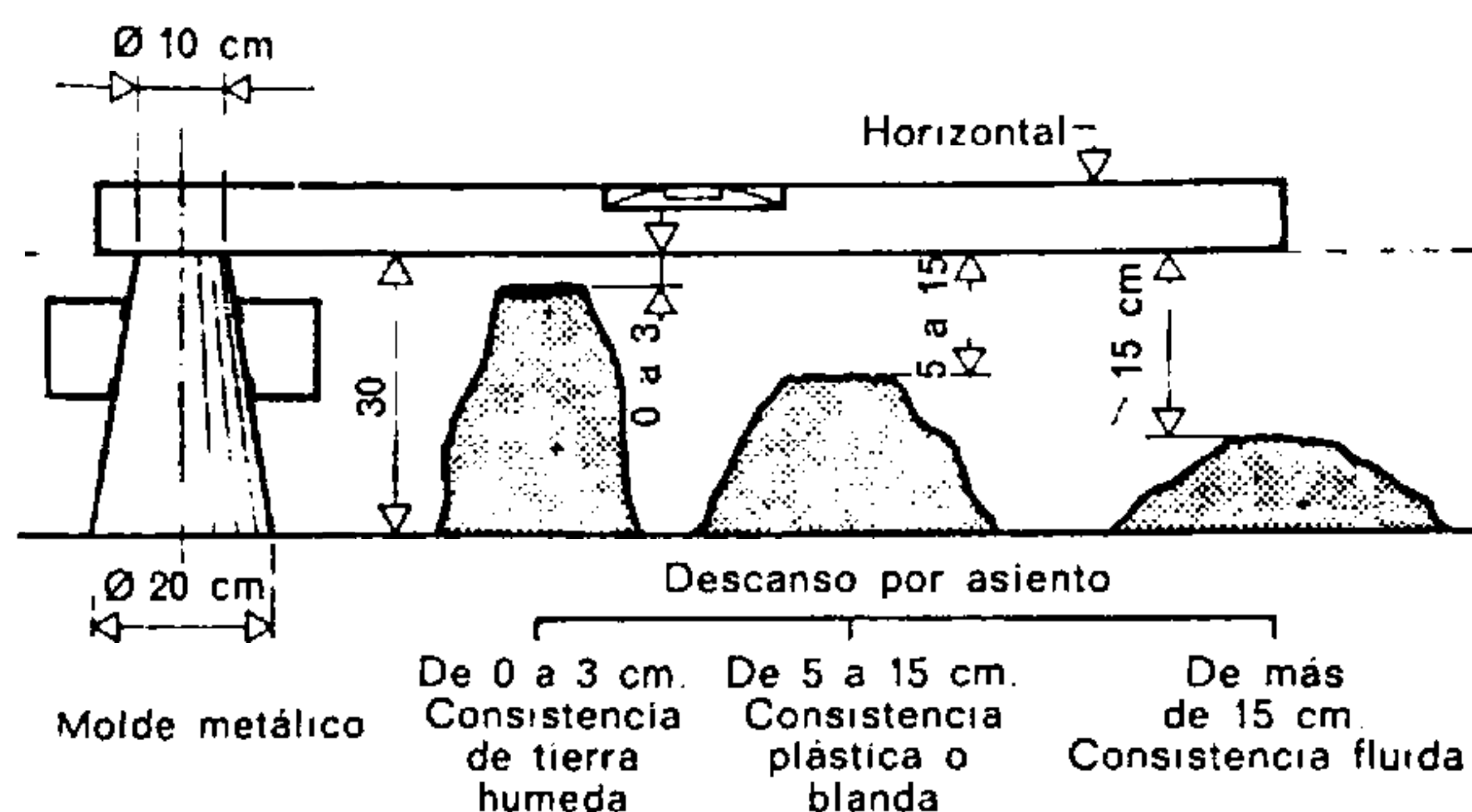


Fig. 861.

Ensayo de plasticidad de los hormigones por medio del cono de Abrams (Schlump-test)

Definición de la consistencia de los hormigones por medición del descenso por asiento del hormigón fresco.

Consistencia "ligeramente plástica": de 6,2 a 7,2 % de agua con relación al peso de las materias secas. Relación $\frac{C}{E} = \text{aprox. } 1,9 \text{ a } 2,1$. Es la consistencia adecuada para los hormigones compactados por vibración o apisonado. El hormigón se presenta bajo el aspecto de una mezcla ligeramente pegajosa que no se aplasta o deprime por sí misma. Ofrece una buena resistencia a la compresión (contiene unos 150 a 180 l de agua por metro cúbico).

Consistencia "plástica": de 6,8 a 8 % de agua con relación al peso de materias secas. Relación $\frac{C}{E} = \text{aprox. } 1,7 \text{ a } 1,8$. Es la consistencia deseada para los hormigones *pervibrados* con armadura densa. El hormigón se presenta bajo la forma de una pasta moldeable de aspecto mojado, de masa adherente; un orificio practicado en el montón de la masa no se vuelve a cerrar por sí mismo. Ofrece las resistencias

exigidas por las normas (contiene aproximadamente 190 a 210 l de agua por metro cúbico).

Consistencia "muy plástica", "hormigón blando": de 8 a 8,5 % del peso de las materias secas. Relación $\frac{C}{E}$ = aprox. 1,6 a 1,7. El hormigón

de esa consistencia se presenta bajo el aspecto de una masa coherente que no corre pero que se extiende o desparrama cuando se la trabaja. La superficie del hormigón blando se nivela e iguala después de algunas sacudidas o vibraciones como las que se producen durante el transporte (contiene unos 220 a 250 l de agua por metro cúbico).

Consistencia "fluida" u "hormigón líquido" u "hormigón colado": de 8,5 a 9,5 % de agua con relación al peso de las materias secas. Relación $\frac{C}{E}$ = aprox. 1,4 a 1,6. Se presenta bajo el aspecto de una pasta fluida pero espesa que llena el encofrado con facilidad sin necesidad de apretarla ni trabajo particular (contiene de 250 a 270 l de agua por metro cúbico).

La cantidad de agua mencionada en estos valores comprende la humedad natural contenida en el árido. Esta última cantidad varía enormemente según la procedencia y está notablemente influida por la humedad atmosférica que rodea los áridos (véase la pág. 314).

El peso de las materias secas comprende el peso del cemento, de la arena y de la grava. Parte del agua de amasado mezclada con el material del hormigón se combina químicamente con el cemento; otra es absorbida por los poros de los áridos. El resto se evapora y se elimina lentamente dejando huecos. Estos huecos reducen sensiblemente la densidad del hormigón, alterando su resistencia.

5. LOS MORTEROS

De los morteros se ha tratado en el Cap. VIII: *Las paredes, los tabiques* (pág. 154); véanse sobre el particular las Tablas de la pág. 432. *Datos e informaciones*.

6.1. LOS HORMIGONES

Se llama dosificación al peso del aglomerante empleado para elaborar 1 m³ de hormigón.

Los hormigones preparados con mezclas de arena, grava, aglomerante y agua deben ser elaborados y dosificados en relación directa con el empleo que se les va a dar.

Los hormigones de C.P. o de C.P.A. (Cemento Portland o Cemento Portland Artificial) son los más utilizados en materia de construcción.

Se llama *hormigón árido* a aquel cuya dosificación de aglomerante es de unos 150 kg de cemento por metro cúbico puesto en obra. Este hormigón, de escasa resistencia, se emplea para realizar, por ejemplo, superficies limpias para asentar los cimientos y para hormigones de relleno. Esta dosificación cons-

tituye el mínimo admisible para obtener el enlace de los áridos.

El *hormigón cavernoso* está constituido por mezclas de áridos de calibres semejantes, que dejan huecos entre sí. La dosificación de estos hormigones se elige con relación al calibre de los granos. Este hormigón, parecido a los hormigones áridos, se emplea para preparar superficies de asiento bajo las cimentaciones, para rellenos y para revestimiento de taludes.

El *hormigón dosificado a razón de 200 kg de C.P. o C.P.A. por metro cúbico* se emplea para las cimentaciones sencillas y para rellenos.

Ciertas cimentaciones, las paredes contra tierra, los muros de contención, pueden realizarse con hormigones dosificados a razón de 250 kg de C.P. o C.P.A. por metro cúbico.

El *hormigón armado* se realiza con mezclas que contienen de 300 a 400 kg de C.P. o C.P.A. por metro cúbico puesto en obra. Esta dosificación está destinada a ofrecer las garantías de resistencia exigidas y a presentar una protección eficaz de la armadura.

La composición y la dosificación de este hormigón deben estudiarse y vigilarse cuidadosamente. Su fabricación se realizará bajo una vigilancia continua.

El *hormigón ligero* es un hormigón cuya densidad es inferior a 1,5. Su finalidad consiste en ofrecer cualidades de aislamiento térmico y de ligereza. Se emplea para el relleno en las pavimentaciones y pisos y en las terrazas que sirven de cubiertas; dos métodos se utilizan en su fabricación:

El hormigón ligero propiamente dicho, en el cual los áridos (arenas y gravas) están constituidos por materiales ligeros y porosos: el corcho, la lana, la viruta y la lana de madera, las escorias, la vermiculita (mica tostada), la toba, la piedra pómez, los cascotes de arcilla cocida, etc.

La elección de los áridos ligeros está subordinada a las características del comportamiento de los materiales. Las materias vegetales, entre otras, deben ser tratadas, neutralizadas e ignifugadas a fin de ofrecer garantías suficientes. El peso específico de esos hormigones depende de la naturaleza y de la calidad del árido escogido.

El *hormigón poroso o celular* es un hormigón en que la pasta de cemento que lo forma contiene innumerables burbujas de aire o de gas.

Los hormigones celulares presentan densidades de 0,8 a 1,3, pudiendo excepcionalmente alcanzar 0,3. El hormigón celular puede obtenerse mezclando con la lechada de cemento una materia capaz de provocar un desprendimiento de gas en contacto con el agua de amasado. Se obtiene por ejemplo un hormigón poroso incorporando de 0,1 a 0,25 % de polvo de aluminio al cemento empleado; la relación cemento/agua es igual en tal caso a 2. Durante 10 o 20 minutos se produce un intenso desprendimiento de hidrógeno que termina como máximo 1 hora y 30 minutos después del amasado. En el comercio se

encuentran materias o aditivos especiales que provocan desprendimiento de gases.

Puede obtenerse un hormigón de espuma por adición a la lechada de cemento de una espuma consistente. Esta espuma, producida por ciertos jabones, ha de ser insensible a la acción de la cal. Estos productos existen, bajo la forma de adiciones de diferentes marcas, en el comercio.

También hay aglomerados de hormigón ligero, moldeados o aserrados según las exigencias particulares, conocidos con el nombre de "Siporex", "Ytong", etcetera. Se los utiliza en las construcciones prefabricadas a las que confieren sus excelentes cualidades de aislamiento.

Mientras que los hormigones de escasa densidad poseen excelentes características de aislamiento térmico, no ofrecen, en cambio, sino muy débiles resistencias a la compresión.

Los hormigones de alta densidad se emplean para las obras que deben ofrecer excelente resistencia a la compresión. En efecto, cuanto más alta es la densidad de un hormigón, mejor es su resistencia a la compresión. Con el empleo de áridos de muy elevada densidad (desperdicios no grasos de fundición y de acero, barita, etc.) es posible obtener hormigones de mayor resistencia a la compresión.

Observación: Todas las dosificaciones, composiciones y características dadas se refieren al cemento del género Portland, pero pueden considerarse aplicables a los aglomerantes de la clase de altas resistencias iniciales (C.P.H.R. o C.H.R.I.), etc.

6.2. LA RESISTENCIA DE LOS HORMIGONES A LA COMPRESIÓN: PROBETAS DE ENSAYO

Además de los factores que acabamos de examinar, la resistencia de los hormigones a la compresión depende de la calidad de los aglomerantes empleados y de la duración y condiciones con que se realiza el endurecimiento.

La resistencia a la compresión se determina en el laboratorio por medio de ensayos efectuados sobre probetas. Estas, sometidas a ensayos destructivos se confeccionan con el hormigón preparado a pie de obra y en idénticas condiciones de utilización.

Las probetas pueden ser cúbicas, de 10, de 20 o de 30 cm de arista; prismáticas, de 12·12·36 cm; o cilíndricas, de un diámetro de 11,3, de 15,95 o de 25,25 cm, correspondientes a alturas de 22,6, de 31,9 o de 50,5 cm respectivamente.

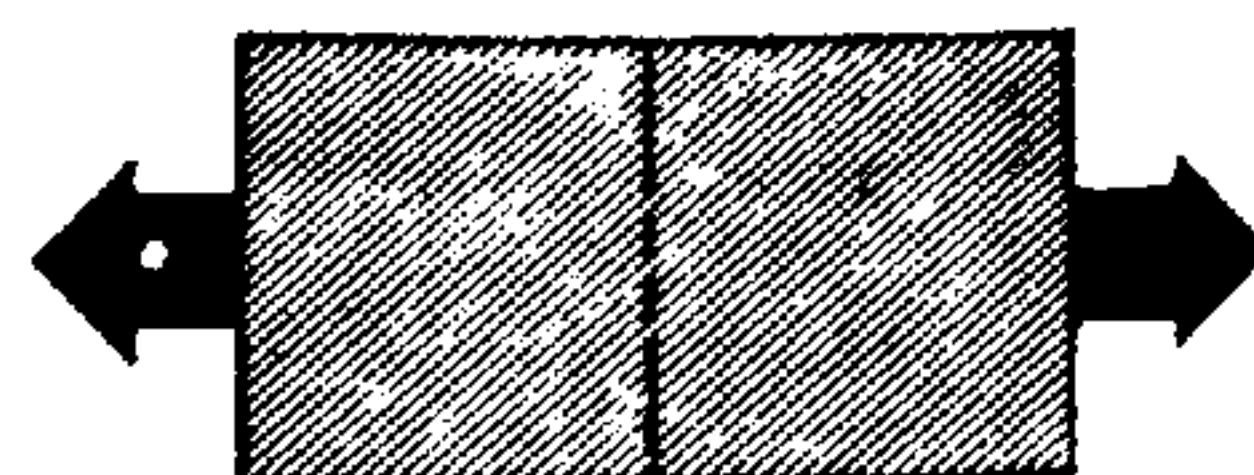
Sometidas a la acción de potentes prensas hidráulicas, esas probetas son aplastadas bajo la carga que permite determinar la resistencia unitaria del hormigón a la rotura. Los ensayos se practican 7, 28 y 90 días después de la puesta en obra. El ensayo a los 28 días es el más corriente.

Las normas prescriben coeficientes de seguridad que hacen "utilizables" las sollicitaciones o tensiones así determinadas. Por otra parte, para ofrecer una

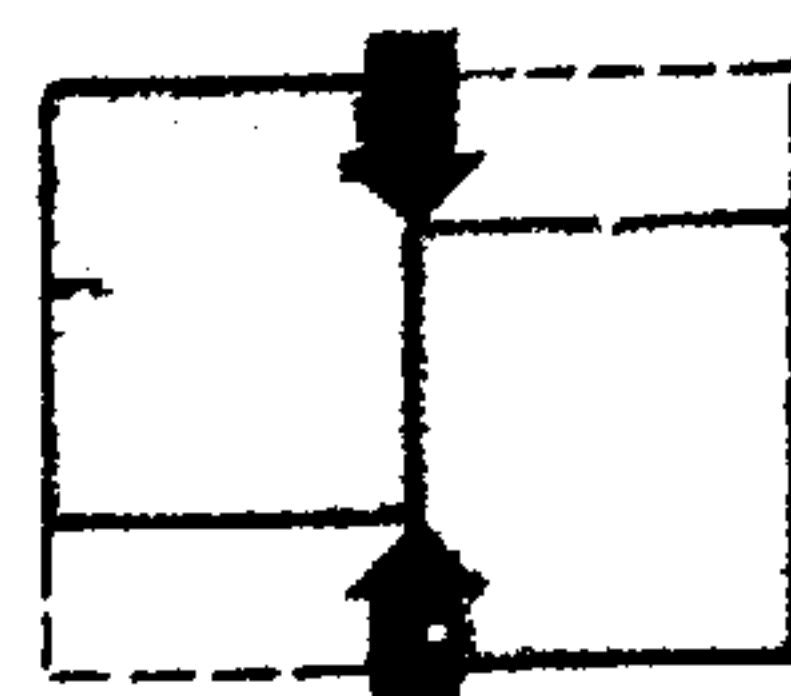
a) si se admite que la resistencia de los hormigones a la compresión representa el 100 % de la carga soportada por el hormigón (línea de trazos planos de rotura);



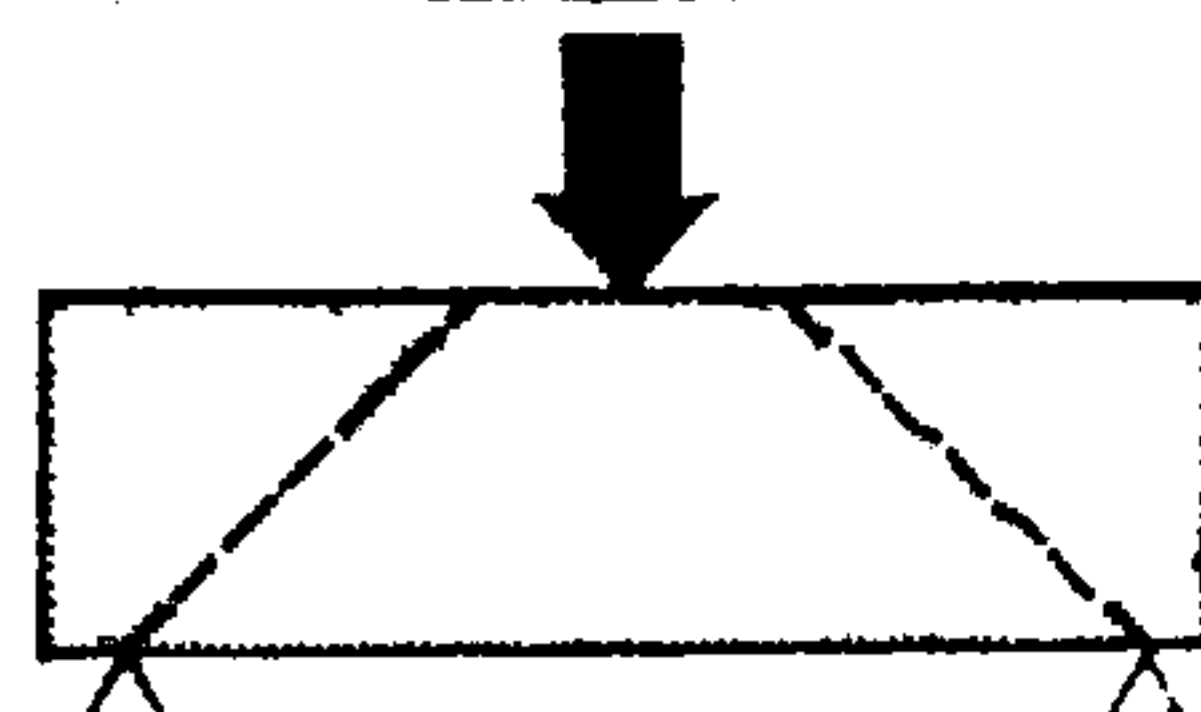
b) la resistencia del hormigón a la tracción no se sitúa más allá de un 6 a 10 % de la resistencia del cubo a la compresión;



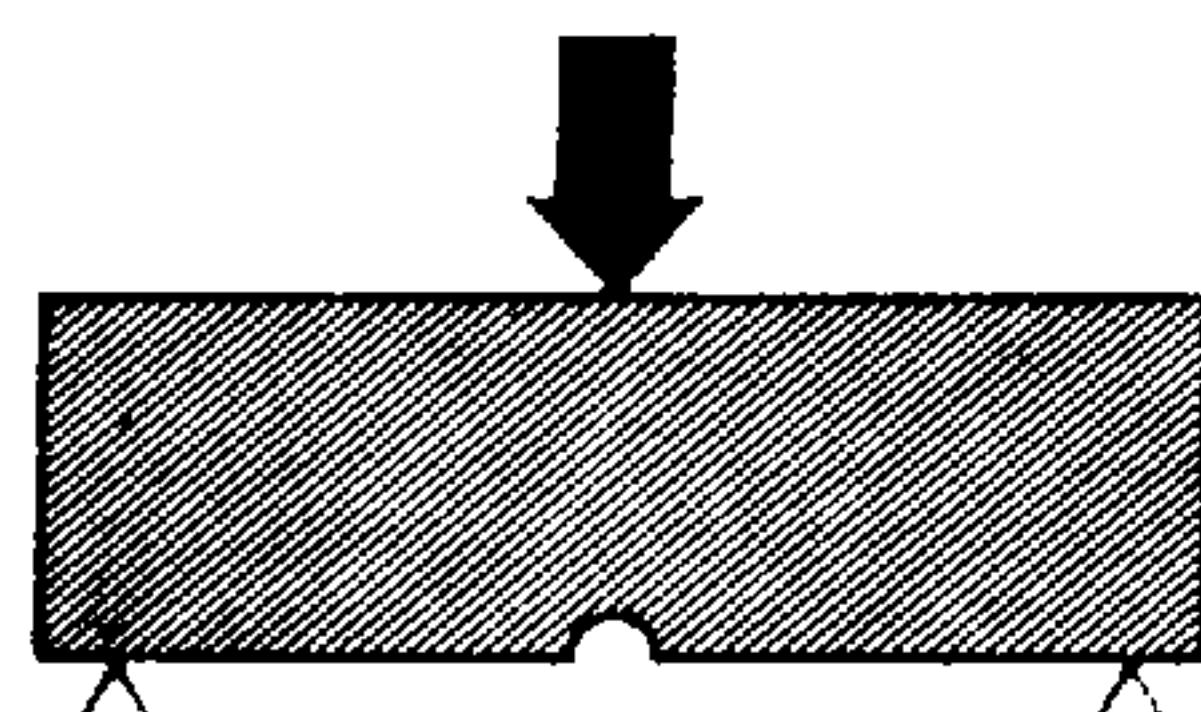
c) la resistencia del hormigón al cizallamiento puro sólo representa del 20 al 30 % de la resistencia sobre el cubo;



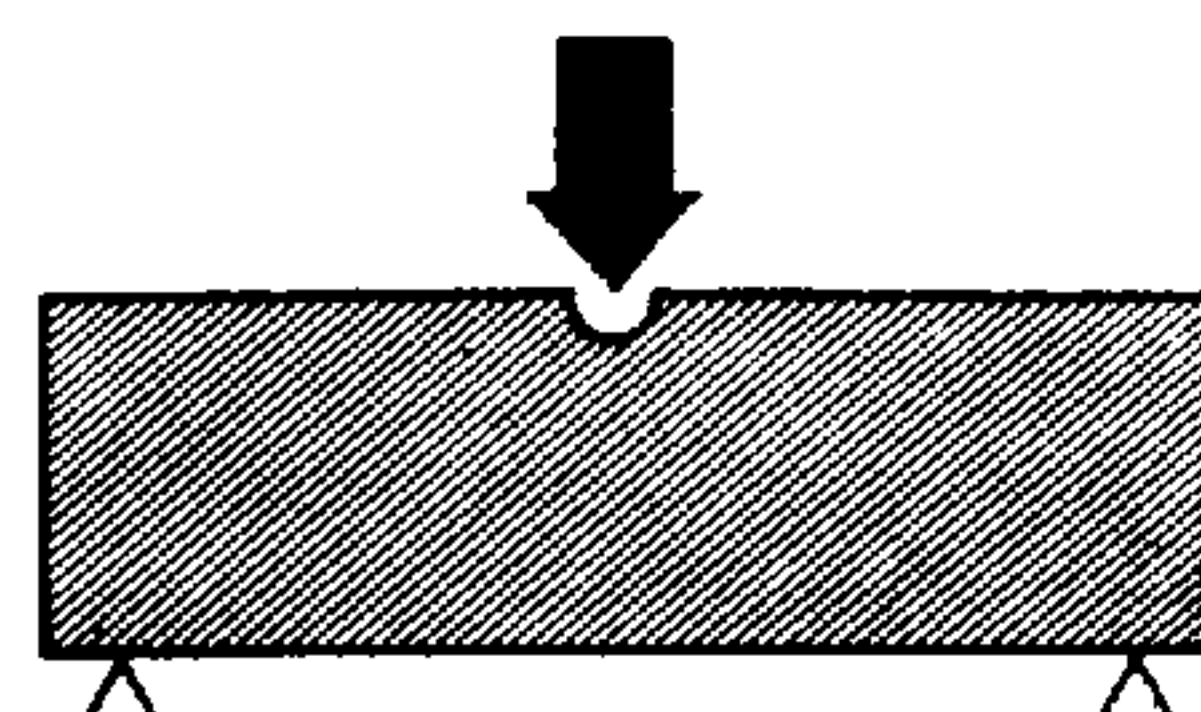
d) la resistencia al cizallamiento provocado por la flexión representa del 8 al 10 % aproximadamente de la resistencia a la compresión sobre el cubo;



e) la resistencia a la tracción por flexión (o flexotracción) representa alrededor del 20 al 25 % de la resistencia a la compresión sobre el cubo;



f) la resistencia a la compresión por flexión (flexocompresión) representa alrededor del 140 al 170 % de la resistencia a la compresión sobre el cubo;



g) La resistencia a la compresión sobre un prisma sólo representa del 70 al 85 % de la resistencia σ_c sobre el cubo;



h) la resistencia del hormigón a la torsión sólo representa del 10 al 15 % de la resistencia del cubo a la compresión.

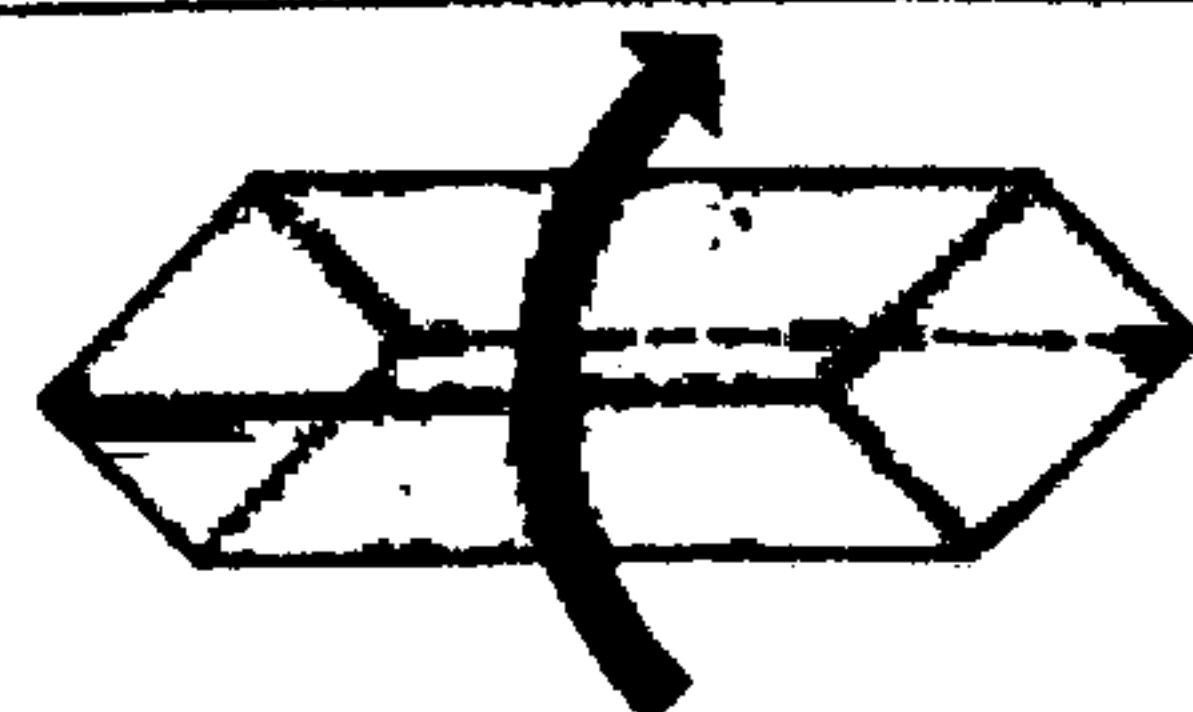


Tabla 43. — Resistencia comparativa de los hormigones (a distintas sollicitaciones).

garantía suficiente, esos ensayos deben ser realizados sobre tres probetas como mínimo.

La resistencia a la compresión de los hormigones debe alcanzar como mínimo los valores indicados en el gráfico 862.

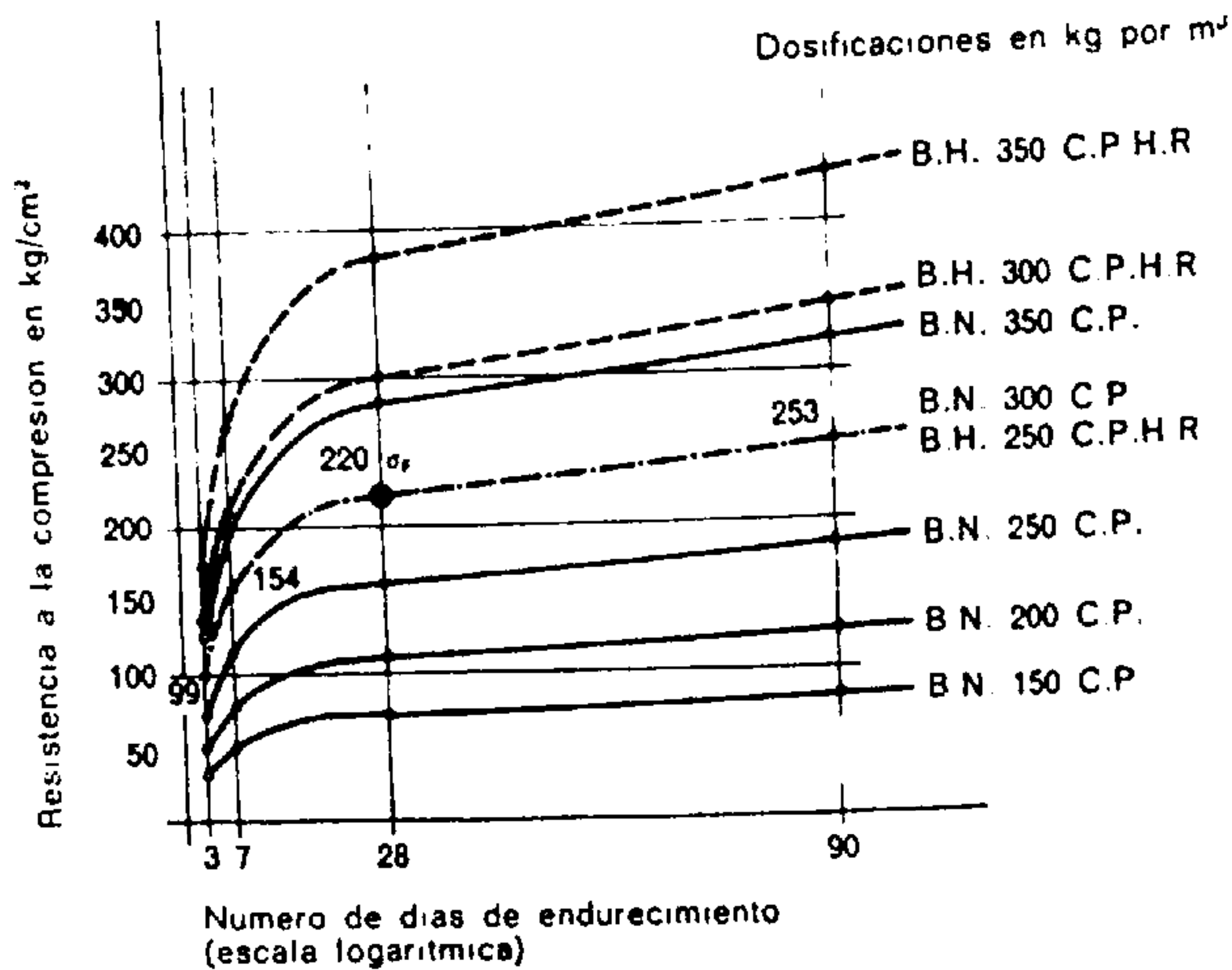


Fig. 862.

Resistencia de los hormigones a la compresión
según la dosificación y la duración del endurecimiento
(resistencias mínimas según las normas de la S.I.A. n.º 162).

σ_j : resistencia exigida para el B.A. 60 a falta de estudios particulares de los hormigones puestos en obra.

$\sigma_j = 190 \text{ kg/cm}^2$ para los hormigones no controlados,

$\sigma_j = 230 \text{ kg/cm}^2$ para los hormigones controlados (ensayos a 28 días; dosificación: 300 kg de C.P.A. por m³).

Las resistencias efectivas se sitúan por encima de esos valores. Las resistencias efectivas de los hormigones pueden, como primera aproximación, estimarse de la manera siguiente: resistencia a la compresión a 28 días $\approx$ dosis de cemento/m³.

6.3. CALCULO DE LA COMPOSICIÓN DE LOS HORMIGONES

Las cantidades de los diversos componentes que entran en la fabricación de un hormigón pueden determinarse con cierta aproximación por medio del cálculo. Los resultados obtenidos, sin embargo, deben contrastarse a pie de obra mediante ensayos prácticos. Estos últimos definen, en efecto, las cualidades finales de los hormigones obtenidos y permiten, en caso necesario, rectificar la composición a efectos de acomodar el hormigón a las exigencias requeridas.

Estas diversas cantidades pueden expresarse en peso (kg), cuando las instalaciones de pie de obra lo permiten, o en volumen (en litros, decímetros cúbicos, etc.), cuando se trata de instalaciones pequeñas. Es preciso observar que únicamente la dosificación ponderal (en peso) ofrece la debida precisión. En efecto, la calidad petrográfica de los materiales y el tanto por ciento de huecos existentes entre los granos de arena y gravas, así como el grado de asiento del cemento, crean importantes variaciones en la relación entre pesos y volúmenes.

Se denomina *peso específico* al peso de la unidad de volumen de un material de compacidad óptima, sin espacios entre los granos o partículas. Para un mismo material, es un valor constante. Se tiene así:

Peso específico de los áridos, arenas

y gravas

2,65 kg/dm³

Peso específico de los cementos Portland

3,1 kg/dm³

Peso específico del agua

1 kg/dm³

La *densidad* es la relación entre el peso de cierto volumen de un material y el del mismo volumen de agua. No tiene, pues, unidad de medida: es un número abstracto.

El "*peso del litro*", denominado también densidad aparente, es el peso de un decímetro de materia bruta, con sus huecos, bajo la forma corriente de presentación. Por lo tanto, ese valor es variable en función de gran número de factores.

Se cuenta:

"peso del litro"	comprendido entre
de arena de canto rodado	1,45 y 1,70 kg
de grava de 30 mm	1,75 y 2,00 kg
de cemento Portland	0,9 y 1,28 kg
de agua	1 kg

El "*peso del litro*" de cemento se sitúa prácticamente entre 1,1 y 1,25 kg, lo cual da, para un saco de 50 kg, un volumen que varía entre 40 y 45 l o dm³. Este valor puede sufrir alteraciones a causa de las condiciones de apilado de los sacos.

Cuando se dosifica por volumen es preciso comprobar con frecuencia los valores que establecen la relación entre peso y volumen.

La investigación de la cantidad de los componentes de un hormigón se basa en la fabricación de 1 m³ de hormigón acabado, puesto en obra, apisonado o vibrado, en un encofrado que ofrezca un volumen de 1 m³.

La cantidad de agua prevista en una mezcla comprende la humedad natural contenida en los áridos. Esta última es muy variable. Depende de la procedencia, del medio y de la duración del transporte del árido, de la humedad atmosférica (lluvia o niebla) así como del sistema de almacenado de las arenas

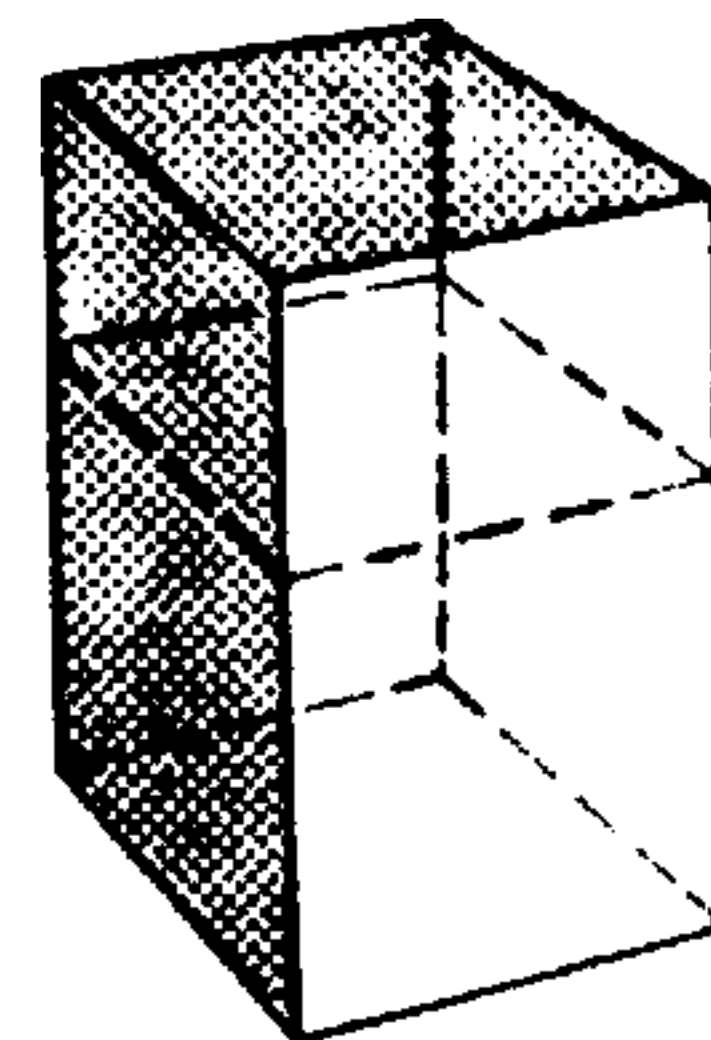


Fig. 863.

1,450 m³ de áridos y de cemento dan después del amasado y asentado 1 m³ de hormigón acabado.

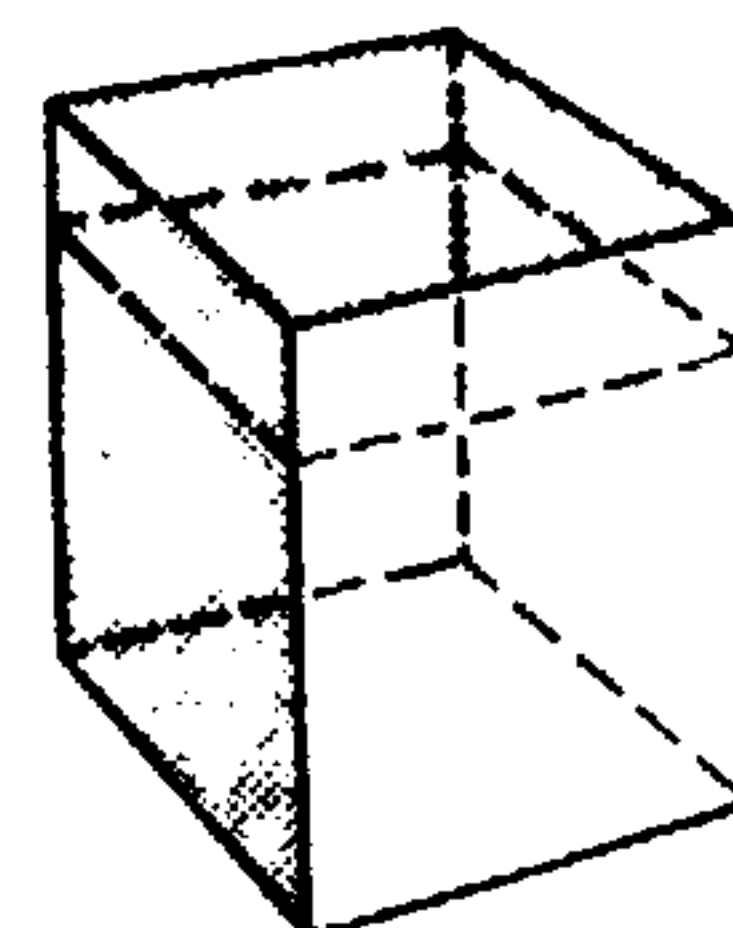


Fig. 864.

1,150 m³ de hormigón fresco $\approx$ 1 m³ de hormigón acabado.

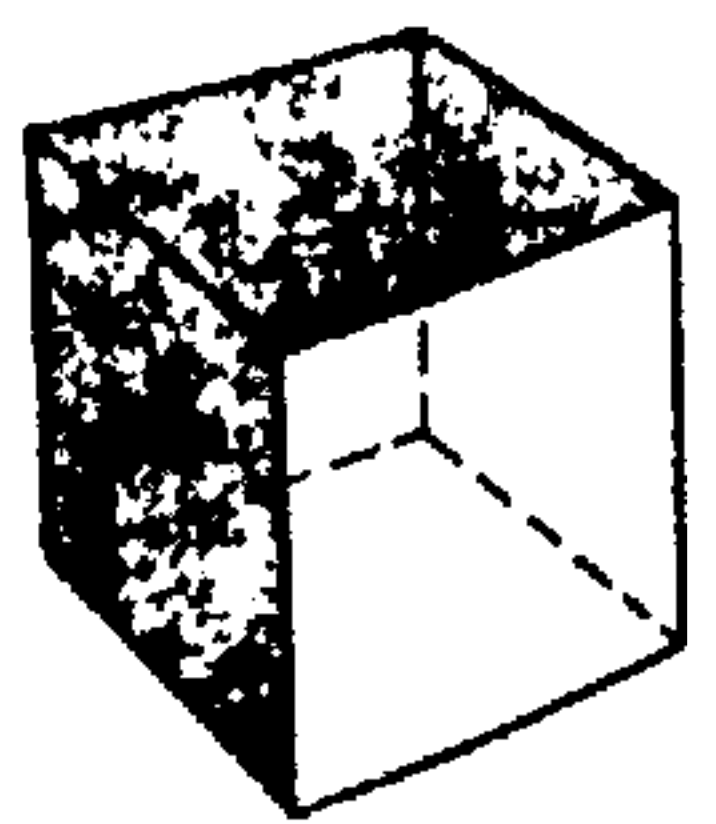


Fig. 865.

1 m³ de hormigón acabado puesto en obra y apretado en los encofrados.

N. B. Para obtener 1 m³ de hormigón acabado, puesto en obra en los encofrados, vibrado, pervibrado o fuertemente apisonado por capas sucesivas, se necesita aproximadamente 1,150 m³ (1.150 l) de hormigón tomado a la salida de la hormigonera. Para obtener este volumen se necesitan alrededor de 1,450 m³ (1.450 l) de una mezcla (en las proporciones convenientes) de arena, grava y cemento.

y de las gravas. Se puede estimar el agua contenida en una arena en:

- 25 l/m³ en tiempo seco, soleado;
- 70 l/m³ en tiempo brumoso o en una arena lavada, servida a una distancia de 15 km;
- 180 l/m³ en caso de lluvias o aguaceros fuertes.

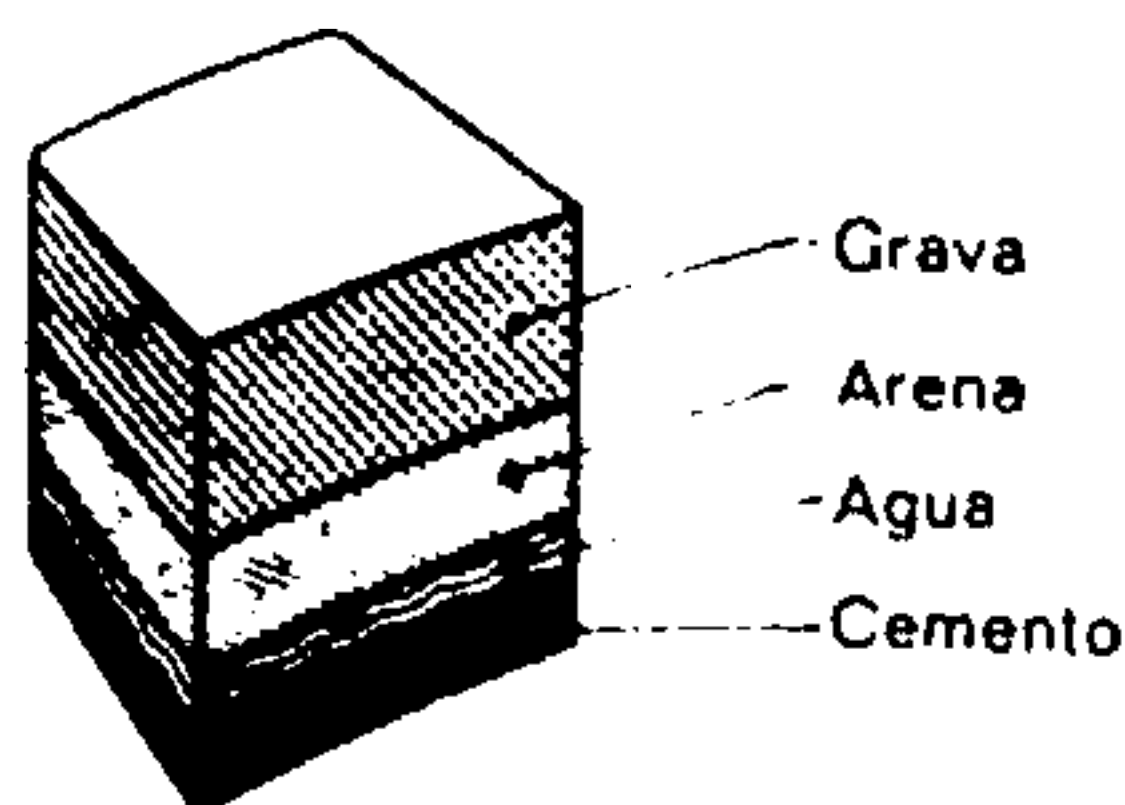
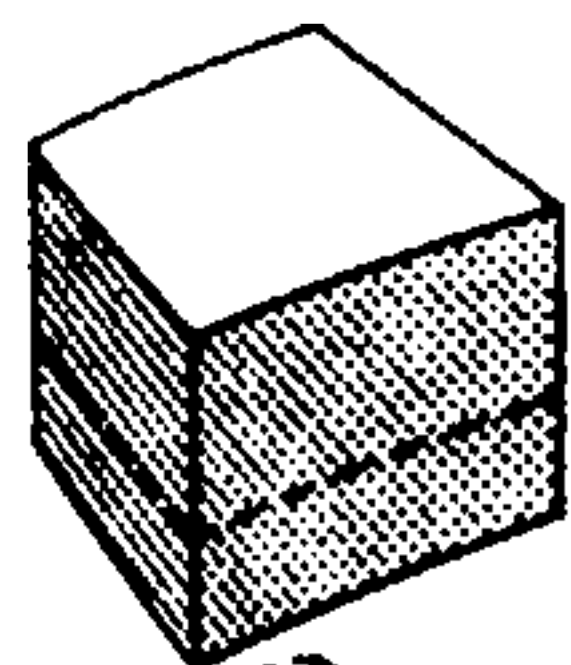
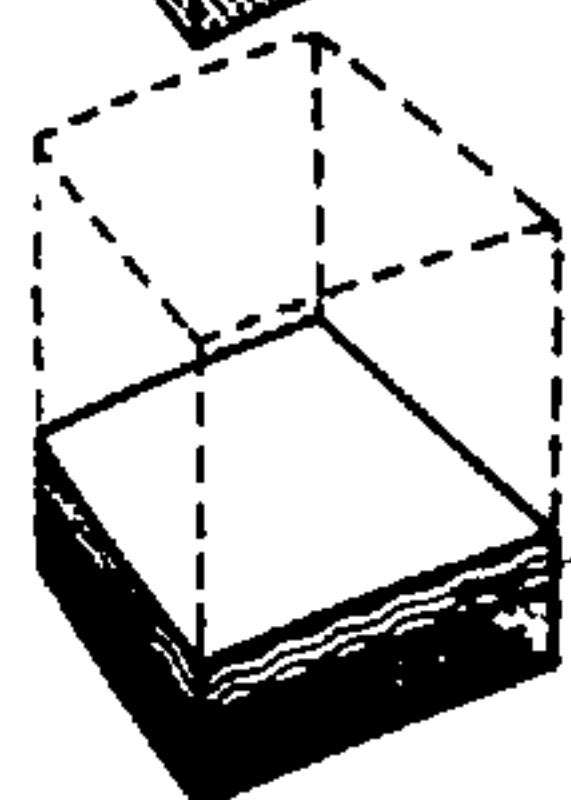


Fig. 866.

En 1 m³ de hormigón acabado los materiales constituyentes están compactados y se presentan con su volumen absoluto, cuyo peso es el peso específico.



Volumen del árido que compone 1 m³



Volumen ocupado por
El agua
El cemento

Fig. 867.

Para una dosificación determinada (kg/m³), se conoce el volumen ocupado por el cemento:

dosific. en kg por m³
peso específico 3,1
y la cantidad de agua (en kg o en litros) — en relación con la resistencia a obtener — por el coeficiente $\frac{C}{E}$.

Deduciendo de 1 m³ el volumen de estos dos materiales (cemento y agua) se halla el volumen absoluto del árido.

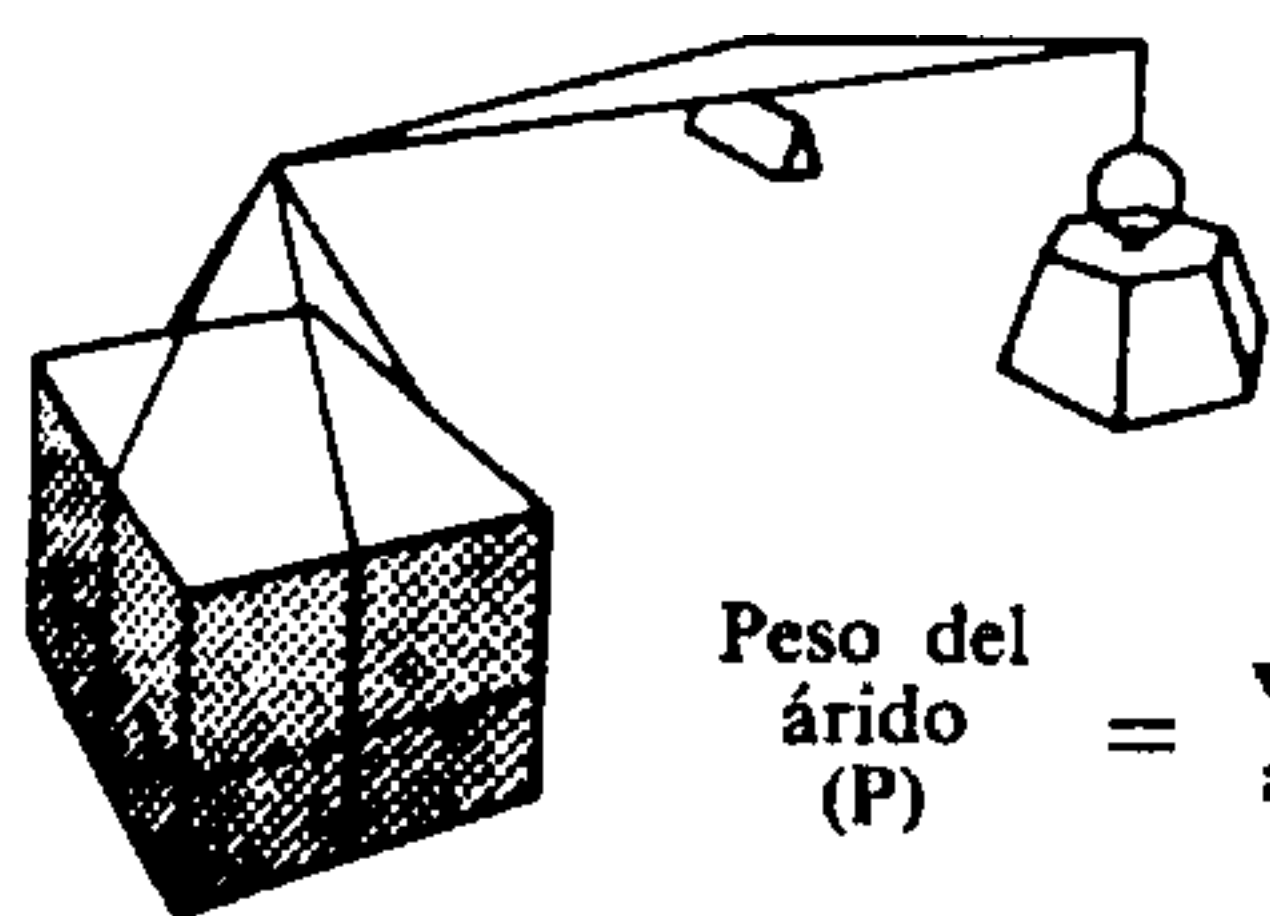


Fig. 868.

Conociendo el volumen absoluto del árido, es fácil determinar su peso. En efecto:

$$\text{Peso del árido (P)} = \text{Volumen absoluto} \cdot \text{Peso específico (2,65)}$$

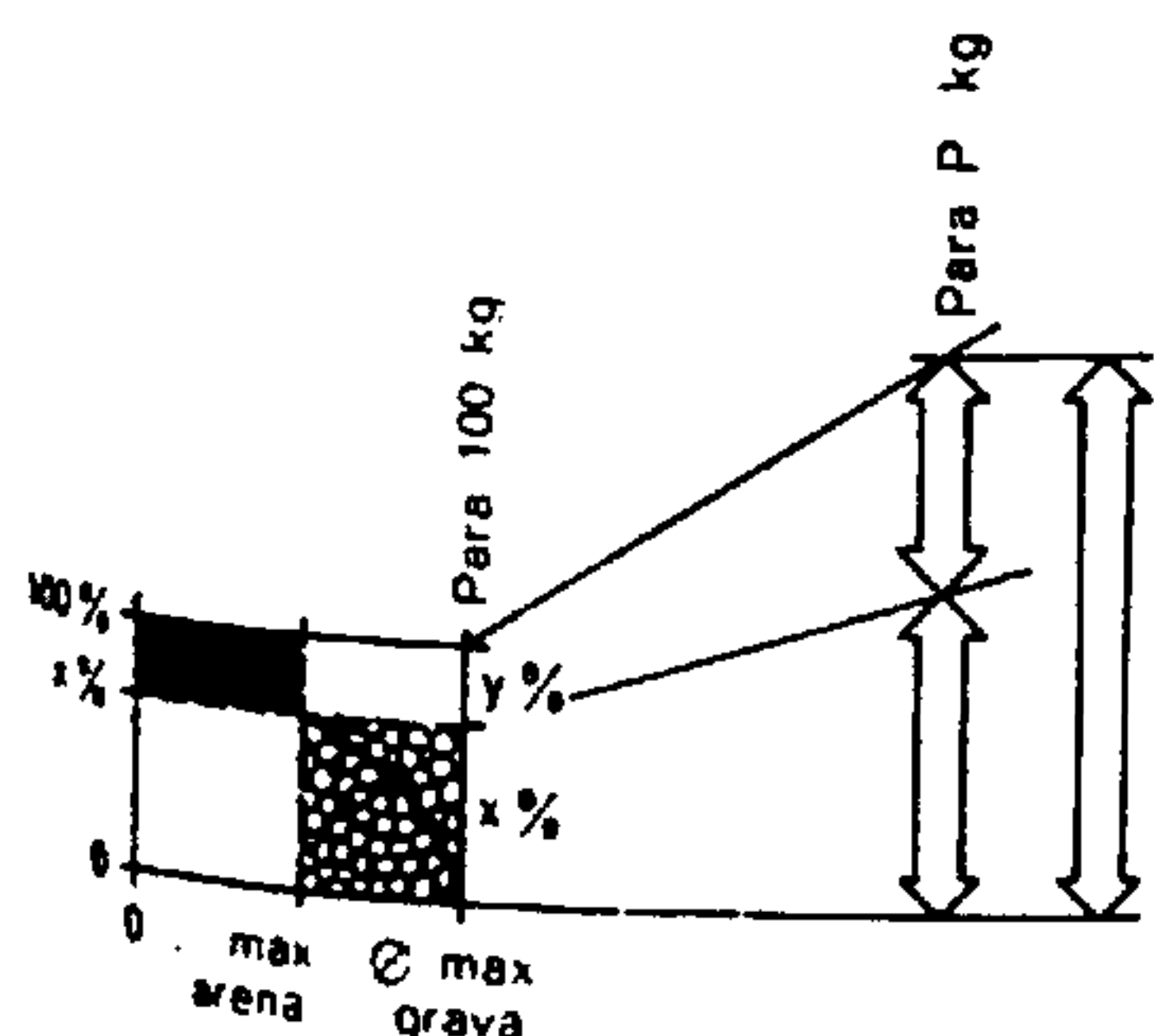


Fig. 869.

Por lectura sobre el gráfico de la curva granulométrica, se obtiene el número de kilogramos de cada componente para un peso de árido total de 100 kg. Para un peso de árido de P, las cantidades serán P veces más importantes.

$$y\% = 100\% - x\%$$

$$x\% \cdot P = X$$

$$y\% \cdot P = Y$$

Se conoce, pues, el peso de todos los componentes de 1 m³ de hormigón acabado. Si se quiere saber el volumen de los materiales necesarios para la fabricación de 1 m³ de hormigón acabado, basta dividir el peso por la densidad.

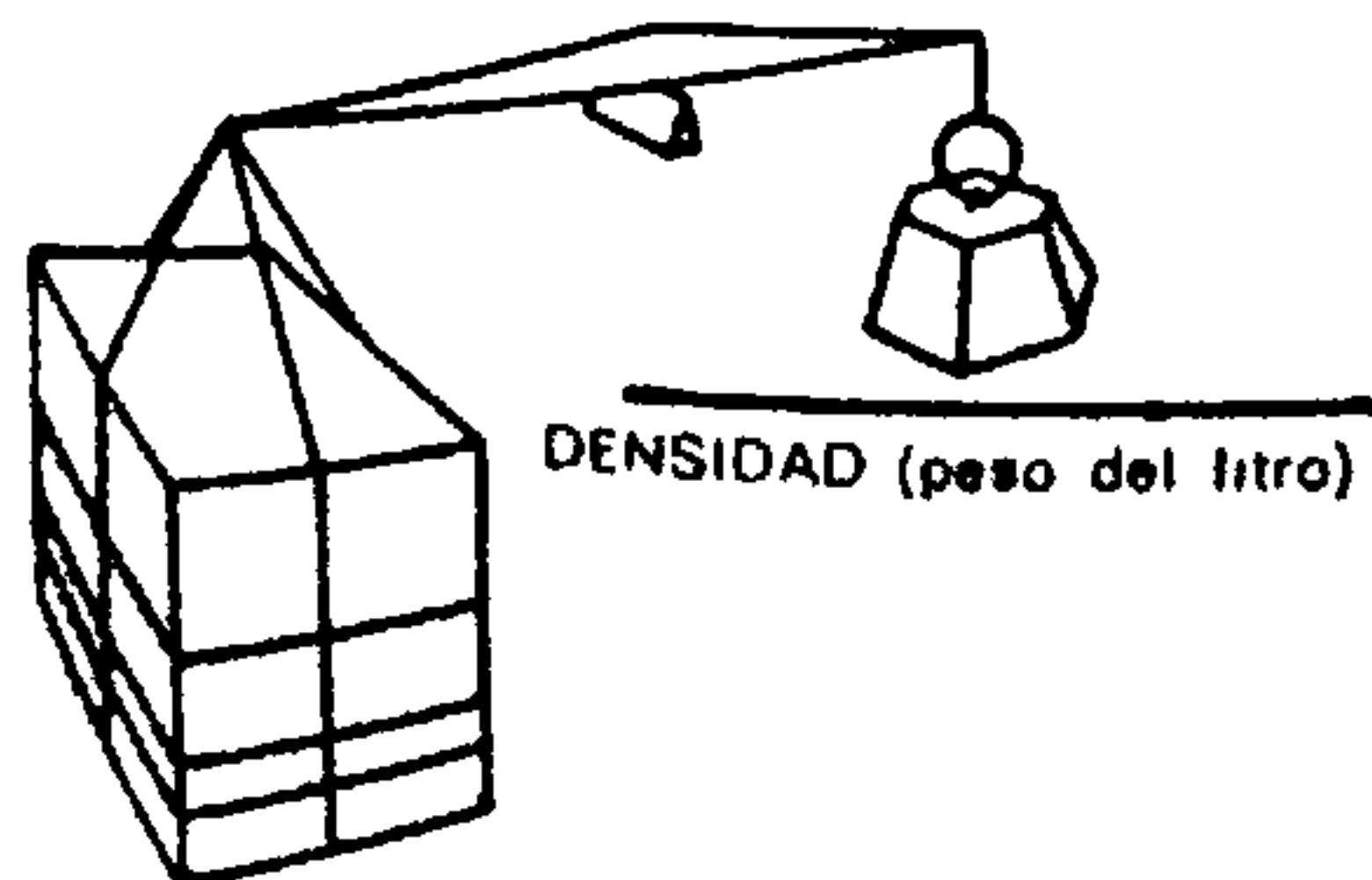


Fig. 870.

DENSIDAD (peso del litro)

El peso de cada material, dividido por la densidad o peso del litro, indica el volumen aparente del material considerado.

En 1 m³ de hormigón acabado, puesto en obra, y compactado, cada material ocupa un volumen mínimo. Son muy escasos los huecos entre los elementos constituyentes. Estos últimos ocupan un "volumen absoluto" al llegar a la compacidad máxima.

Una vez conocida la dosificación que se empleará en el hormigón (o fijada de antemano), se pueden determinar los valores siguientes:

1. Volumen del agua.

$$\text{Vol. del agua (dm}^3\text{)} = \frac{\text{Peso cemento (kg/m}^3\text{)}}{\text{Coeficiente } \frac{C}{E}}$$

donde $\frac{C}{E}$ = alrededor de 2 (v. el párrafo 4: Agua de amasado).

2. Volumen absoluto del cemento.

$$\text{Vol. abs. del cem. (dm}^3\text{)} = \frac{\text{Peso cemento (kg)}}{\text{Peso especif. del cem.}}$$

donde el peso específico del cemento es generalmente de 3,1 kg/dm³.

3. Volumen de la pasta de cemento en 1 m³ de hormigón.

$$\text{Volumen pasta cemento} = \text{Volumen agua (dm}^3\text{)} + \text{Volumen absoluto de cemento (dm}^3\text{)}.$$

El árido sólo ocupa entonces el volumen que deja libre esta pasta en el metro cúbico de hormigón.

4. Volumen absoluto del árido.

$$\text{Volumen absoluto del árido (dm}^3\text{)} = 1\,000 \text{ (dm}^3\text{)} - \text{Volumen pasta de cemento (dm}^3\text{)}.$$

5. Peso del árido utilizado.

Peso árido (kg) = Vol. abs. árido · Peso especif. árido, donde el peso específico del árido es generalmente de 2,65 kg/dm³.

6. Los diversos tantos por ciento de los constituyentes (según la curva granulométrica), lo cual permite obtener el peso de la arena y la grava.

Para una dosificación volumétrica, se buscará además:

7. Volumen aparente de la arena.

$$\text{Vol. apar. arena (dm}^3\text{)} = \frac{\text{Peso arena (kg)}}{\text{"peso del litro" arena}}$$

donde el "peso del litro" de la arena está comprendido entre 1,45 y 1,70 kg.

8. Volumen aparente de la grava.

$$\text{Vol. apar. grava (dm}^3\text{)} = \frac{\text{Peso grava (kg)}}{\text{"peso del litro" grava}}$$

donde el "peso del litro" de la grava está comprendido entre 1,65 y 2,00 kg.

9. El volumen aparente del cemento.

$$\text{Vol. apar. cem. (dm}^3\text{)} = \frac{\text{Peso cemento (kg)}}{\text{"peso del litro" cem.}}$$

donde el "peso del litro" del cemento está comprendido entre 1,1 y 1,25 kg.

10. El volumen de los materiales brutos y secos que entran en 1 m³ de hormigón acabado. Es igual a la suma:

Volumen aparente cemento + volumen aparente arena + volumen aparente grava.

11. El volumen de hormigón acabado, producido en cada amasada.

$$\frac{HA}{VM} = \frac{ha}{vm}$$

donde

HA = 1 m³ de hormigón acabado

VM = volumen de materiales brutos y secos necesarios para la fabricación de 1 m³ de hormigón acabado

ha = volumen de hormigón acabado, producido en cada amasada

vm = volumen del contenido de la vagoneta, de la cuchara o del tambor de la hormigonera.

Por medio de sencillas proporciones es posible determinar la cantidad de cada material que conviene introducir en la hormigonera en cada amasada.

La cantidad de cemento que contendrá cada amasada de la hormigonera puede deducirse de la expresión propuesta por las normas suizas de la S.I.A.:

Cantidad de cemento en kg por cada amasada =

$$\left(1 + \frac{a}{100}\right) \frac{C \cdot B}{A + \frac{C}{r}}$$

donde:

C = dosificación del cemento (kg/m³)

B = cabida de la cuchara, la vagoneta o la cubeta de carga en litros (dm³)

A = volumen de árido húmedo natural, en bruto, o de las arenas y gravas separadas

a = coeficiente de penetración del polvo de cemento a través del árido bruto en la vagoneta;

a = 1 : áridos húmedos. a = 2,6 : áridos secos

r = peso del litro de cemento cargado por 20 a 25 cm de áridos, o sea de 1,25 a 1,30 kg/dm³.

Después de la determinación de los pesos y volúmenes de los diversos componentes, es prudente y aun necesario proceder a amasadas de prueba, que permitirán además fijar la cantidad de agua necesaria y rectificar la composición con el fin de mejorar el producto acabado. El control debe extenderse igualmente a la relación de volúmenes entre los materiales brutos y el hormigón acabado.

Ejemplo: Supongamos que hay que determinar las cantidades de arena de 0 a 8 mm y de grava de 8 a 30 mm que entran en la formación de un hormigón dosificado a razón de 300 kg de cemento Portland por metro cúbico. Dosificación ponderal y volumétrica. ¿Cuáles serían, por otra parte, las cantidades de materiales a introducir en la cubeta de una hormigonera de 350 l y cuál sería la producción horaria de dicha máquina?

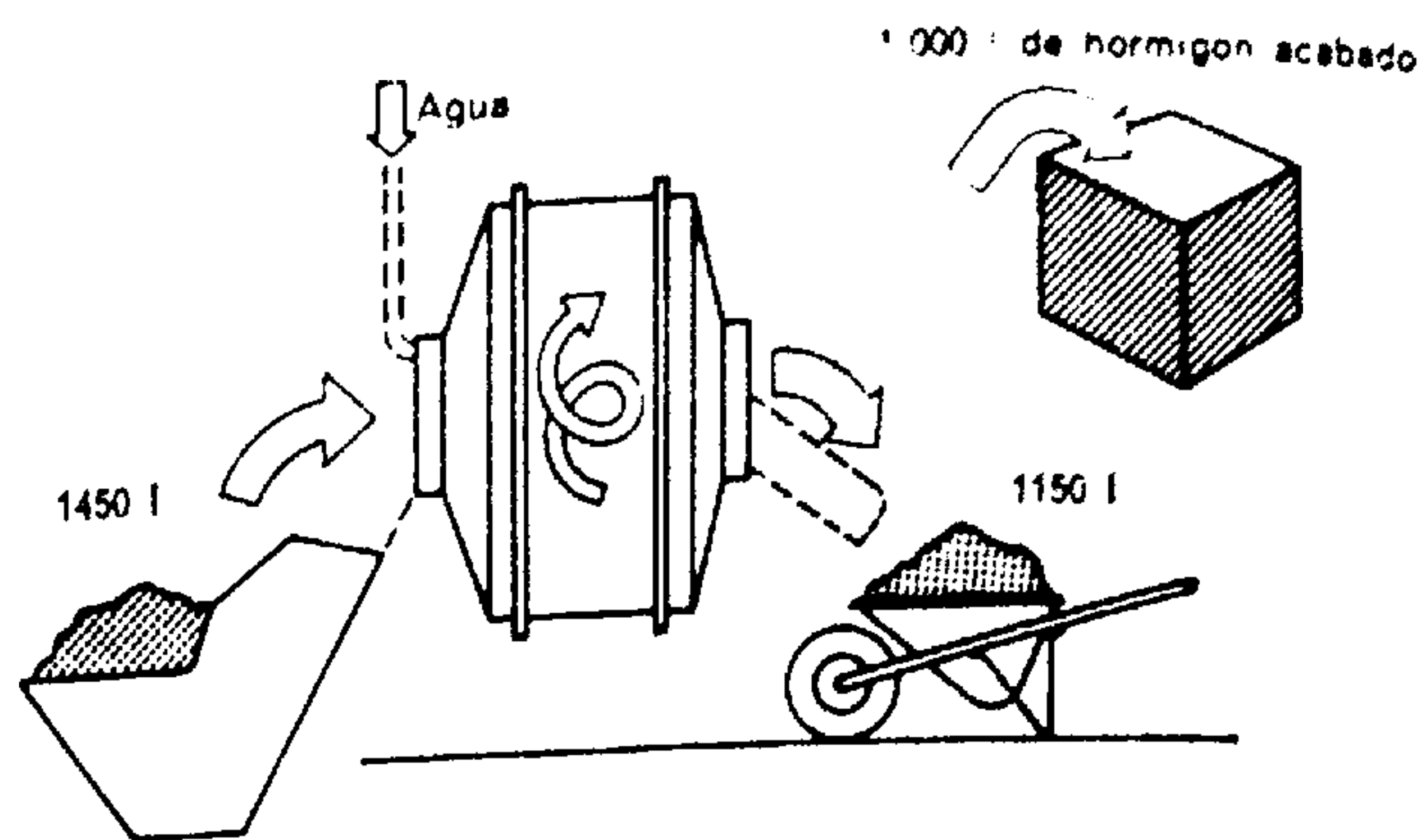


Fig. 871.

Si el balde o cubeta de la hormigonera contiene 1450 l se puede producir 1 m³ de hormigón acabado, colocado en los encofrados.

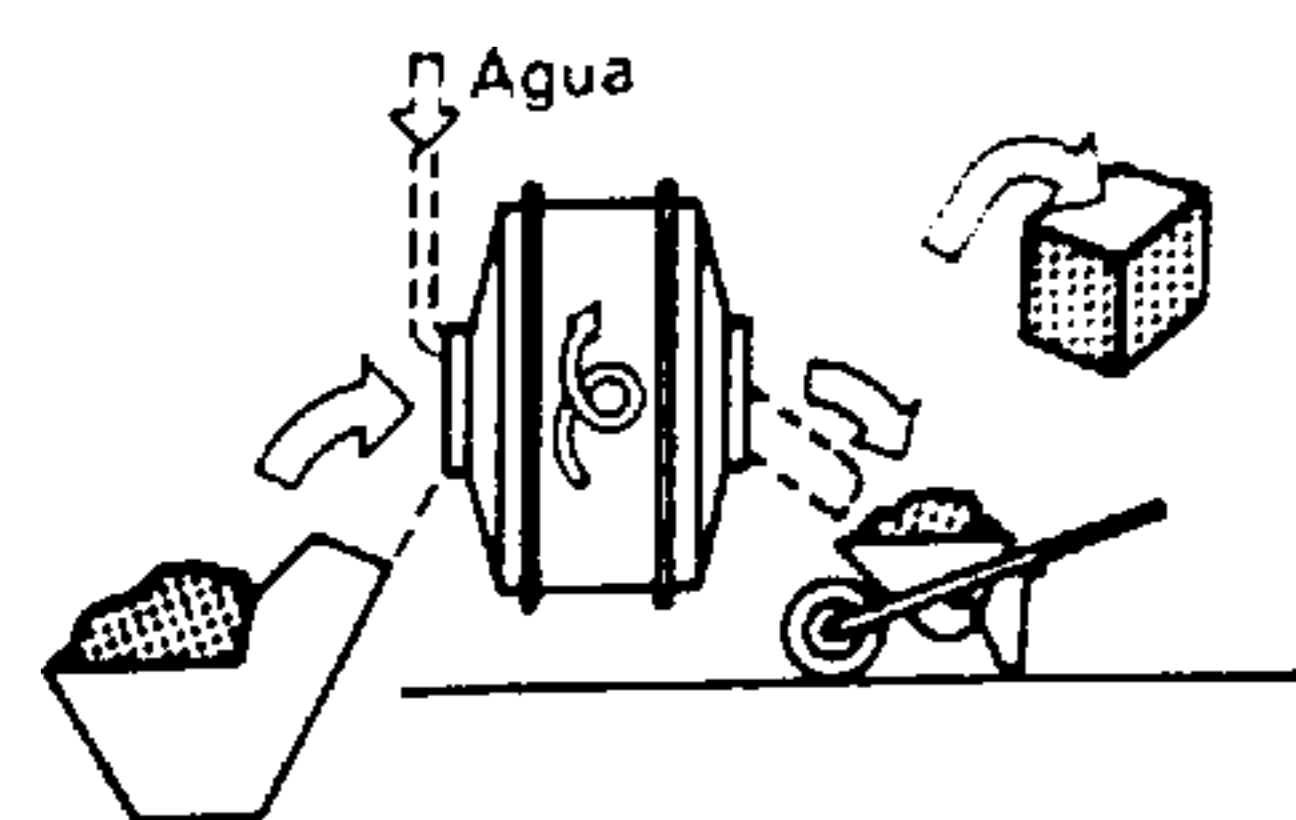


Fig. 872.

Si la cubeta de la hormigonera contiene menos o más de los 1.450 l, el hormigón fabricado estará en relación con el contenido de la misma. Por otra parte, la misma proporción intervendrá para determinar la cantidad de los componentes que hay que introducir en la cubeta.

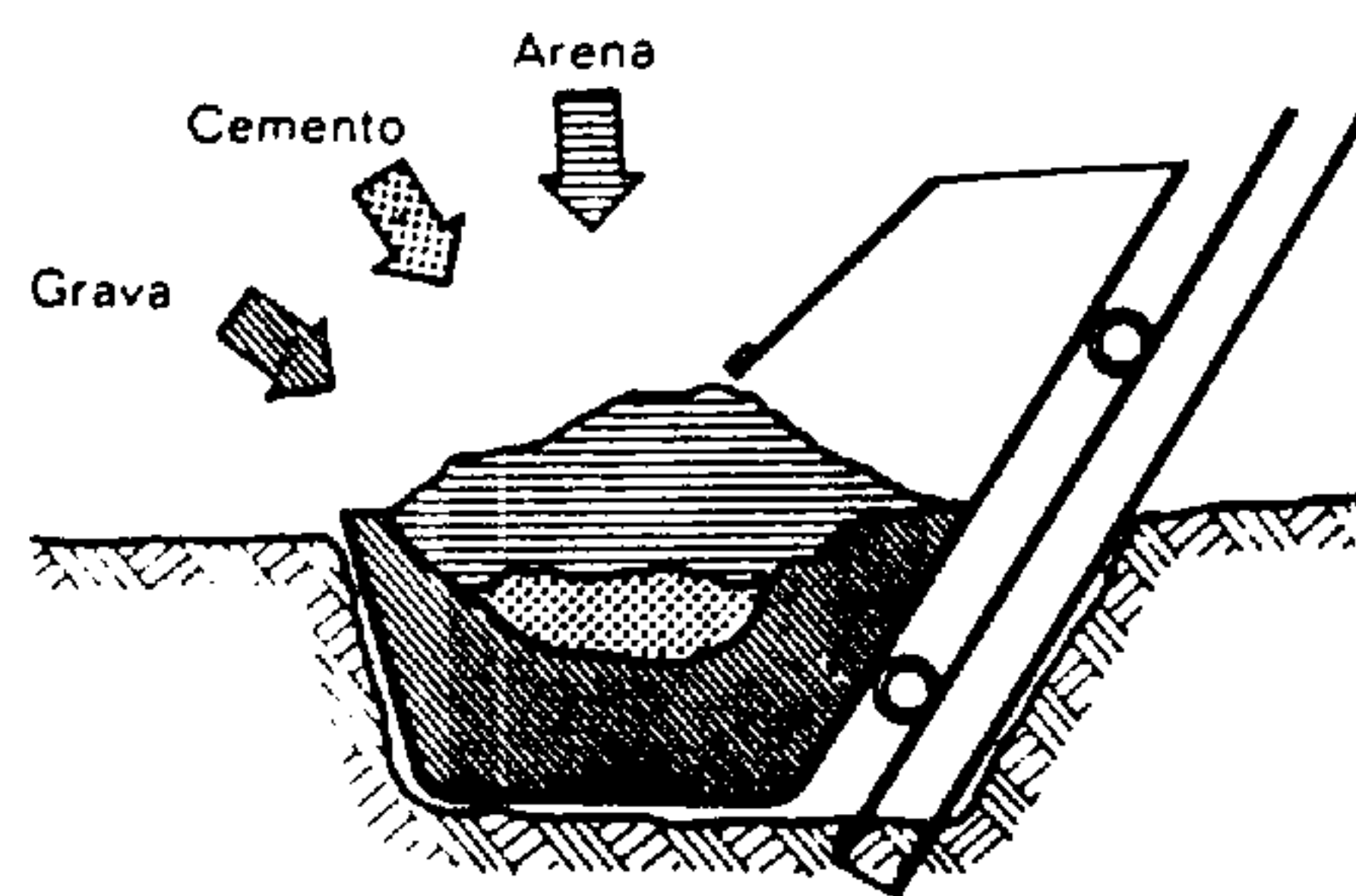


Fig. 873.

El llenado de una cubeta o balde de hormigonera debe ejecutarse disponiendo el cemento en el centro de los áridos, a fin de evitar su adherencia a las paredes con la consiguiente reducción de la dosificación y una prolongación del tiempo de vaciado.

Arena de 0 a 8 mm	peso del litro 1,70 kg
Grava de 8 a 30 mm	peso del litro 1,65 kg
Árido bruto	peso del litro 1,95 kg

$$\text{Factor } \frac{\text{cemento}}{\text{agua}} = 1,9$$

$$1. \text{ Volumen de agua necesario: } \frac{300}{1,9} = 158 \text{ l de agua}$$

$$2. \text{ Volumen absoluto del cemento: } \frac{300}{3,1} = 96,8 \text{ l de cemento (aproximadamente 97 l)}$$

$$3. \text{ Volumen de la pasta de cemento: } 158 + 97 = 255 \text{ l}$$

$$4. \text{ Volumen absoluto del árido: } 1000 - 255 = 745 \text{ l}$$

$$5. \text{ Peso del árido: } 745 \cdot 2,65 = 1975 \text{ kg}$$

6. Determinación del tanto por ciento de los componentes según curva granulométrica:

arena de 0 a 8 mm: 40 %

grava de 8 a 30 mm: 60 %.

O sea:

peso de la arena $1\,975 \cdot 40\% = 790$ kg

peso de la grava $1\,975 \cdot 60\% = 1\,185$ kg.

7. Volumen aparente de la arena: $\frac{790}{1,70} = 465$ l

8. Volumen aparente de la grava: $\frac{1\,185}{1,65} = 720$ l

9. Volumen aparente del cemento: $\frac{300}{1,25} = 240$ l

10. Volumen de los materiales en bruto y secos que entran en un metro cúbico de hormigón acabado:

cemento + arena + grava

$$240\text{ l} + 465\text{ l} + 720\text{ l} = 1\,425\text{ l}$$

11. Producción de la hormigonera:

$$\frac{1\,000}{1\,425} = \frac{\text{Volumen de hormigón producido por amasada}}{350\text{ l}} = \text{o sea } 246\text{ l}$$

Cantidad de cemento utilizada por amasada (en kg; áridos húmedos; $r = 1,25$)

Cemento por amasada =

$$\left(1 + \frac{1}{100}\right) \frac{300 \cdot 350}{1\,185 + \frac{300}{1,25}} = 1,01 \cdot \frac{105\,000}{1\,425} \cong 74,5\text{ kg}$$

Cálculo de los componentes en volumen para una amasada:

Volumen del cemento:

$$\frac{240}{1\,425} = \frac{C}{350\text{ l}}$$

de donde $C = 59\text{ l}$ ($59 \cdot 1,25 \cong 74\text{ kg}$)

Volumen de la arena:

$$\frac{465}{1\,425} = \frac{S}{350\text{ l}} \text{ de donde } S \cong 114\text{ l}$$

Volumen de la grava

$$\frac{720}{1\,425} = \frac{G}{350\text{ l}} \text{ de donde } G \cong 177\text{ l}$$

$59 + 114 + 177 = 350\text{ l}$, contenido de la cubeta.

La producción horaria de una hormigonera es generalmente de 20 a 30 amasadas. Prácticamente, se puede contar con un promedio de 25 amasadas por hora. La producción es entonces:

$$25 \cdot 246\text{ l} = 6\,150\text{ l/h. (o sea } 6,150\text{ m}^3 \text{ por hora).}$$

Empleando grava "en bruto" para hormigón, se tendría un volumen de árido de:

$$\frac{1\,975}{1,95} \cong 1\,010\text{ l de árido "en bruto" de 0 a 30 mm.}$$

En obras de pequeña importancia o al cuidado de personas habituadas, la dosificación de los hormigones se efectúa también, a veces, por medio de una

unidad de medida práctica: "la carretilla". La dosificación por carretillas es de muy poca precisión y no puede emplearse para confeccionar hormigones armados.

Los valores que se usan están resumidos en el siguiente cuadro:

Dosificación (kg/m³)	Volumen de los áridos "en bruto" (l)	Número de carretillas por saco de cemento de 50 kg
350	1 036	2½ carretillas de 60 l aprox.
300	1 067	3 carretillas de 60 l aprox.
250	1 087	4 carretillas de 55 l aprox.
200	1 107	5 carretillas de 55 l aprox.

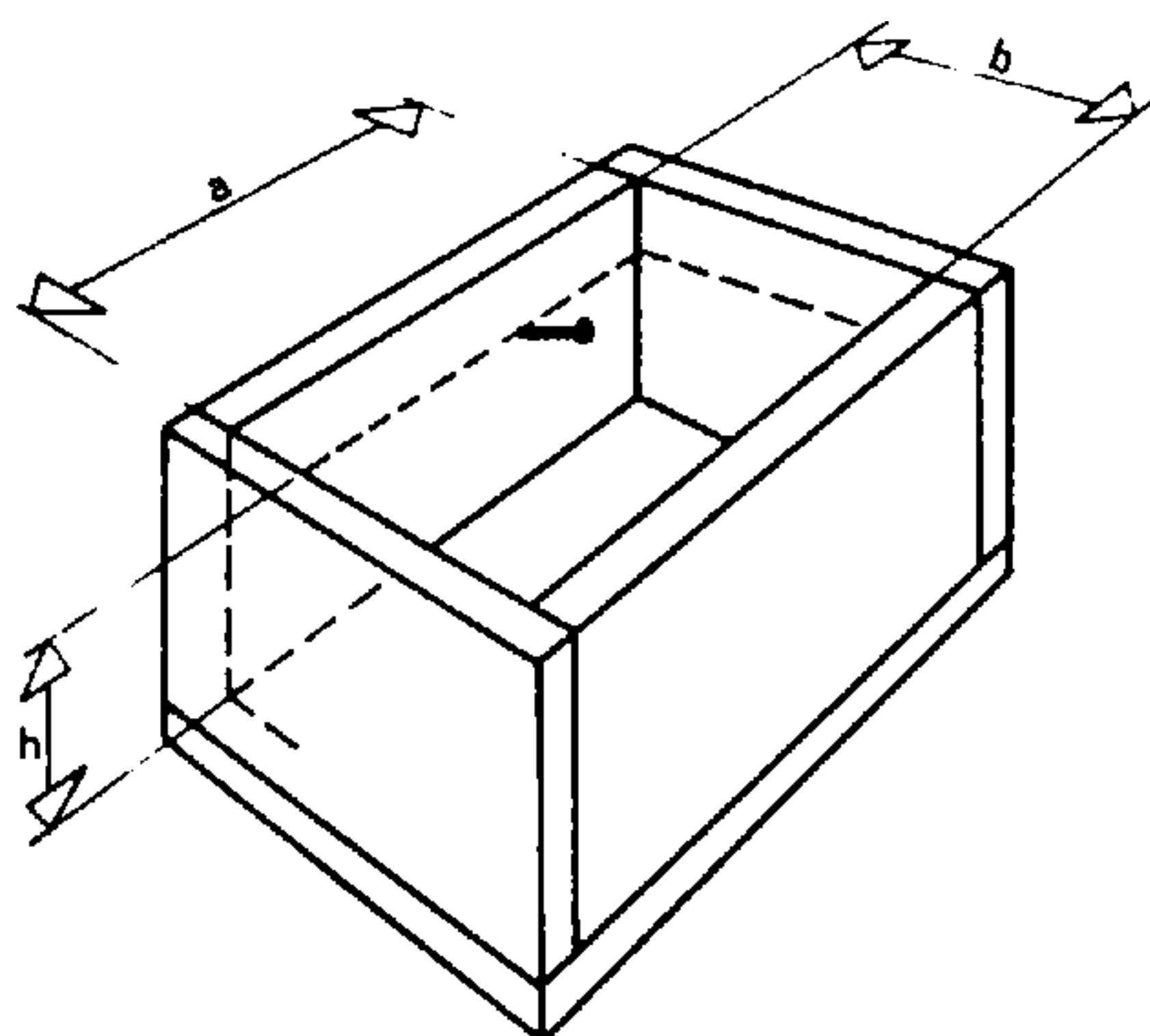


Fig. 874.

Caja para la dosificación del cemento

Esta caja se emplea en algunas obras pequeñas para dosificar el cemento a introducir en la hormigonera en vista de la fabricación de una amasada.

Este método, muy poco preciso, debe su falta de exactitud a la gran variación de la densidad del cemento en particular y de los constituyentes del hormigón en general.

Habitualmente se adopta:

$a \cdot b = 10\text{ dm}^2$ (p. ej., $3,33 \cdot 3,0$ ó $3,15 \cdot 3,15 = 10\text{ dm}^2$) y se sitúa el clavo de referencia a una altura que, en centímetros, corresponde al número de litros de cemento a incorporar (ejemplo: $35\text{ l} = 35\text{ cm}$).

7. FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN

El amasado de los componentes del hormigón sirve para distribuir regularmente el polvo del aglomerante sobre toda la superficie de cada grano de árido. También sirve para repartir y mezclar los granos de los diferentes calibres que componen el árido. Esta operación influye además en la limpieza de los granos, eliminando el polvo que los recubre y permitiendo por lo tanto la adherencia de unos granos con otros por medio del aglomerante.

7.1: MEZCLA A MANO

Este método primitivo de fabricación no es aplicable más que a obras de escasa importancia. Puesto que la calidad de los hormigones así realizados es muy irregular, no resulta conveniente su empleo para la ejecución de obras de hormigón armado.

La mezcla y amasado de los componentes debe ejecutarse sobre una superficie (plataforma) de madera o plancha metálica colocada en el suelo. No debe hacerse nunca el amasado directamente sobre el suelo a fin de evitar la introducción de tierra en el hormigón.

La mezcla debe amasarse por medio de palas y batideras, 3 veces en seco y 3 veces con adición de agua. La cantidad de ésta depende de la consistencia deseada y se añade a medida que se va amasando. La duración de la operación justifica la tentación de los operarios a trabajar insuficientemente la mezcla que, en tal caso, no ofrecerá carácter homogéneo. A fin de disminuir tales riesgos, es recomendable no amasar grandes cantidades a un tiempo. Los mejores resultados se obtienen con un equipo de cuatro hombres: 2 paleadores, 1 para la batidera y otro para el rociado con agua.

La arena y la grava que deben incorporarse a la mezcla se miden generalmente en volumen (por medio de carretillas o de cajas de capacidad conocida). El cemento se mide en peso, por sacos de 50 kg. Para este tipo de ejecución se pueden utilizar los valores dados en la Tabla n.º 41.

7.2. AMASADO MECÁNICO

El amasado mecánico por medio de hormigoneras se realiza en toda clase de obras de pequeña, mediana y gran importancia. El amasado mecánico mejora la regularidad de la mezcla y su calidad.

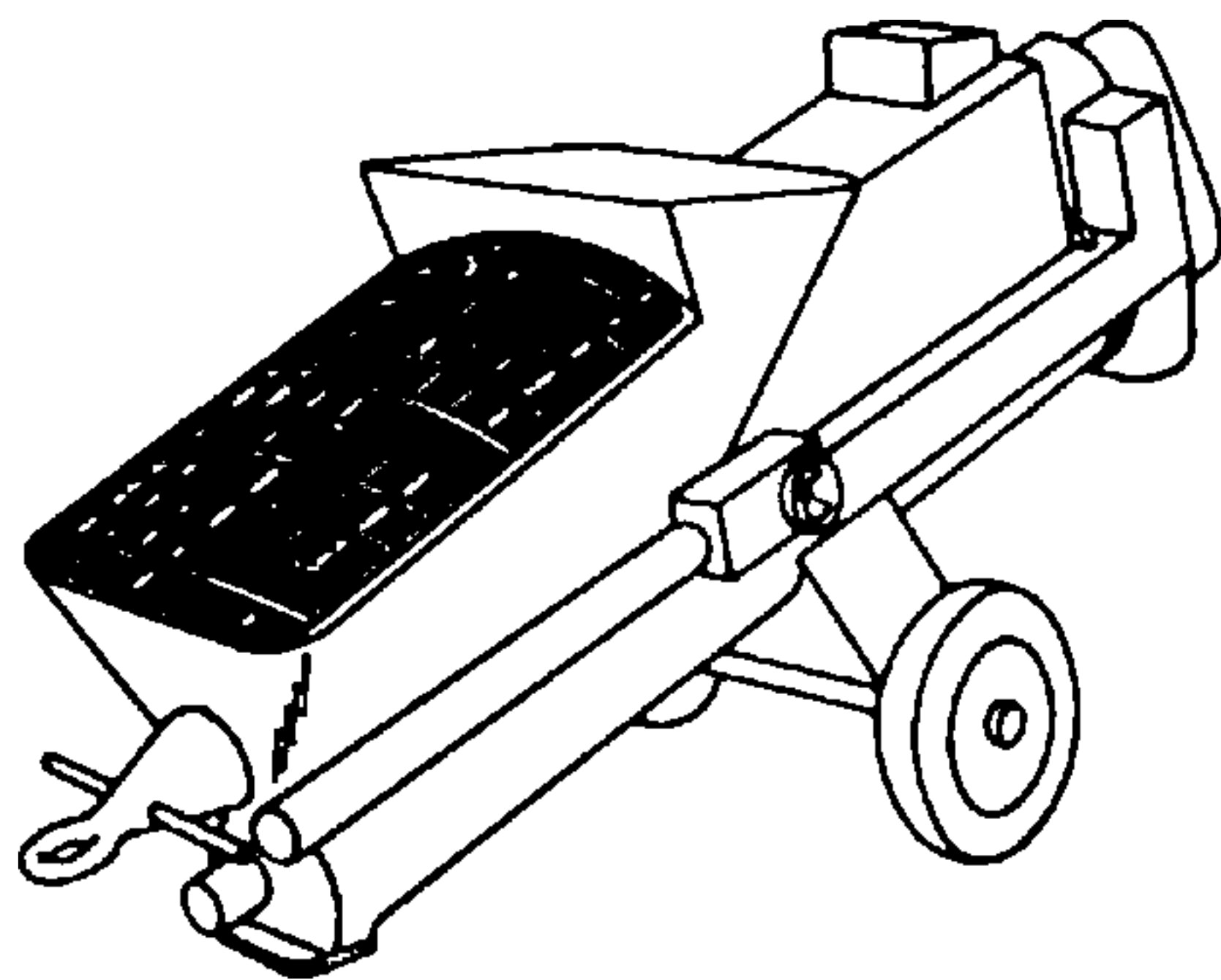


Fig. 875.

Hormigonera de producción continua

Una alimentación continua de grava, arena, cemento y agua permite obtener, por efecto del movimiento permanente de un tornillo sin fin transportador, una mezcla homogénea y en forma continua del hormigón. El problema de la evacuación del hormigón acabado requiere generalmente el empleo de un silo para el hormigón.

Se distinguen dos clases de hormigoneras: de producción continua y de cubeta. Las primeras ofrecen la ventaja de un flujo continuo, consecuencia de una alimentación permanente de arena, grava, cemento y agua. Esas hormigoneras, de dosificación ponderal, no están aún muy difundidas. Las hormigoneras de cubeta son las más empleadas. Los materiales constituyentes se dosifican convenientemente por volumen (cajas, carretillas, vagonetas) o por peso,

en un balde o cubeta, para cada amasada. La cubeta o cuchara vierte su contenido en el cuerpo de la hormigonera por intermedio de una tolva.

Las hormigoneras de cubeta son de dos tipos:

Las turbo-amasadoras o amasadoras de acción y las amasadoras de caída libre.

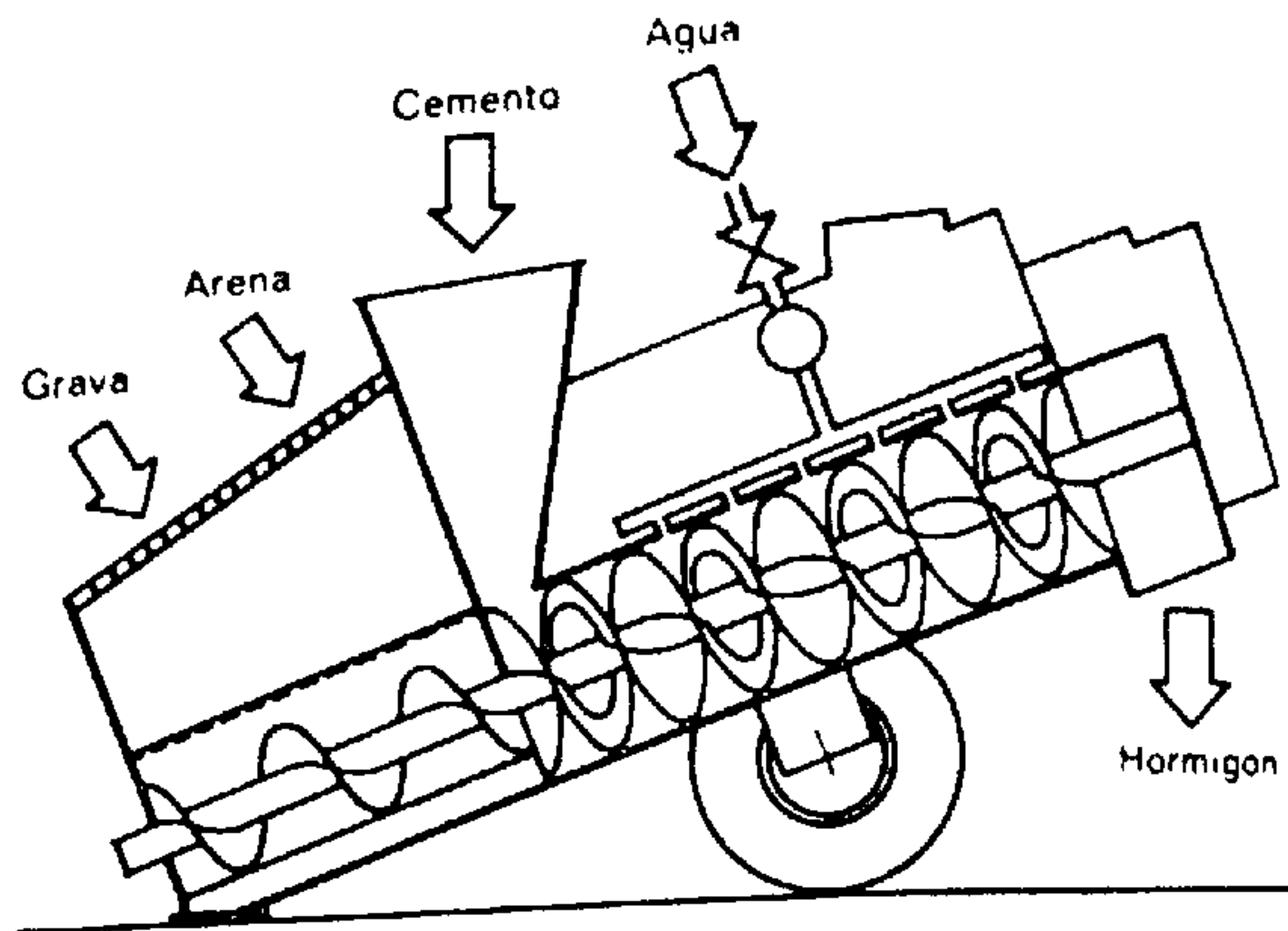


Fig. 876.

Principio esquematizado del funcionamiento de una hormigonera de producción continua

Las turbo-amasadoras están compuestas de una cuba, generalmente circular, en el interior de la cual giran brazos o agitadores de distintas formas, una especie de rejas de arado que efectúan el amasado rápido y eficaz de los componentes. La duración del amasado en esas hormigoneras de acción debe ser de 30 segundos como mínimo. Los tiempos de vaciado y de introducción de los materiales, relativamente cortos, permiten realizar casi 50 amasadas por hora. Ciertas turbo-amasadoras producen hasta 1 m³ de hormigón acabado por cada amasada.

En la hormigonera de caída libre, que constituye la máquina más difundida porque es robusta, sencilla y de fácil limpieza, el amasado se realiza por rotación del tambor que eleva los materiales por medio de paletas o álabes y los deja caer en seguida sobre sí mismos en caída libre. La velocidad de rotación perimétrica del tambor es aproximadamente

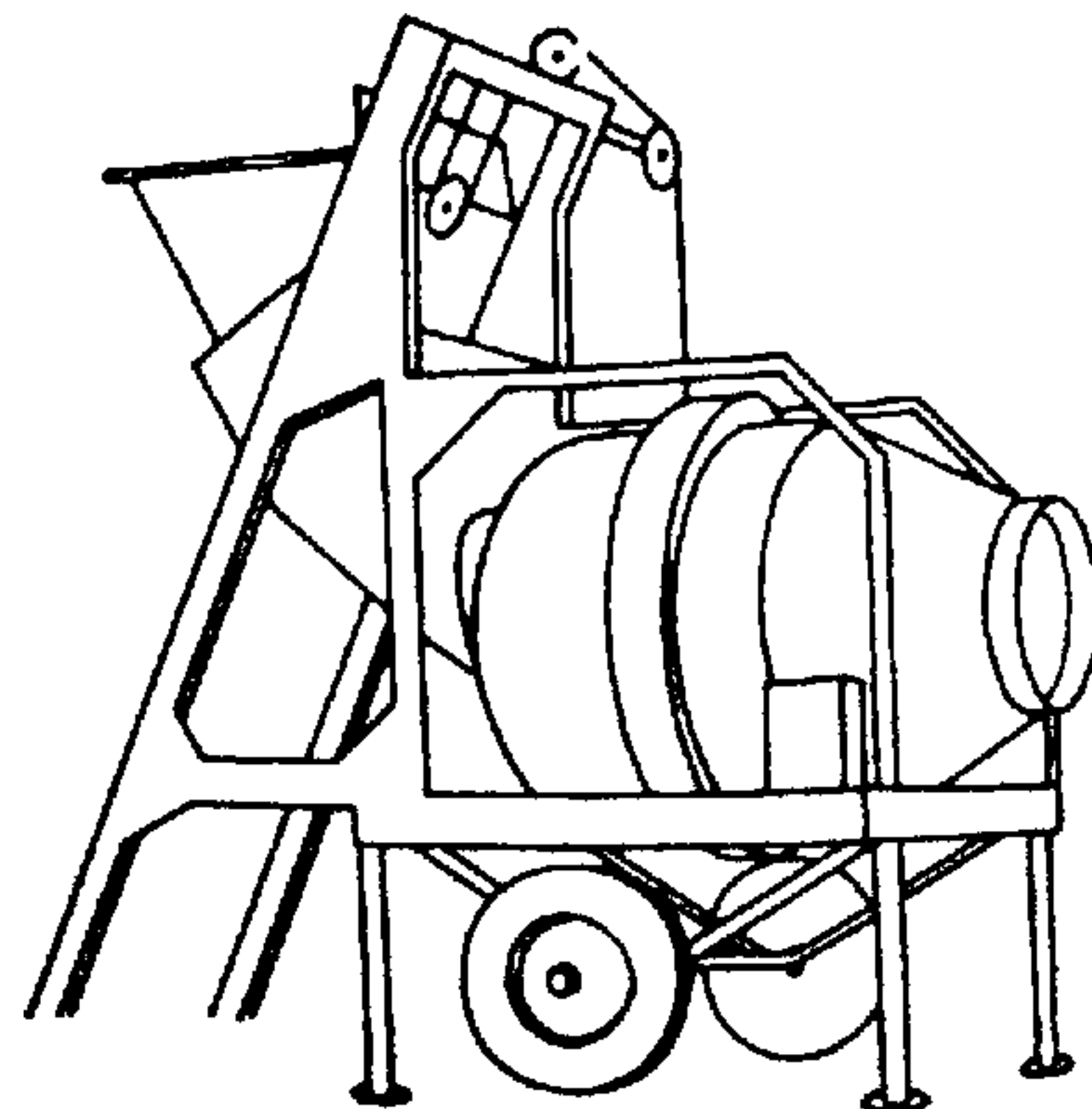


Fig. 877.

Aspecto esquemático de una hormigonera "Máxima"
Las hormigoneras de eje horizontal y cubeta elevadora forman parte del equipo de la mayoría de las obras.

de 1 metro por segundo. La duración del amasado debe ser de unos 60 segundos, pero nunca inferior a 45. Teniendo en cuenta los tiempos muertos de llenado y vaciado, un ciclo completo dura unos 2 minutos; lo cual significa que sólo se puedan realizar de 20 a 30 amasadas por hora.

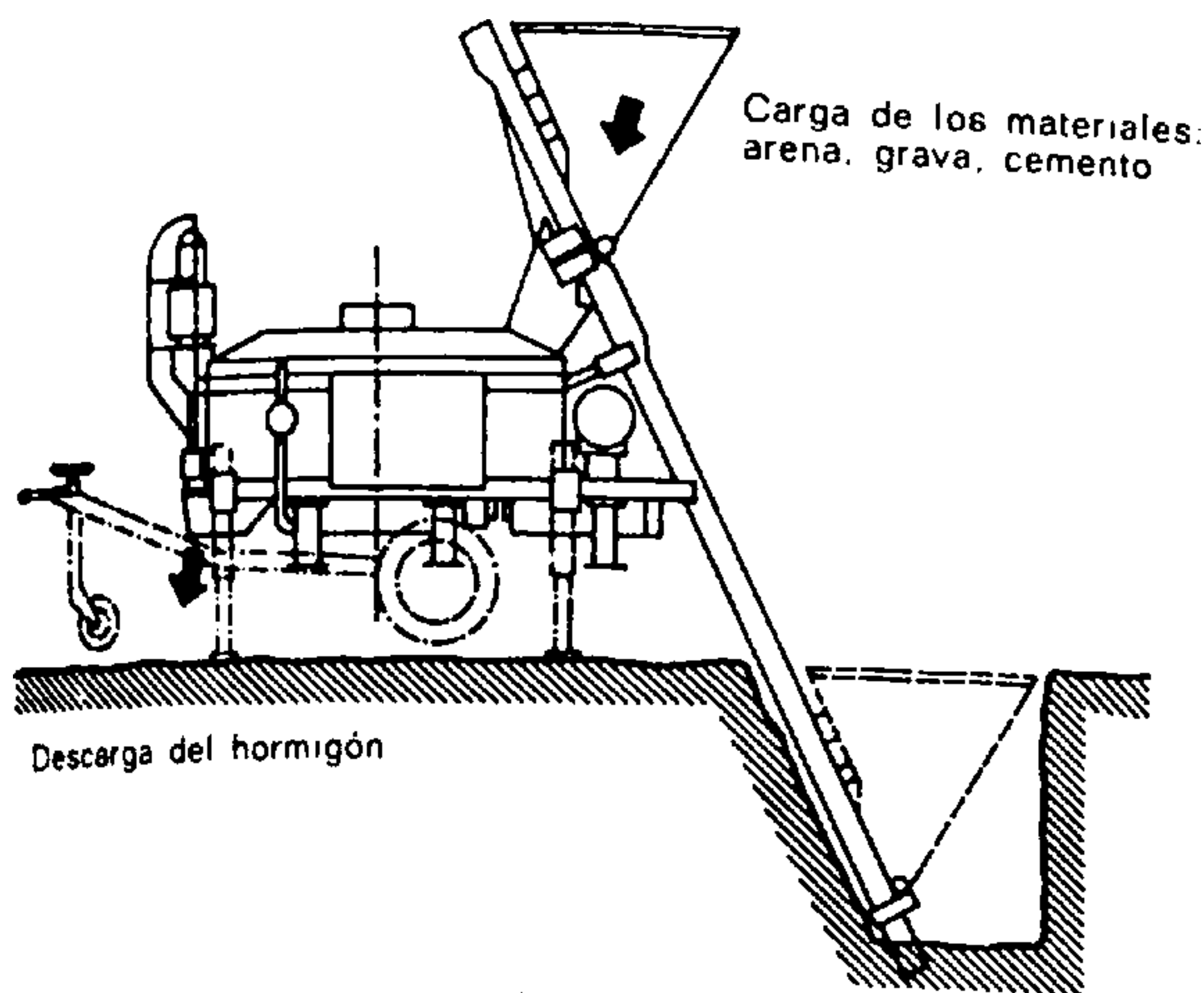


Fig. 878.

Aspecto en alzado y en planta de una turbo-amasadora (u hormigonera de eje vertical) "Waimer"

El tiempo de amasado que es reducido (de 25 a 30 segundos) permite realizar producciones horarias interesantes: las capacidades 375/500; 500/750; 1.000/1.500 (que son las relaciones hormigón acabado/capacidad de la cuba) hacen posibles las producciones horarias de 20, 25 y 50 m³/h respectivamente.

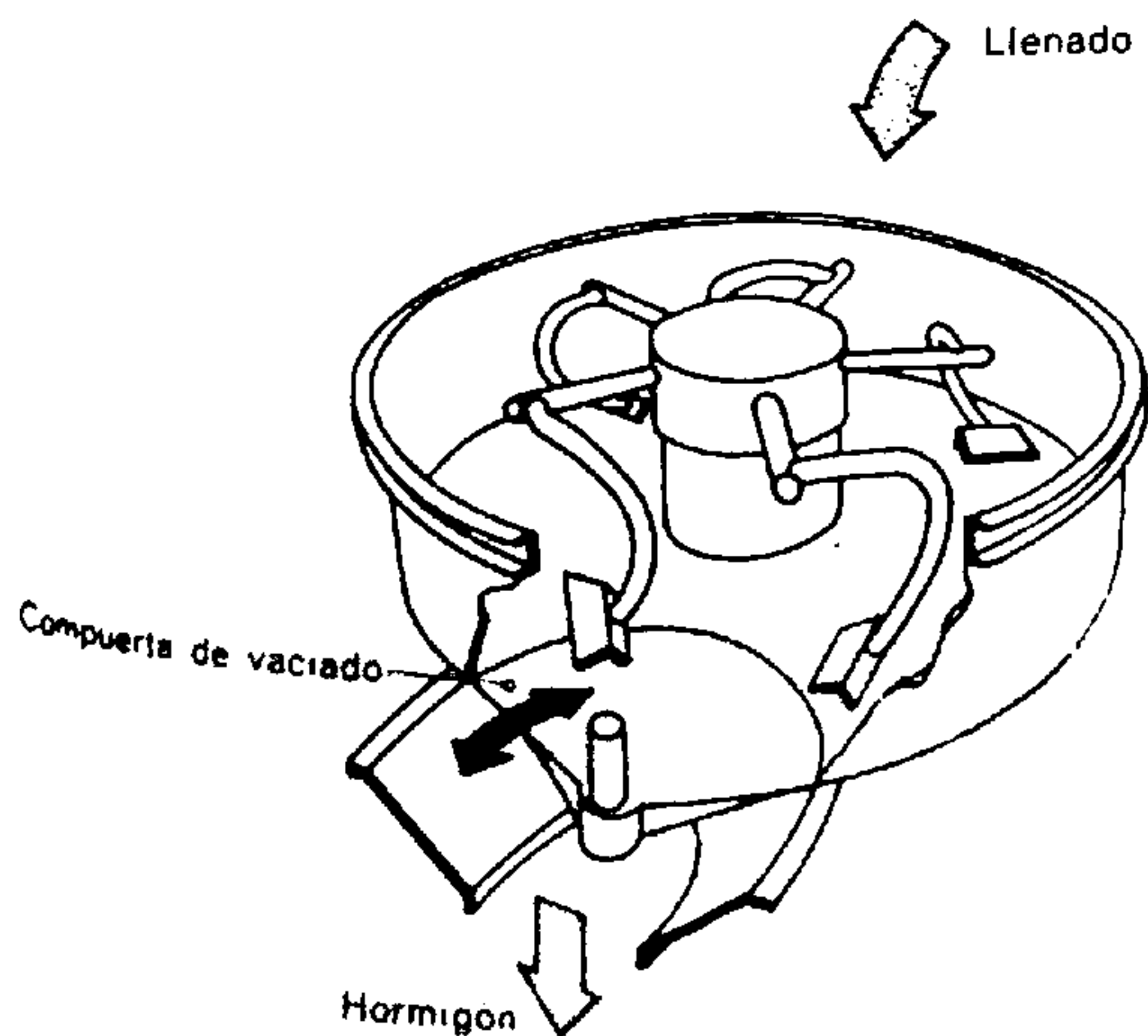


Fig. 879.

Principio del funcionamiento de las turbo-amasadoras
Es una especie de artesa en la que los áridos, puestos en movimiento por brazos, se mezclan con el cemento; el vaciado se realiza escamoteando un sector del fondo de la cuba.

Para procurar una humedad constante a la mezcla, toda hormigonera debe estar provista de un depósito dosificador de agua. Este depósito permite obtener una medida precisa y regular.

Para el amasado mecánico, la adición de agua al tambor puede hacerse antes de la introducción de los materiales secos, o bien durante el amasado. La admisión del agua antes de la introducción de la mezcla seca permite limitar las adherencias y conservar limpio el tambor.

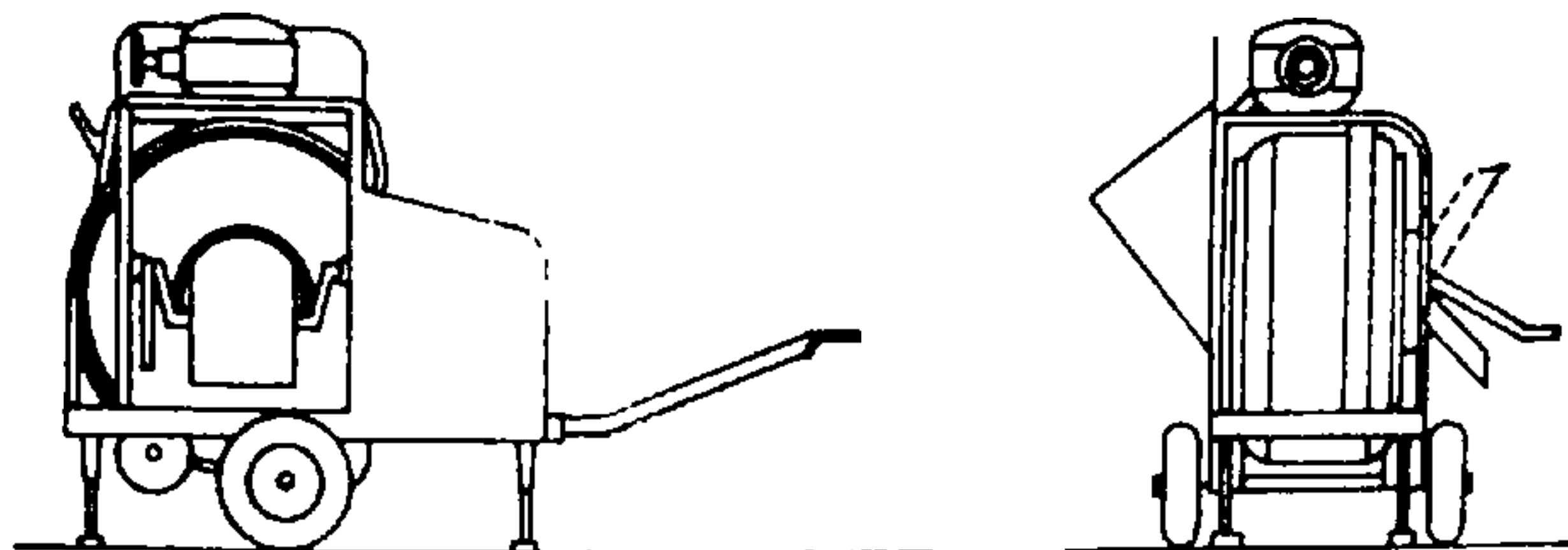


Fig. 880.

Hormigoneras de eje horizontal

(son las que se ven más frecuentemente en las obras).

Tienen una capacidad que varía entre los 100 y los 750 litros. Llevan una tolva de llenado o un balde-volquete (cubeta de carga), un tambor en el que se efectúa el amasado y un motor. Es muy importante, para asegurar una calidad constante de los hormigones fabricados, que la hormigonera lleve un depósito dosificado de agua que regule siempre la humedad de la mezcla.

Fig. 881.

Hormigoneras de tambor basculante y eje de rotación inclinado

Esta gama de máquinas comprende hormigoneras cuya capacidad oscila entre los 50 y los 750 litros.

Cuba (de trazo lleno para llenado y amasado; de trazo interrumpido para el vaciado).

Estos sistemas pueden llevar una cubeta o balde de llenado; tal dispositivo es necesario cuando se trata de capacidades importantes.

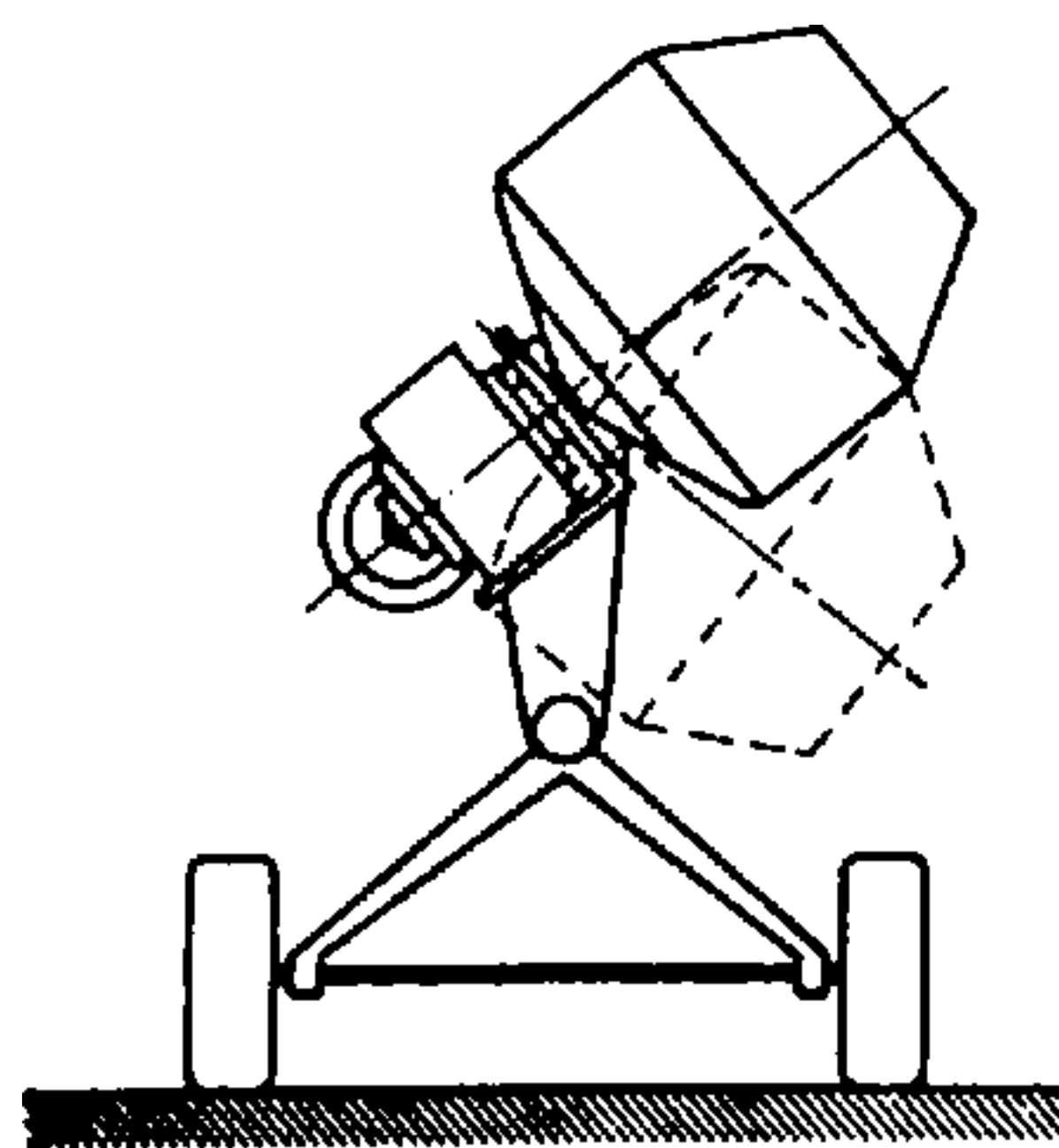


Fig. 882.

En las hormigoneras de libre caída la masa se levanta por efecto de la rotación; mediante su caída se efectúa el mezclado que produce la homogeneidad de la masa.

Duración del amasado: aproximadamente un minuto.

Producción: de 20 a 30 amasados por hora.

La forma de las paletas interiores así como su número varían con el tipo de la hormigonera.



El rendimiento de las hormigoneras en función del volumen de la cubeta de llenado está definido por un gráfico que figura en el Cap. primero: "Organización de los talleres a pie de obra" (pág. 22).

El llenado de una hormigonera debe hacerse de acuerdo con las indicaciones del constructor de la máquina. Todo exceso o defecto de carga engendra enojosas desigualdades y alteraciones en la composición de la mezcla final.

Se encuentran en el comercio pequeñas hormigoneras de 50, 75 y 100 litros de cabida. Las hormigoneras normales contienen 150, 200 y 300 litros. Las grandes amasadoras contienen 500, 1 000, 2 000 litros y más. Pueden estar concebidas para puestos fijos de fabricación o para puestos móviles: hormigoneras permanentes de fábricas y hormigoneras móviles para pie de obra.

La alimentación de un conjunto de hormigoneras puede llevarse a cabo sencillamente por paleadores o bien, en el caso de instalaciones más importantes, por el empleo de una draga o rastra, estando los materiales en bruto amontonados en las

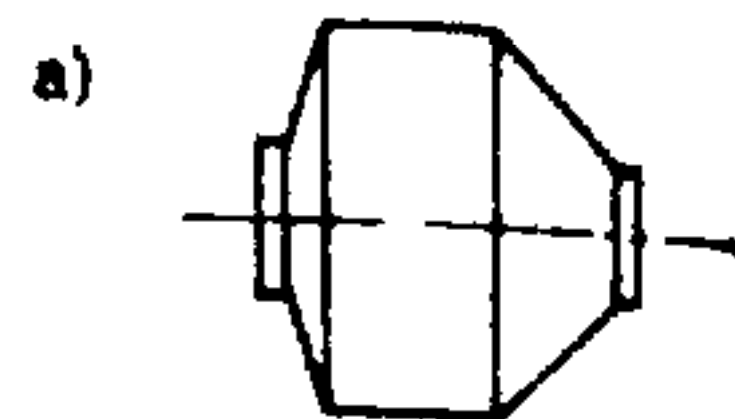


Fig. 883.

Tiempo de amasado

El tiempo de amasado depende del diseño de la hormigonera. De un modo general, para una mezcla normal hay que contar:

- a) Hormigonera de eje horizontal: 16 vueltas - aproximadamente 1 minuto.
- b) Hormigonera de eje inclinado (a 20° sobre la horizontal): 32 vueltas - aproximadamente 2 minutos.
- c) Hormigonera de eje vertical: 8 vueltas - aproximadamente 1, 2 minuto

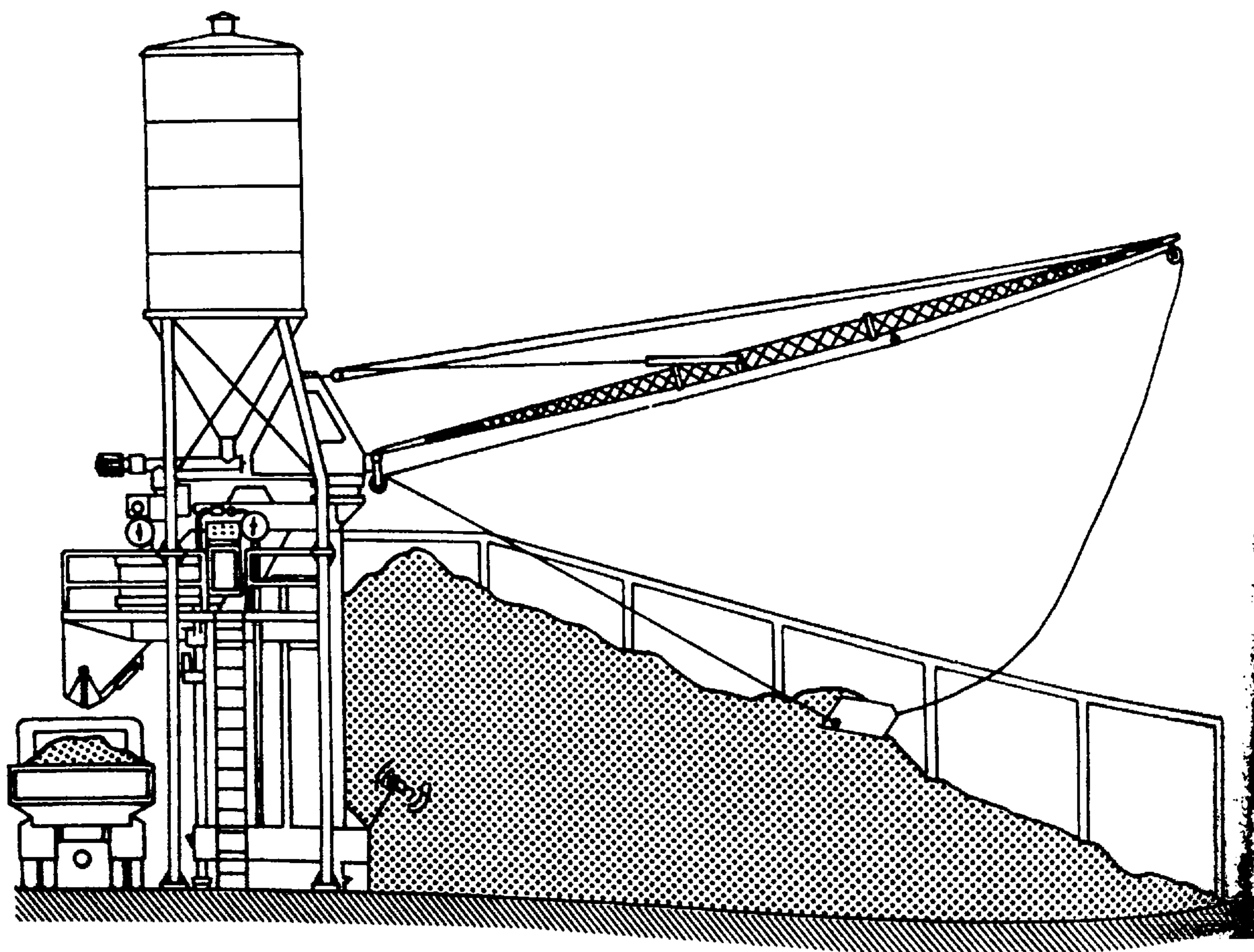
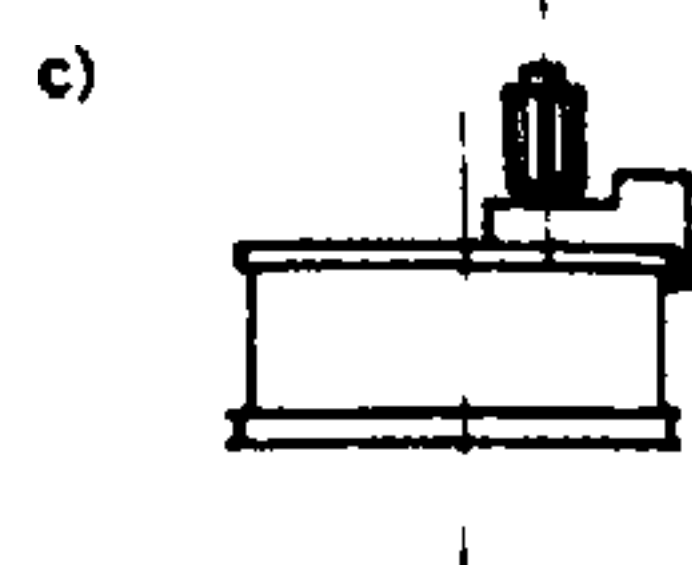
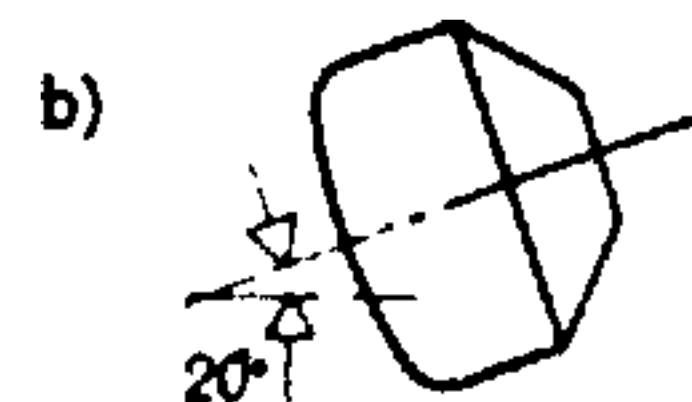


Fig. 884.

Central Hormigonera "Kabag Centromat"

Estas centrales permiten una producción horaria que llega a los 40 m³. Un vibrador favorece el acceso de los áridos a la tolva de carga.

inmediaciones del lugar de su empleo. El almacenado del cemento en silos permite un apreciable beneficio de conservación, evitando el desperdicio y las pérdidas del aglomerante.

La dosificación *ponderal* o *volumétrica* de los componentes implica ciertas disposiciones en la instalación de fabricación. Las figs. 884 y 885 representan dos centrales de fabricación.

8. ADITIVOS PARA HORMIGONES Y MORTEROS

Los aditivos no son aglomerantes, sino ciertos productos que, integrados en los hormigones y en los morteros, les confieren cualidades particulares.

Es conveniente usar de la máxima prudencia en la elección de dichos productos. Conviene escoger

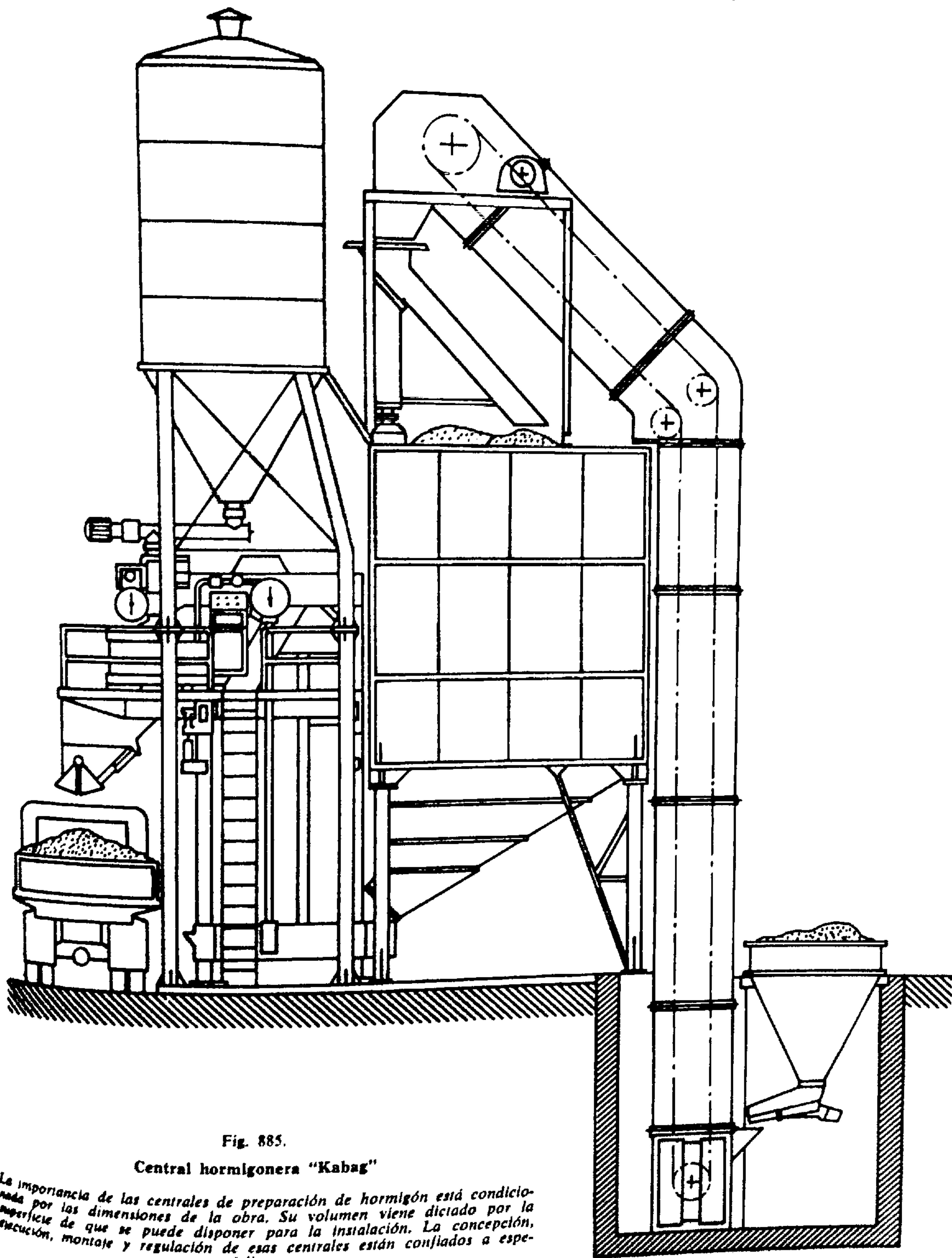


Fig. 885.

Central hormigonera "Kabag"

La importancia de las centrales de preparación de hormigón está condicionada por las dimensiones de la obra. Su volumen viene dictado por la superficie de que se puede disponer para la instalación. La concepción, ejecución, montaje y regulación de esas centrales están confiados a especialistas.

sólo los que proceden de casas acreditadas que ofrezcan toda clase de garantías a sus usuarios.

Los plastificantes son aditivos destinados a hacer más dóciles las mezclas, más “trabajables” (*workable*). Tales productos permiten, pues, obtener cierta fluidez en hormigones prácticamente “secos”, con una reducción del agua de amasado hasta el 20 % aproximadamente.

El aumento de la relación $\frac{C}{E}$ permite mejorar por consiguiente las resistencias mecánicas del producto acabado.

Para obtener este efecto es posible mezclar con los hormigones diversas materias plastificantes tales como: el hidrato cálcico (cal apagada a razón de 10 % como máximo del peso del cemento); ciertas “harinas” o polvos silicosos (a razón del 3 % como máximo del peso del cemento).

Es preferible emplear productos que se venden en el comercio y por su preparación especial aseguran excelentes resultados (Plastiment, Plastocrète, To-

xement, Cerygel, etc.). Las dosis prescritas por los fabricantes deben ser respetadas escrupulosamente, como quiera que un exceso de plastificante puede provocar un peligro de expansión o un retardo del fraguado.

Los hidrófugos son aditivos concebidos para realizar la impermeabilización de los morteros y hormigones. Estos productos crean mecánica o químicamente la impermeabilidad de la masa (siempre que ésta no se halle agrietada).

Varios son los aditivos que producen tal efecto sobre el hormigón. La adición a las masas de polvos inertes de materias coloidales, de materias grasas, de cloruro cálcico, etc. produce la impermeabilización de los hormigones no agrietados. Sin embargo, algunos de dichos productos ofrecen el peligro de provocar una importante retracción. Por lo tanto es prudente no emplear como hidrófugo más que productos de marcas acreditadas, conocidas y experimentadas (Sika y sus numerosas variedades, Barra, Aquasita, Biber, etc.).

Tabla 44. — Resumen de los aditivos.

Aditivos	Utilizados para	Medio sencillo de realización con el enunciado de sus peligros	Productos de marcas que ofrecen garantías
PLASTIFICANTES	Hacer más dóciles las mezclas. Estos productos permiten obtener cierta fluidez aun con hormigones secos.	Hidrato cálcico (cal grasa apagada a razón del 10 % del peso del cemento como máximo) Ciertas harinas silicosas (3 % como máximo)	Plastiment Plastocrète Toxement Cerygel Sika Barraplast
HIDRÓFUGOS	Realizar la impermeabilización de morteros y hormigones. Crean mecánica o químicamente la impermeabilidad de la masa.	Materias coloidales Materias grasas Cloruro de calcio (ofrecen el peligro de provocar una importante retracción)	Sika Plastocrète Superbarra Aguasita Biber
RETARDADORES DE FRAGUADO	Ofrecer a los constructores la posibilidad de realizar obras monolíticas a pesar de las interrupciones indispensables en la realización.	Azúcar. Tanino	Seveplast Barralent Retardador Sika
ACELERADORES DE FRAGUADO Y ENDURECIMIENTO	Ofrecer productos que aumentan la rapidez de fraguado y el proceso de endurecimiento. Para la realización de trabajos urgentes con resistencia mecánica normal.	Cloruro cálcico (aumenta considerablemente la retracción)	Sika-Pronto Barra Vit Barra Rapido Friodur
ANTICONGELANTES	Ofrecer la posibilidad de efectuar trabajos hormigonados en tiempo de heladas.	La sal común La sal amoníaco El carbonato de sosa (atacan las armaduras)	Antifrigo Barra Frost Friolite-OC Sika-Antigel
AIREANTES	Modificar más o menos intensamente los poros y los huecos. El efecto provocado por estos productos es el de cortar las vías capilares mediante burbujas de aire. La incorporación de esos productos provoca una mayor resistencia a las heladas sin aumentar la retracción.		Cerygel Fro-B Proplast Barrapor Frioplast Sika-Aer

Los retardadores del fraguado (Seveplast, Sika, etc.) han sido puestos a punto para ofrecer a los constructores la posibilidad de realizar obras más económicas, a pesar de las interrupciones indispensables debidas a las etapas del hormigonado. Ciertos productos como el azúcar, el tanino, etc., incorporados al agua de amasado, pueden obrar como retardadores del fraguado. Sin embargo, para obtener resultados favorables conviene adoptar productos que, bien dosificados en función de la cantidad de cemento incorporada, permitan aumentar con precisión el tiempo de fraguado sin alterar las resistencias mecánicas de los hormigones.

Los aceleradores del fraguado y del endurecimiento (Pronto, etc.) están concebidos para ofrecer a los usuarios productos que aumenten la rapidez del fraguado y del endurecimiento. Permiten la realización de trabajos urgentes sin dejar de ofrecer una resistencia mecánica normal. Es preciso no olvidar que el calor acelera el proceso del fraguado y endurecimiento mientras que el frío lo retarda; ciertos productos tales como el cloruro cálcico pueden actuar como aceleradores del fraguado, pero con el grave defecto de aumentar considerablemente la retracción. Los aceleradores del fraguado aumentan la resistencia inicial, si bien la resistencia final sigue siendo la misma.

Los anticongelantes (Antifrigio, Antifrost, etc.). Estos aditivos ofrecen la posibilidad de efectuar trabajos de hormigón en tiempos de heladas. Hay cierto número de productos tales como la sal común y la sal amoníaca que permiten rebajar la temperatura de congelación de los hormigones y de los morteros. Sin embargo, no es siempre recomendable su empleo porque, por ejemplo, atacan las armaduras.

Los aireantes (Cerygel, Fro-B, Proplast, Barra, Frioplast, Sika, etc.) tienen por objeto modificar más o menos intensamente la distribución de los poros y de los huecos del hormigón. El efecto provocado por esos productos es interrumpir los conductos capilares del interior de la masa del hormigón por medio de burbujas de aire. La incorporación de esos productos provoca un aumento de la resistencia a las heladas sin aumentar la retracción.

Los aireantes, combinados con plastificantes, están concebidos en tal forma que la alteración de la resistencia mecánica provocada por la presencia de las burbujas de aire se halle compensada por el aumento de la resistencia creada por el plastificante. En efecto, este último permite obtener una relación $\frac{C}{E}$ relativamente más elevada.

Observación: Los plastificantes son generalmente defloculantes, es decir, agentes que actúan la dispersión de los granos de cemento en el agua de amasado.

9. TRANSPORTE Y PUESTA EN OBRA DE LOS HORMIGONES Y LOS MORTEROS

Los hormigones, como los morteros, deben ser puestos en obra inmediatamente después del amasado.

En ningún caso se pondrán en obra luego de iniciado el fraguado. El transporte debe efectuarse entre el final del amasado y antes de iniciarse el proceso de fraguado.

Este lapso de tiempo es, pues, variable. Depende, en gran parte de las condiciones atmosféricas y de la temperatura. Cuando hace calor y el tiempo es seco, favoreciendo por tanto un fraguado rápido, un hormigón no debe dejarse descansar más de una hora antes de su puesta en obra en los encofrados. En tiempo húmedo y frío este plazo puede ser de dos horas.

Más allá de esas demoras se manifiesta una alteración sensible de las resistencias mecánicas de los hormigones.

Todos los morteros y hormigones amasados deben ponerse en obra antes de cualquier eventual interrupción del trabajo.

El transporte se efectuará, por lo tanto, inmediatamente después del amasado. Durante el transporte, de duración relativamente larga, el hormigón reciente debe estar protegido del sol y del viento a fin de evitar su desecación; así como de la lluvia para impedir su deslavado. Con los hormigones de "machacadora" sucede a veces que se produce, durante el transporte, un desmezclado del agua y el árido; éste queda como lavado. Para remediar ese inconveniente basta añadir a ese hormigón una pequeña cantidad de partículas finas.

En la elección de los medios de transporte del hormigón se tendrán en cuenta aquellos en que se evite todo *desmezclado* o *segregación* de la masa plástica. Se evitarán particularmente las vibraciones y sacudidas producidas por el propio vehículo de transporte o las provocadas por una pista mal pavimentada o defectuosa. En efecto, las sacudidas

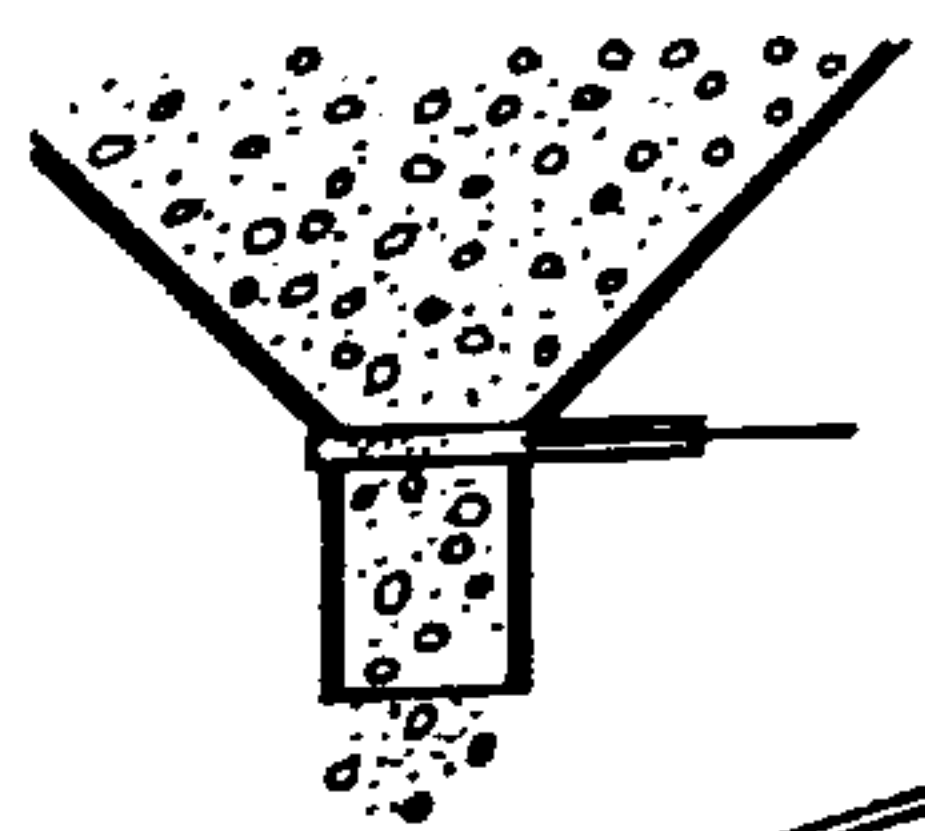


Fig. 886.

Una tolva debe vaciarse verticalmente y en el centro del recipiente receptor a fin de evitar todo riesgo de segregación de los áridos. Para el vaciado de una hormigonera en un silo de hormigón conviene tener en cuenta el mismo principio.



Fig. 887.

El vaciado lateral de una tolva presenta el peligro de que se desmezcle el hormigón. Un silo de áridos o de hormigón no debe, pues, llevar más que una sola tolva que será siempre vertical.

producen una enojosa separación de los elementos pesados (gravas) que descienden al fondo, en tanto que los morteros y las partículas ligeras permanecen en la superficie.

Es conveniente que los diferentes medios de transporte se escojan en relación con la importancia de los trabajos:

Las carretillas, las carretillas japonesas, utilizables en las obras de pequeña y media importancia, deben ir montadas, siempre que sea posible, sobre neumáticos. Es preciso además preparar un ca-

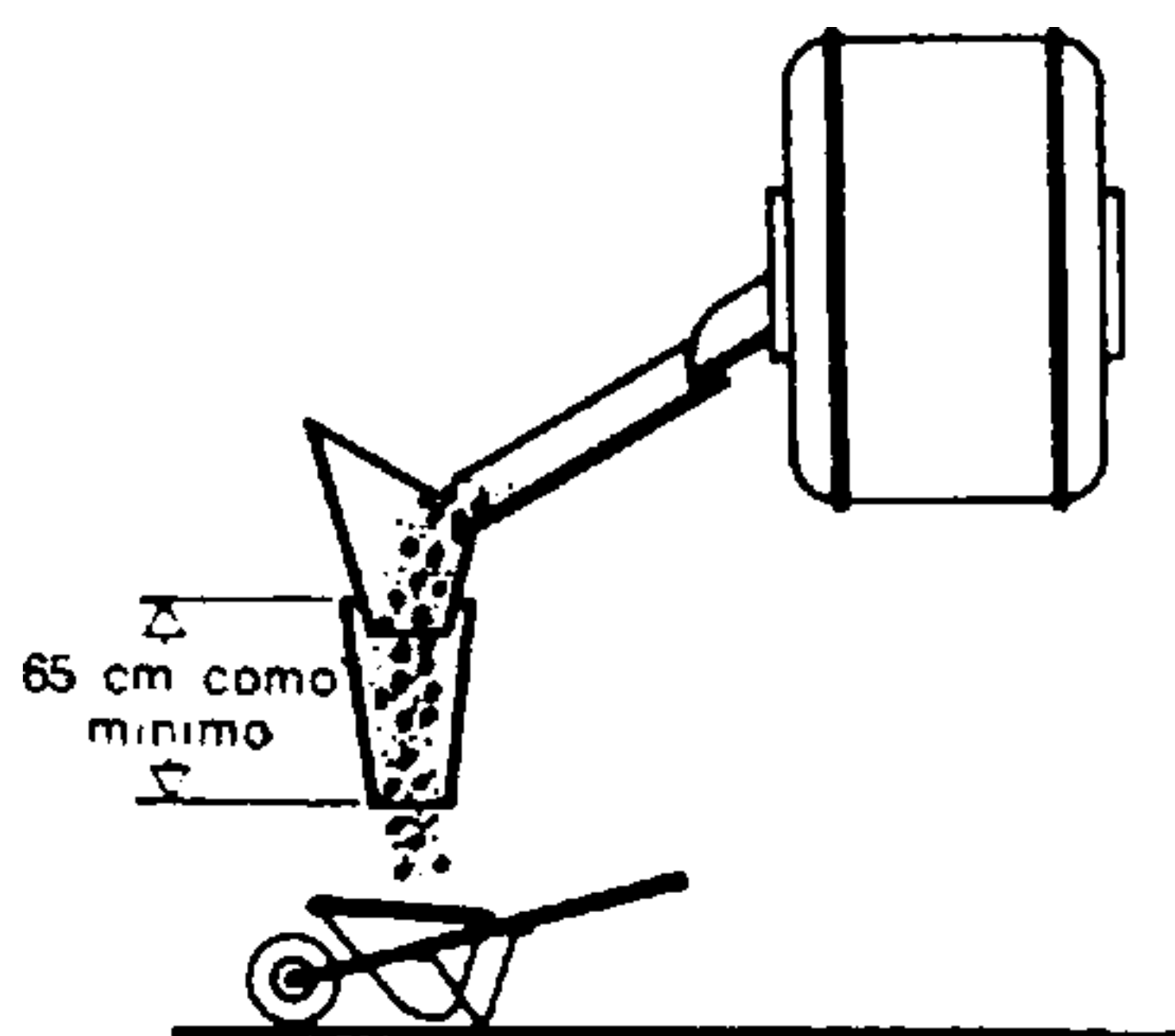


Fig. 888.

Para el vaciado de una hormigonera, el empleo de una cacería o canalón elimina el peligro de segregación de los áridos.

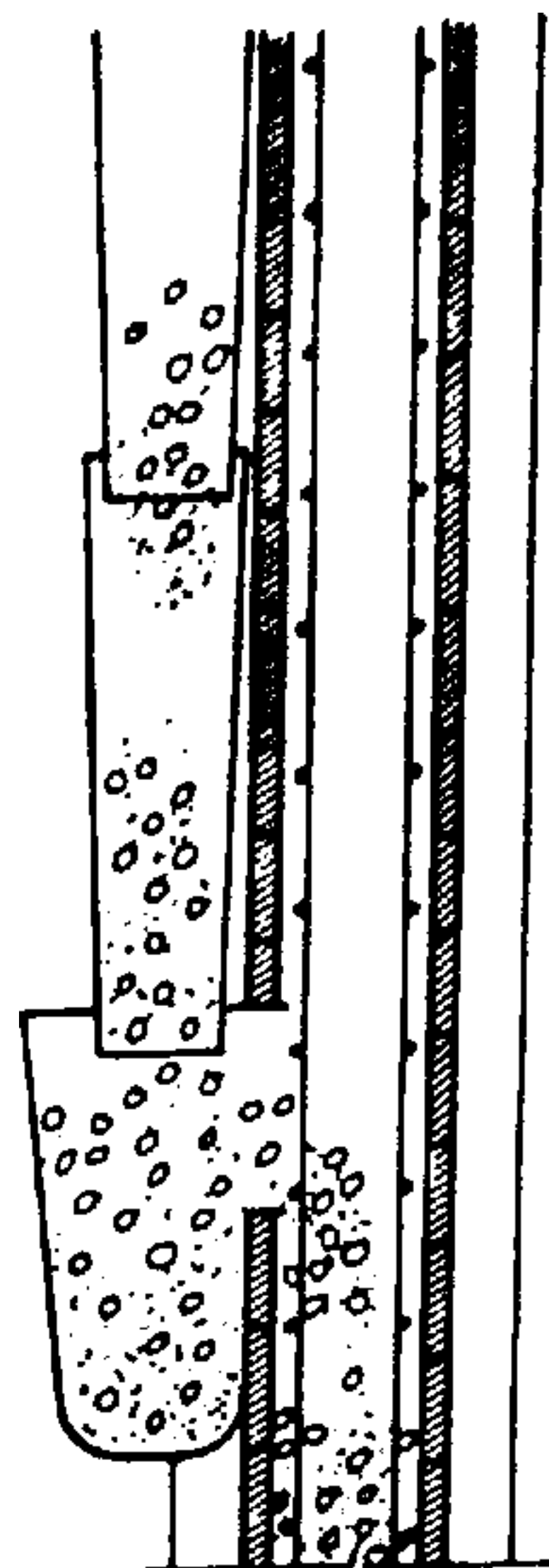


Fig. 889.

El llenado de los encofrados altos y estrechos puede llevarse a cabo sea por medio de una manga flexible que se fija a la boca de salida de la cubeta de hormigón, sea lateralmente por medio de una bolsa alimentada por canalones troncocónicos, a través de aberturas practicadas en el encofrado. En ambos casos el encofrado se mantiene limpio hasta el momento de su llenado.

mino o pista llana que evite las sacudidas, y no deben emplearse más que carretillas metálicas para los hormigones plásticos con el fin de evitar el escurrimiento de la lechada o de la pasta de cemento. El transporte mediante vagonetas Decauville o de otro tipo se emplea en obras de gran longitud. Los pequeños volquetes prestan apreciables servicios en los talleres de pie de obra y de gran superficie.

Los canalones, utilizados para el transporte por gravedad, pueden estar constituidos por un conducto o canalizo de madera inclinado a 20 ó 30° según la plasticidad y docilidad del hormigón. Cuando se necesite una inclinación mayor, es necesario realizar los canalones por medio de tubos cilíndricos.

En principio, toda caída libre que excede de 2 m ofrece el peligro de provocar una segregación, que

el empleo de canalones en forma de tubo reduce en importante medida.

Las cintas transportadoras no son utilizables más que para hormigones de escasa plasticidad. A fin de evitar el *desmezclado*, en su extremo libre, durante la caída, ésta no ha de exceder de 1,50 m. Más allá de este valor es preciso poner en la extremidad un canalón cilíndrico para guiar la caída.

El aire comprimido y las bombas permiten transportar el hormigón, por un juego de conductos y tubos, desde el lugar donde se prepara hasta el punto donde se utiliza. Las instalaciones que funcionan con aire comprimido están basadas en general en un sistema de válvulas que permiten un transporte por amasadas sucesivas o bien por caudal

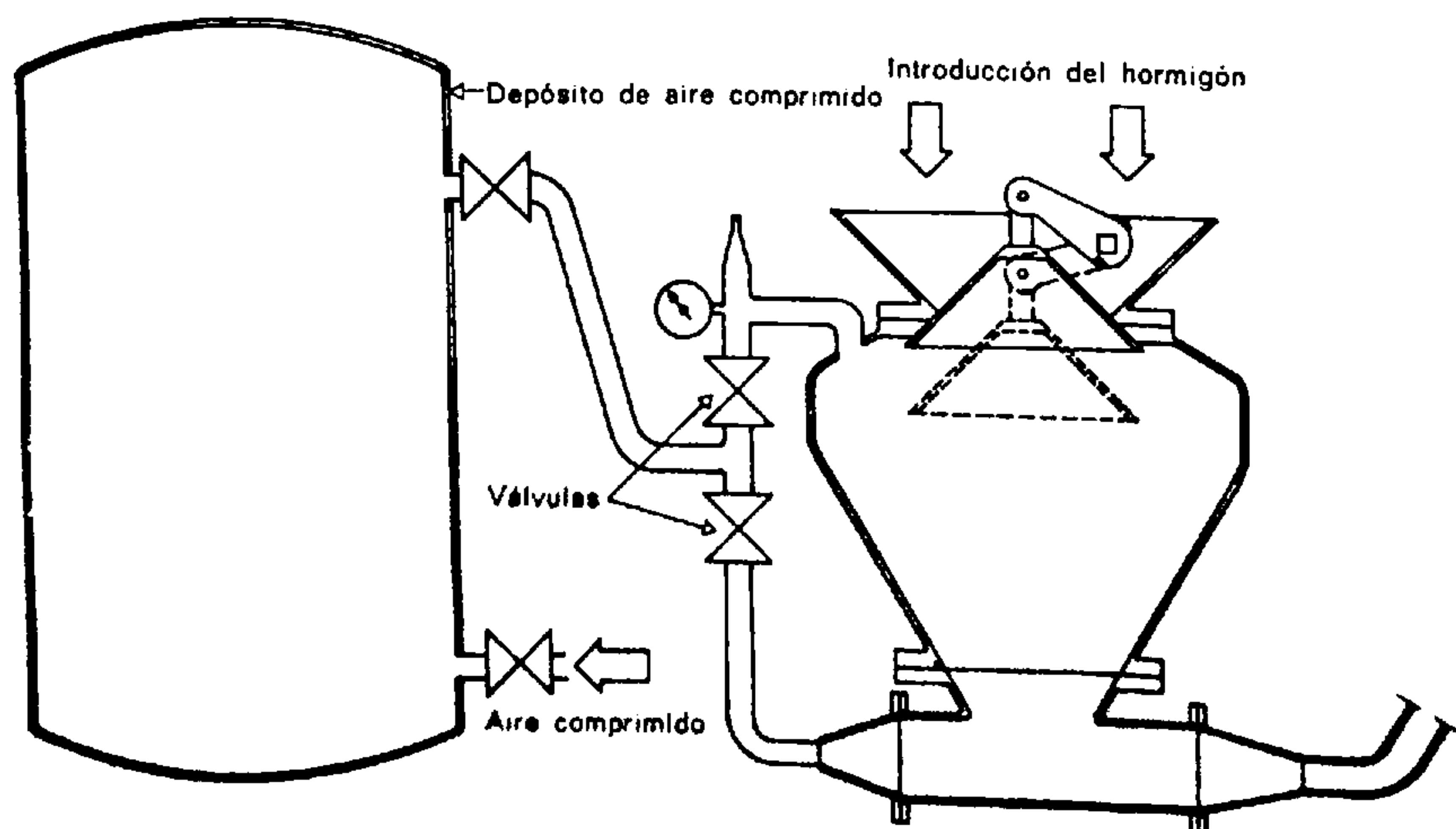


Fig. 890.

Transporte del hormigón por aire comprimido



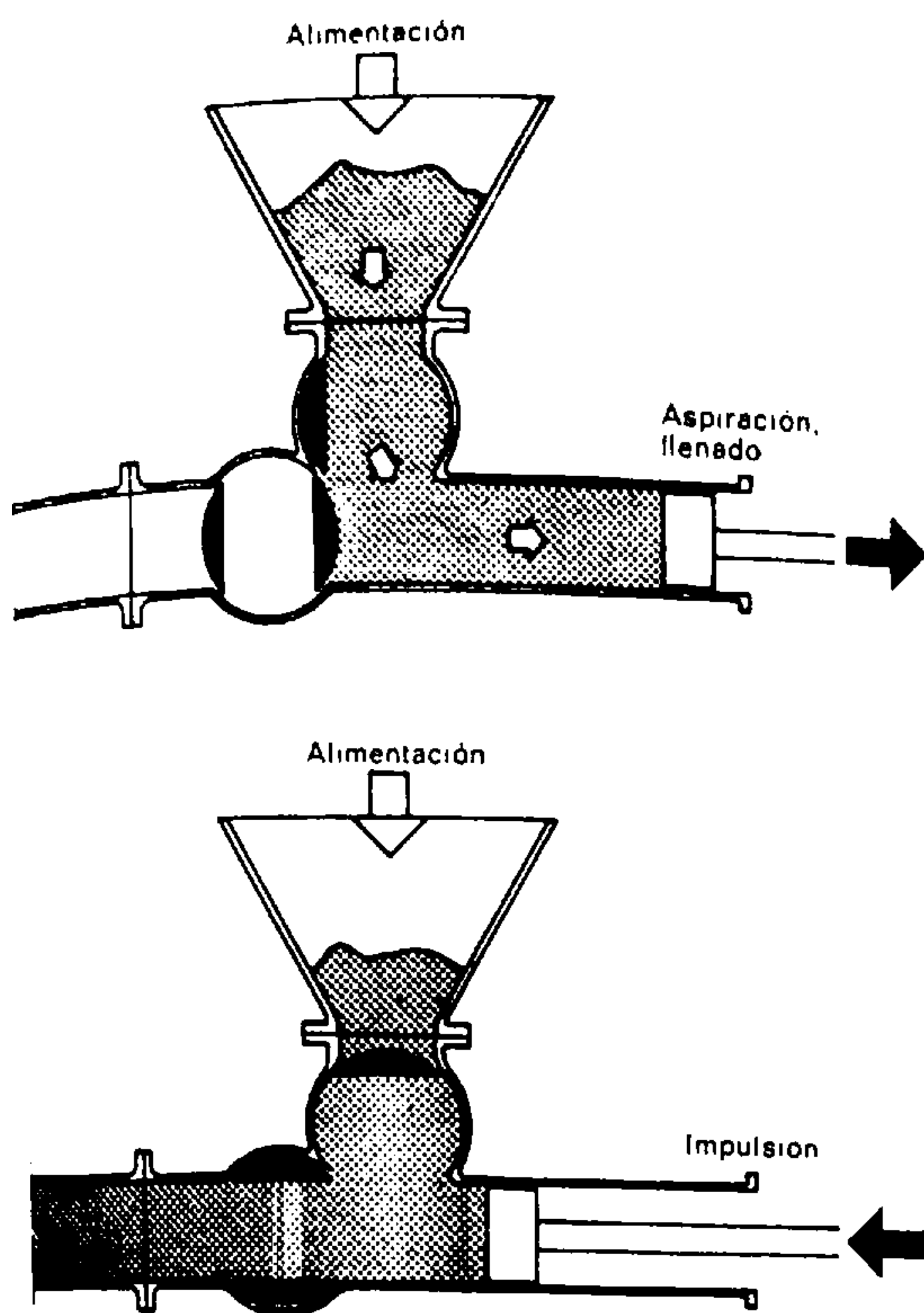


Fig. 891.

Bombas para el hormigón

El transporte del hormigón por medio de bombas es un procedimiento sencillo para distribuir el hormigón, sin golpes, hasta el punto de su utilización. Como en todas las instalaciones de este género, conviene dedicar un cuidado especial a la limpieza de las máquinas y de la tubería después de utilizarlas. Las bombas de gran caudal llevan dos émbolos que distribuyen alternativamente el hormigón a la tubería.

continuo. La distancia del transporte depende de la importancia de la instalación y puede ser de 500 m en sentido horizontal y de 100 m en sentido vertical. El caudal de tales instalaciones puede alcanzar los 50 m³ de hormigón por hora. Esta forma de transporte disminuye prácticamente todos los riesgos de segregación.

Los camiones. Cuando la distancia de los transportes es importante, la utilización de tales vehículos se hace necesaria. Para los hormigones poco plásticos y cuando la distancia no excede de 15 km en circulación normal, puede considerarse conveniente un sencillo transporte en camión-cubeta (previo recubrimiento con encerados o toldos según las circunstancias atmosféricas). Para distancias superiores y para hormigones plásticos es necesario servirse de vehículos de transporte provistos de tambores mezcladores que agitan el hormigón durante el trayecto hasta el punto de su utilización.

10. PUESTA EN OBRA DE LOS HORMIGONES

Cuando se trate de la puesta en obra de hormigones en los encofrados, las precauciones a observar se aplican a combatir, entre otras cosas, la sedimentación de los elementos de tamaños diversos. Los efectos de la segregación de los componentes, apar-

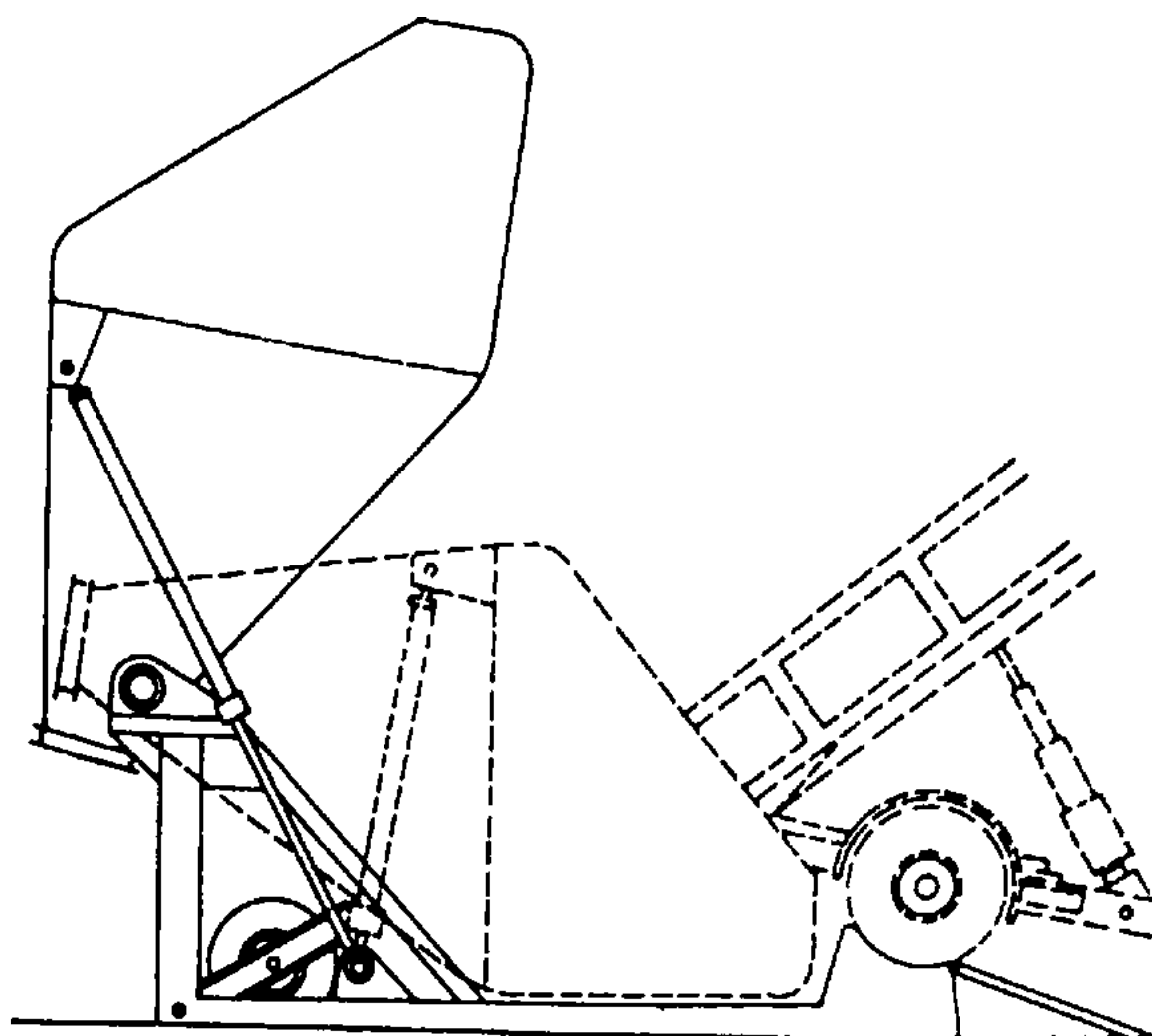


Fig. 892.

Silos para el hormigón

La entrega a pie de obra del hormigón preparado en fábrica, bajo un control permanente, implica la puesta en servicio de silos para el hormigón. Basculando esos últimos se puede proceder a su llenado, en tanto que una tolva permite disponer del volumen necesario para una puesta en obra fraccionada.

te del aspecto antiestético, son generalmente los siguientes:

- una reducción de las resistencias mecánicas por disminución de la compacidad de los elementos (aumento de los huecos);
- la creación de zonas de fuerte porosidad que hace heladizo el hormigón en las acumulaciones de partículas finas;
- las acumulaciones de grava que crean "bolsadas" que reducen la resistencia y provocan por su permeabilidad al aire y al agua el deterioro de la armadura.

Para que las obras presenten las cualidades exigidas, las precauciones que hay que tomar pueden resumirse de la manera siguiente:

1. Evitar los movimientos rápidos con fuerte aceleración, por ejemplo al repartir hormigón paleándolo.
2. Verter las cubetas, baldes y carretillas, de tal modo que la caída libre del hormigón no pase de 1 m de altura, y quede ya la masa en el sitio debido.
3. Hormigonar por medio de tubos y tolvas o embudos las paredes encofradas, altas y estrechas.
4. Adoptar un tiempo de vibración o de compactación que esté en razón inversa de la fluidez del hormigón.

Los croquis 888 a 895 explican algunas de las precauciones que se consideran convenientes para la puesta en obra del hormigón, el cual, en ciertos casos, deberá amasarse o removerse vigorosamente con la pala antes de su puesta en obra.

11. HORMIGONADO BAJO EL AGUA

La realización del hormigonado bajo el nivel del agua estará condicionada a ciertos principios que

garantizan una obra de calidad. Estos principios pueden resumirse de la siguiente manera (figs. 896 y 897):

1. Realizar las primeras capas del hormigonado con una mezcla que contenga 350 a 400 kg de cemento por metro cúbico. La dosificación puede reducirse ligeramente en las capas sucesivas pero jamás será inferior a 325 kg/m³.
2. No efectuar el hormigonado sino en un agua perfectamente tranquila; si es necesario se construirá un recinto estanco a toda altura, alrededor de la obra, para que se cumpla esta condición.
3. Guiar el hormigón en conducto cerrado hasta su sitio definitivo, evitando con ello el deslavado y la segregación; reducir en lo posible la superficie del hormigón en contacto con el agua.
4. El taller a pie de obra debe estar organizado y equipado para un hormigonado continuo y rápido de los diversos elementos.

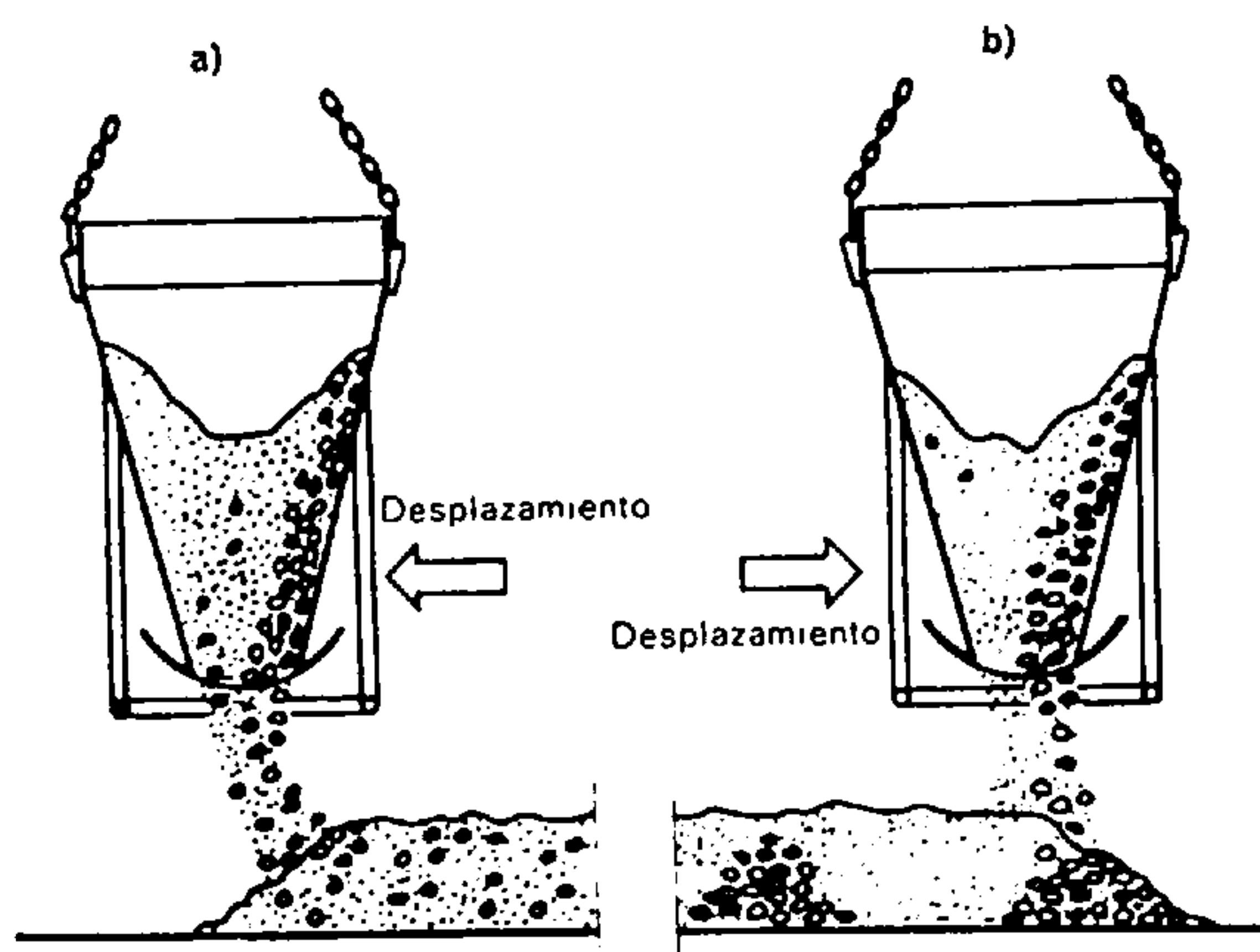


Fig. 893.

Puesta en obra del hormigón

a) Para reconstruir en la medida de lo posible la homogeneidad necesaria, hay que desplazar la cubeta durante la puesta en obra de manera tal que los elementos gruesos caigan sobre los finos.

b) Al desplazar la cubeta o tolva, si los elementos gruesos están situados en la parte delantera según el sentido del desplazamiento, se favorece la formación de bolsas de grava. Es, pues, una práctica defectuosa y hay que rechazarla.

N. B. Si al llenar la tolva o cubeta distribuidora los elementos de gran diámetro se separan del mortero, es posible, al verterlo, conseguir en cierta medida la homogeneidad de la mezcla.

En semejantes trabajos se emplean generalmente canalones tubulares de 20 a 30 cm de diámetro, en elementos de 1 a 2 m de largo, empalmados con juntas herméticas.

Un método de realización consiste en sumergir esos tubos hasta un poco más arriba del fondo que hay que hormigonar. Conforme se van llenando esos tubos, el hormigón se extiende por el espacio que debe ocupar y rechaza el agua. Progresivamente, los tubos pueden irse retirando de la masa plástica pero jamás deben extraerse totalmente de ella antes de la terminación de la obra (su orificio debe quedar hundido constantemente en la masa, entre 1 y 1,50 m).

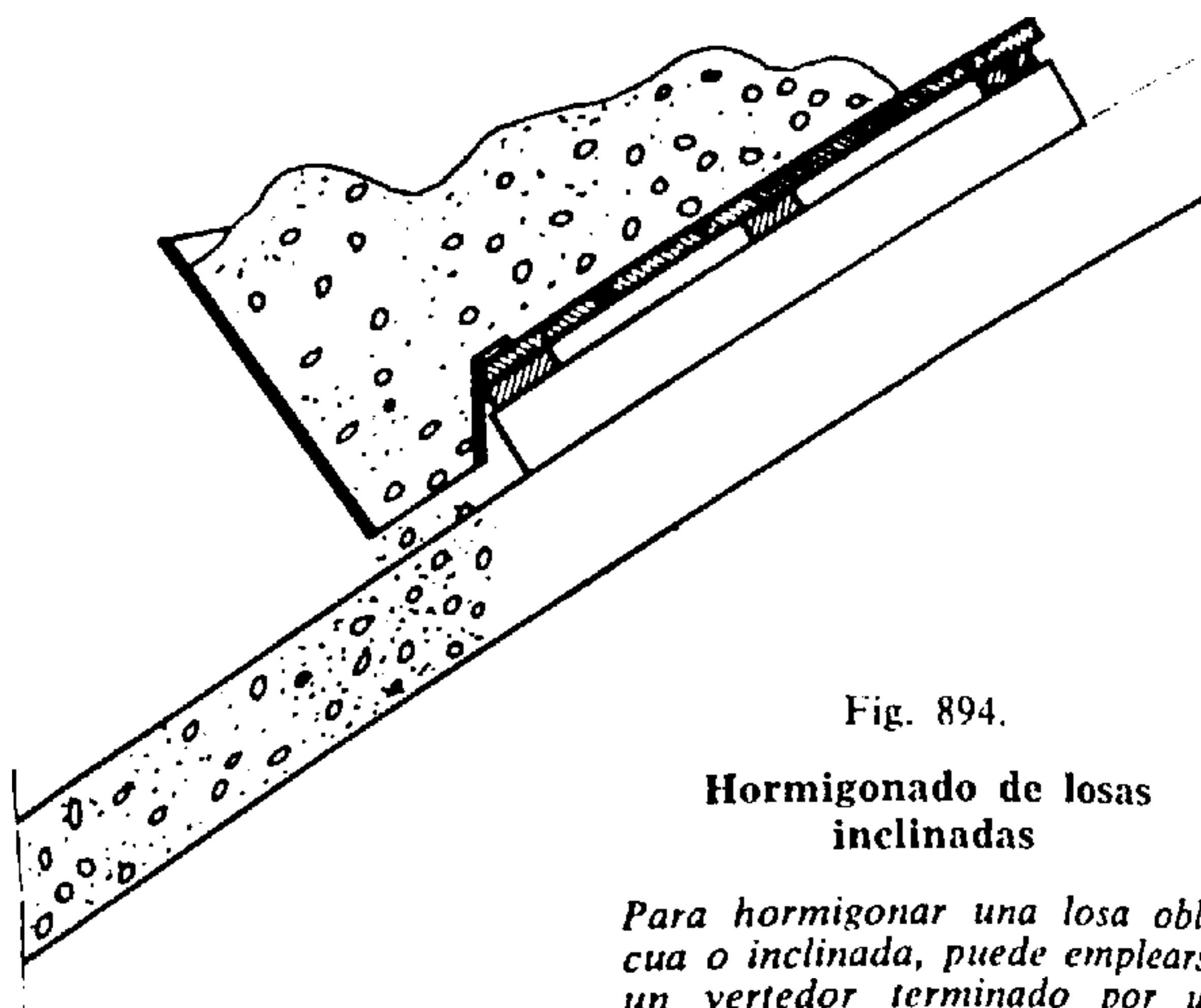


Fig. 894.

Hormigonado de losas inclinadas

Para hormigonar una losa oblicua o inclinada, puede emplearse un vertedor terminado por un deflector que guía el hormigón y evita la segregación de los áridos. La regulación y el apretado se llevan a cabo a continuación

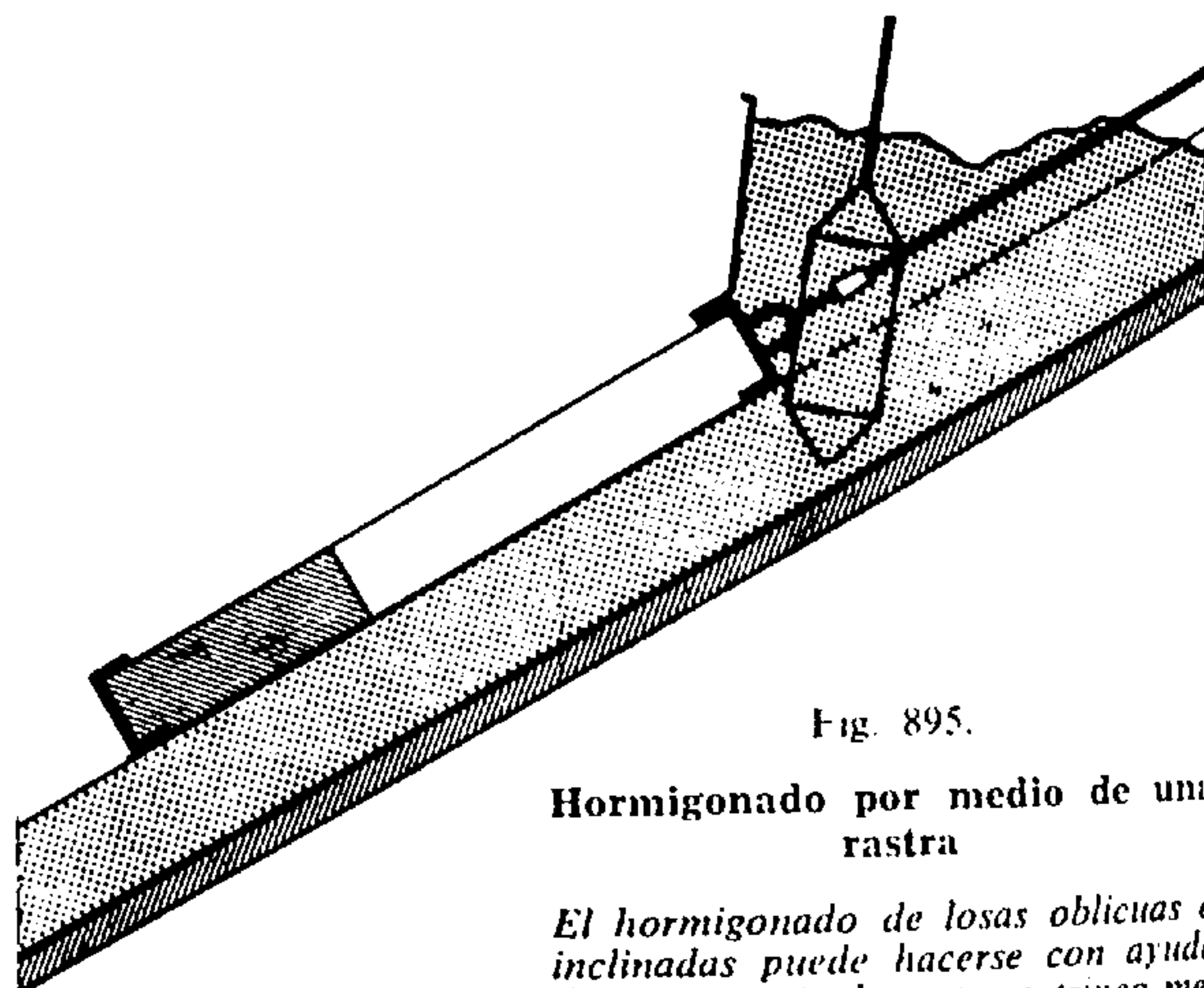


Fig. 895.

Hormigonado por medio de una rastra

El hormigonado de losas oblicuas o inclinadas puede hacerse con ayuda de una especie de rastra o trineo metálico lastrado, y que es arrastrado según su eje de marcha por un juego de cables, sobre resbaladeras cuya altura regula el espesor de la losa. Un pervibrador de inmersión permite obtener una compacidad eficaz del hormigón. La regulación del espesor se obtiene gracias a la parte afilada cortante de la parte delantera de la rastra, en tanto que la carga o lastre dispuesta sobre el encofrado impide la hinchazón bajo el empuje del hormigón fresco.

El radio de acción del hormigonado por un tubo es de 3 a 3,50 m. Para superficies importantes se dispondrán varios tubos fijados a distancias de unos 6 m unos de otros y el hormigonado se conducirá a la par por todos ellos.

Observaciones:

1. La calidad del cemento a emplear debe ser compatible con la calidad de las aguas que rodean el lugar de emplazamiento.
2. Estos trabajos exigen de los ejecutantes y de la vigilancia de las obras una atención constante, así como un personal competente.

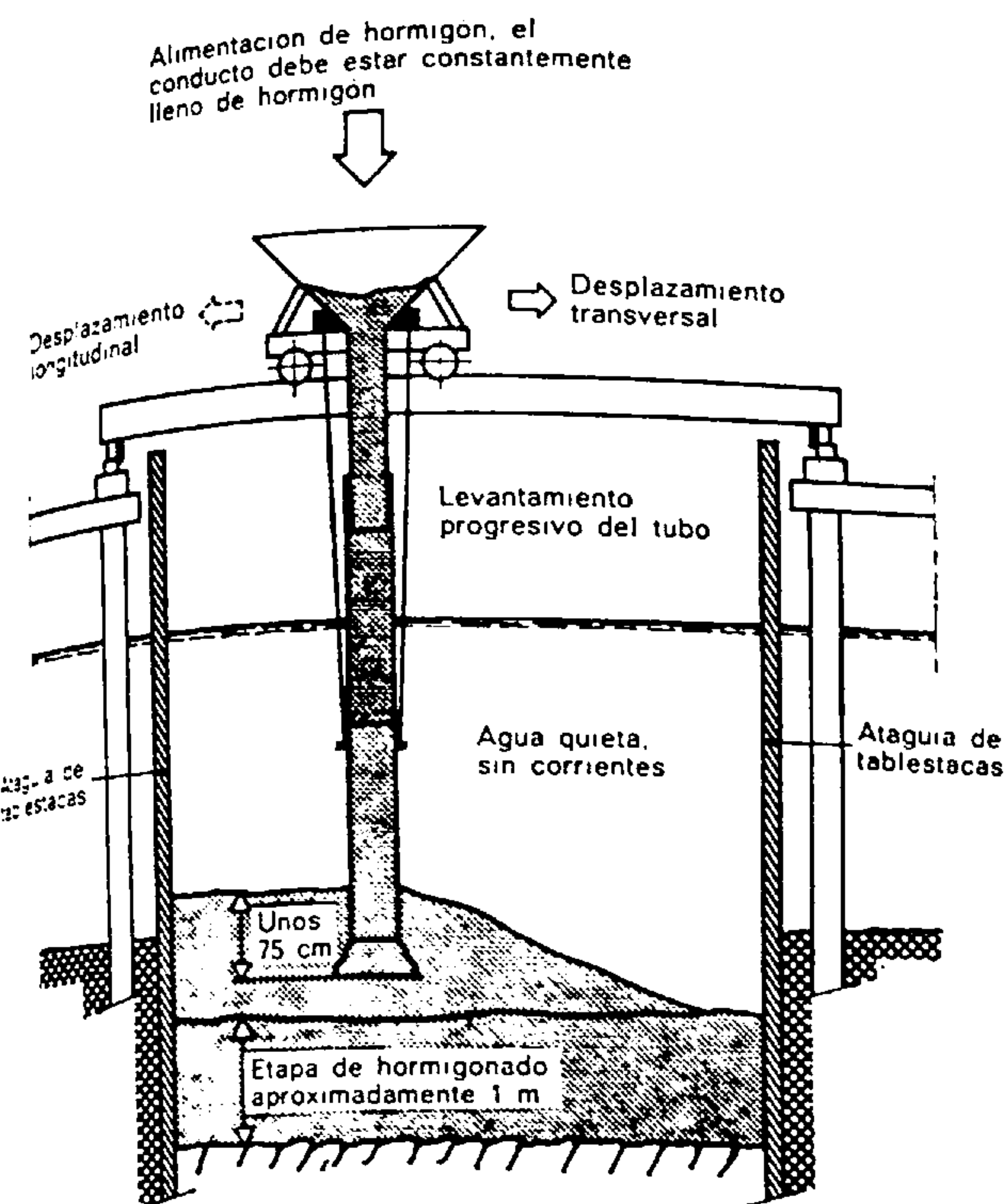


Fig. 896.

Hormigonado bajo el agua

Método por desplazamiento del tubo de hormigonar. Se obtiene este movimiento utilizando una carretilla tipo grúa rodante o, de modo más sencillo, suspendiendo el tubo de hormigonar de un aparato elevador.

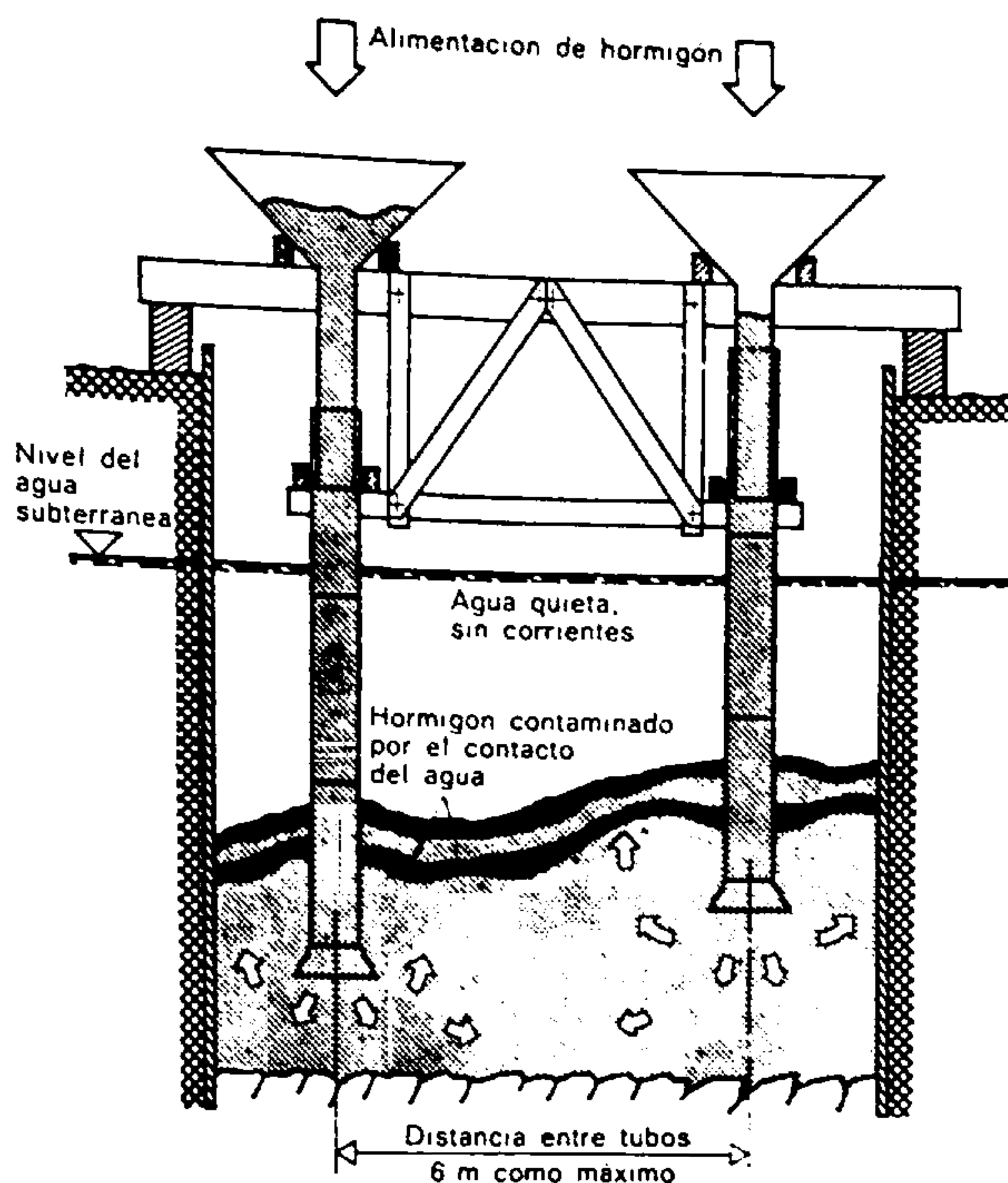


Fig. 897.

Hormigonado bajo el agua, con auxilio de tubos fijos

El esquema muestra el agua que es rechazada por la llegada del hormigón. El hormigón contaminado se destruye luego para no dejar en la obra definitiva más que un hormigón de buena calidad que se ha endurecido en excelentes condiciones.

12. LAS INYECCIONES DE CEMENTO

Las inyecciones de cemento se practican generalmente en las rocas o en las capas permeables, con el fin de impermeabilizarlas, solidificarlas o volverlas compactas.

Tales trabajos exigen un perfecto conocimiento de las capas geológicas que hay que atravesar o tratar. Estos conocimientos se refieren a las características mecánicas y a las propiedades técnicas particulares.

Se recurre a estos procedimientos para los trabajos hidráulicos: impermeabilización de diques y presas, estabilización de riberas de lagos y ríos, lucha contra corrimientos de tierras provocadas por la penetración del agua, impermeabilización de fondos de valles, de las galerías de conducción de agua a las centrales hidroeléctricas, etc., canalizaciones en profundidad, en terrenos de cimentación movedizos o inestables y en las obras de fábricas defectuosas, colmatación de fallas o concavidades, etc.

El principio consiste en inyectar bajo presión una lechada de cemento, por medio de un tubo de unos 38 mm (1 1/2") hundido en el terreno hasta la profundidad deseada.

La introducción de los tubos puede llevarse a cabo perforando previamente las rocas (a distancias determinadas y hasta llegar al nivel de una capa impermeable) o por presión hidráulica, o también por hincado como si fuesen pilotes.

El mortero de inyección, introducido al principio de la operación, es una lechada de cemento muy clara: $C/E = 0,1$; y puede alcanzar hacia el final el valor $C/E = 2$ (como máximo). Para colmatar los huecos importantes, se procede, por razones de economía, a la adición de 1 a 2 partes de arena molida.

La presión de inyección depende de las características y de la naturaleza de los terrenos con que se tropieza. Puede ser muy débil (unas pocas atmósferas) o puede llegar, a veces, a 150 atmósferas.

La inyección debe ser lenta para que las partículas de cemento puedan depositarse y desempeñar su papel de aglomerante. En los terrenos movedizos, la operación de inyección comienza por abajo del pozo de inyección; luego el tubo va siendo retirado progresivamente, realizando la inyección en cada capa después de saturadas las capas inferiores. El proceso es inverso de arriba abajo cuando se trata de obturar fallas y cavidades.

La fluidez del mortero de inyección desempeña un papel sumamente importante en la operación. La finura de los granos, entre otras cualidades, es la que motiva el empleo del cemento Portland de alta resistencia inicial para este trabajo.

La adición de arcilla finamente dispersada en la masa crea una mejora de la fluidez y estabiliza el volumen. La bentonita (arcilla coloidal, producto de la descomposición parcial de los feldespatos) agregada

hasta un máximo del 3 % del peso del cemento, ofrece la ventaja de crear un aumento de la plasticidad y mejora la impermeabilidad del mortero (más allá del 3 % la resistencia mecánica queda notablemente alterada).

Durante la inyección, el mortero preparado debe removerse y agitarse con vigor, para reducir los peligros de sedimentación.

Observación: La calidad de los cementos empleados deberá guardar relación con la naturaleza de los terrenos y de las aguas en ellos contenidas.

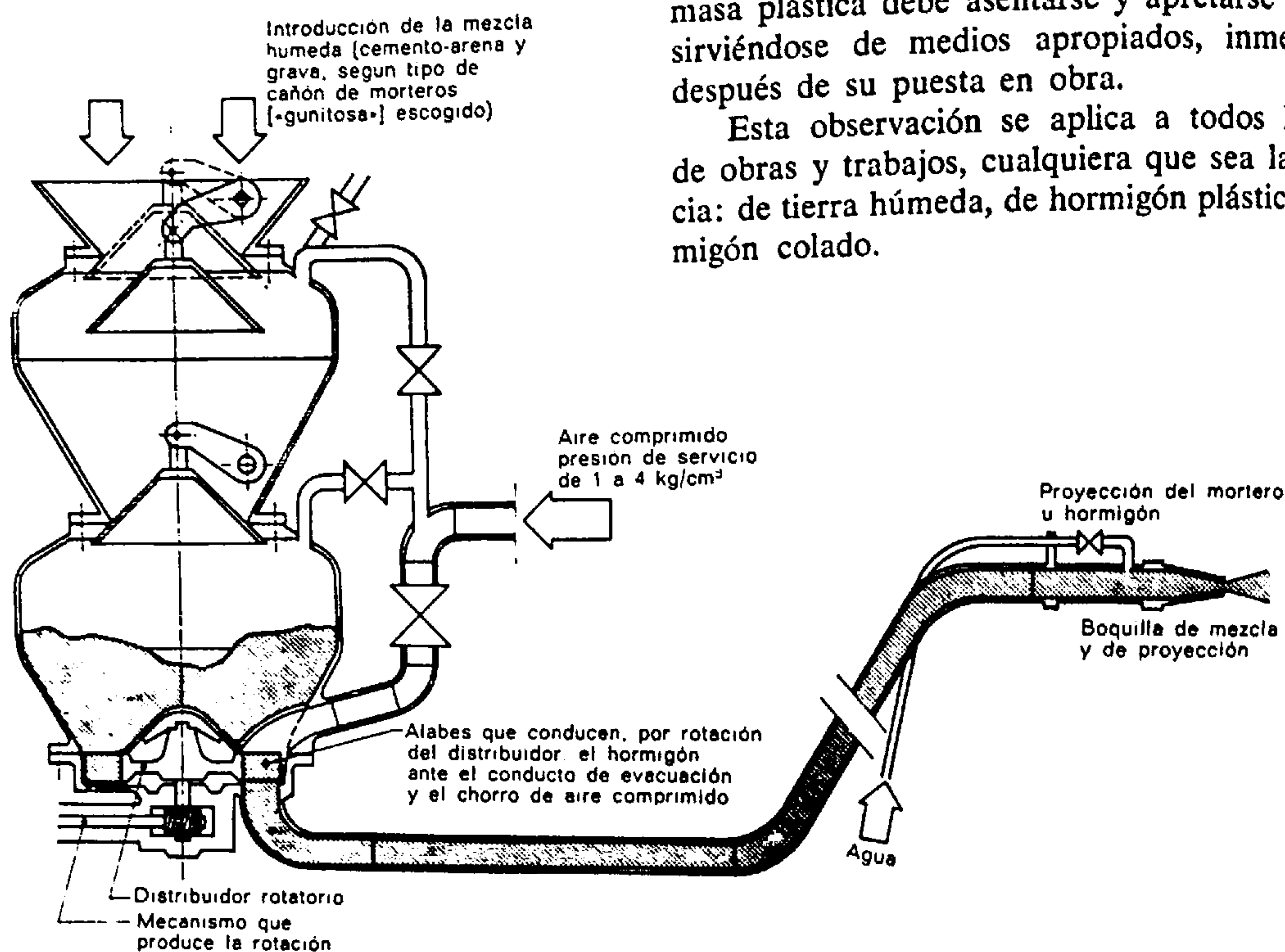


Fig. 898.

Cañones de morteros y hormigones (cement gun)

Permiten proyectar a gran velocidad los hormigones y morteros contra un encofrado unilateral, contra elementos de construcción (para su consolidación) o contra paredes rocosas (para colmarlas e impermeabilizarlas). Las dimensiones de los áridos pueden llegar a 30 e incluso a 35 mm y el volumen de aire consumido en una hora varía de 200 a 600 m³. Distancia de transporte: horizontalmente hasta 300 m y verticalmente hasta 100 m.

13. PROYECCIÓN DE LOS MORTEROS MEDIANTE EL «CEMENT GUN» O CAÑÓN DE CEMENTO

El *cement gun* es un aparato en el cual el aire comprimido impulsa, a través de un tubo flexible, una mezcla seca de cemento y arena hasta el punto de su aplicación. La adición de agua se realiza a presión, en la misma extremidad del tubo, por medio de una boquilla de proyección. El producto obtenido es más denso, más homogéneo y más resistente que las preparaciones idénticas realizadas y aplicadas a mano.

Se utiliza este procedimiento cuando se necesitan enlucidos con buenas condiciones de adherencia o impermeabilidad; particularmente empleado para los revestimientos de canales, de galerías de conducción de aguas, de trabajos hidráulicos, realización de delgadas celosías, etc.

La longitud de los tubos flexibles puede alcanzar, según la potencia de la instalación, unos 300 m y la elevación puede llegar hasta 100 m.

Durante la ejecución de los trabajos, el puesto de producción permanece fijo, con lo cual se logra una economía en el transporte de los materiales.

14.1. ASIENTO DEL HORMIGÓN

A fin de aumentar, por una parte, la compacidad y la densidad del hormigón y para asegurar, por otra, un recubrimiento perfecto de las armaduras, la masa plástica debe asentarse y apretarse con fuerza, sirviéndose de medios apropiados, inmediatamente después de su puesta en obra.

Esta observación se aplica a todos los géneros de obras y trabajos, cualquiera que sea la consistencia: de tierra húmeda, de hormigón plástico o de hormigón colado.

El asentado de los hormigones tiernos puede conseguirse por los medios siguientes:

a) **Por apisonado.** Este procedimiento se aplica a los hormigones cuya consistencia es de "tierra húmeda" o "poco plástica". El apisonado puede hacerse a mano o con pisonés neumáticos. Este procedimiento, aplicable a los hormigones áridos, a los hormigones de cimentación, a ciertas losas de pavimentación y a muros de hormigón encofrado, etc. debe ser realizado por capas de 15 a 20 cm para que resulte eficaz.

b) **Por sacudidas.** El empleo de mesas vibratorias, de mesas sacudidoras, de martillos eléctricos, de excéntricas, etc. permite operar el asentado eficaz de los hormigones de consistencia de "tierra húmeda" o "poco plástica". Este procedimiento, uti-

lizado en el taller, se emplea en la realización de elementos de cemento moldeado: fabricación de aglomerados, elementos de cercas y vallas, postes, etc. y se usa en general en aquellas obras que deben ser desmoldeadas en seguida (inmediatamente después de su hormigonado y asentado).

c) Por centrifugación. Este medio de asentado, que se emplea en la fabricación de tubos, efectúa la proyección de los elementos gruesos hacia la cara exterior mediante la acción de la fuerza centrífuga, en tanto que los morteros finos constituyen una cara interior lisa.

d) Por vibración. El asentado puede ser provocado por la vibración de los encofrados o por la de la superficie libre del hormigón. La vibración de los moldes se obtiene con la aplicación de los martillos neumáticos sostenidos a mano o fijos sólidamente a los soportes. En este procedimiento hay que tener cuidado en constituir encofrados sólidos, estancos y perfectamente rígidos. La aplicación de palas vibrantes o de vigas vibratorias sobre la superficie de los hormigones permite obtener una excelente compactación de las losas. La profundidad de acción de esos últimos aparatos varía de 15 a 60 cm, según el tipo empleado.

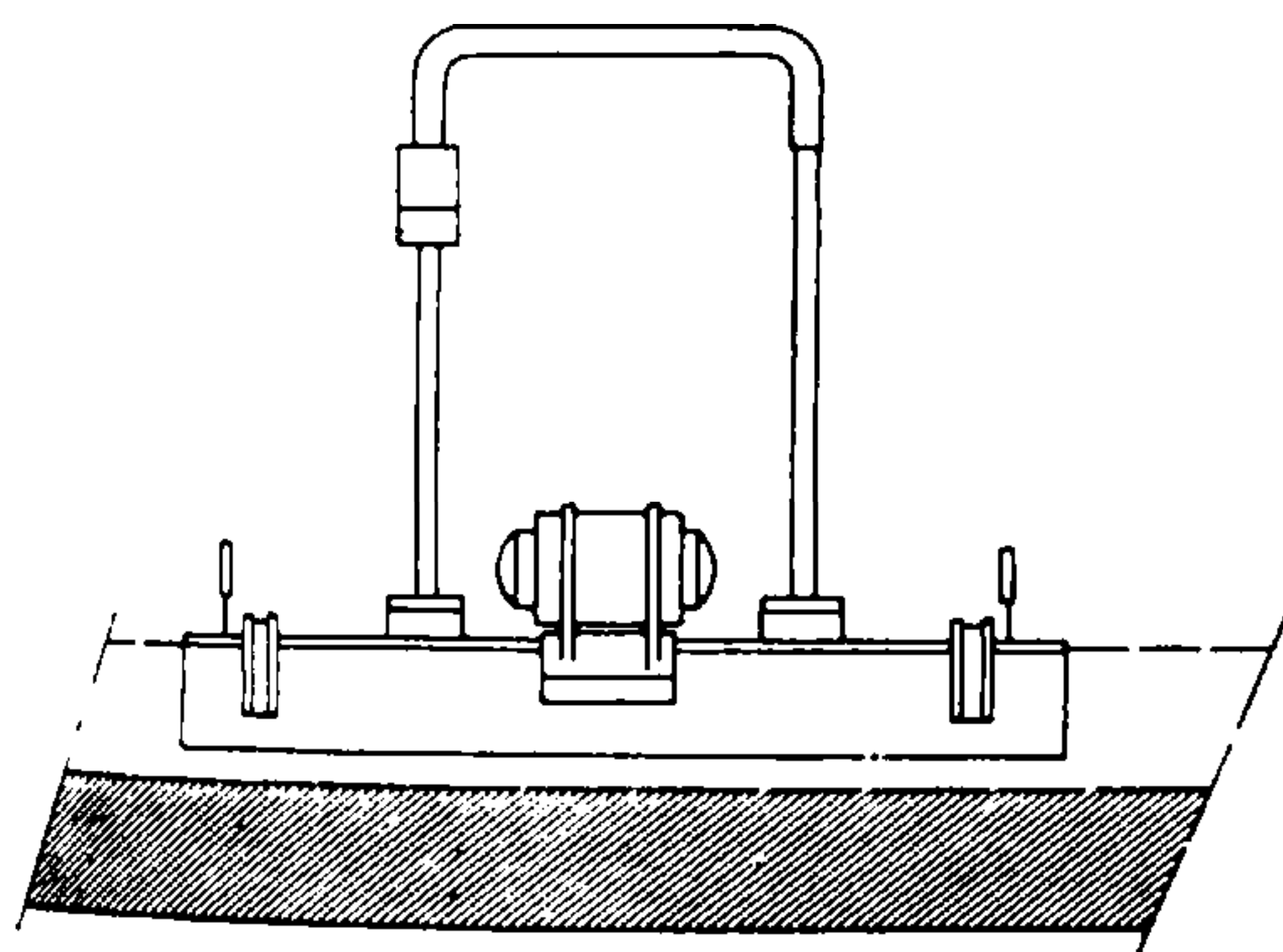


Fig. 899.

Vibrador, regla vibratoria
(Utilizado para las losas)

Este aparato transmite las vibraciones a la superficie del hormigón, sobre su cara libre (losas) o contra los encofrados (jácenas, muros). En ciertos modelos es posible fijar una regla con la cual se puede extender la acción de la máquina regulando el nivel de la superficie.

Los vibradores, al actuar sobre las armaduras, pueden provocar el desplazamiento de las mismas y crear, por efecto de las vibraciones, ciertas dislocaciones de los cristales de cemento en formación (durante el curso del fraguado o durante el primer período del endurecimiento de los hormigones ya puestos en obra). Esta última observación es particularmente válida cuando el tiempo es caluroso y seco.

e) Por pervibración o vibración interna. La vibración provocada desde el interior de la masa genera un asentado enérgico y de buena distribución. Este procedimiento se aplica a las masas cuya consistencia es poco plástica (que acusan un descenso de 3 a 5 cm en la prueba del cono de Abrams).

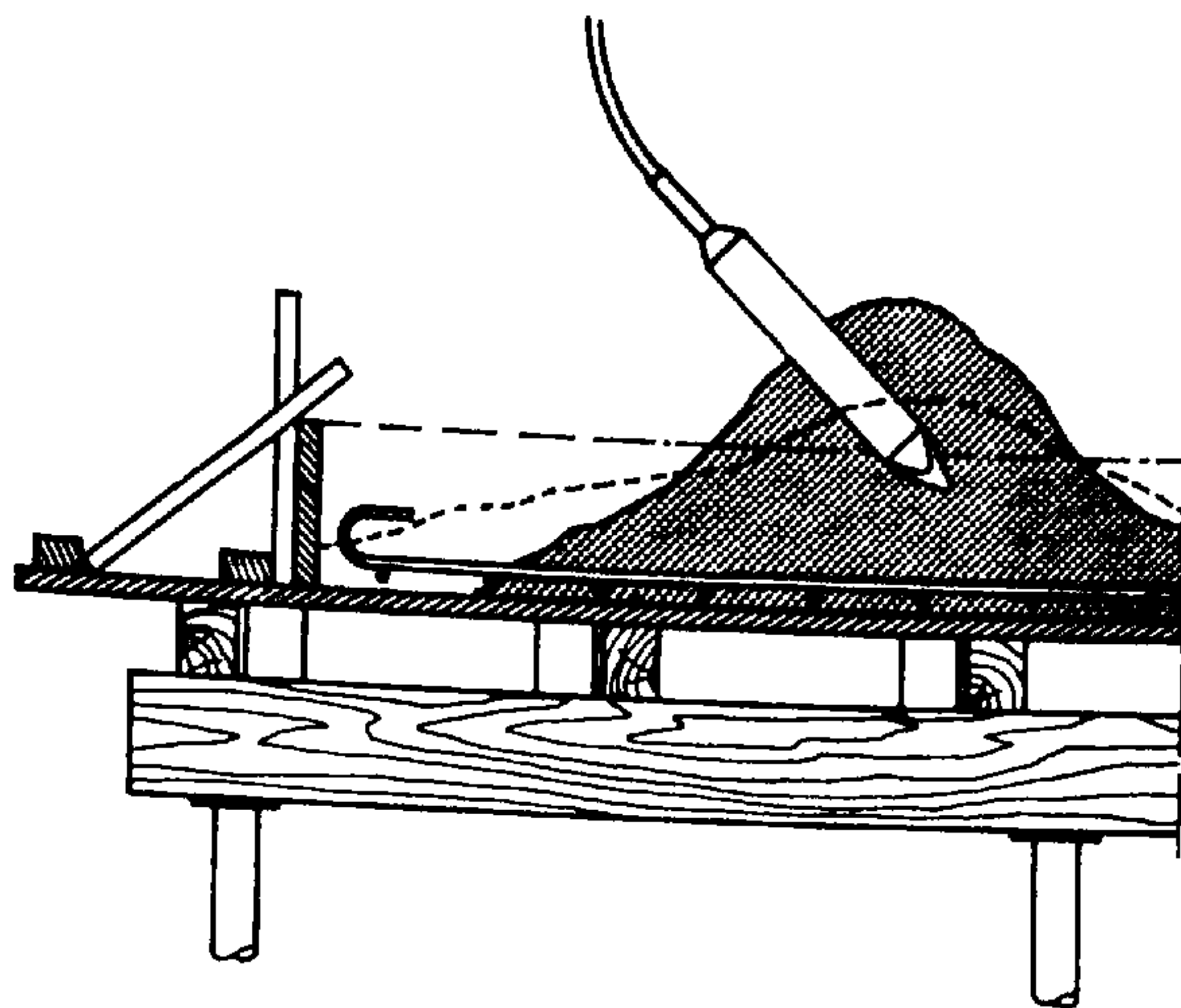


Fig. 900.

Es una equivocación utilizar la aguja del pervibrador para repartir el hormigón, puesto que este método conduce a una segregación de los componentes del hormigón.

Los pervibradores pueden ser de dos tipos:

1. Los pervibradores flotantes, que se levantan y salen de la masa por sí mismos conforme llegan nuevos aportes de hormigón fresco, se emplean principalmente para el asentado de obras "verticales", pilotes, pilares, etc. El radio de eficacia de estos aparatos es aproximadamente igual al diámetro del pervibrador.
2. Los pervibradores de aguja, que se introducen verticalmente en puntos sucesivos de la masa del hormigón, están muy indicados sobre todo en las obras de hormigón armado de los edificios y particularmente en las que llevan armaduras muy densas. El diámetro de las agujas varía de 3 a 10 cm y el radio de acción no excede de 30 a 60 cm.

La mejora de las resistencias mecánicas y de la impermeabilidad de los hormigones, por la vibración, es notoria. Sin embargo, este efecto queda condicionado a un empleo juicioso de los aparatos. Utilizados sin discernimiento, los pervibradores pueden traer consigo consecuencias más perjudiciales que provechosas.

Los consejos formulados por la Sociedad de Investigaciones y Asesoramiento Técnico de la E.G. Portland Wildeg (Suiza) se exponen así en el *Boletín B.C.* de 6 de junio de 1952:

- a) Sumergir el vibrador lentamente hasta que el agua y el aire aparezcan en la superficie. No hay que dejarlo demasiado tiempo en el mismo sitio, pues acabaría por producir un "desmezclado".
- b) Es preferible no vibrar en absoluto un hormigón demasiado líquido; es inútil, porque se desmezcla muy fácilmente y favorece la formación de bolsadas de grava.
- c) Si al retirar suavemente el vibrador hacia afuera, el orificio en el hormigón no se vuelve a cerrar

inmediatamente, es preciso aumentar ligeramente el agua de amasado.

- d) No introducir el vibrador al azar sino de manera sistemática y en tal forma que la zona de acción de cada posición recubra parcialmente la de las posiciones precedentes. No dejar el hormigón en un montón grande a fin de irlo extendiendo con una introducción muy prolongada del vibrador.

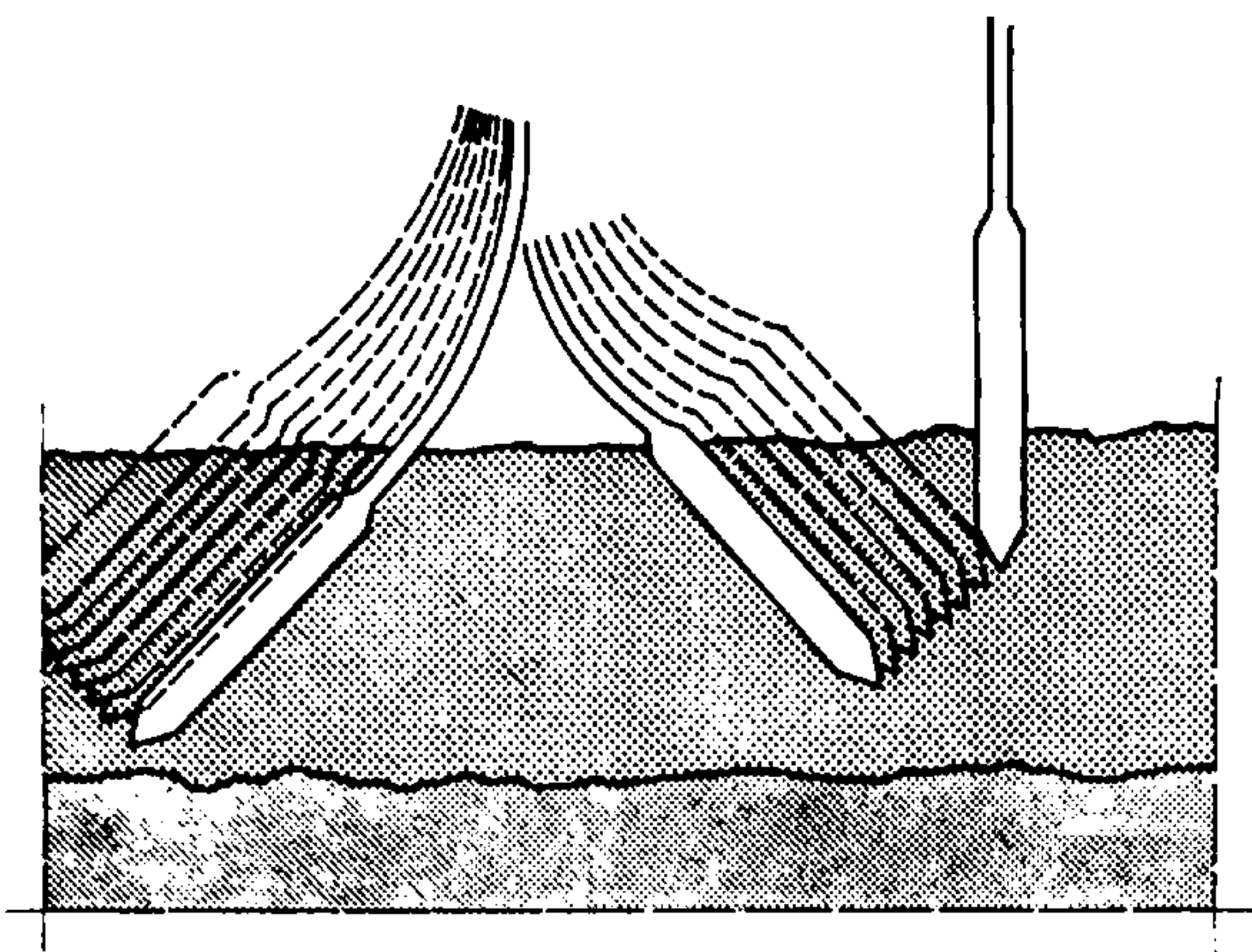


Fig. 901.

Es una equivocación pasear la aguja por el hormigón fresco, porque este modo de proceder conduce al desmezclado del hormigón.

- e) Al hormigonar losas de mucho espesor, como por ejemplo las de los refugios antiaéreos, no hay que contentarse con arrastrar la aguja por la superficie sino que es preciso sumergirla en la masa.
- f) En las losas de cuerpo hueco hay que escoger una aguja delgada que pueda penetrar en las nervaduras, puesto que conviene que la vibración se realice más cuidadosamente allí, donde está el peligro de formación de las bolsas de grava.
- g) En las grandes jácenas, se completará la pervibración con la vibración de los encofrados. Es necesario sobre todo este vibrado en las inmediaciones de los ángulos, donde es más difícil realizar un hormigón compacto (peligro de desconchados al desencofrar).

14.2. POSTVIBRACIÓN Y REVIBRACIÓN

Los ensayos, practicados con hormigones tiernos o recientes, consistentes en una revibración efectuada algunas horas después de la puesta en obra, han evidenciado que pueden producir un aumento de resistencia que varía de un 10 a un 15 %.

Esta segunda vibración crea un apretado suplementario que puede llevarse a cabo con provecho transcurridas 3 ó 4 horas. La revibración puede practicarse mientras la aguja del pervibrador penetre sin dificultad en la masa.

Esta práctica dará buenos resultados para la compactación de hormigones fluidos (no vibrables cuan-

do se ponen en obra), si se efectúa 2 ó 4 horas después de la puesta en obra, en los encofrados.

15. JUNTAS Y REANUDACIÓN DEL HORMIGONADO

Para las obras que no pueden ser hormigonadas de una sola vez, las paradas o interrupciones del hormigonado deben preverse de antemano y respetar sus reglas en la ejecución.

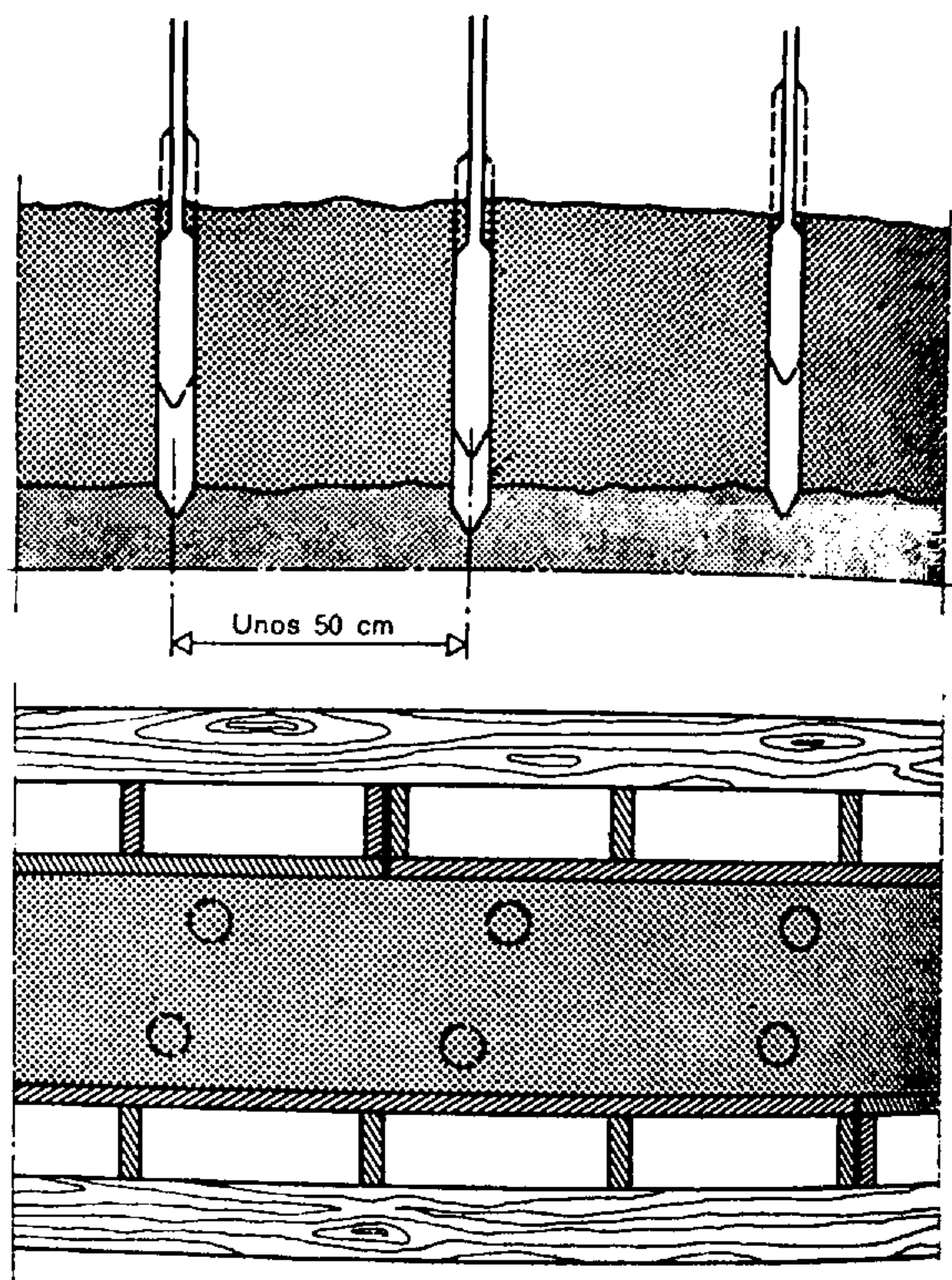


Fig. 902.

Método de pervibración

La aguja del pervibrador debe introducirse verticalmente en la masa recién puesta en obra, a intervalos regulares (de unos 50 cm) y penetrar un poco en la capa precedentemente hormigonada, a fin de asegurar su enlace. La aguja se retirará lentamente para que el hueco dejado vuelva a cerrarse.

Por regla general, las juntas deben estar dispuestas de tal manera que se sitúen en las zonas no solicitadas o en las de mínimo esfuerzo. Deben ser perpendiculares a las direcciones de las compresiones más fuertes.

En los hormigones que ofrecen un paramento visible, convendría, si fuera posible, evitar toda interrupción del hormigonado. Sin embargo, en caso de necesidad, las juntas estarán dispuestas de manera que no perjudiquen el efecto estético del paramento.

En las losas macizas o llenas, las juntas de reanudación se sitúan, sin peligro, paralelamente a la dirección de la armadura principal.

En las losas nervudas o de cuerpo hueco, cuyas nervaduras y forjado deben hormigonarse simultáneamente a fin de asegurar el monolitismo del elemento, las juntas se situarán paralelamente a las nervaduras.

En las jácenas y vigas compuestas, la posición de las interrupciones del hormigonado la fijará la

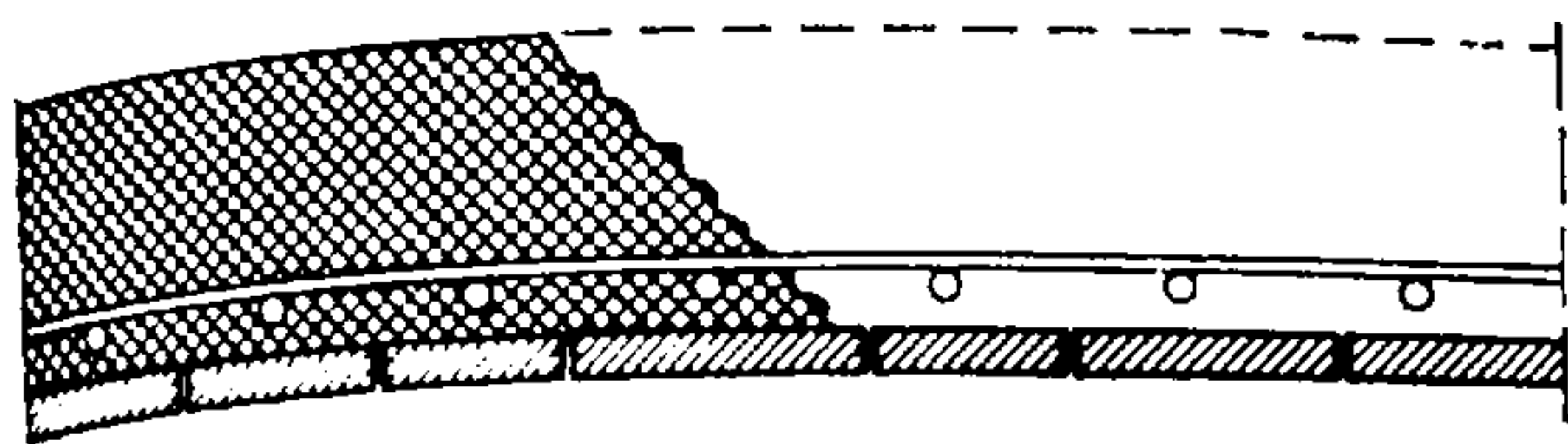


Fig. 903.

Junta de reanudación sin encofrado

Las juntas para la reanudación del hormigonado deben estar indicadas en los planos.

Se dispondrán, en lo posible, paralelamente a la armadura principal o perpendicularmente a la dirección de los mayores esfuerzos de compresión.

Para obtener buenos resultados es recomendable tomar las siguientes precauciones:

1.º Aumentar la superficie de reanudación mediante disposiciones sesgadas, pendientes, salientes, etc.

2.º Picotear ligeramente la superficie del hormigón antiguo y descarnarlo mediante un cepillo (con cepillo metálico), chorro de arena, martillo neumático, etc.; después se regará abundantemente el hormigón en obra y se esperará cierto tiempo para que se humedezca la masa antes de reanudar el hormigonado.

3.º Preparar la primera amasada con aumento de la cantidad de finos así como la dosificación, o bien extender previamente una capa de mortero algo graso; en el primer caso, el hormigón debe tener una consistencia de tierra húmeda; en el segundo, la primera amasada debe ser plástica o blanda.

Las reanudaciones horizontales del hormigonado requieren la incorporación de armaduras o estribos.

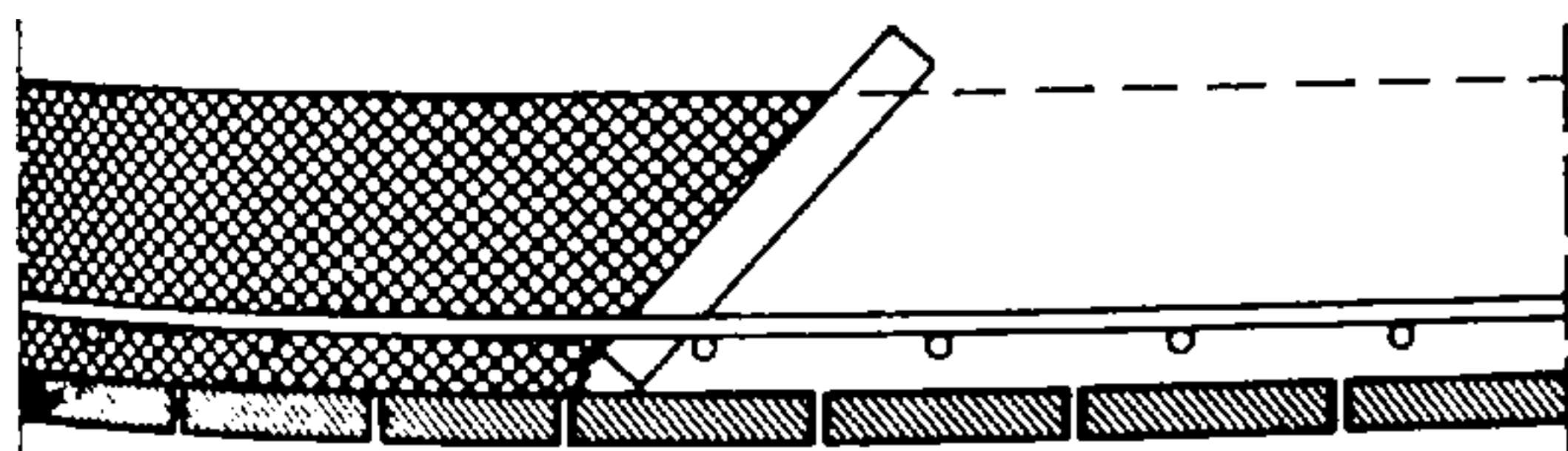


Fig. 904.

Junta de reanudación en encofrado

Su ejecución no permite una puesta en obra fácil y cómoda del hormigón en el ángulo agudo que queda entre el encofrado y la superficie de reanudación. Por otra parte, resulta imperfecto el apretado del hormigón tierno contra la cara del hormigón endurecido. El picoteado y el rociado de la junta son también de ejecución incómoda y difícil.

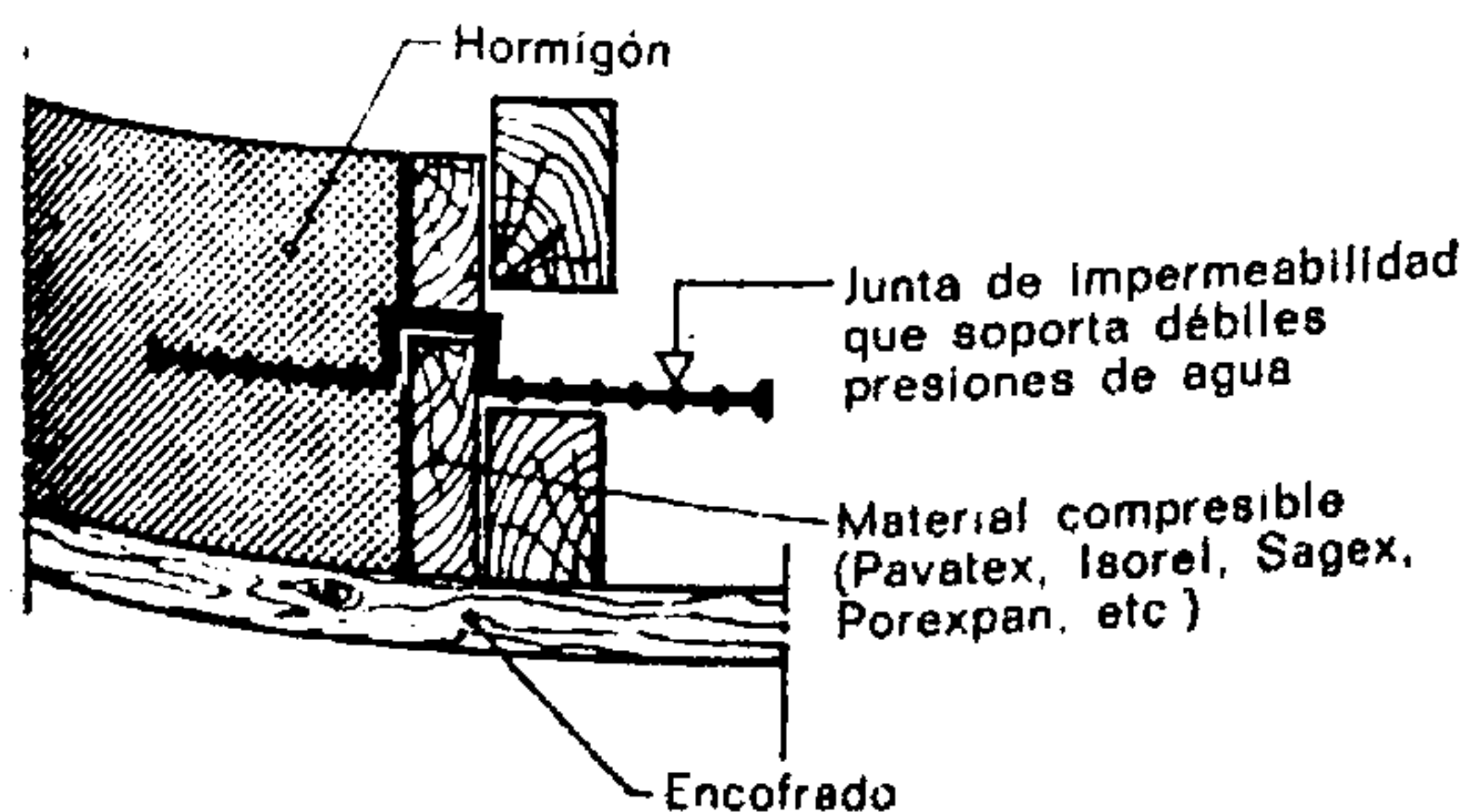


Fig. 905.

Reanudación del hormigonado y junta de dilatación

dirección técnica de las obras. En los sistemas sencillos, la parada del hormigonado se hace aproximadamente en la zona ocupada por las barras oblicuas. Sin embargo, el ejecutante, antes de adoptar esta solución, deberá pedir la conformidad del responsable de los cálculos de hormigón armado.

En las paredes cuyo paramento se deja en bruto al desencofrar y en las cuales el hormigón se pone en obra y se vibra por capas horizontales, la interrupción del hormigonado puede ser realizada por interposición contra el paramento de un listón de madera que delimitará netamente la reanudación del hormigonado.

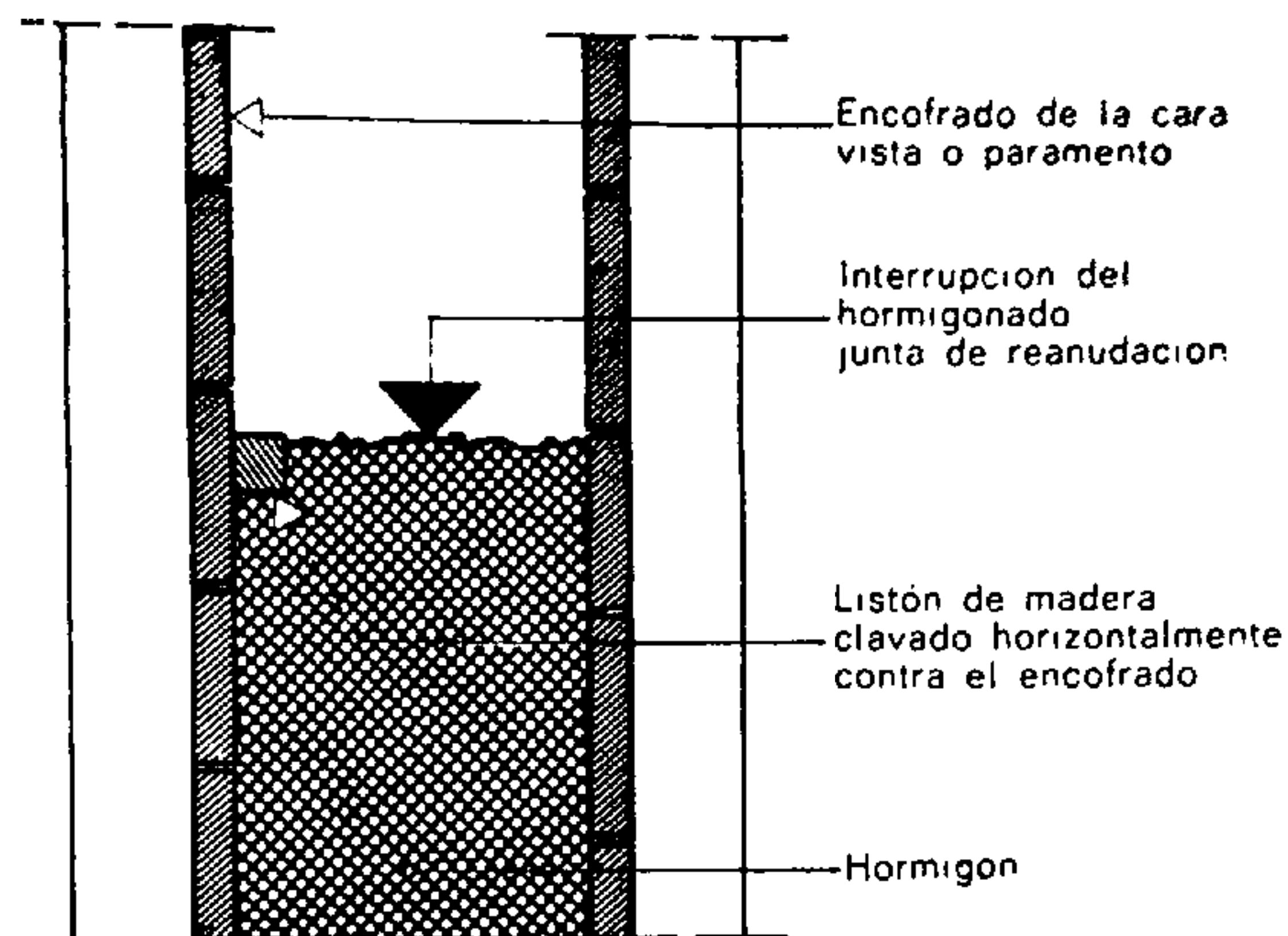


Fig. 906.

Reanudación del hormigonado en las paredes

Es preferible acusar la junta de reanudación en vez de tratar de disimularla, pues a pesar de todo siempre se notará. Esta observación se refiere principalmente a las paredes de hormigón en bruto, tal como resulta al desencofrar (paredes de hormigón sin enlucir).

La posición de las soluciones de continuidad por interrupciones del hormigonado debe mencionarse en los planos del hormigón armado.

Para que sea perfecta la adherencia de la capa de hormigón nuevo con el hormigón ya en obra, es necesario picar ligeramente la superficie del hormigón antiguo y limpiarla con el cepillo metálico. Se extenderá a continuación, con un cepillo o brocha, un mortero graso sobre la superficie de la junta.

Las primeras amasadas del hormigón nuevo deben realizarse con un hormigón algo blando.

Para las superficies grandes, el hormigón en obra se limpiará con chorro de arena y a continuación se lavará con agua a presión.

16. INFLUENCIA DE LA INTEMPERIE Y DE LA TEMPERATURA SOBRE EL HORMIGÓN FRESCO; RETRACCIÓN Y TRATAMIENTO PARA EL CURADO

Los fenómenos del fraguado y el endurecimiento consisten en una hidratación progresiva de los granos de cemento. La acción del agua y el incremento de la penetración en los granos de cemento definen sucesivamente el principio y el fin del fraguado y, a con-

tinuación, el endurecimiento (cuyo desarrollo es rápido en la primera fase y se prolonga luego lentamente durante años).

Toda reacción química es activada con el aumento de la temperatura. Así, pues, el endurecimiento de un hormigón, que es la progresión de la combinación química del agua con el cemento, depende de su "edad" y de su temperatura.

El agua sobrante, introducida en los hormigones para facilitar su puesta en obra, se elimina por evaporación.

La evaporación engendra una disminución de volumen denominada *retracción*, que de ningún modo puede suprimirse. Todos los hormigones y todos los morteros están sujetos a la retracción.

Una evaporación rápida provoca una disminución del volumen de las capas superficiales antes de alterar las capas profundas. La diferencia de tensiones entre las capas superficiales y las internas se traduce en grietas que se llaman de "retracción".

Cuando la evaporación es lenta, la disminución de volumen interesa a toda la masa y la resistencia de esta última, que crece con el tiempo, es tal que puede soportar las tensiones engendradas por la retracción.

Por otra parte, una desecación rápida e intensa puede interrumpir, por falta de agua, la hidratación del cemento. En consecuencia la detención del endurecimiento producirá un hormigón de resistencia mediocre. Se suele calcular que el $\frac{1}{4}$ ó $\frac{1}{3}$ del peso del cemento traducido en litros de agua es absorbido por el cemento para su hidratación completa.

Conviene, pues, proteger los hormigones tiernos durante el período del endurecimiento contra una desecación demasiado rápida.

La acción del sol y del viento es la causa principal de desecación. Conviene pues preservar a los hormigones recientes de dichos elementos. A este efecto, inmediatamente después del fin del fraguado las obras de hormigón deben ser regadas con cuidado y mantenidas en un estado de humedad constante durante un mínimo de 3 a 7 días, según las condiciones atmosféricas. Protegerlas por medio de lonas o encerados, arpilleras o arena mojada da excelentes resultados.

Es necesario hacer notar que un tiempo frío, aunque sea húmedo, puede presentar características deshidratantes muy desfavorables para el envejecimiento del hormigón.

Si la elevación de las temperaturas y el efecto desecante de los vientos perjudican el envejecimiento del hormigón, aunque activen su fraguado y endurecimiento, el frío por el contrario perturba el desarrollo de ambas fases.

Las bajas temperaturas pueden, por una parte, provocar la congelación del agua contenida en la masa de un hormigón fresco, y por otra, ocasionar el retraso o la inhibición del proceso de fraguado y de endurecimiento. El efecto del frío o más particularmente de las heladas puede manifestarse en tres mo-

mentos característicos de la vida de un hormigón. La helada puede afectar al hormigón:

1. **Antes de empezar el fraguado.** El hormigón tierno se hiela después de amasado y puesto en obra. La hidratación no está aún iniciada. La helada impide el desarrollo del fraguado; la masa no tiene cohesión alguna que pueda ser perjudicada por el frío. La aparición de temperaturas más suaves, al cabo de cierto tiempo, volverá a poner en marcha el fraguado y a continuación, el endurecimiento con lo cual el hormigón podrá ofrecer, una vez vibrado en el momento oportuno, excelentes cualidades.
2. **Durante el fraguado y el primer período del endurecimiento.** La helada provoca una dislocación de los cristales en proceso de formación, detiene todo fenómeno y destruye definitivamente la estructura del hormigón que no resulta aprovechable.
3. **Cuando el grado de endurecimiento es suficiente.** Buena parte del agua se encuentra ya combinada con el cemento y no puede helarse. Por otra parte, la resistencia del hormigón es ya suficiente para oponerse a las sollicitaciones o tensiones provocadas por el aumento de volumen.

Prácticamente, a pie de obra, es imposible definir si el enfriamiento del hormigón provocará su helada antes del fraguado o si no se manifestará hasta que la resistencia del hormigón sea suficiente para soportar las tensiones internas engendradas (se cuenta con que un hormigón que soporte 150 kg/m^2 a la rotura no puede ya ser destruido por la helada).

Observación: No es posible proceder a la fabricación de un hormigón resistente con áridos helados (sin calentarlos previamente). El hielo forma, en efecto, bloques de áridos que no se "deshacen" en la hormigonera durante el amasado. Esos bloques, una vez deshelada la masa, forman bolsas y huecos que no poseen ninguna de las características de los hormigones.

El fraguado del cemento Portland es un fenómeno químico exotérmico, es decir, acompañado de un desprendimiento de calor. En la práctica, la lentitud de la reacción hace imperceptible la elevación de la temperatura (salvo en el caso de masas importantes de hormigón; por ejemplo, en grandes presas donde se puede observar una elevación de temperatura de 20 a 30°C).

Cualquiera que sea, este desprendimiento de calor se aprovecha para la resistencia de los hormigones contra el frío, que como es natural será mejor en las obras de grandes dimensiones que en las de poco espesor. La protección de la masa contra el frío exterior permite conservar el calor desprendido. Este aislamiento realizado mediante los tableros de encofrado (que resulta tanto mejor si éstos son gruesos y secos) puede mejorarse todavía con esteras de paja protegidas contra la humedad por medio de lonas o encerados, lienzos de plástico, etc. La superficie li-

bre del hormigón debe estar igualmente protegida y recubierta para conservar el calor de la masa.

La composición de los hormigones que resulta más adecuada para resistir a las heladas es la siguiente:

- poca agua de amasado,
- una dosificación elevada de cemento y, eventualmente, empleo de cemento especial de alta resistencia (C.P.H.R. o bien H.R.I.),
- empleo del cemento electro-fundido (que provoca una fuerte elevación de la temperatura).

Observación: El fraguado de los cementos de escorias queda definitivamente detenido por la helada.

En tiempo de heladas, la fabricación de hormigones es posible por calentamiento de los áridos (hasta 30° C únicamente) o del agua (sin pasar de los 75° C) o bien con el empleo de anticongelantes.

La adición de anticongelantes y de productos adyuvantes del hormigón se practica generalmente en el agua de amasado. El empleo de tales productos destinados a obtener una eficacia máxima está estrechamente ligado a las prescripciones de los fabricantes y su consideración corresponde a la dirección técnica de las obras. Sólo se emplearán los productos cuyas cualidades inmediatas y garantías de envejecimiento hayan sido comprobadas a base de ensayos.

Ciertos productos de uso corriente pueden actuar como "anticongelantes". Sin embargo, todos presentan ciertos peligros que el usuario práctico no ha de ignorar:

El cloruro de calcio (adición máxima de 50 g por litro de agua de amasado o de 2 a 3 % del peso del cemento) permite evitar los efectos de las heladas en el hormigón hasta temperaturas de — 7°. Actúa a modo de acelerador del fraguado pero, en cambio, aumenta considerablemente la retracción.

El carbonato sódico (adición máxima de 100 g de sal anhidra por litro de agua de amasado) permite evitar que se hiele el hormigón hasta — 15° sin alteración notable de la resistencia. En cambio, este producto perjudica la adherencia de las armaduras con el hormigón y crea eflorescencias desagradables. No hay que emplearlo con el hormigón armado.

La sal común o cloruro sódico disuelta en el agua de amasado a razón de 10 g por litro, ataca las armaduras del hormigón y no puede emplearse cuando se trata de hormigón armado.

La adición de esa sal hace que los hormigones resulten cáusticos y deban ser manipulados con guantes de goma.

Las precauciones generales que cabe tomar cuando se trabaja en épocas de frío pueden resumirse en los casos siguientes (extracto del "Boletín del cemento", del Servicio de Investigaciones y Consejos Técnicos de los Cementos Portland, de Suiza, año 14, n° 1):

Temperatura de + 5° a + 10° C.

El endurecimiento del hormigón resulta más lento y por lo tanto hay que dejarlo más tiempo en los

encofrados. El empleo del cemento Portland de alta resistencia inicial permite desencofrar a los mismos plazos que a la temperatura normal con cemento Portland ordinario.

Temperatura de 0° a + 5° C.

A estas temperaturas, aparte de una prolongación suficiente de los plazos de desencofrado, no es necesario todavía tomar precauciones especiales. Según las normas en vigor, esos plazos deben prolongarse según el número de días fríos que haya habido y sobre todo según el número de heladas. Después de la puesta en obra del hormigón éste debe permanecer por lo menos tres días sin desencofrar. Los elementos portantes o que soportan cargas no deben desencofrarse hasta que hayan alcanzado una resistencia suficiente, comprobada en las probetas confeccionadas paralelamente y conservadas en las mismas condiciones que el hormigón.

Es además útil comprobar:

- 1) que el árido no lleve grumos helados;
- 2) que el cemento sea reciente y dosificado con exactitud;
- 3) que la construcción no esté sometida a una fuerte corriente de aire; en tal caso habrá que protegerla con lonas.

Temperatura de 0° a — 5° C.

Debe impedirse la congelación cueste lo que cueste.

A este efecto, es posible:

- a) calentar previamente los componentes del hormigón (el árido a 30° C como máximo y el agua a 75° C como máximo);
- b) calentar previamente los encofrados;
- c) calentar el hormigón puesto en obra mediante esterillas eléctricas, por calentamiento de la armadura mediante resistencia eléctrica, etc.;
- d) proteger la construcción contra las pérdidas de calor (barracónes provisionales, protección por lonas embreadas, esteras, aislamiento con virutas, paja, etc.);
- e) calentar el recinto de la obra;
- f) añadir anticongelantes adecuados al género de obra de que se trata.

Temperatura por debajo de los — 5° C.

Cuando la temperatura se mantiene constante por debajo de los — 5° C, se tomarán en principio las precauciones de los párrafos anteriores. Será preciso, sin embargo, procurar observarlas escrupulosamente. Cuando no se puede diferir el hormigonado y esperar el deshielo (p. ej., en montaña y en casos urgentes) es recomendable recubrir y cercar la obra por medio de un barracón provisional que pueda calentarse. Además se pasarán los áridos por el vapor antes del amasado a fin de deshelar con toda seguridad las partículas coaguladas por el hielo.

No hay que olvidar que el aire frío, que es muy seco, absorbe ávidamente el agua del hormigón que está más caliente. Esta deshidratación se puede im-

Tabla 45. — Resumen sinóptico de los distintos tratamientos para el curado del hormigón.

Particularidades	Medidas generales	Medidas particulares		
		Losas delgadas	Vigas y losas portantes (espesor < 60 cm)	Hormigón macizo (espesor > 60 cm)
		Superficie no protegida	Superficie protegida por el encofrado	Tracciones suplementarias en la capa superficial a causa del calor de la hidratación
Impedir la desecación	Cubrir con una hoja de plástico. Producto de curado*	Cubrir con arena	Retrasar el desencofrado. Producto de curado*	Retardar el desencofrado. Producto de curado*
Mantenimiento de la humedad	Rociado	Rociado	Rociado regular (tomar algunas precauciones a causa de las manchas que pueden producir los encofrados)	Rociado abundante
Calentar	Hoja de plástico como protección contra el viento. Calentamiento especial por elementos eléctricos	Cubrir con materiales aislantes suplementarios	Encofrado de madera seca	Encofrado de madera seca (menos necesarios que para las losas y vigas portantes)
Enfriar	Salpicar: absorción del calor de evaporación. Eventualmente enfriar el agua	Rociado sobre el producto de curado	Rociado intenso	Dispositivos especiales para evacuar el calor de hidratación
Impedir los cambios bruscos de temperatura	Protección contra el sol y el viento			

* Producto de curado: líquido pulverizado que forma una película impermeable.

pedir dejando el hormigón tanto tiempo como sea posible en el encofrado húmedo, cubriéndolo con tablas o planchas y protegiéndole contra las corrientes de aire, etc.

En invierno, se impone un control permanente de la temperatura del lugar de la obra.

17. TRATAMIENTO PARA EL CURADO DEL HORMIGÓN

Los tratamientos para el curado del hormigón son el conjunto de los cuidados aplicados a los hormigones tiernos con el fin de conferirles excelentes características mecánicas y de impermeabilidad y para eliminar las tensiones internas producidas por el endurecimiento.

Estos cuidados pueden resumirse en las reglas siguientes:

- a) impedir una desecación rápida;
- b) evitar las variaciones bruscas de temperatura que pueden provocar tensiones internas y deformaciones;
- c) provocar la hinchazón de las capas superficiales

- d) calentar o enfriar, regular la temperatura para permitir un fraguado y un endurecimiento en condiciones ideales.

El "Boletín del cemento", de enero de 1962 (del Servicio de Investigación y Consejos Técnicos de la Industria Suiza del Cemento) estableció un cuadro sinóptico que indica los tratamientos que pueden aplicarse según el tipo de las obras y según determinadas condiciones. Esta excelente Tabla informará al práctico acerca de los tratamientos convenientes (Tabla 45).

18. LA RETRACCIÓN

La retracción, que es una disminución de volumen de un mortero o de un hormigón, aparece a consecuencia de la evaporación del agua incorporada en la masa.

Se debe a que las partículas sólidas de la masa, durante el amasado y la reacción química, están separadas unas de otras por delgadas películas de agua.

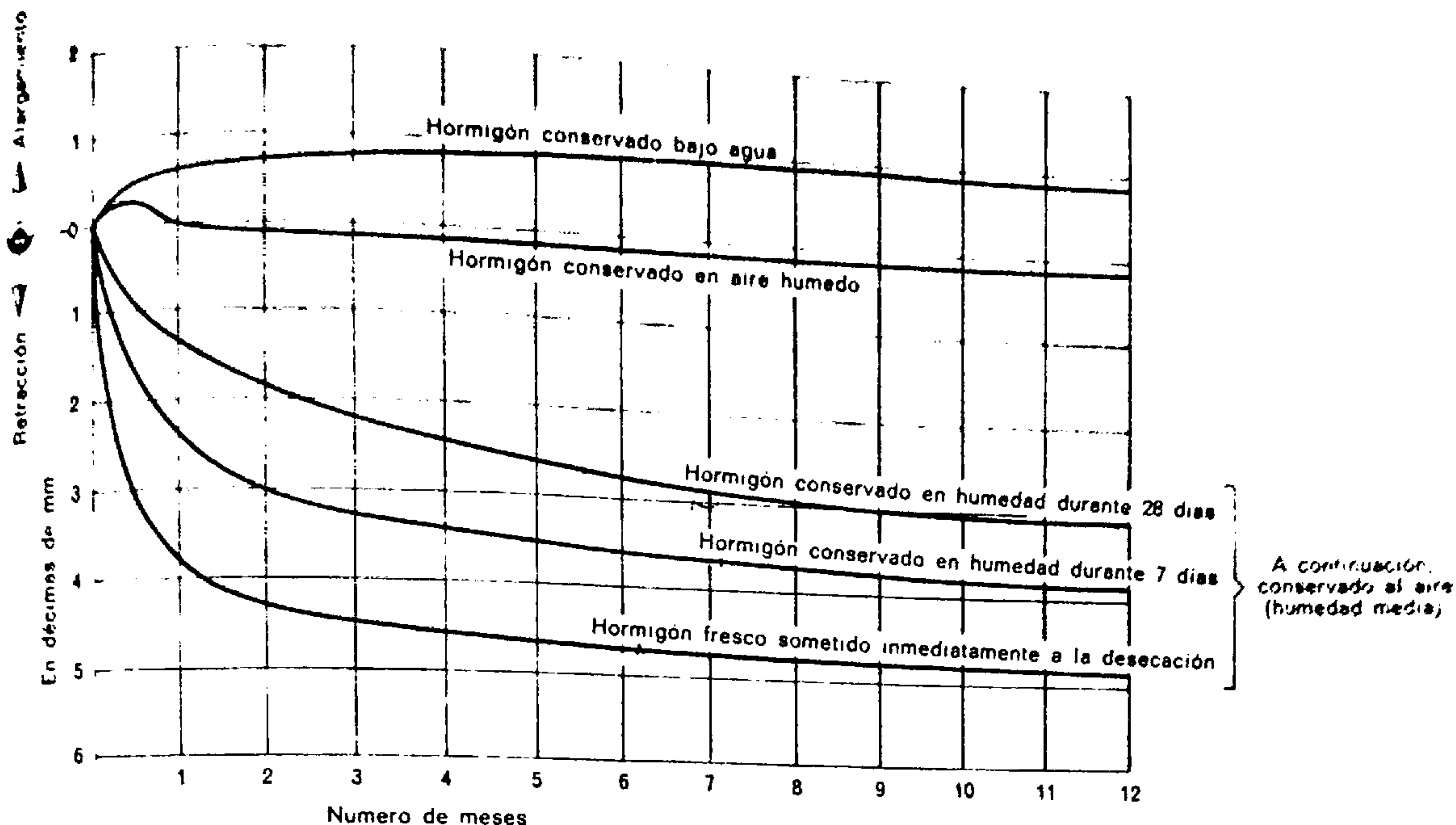


Fig. 907.

Retracción del hormigón de Cemento Portland. Influencia de su tratamiento ulterior y de las condiciones de conservación

Estas partículas pueden aproximarse entre sí al evaporarse el agua.

El esqueleto de un mortero o de un hormigón está constituido por la arena o la grava, de las que cada grano está rodeado de una fina capa adherente de pasta de cemento. La retracción se verifica en cada una de esas películas de unión de los granos; el esqueleto propiamente dicho no produce ninguna deformación, si es de buena calidad. La importancia de la retracción depende pues de la cantidad de aglomerante empleada, de la dosis de agua que lleva la mezcla y de la cantidad de partículas finas contenidas en el árido.

Se manifiesta tanto más enérgicamente cuanto más rápida sea la desecación (véase "Influencia de la intemperie y de la temperatura"). La humedad retrasa la retracción, la sequedad la aumenta. La retracción se traduce en la aparición de grietas.

Con el fin de disminuir el agrietamiento debido a esta causa, es preciso:

- No utilizar nunca el cemento en forma de pasta pura o de mortero muy rico (alisados, enlucidos finos o cemento puro o con dosis exageradas).
- No emplear nunca arenas demasiado finas, mal lavadas o con polvo.
- No amasar nunca los aglomerantes con un exceso de agua.

Antes de la puesta en obra, rociar abundantemente los soportes o los encofrados constituidos por materiales porosos a fin de evitar la desecación de la superficie. Conservar las obras el mayor tiempo posible bajo ambiente húmedo.

La retracción se manifiesta durante un año o más. Un hormigón de consistencia plástica dosificado a razón de 300 kg de cemento Portland por metro cúbico puede acusar a los 90 días una retracción de 0,3 a

0,4 mm por metro, y al cabo de un año dicha retracción puede llegar a ser de 0,4 a 0,5 mm por metro. Estos valores son respectivamente de 0,4 a 0,5 mm por metro y de 0,5 a 0,6 mm por metro para una dosificación de 400 kg de cemento Portland por metro cúbico en las mismas condiciones.

A fin de evitar tensiones desagradables es necesario que entre dos capas consecutivas (de mortero o de hormigón y mortero) nunca ha de haber una diferencia de dosificación de más de 100 kg/m³.

La presencia de armaduras puede reducir en proporciones notables la formación de grietas.

19. LA FLUENCIA

La fluencia de los hormigones es parecida a la retracción. Es una variación de volumen engendrada por la aplicación de una carga o de un esfuerzo exterior. La deformación, manifestada a partir de la puesta en carga, crece con el tiempo durante años enteros.

20. ENCOFRADOS

El encofrado, destinado a dar al hormigón su forma definitiva, se compone de dos elementos distintos contruidos en previsión a que el desencofrado resulte fácil y cómodo: el apuntalado o apeo y el molde.

Estos dos elementos deben estar en condiciones de soportar, sin deformación perjudicial o visible, las cargas a que se les someta durante la ejecución. (El encofrado de paredes está tratado en el Cap. VIII: *Paredes y tabiques*; párrafo 7, *Obra de fábrica de hormigón*.)

En lo que se refiere al encofrado de las losas y de los elementos portantes horizontales, su apuntalado

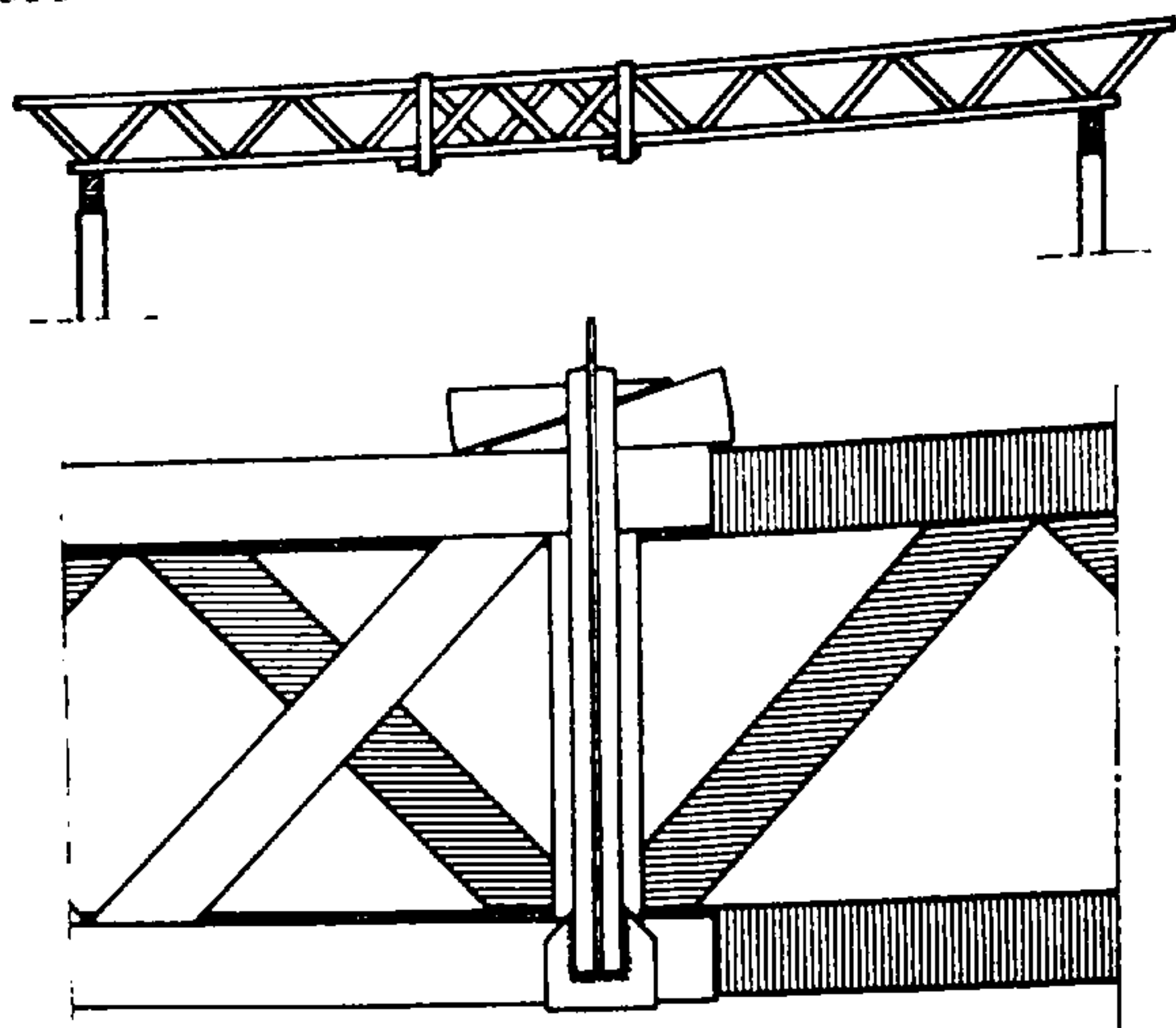


Fig. 908.

Las vigas de los encofrados de madera son ligeras y su conservación es sencilla. Ciertos sistemas permiten realizar viguetas telescópicas. Esta figura representa el sistema «Steidle» de Jermann. Las viguetas están empalmadas por medio de marcos de hierro en T que se sujetan por interposición de cuñas de madera dura.

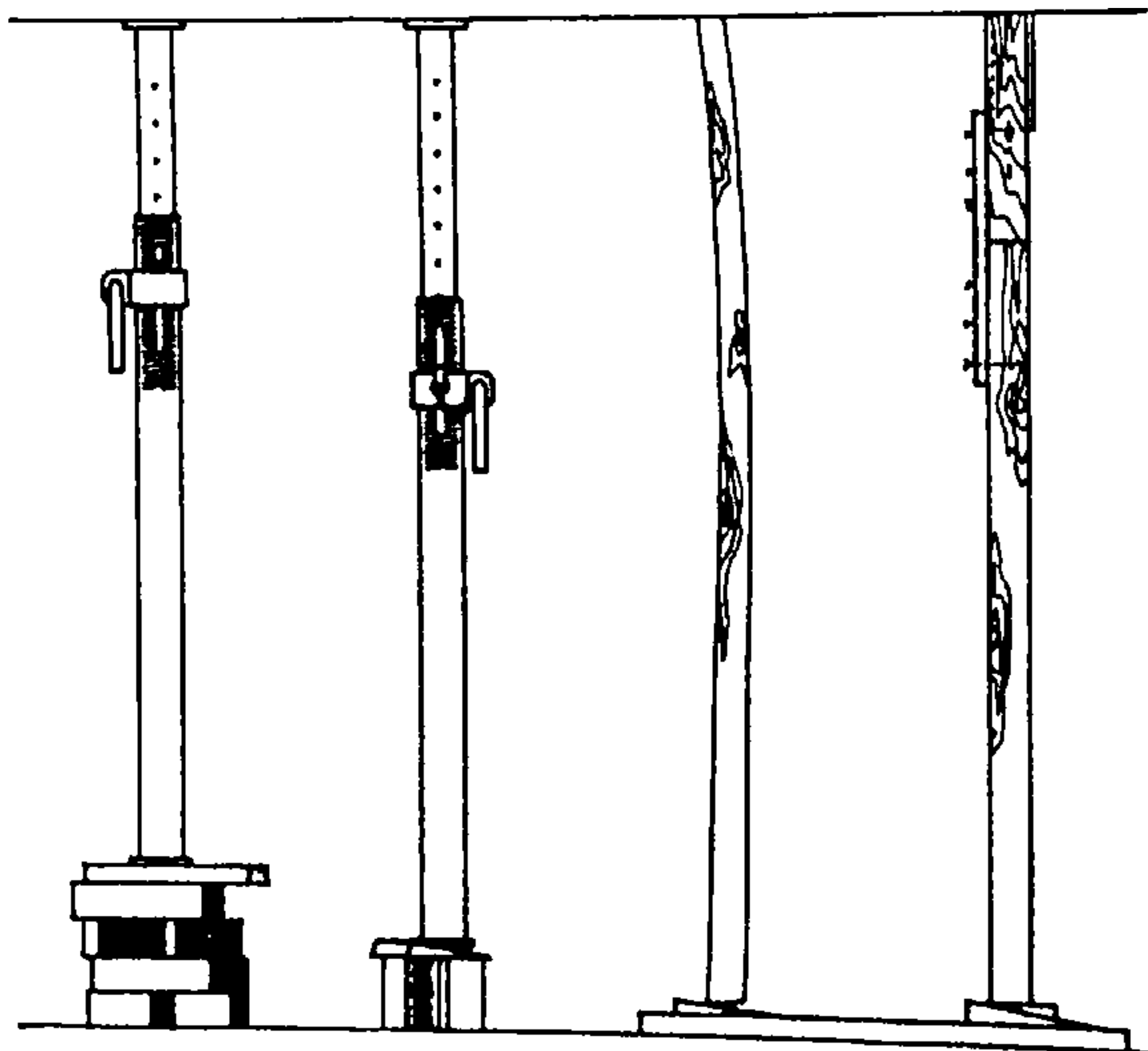


Fig. 909.

Los puntales de apeo de los encofrados deben apoyarse sobre zapatas de madera que descansen perfectamente sobre el suelo. Los puntales nunca deben apoyarse directamente sobre pavimentos de hormigón, sobre pilas de maderos o de otros materiales; la carga o el esfuerzo de compresión debe estar centrada sobre el puntal y este último tiene que hallarse en perfecto estado. Las muescas y clavijas de madera deben asegurar el centrado de la carga y una rigidez suficiente. Es preciso que los puntales de madera se pongan en carga mediante dos cuñas de madera.

y su molde deben responder a ciertas características generales:

El apeo o apuntalado, soporte del molde, debe tener tales características que resista a las sollicitaciones verticales procedentes del peso del hormigón fresco y de la carga originada por el trabajo en la obra: de 300 a 400 kg/m². Cuando se trata de inmuebles con varios pisos, puede darse el caso de que incluso tenga que soportar una o más losas antes que el hormigón realizado sostenga tales cargas. El sistema sustentador, por otra parte, debe ofrecer toda

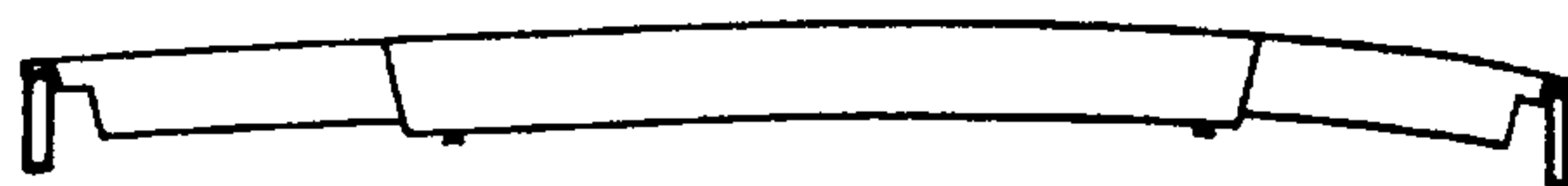


Fig. 910.

Las viguetas metálicas extensibles facilitan notablemente el encofrado de las losas. Ciertos modelos permiten dar una contraflecha al elemento hormigonado.

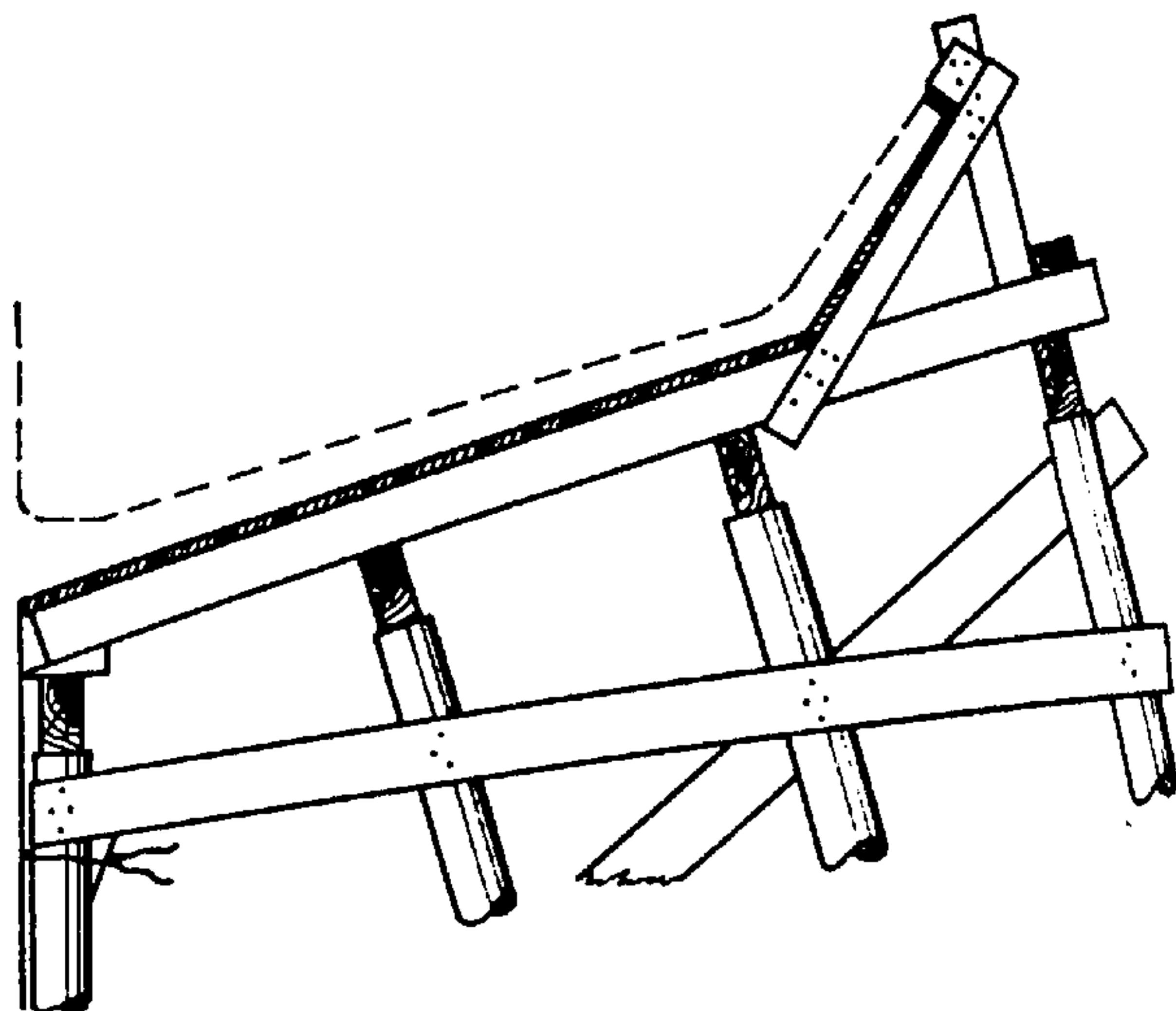


Fig. 911.

Encofrado de un colgadizo o marquesina

El apeo de un encofrado debe siempre ser perpendicular a la obra que se desea hormigonar. Esta regla admite algunas excepciones:

- Cuando la pendiente de la obra es de un tanto por ciento muy reducido.
- Cuando la pendiente de la obra es muy fuerte y el terreno ocupado por el encofrado al nivel del suelo resulta demasiado importante.

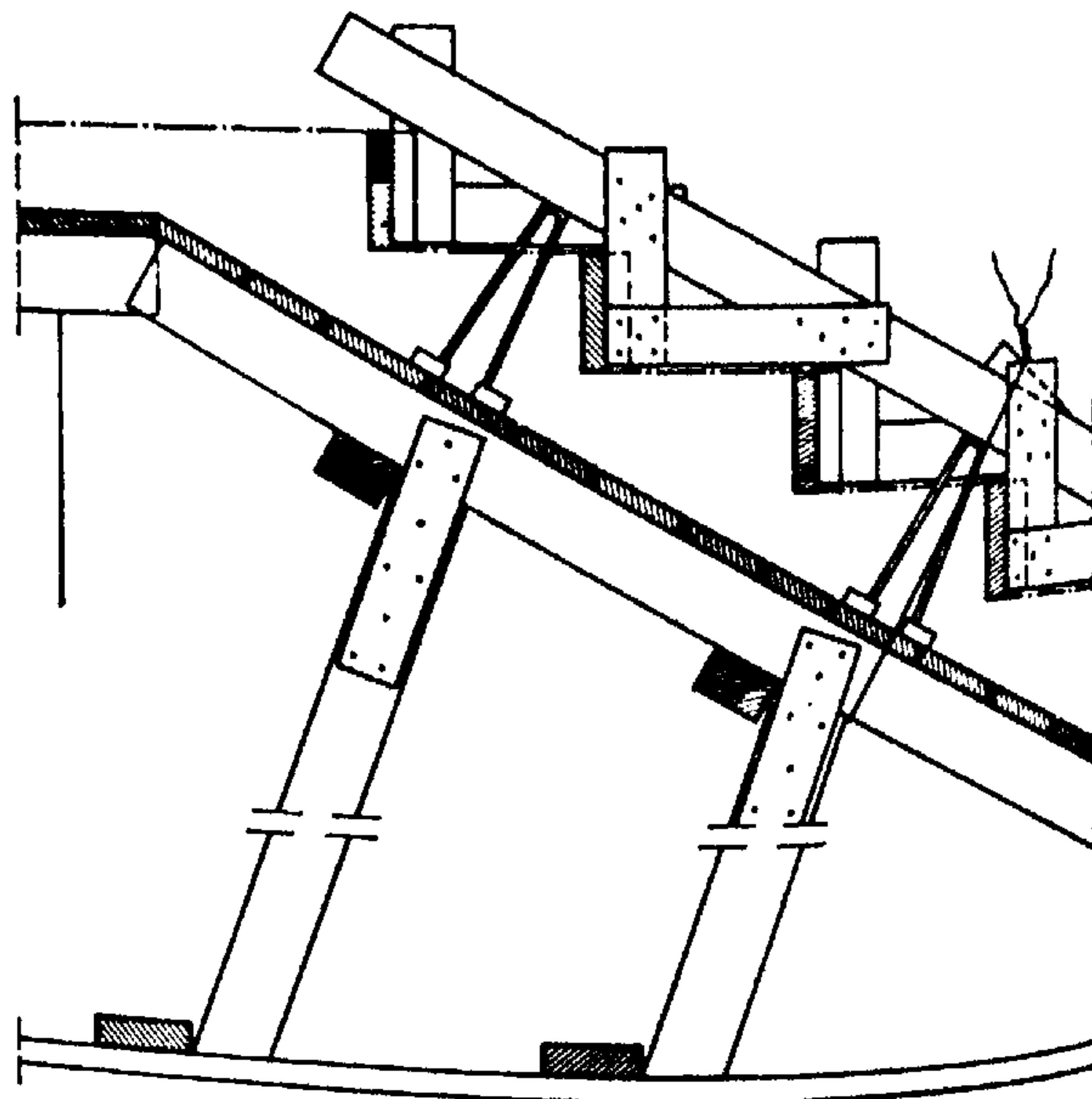


Fig. 912.

Encofrado de una escalera sobre tablero emparrillado con contrahuella

El encofrado de las contrahuellas impone a veces la puesta en obra de un larguero destinado a sujetar los paneles de las contrahuellas. El larguero va sostenido por estribos de hierro redondo de 12 a 16 mm de $\varnothing$ que descansan sobre calzos de hormigón. El larguero se sujeta mediante alambres de 3 a 4 mm de $\varnothing$ y se apoya en un tope o cuña para evitar que resbale.

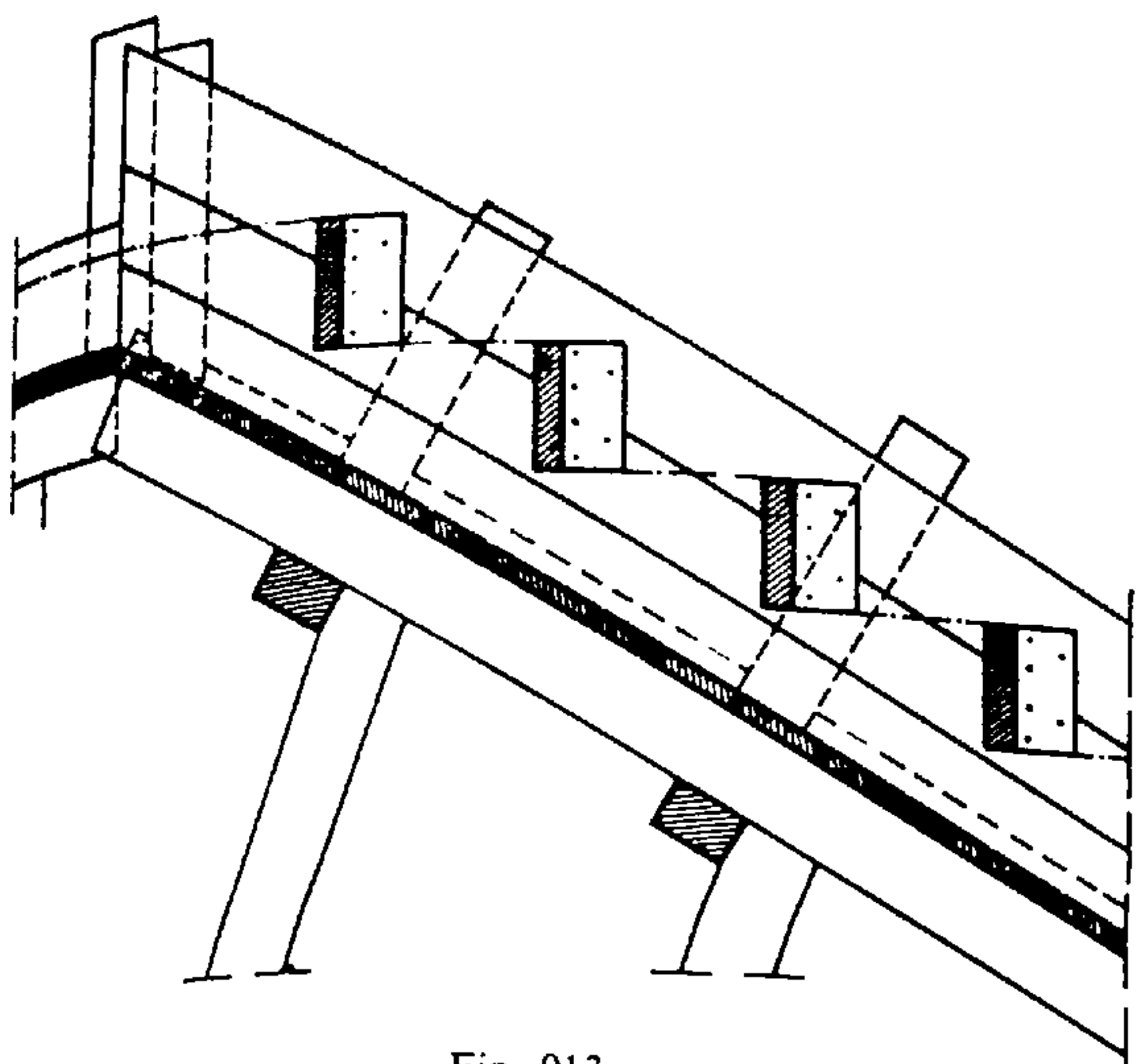


Fig. 913.

Encofrado de una escalera

Este encofrado de la zanca lleva unos tacos destinados a fijar los paneles de las contrahuellas. Exteriormente va provisto de tensores de refuerzo o de riostras.

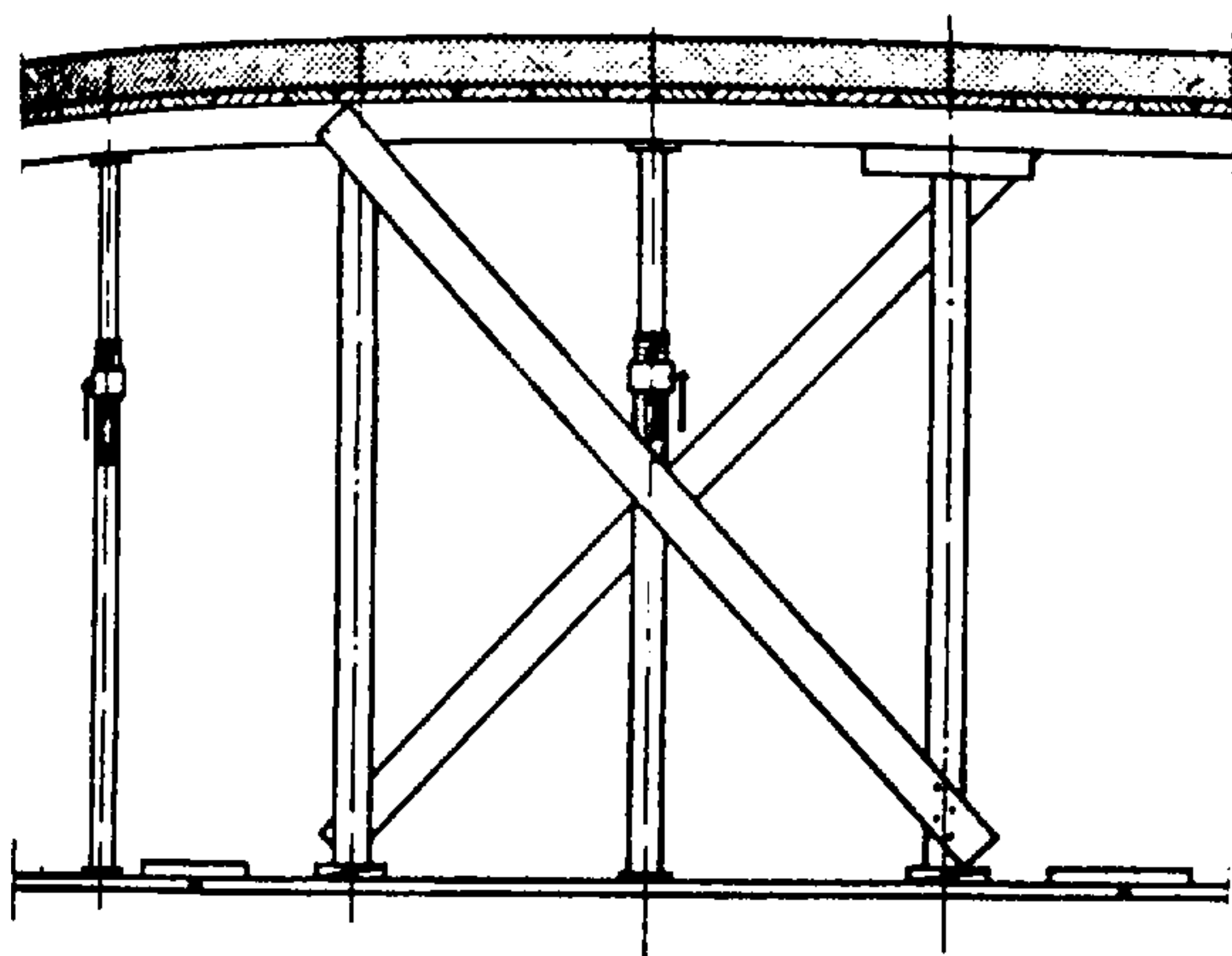


Fig. 914.

Se puede obtener el arriostramiento de un tramo de puntales metálicos mediante la incorporación de algunos puntales de madera, sobre los cuales es posible clavar sin dificultad las riostras de tabla dispuestas formando aspa.

la resistencia necesaria contra las cargas horizontales producidas por el viento, contra los empujes oblicuos, etc., así como contra las falsas maniobras, choques y vibraciones, y contra esfuerzos ocasionales producidos durante la ejecución.

Los puntales del apeo deben resistir al pandeo y hallarse en número suficiente para oponerse a la flexión y a la deformación del molde que soportan.

Los esfuerzos horizontales, en numerosas construcciones, pueden ser absorbidos por los muros transversales. Sin el concurso de estos muros, es necesario procurar un arriostramiento.

El arriostramiento puede quedar asegurado por medio de cruces de San Andrés, hechas de tablas, cuando el apeo es de madera. La utilización de puntales metálicos lleva consigo el empleo de dispositivos especiales para absorber esos esfuerzos.

El molde debe ser de un material que permita obtener el aspecto que se desea dar a la obra aca-

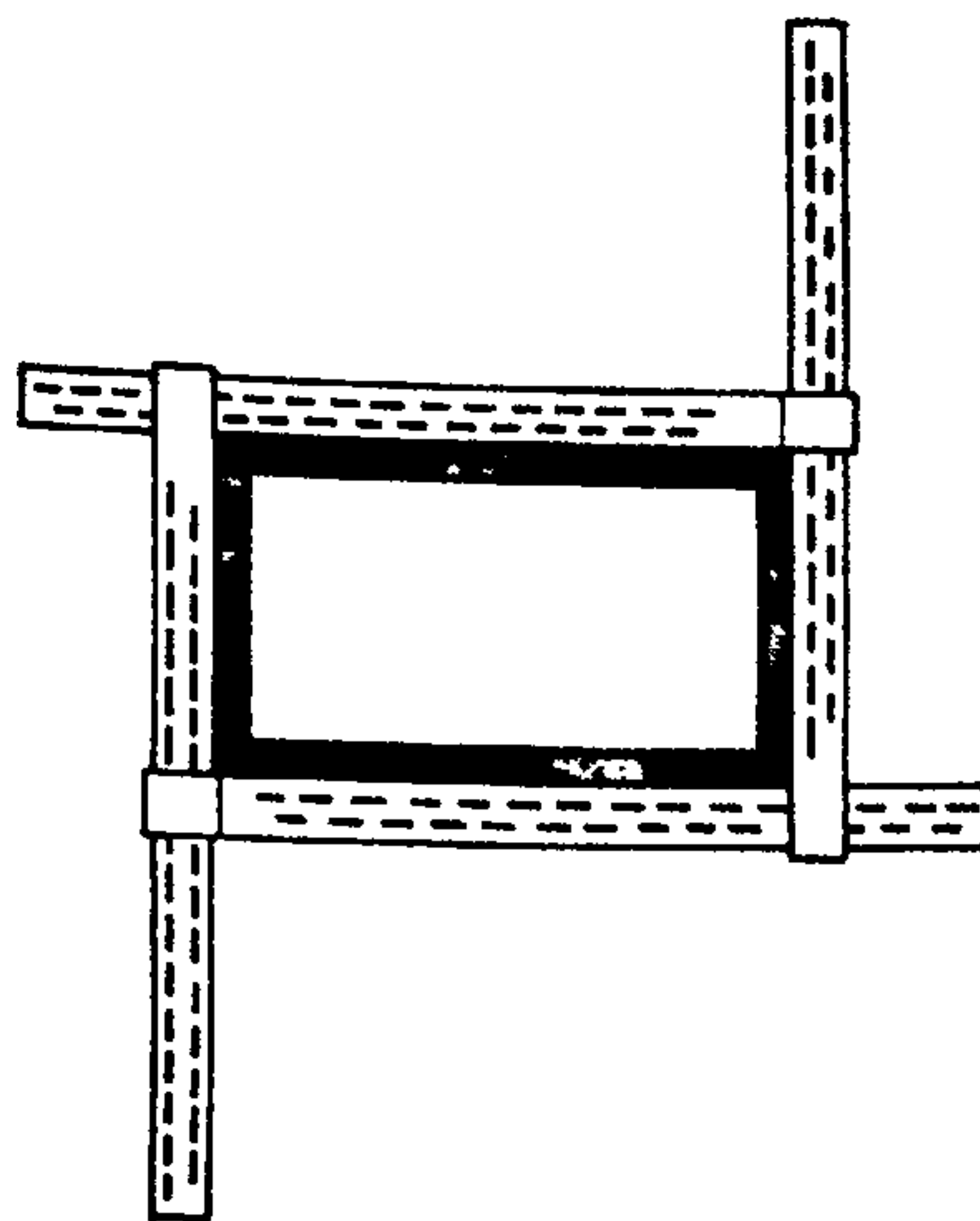


Fig. 915.

Bastidores de encofrado "Adria"

El empleo de bastidores metálicos constituye una solución sencilla para el encofrado de los pilares y ofrece, entre otras ventajas, la de ocupar poco sitio.

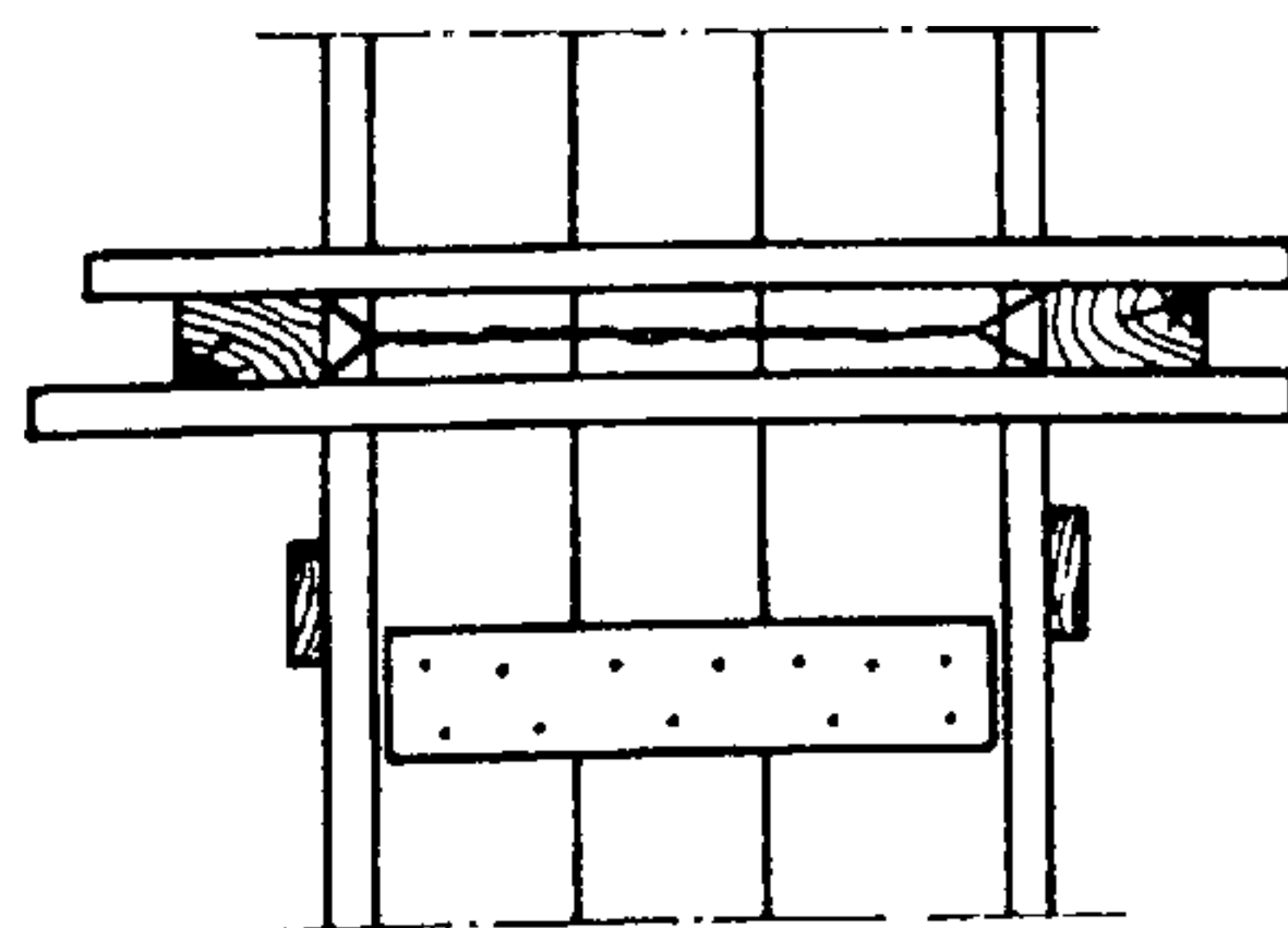
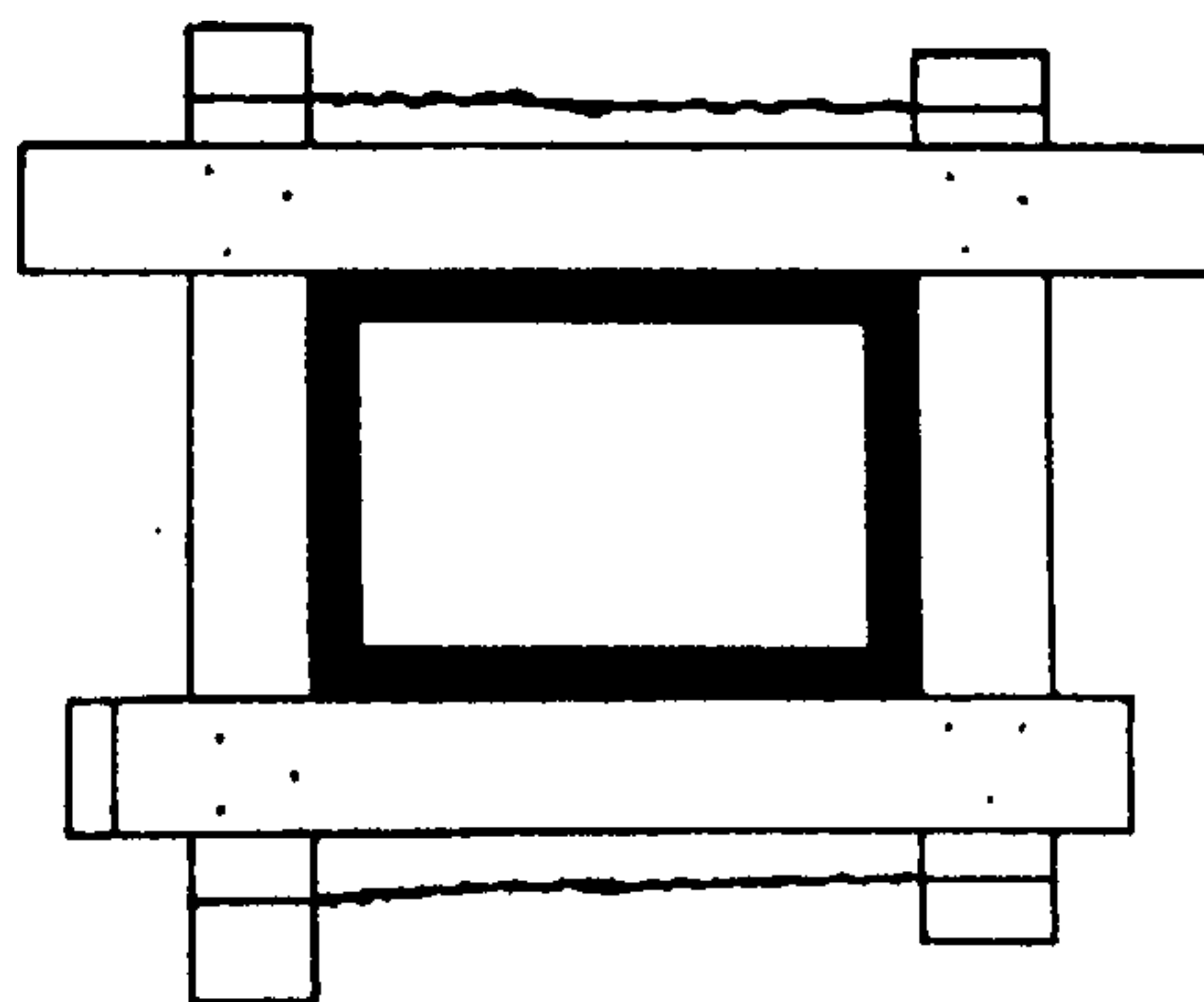


Fig. 916.

El encofrado de los pilares, cuando es de madera, implica la construcción de marcos o bastidores para ligar los paneles y, sobre todo en las partes bajas o para los hormigones pervibrados o vibrados, torcidos de alambre que aseguran un enlace indeformable.

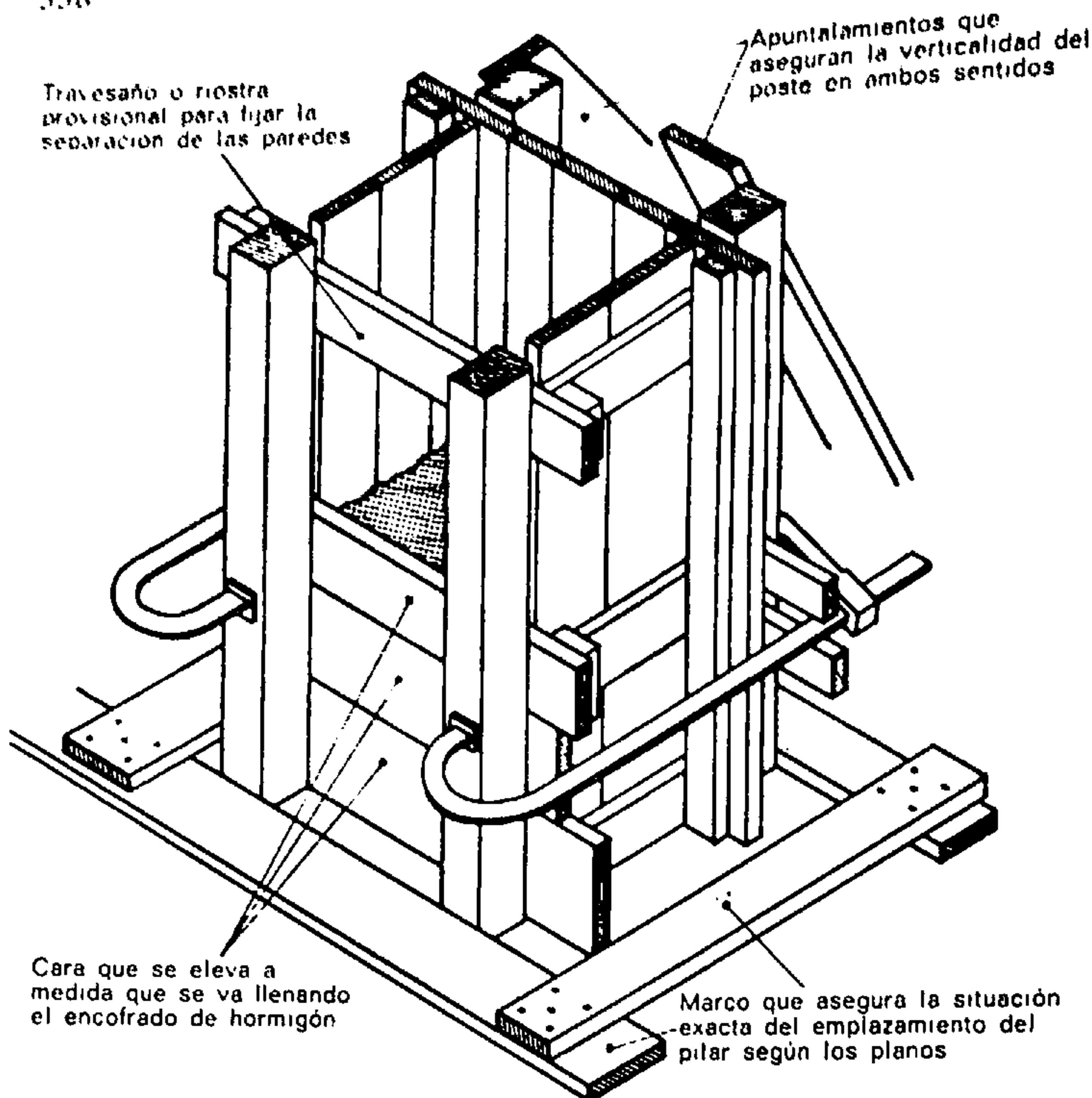


Fig. 917.

Hormigonado de un pilar por una de sus caras

Este sistema evita los tubos de descenso demasiado largos para el hormigón y los consiguientes peligros de segregación. Sin embargo, tal ejecución requiere una cantidad de mano de obra relativamente elevada. El encofrado de los pies derechos implica a veces la puesta en obra de un volumen importante de madera.

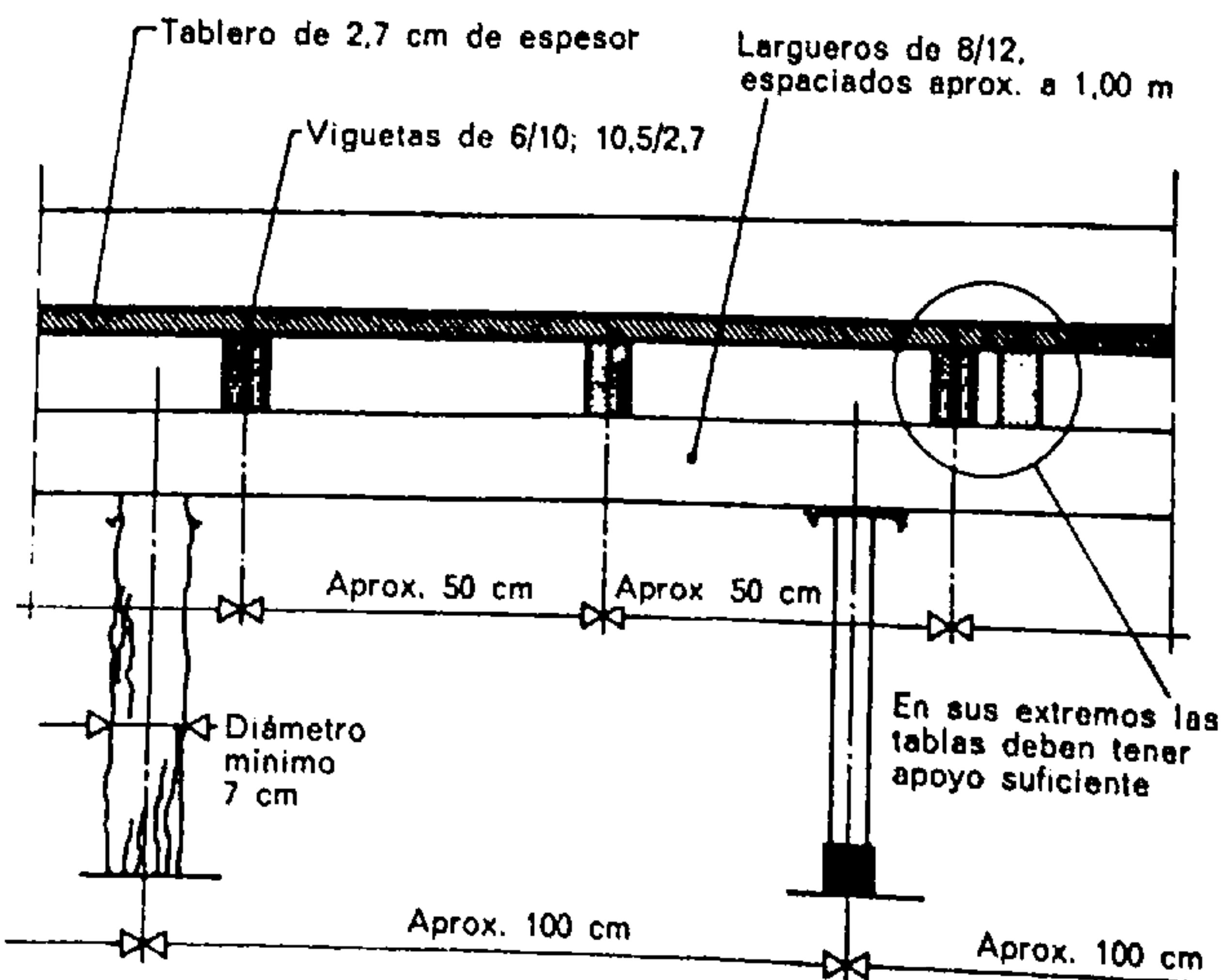


Fig. 918.

Encofrado de madera de una losa maciza de 14 cm de espesor

De una manera más general se puede calcular:

Espesor del tablero	27 ó 40 mm
Espaciado de las viguetas de	40 a 60 cm
Espaciado de los largueros de	100 a 120 cm
Separación de los puntales de	80 a 120 cm

bada. Se adoptan tablas sencillas de pino de 27 mm (o tablas de 40 mm) en aquellas obras que deben recibir un enlucido. Se obtiene un paramento "bruto" de desencofrado que conserva la huella del contorno de las tablas, con bello aspecto, si se utilizan tablas acepilladas (eventualmente machihembradas).

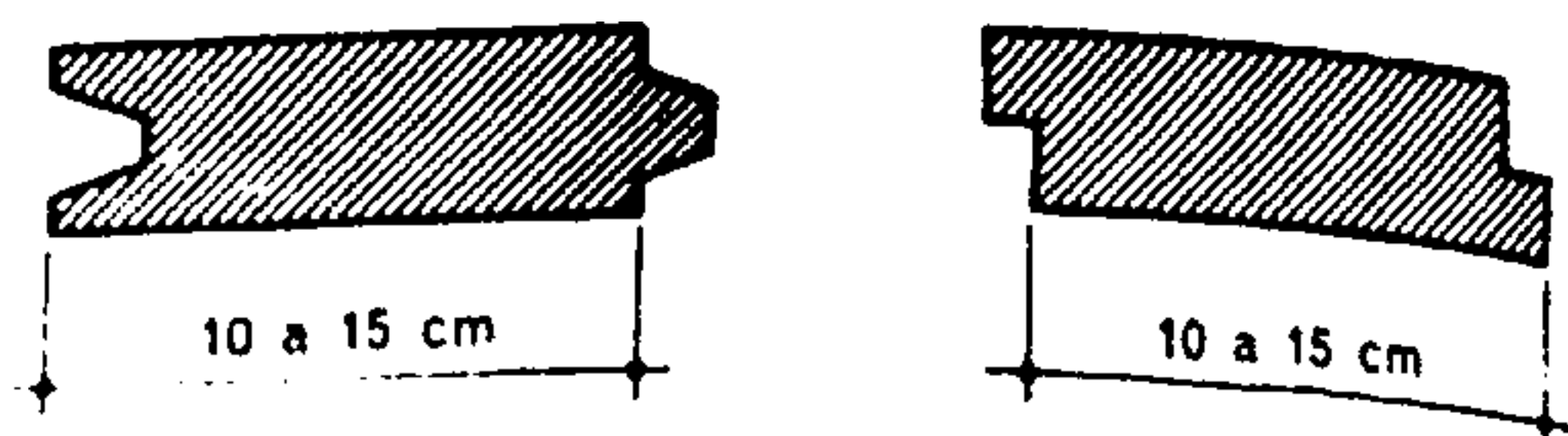


Fig. 919.

Tablas para encofrado limpio

Para aquellas obras que han de quedar limpias al desencofrar, se emplean tablas acepilladas, calibradas (con caras bien paralelas) y la ensambladura entre las piezas debe estar ejecutada de tal manera que se reduzca la fragilidad de las aristas. La anchura de las tablas está generalmente comprendida entre 10 y 15 cm para limitar las deformaciones de cada tabla.

El empleo de palastros, de tableros de fibra, Pavatex, Isorel, Novopan, contrachapados, de fibro-cemento ondulado o plano, permite realizar superficies lisas.

Cuando el hormigón debe ir pintado con cal, es preciso escoger maderas sin nudos para los encofrados. En efecto, la resina contenida en los nudos impregna los hormigones y modifica los colores aplicados.

El aceite para encofrados, destinado a impedir la adherencia del hormigón contra el molde, puede provocar manchas sobre el paramento de las obras.

Las pastas de encofrado permiten obtener un hormigón con paramento rugoso, suprimiendo el trabajo del picado de la superficie.

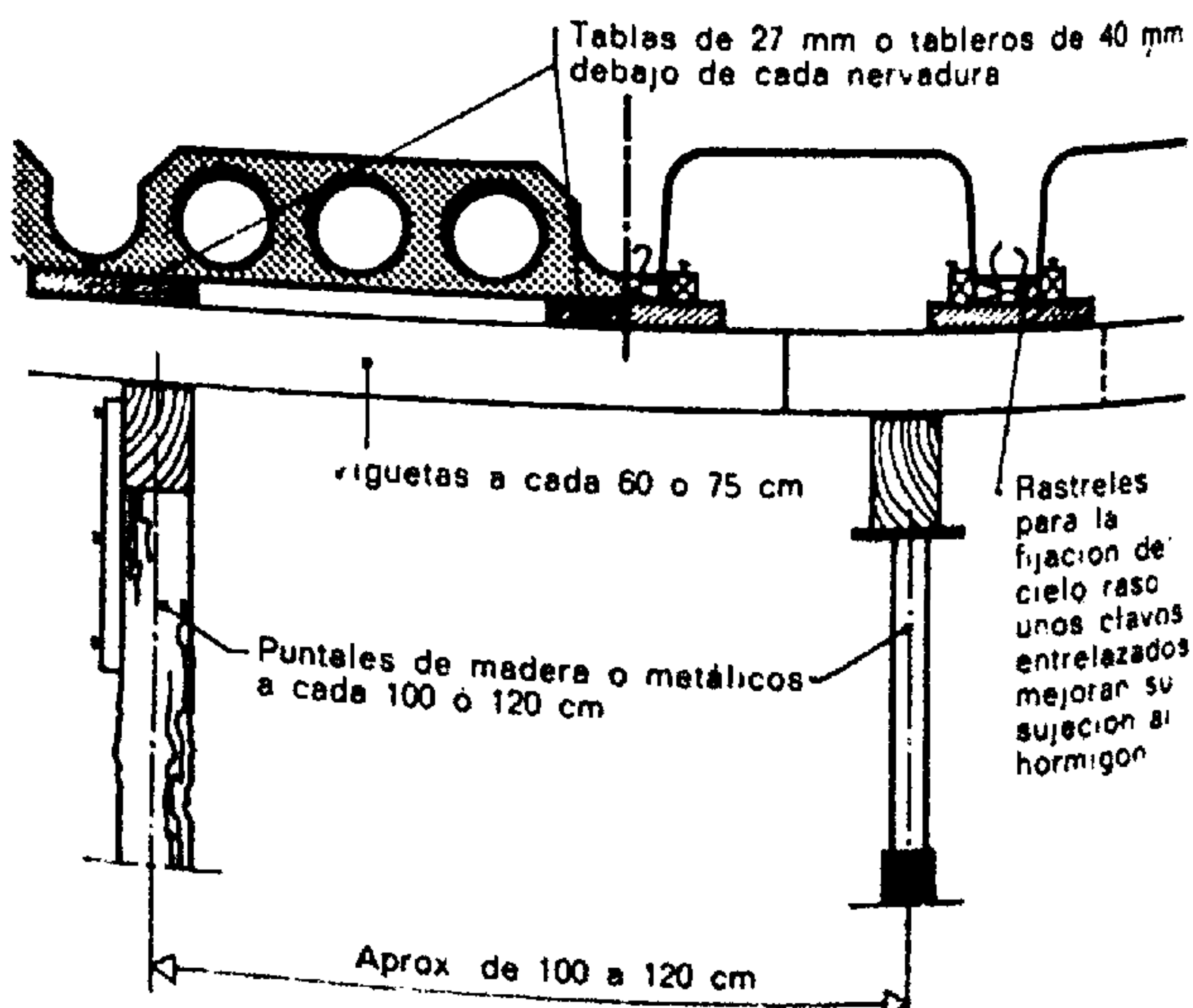


Fig. 920.

Encofrado de las losas con piezas huecas (o con cajones metálicos normalizados)

Por efecto de la reducción del peso muerto, el encofrado puede ser más ligero.

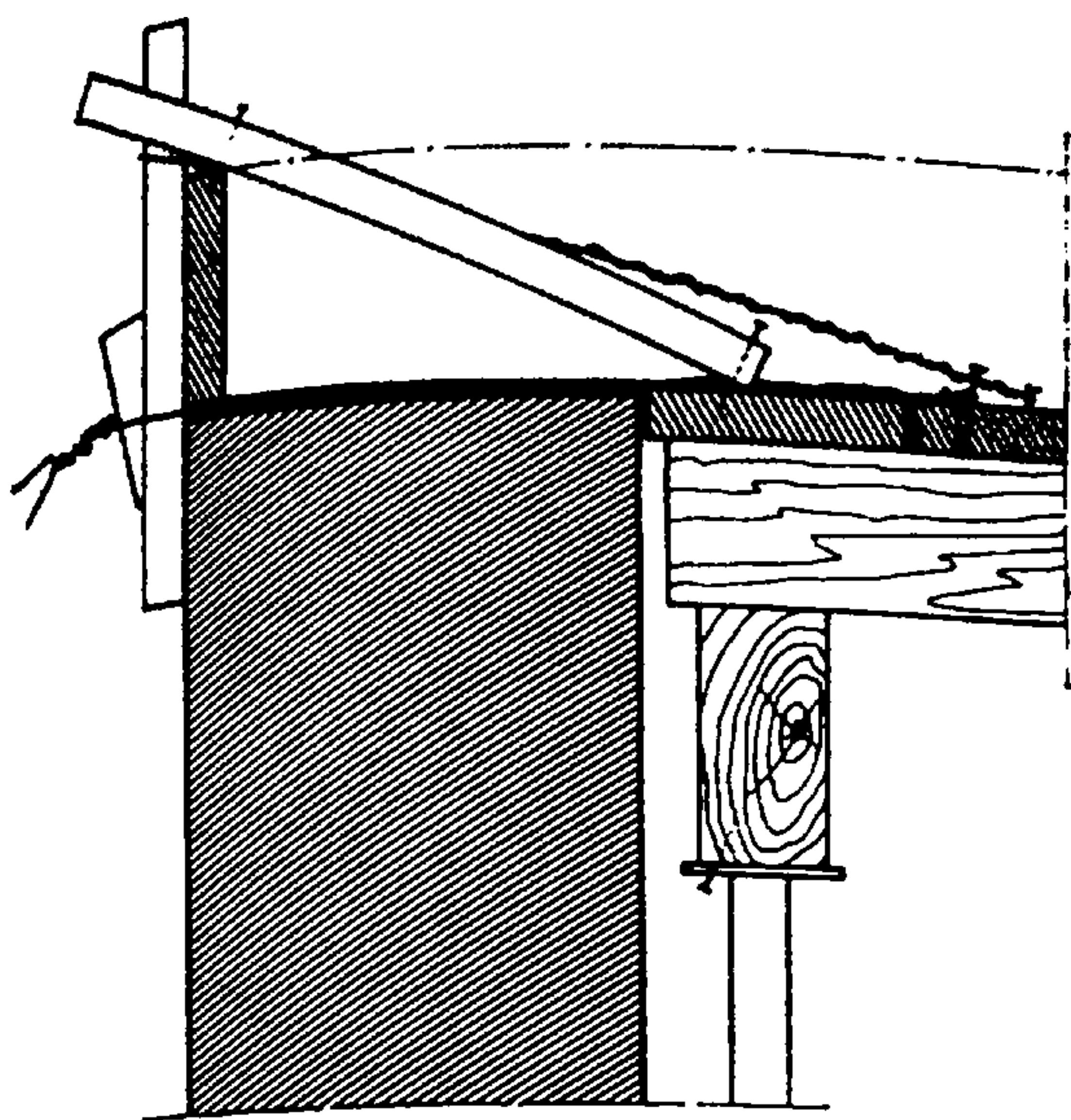


Fig. 921.

El encofrado de los apoyos y bordes de las losas puede realizarse fácilmente por medio de tirantes de alambre y un acúñado provisional.

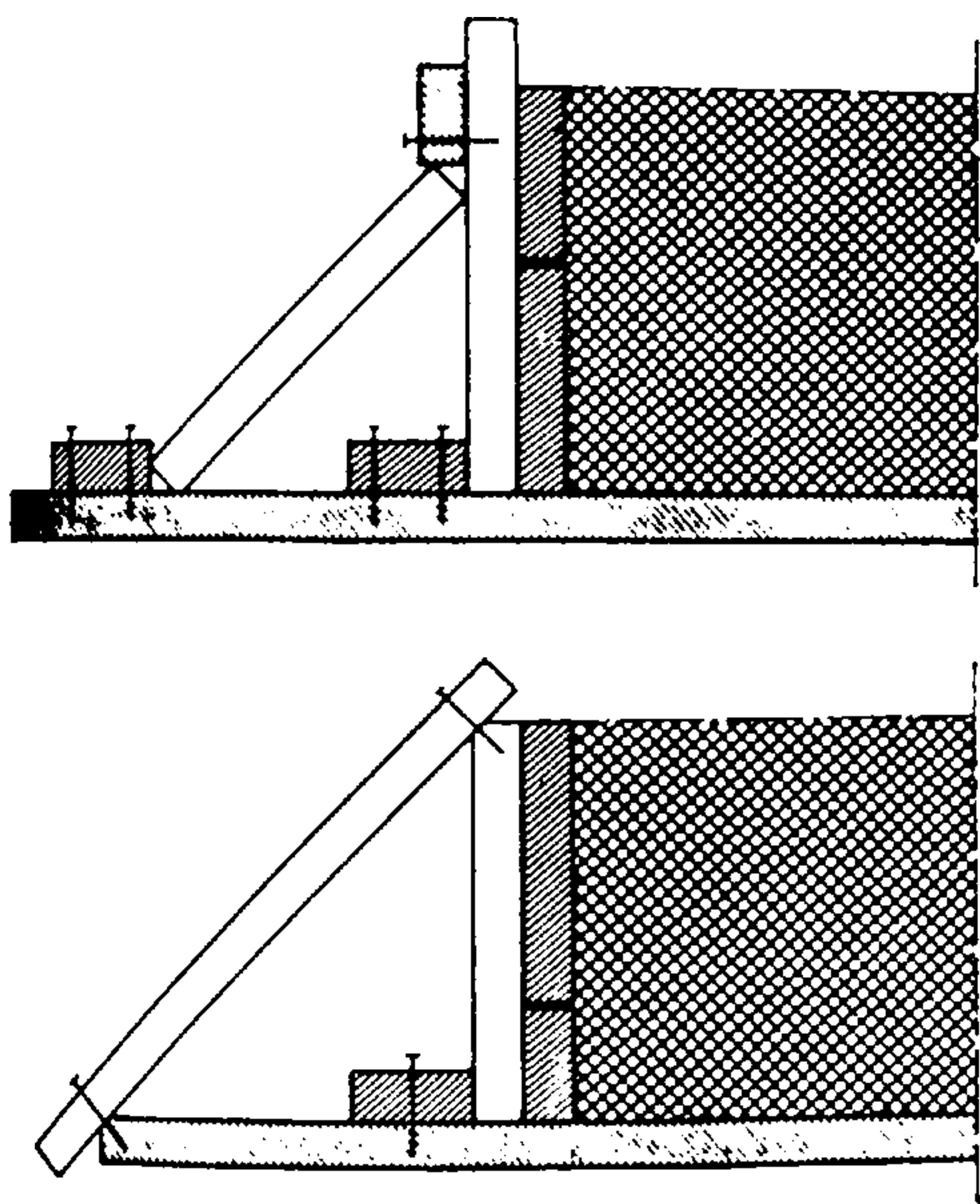


Fig. 922.

Encofrado de los bordes de las losas, apoyos, etc.

Para ser eficaces, las tornapuntas han de tener una inclinación de 45 a 60 grados. Pueden estribar en topes o ir sencillamente clavadas sobre las riostras. Su sección es generalmente de 2,7 o de 3,1 por 7 cm.

La distancia entre los puntos de apoyo del encofrado depende de las cargas que deba soportar y de los espesores y dimensiones de la madera escogida. El croquis 918 da una idea del aspecto de los elementos de sustentación que conviene disponer en el caso del encofrado de una losa maciza de 14 cm de espesor.

En obras de gran longitud, de sección constante, por razones de economía se pueden emplear encofrados corredizos.

Los encofrados rodantes o corredizos se utilizan en la realización de las cloacas de gran sección, túneles, conducciones de traída de aguas, etc. Pueden ser de madera o de metal y se colocan sobre

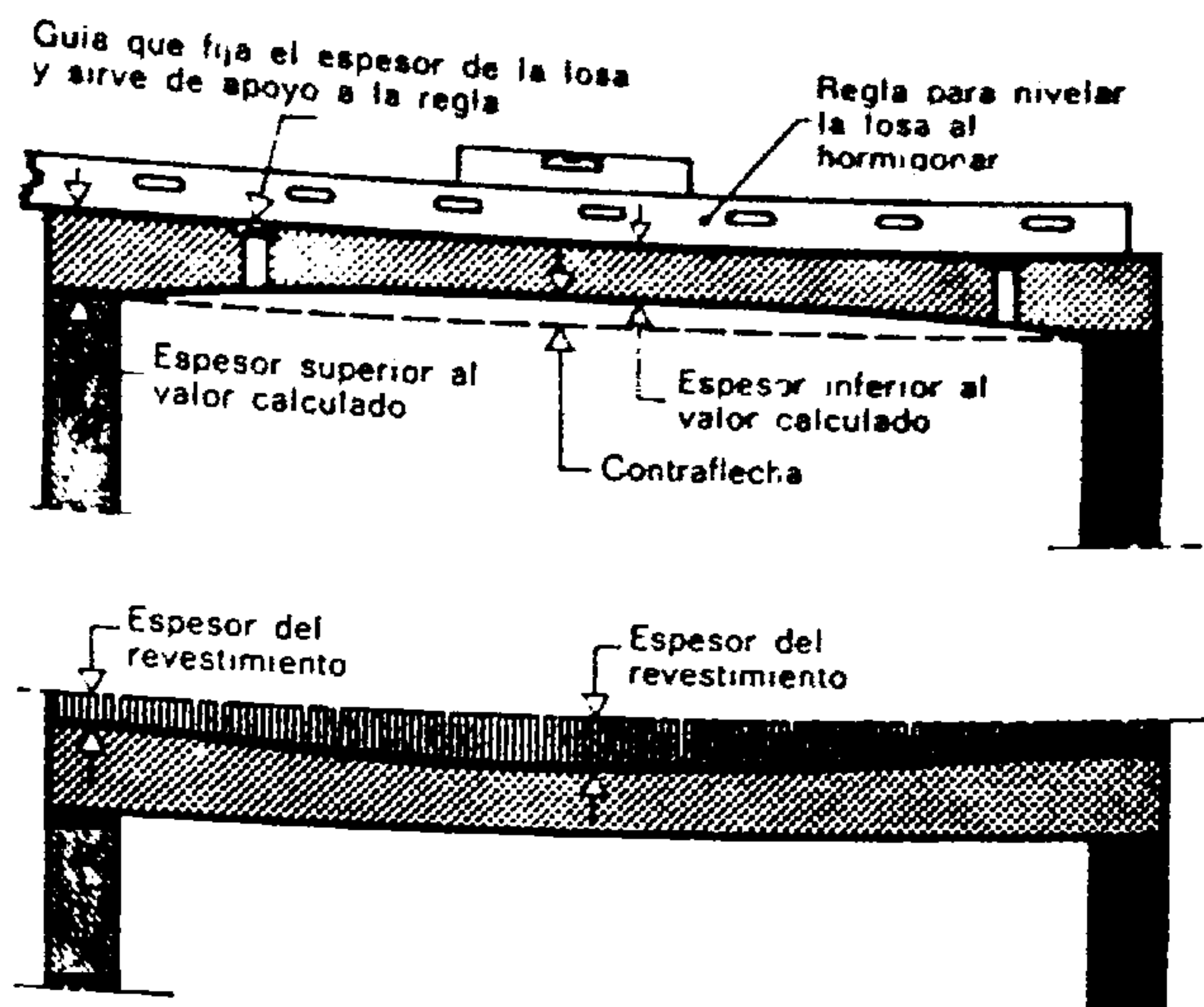


Fig. 923.

La creación de contraflechas puede ocasionar contrariedades si al hormigonar no se tiene en cuenta la forma del encofrado. En este caso, efectivamente, el espesor de la losa es más débil en el punto en que existe el esfuerzo mayor y, por otra parte, la sobrecarga creada por el revestimiento es aún más fuerte en el centro que en las otras partes.

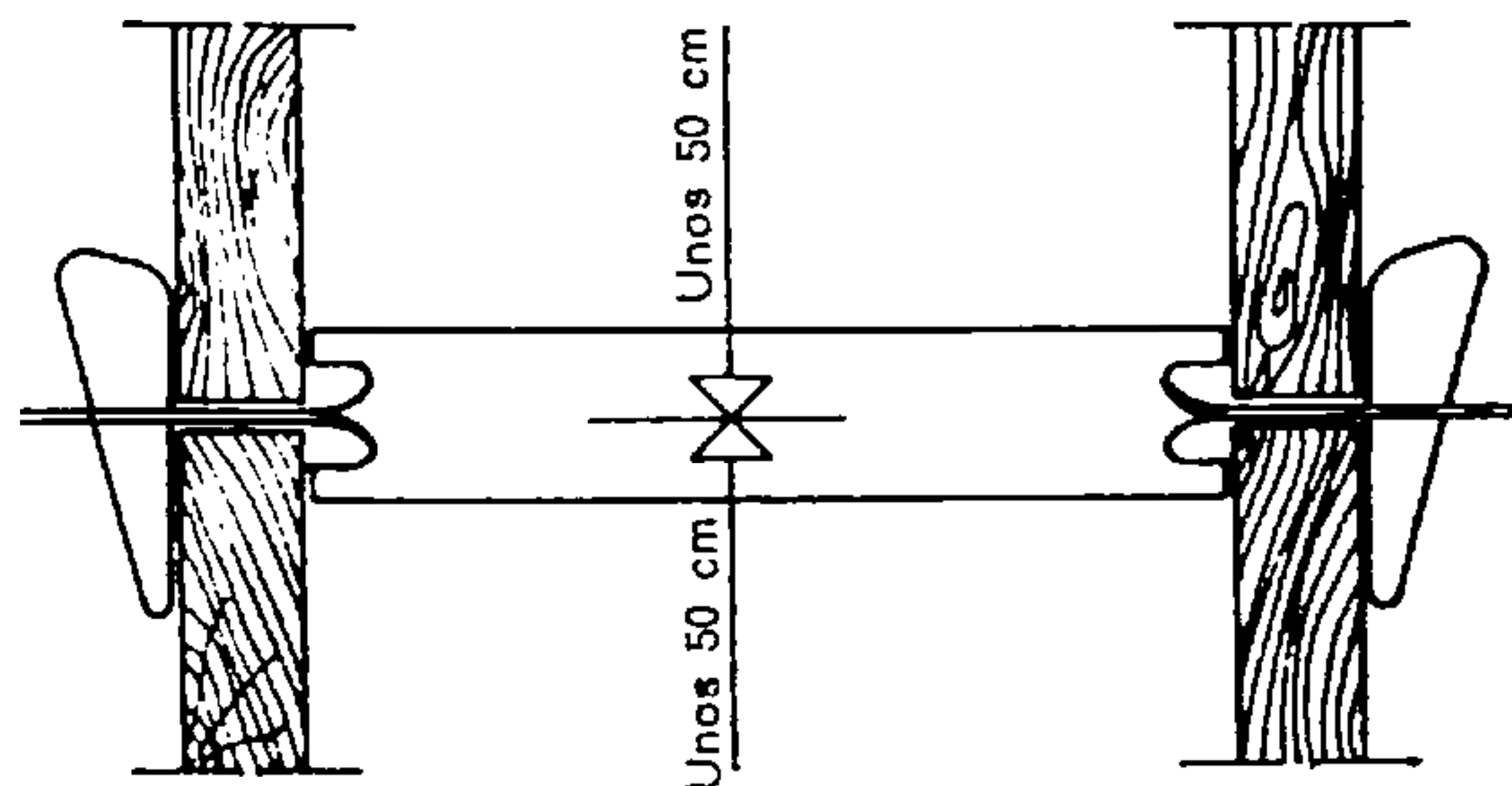


Fig. 924.

Los codales o travesaños «Cofix» permiten el enlace de dos paneles de encofrado y mantienen rigurosamente la distancia entre ellos.

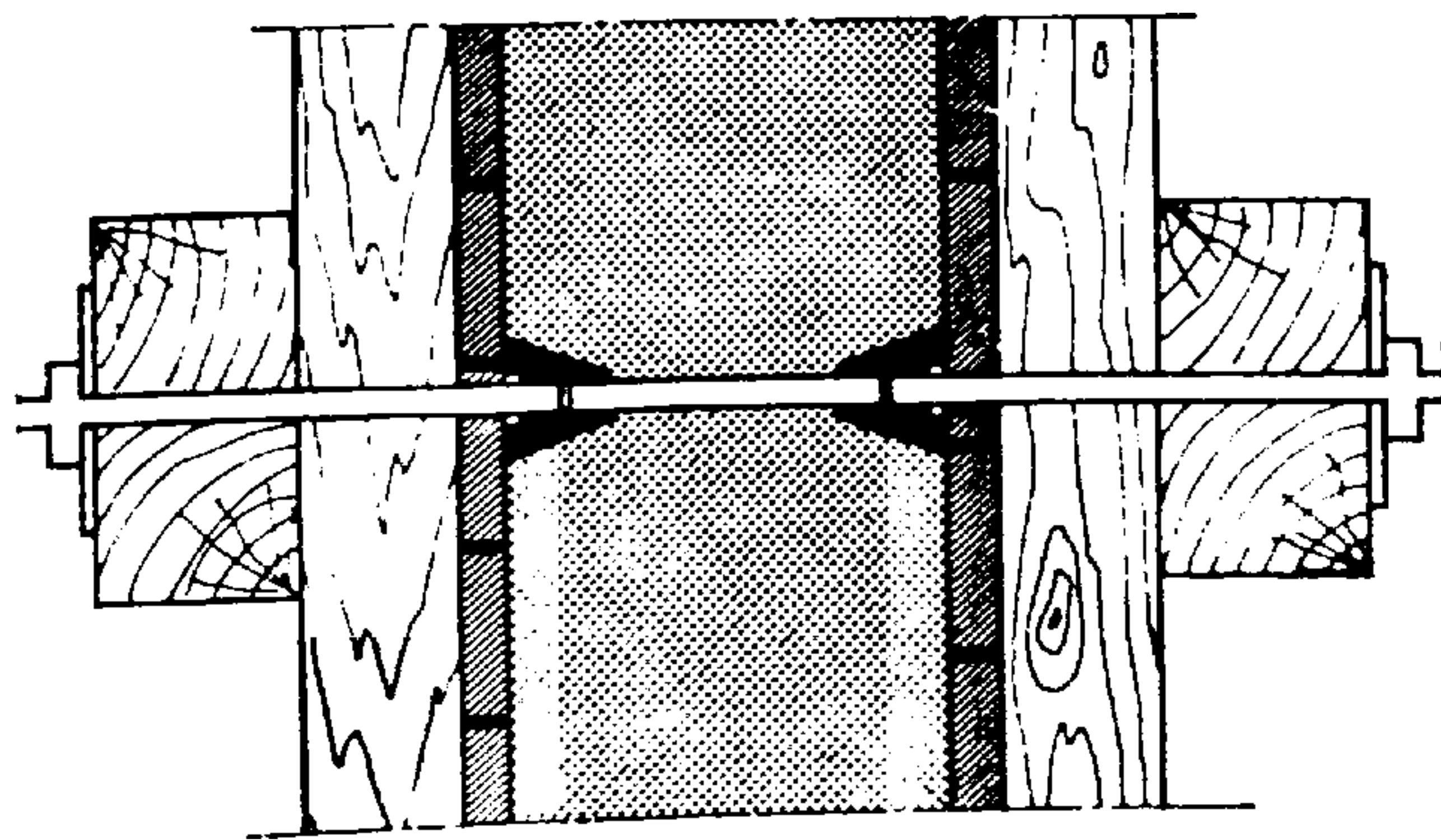


Fig. 925.

Los encofrados trepadores de paredes delgadas comprenden un anclaje que atraviesa la pared de parte a parte. Los puentes de servicio pueden estar sólo en una de las caras de la pared. Frente a esas pasarelas se tiene sólo una simple pared de encofrado. (Subsistirán, sin embargo, elementos provisionales ligeros que permiten el desmontaje de la pared móvil y su fijación para la siguiente etapa.)

un sistema de carriles dispuestos provisionalmente sobre la solera o zampeado de la obra. El avance puede ser continuo o llevarse a cabo después de la ejecución completa y endurecimiento de cada fase.

Cuando la altura de las construcciones ofrece una sección constante, en unos 10 m como mínimo,

resulta una solución económica proyectar encofrados deslizantes o encofrados trepadores (por ejemplo en la construcción de silos, torres, campanarios, etc.).

Los encofrados deslizantes suben progresivamente e implican la realización sin interrupción de las operaciones de colocación y ligadura de las armaduras así como un hormigonado por capas de unos 25 cm llevado a cabo día y noche. Constituyen un medio rápido de ejecución. El molde, que comprende el encofrado (aproximadamente de 1,20 m de altura) de las paredes ligadas solidariamente unas con otras sobre un bastidor o marco, puede hacerse con tablas acepilladas (dispuestas en sentido del deslizamiento) o con chapas de palastro. Con el desli-

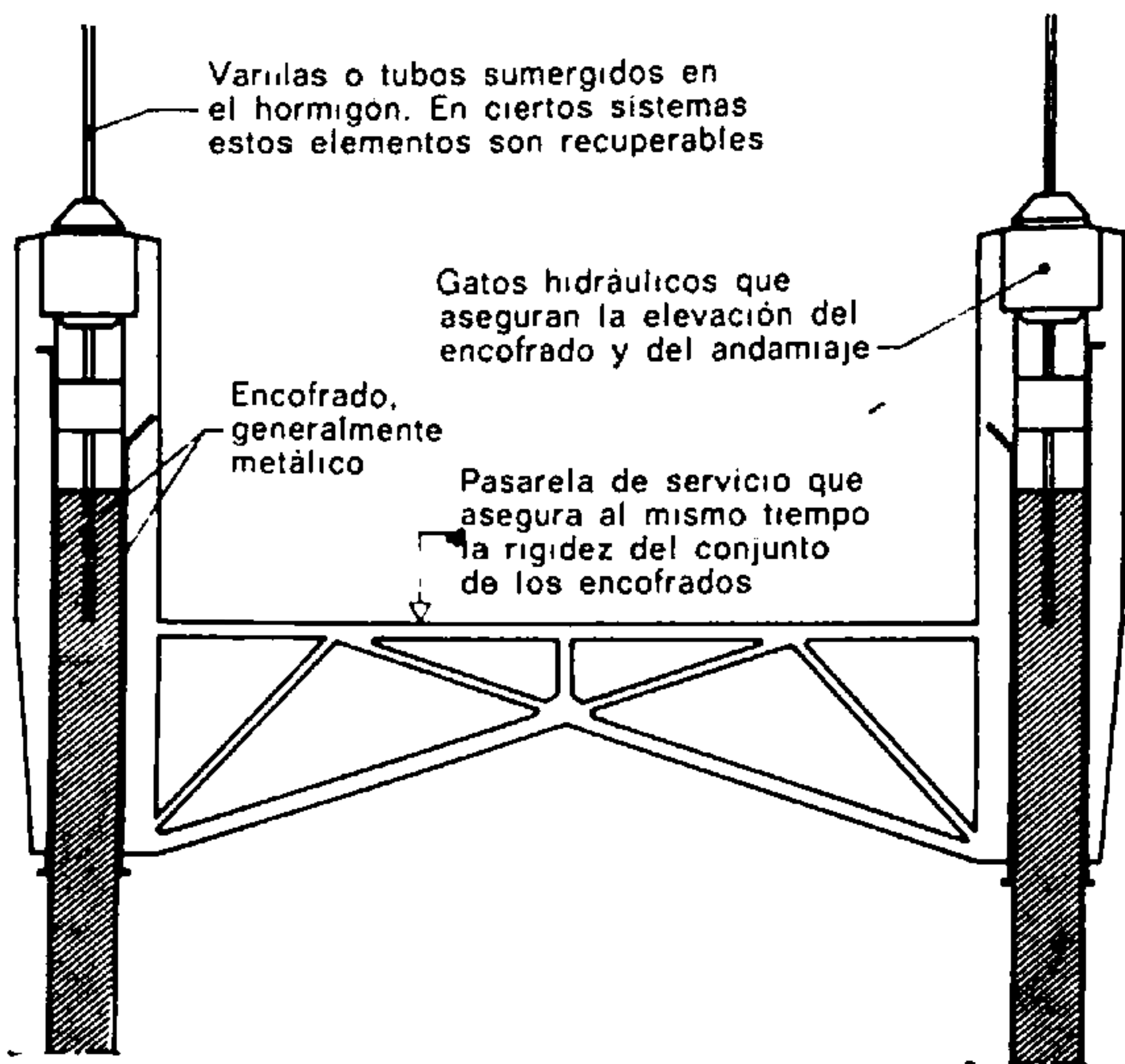


Fig. 926.

Encofrados deslizantes

Permite la realización de un hormigonado continuo de las obras a una gran altura. La acción de los crics o gatos debe estar perfectamente sincronizada a fin de conseguir una total verticalidad de las paredes y para evitar todo enclavamiento cuando se efectúa la elevación. Los aparejos empleados para esos trabajos están patentados y el equipo de los encofrados deslizantes debe confiarse a especialistas.

zamiento, el peso propio del hormigón debe ser tal que corresponda a un espesor de 12 a 15 cm como mínimo.

La elevación del sistema del encofrado se lleva a cabo por medio de aparejos o gatos hidráulicos fijos en el bastidor o armazón y que se apoyan contra barras de acero fijadas en el hormigón o contra el hormigón mismo. Los andamios requeridos por la ejecución del trabajo, ligados al encofrado, se izan simultáneamente, como es natural.

La velocidad de elevación depende de la calidad y de la rapidez de endurecimiento de los hormigones empleados. Generalmente, puede contarse con que es posible ejecutar etapas de 2 a 5 metros de pared por día.

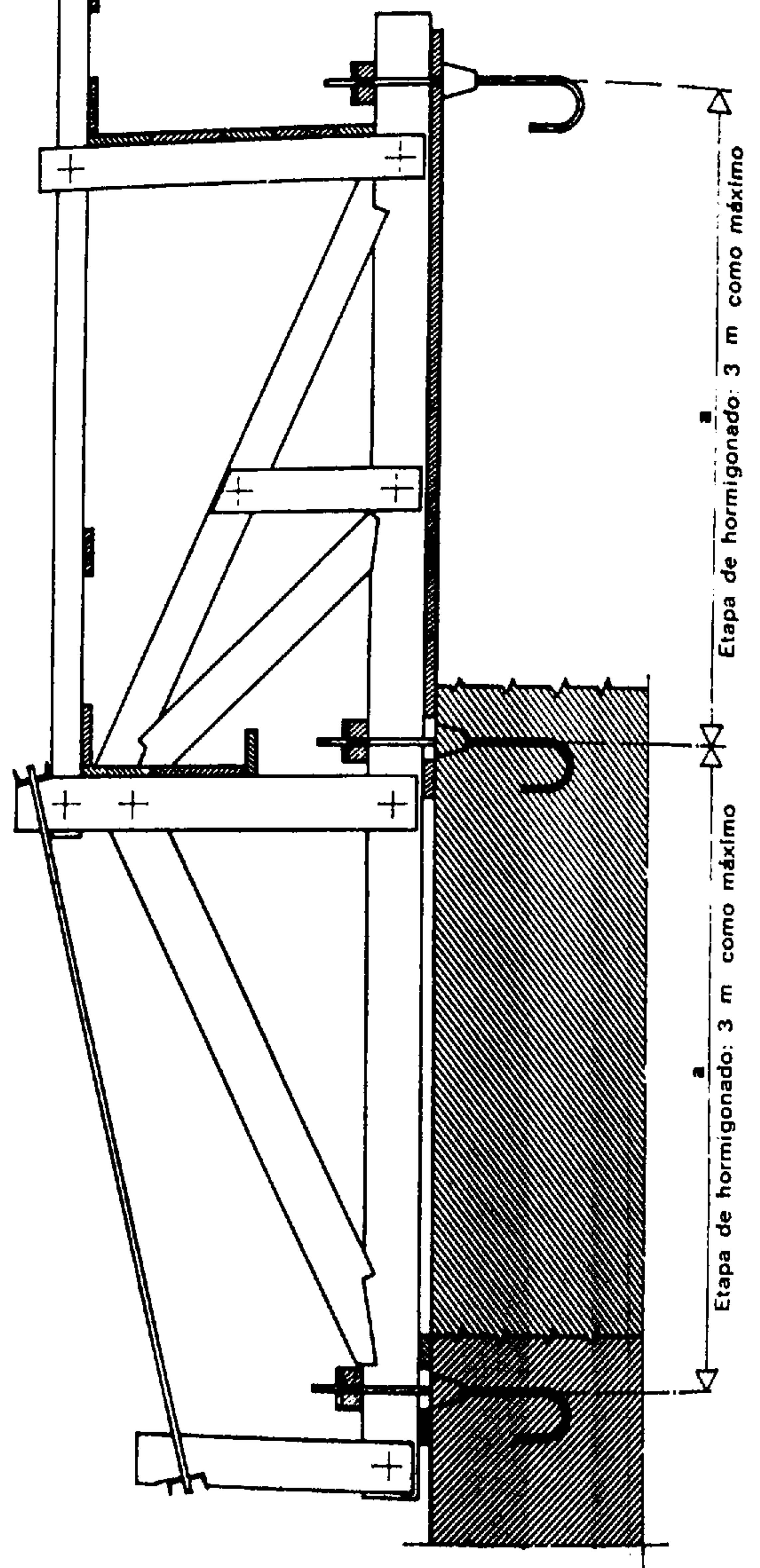
Los encofrados trepadores permiten una realización "etapa por etapa" de secciones de obra cuya altura corresponde a la del molde escogido. Éste,

Fig. 927.

Encofrados trepadores

Desplazados después de cada etapa de hormigonado, pueden ser de madera y estar sujetos a ganchos empotrados en la masa hormigonada.

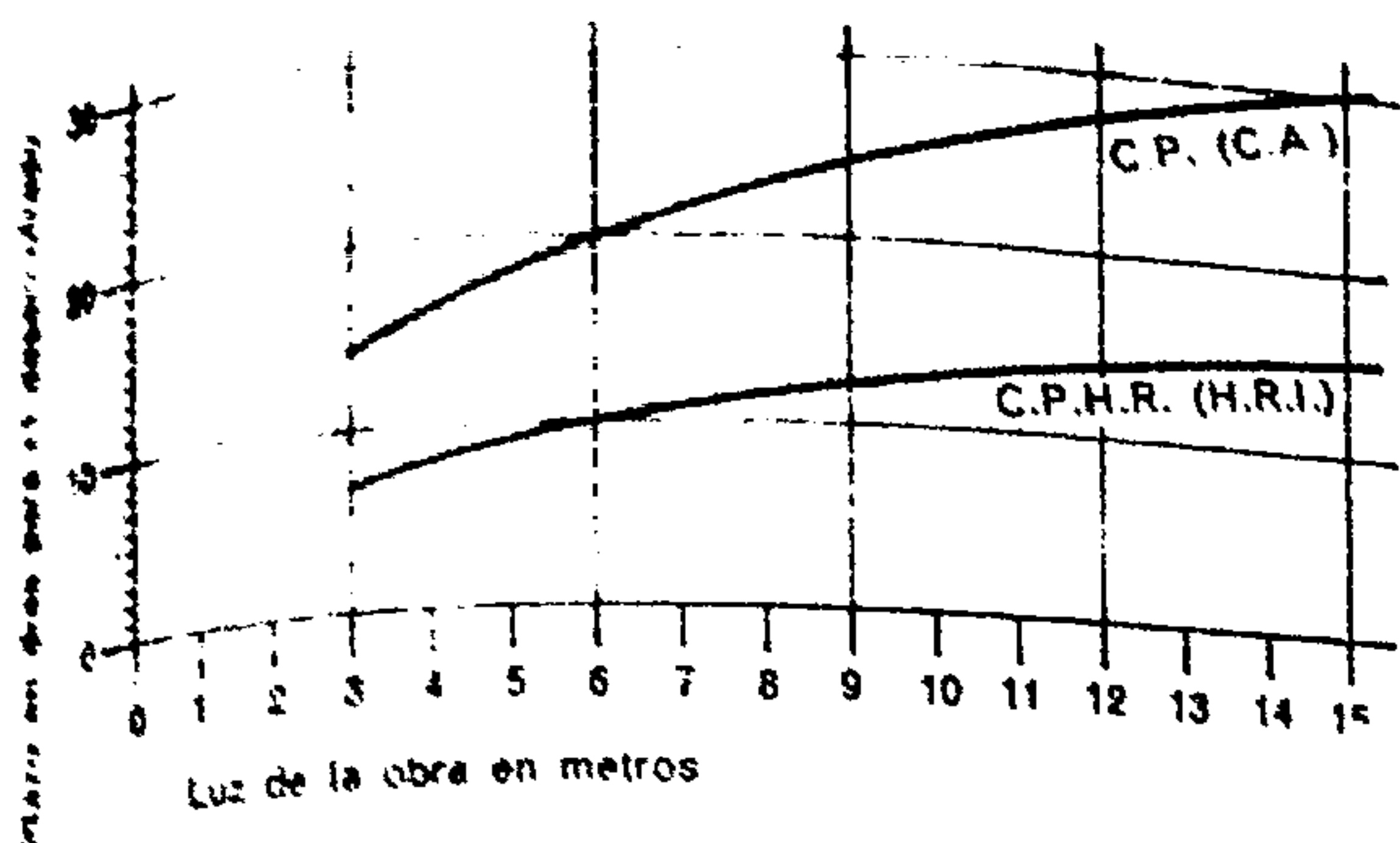
N. B. La importancia del refuerzo del encofrado de la pared depende de la altura que haya que hormigonar en cada etapa.



fijado a las paredes por un sistema de traviesas generalmente sujetas con pernos, se desmonta después de cada operación y se vuelve a instalar más arriba para permitir el hormigonado de la etapa siguiente. La marcha es, pues, discontinua y las juntas de reanudación señalan cada fase de las operaciones. Prácticamente no es posible ejecutar por este sistema paredes de anchura de menos de 10 cm.

21. DESENCOFRADO

No hay que proceder al desmontaje de los puntales y al desencofrado de las obras hormigonadas hasta que las resistencias del hormigón sean suficientes para responder a los esfuerzos de sollicitación.



C.P. (C.A.) (Hormigón de cemento normal)
C.P.H.R. (H.R.I.) (Hormigón de cemento especial)

Fig. 928.

Gráfico que indica los plazos aproximados de desencofrado
(No sirve más que para cuando la temperatura se mantiene por encima de los 5°C durante el endurecimiento)

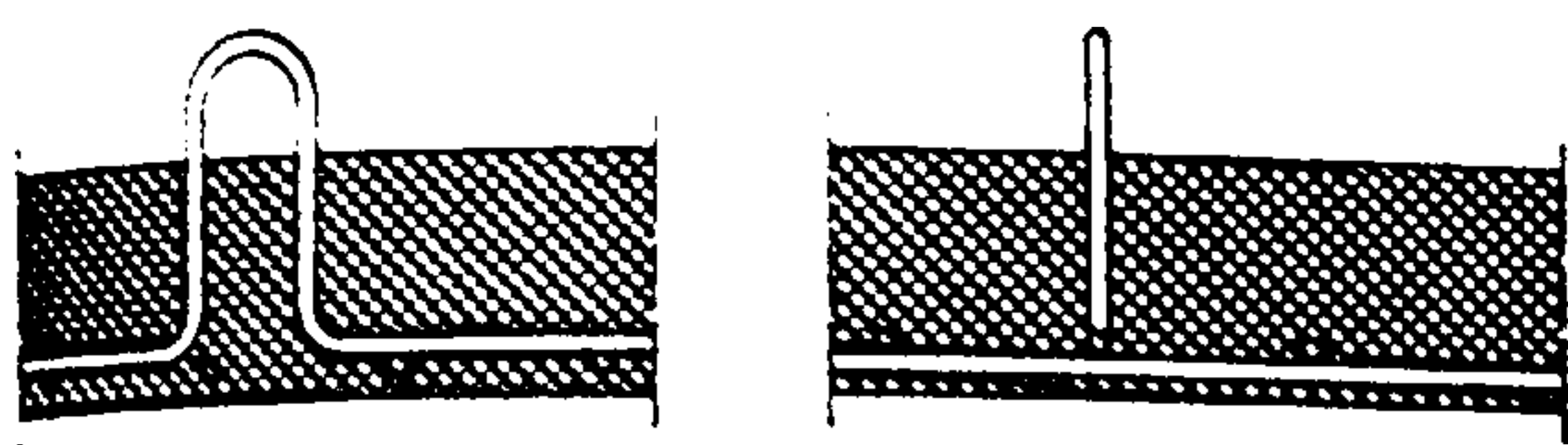


Fig. 929.

Las bridas necesarias para el transporte pueden conseguirse haciendo una acodadura apropiada en las barras de reparto o mediante un estribo especialmente concebido, dispuesto paralelamente a las armaduras principales. Este último sistema interesa sobre todo en el caso de las nervaduras prefabricadas.

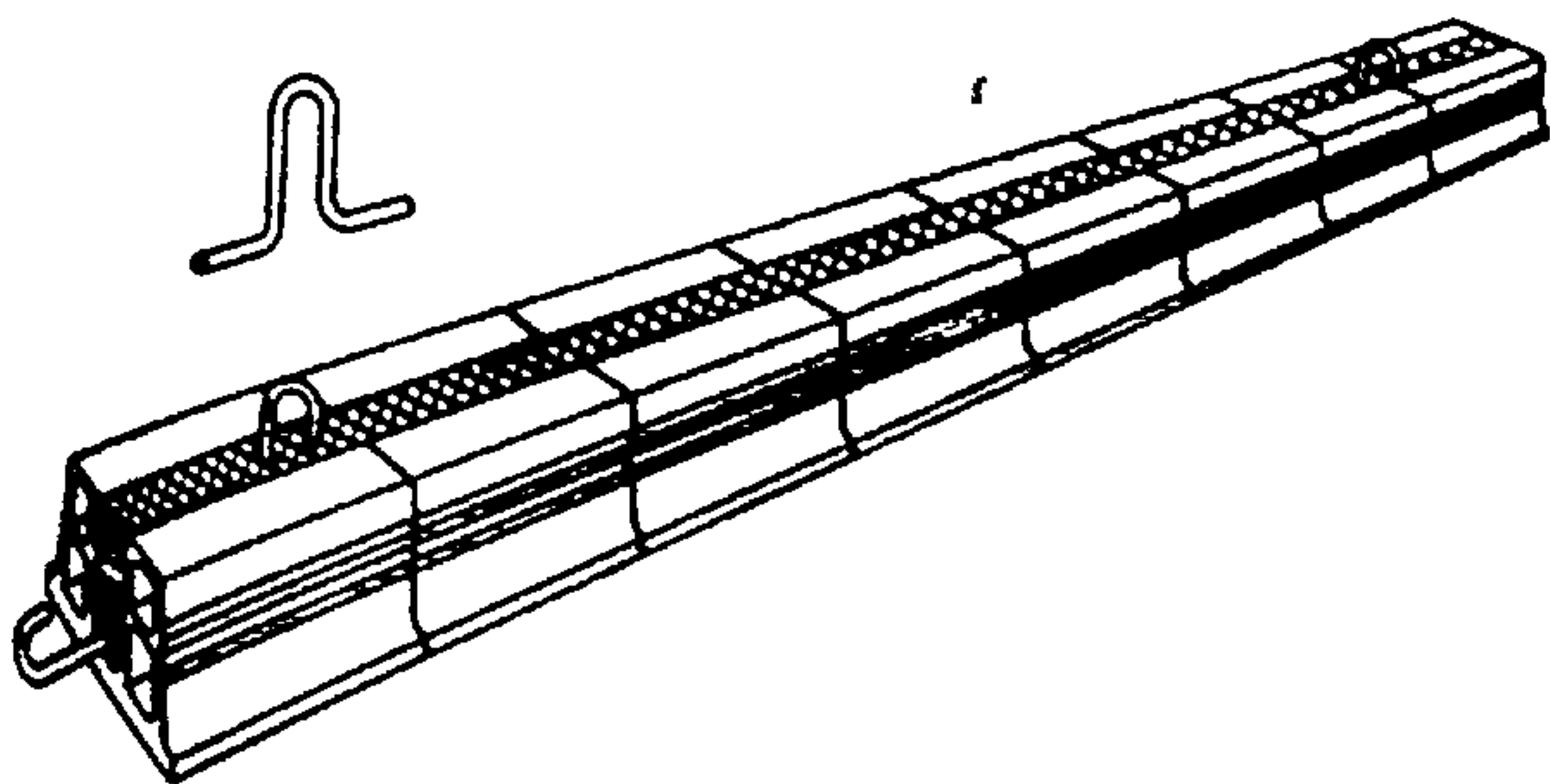


Fig. 930.

Vigueta prefabricada con bridas de suspensión

El plazo de desencofrado depende, pues:

- de la calidad del hormigón (cantidad de agua de amasado, granulometría, dosificación, amasado, puesta en obra, etc.);
- de la naturaleza del aglomerante empleado (cemento Portland artificial, cemento de alta resistencia inicial, cemento electro-fundido, etc.);
- de la luz de las obras;
- de la temperatura ambiente (todos los días durante los cuales la temperatura está por debajo de $+5^{\circ}$ no deben contarse para el tiempo del endurecimiento);
- de las sobrecargas a las que está sometida la obra después del desencofrado (depósito de materiales necesario para los trabajos, peso de los encofrados y del hormigón de las losas superiores, etc.).

Los encofrados laterales pueden quitarse (después de tres días, para el hormigón normal y de dos días para el de alta resistencia inicial) siempre que el endurecimiento haya transcurrido normalmente.

La dirección de los trabajos, teniendo en cuenta las condiciones locales, debe fijar, de acuerdo con los inspectores del control, los plazos de desencofrado que deban respetarse.

Debe procederse al desmontaje del apeo y al

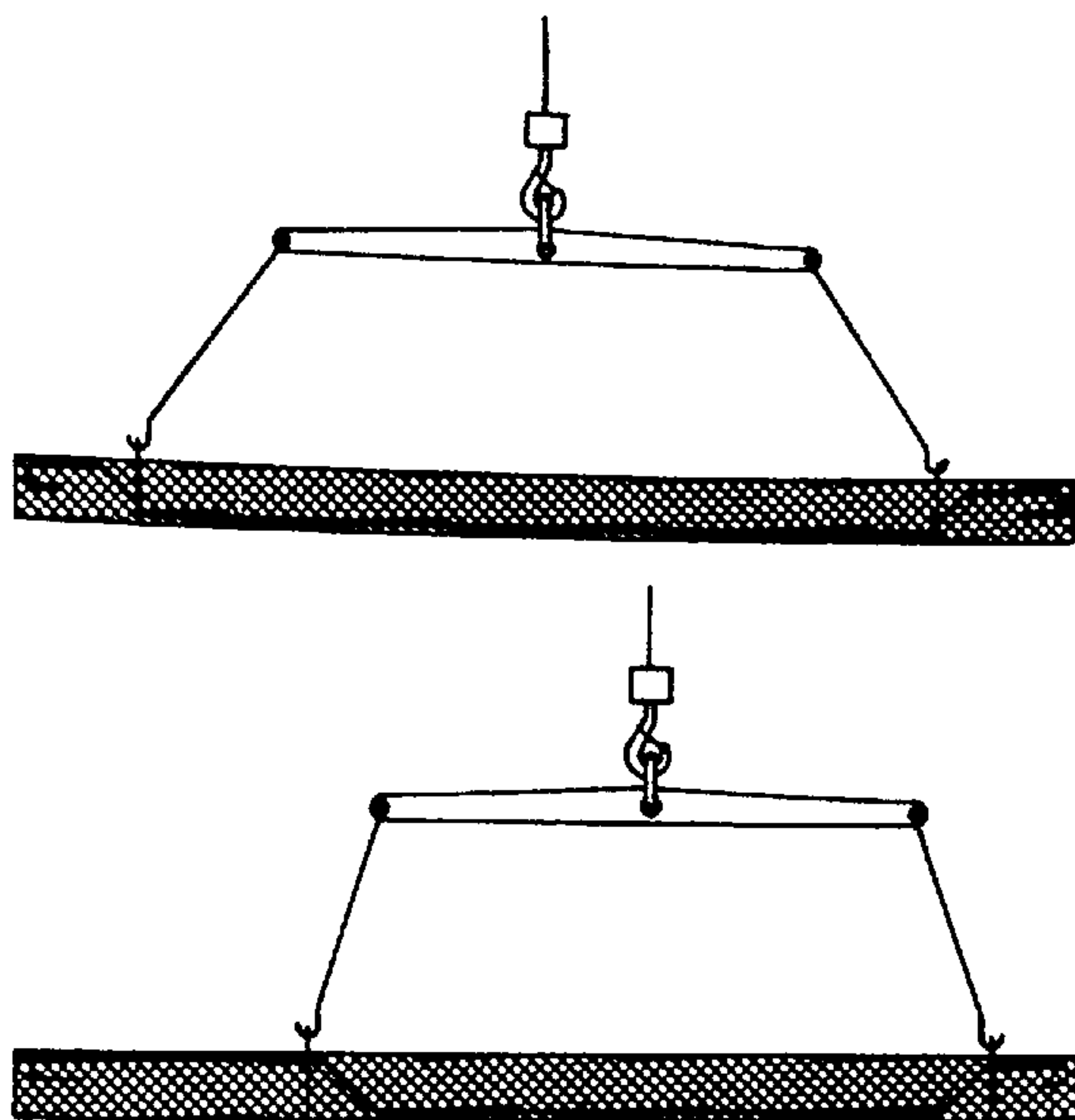


Fig. 931.

Es prudente prever bridas de suspensión para los elementos prefabricados. Estas deben quedar dispuestas de tal manera que durante el transporte se creen condiciones de apoyo idénticas a las de la obra definitiva.

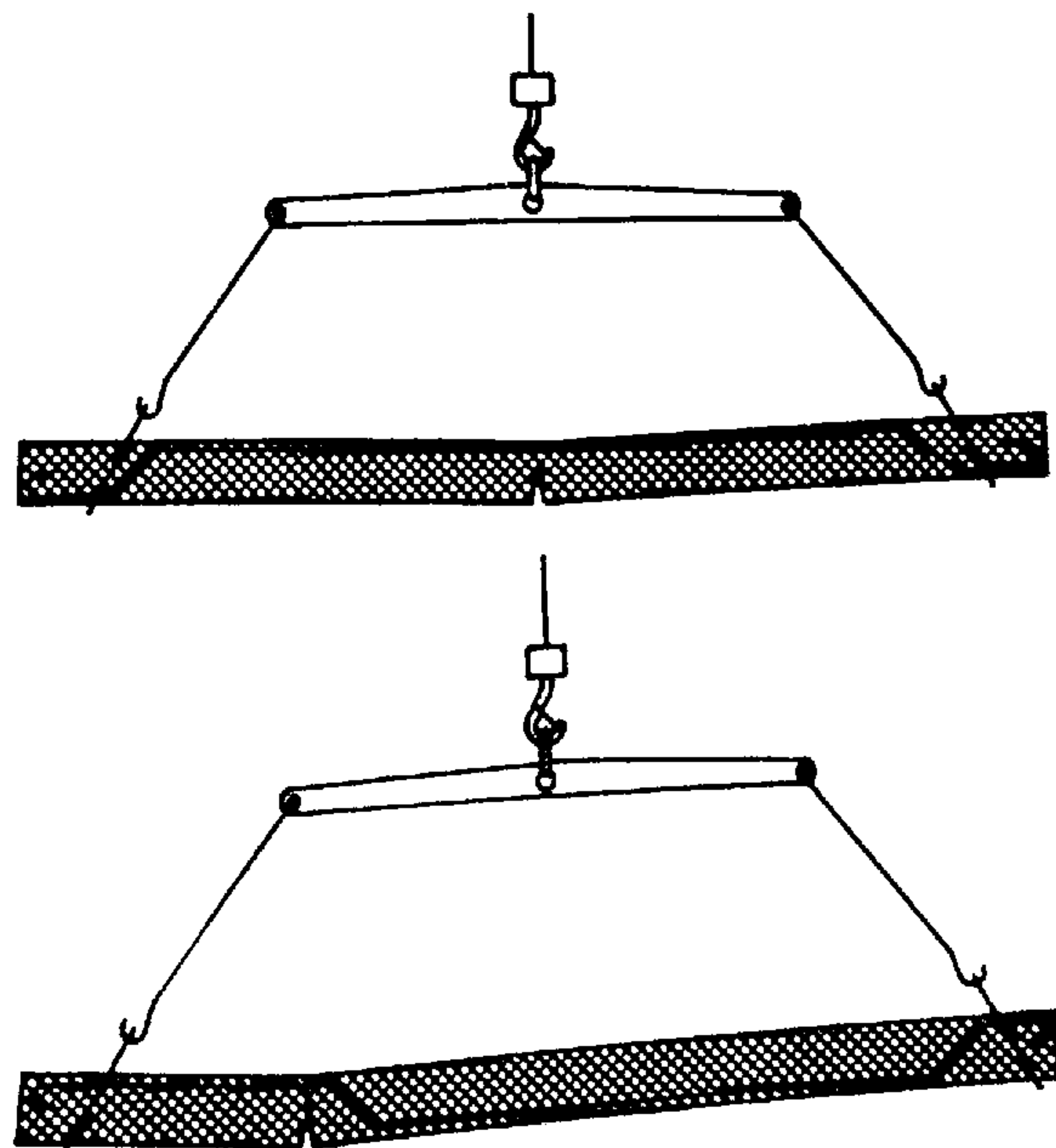


Fig. 932.

Si no se prevé ninguna brida de suspensión y no hay nada que indique la situación de la armadura de los elementos prefabricados se corre el riesgo de provocar, durante el transporte, lesiones o roturas.

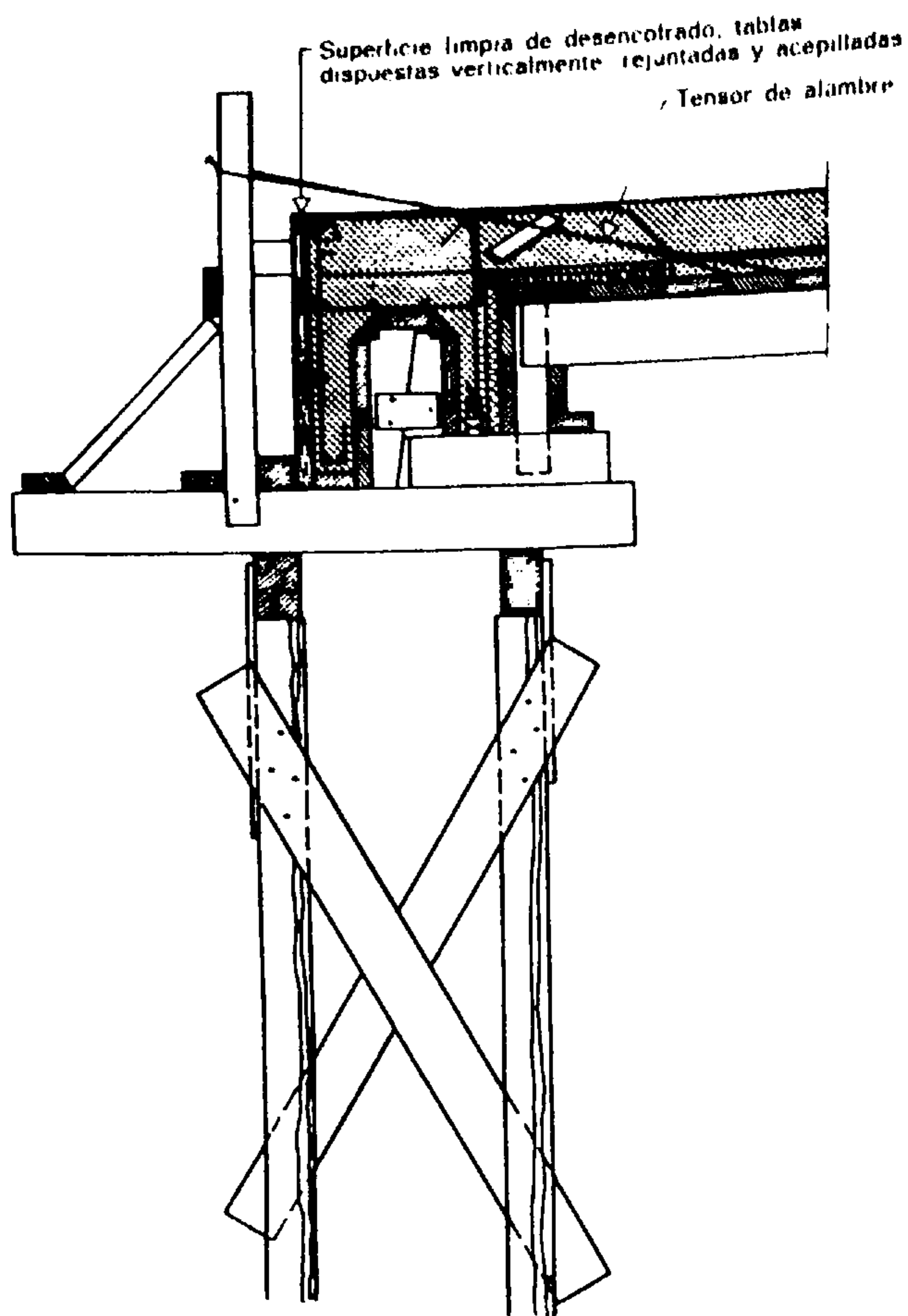
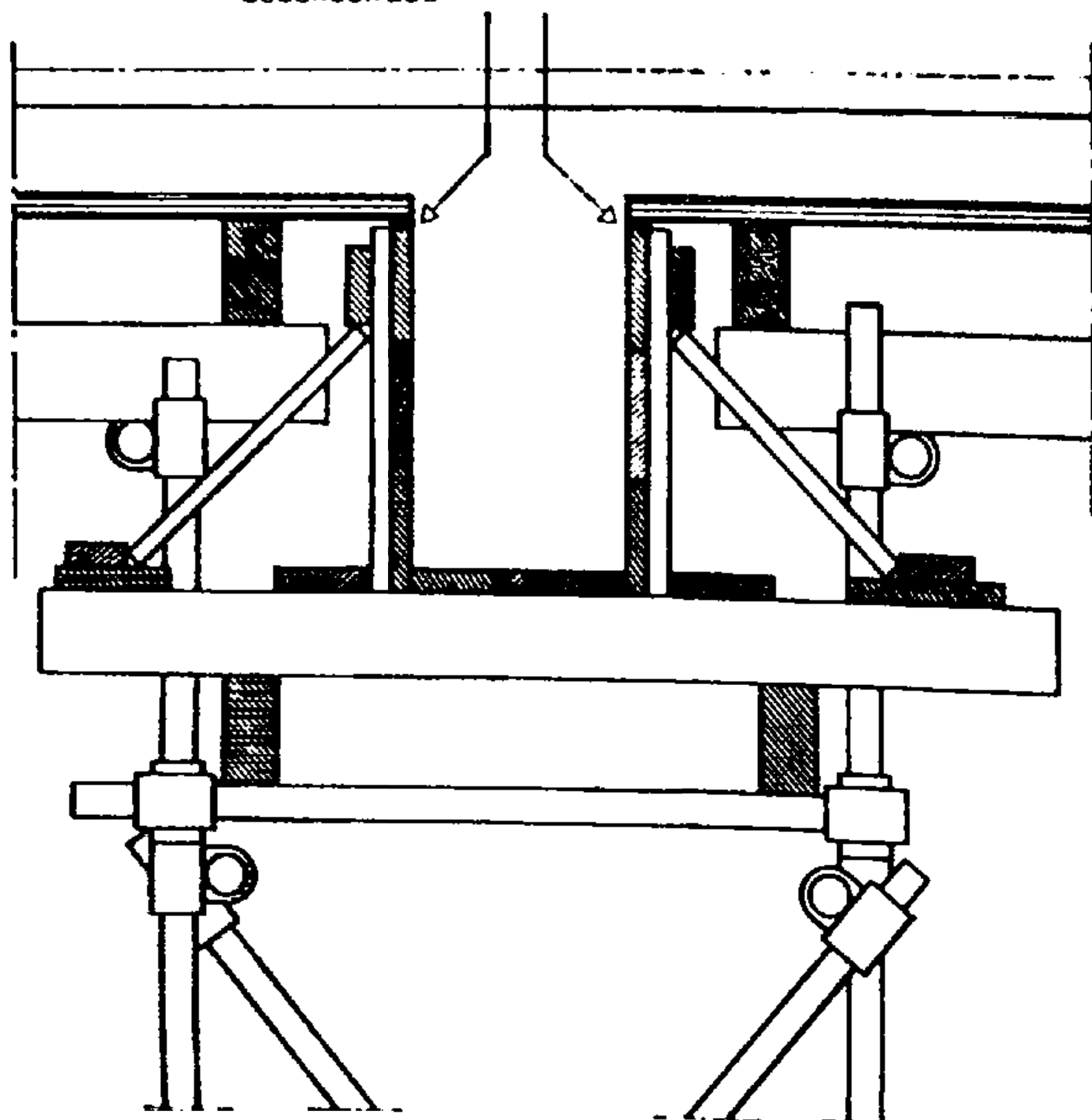


Fig. 933.

Encofrado de un dintel para persiana arrollable

La cara del hormigón sale pulida al desencofrar. La madera del tensor debe retirarse antes del hormigonado.

La interposición de una hoja de material flexible (poliestireno dilatado -juntas herméticas-, etc.) facilita el desencofrado



Las caras laterales de la jácena pueden ser desencofradas fácilmente, mientras que las partes horizontales quedan soportadas

desencofrado, sin golpes, sin sacudidas y progresivamente, con el mayor cuidado posible, empezando por las partes más alejadas de los apoyos.

A título de indicación, el gráfico 928 da, en función de los valores de la luz, los plazos de desencofrado cuando el endurecimiento ha transcurrido normalmente.

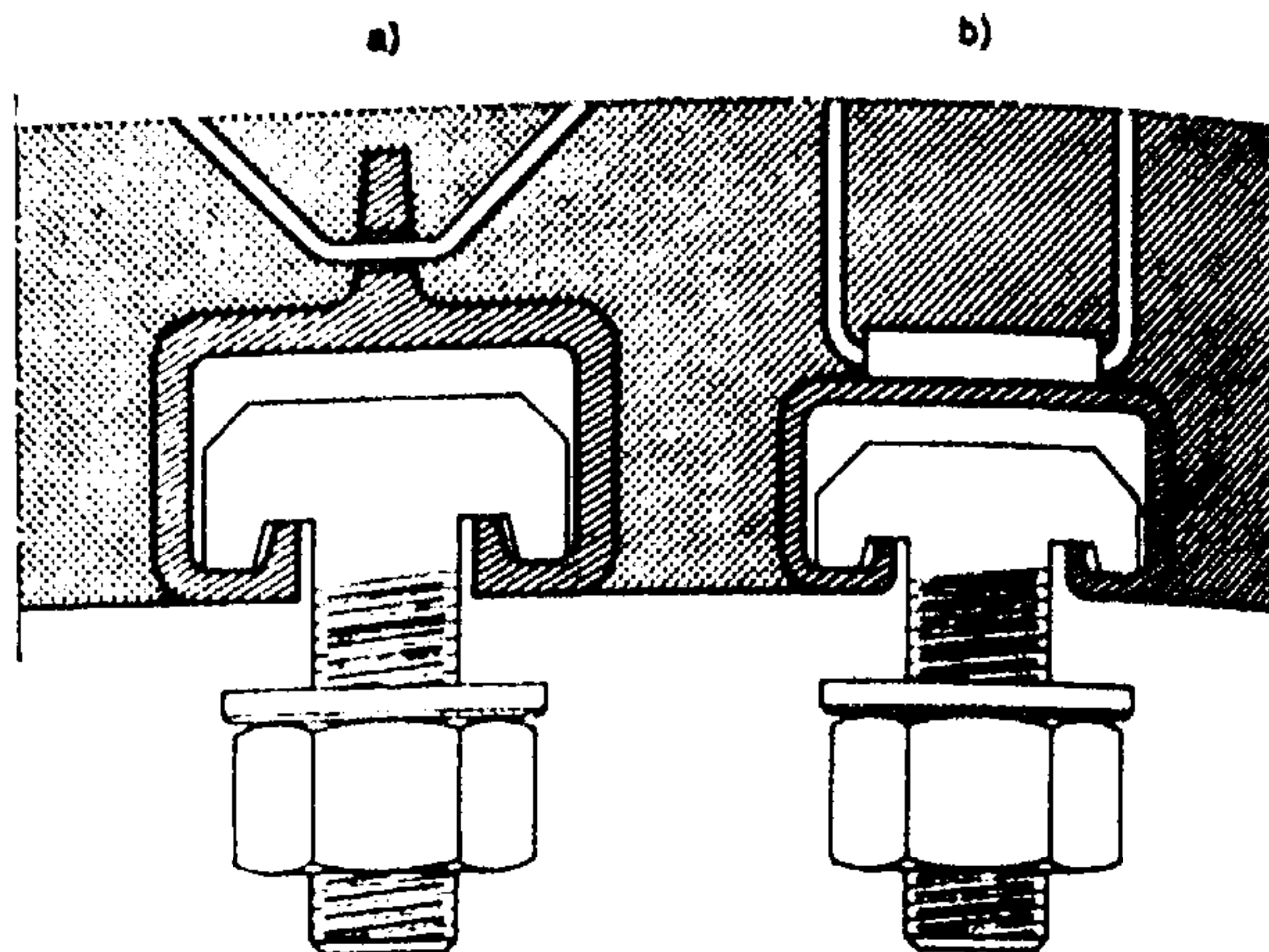


Fig. 935.

Empotramientos en las obras de hormigón armado

Embebidos en las obras de hormigón armado, los carriles «Jordhal» o de otros modelos permiten la fijación o suspensión de tubos, conducciones eléctricas, calefacciones, etc. En tal forma facilitan ciertos trabajos secundarios que resultan más cómodos y más resistentes.

a) Modelo para una carga de 6.700 kg por metro de carril.

b) Modelo ligero para una carga de unos 2.000 kg por metro de carril.

Los hormigones tiernos o recientes tienen tendencia a escurrirse, por fluencia, bajo la acción de los esfuerzos aplicados. Muchas deformaciones enojosas de las construcciones son resultados de un desencofrado prematuro.

22.1. LAS ARMADURAS

Las armaduras de hierro o acero dispuestas para absorber los esfuerzos de tracción, de cizallamiento y de torsión, pueden presentar características diversas.

Se utilizan entre otras:

las varillas o barras de hierro dulce (redondas u ordinarias) y

las barras matizadas o grabadas (dentadas, Box, Tor, Caron, Isteg, etc.).

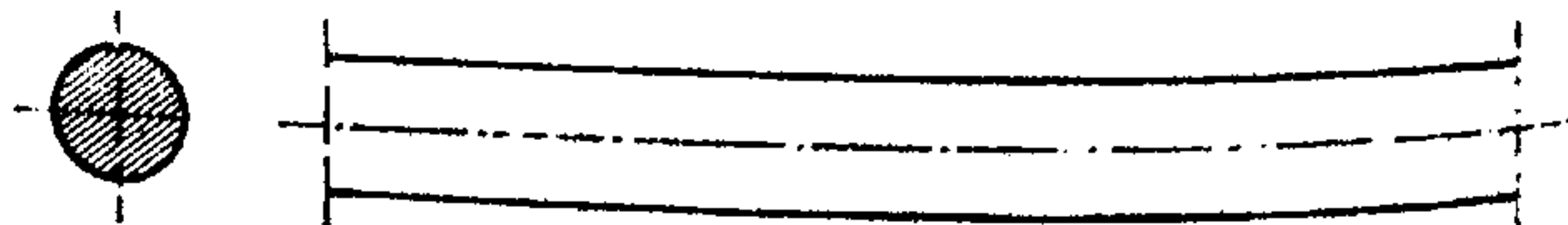


Fig. 936.

Acero redondo ordinario

Acero de dureza natural.

El diámetro varía de milímetro en milímetro entre 5 y 10 mm, y de 2 en 2 mm entre 10 y 40 mm. Designación en los planos: mediante el símbolo Z.

Fig. 934.

Encofrado de una jácena y de una losa a gran altura

El empleo de andamiajes tubulares permite obtener a poco precio encofrados muy estables. Se adopta este género de construcción cuando la altura sobre el suelo es muy grande.

Los hierros o aceros redondos ordinarios (representados por el símbolo $\emptyset$) son de diámetro de 5, 6, 8, etc., hasta 40 mm (subiendo de 2 en 2 mm). Son aceros de construcción de dureza natural, maleables y soldables sin alteración de sus características mecánicas. Según las normas, su σ_a admisible es de 1 200 a 1 600 kg/cm².

Las barras grabadas o rugosas, de hierro de idéntica calidad, poseen en su superficie asperezas o relieves que aumentan su adherencia al hormigón.

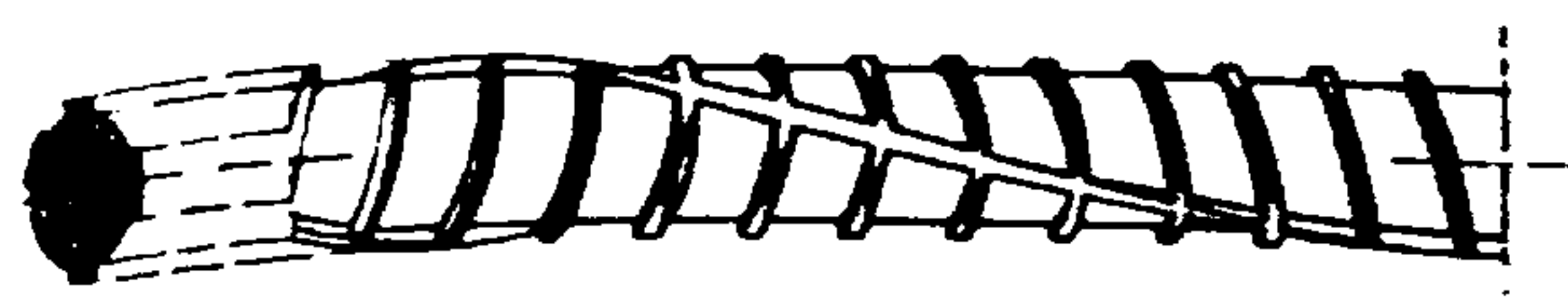


Fig. 937.

Acero "Tentor"

Es un acero dulce endurecido por tracción y torsión.
Diámetros: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25 y 32 mm.
Designación en los planos: $\emptyset TT$.

Los aceros "Box" (símbolo representativo $\emptyset$) son aceros de construcción de alta calidad, de dureza natural, maleables (amoldables a las formas) y soldables sin alteración de las características mecánicas. Presentan en su superficie relieves o asperezas que aumentan en notables proporciones su adherencia al hormigón. Su σ_a admisible según las normas es de 1 800 a 2 400 kg/cm².

Los aceros "Box ultra" (símbolo gráfico $\emptyset$) están fabricados con aceros especiales cuya composición no permite su adaptación a las formas, pero son soldables.

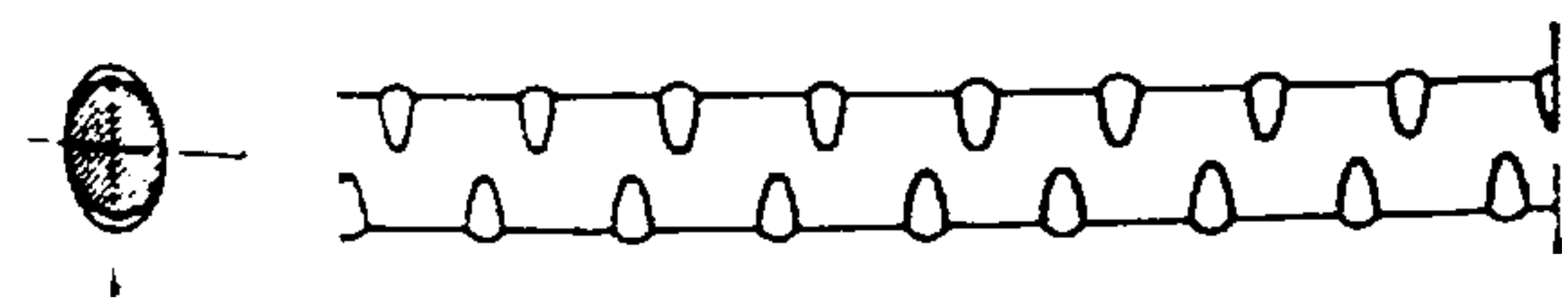


Fig. 938.

Acero "Box"

Acero con nervaduras perpendiculares al eje de la barra. Designación en los planos: $\emptyset$.

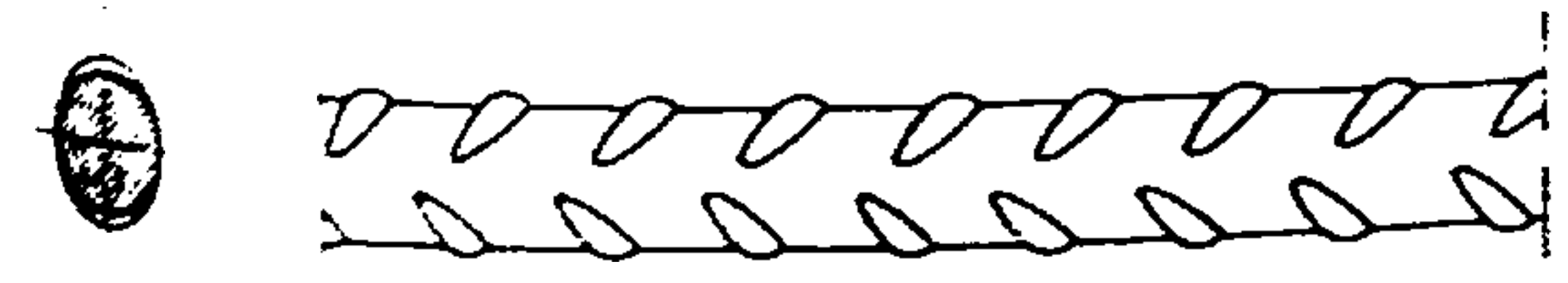


Fig. 939.

Acero "Box Ultra"

Acero con nervaduras inclinadas sobre el eje de la barra. Designación en los planos: $\emptyset$.

Los aceros «Box» y «Box Ultra» son aceros de dureza normal. Pueden soldarse sin pérdida de resistencia. Los diámetros varían de milímetro en milímetro entre 6 y 10 mm y de 2 en 2 mm entre 10 y 40 mm para el «Box» y entre 10 y 30 mm para el «Box Ultra».

Los hierros de armadura estirados o trefilados en frío son aceros ordinarios cuya mejora de resistencia es consecutiva a la deformación practicada. Por ello, en los puntos de soldadura, su resistencia se reduce casi a la del acero ordinario redondo de dureza natural, puesto que se suprimen las tensiones creadas en las fibras por efecto del calentamiento.

Esas barras de armadura pueden ser dobladas y adaptadas a las formas, pero su rectificación reduce el acero a las características de los hierros normales por supresión de las tensiones producidas por la torsión. Las armaduras de este tipo son las siguientes:

Los aceros Tor 40 (símbolo gráfico $\emptyset T$) poseen un doble filete y relieves trefilados. El acero Tor 60, es de concepción idéntica pero su resistencia a la tracción y su límite de elasticidad están muy mejorados.

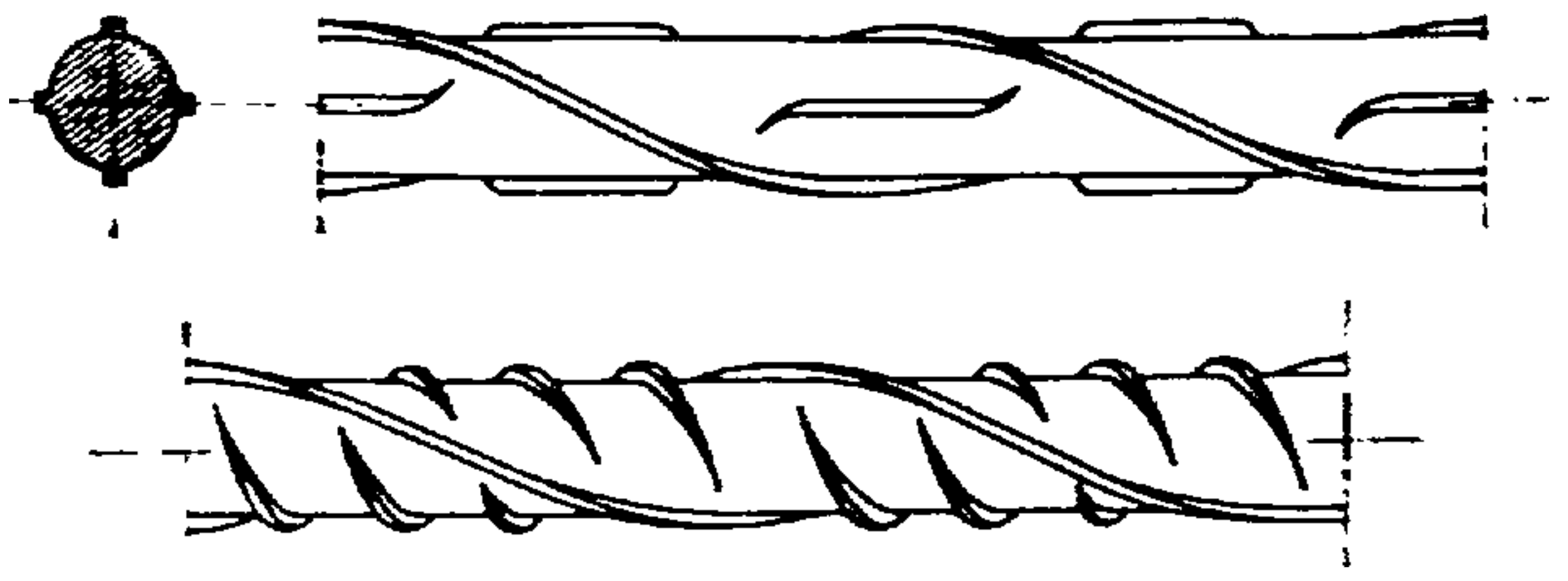


Fig. 940.

Aceros "Tor"

Los aceros «Tor», torcidos y estirados en frío, son de sección redonda y van provistos de dos nervaduras helicoidales entre las cuales están situados unos salientes o relieves oblicuos.

Existen dos calidades de dichos aceros: el «Tor 40» y el «Tor 60» cuyos límites de elasticidad son respectivamente de 40 y 60 kg/mm².

Los diámetros de los aceros «Tor» 40 y 60 varían de milímetro en milímetro entre 6 y 10 mm y de 2 en 2 mm entre 10 y 34 mm para la calidad «Tor 40» y entre 10 y 26 mm para la calidad «Tor 60».

Designación en los planos: en Suiza $\emptyset$; en Francia $\emptyset T$.

El acero Caron (símbolo gráfico $\emptyset C$) está formado por una sección cuadrada de ángulos redondeados retorcida en frío. Ofrece una excelente adherencia al hormigón y su colocación es fácil.



Fig. 941.

Acero "Caron"

Es un acero estirado en frío.

El «diámetro» de los aceros «Caron» corresponde al de los hierros redondos para hormigón con los mismos diámetros e iguales pesos. El «diámetro» de los aceros «Caron» varía de milímetro en milímetro entre 6 y 10 mm y de 2 en 2 mm entre 10 y 34 mm.

Designación en los planos: en Suiza $\emptyset$; en Francia $\emptyset C$.

El acero Isteg (símbolo gráfico $\emptyset$) se obtiene por trefilado practicado conjuntamente sobre dos aceros ordinarios colocados uno junto a otro.

22.2. DOBLADO

El doblado o plegado de las armaduras, la formación de ganchos y la adaptación de las barras a la forma proyectada se hallan especificados en instrucciones formuladas en las normas de la SIA (Suiza) y de B.A. 60 (Francia) y puede definirse por las figuras siguientes.

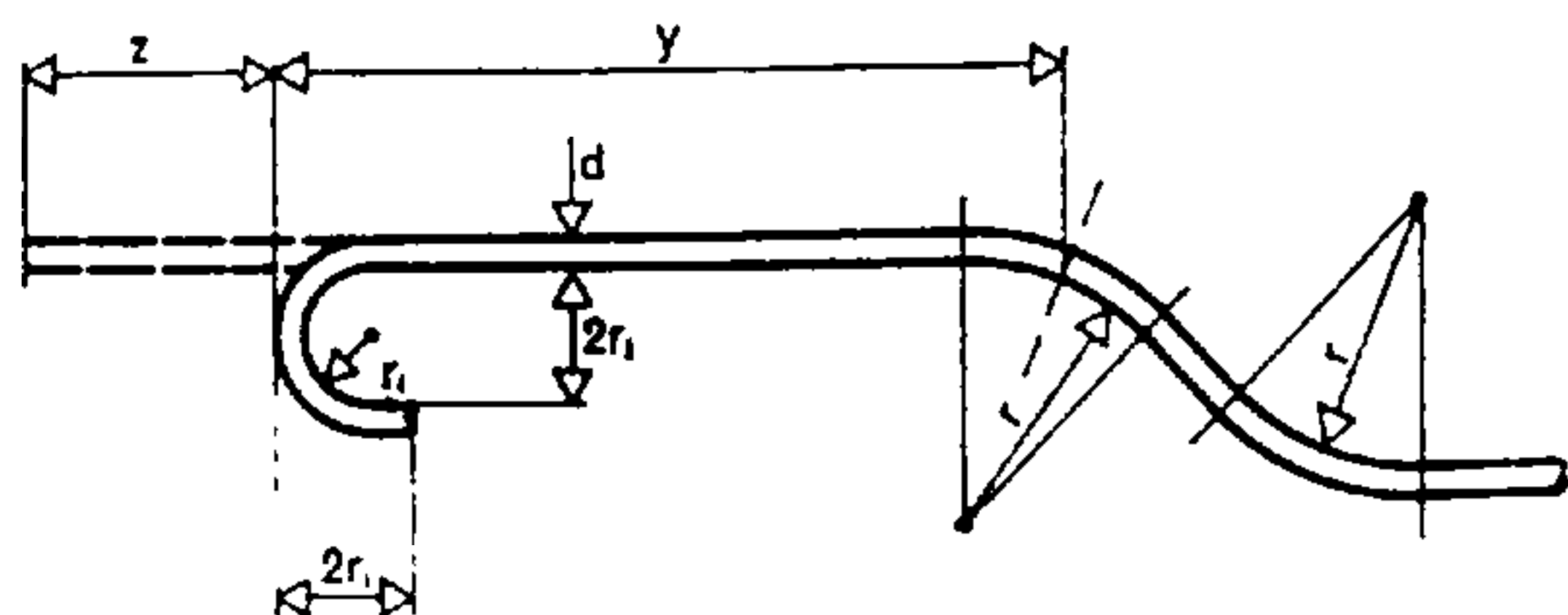


Fig. 942.

Doblado de las armaduras; radios mínimos de curvatura

Aceros dulces ordinarios: $z = 5,5 d$ $r = 10 d$ $r_i = 2,5 d$ $y = 30 d$
Aceros grabados, aceros especiales: $z = 10 d$ $r = 12 d$ $r_i = 4 d$ $y = 36 d$

Por razones de economía y de buena fabricación, el doblado de las barras de armadura se realiza en el taller y aun en muchos casos se encarga a casas especializadas. Las armaduras se reciben entonces a pie de obra, cortadas y con los ganchos formados y doblados de diferentes maneras, a punto para ser colocadas en los encofrados.

Las armaduras deben doblarse en frío sobre mandriles que permiten obtener los radios de curvatura

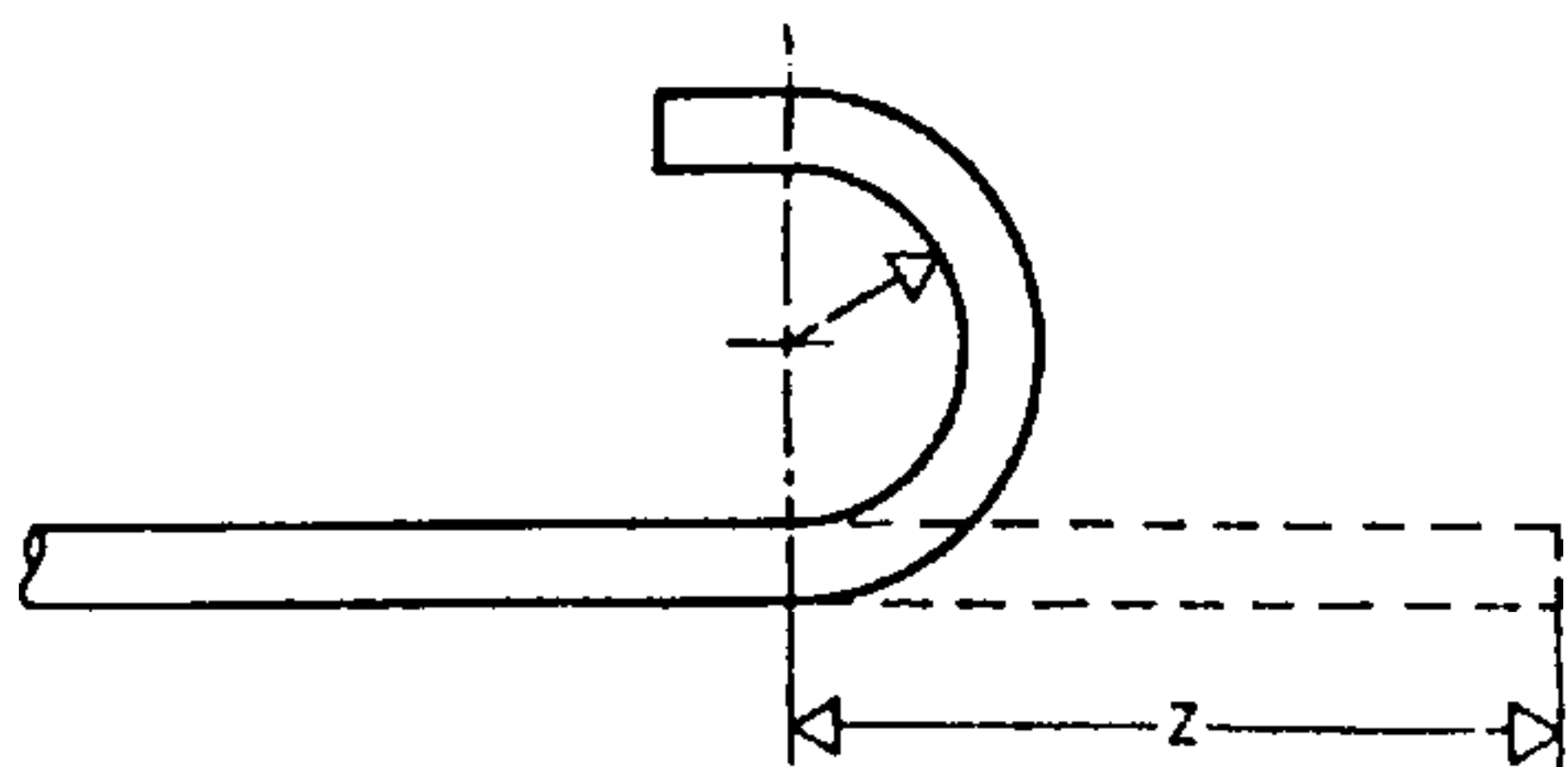


Fig. 943.

La longitud Z necesaria para la formación del gancho es igual a unas 10 veces el diámetro de la barra de acero ordinario.

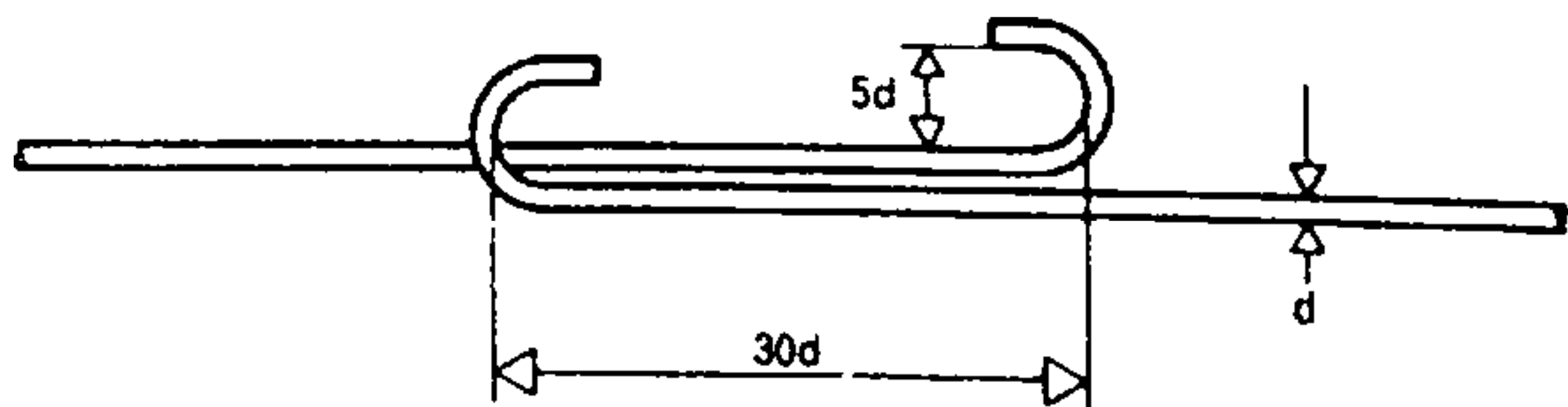


Fig. 944.

Longitud de recubrimiento de las armaduras de las losas y las vigas (de acero dulce, con gancho).

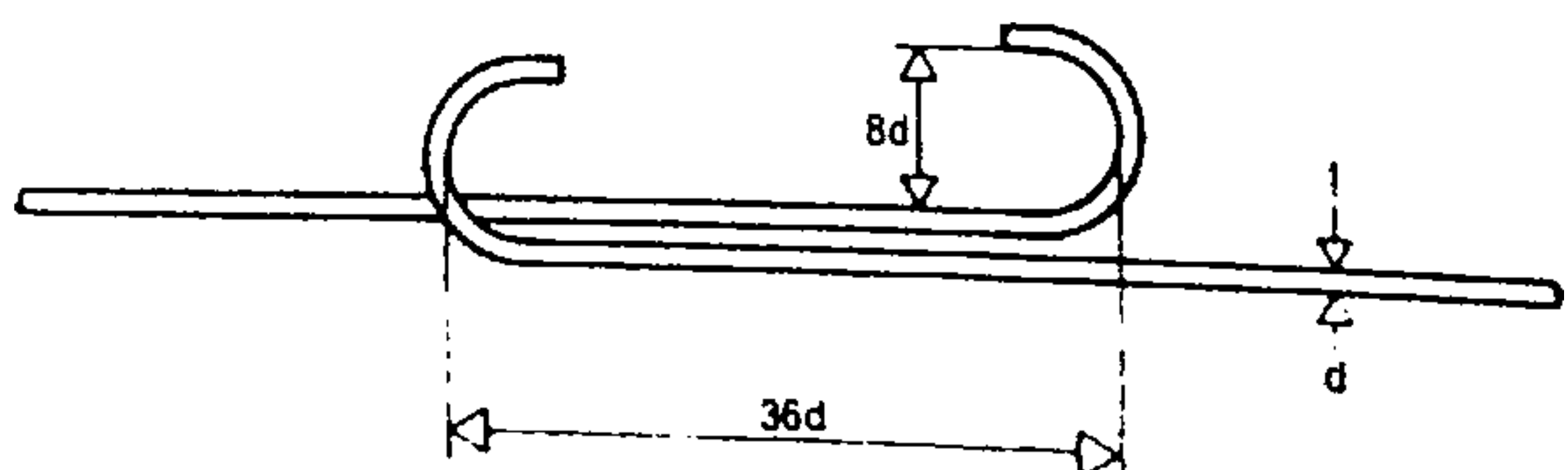


Fig. 945.

Longitud de recubrimiento de las armaduras de las losas y las vigas (de acero dulce con relieves y con gancho).

adecuados. En Suiza, el doblado en caliente puede ser autorizado excepcionalmente para los tipos de acero de dureza natural (en ningún caso la temperatura debe exceder del rojo vivo).

Cuando la longitud de la obra implica la colocación de armaduras de longitud muy grande, éstas

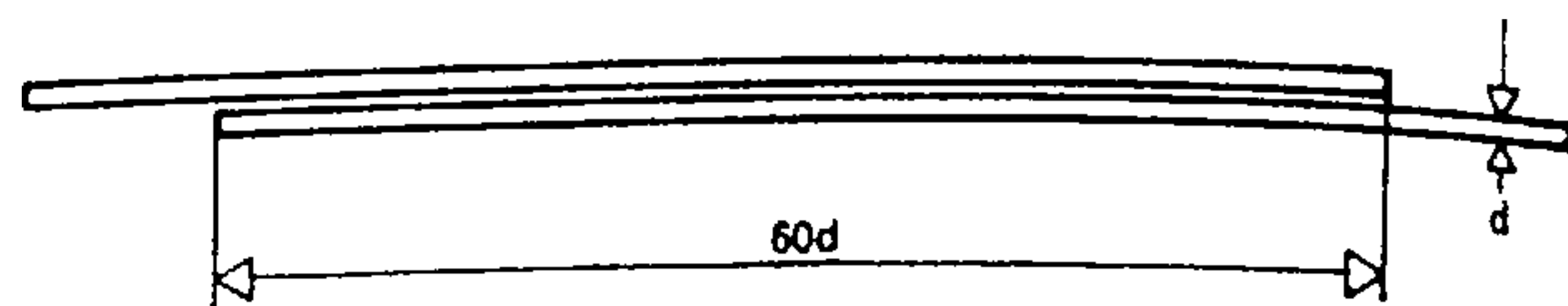


Fig. 946.

Longitud de recubrimiento de las armaduras de las losas y de las vigas (de acero con relieves, sin ganchos).

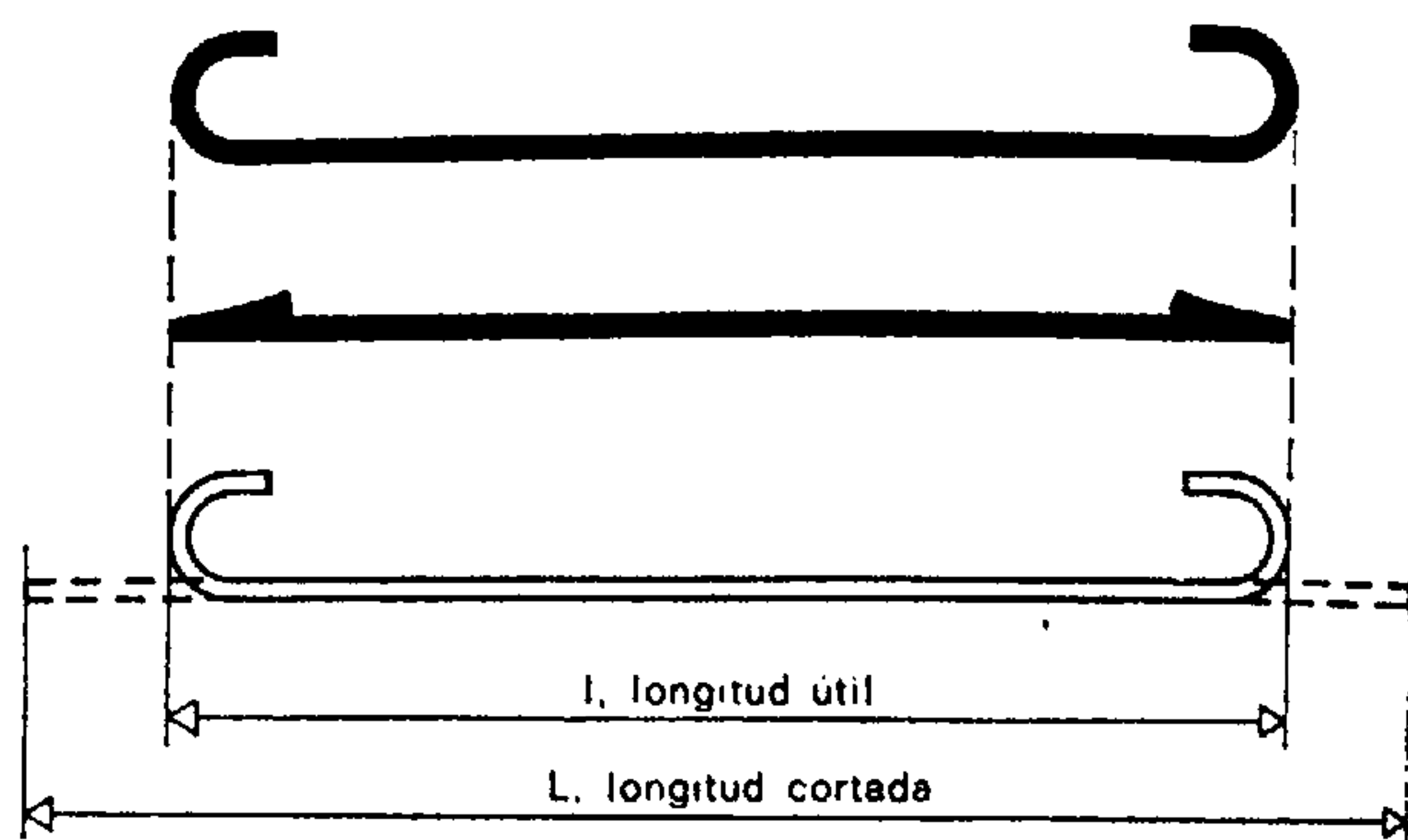


Fig. 947.

Representación de los aceros en los planos:

- a) En corte o en alzado;
- b) En planta;
- c) La longitud útil se mide por la parte exterior del hierro; la longitud cortada corresponde a la longitud desarrollada.

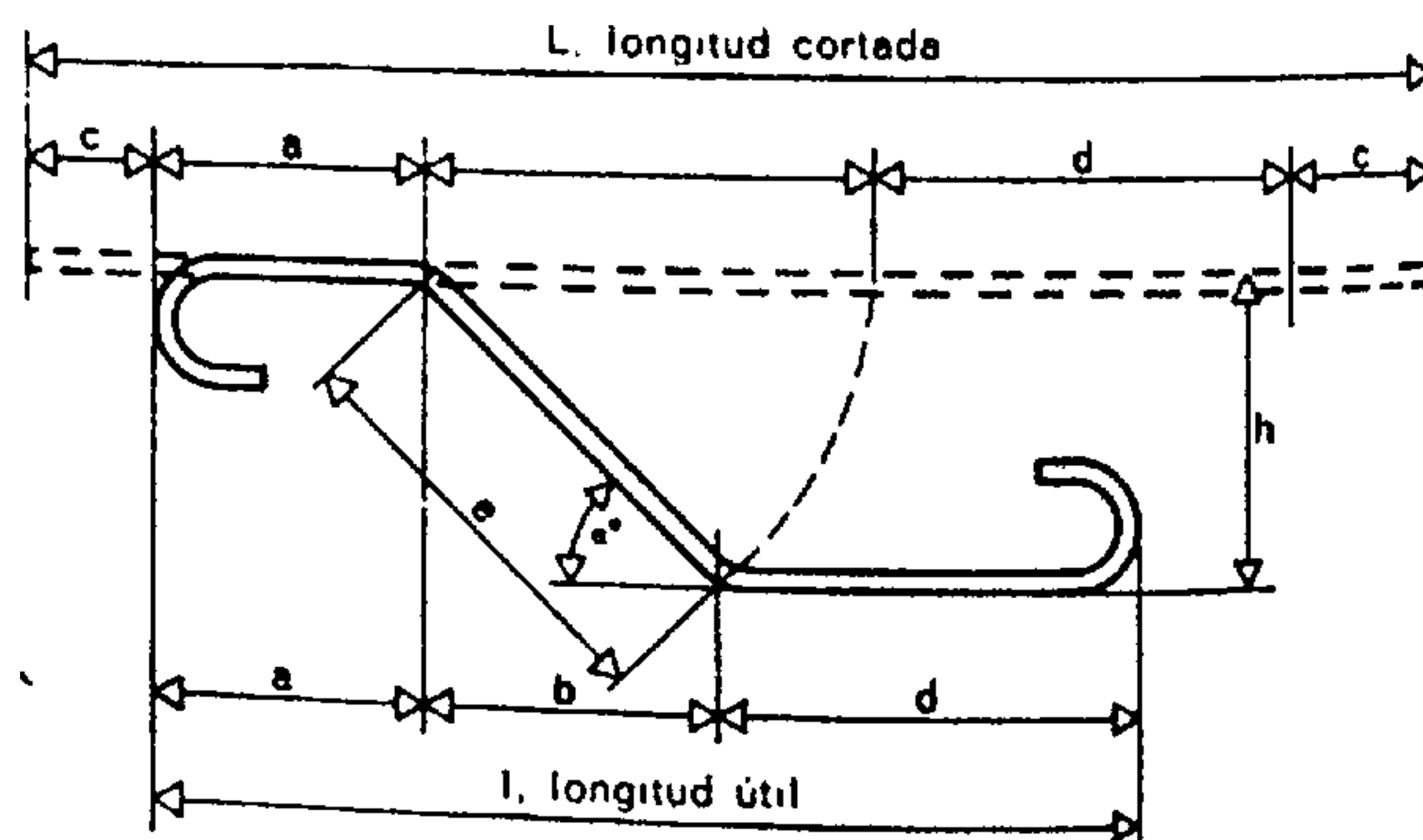


Fig. 948.

Las cotas de las armaduras se dan generalmente por la parte exterior de los hierros y se redondean a un número entero de centímetros.

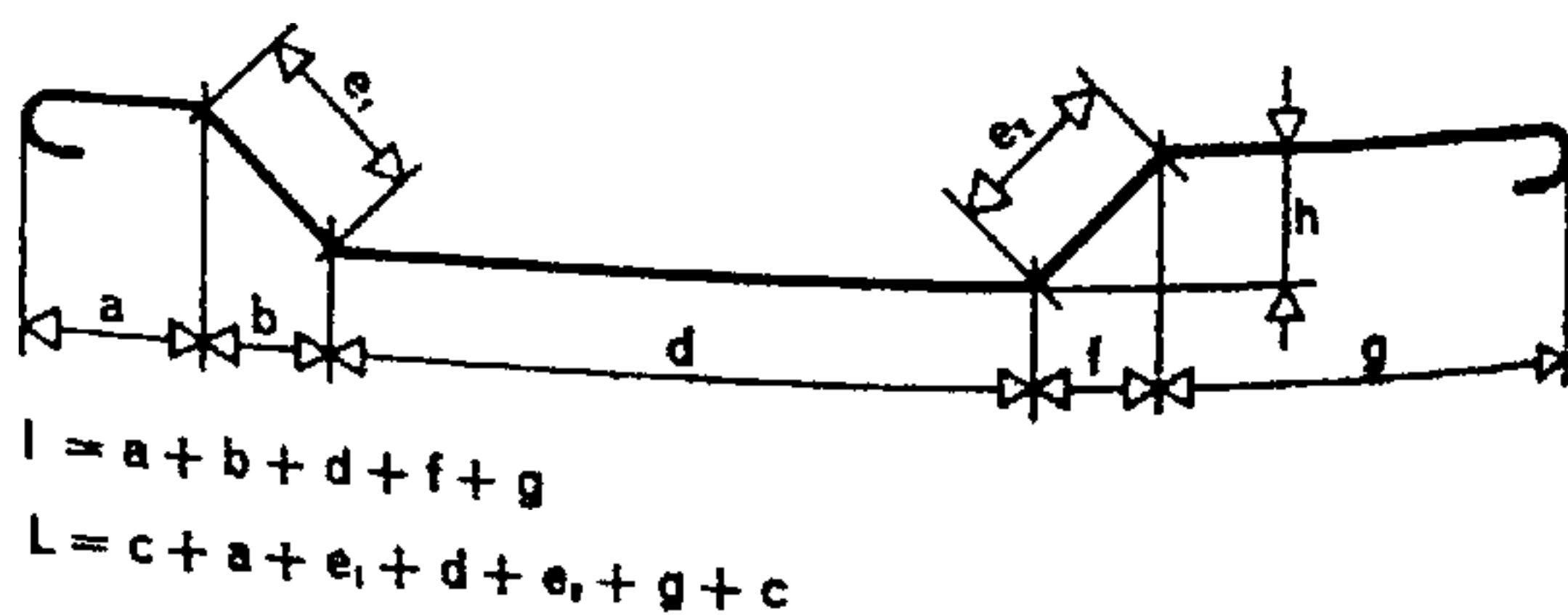


Fig. 949.

Las listas de pedido de las barras de acero deben contener todas las indicaciones necesarias para la fabricación de las armaduras.

pueden constar de varios trozos empalmados o sin empalmar sucesivamente.

La unión o empalme de dos trozos de armaduras debe estar situado siempre en las zonas de la obra cuya sollicitación sea menor. Puede realizarse según tres procedimientos:

- por recubrimiento (según el croquis de la fig. 953);
- por soldadura eléctrica (exclusivamente; la soldadura autógena está prohibida);
- por empalme mecánico (manguito roscado); es un procedimiento rara vez empleado.

La proporción de armaduras que transmiten su esfuerzo por recubrimiento, en una sección recta sometida a la flexión y a la tracción, no puede exceder de $\frac{1}{3}$ de la sección total de la armadura.

Antes de su puesta en obra, las armaduras deben limpiarse de todo resto de tierra, pintura, grasa, suciedad o escamas de herrumbre. En cambio, la presencia de pequeños restos de herrumbre adherente aumenta la ligazón entre el hormigón y el acero.

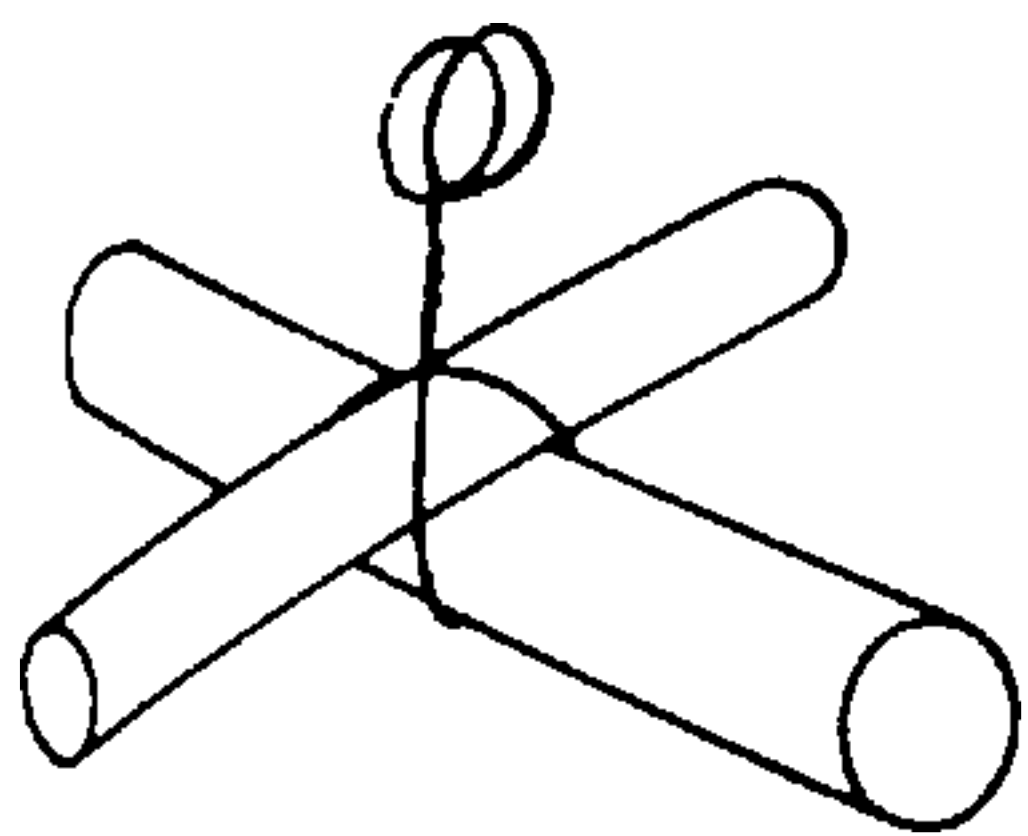


Fig. 950.

Ligadura de las armaduras con alambres atados en cada punto (ligadura cruzada)

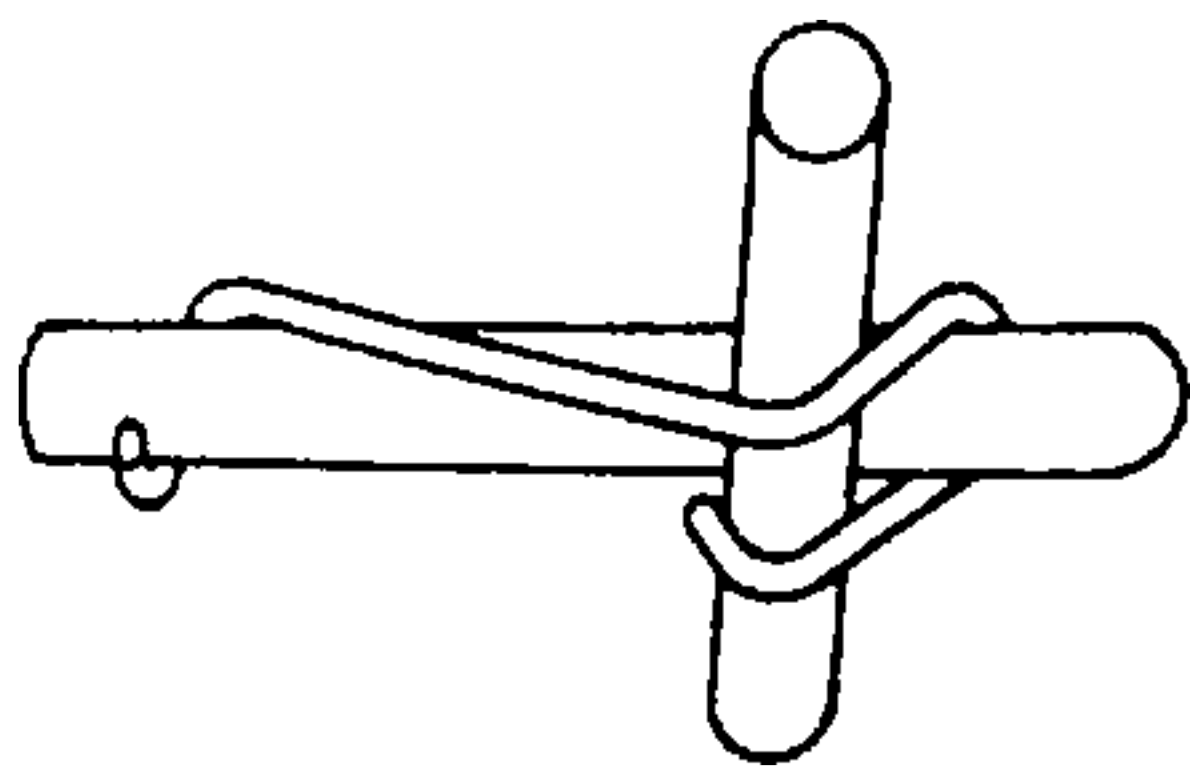


Fig. 951.

Ligadura de las armaduras con alambre previamente doblado en forma

Las armaduras deben estar dispuestas a una profundidad de 1 cm hacia el interior a partir del encofrado si se trata de obras a cubierto de la intemperie y de los peligros de deterioro. Este valor se aumentará hasta los 2 cm para las obras situadas al exterior. Esta distancia aún será mayor cuando sean de temer riesgos de oxidación o de penetración de humedad y también cuando se desee obtener una mejor resistencia al fuego.

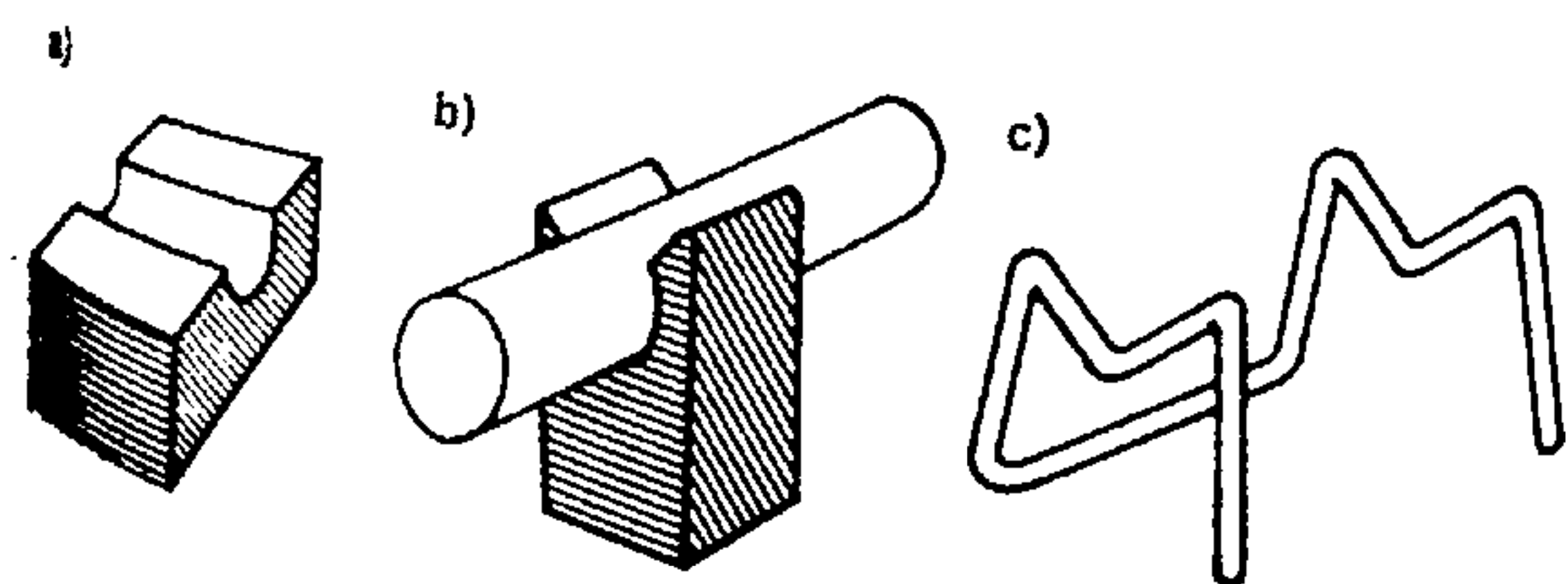


Fig. 952.

Sostenimiento de las armaduras en el encofrado

- Por medio de calzos de hormigón;
 - Por medio de calzos de resina sintética (material plástico);
 - Por medio de soportes de alambre.
- El espacio libre entre el encofrado y la armadura ha de ser de 1 cm para las obras a cubierto, de 2 cm para las obras expuestas a la intemperie.

Después de la puesta en obra, las barras deben ligarse entre sí de manera que formen un esqueleto o armazón y se impida todo desplazamiento recíproco de las armaduras durante el hormigonado.

Para que se conserve la distancia prevista entre la armadura y el encofrado, las barras longitudinales situadas cerca del fondo deben colocarse sobre calzos de hormigón o de otro material que les asegure una posición perfecta.

Ciertas casas que se dedican a la conformación de armaduras las entregan ya unidas y soldadas formando elementos dispuestos para su colocación en obra.

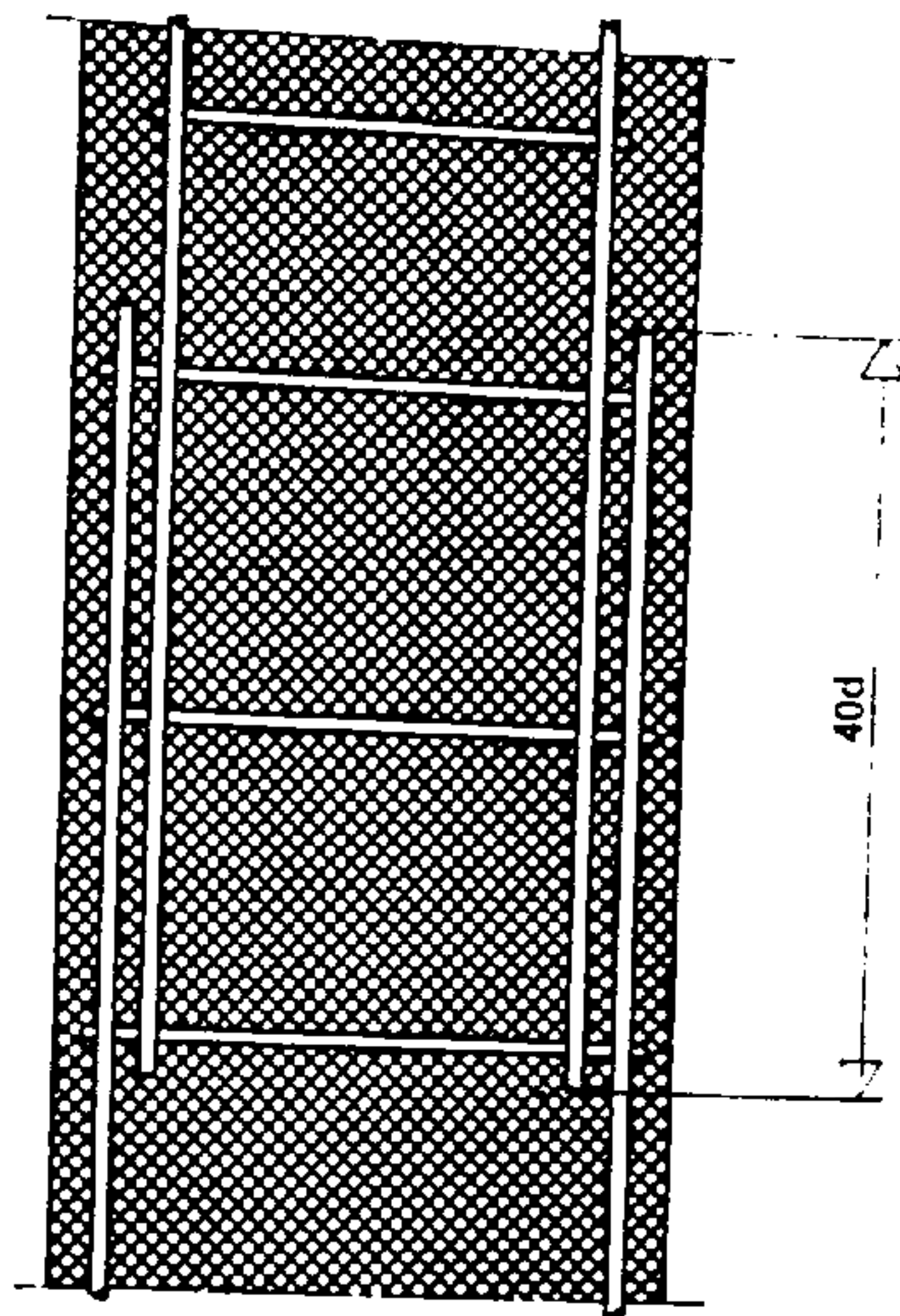
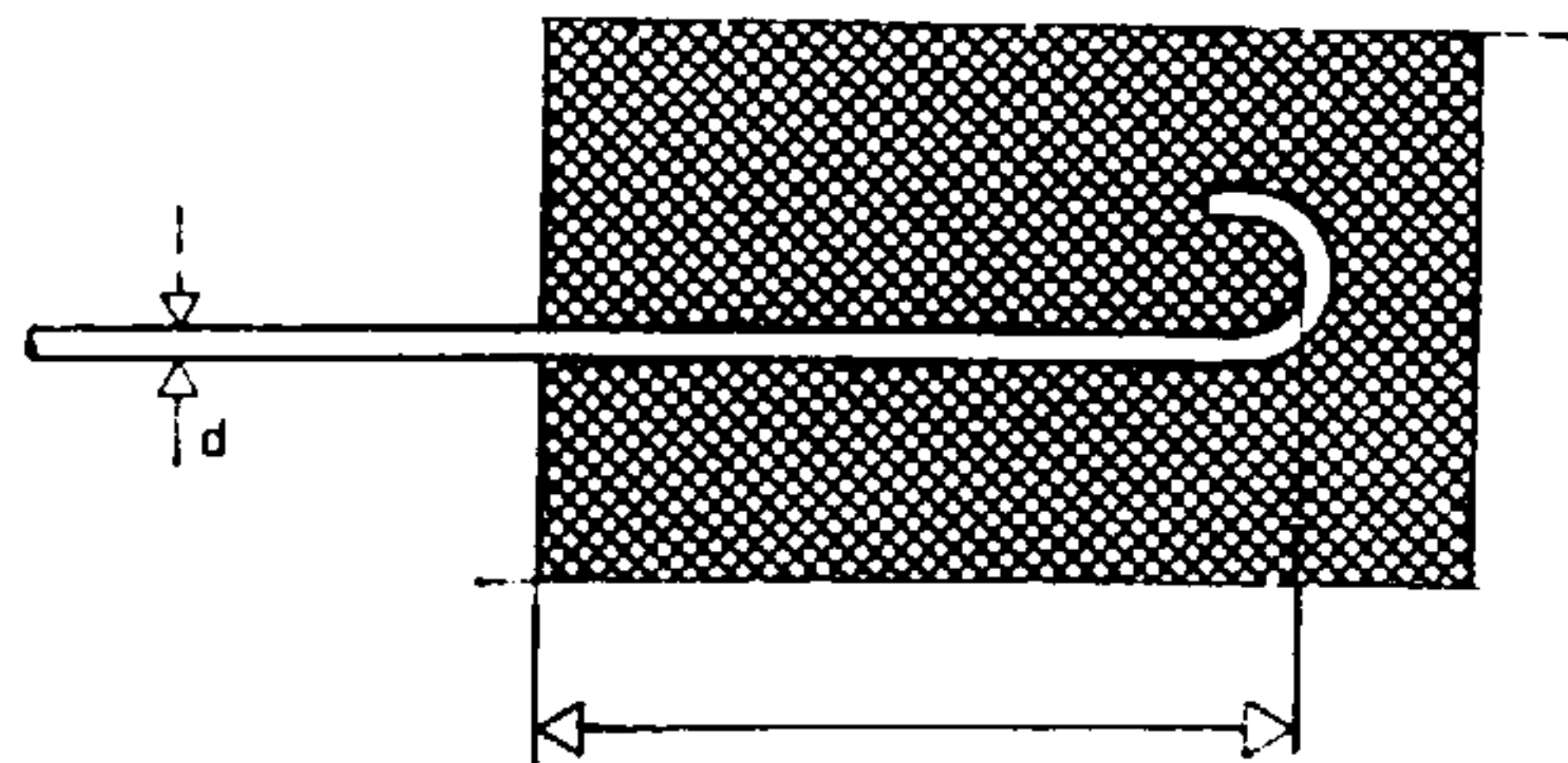


Fig. 953.

Recubrimiento de las armaduras principales de un poste



30d para el acero dulce
36d para el acero de alta adherencia

Fig. 954.

La longitud de los anclajes es igual al valor de los recubrimientos.

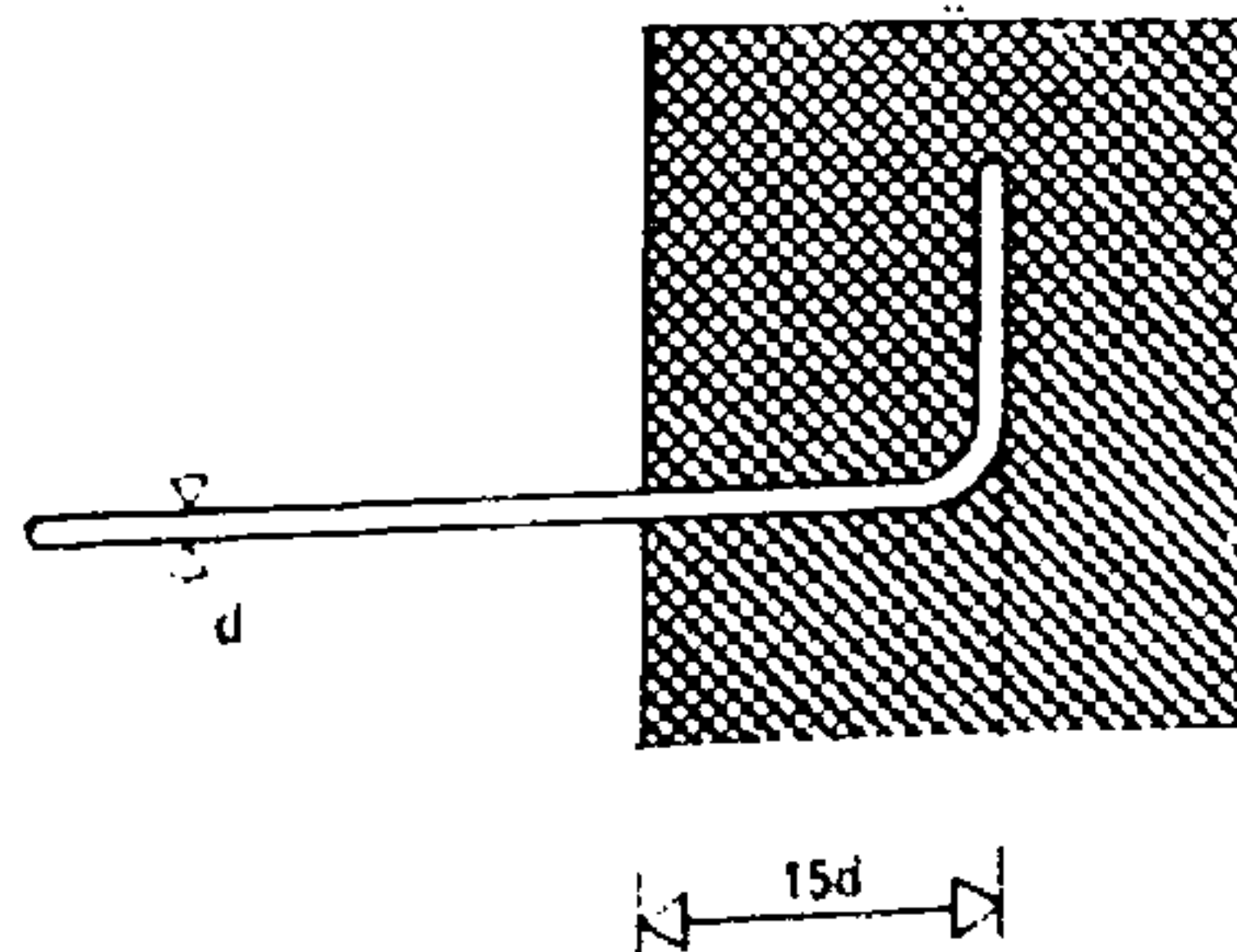


Fig. 955.

En las obras de poco espesor, el anclaje puede realizarse en forma de una acodadura de la barra. A fin de evitar la rotura del hormigón de enlace, la penetración debe de ser la suficiente. El anclaje total de la armadura debe ser de 30 a 36 d según el entallado o aspereza del acero.

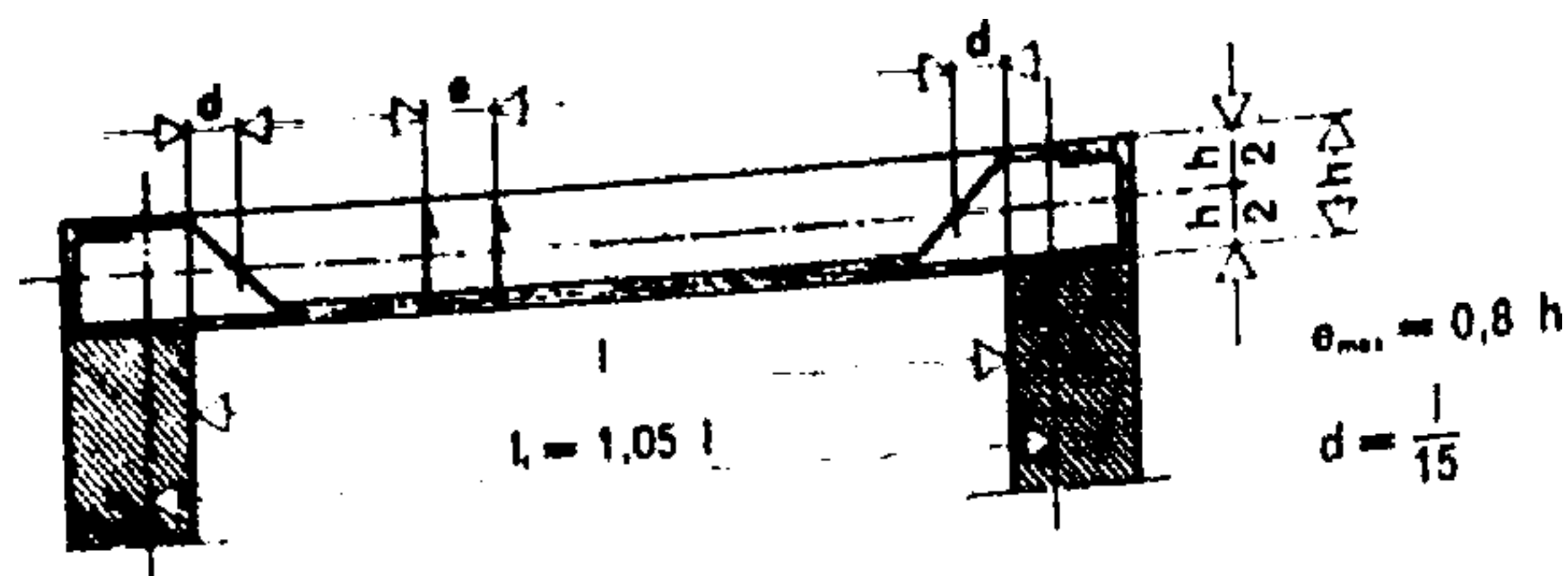


Fig. 956.
Viga sobre dos apoyos

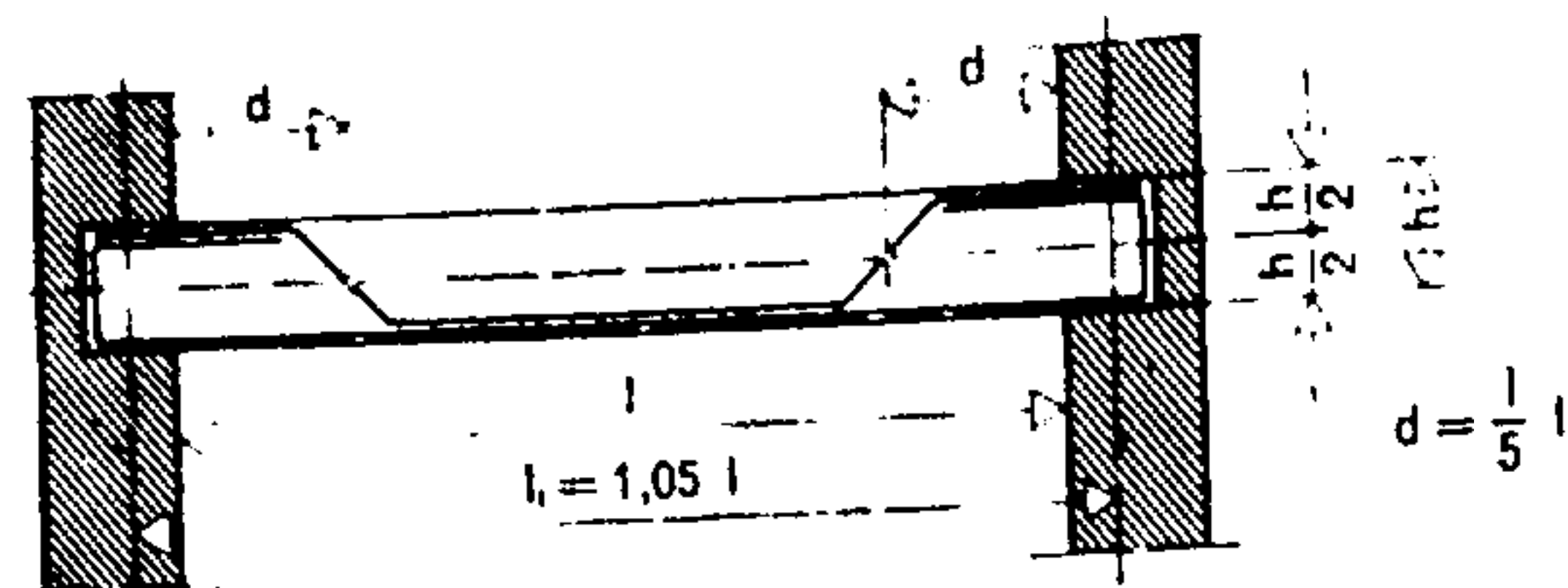


Fig. 957.
Viga empotrada por sus dos extremos

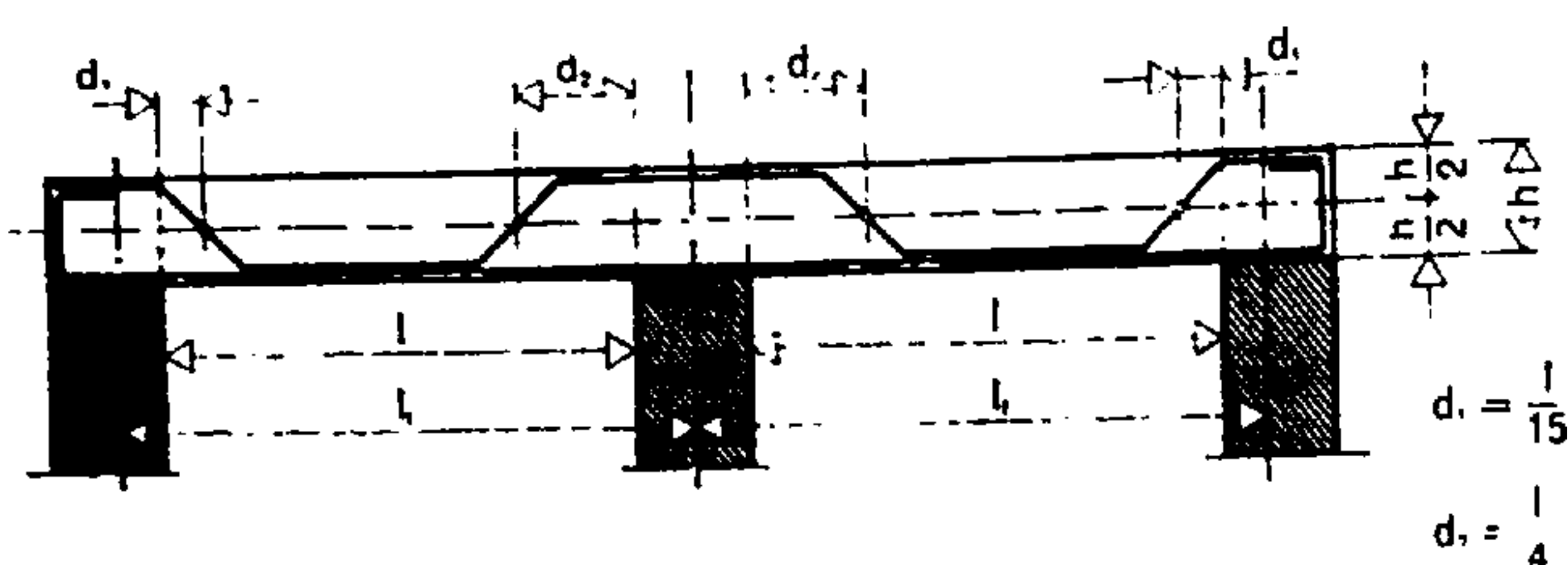


Fig. 958.
Viga apoyada en tres puntos

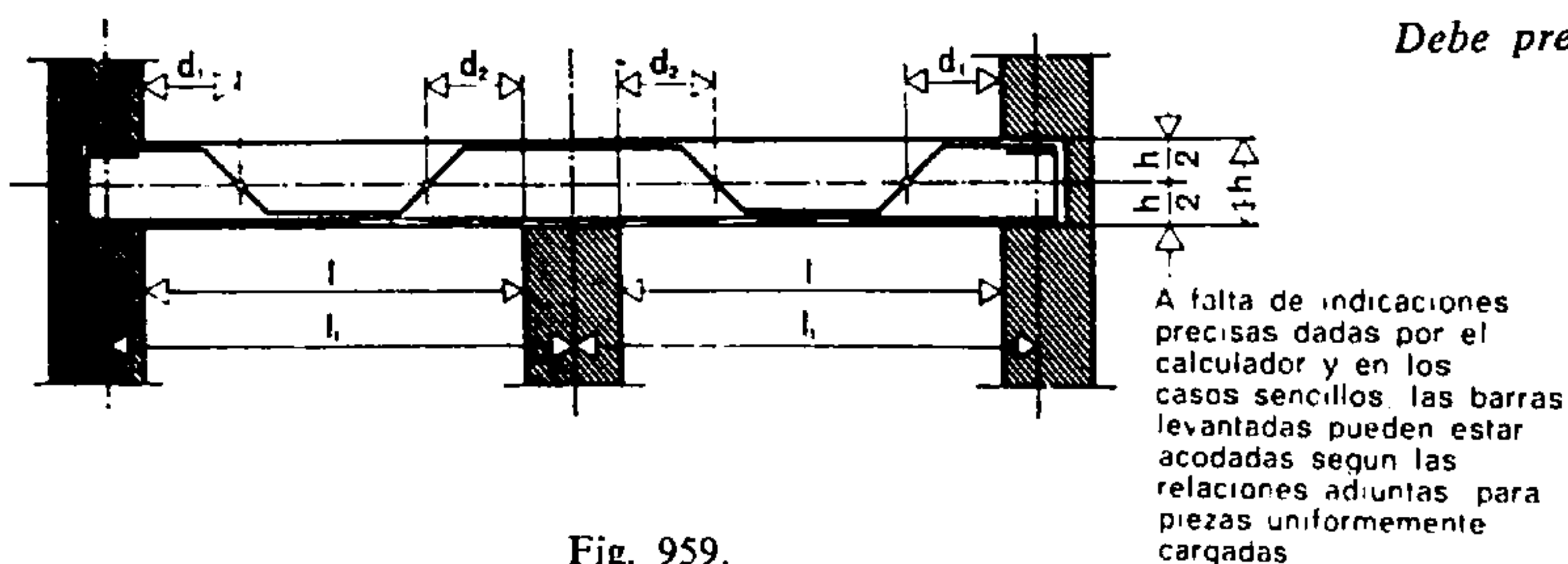


Fig. 959.
Viga empotrada por sus dos extremos y apoyada en un soporte intermedio

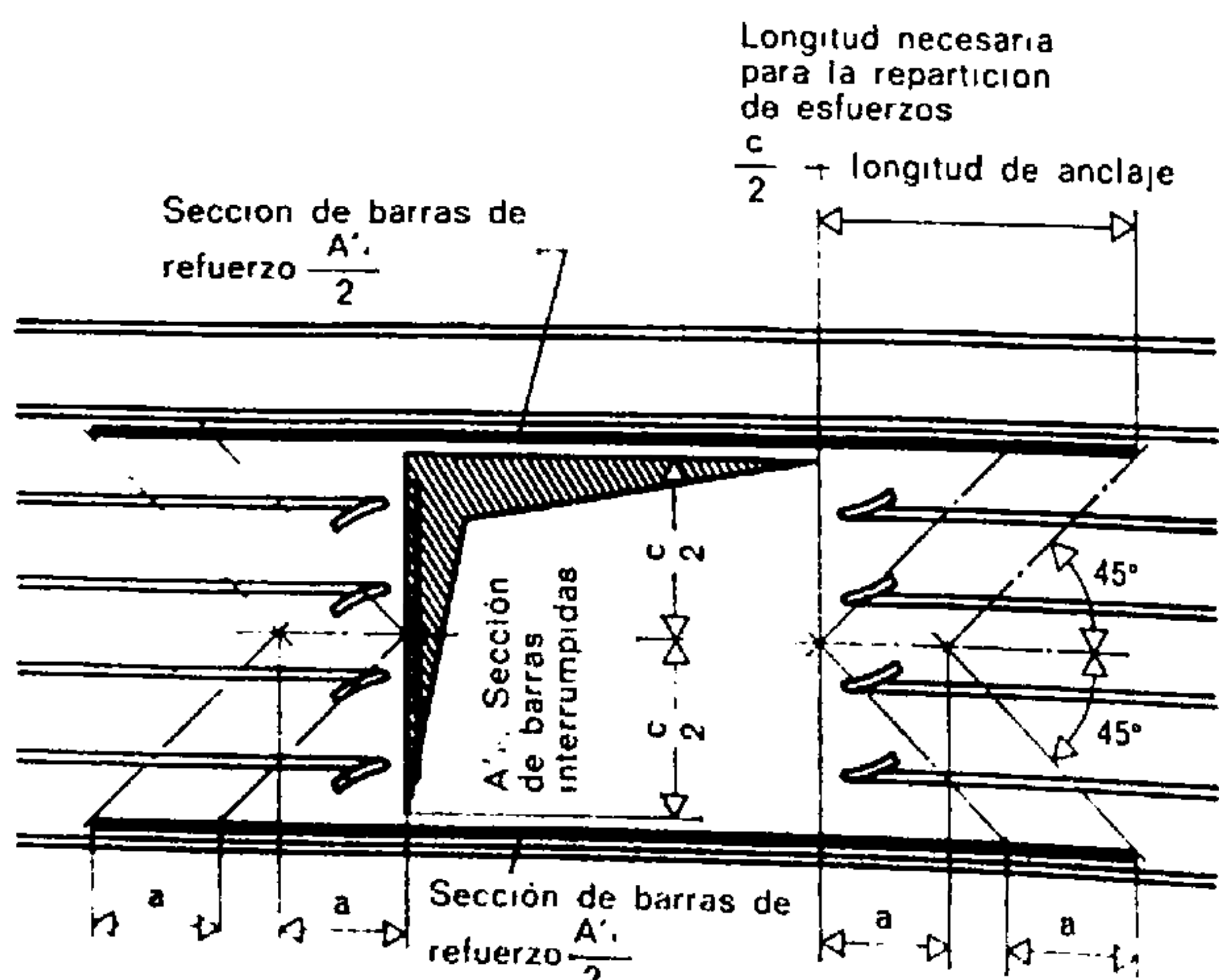


Fig. 960.

Tolvas o tramoyas en las losas, armadura de los embrochados

$a =$ longitud de enclaje de la barra de embrochado.
 $\varnothing =$ diámetro de la armadura.
Sin ganchos, según la norma B.A. 60: $a_{da} \approx 66 \varnothing$; $a_{tt} \approx 68 \varnothing$;
con ganchos $\approx 60 \varnothing$.

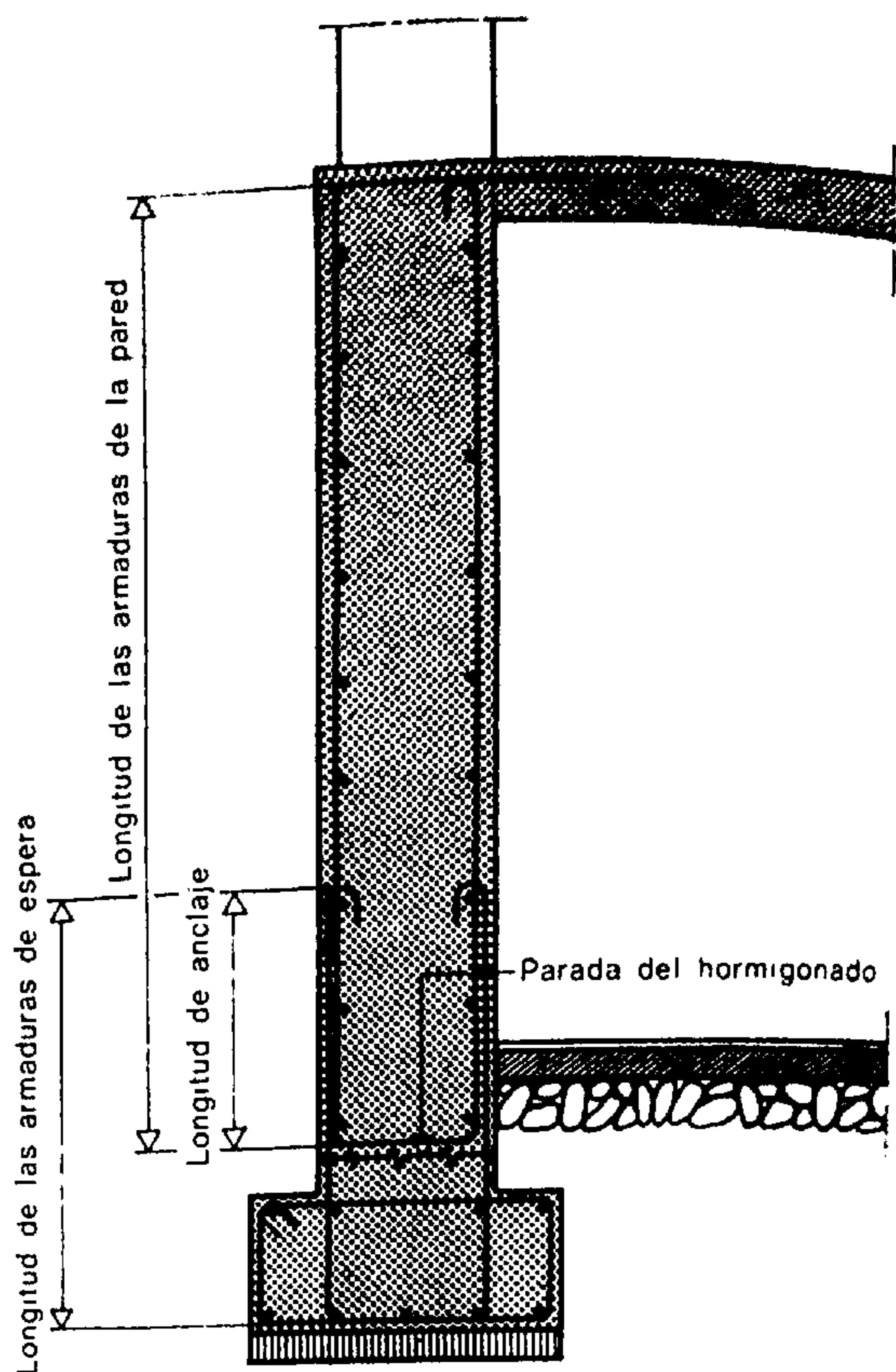


Fig. 961.

Longitud de las armaduras

Debe preverse teniendo en cuenta las paradas del hormigonado.

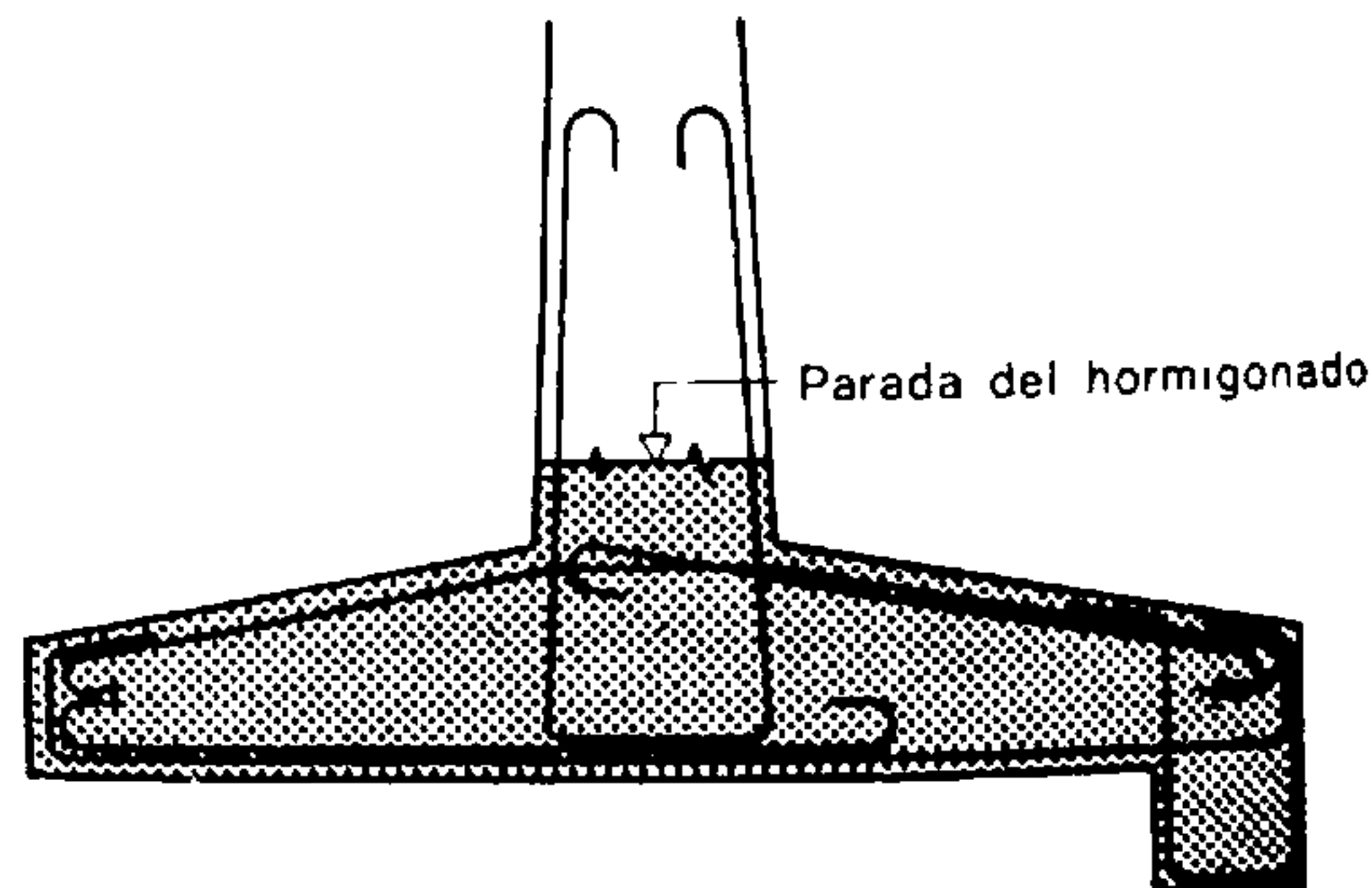


Fig. 962.

Barras de espera

La puesta en obra de las barras de espera está condicionada por la posición de las reanudaciones del hormigonado.

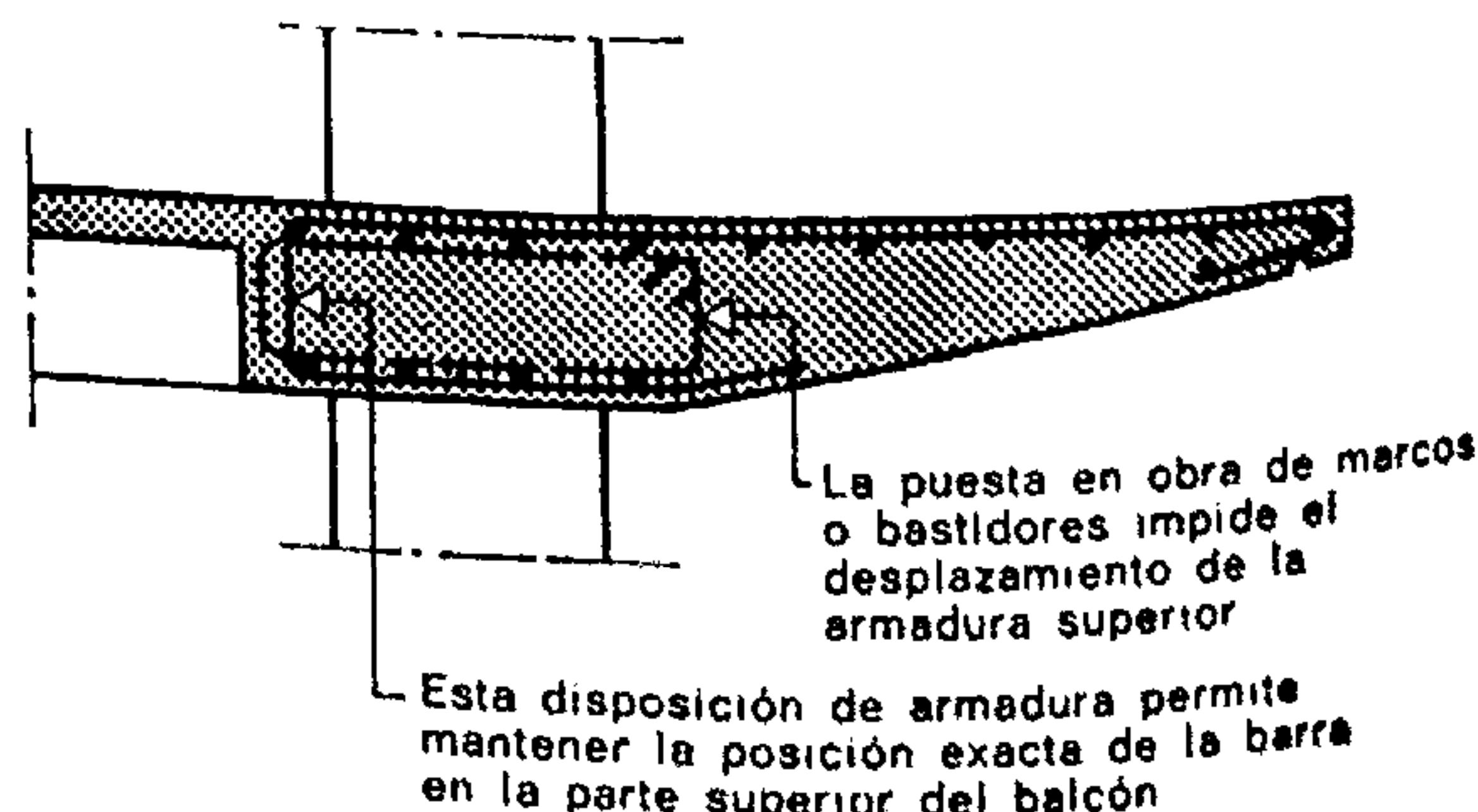


Fig. 963.

Riesgos de desplazamiento de las armaduras superiores durante el hormigonado

Por su propia forma o mediante una sujeción adecuada, las armaduras deben permanecer en su posición exacta.

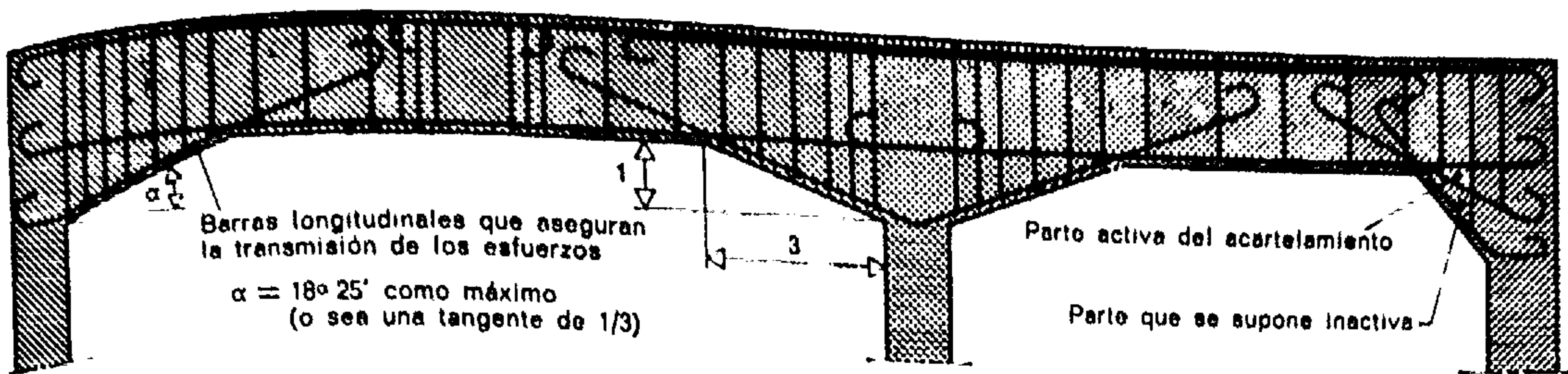


Fig. 964.

Armadura de los acartelamientos

Seguir las trayectorias de repartición de los esfuerzos que se supone se desarrollan según un ángulo máximo de $18^\circ 25'$ cuya tangente es de 1/3.

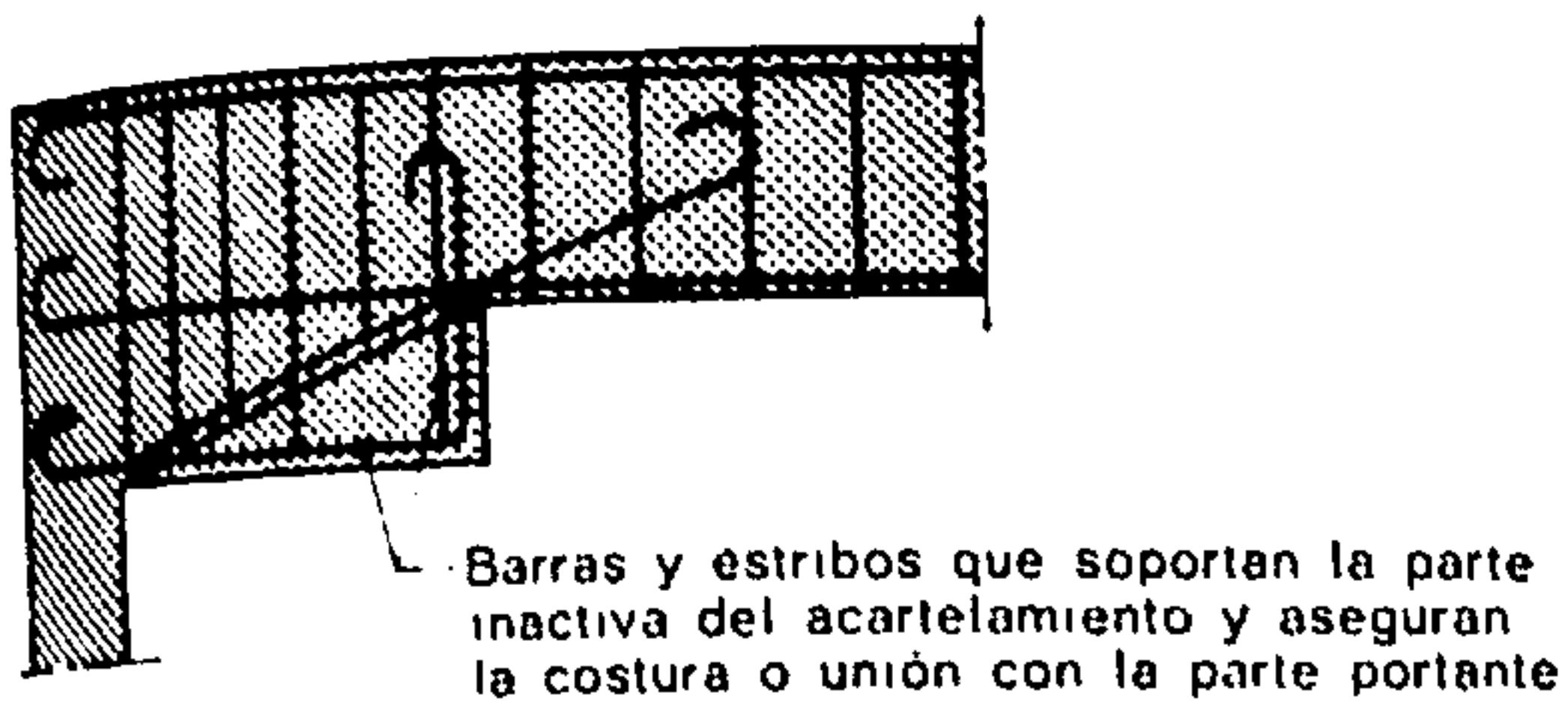


Fig. 965.

Cualquiera que sea la forma aparente del acartelamiento, se supone una distribución de los esfuerzos según una pendiente de 1:3, tanto para los cálculos como para la disposición de la armadura principal. Se utilizan entonces barras y estribos suplementarios para soportar la parte inactiva del acartelamiento.

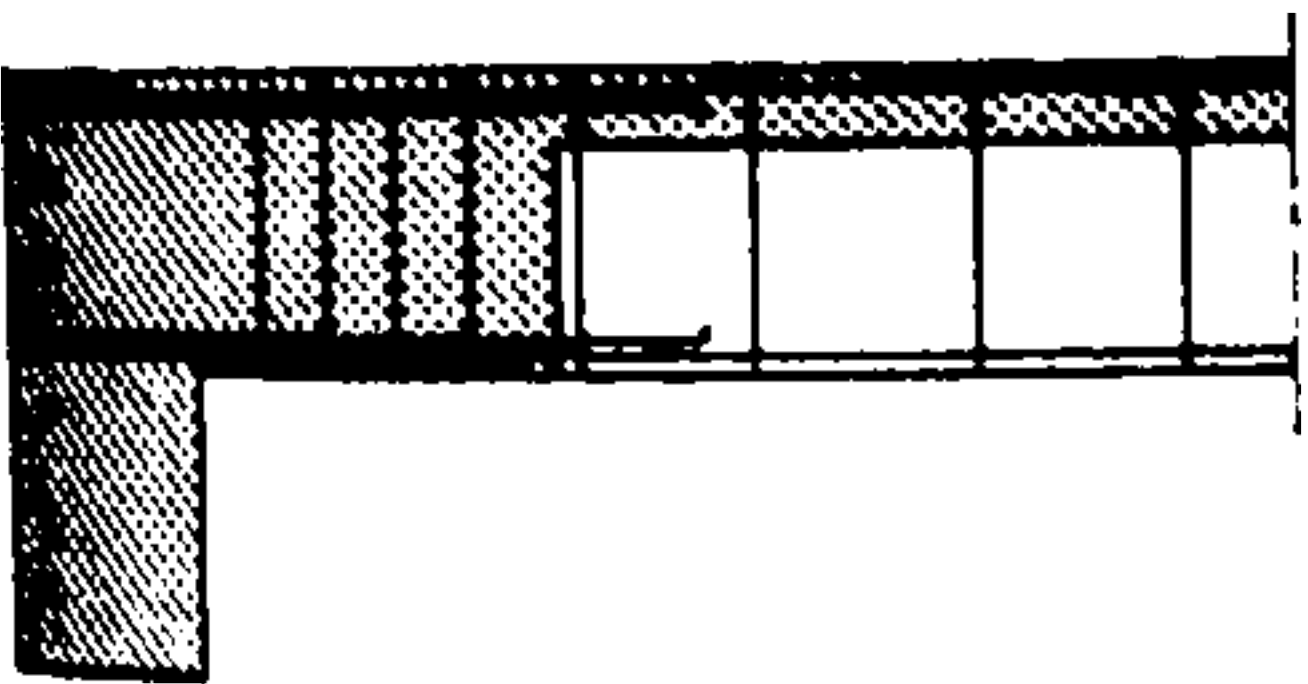


Fig. 966.

Acartelamientos horizontales

La distribución de los esfuerzos en los acartelamientos horizontales, o en los estribos macizos al extremo de los pisos con nervaduras, se supone también que siguen trayectorias inclinadas de $18^\circ 25'$ ($\text{tg} = 1/3$) respecto de la dirección que las transmite.

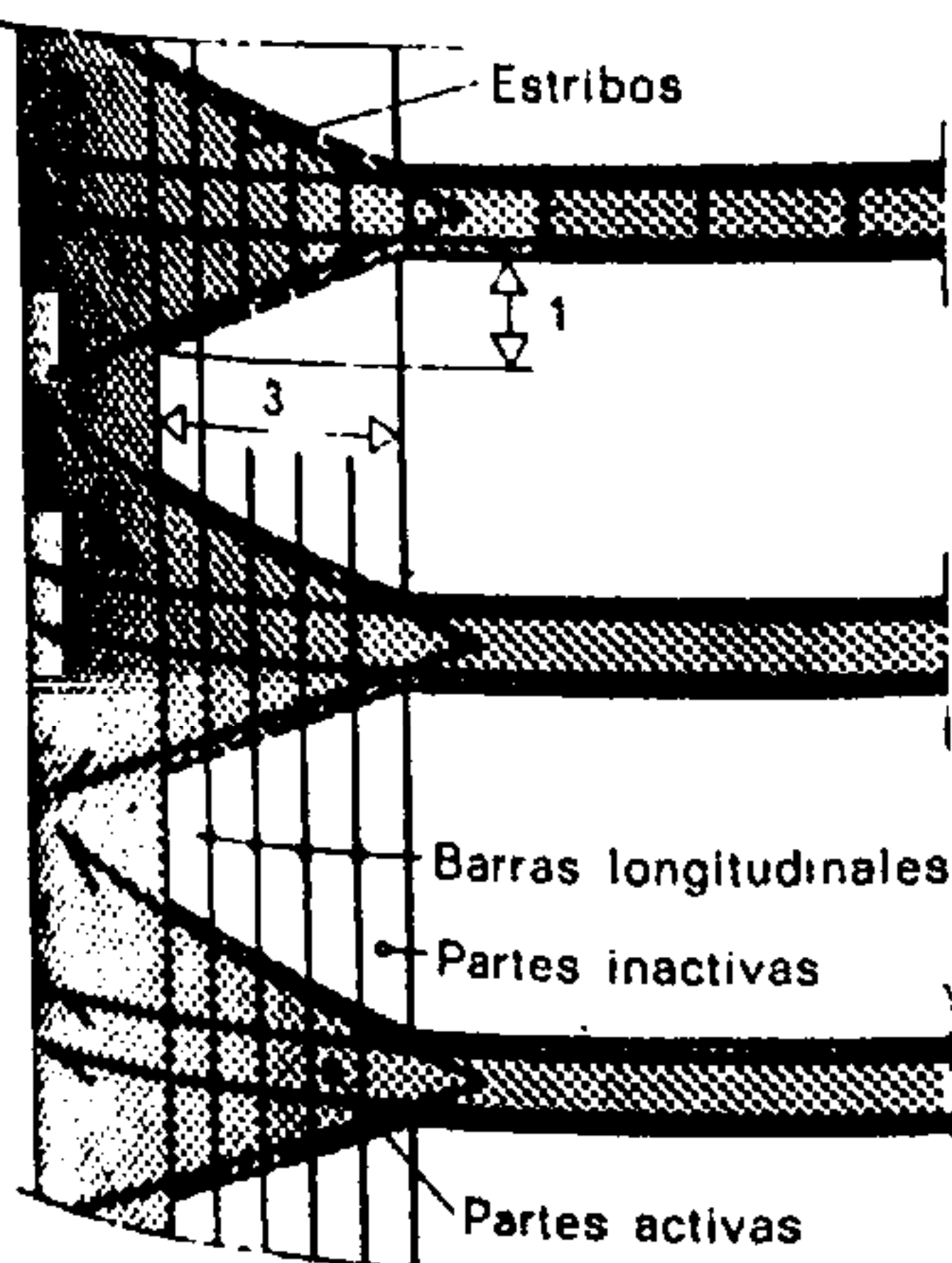


Fig. 967.

La arista entrante formada por la intersección de una losa inclinada de escalera con un descansillo debe ser objeto de una atención especial.

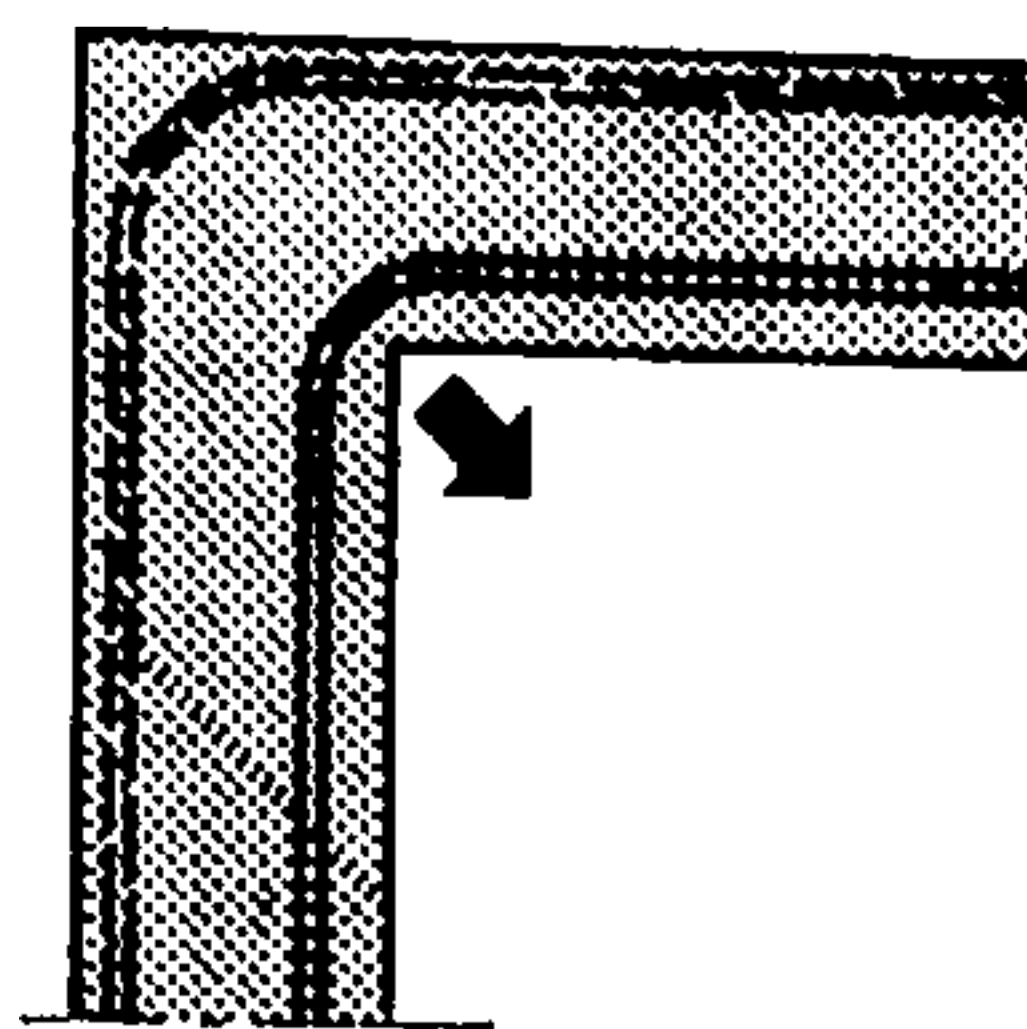


Fig. 968.

Nunca hay que armar un ángulo entrante por medio de una armadura continua situada a lo largo de la fibra interior. En efecto, la menor deformación trae consigo la ruina de la arista interior y la puesta al descubierto de la armadura.

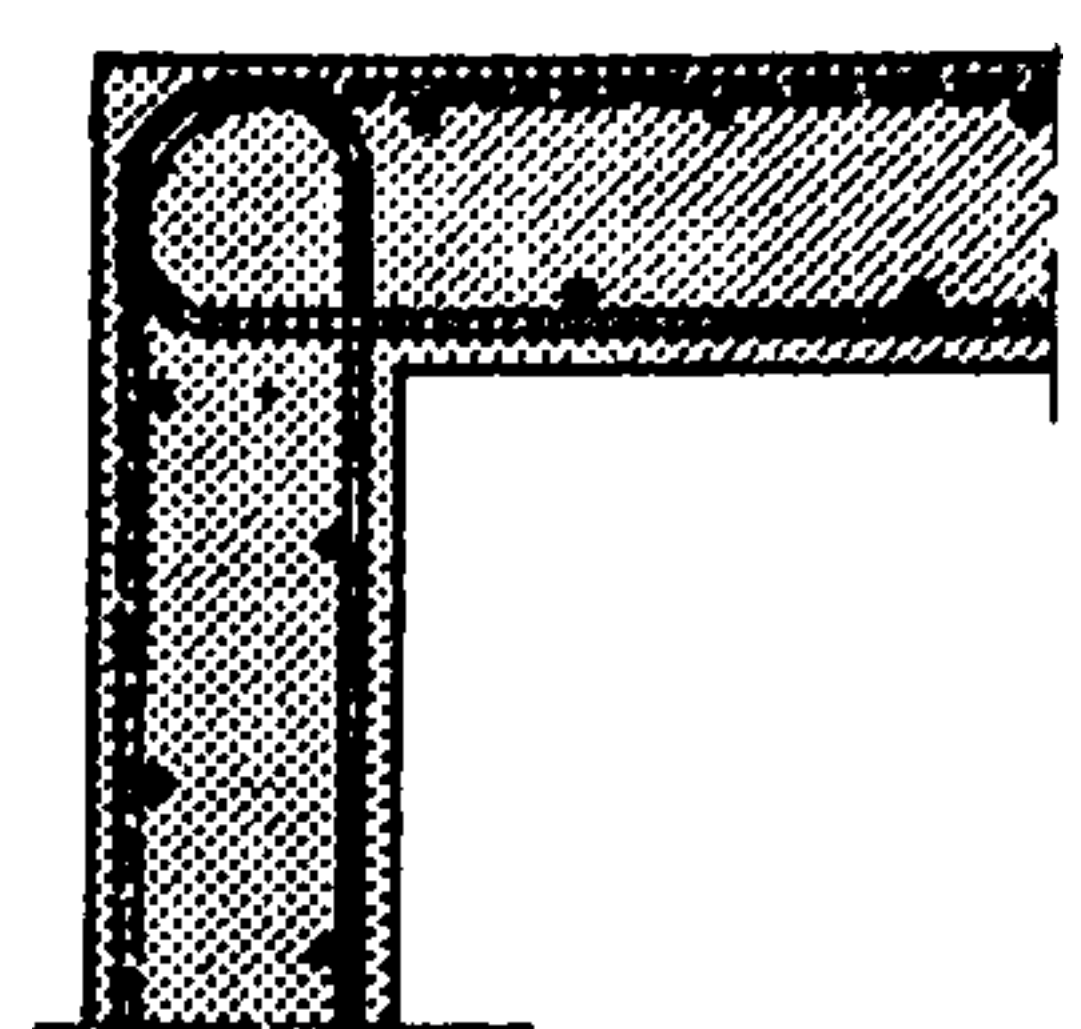


Fig. 969.

En el caso de las armaduras sencillas, la interior puede recibir la forma de un bucle o lazada. De este modo, a la vez que se asegura el anclaje necesario, la arista interior no puede deteriorarse aunque sobrevenga una ligera deformación.

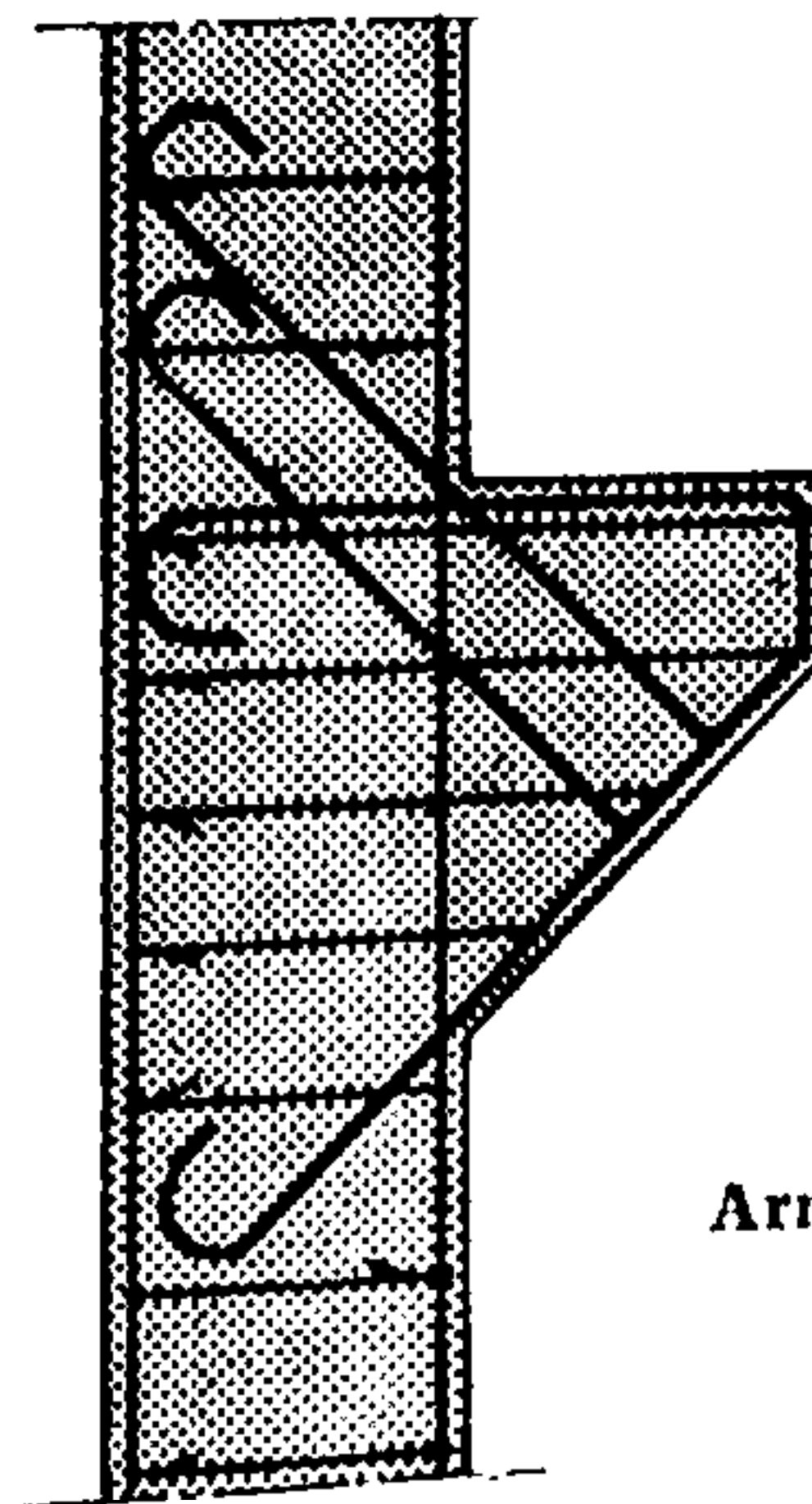
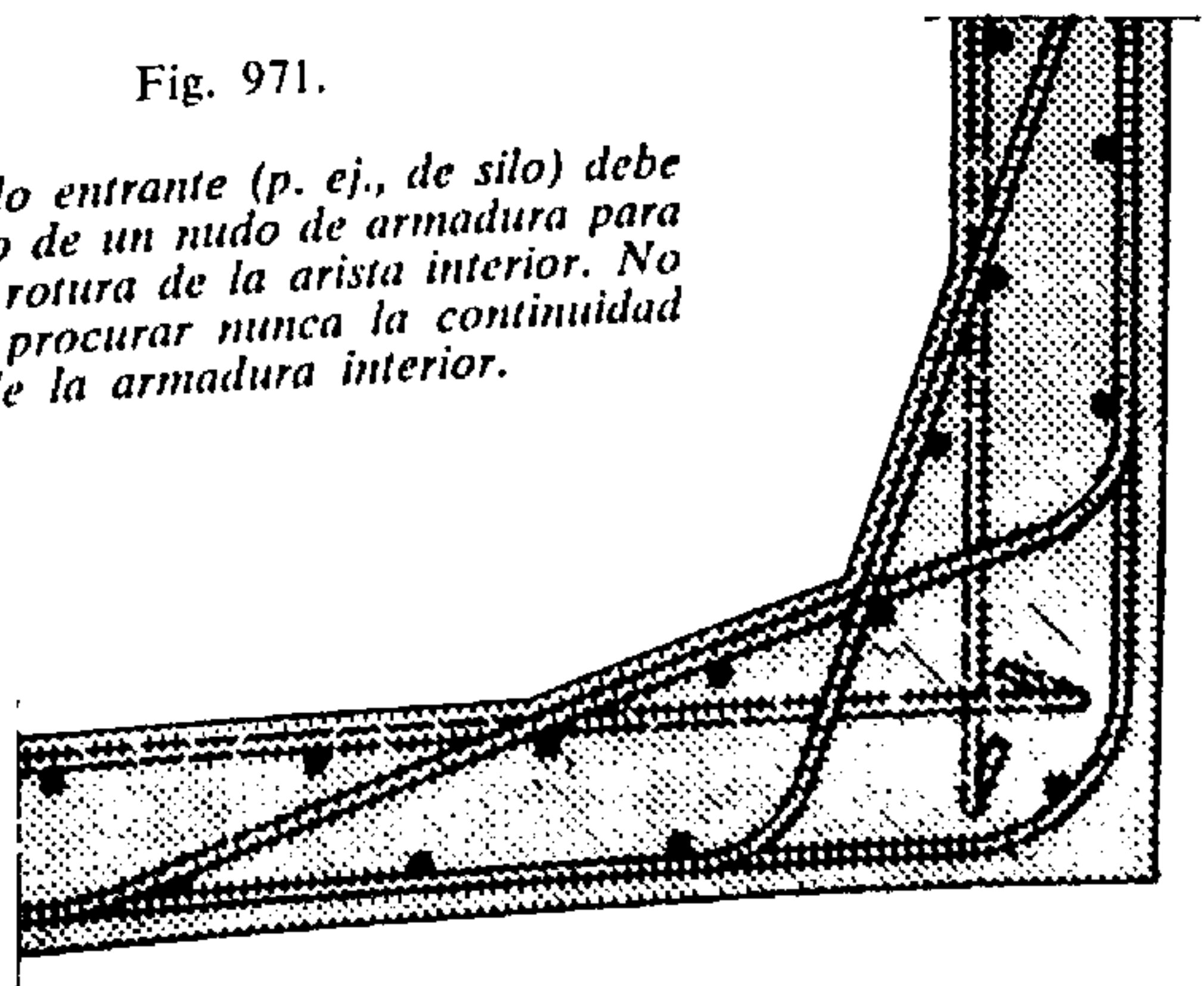


Fig. 970.

Armadura de una ménsula fuertemente solicitada

Fig. 971.

Un ángulo entrante (p. ej., de silo) debe ser objeto de un nudo de armadura para evitar la rotura de la arista interior. No hay que procurar nunca la continuidad de la armadura interior.



Semejante disposición permite un trabajo cómodo, limpio y rápido, que asegura un respeto riguroso a las dimensiones exigidas.

Papel desempeñado por las armaduras. Las armaduras, en las obras de hormigón, desempeñan diferentes papeles. Dispuestas en el interior de la masa del hormigón con objeto de absorber los esfuerzos que se les han atribuido, las armaduras deben poder

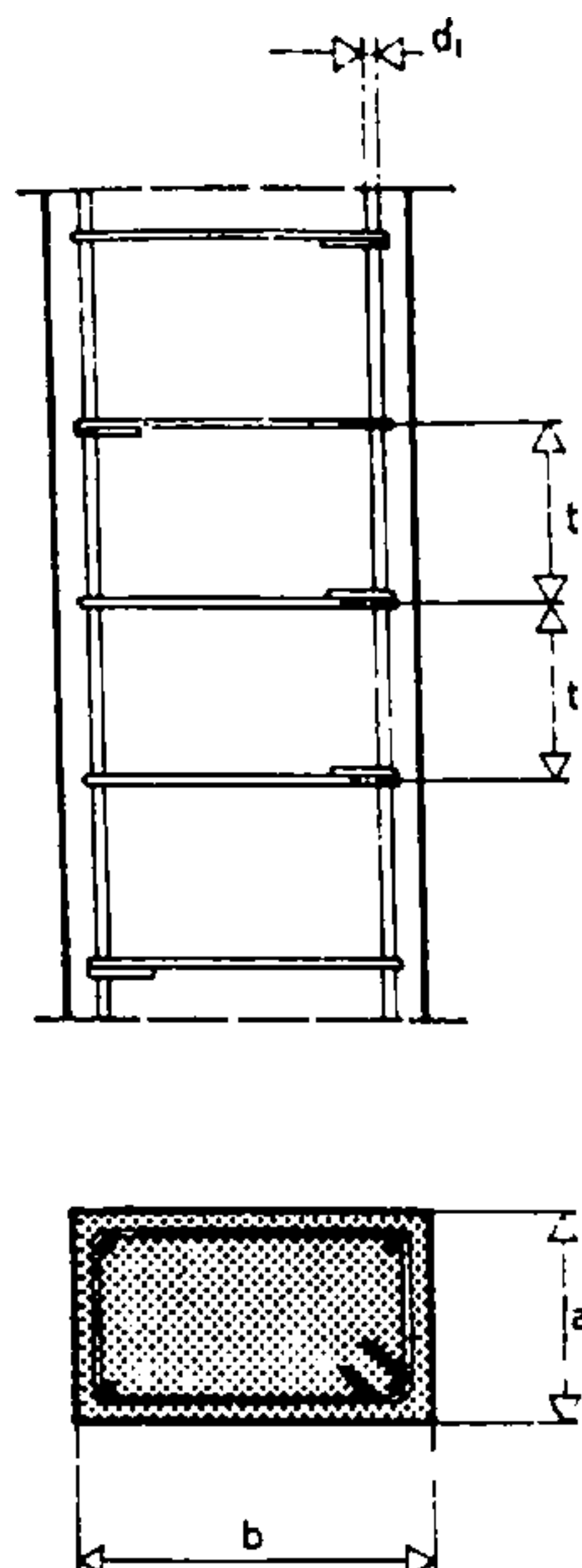


Fig. 972.

Armadura de pilares no zunchados; disposición de los marcos o estribos

Según las normas suizas, el espaciado de los estribos debe ser, como máximo, igual al menor de los dos valores siguientes:

$$t \leq \begin{cases} a \\ 15 d_1 \end{cases}$$

Según las normas francesas B.A. 60 del hormigón armado, el espaciado de las armaduras transversales de un poste debe ser, como máximo, de $12 d_1$, en el cual d_1 representa el diámetro más delgado de las barras longitudinales. Por otra parte, el diámetro de las armaduras transversales (estribos), debe ser, por lo menos, igual a

$$0,3 d_2 \cdot \sqrt{\frac{t}{12 d_1}}$$

expresión en la cual d_2 representa el diámetro más grueso de las barras longitudinales.

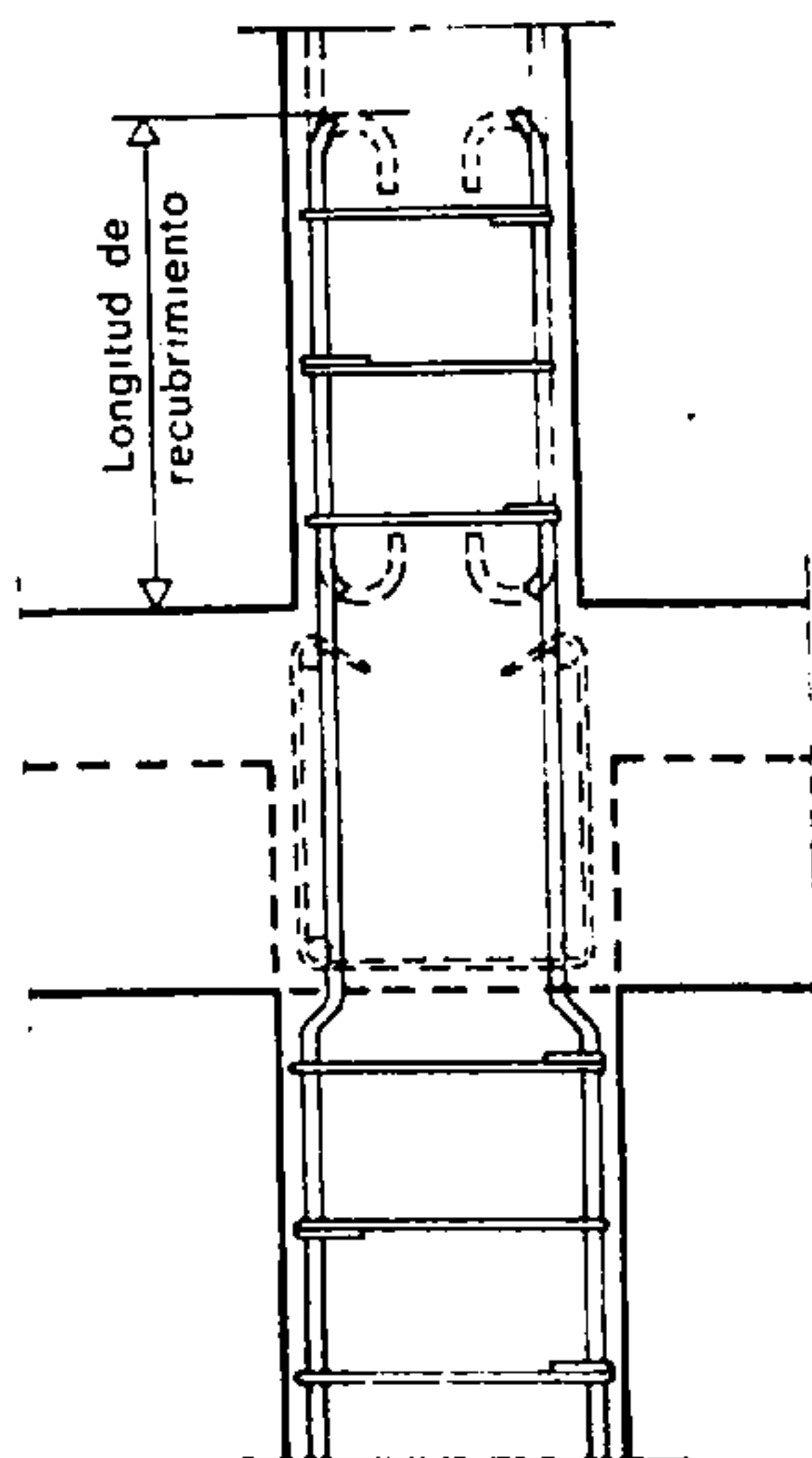
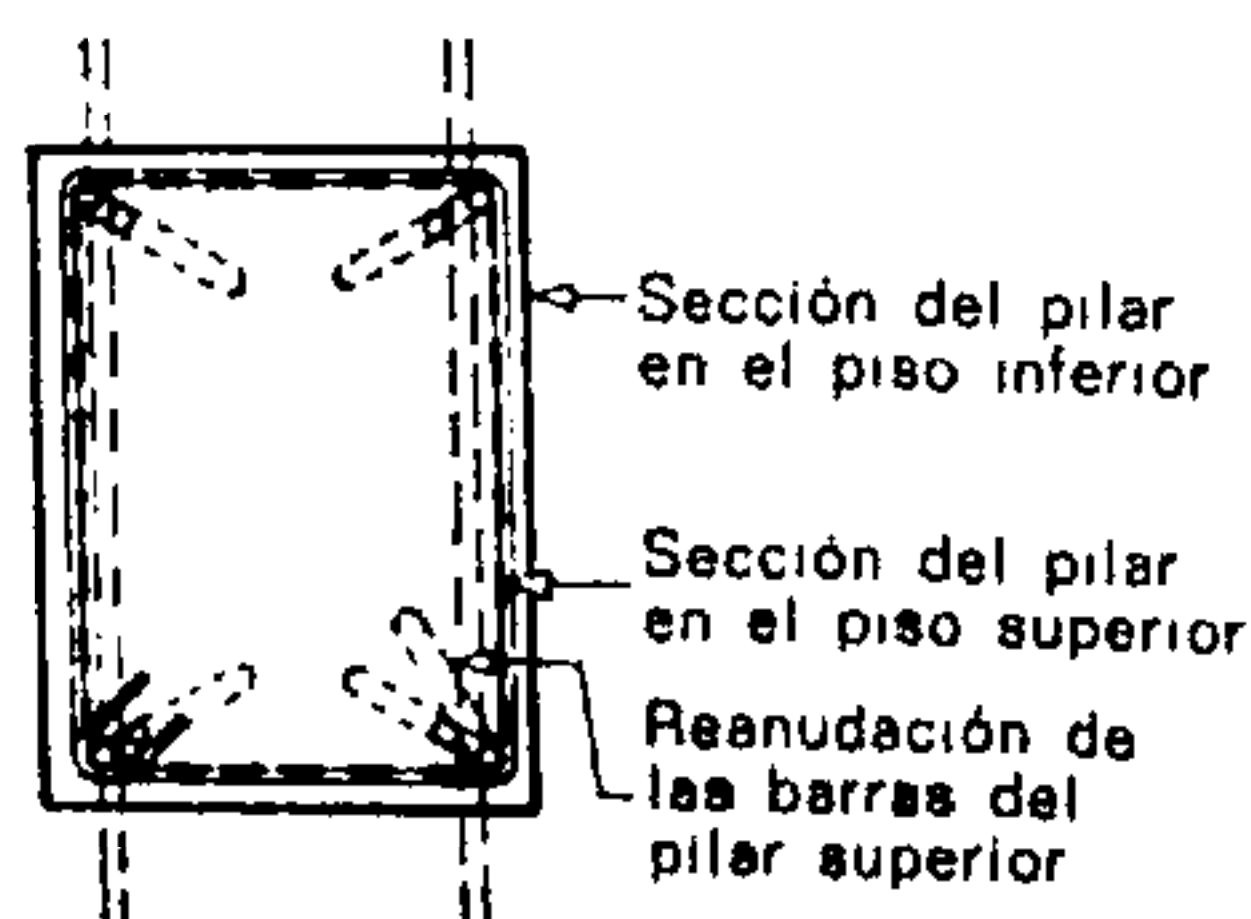


Fig. 973.

El enlace de las armaduras longitudinales en los pilares cuya sección decrece de piso en piso puede operarse por la conformación de las barras verticales, de manera que formen las barras de espera del pilar del piso superior.



N. B. En los pilares, cuando las armaduras no están sometidas a tracción, es preferible que se dispongan sin ganchos los empalmes entre barras. Se ha comprobado, en efecto, en ocasión de ensayos de carga, que la rotura de pilares únicamente sometidos a compresión se produce en el recubrimiento de los ganchos.

ser colocadas fácilmente en el sitio correspondiente de los encofrados y tienen que estar concebidas de tal suerte que su deformación no acarree la destrucción del hormigón.

A falta de indicaciones precisas procedentes de la nota de cálculo, el doblado de las barras que corresponde levantar puede ser realizado según los esquemas de las figuras 956 a 959, cuando se trata de piezas uniformemente cargadas.

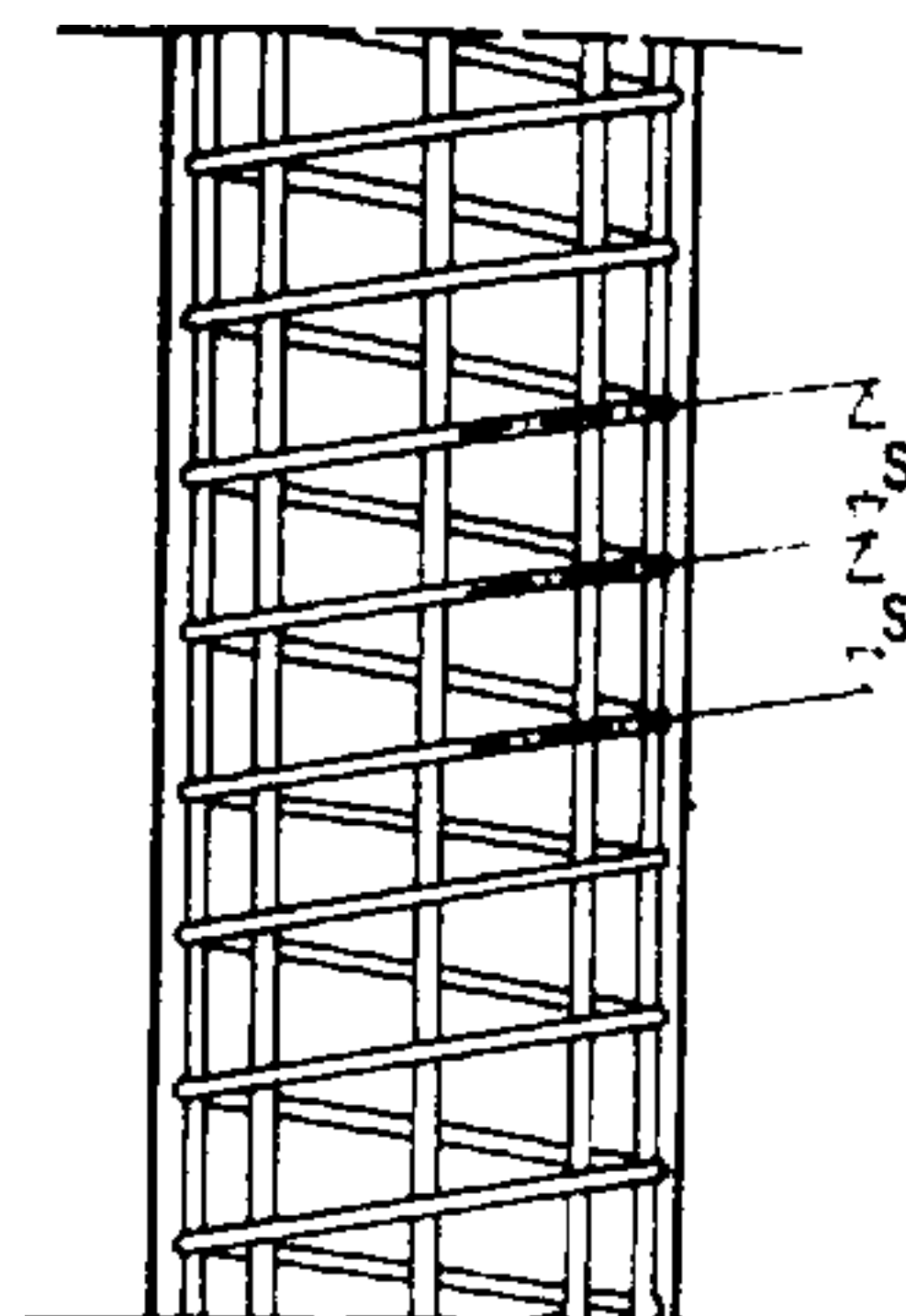


Fig. 974.

Armadura de los pilares zunchados

Según los reglamentos suizos el espacio máximo de las espiras está fijado en:

$$S = \frac{d_k}{5}$$

El espacio óptimo queda sin embargo ligado a los cálculos estáticos y el valor de la separación entre las espiras debe ser dado por el calculador.

Las secciones próximas a la forma circular son las mejor adaptadas a la ejecución de los pilares zunchados (mínimo de 8 barras longitudinales).

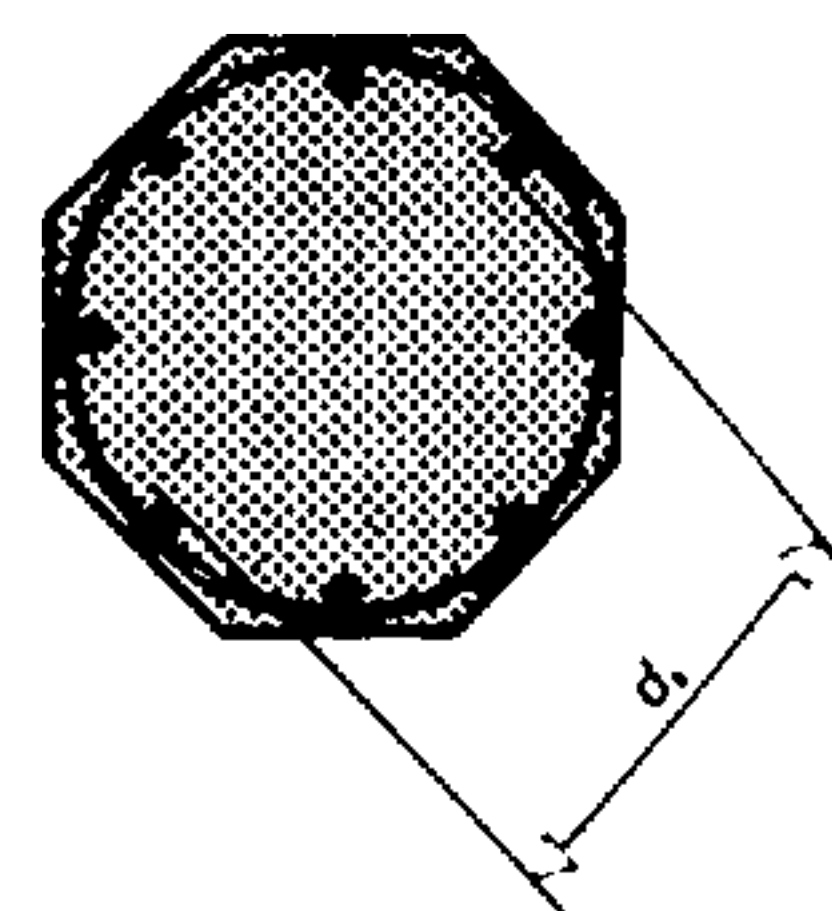


Fig. 975.

A falta de una armadura constituida por una barra continua, arrollada en hélice en torno de las barras longitudinales, los zunchos pueden estar formados por estribos (de diámetro calculado) cuyo recubrimiento debe ser suficiente y los enlaces convenientemente cruzados. Los aceros soldables pueden unirse con soldadura para limitar la longitud del recubrimiento.

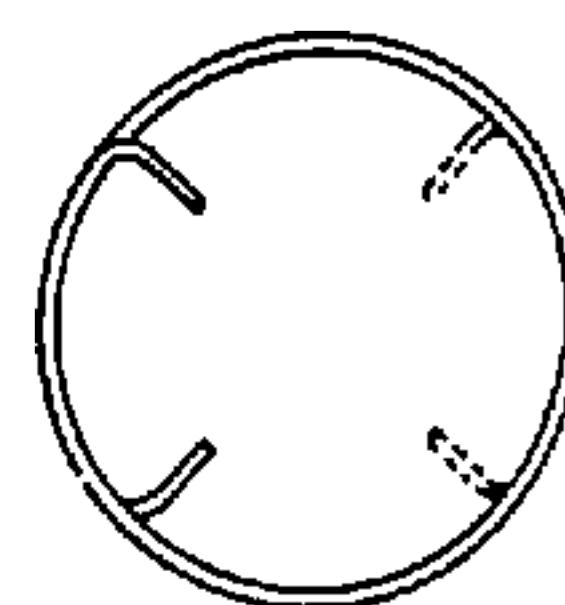
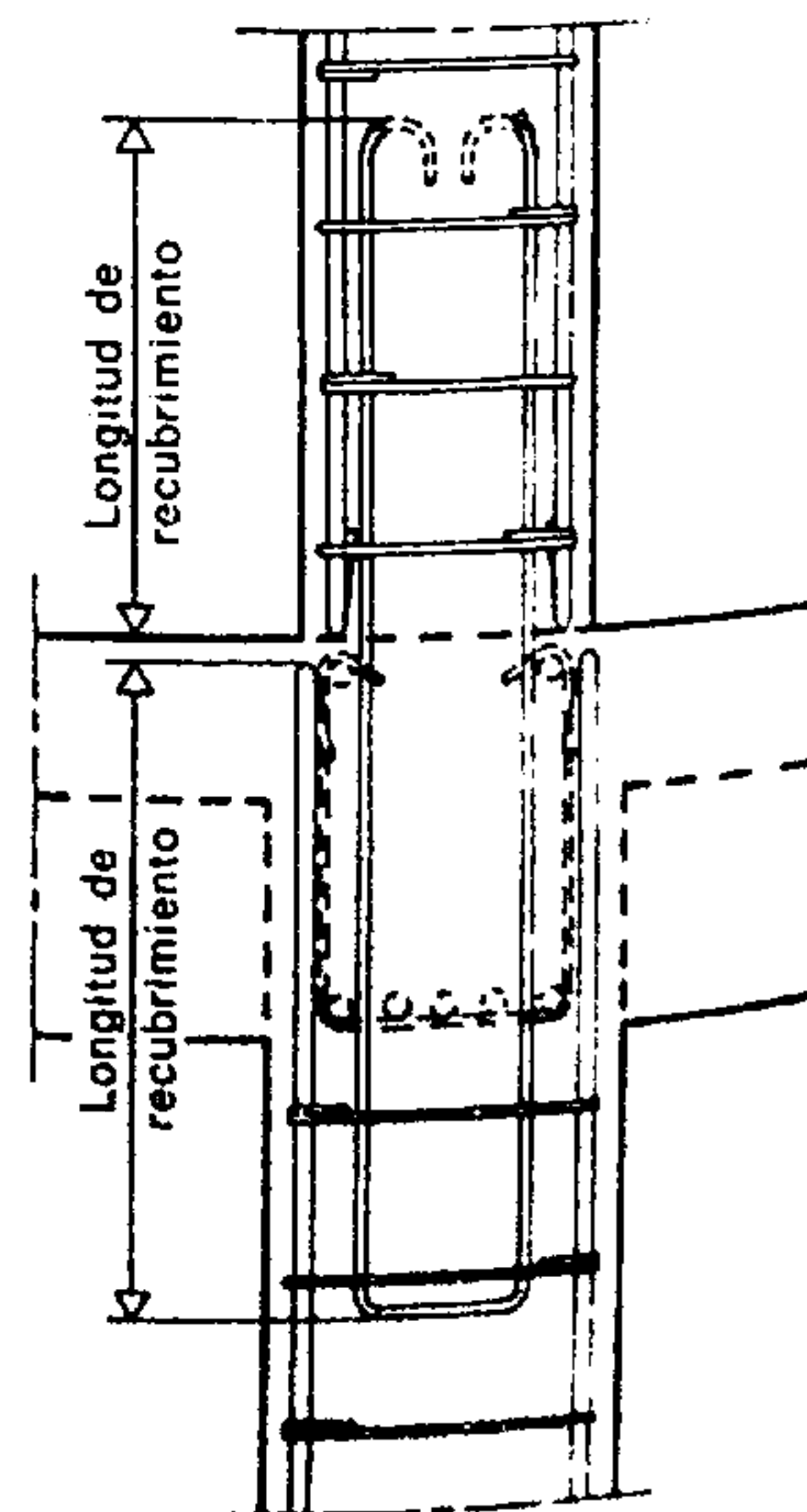


Fig. 976.

El empalme de las armaduras de los pilares de sección decreciente puede hacerse mediante la incorporación de estribos que forman las barras de espera.

El diámetro de los estribos es igual al de las barras del pilar superior y la longitud del anclaje debe ser, por lo menos, la de las prescripciones.



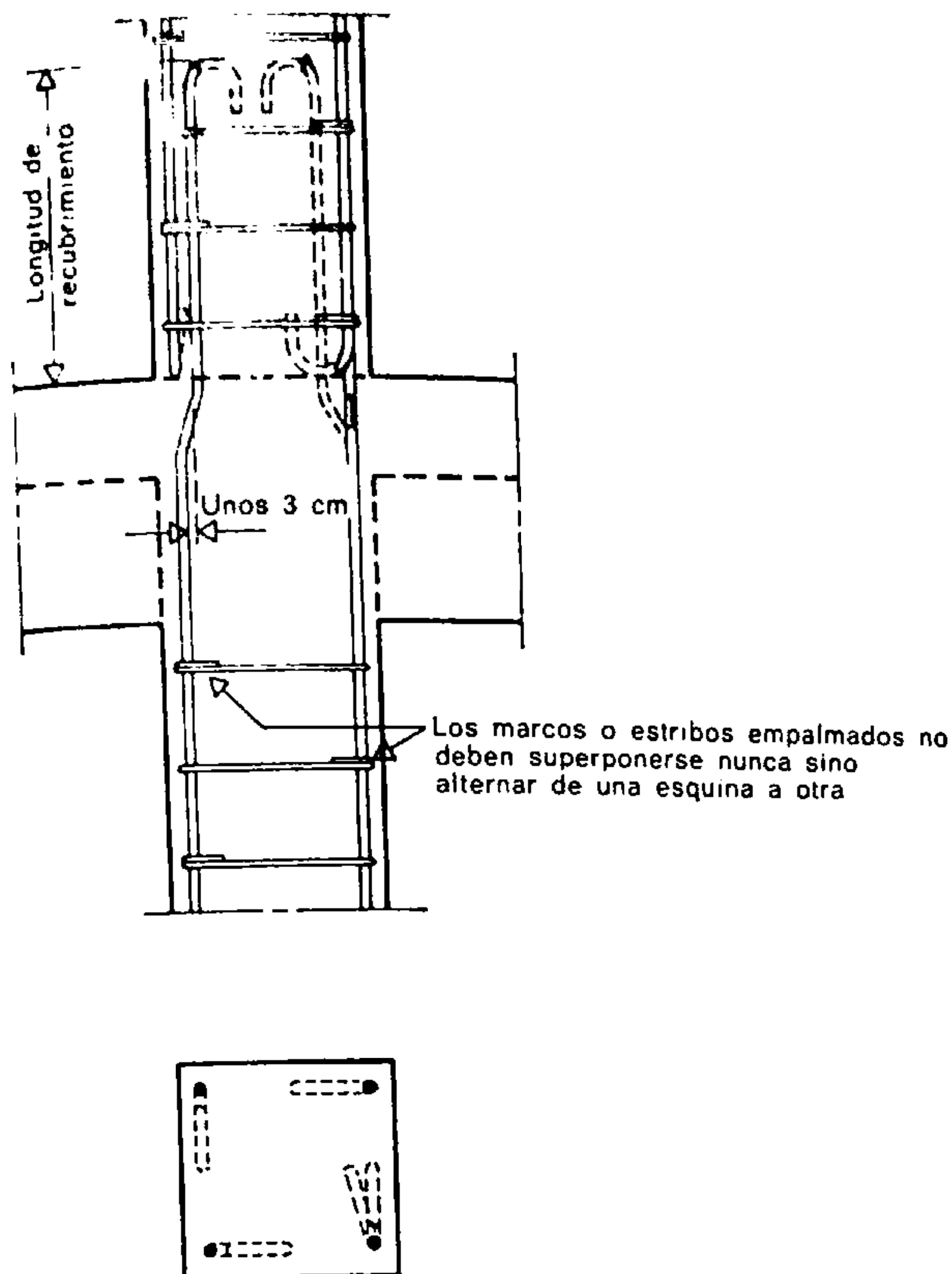


Fig. 977.

Los ganchos que sirven para la reanudación de las armaduras sólo se considerarán necesarios cuando las barras puedan ser sometidas a esfuerzos de tracción (caso de momentos flectores en postes).

El empalme de las barras de los pilares de igual dimensión exige la conformación del extremo de las armaduras montantes a fin de permitir que las barras añadidas se alojen en los ángulos del perfil.

Es conveniente adoptar esta disposición tanto si las barras llevan ganchos como si no los llevan.

Los enlaces de los marcos no deben superponerse nunca sino alternar de una a otra esquina. Esta orientación de las barras de espera permite una mejor disposición del gancho de las barras de reanudación.

Al llevar a cabo esa ejecución se procurará, sin embargo, que los ganchos queden bien recubiertos; a tal efecto se modifica ligeramente la inclinación del eje de la barra (líneas de trazos).

23. ENSAYOS DE LAS OBRAS ACABADAS

Si se tuvo la precaución de tomar muestras del material en el momento de fabricar los hormigones, es posible definir, mediante ensayos destructivos, la resistencia mecánica probable de los productos acabados.

Cuando la obra está realizada y acabada, los ensayos pueden verificarse sobre los hormigones ya puestos en obra mediante procedimientos de auscultación.

Los métodos no destructivos para la determinación de las resistencias del hormigón están basados, en principio, en la relación existente entre las propiedades elásticas del material y su resistencia. Esta es tanto más elevada cuanto mayor es el módulo de elasticidad.

El esclerómetro es un aparato de auscultación

que determina la dureza de la superficie a base del rebote de una masa o un martillo. La resistencia del hormigón se deduce de los valores así determinados. El esclerómetro es fácil de transportar, de empleo sencillo y rápido y permite conocer la resistencia del hormigón con exactitud suficiente. Los valores a considerar deben ser el promedio aritmético de diez pruebas, cuando menos, practicadas en una zona limitada. En los folletos explicativos de esos aparatos están contenidas todas las indicaciones que pueden ser de utilidad en los diversos casos que pueden presentarse.

Por la medición de la velocidad de las ondas, operación que requiere aparatos relativamente complicados, es posible también determinar la resistencia de los hormigones puestos ya en obra.

Las tensiones de compresión que deben ser alcanzadas están consignadas en la Tabla 46.

Tabla 46. — Tabla de las resistencias medias que deben obtenerse por compresión en los hormigones. En kg/cm^2 .

Dosificación kg/m^3	Cemento Portland (C.P.) o (C.P.A.) (Hormigón normal)				Cemento de alta resistencia inicial (C.P.H.R.) o (H.R.I.) Hormigón de alta resistencia			
	3 días	7 días	28 días	90 días	3 días	7 días	28 días	90 días
150				80,5	—	—	—	—
200	31,5	49	70	126,5	—	—	—	—
250	49,5	77	110	184	99	154	220	253
300	72	112	160	253	130	210	300	345
350	99	154	220	323	171	266	380	438
	126	196	280					

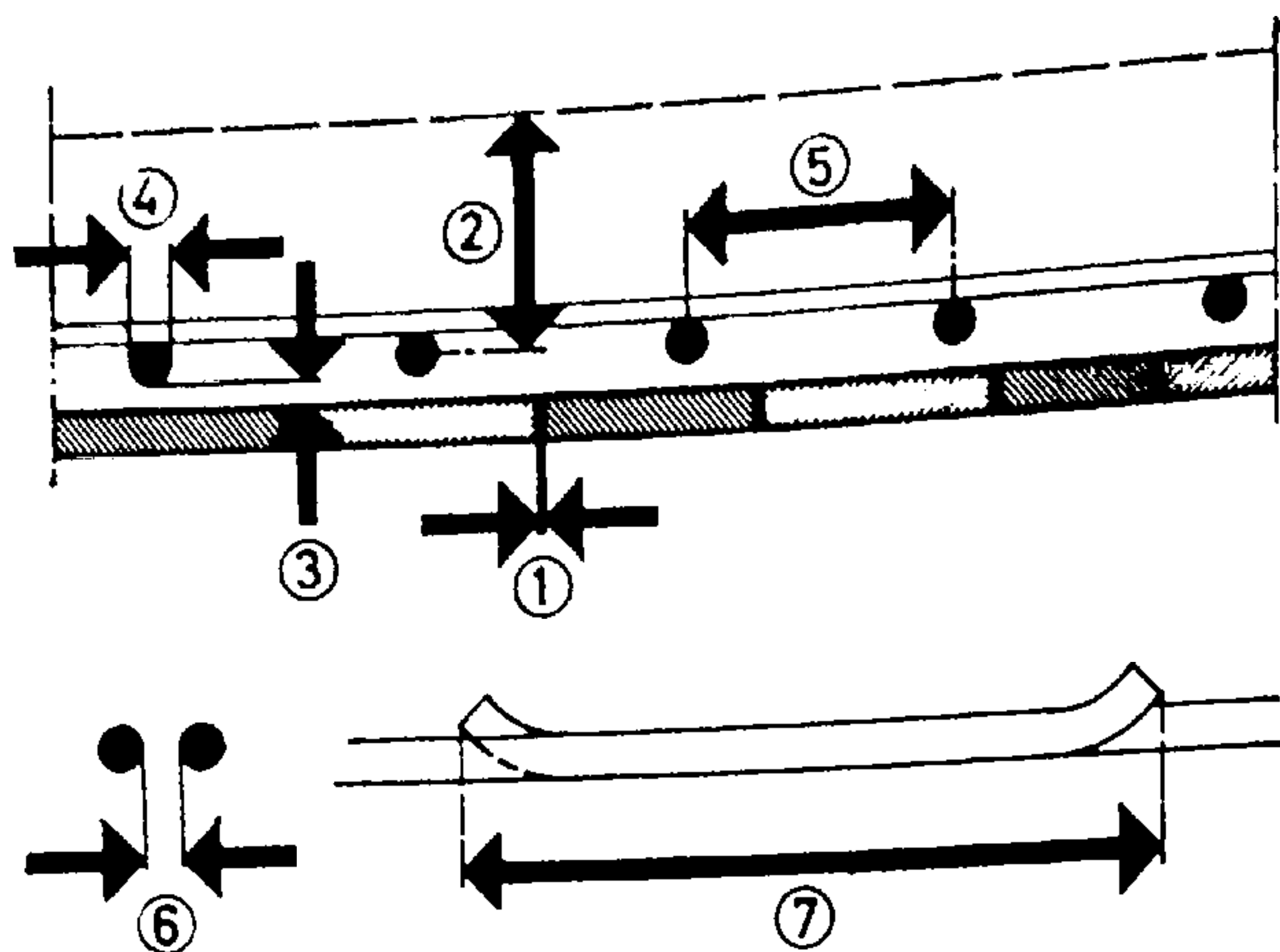


Fig. 978.

A pie de obra, un operario debe vigilar los puntos siguientes:

- 1) El encofrado, para ver si tiene estabilidad y si las juntas cierran bien.
- 2) La altura que separa la armadura de la superficie del hormigón.
- 3) La distancia entre las armaduras y el encofrado.
- 4) El diámetro de las armaduras.
- 5) La distancia entre las armaduras.
- 6) La distancia mínima entre armaduras, que debe ser cuando menos igual al diámetro máximo del árido.
- 7) La longitud de los recubrimientos de las armaduras (la distancia entre las dos partes del empalme debe ser igual a la distancia mínima entre armaduras ⑥ para permitir la transmisión de los esfuerzos).

24.1. EL HORMIGÓN PRETENSADO

En una pieza cualquiera en estado de flexión, se produce un efecto de compresión sobre ciertas fibras en tanto que otras se tensan.

En el hormigón armado la tracción queda absorbida por las armaduras.

El principio en que se basa el pretensado puede definirse sencillamente como sigue:

Imagínese una pieza recta, comprimida por dos fuerzas exteriores; la presión ejercida sobre los extremos comprime cada sección de la pieza a ella sometida.

Si dicha pieza se halla entonces sometida a una flexión, ciertas fibras se comprimirán y otras se tensarán; este nuevo esfuerzo se combinará con el esfuerzo existente de compresión.

Resultará que ciertas fibras quedarán "supercomprimidas" mientras que otras quedarán aliviadas del esfuerzo primitivamente aplicado.

No existiendo ya esfuerzos de tracción en la obra, si ésta es de hormigón, no será necesario colocar en ella ninguna armadura siempre que se mantenga la fuerza de compresión.

La aplicación de la citada compresión con anterioridad a la aplicación de las cargas ha suscitado la denominación de hormigón "pretensado" o "precomprimido".

Prácticamente, en el hormigón pretensado, el esfuerzo de compresión se ejerce por medio de un elemento (cable, tensor o armadura) situado dentro de la pieza.

La compresión de la pieza puede obtenerse por dos métodos distintos:

- a) previa puesta en tensión de una armadura;
- b) puesta en tensión de un cable alojado en una vaina reservada dentro del hormigón.

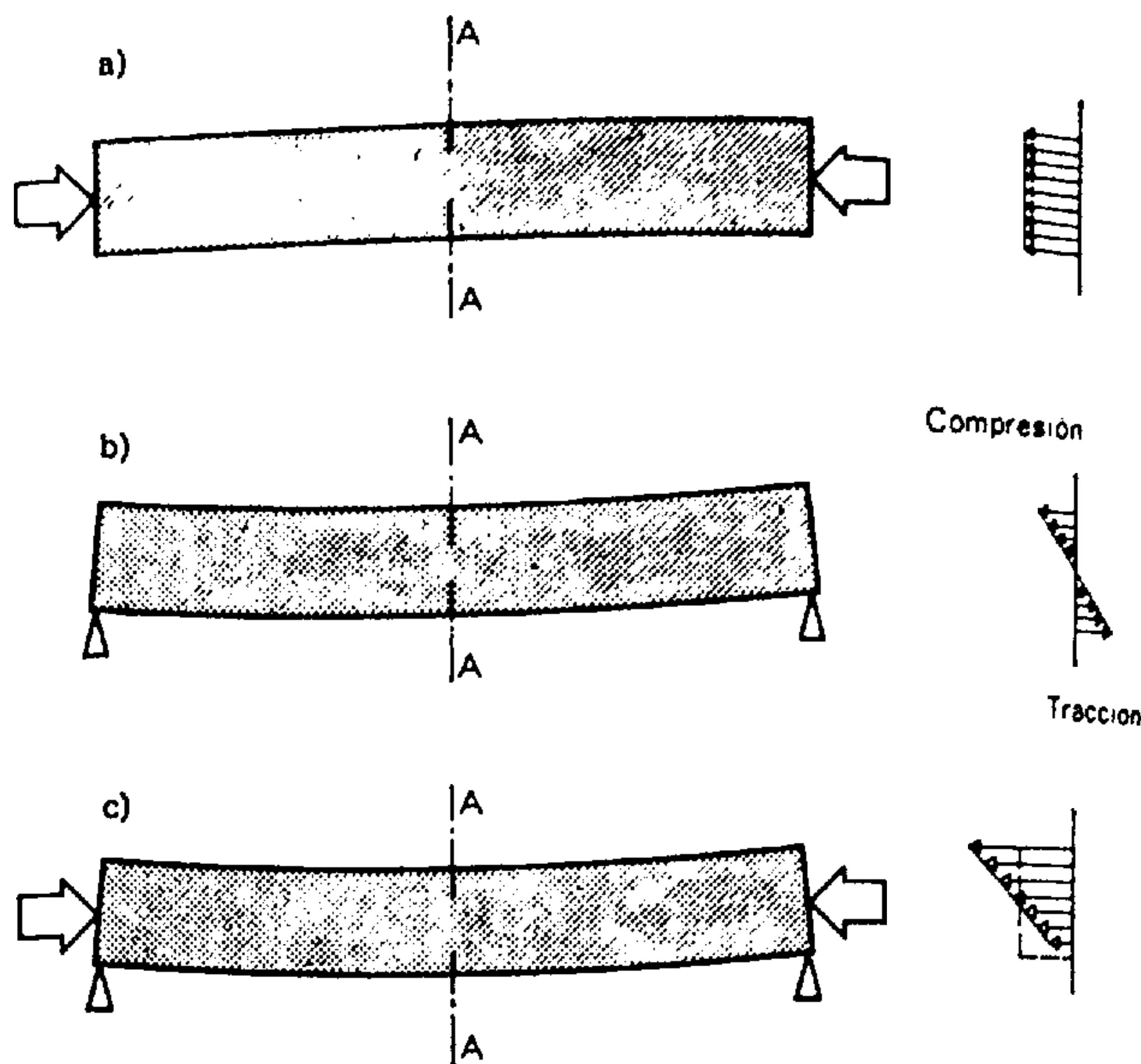


Fig. 979.

a) Si ejerce un esfuerzo de compresión en las extremidades de una pieza, una sección cualquiera AA de dicha pieza sólo recibe esfuerzos de compresión.

b) Cuando una pieza se flexa, parte de su sección recta AA queda comprimida y la parte restante tensada.

c) Si se combinan los efectos provocados por la compresión (primitivamente aplicada) con los efectos debidos a la flexión, se comprueba que los esfuerzos de compresión se suman, mientras que la tracción de las fibras precomprimadas conduce a una reducción de los esfuerzos. El hormigón pretensado es el resultado de la aplicación de este principio. El hormigón que soporta fácilmente los esfuerzos de compresión podrá, pues, sin necesidad de armadura, resistir a la flexión en tanto que se manifiesten las fuerzas exteriores de compresión. Para engendrar la citada compresión puede comprimirse el hormigón por medio de gatos o crics apoyados sobre los estribos de los extremos o bien disponer de un cable que, una vez tensado, tratará de recuperar su forma primitiva y, por eso mismo, comprimirá el hormigón.

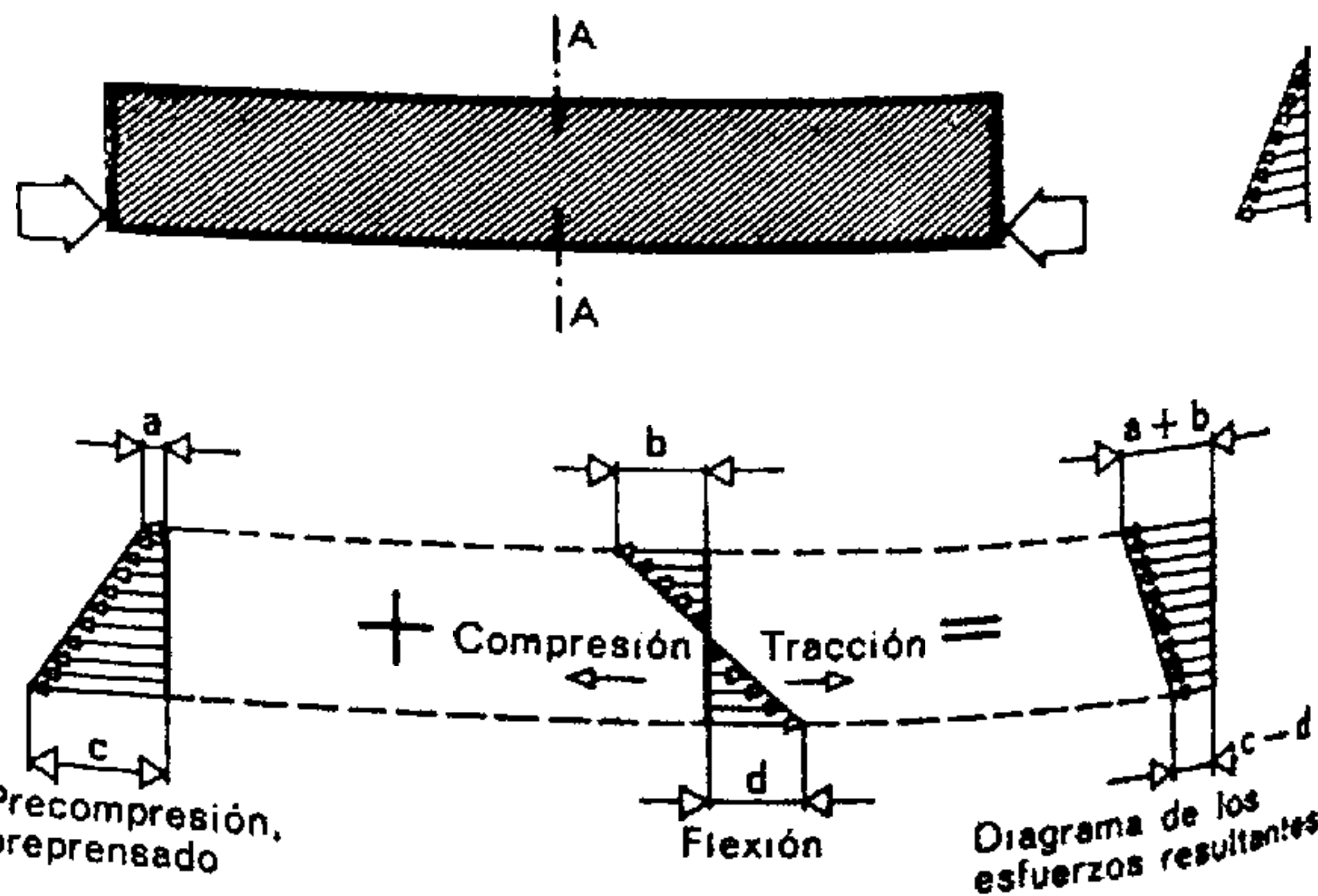


Fig. 980.

Si el esfuerzo de precompresión está descentrado sobre la pieza, resulta que las tensiones de compresión no quedan ya repartidas por igual en la superficie AA. Este efecto es favorable porque, al combinar este esfuerzo con el diagrama de flexión, se tiende a igualar las sollicitaciones por compresión.

24.2. TENSADO PREVIO DE UNA ARMADURA

Este método se emplea en obras de escasas dimensiones realizadas en el taller.

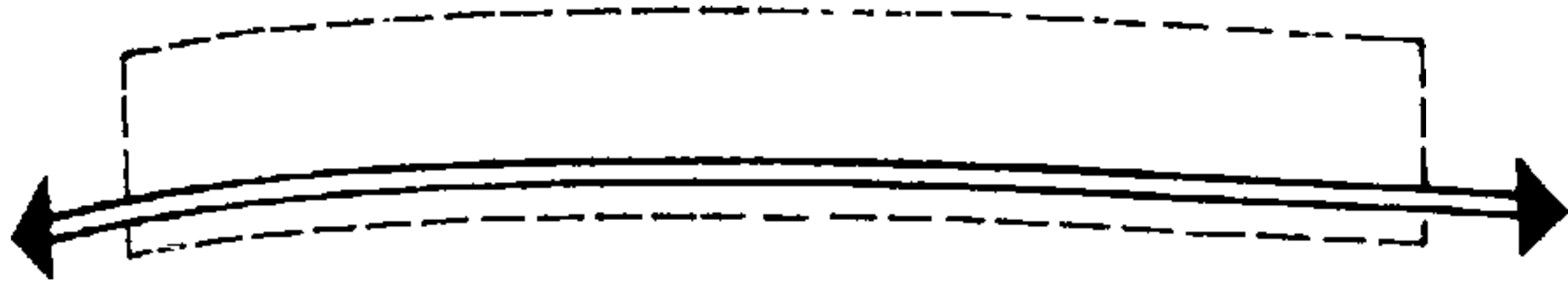


Fig. 981.

Puesta en tensión de la armadura

Por medio de gatos o crics se crea una fuerte tensión en el acero, lo cual provoca su alargamiento. Según el resultado que se quiera obtener, se emplean aceros de adherencia normal o de adherencia elevada.

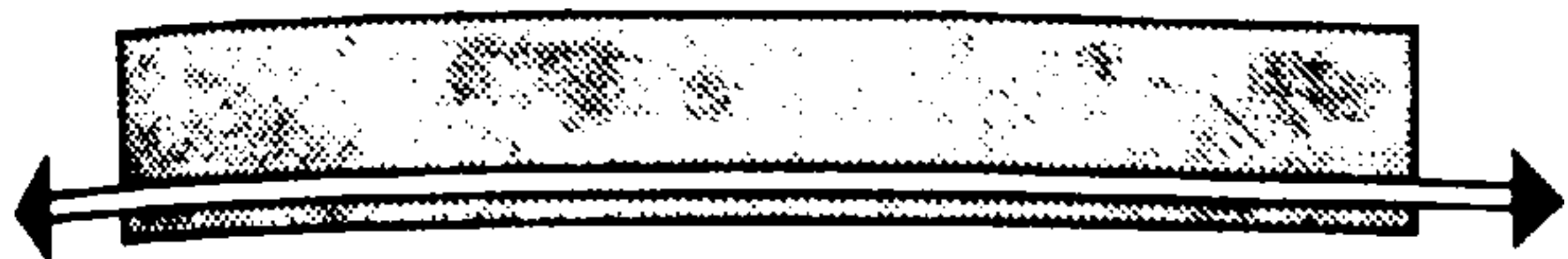


Fig. 982.

Hormigonado del elemento

Mientras las armaduras se mantienen tirantes, se las cubre y envuelve con una masa de hormigón de buena calidad, con lo cual se da la forma que debe tener el elemento.

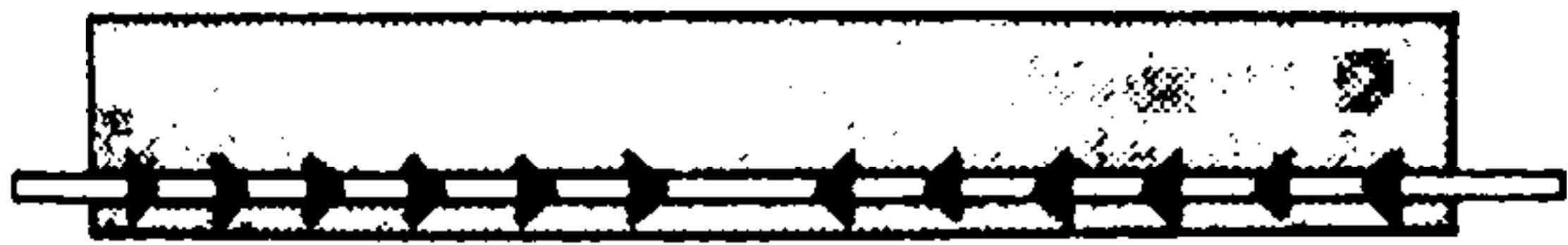


Fig. 983.

Supresión de los esfuerzos de tracción ejercidos primitivamente sobre la armadura

La supresión de la tracción, cuando el hormigón ha alcanzado su resistencia normal a la compresión, deja al acero la posibilidad de recuperar su longitud inicial. A este movimiento relativo se opone el hormigón adherido a la armadura. Ésta, al encogerse, arrastra al hormigón y por lo tanto lo comprime.

En este sistema, la sucesión de las operaciones es la siguiente:

1. Puesta en tensión de una armadura.
2. Hormigonado de la obra, según las características deseadas y procurando que las armaduras queden bien recubiertas.
3. Fraguado y endurecimiento del hormigón con obtención de la adherencia suficiente (para activar la operación se practica a veces un tratamiento del hormigón por el vapor a 85 ó 90° C).
4. Supresión de los crics que ejercen el esfuerzo de tracción de la armadura.

Por adherencia, las armaduras, que tienden a recuperar su longitud primitiva comprimen fuertemente el hormigón.

Numerosos sistemas de pisos prefabricados utilizan este medio para realizar las nervaduras portantes.

24.3. TENSADO DE UN CABLE ALOJADO EN UNA VAINA RESERVADA DENTRO DEL HORMIGÓN

Este método, de uso en obras de gran longitud y de importante sección, ha sido objeto de gran número de patentes.

En principio, la sucesión de las operaciones es la siguiente:

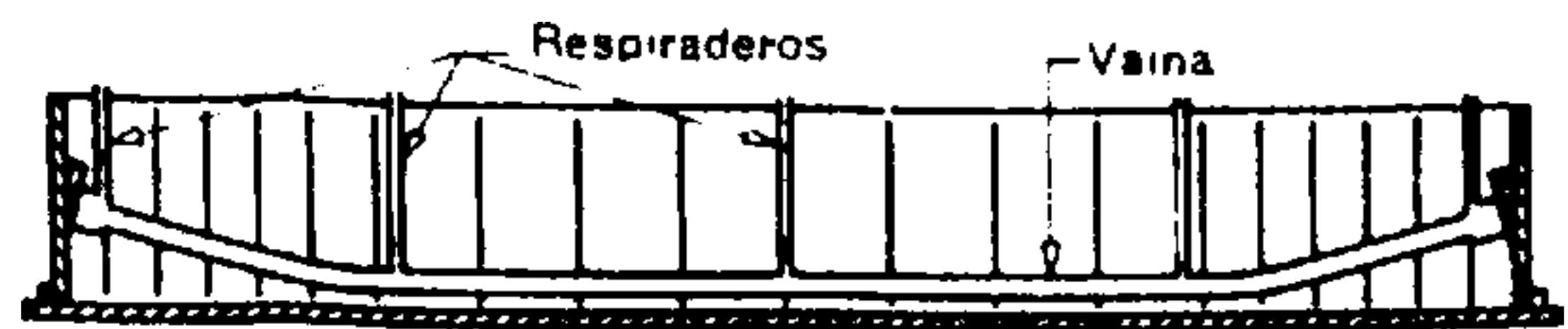


Fig. 984.

Primera fase de la ejecución

Puesta en obra de la vaina para los cables en el encofrado de la obra. Esas vainas se colocan sobre estribos o marcos que las mantienen en su posición exacta (véase figuras 952 a 954). Una armadura tradicional asegura la homogeneidad del perfil.

Hormigonado de la obra por medio de un hormigón en el que $\sigma_{1.5} \geq 450 \text{ kg/cm}^2$

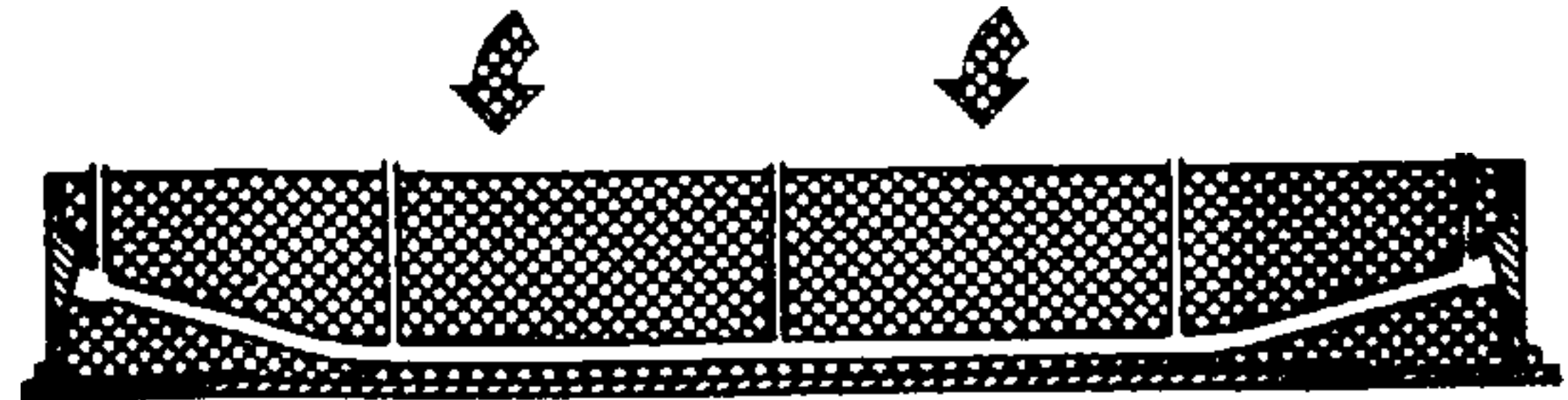


Fig. 985.

Segunda fase (El hormigonado)

Debe hacerse cuidadosamente para obtener un hormigón excelente.

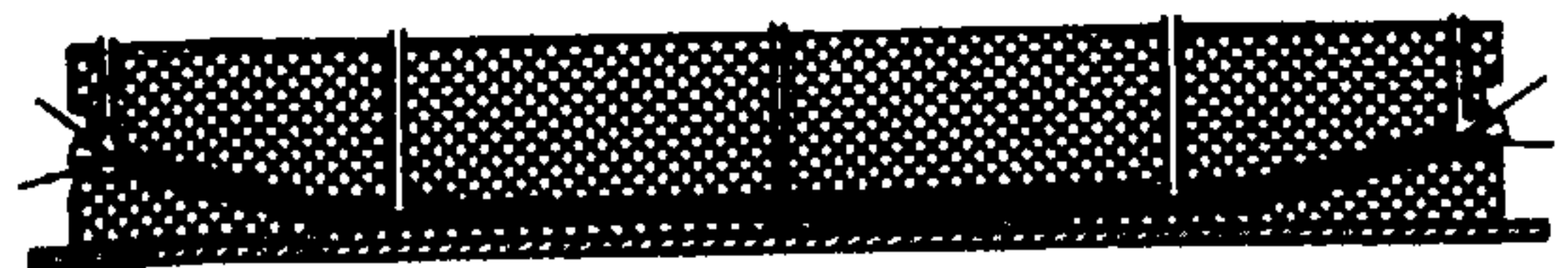


Fig. 986.

Tercera fase

Colocación de los cables o de los alambres en el interior de las vainas (los aceros empleados tienen alargamientos poco importantes y una resistencia a la tracción que puede llegar a ser de 16 t por cm^2).

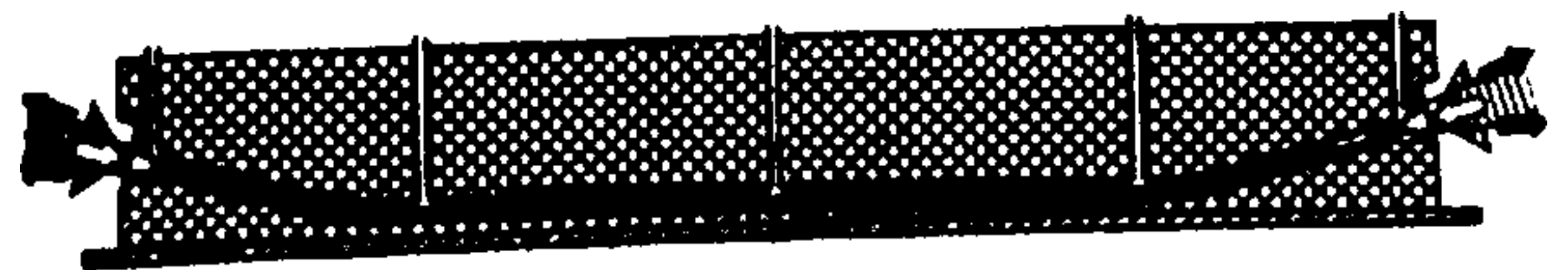


Fig. 987.

Cuarta fase

Después del desencofrado de las caras laterales viene el tensado de los cables. Esta operación se hace mediante crics o gatos que se apoyan en las caras de la obra (estirado y bloqueo). En las obras de pequeñas dimensiones la tracción sólo se efectúa por uno de los extremos; el otro está anclado.

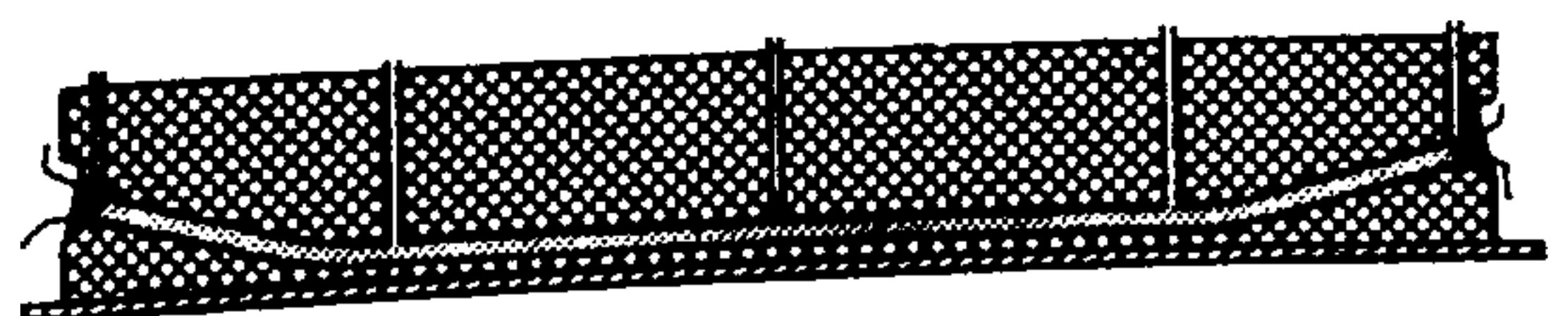


Fig. 988.

Quinta fase

Inyección de una lechada de cemento. Estas, de alta resistencia y de una fluidez suficiente para recubrir cada uno de los hilos sin provocar retracción sensible, tienen una composición con un factor cemento: agua:

$$\frac{C}{E} \approx 2,5.$$

Esta inyección asegura la protección de los aceros contra la oxidación y una trabazón perfecta entre los diferentes alambres tensores.

1. Realización del encofrado y colocación de las vainas adaptadas a la forma de las trayectorias de los cables interiores de la obra. (La puesta en obra de una armadura corriente está destinada a homogeneizar el conjunto.)
2. Hormigonado de la obra.
3. Después del fraguado y del endurecimiento, introducción de los cables en las vainas y aplicación de las tracciones prefijadas, en dos o tres fases.
4. Bloqueo de la extremidad de los cables contra las caras de los extremos de la obra. Los cables, que tienden a recuperar su longitud primitiva, comprimen entonces la pieza.

Los principales sistemas que siguen este método son:

El sistema Freyssinet, en el cual los cables están formados por alambres de acero de 5 a 7 mm de diámetro, dispuestos en número de 8 a 18 en la vaina reservada. La tracción se practica en cada extremo por medio de gatos hidráulicos que se apoyan sobre las caras de la pieza de hormigón. Un sistema de cilindros zunchados, por un juego de embudos y conos, transmite las compresiones al hormigón. (Este sistema emplea también cables de cordones torcidos.)

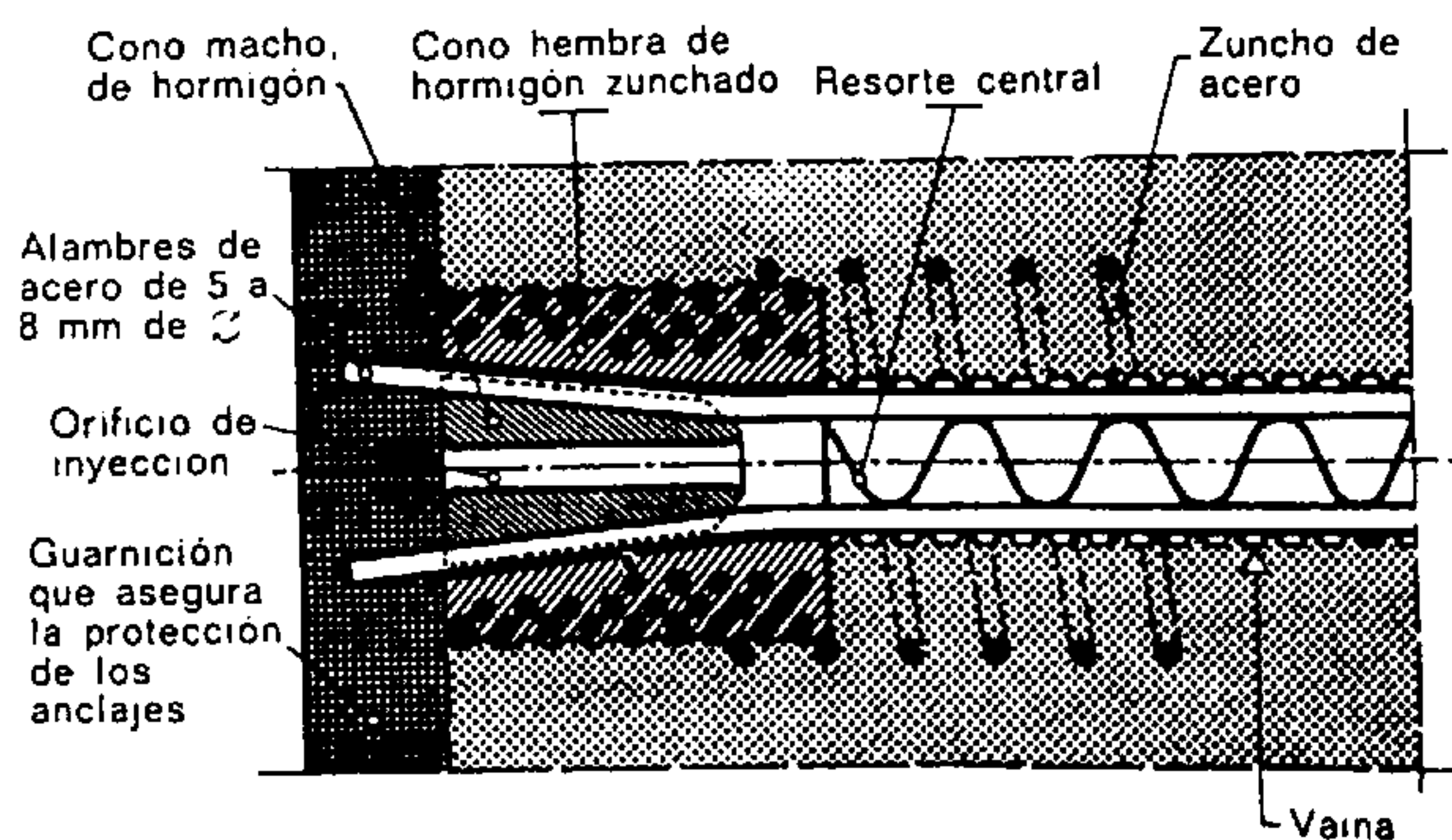


Fig. 989.

Anclaje móvil o fijo de sistema "Freyssinet"

En este sistema, el cable lleva 8, 10, 12 ó 18 alambres de acero cuyo diámetro es de 5, 7 u 8 mm. Dispuestos dentro de una vaina, estos alambres se mantienen junto a las paredes por medio de un resorte que va en la parte central.

Los anclajes están constituidos por un cono hembra de hormigón fuertemente zunchado y por un cono macho, también de hormigón, que lleva un orificio o conducto de inyección en su centro. Un gato hidráulico permite bloquear los hilos que componen el cable sujetándolos mediante la interpenetración de los conos.

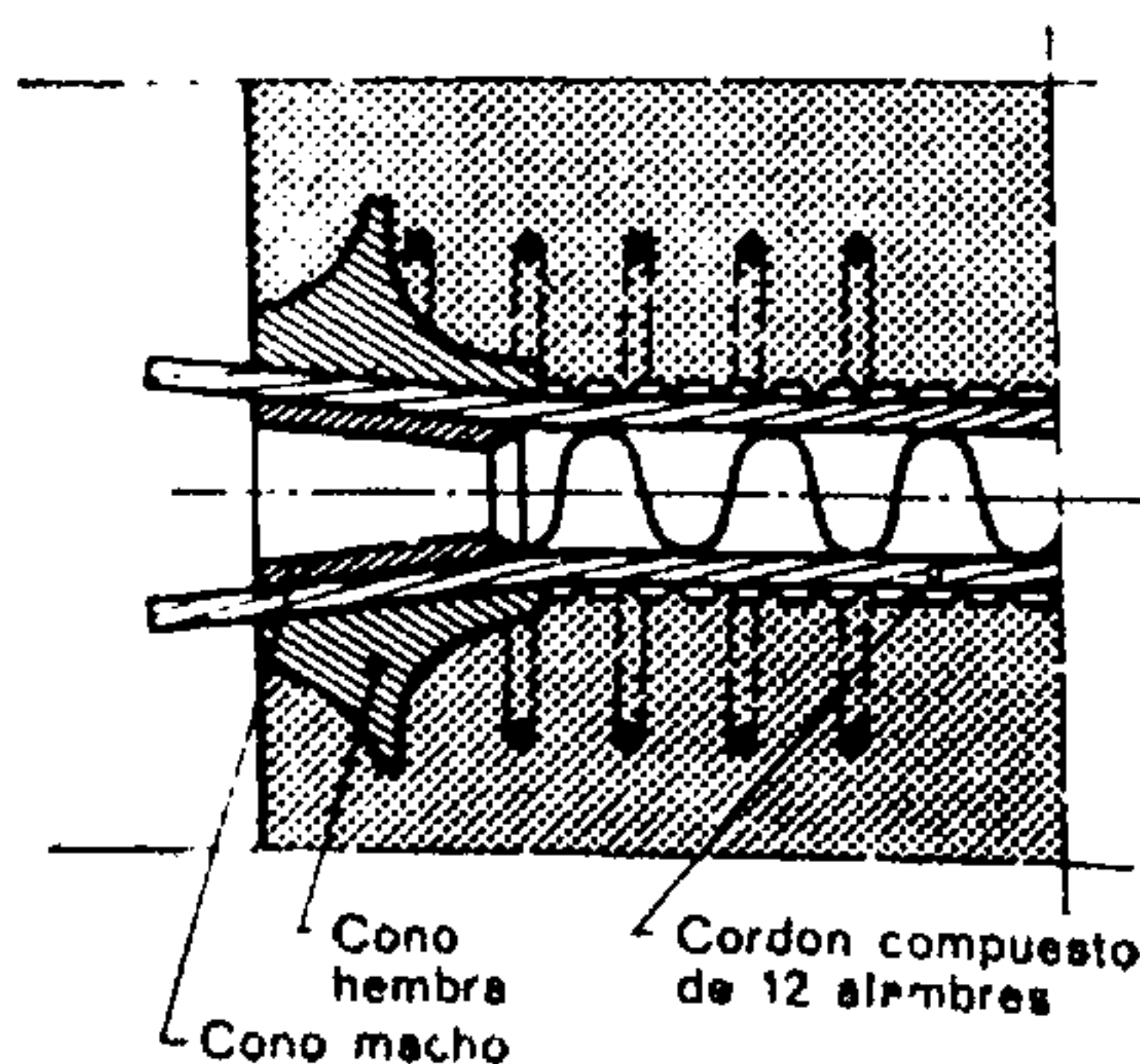


Fig. 990.

Anclaje de los cables de cordones

El sistema BBRV en el cual los cables se sirven a pie de obra cortados a su longitud exacta y dentro de vainas de fleje de acero. Los extremos de los cables llevan unos manguitos en cuyo interior los ramales de cable están forjados en frío. El diámetro de los alambres empleados varía de 5 a 8 mm y su número oscila entre 8 y 44, con lo cual puede obtenerse cables que soportan 120 o más toneladas.

Fig. 991.

Anclaje de los cables de un solo alambre

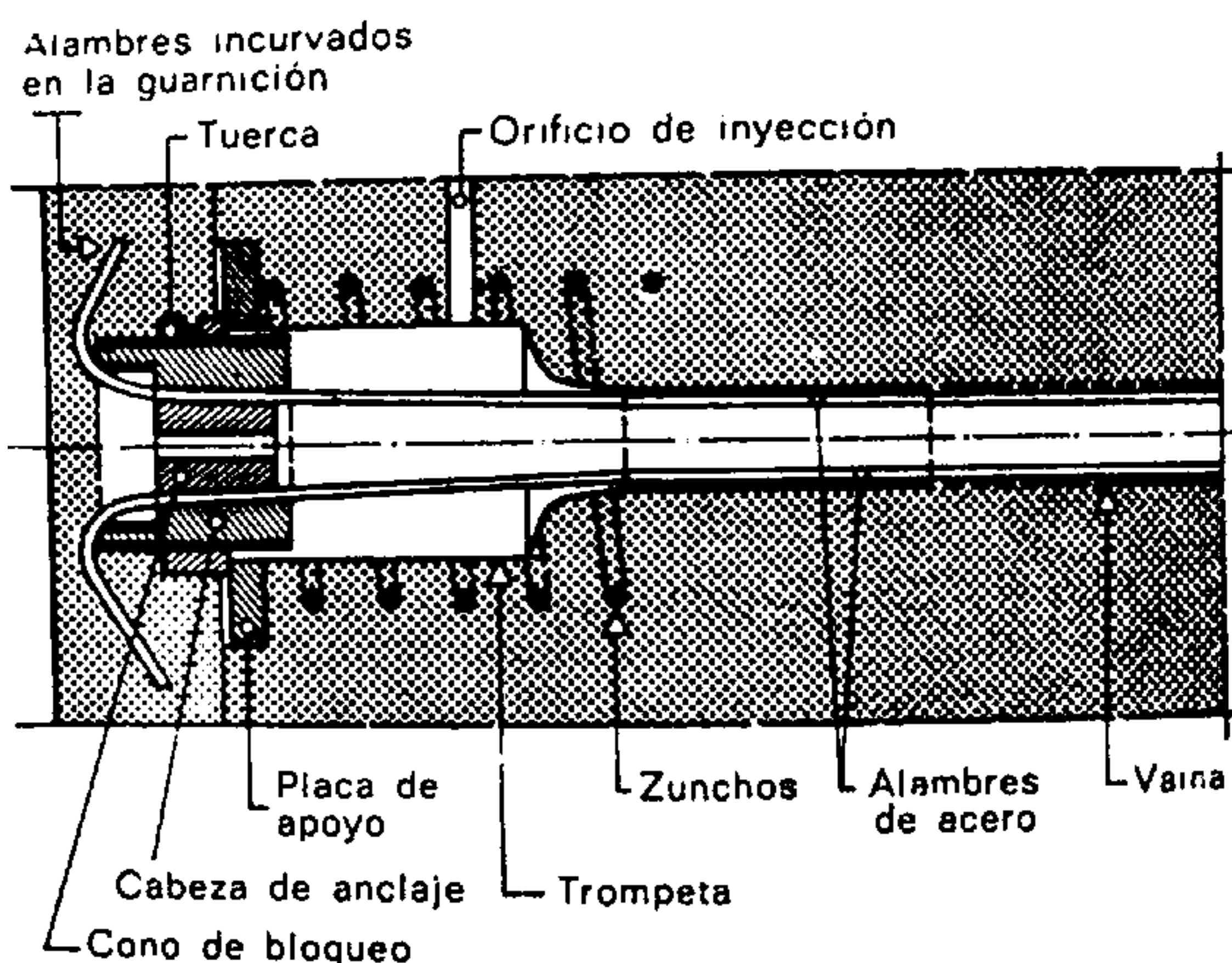
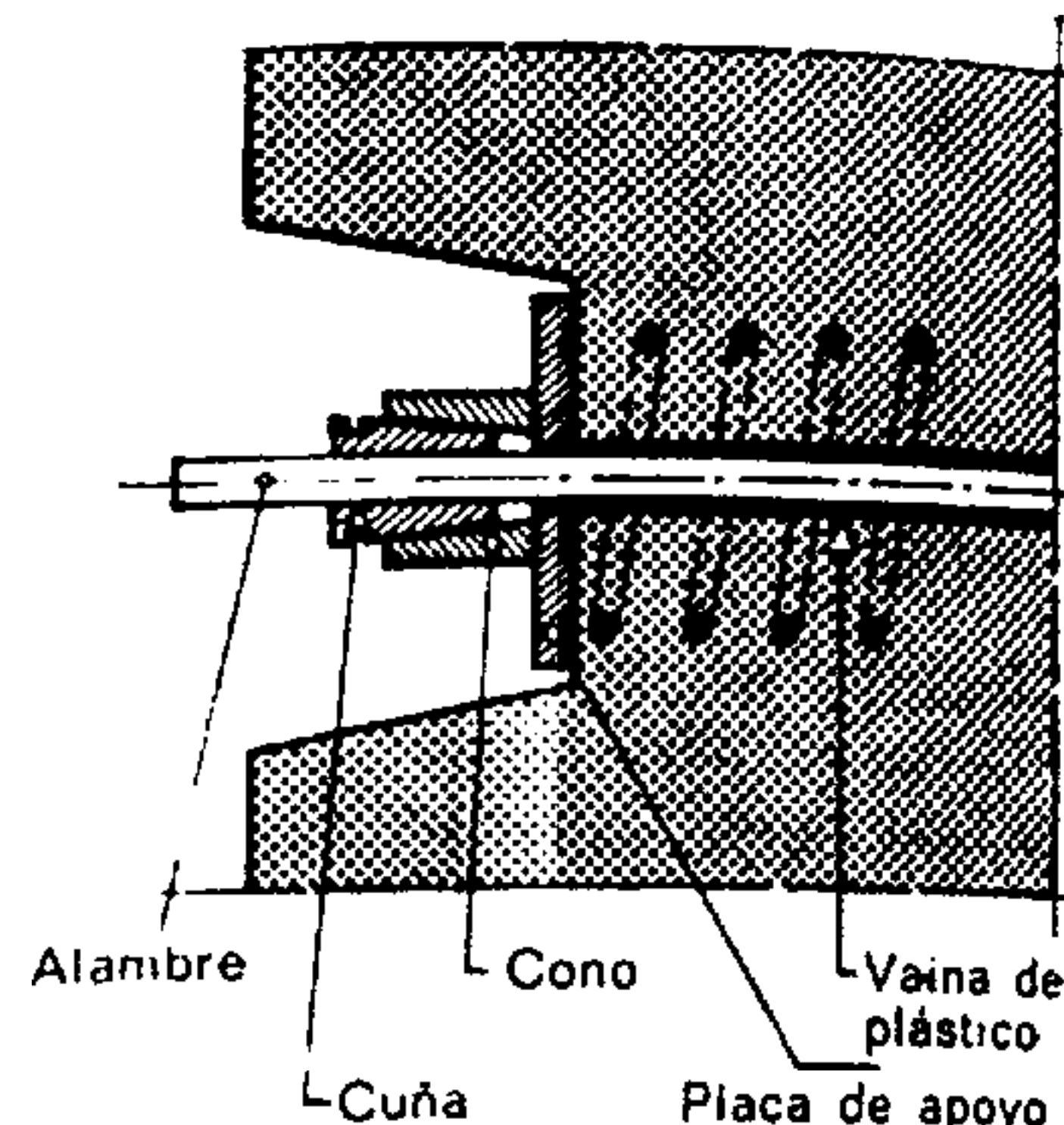


Fig. 992.

Anclaje móvil del tipo V.S.L.

El sistema V.S.L. comprende cables en que la tracción soportada varía de 30 a 170 Tm. El primer tensado, del 30 al 40 % del valor final, se completa al cabo de 3 a 7 días.

Hormigones para el pretensado

Es muy importante que los hormigones empleados en la operación del pretensado tengan poca retracción y sean escasamente sensibles a la fluencia.

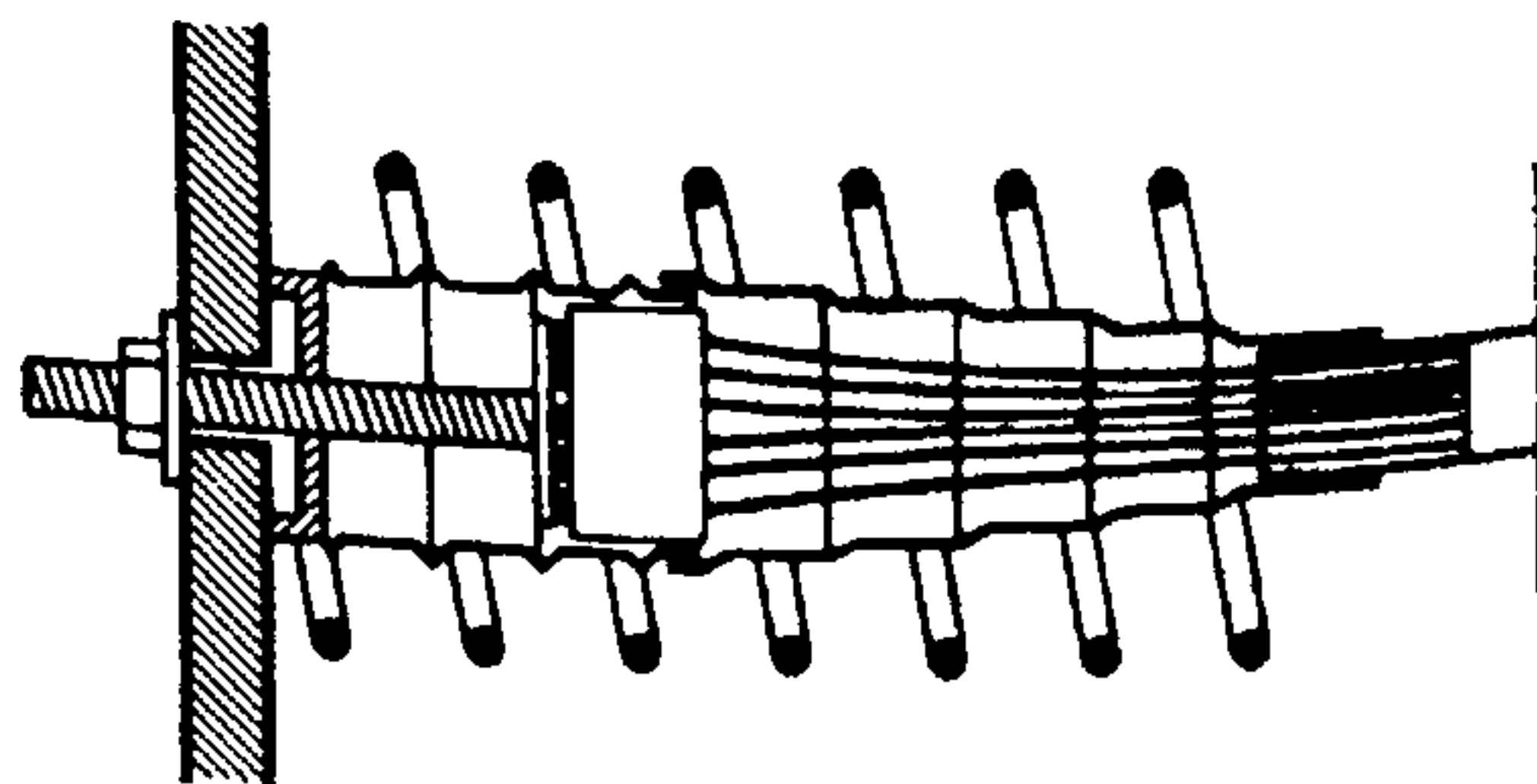


Fig. 993.

Primera fase de la ejecución

Fijación provisional del cable al encofrado por medio de un perno.

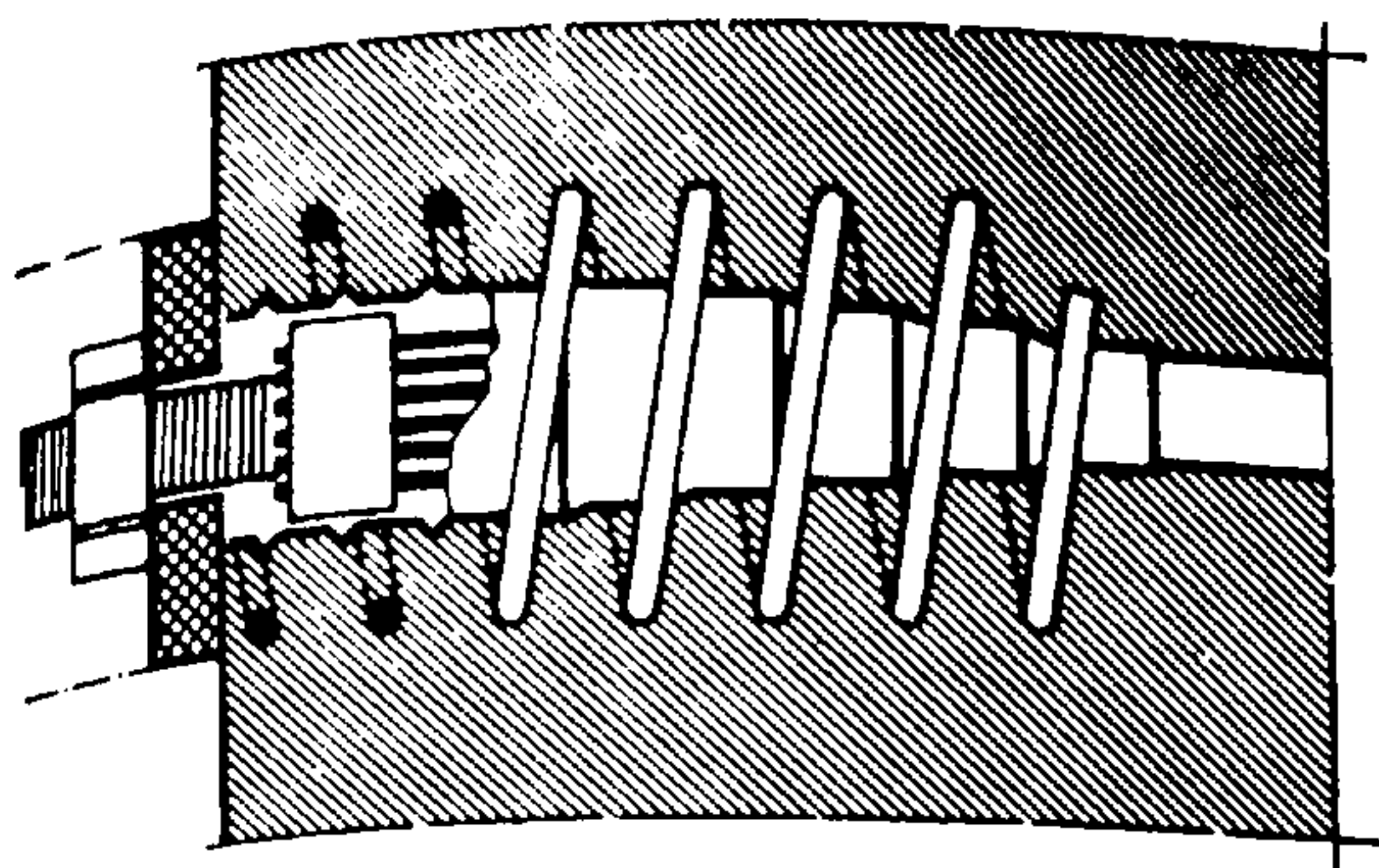


Fig. 994.

Segunda fase de la ejecución

Sustitución del perno de fijación por un eje roscado para la puesta en tensión del cable por medio de un gato hidráulico. Una placa de apoyo bajo este aparato ejerce una compresión del hormigón en tanto el cable está en tensión.

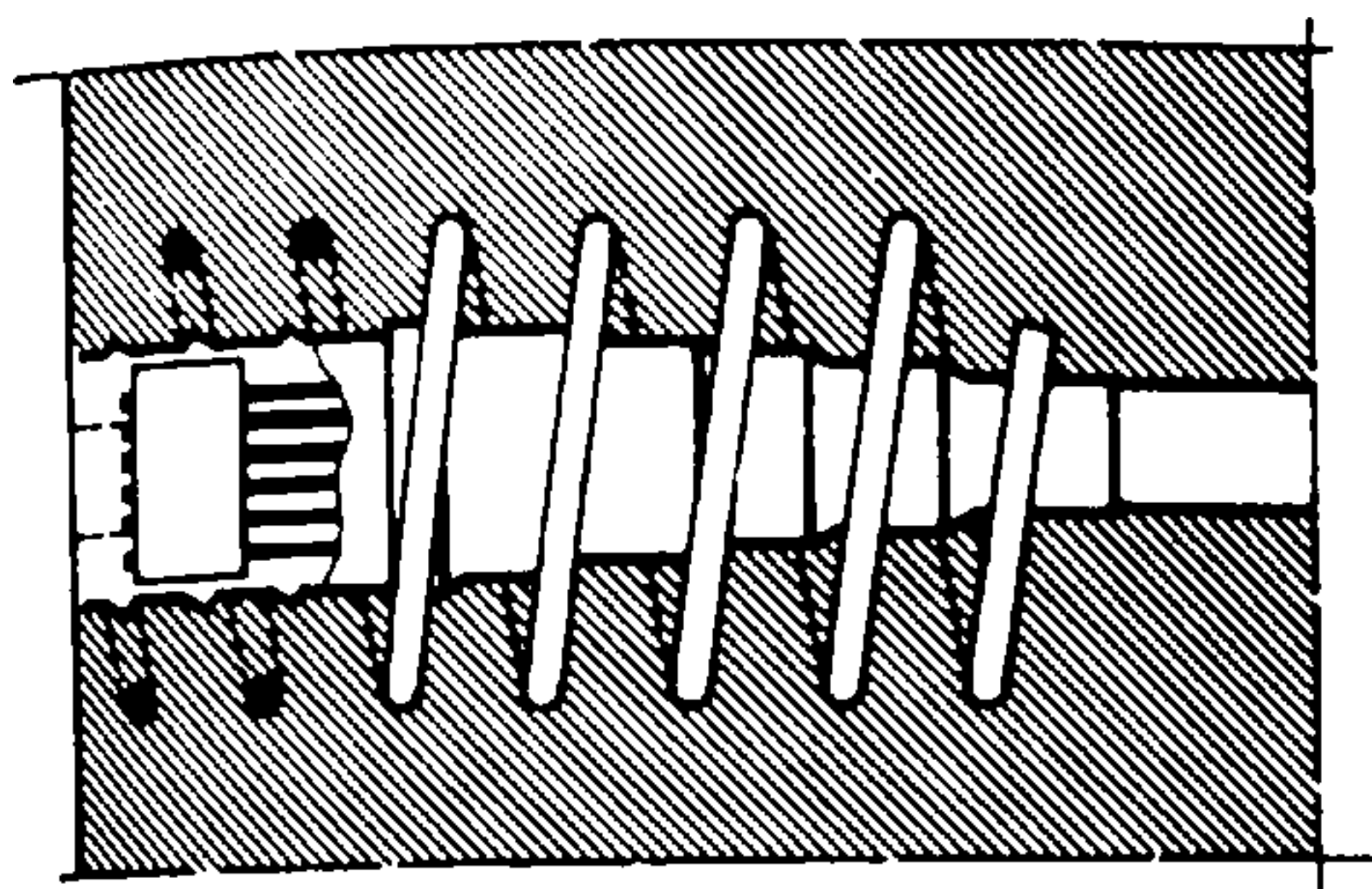


Fig. 995.

Tercera fase de la ejecución

Por el eje hueco empleado para el tensado se procede a la inyección de lechada de cemento que fija definitivamente la cabeza de anclaje en la trompeta consolidada por los zunchos exteriores. Para los cables de fuerte tracción, el empernado se hace sobre la cabeza de anclaje de los cables. Se suprime la tuerca de tensado provisional y la barra roscada.

La persecución de dichas cualidades conduce asimismo a la mejora de las resistencias mecánicas. Los principales factores que hay que tener en cuenta para obtener las cualidades finales exigidas pueden resumirse en los siguientes puntos:

- reducción de la cantidad de agua de amasado;
- empleo de áridos limpios, cuya curva granulométrica, bien estudiada, no debe contener en principio polvo alguno cuyo tamaño sea inferior a 0,1 mm;
- adopción de una dosificación y de un cemento de tal calidad que tiendan a limitar la retracción y la fluencia;
- control de la homogeneidad de la mezcla, de la forma de ponerla en obra y de su asentado, factores todos ellos que influyen en la constancia de las resistencias.

Los aceros empleados en la confección de los cables son aceros estirados en frío que ofrecen resistencias a la rotura de 14 a 16 t/cm². Las tracciones de utilización son del orden de 9 a 12 t/cm². La pérdida de tensión consecutiva a la relajación de los aceros viene a ser del 10 % de la tensión inicial.

Los esfuerzos de tracción son engendrados por gatos hidráulicos.

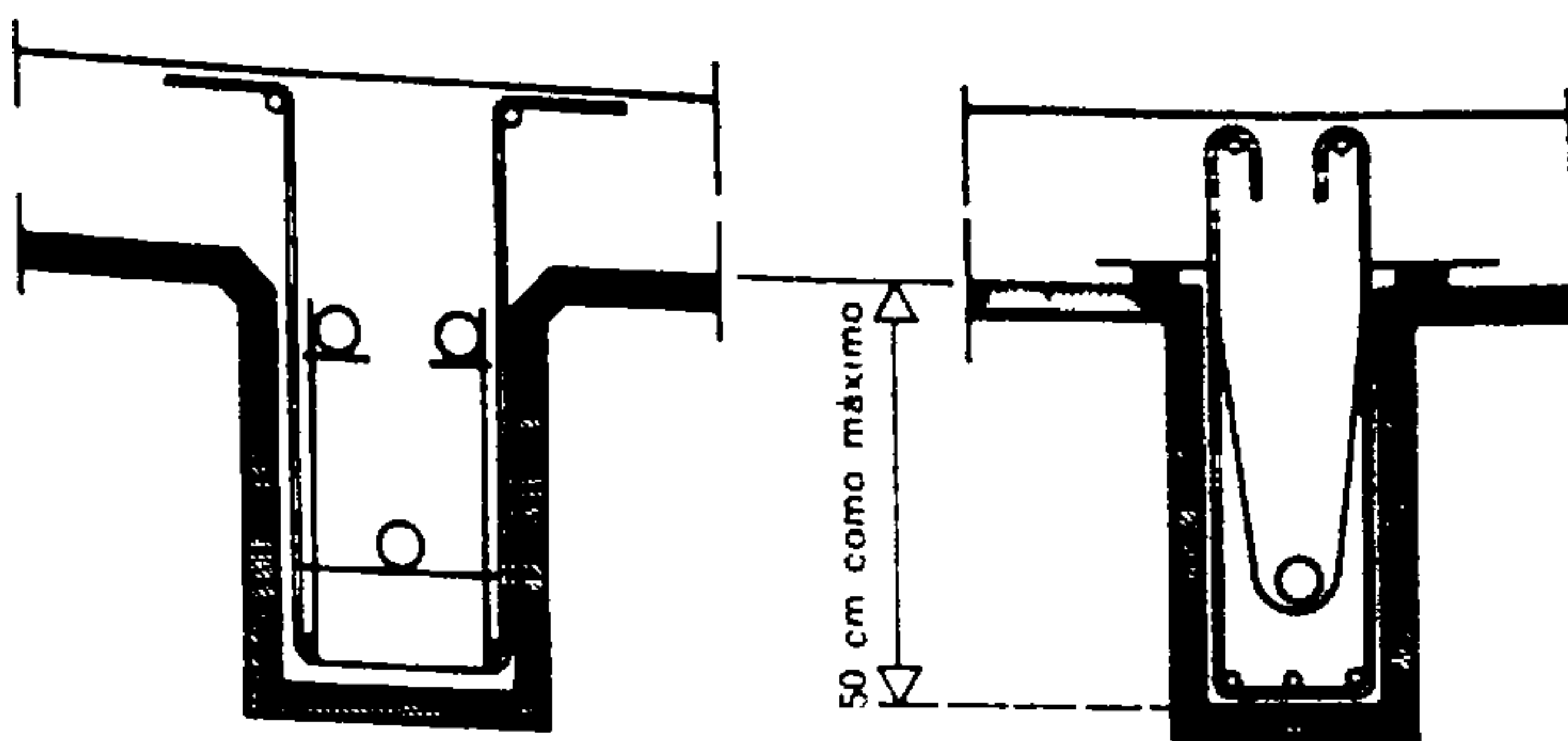


Fig. 996.

Puesta en obra de los cables del pretensado en vigas de poca altura

Cuando la altura del saliente de la viga de hormigón pretensado es a lo más de 50 cm, la puesta en obra de los cables de pretensado puede hacerse desde la plataforma del encofrado. Esta colocación no se hace hasta después de terminada la construcción del encofrado.

La posición de los cables en la obra se fija por medio de marcos o estribos de acero soldado sobre los que se disponen unos alojamientos.

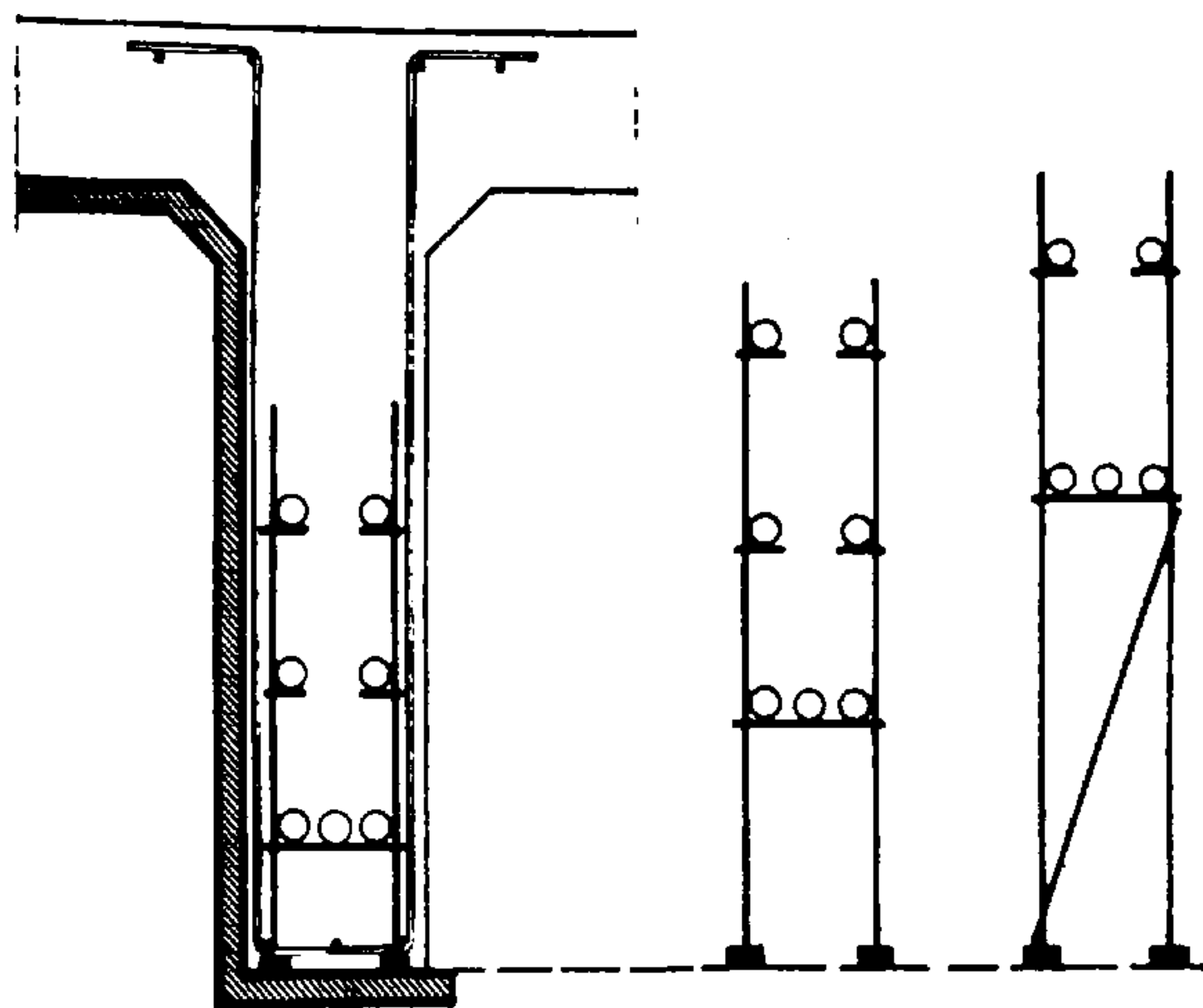


Fig. 997.

Puesta en obra de los cables del pretensado en las vigas de gran altura

Cuando la altura de la viga es superior a 50 cm, conviene tener presente que la puesta en obra de los cables debe hacerse por uno de los lados de la jácena. El encofrado, pues, no puede darse por terminado antes de la introducción de los cables (o de sus vainas). Los soportes de acero permiten que los cables se acomoden a la forma resultante de los cálculos. Cada cable debe, pues, ser dibujado, acotado y, luego, preparado y soldado. Unos calzos de hormigón evitarán el contacto del marco con el encofrado.

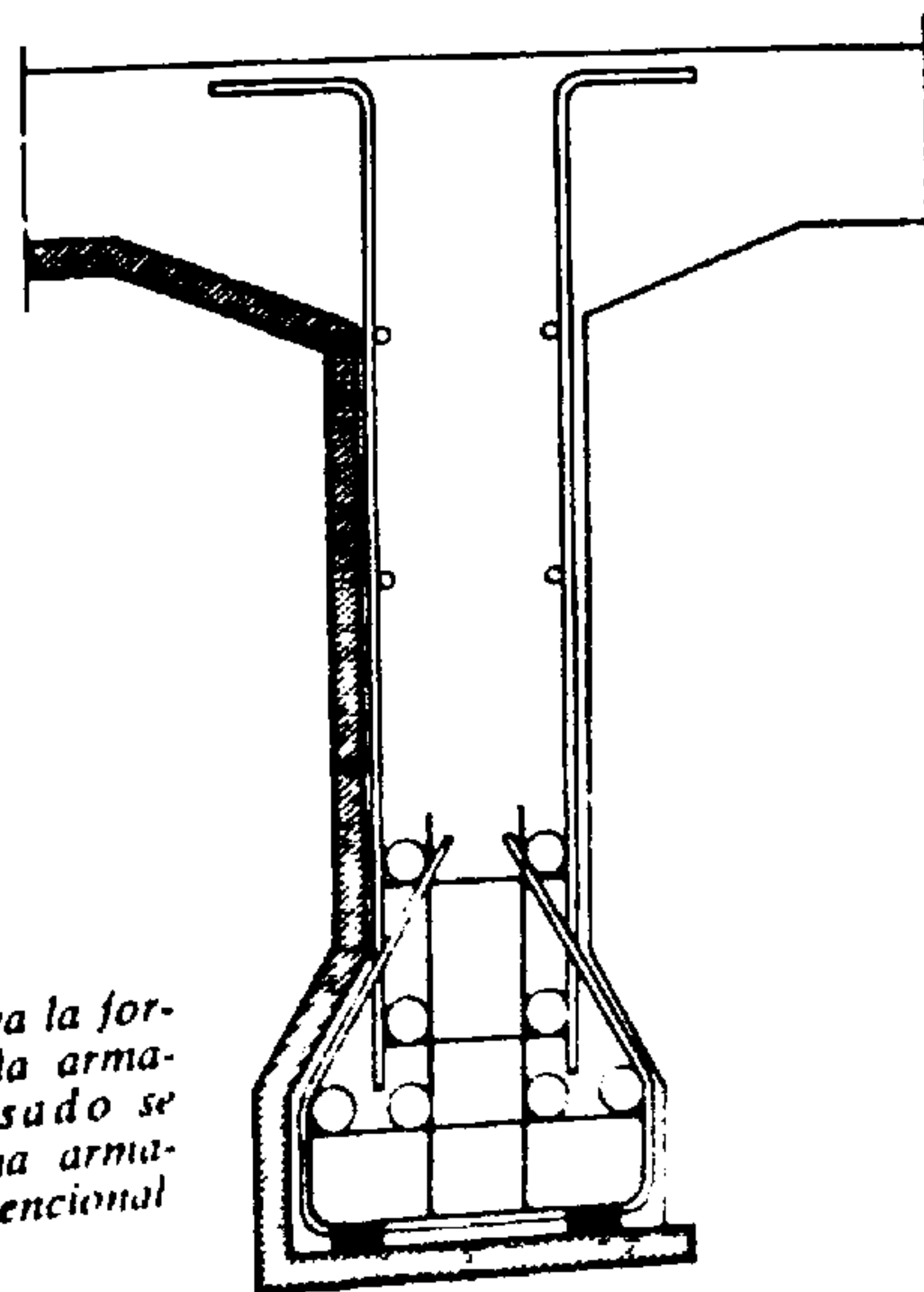


Fig. 998.

Cualquiera que sea la forma de la viga, la armadura de pretensado se completa con una armadura de tipo convencional.

Después del tensado definitivo de los alambres, se practica una inyección de cemento en la vaina para asegurar la protección de las armaduras contra la oxidación. Esa inyección de papilla requiere la existencia de salidas o purgas de aire en las vainas.

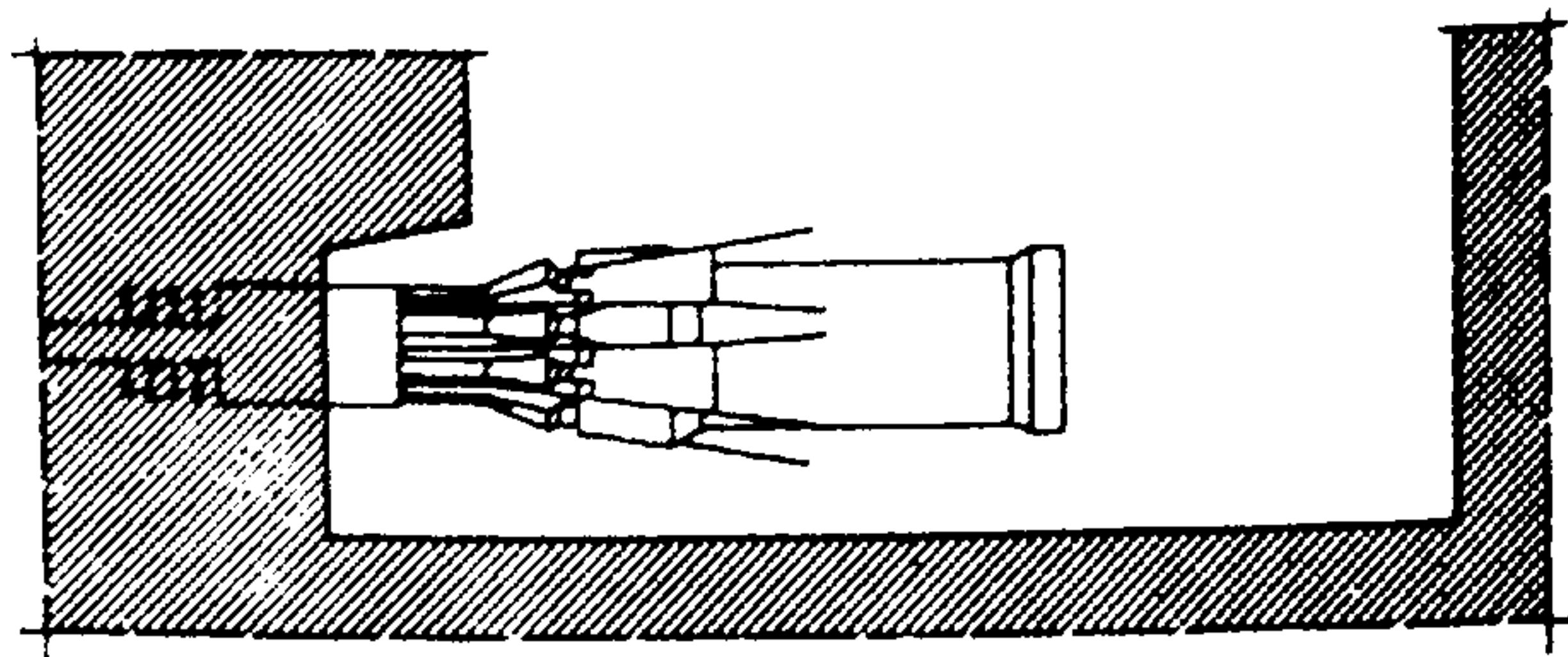


Fig. 999.

Cavidad para el alojamiento provisional de un cric o gato

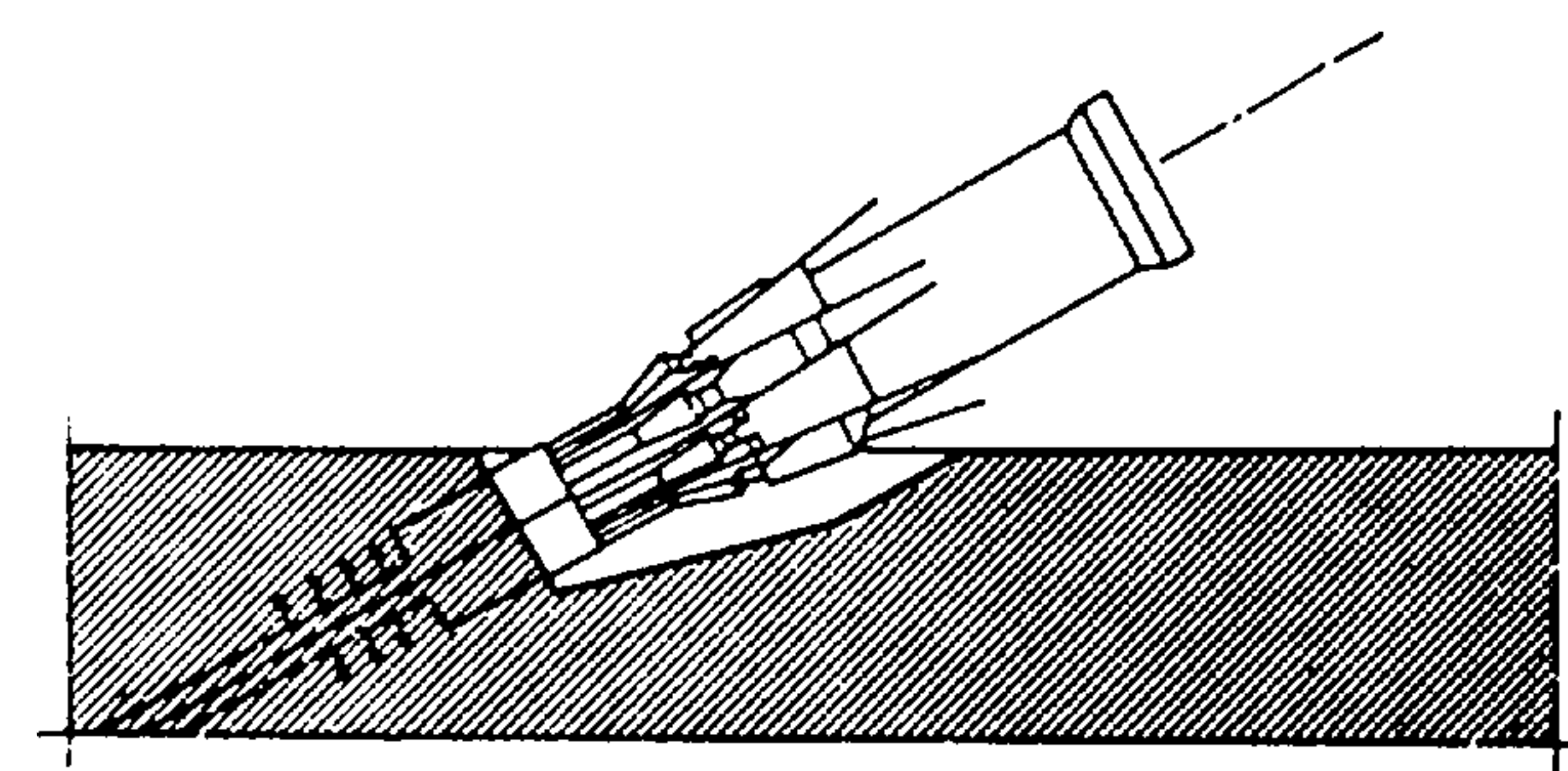


Fig. 1000.

Cualquiera que sea la inclinación del cable, debe ejercerse la «tracción» sobre una superficie normal para el cable.

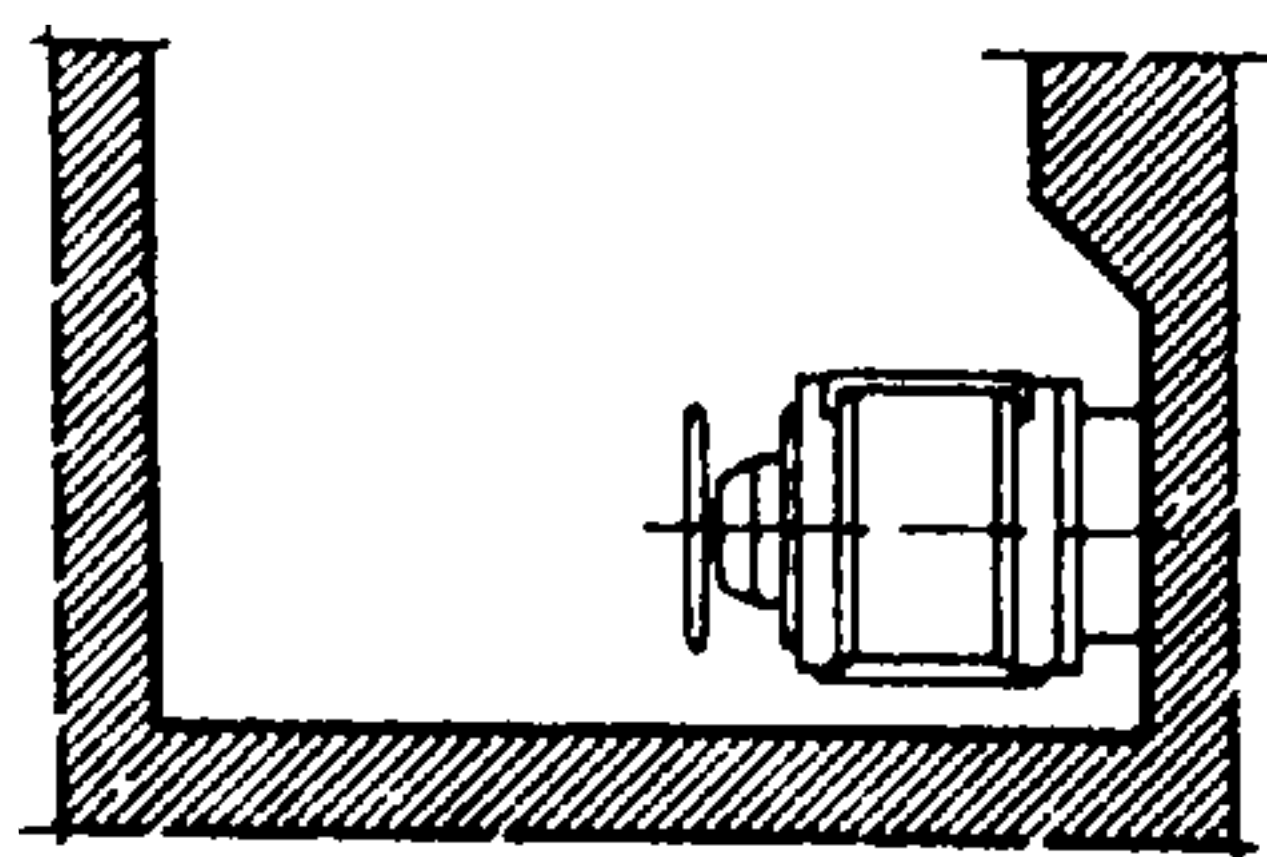


Fig. 1001.

Cric o gato del tipo V.S.L.

El poco espacio que ocupan los crics V.S.L. permite reducir el volumen de los nichos o cavidades para alojarlos.

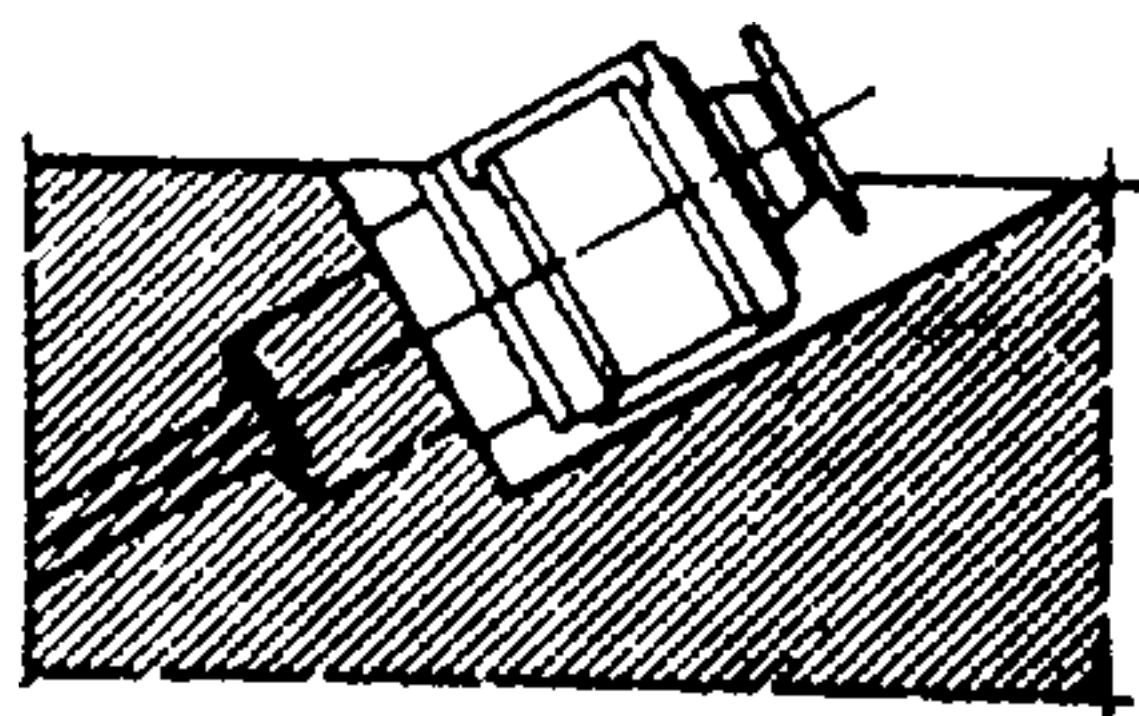


Fig. 1002.

La forma y dimensiones de los nichos o cavidades oblicuos dependen del tipo de crics o gatos utilizados.

N. B. Para que sea posible la puesta en obra y el trabajo de los gatos o crics destinados a ejercer los esfuerzos de tracción necesarios, conviene disponer, en los extremos de los cables, espacios compatibles con el tamaño de los gatos o crics empleados. Para ello, es preciso consultar a las casas especializadas quienes indican, según el aparejo que hay que adoptar, los cables correspondientes.

La trayectoria seguida por los cables de tracción en el interior de las obras está influida por la búsqueda de las tensiones máximas cuando la flexión provoca tracciones y mínimas cuando provoca compresiones.



Fig. 1003.

Levantamiento de los cables

Para economizar cables, es posible suprimirlos de acuerdo con la variación de los esfuerzos. Esta observación se aplica a las obras de grandes dimensiones. Los anclajes de los cables pueden igualmente situarse en las caras laterales de la obra.

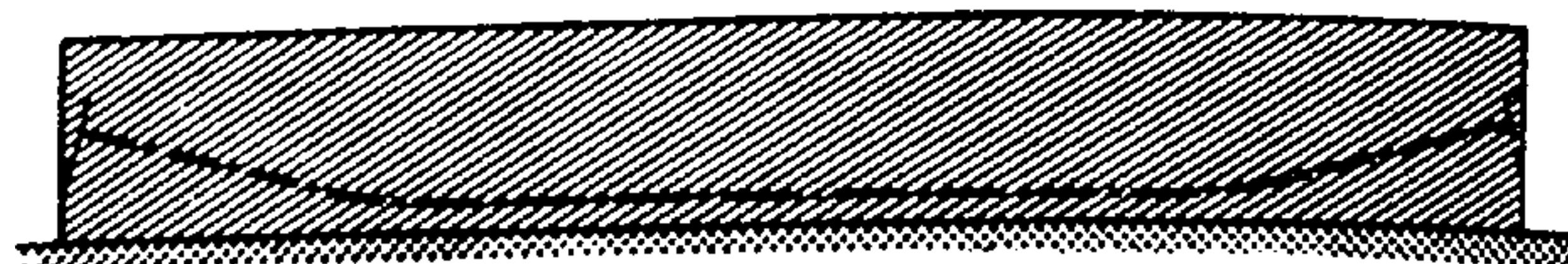


Fig. 1004.

Antes de la aplicación de los esfuerzos de tracción para el pretensado, la pieza descansa totalmente sobre el fondo del molde.

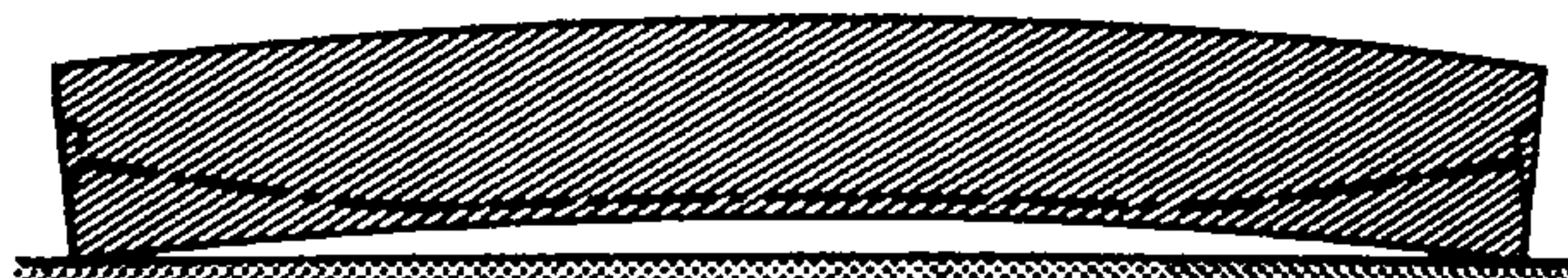


Fig. 1005.

Después de aplicar las tensiones del pretensado, la pieza sufre un acortamiento que es mayor hacia la parte de las fibras más solicitadas. La pieza se flexa entonces y, en nuestro caso, no descansa más que por sus dos extremos. Para permitir el juego de esa deformación la obra pretensada debe haber sido ya despojada de su encofrado (o al menos de sus paredes laterales).

En los dibujos, los anclajes se indican esquemáticamente de la siguiente forma:

Anclaje móvil

Anclaje fijo

Anclaje en lazada

Acoplamiento de cables fijo

móvil

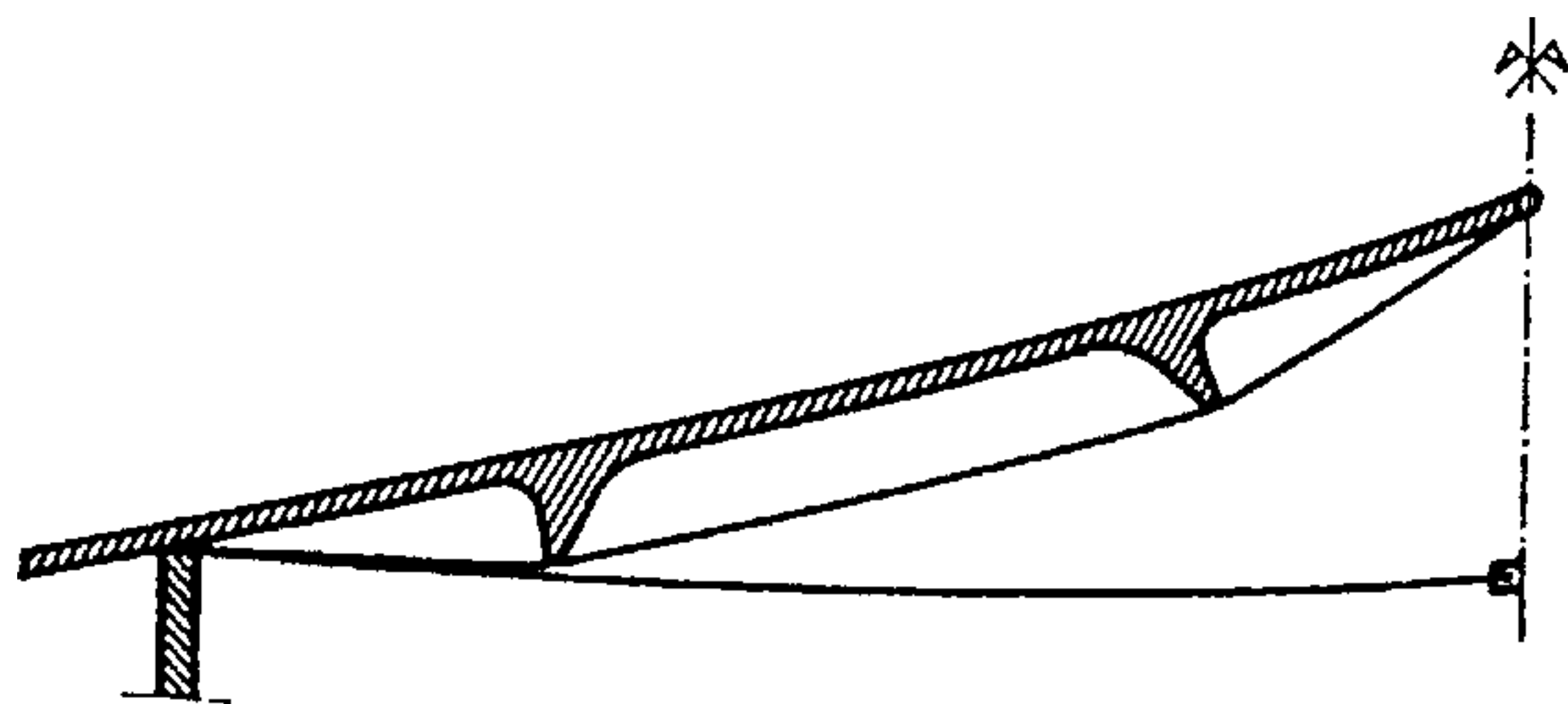
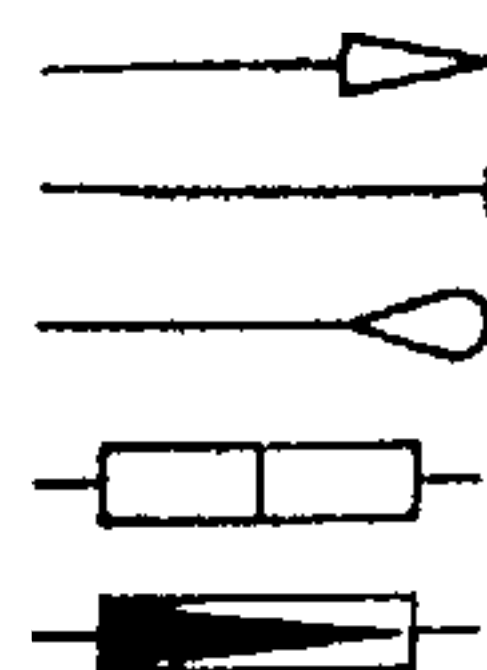


Fig. 1006.

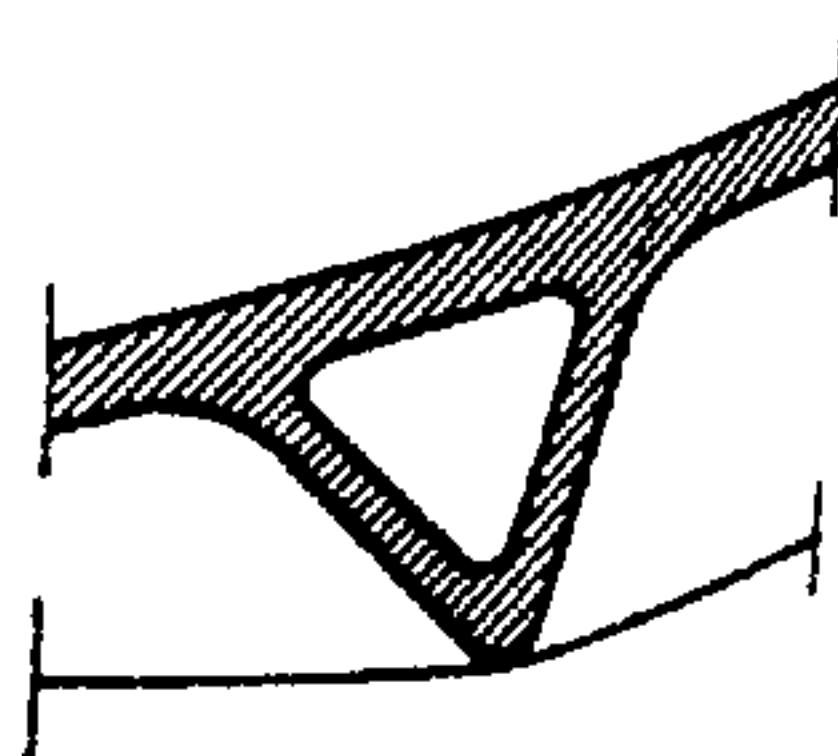
El hormigón pretensado posibilita la ejecución de elementos premoldeados

Media armadura de cubierta premoldeada, de hormigón pretensado.

Fig. 1007.

El hormigón pretensado permite obtener gran variedad de formas

En las armaduras de gran luz los pendolones pueden ser triangulares.



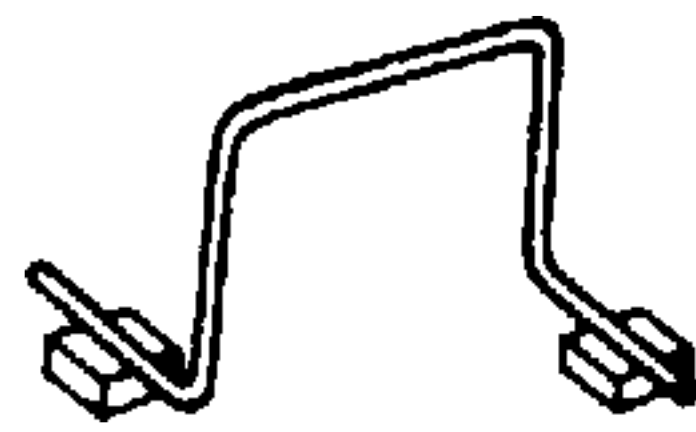
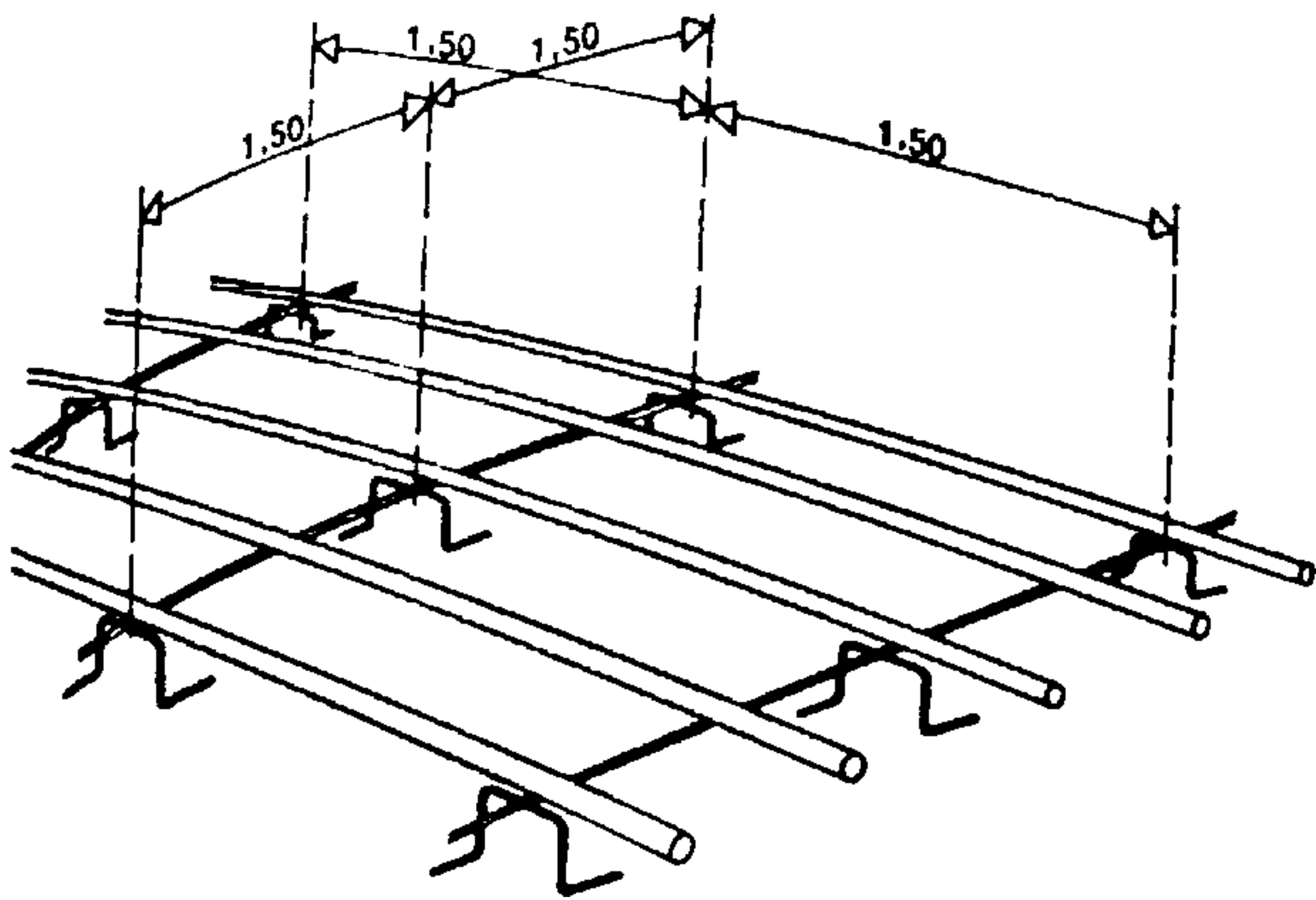


Fig. 1008.

Como soporte de los cables para el pretensado de las losas se disponen unos a modo de caballetes hechos de acero para hormigón. La distancia máxima entre tales soportes es de 1,50 m.

25. PLANOS DEL ENCOFRADO Y DE LA ARMADURA DEL HORMIGÓN ARMADO

Los planos del encofrado y de la armadura pueden ser dos dibujos separados cuando se trata de obras complicadas, o bien no constituir más que un solo documento si se trata de elementos sencillos.

Generalmente, los planos están dibujados a escala de 1 : 50 (2 cm por metro) para los conjuntos, pero los detalles se trazan a escala de 1 : 20 (5 cm por metro). Ciertos detalles particulares se trazan a escalas aún mayores.

Todo detalle debe estar referido a los planos de conjunto por indicaciones y cotas (dimensionales y de nivel).

Los planos de los pisos o suelos de plantas reciben la denominación de la planta que cubren como techo (ejemplo: techo de la planta baja = piso o suelo de la planta 1.^ª).

Todas las aristas de la cara inferior de la losa están representadas con trazo lleno o continuo. El dibujo del encofrado es una vista por encima del mismo antes de hormigonar. Por lo tanto, los apoyos, pies derechos, paredes de carga, etc., pueden ser representados claramente, con el contorno de trazo grueso y la superficie pintada de gris o rayada. Los orificios o aberturas en el piso deben trazarse de manera que se destaquen claramente en el conjunto.

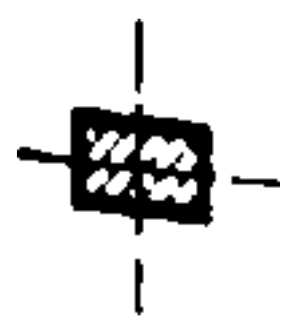


Fig. 1009.

En los planos de los encofrados, el emplazamiento de las pilas se indica por medio de sus ejes.



□ p-15

Fig. 1010.

En el plano de las losas, los orificios se subrayan con una sombra que los hace destacar.



Fig. 1011.

Representación de los ganchos

a) en planta; b) en corte o rebatimiento.

Las barras de una capa inferior se dibujan a trazo lleno o continuo. Las barras inferiores superpuestas a la primera capa pueden dibujarse a trazo lleno pero los cortes deberán ser suficientemente claros para situar el nivel exacto de cada capa.

En el caso de barras superiores sus capas se indicarán por medio de una serie de tiritas o trazos y sus posiciones, mencionadas en los cortes, fijarán el nivel exacto en que deben estar dispuestas.

Para facilitar el trabajo de puesta en obra, es conveniente trazar ciertos detalles del encofrado en los que las barras estarán dibujadas a escala.

Aparte de las indicaciones relativas a las diversas partes de la obra y a su emplazamiento, deben mencionarse también los nombres del arquitecto y del responsable del proyecto del hormigón armado, las escalas del plano, la fecha de ejecución y el número del dibujo.

CALIDAD DEL ACERO.....

En los planos del hormigón armado se hará constar también:

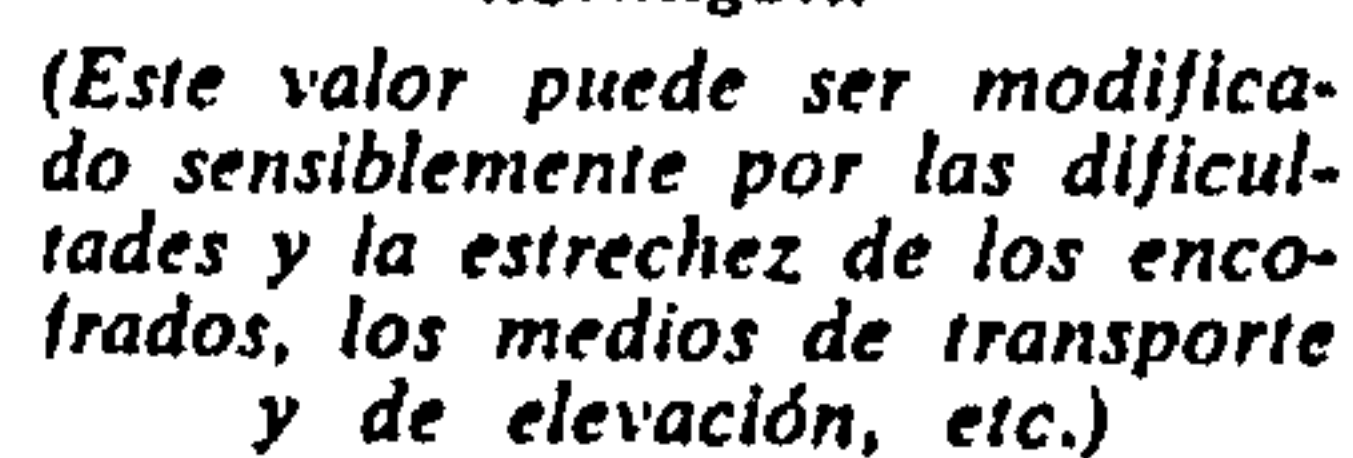
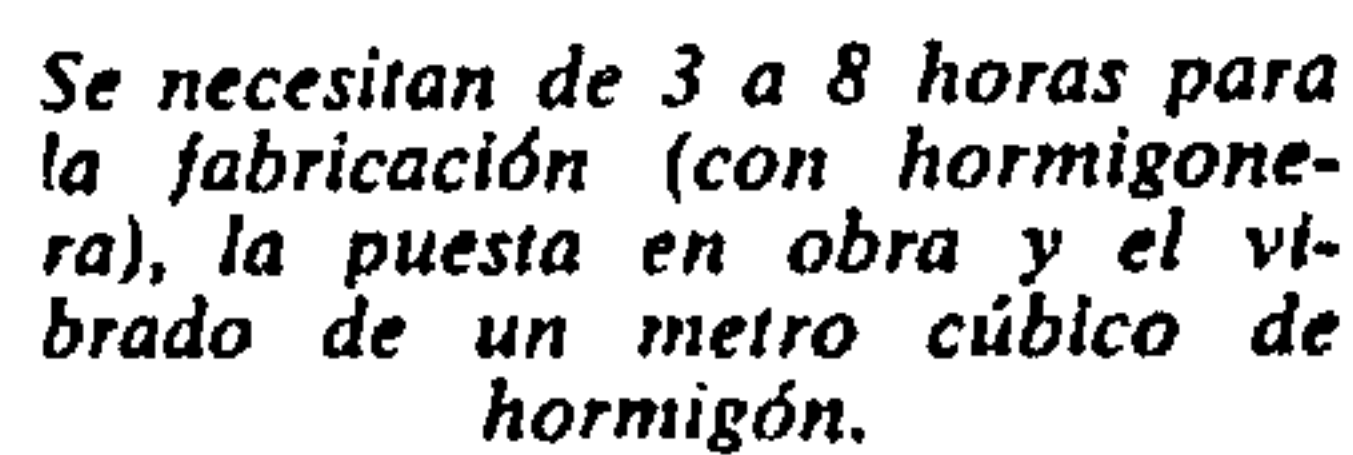
Los planos de armaduras se completarán con una lista de las barras, que precise su forma, el pedido y la preparación de las armaduras.

Los aceros de deficiente calidad deben ser objeto de una lista distinta.

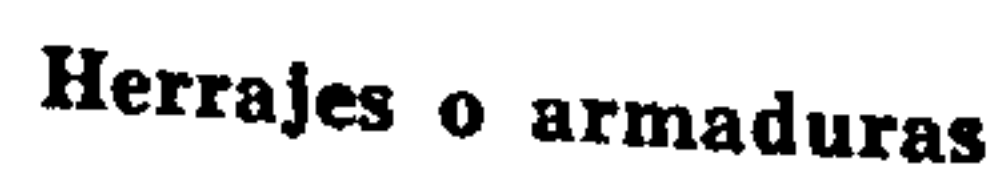
Las reglas para tal medición dependen del uso y costumbre de cada región. Tales reglas deben fijar, entre otras cosas:

- Cualquiera que sea el modo de medición aplicado, es importante conocer los tiempos necesarios para la fabricación de un metro cúbico de hormigón armado.

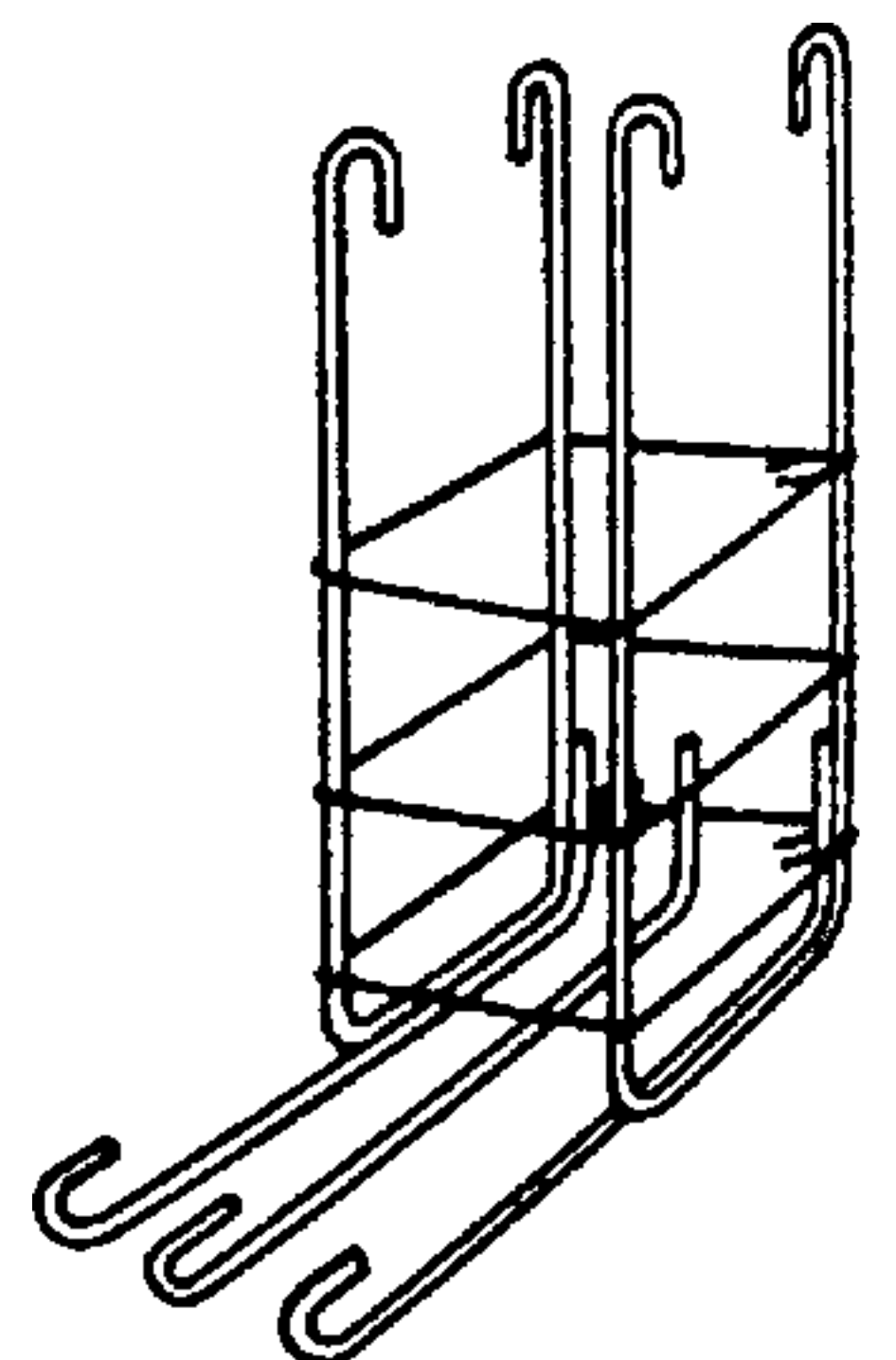
El tiempo necesario para la confección de un m³ de hormigón armado acabado es la suma de los tiempos de hormigonado, de encofrado y de formación y colocación de las armaduras.



Se calcula que son necesarios por término medio de 4 a 8 m³ de encofrado para un metro cúbico de hormigón, y que son precisas, en el conjunto de las obras, como promedio 3 horas por metro cuadrado a encofrar; es decir, en total unas 12 a 24 horas.



Es necesario calcular de 7 a 10 horas para la puesta en obra y la adaptación de las armaduras, estimando en 100 kg el peso del acero incorporado a un metro cúbico de hormigón.



SEGUNDA PARTE

CÁLCULO DE HORMIGÓN ARMADO

27. NOTACIONES

Las notaciones que siguen son las emitidas por el Comité Europeo del Hormigón (C.E.B.). Son también las adoptadas por las reglas francesas del B.A. 60.

N. B. En este capítulo sólo se dan los valores necesarios para la comprensión de los cálculos y de su desarrollo en los problemas sencillos de dimensionado.

El acento o apóstrofo distingue las tensiones y sollicitaciones de tracción de las de compresión. Esta misma notación se utiliza para las superficies tensadas.

Los índices precisan el destino de la notación general. Se adoptan:

a para el acero,
 b para el hormigón,
 c para el estado crítico de pandeo,
 e para el límite de elasticidad del acero,
 u para la rotura,
 w para los ensayos de resistencia sobre cubos,
 $cyl.$ para los ensayos de resistencia sobre cilindros,

28 j . para el número de días correspondiente a la edad del hormigón (28 días en el ejemplo).

Las letras mayúsculas designan las fuerzas aplicadas o resultantes, los momentos, las secciones transversales, los módulos de deformación, etc.:

A superficie de la sección de las armaduras comprimidas,

A' superficie de la sección de las armaduras tensadas,

A'_t sección de armadura para absorber los esfuerzos de tracción oblicua o de cizallamiento.

B superficie de la sección del hormigón solo,
 B_o superficie de la sección total supuesta homogénea,

E_a módulo de elasticidad del acero,

E_b módulo medio de deformación longitudinal del hormigón,

F fuerzas, generalidades,

K esfuerzo de deslizamiento longitudinal por unidad de longitud,

M momento flector aplicado sobre la pieza,

M_x, M_y momentos flectores por unidad de anchura en el centro de un forjado,

N esfuerzo normal total,

N'_a esfuerzo total de tracción "absorbido" por la sección de la armadura,

N_b esfuerzo total de compresión "absorbido" por la sección comprimida del hormigón,

p sobrecargas concentradas,

Q cargas sobre un elemento,
 T esfuerzo cortante total,
 V reacción de apoyo vertical,

Las letras minúsculas designan las longitudes, las dimensiones, las fuerzas repartidas, etc.:

a la menor de las dimensiones de la sección de una pieza comprimida o tensada,

b la mayor de las dimensiones de la sección de una pieza comprimida o tensada, anchura de la tabla o zapata de compresión de una viga en forma de T,

b_e anchura eficaz de la tabla de compresión de una viga en forma de T,

b_o espesor del alma de una sección en forma de T,

g carga permanente (peso propio p. ej.) por unidad de longitud o de superficie,

h altura útil de una sección,

h_o espesor de la tabla o zapata de compresión de una viga en forma de T,

h_t altura total de una sección,

h_i espesor del revestimiento eventual,

i radio de giro,

l distancia entre las caras internas de los apoyos de un tramo,

l_t distancia entre los apoyos teóricos de un tramo,

l_c longitud de pandeo de una pieza comprimida,

l_o longitud libre de una pieza comprimida,

n coeficiente o factor de equivalencia,

p sobrecarga por unidad de longitud o de superficie,

q carga total por unidad de longitud,

x distancia del eje neutro a la fibra más comprimida de la sección,

z brazo de palanca del par de las fuerzas elásticas.

Las letras del alfabeto griego designan las tensiones, las deformaciones unitarias, los ángulos y los coeficientes.

Las letras con una rayita encima indican valores admisibles:

ϵ'_a alargamiento unitario del acero,

ϵ_b acortamiento unitario del hormigón,

α, φ coeficiente sin dimensiones,

λ esbeltez de una pieza,

σ'_a límite de elasticidad aparente del acero tensado,

σ'_a sollicitación de tracción admisible en el acero,

σ'_{ak} límite de elasticidad a considerar en los cálculos,

σ'_{ar} resistencia del acero a la tracción,

σ_{28} resistencia del hormigón, a la edad de 28 y

	de j días (compresión), medida sobre un cilindro,
σ_{28w}	resistencia del hormigón a la edad de 28 días, medida sobre cubos (compresión),
σ_b	tensión admisible de compresión en el hormigón,
σ_b	tensión de compresión en el hormigón,
σ_{bo}	tensión admisible de compresión en flexión simple,
τ_b	tensión de cizallamiento del hormigón,
τ_b	tensión admisible de cizallamiento del hormigón,
τ_a	tensión de adherencia,
$\varnothing$	designa el diámetro de una armadura,
Σ	significa suma.

28. GENERALIDADES

El cálculo de las obras de hormigón armado es un problema sencillo de dimensionado. Como todos los de su género, comprende dos fases diferentes:

a) Determinación de los esfuerzos que actúan sobre la pieza: momentos flectores, sollicitaciones por cizallamiento, etc.

Es un problema de estática. Según las circunstancias, puede ser hiperestático. Para tener en cuenta lo que ya hemos visto, se han escogido ejemplos de casos sencillos.

b) La elección de la forma y características dimensionales de las obras destinadas a soportar los esfuerzos calculados precedentemente. Con independencia de la complejidad del problema estático, esta determinación es un problema de resistencia de materiales. Tanto si la obra es simplemente estática como si es hiperestática, sigue siendo idéntica la averiguación de las secciones del hormigón y de la armadura necesaria.

Los problemas de dimensionado del hormigón armado no son totalmente los mismos que los que se refieren a obras de madera o de acero, por el hecho de que parte de los esfuerzos son absorbidos por la armadura mientras que los otros son recogidos por el hormigón.

En efecto, los comportamientos del acero de construcción y de la madera son poco más o menos idénticos bajo los esfuerzos de tracción y de compresión. Lo cual equivale a decir que, en una pieza sometida

a la flexión, media sección será comprimida y la otra media será tensada.

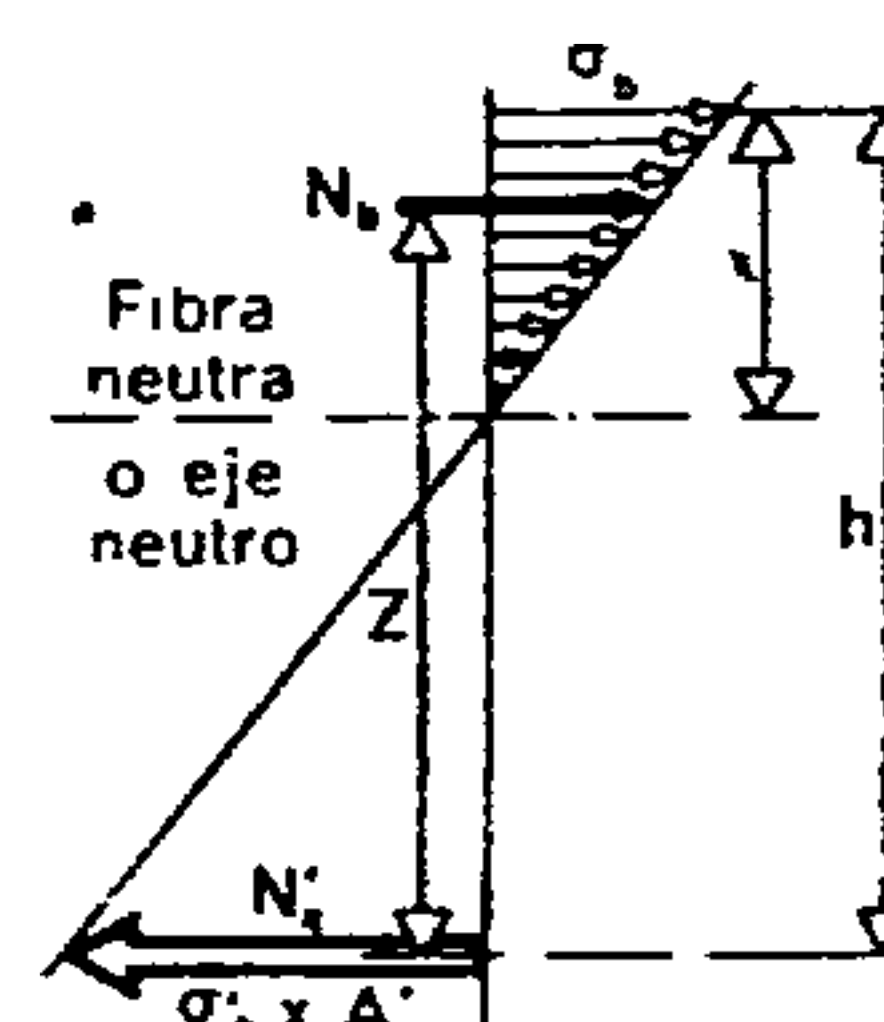
El hormigón armado, asociación íntima de hormigón y armadura, es una explotación racional de las características mecánicas y de las propiedades de los materiales que lo constituyen:

El hormigón, duro y frágil, adaptándose con facilidad a las exigencias de las formas dadas por los encofrados, inmediatamente después de su fabricación, soporta económicamente los esfuerzos de compresión.

La armadura de acero, flexible y fácilmente adaptable a las exigencias de las distintas formas, soporta económicamente, con reducida ocupación de sitio, los esfuerzos de tracción.

Para asegurar la cooperación de materiales tan heterogéneos, en la absorción de esfuerzos, es indispensable hacer homogénea una sección de hormigón armado. Esta homogeneidad se obtiene, por una parte, con la adherencia del hierro al hormigón y, por otra, por medio de la armadura que asegura la unión de la sección tensada con la parte comprimida.

Solicitación o tensión admisible en el hormigón comprimido



Solicitación o tensión admisible en el acero tensado

Fig. 1017.

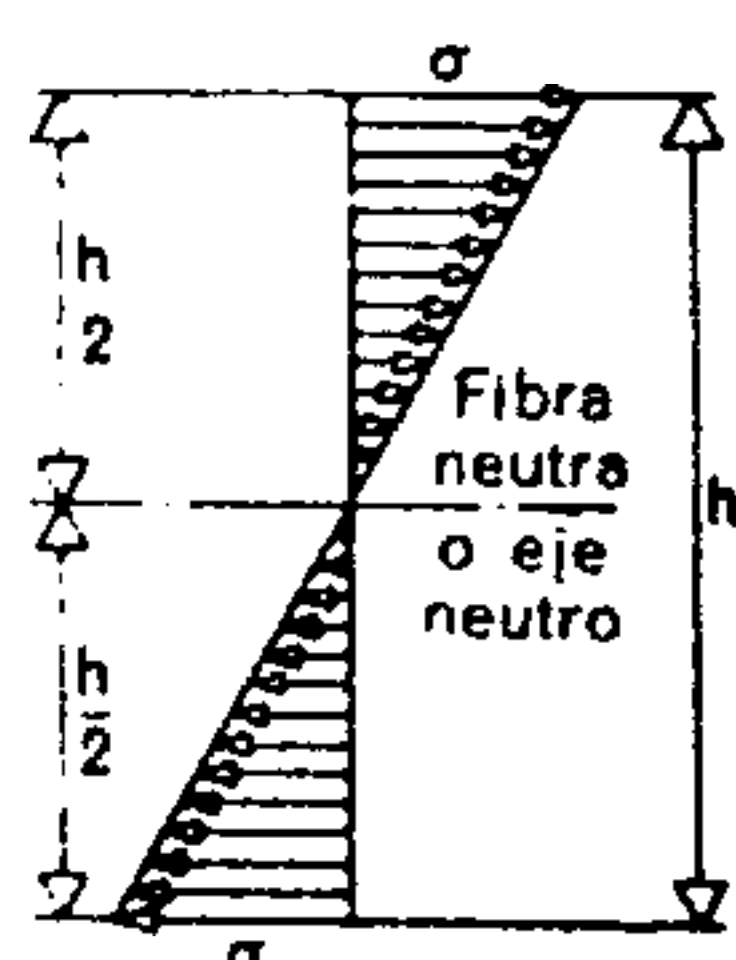
Repartición de los esfuerzos en una sección de hormigón armado flexada

El papel y la posición de las armaduras están determinados por el estudio del comportamiento, en período elástico, de las piezas de hormigón armado. Puede comprobarse, por ejemplo, que la flexión tiende a abrir grietas en la zona estirada del perfil; que la compresión provoca una hinchazón transversal acompañada de esfuerzos tangenciales oblicuos; que los esfuerzos cortantes, traducidos en tensiones oblicuas, dan lugar a una dislocación de la masa. Las armaduras que se oponen a las grietas provocadas por esos diferentes esfuerzos son:

- las barras principales de flexión;
- las barras plegadas, en barca, oblicuas o levantadas;
- los estribos opuestos al cizallamiento y que aseguran la homogeneidad de la sección;
- las barras de montaje que permiten constituir un esqueleto, una estructura metálica homogénea e indislocable al hormigonar.

El trazado de trayectorias isostáticas, para un caso de carga determinado, muestra la forma teóricamente perfecta que hay que dar a las barras de las

Tensión máxima de compresión soportada



Tensión máxima de tracción soportada

Fig. 1016.

Diagrama de la variación de las tensiones en una sección de una pieza que descansa sobre dos puntos de apoyo

armaduras. Practicamente y dada la variación de los casos de carga así como la complejidad de dichas armaduras, se admite la concentración de los esfuerzos en una zona de la armadura.

Las trayectorias de las tensiones para las vigas uniformemente cargadas, apoyadas en dos puntos y en voladizo, se presentan como indican las figs. 1018 y 1019.

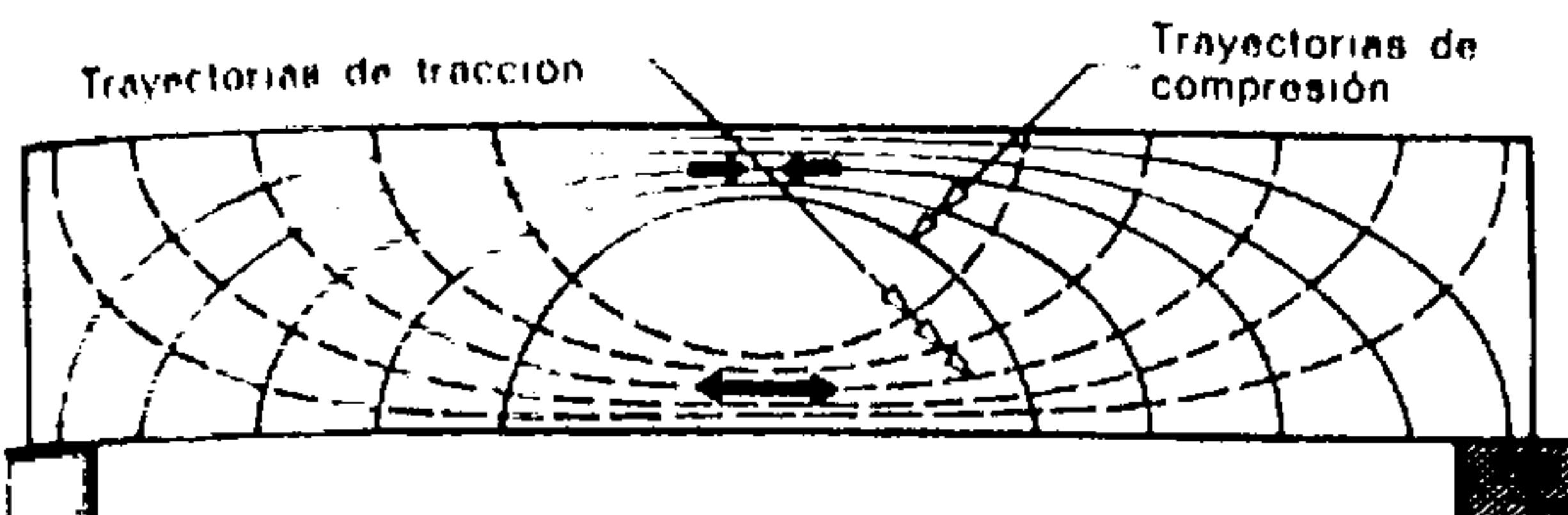


Fig. 1018.

Trayectorias isostáticas en una viga uniformemente cargada y apoyada en dos puntos

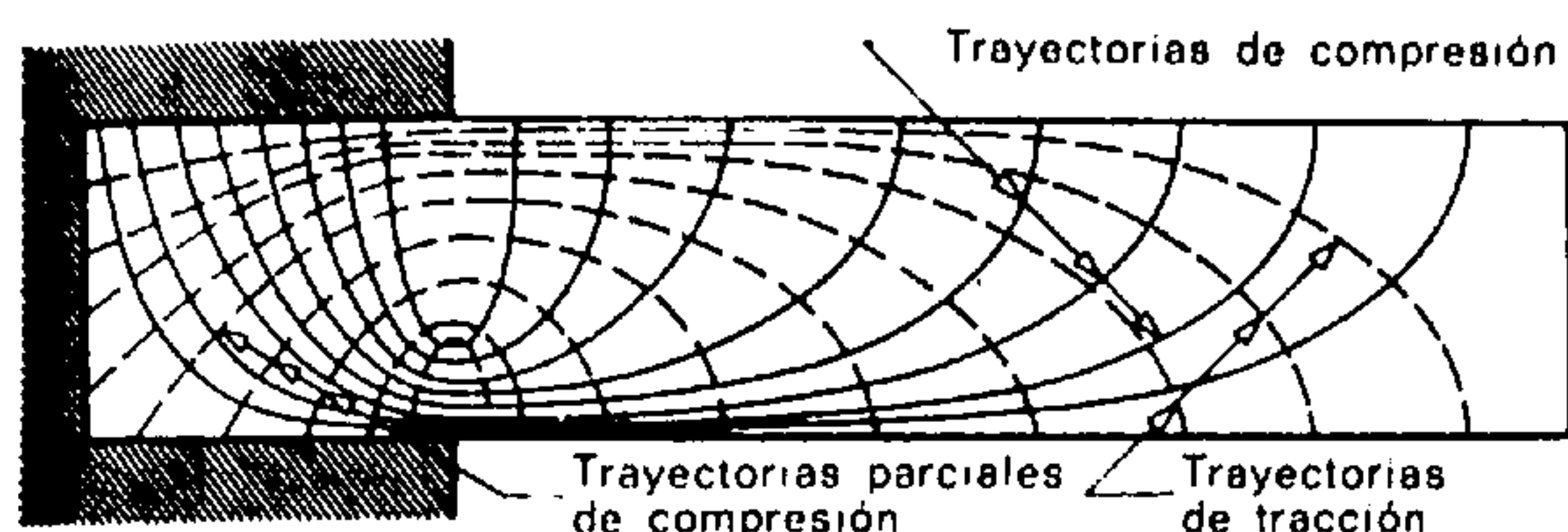


Fig. 1019.

Trayectorias isostáticas en una viga en voladizo uniformemente cargada

N. B. Las trayectorias de compresión y las de tracción se cortan perpendicularmente.

El sentido de la tensión puede cambiar a lo largo de una trayectoria.

Para absorber los esfuerzos simbolizados por esas trayectorias, se suelen disponer, en el hormigón armado, las armaduras trazadas en los croquis (figuras 831 a 835).

29.1. SOLICITACIONES O TENSIONES ADMISIBLES

El acero y el hormigón que entran en la composición del hormigón armado deben satisfacer a unas características de resistencia mínima.

Para tener en cuenta las posibles diferencias en las sobrecargas aplicadas a las obras y los defectos que pueden presentar accidentalmente ciertos materiales (el hormigón, entre otros) se adopta un coeficiente de seguridad. Este coeficiente reduce las tensiones de elasticidad o de rotura y permite determinar las tensiones o solicitaciones admisibles.

Las tensiones admisibles en el acero y en el hormigón están fijadas en Suiza por las normas de la S.I.A. (N.º 162) y en Francia por las reglas del B.A. 60.

29.2. TENSIONES ADMISIBLES EN EL ACERO A LA TRACCIÓN

En Suiza, en materia de hormigón armado, los aceros están clasificados en dos categorías según sus

características mínimas (límite de elasticidad), art. 14, norma 162:

el grupo I comprende el acero normal de dureza natural $\sigma'_a = 2\,400\text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_{ar} = 3\,600\text{ kg/cm}^2$;

el grupo II comprende los aceros de alta adherencia, endurecidos o de dureza natural. $\sigma'_e = 3\,500\text{ kg/cm}^2$.

Se distinguen:

Ila, los aceros estirados en frío, por torsión, por ejemplo $\sigma'_{ar} = 4\,200\text{ kg/cm}^2$.

Iib, los aceros de dureza natural $\sigma'_{ar} = 5\,200\text{ kg/cm}^2$.

Estas características se completan con las exigencias mínimas de plegado y de alargamiento.

El grupo Ila comprende los aceros vendidos bajo las denominaciones de: Tor, Caron, Isteg;

el grupo Iib, los aceros Box.

Por lo que se refiere a las tensiones admisibles en las obras de edificación y, en general, en cualquier clase de obras excepto los puentes de ferrocarriles, véase la Tabla siguiente.

Las tensiones o solicitaciones pueden aumentarse cuando se trata de calidades de acero que presentan un límite de elasticidad superior a la de los grupos I y II junto con una notable mejora de la adherencia.

Si se tienen en cuenta en los cálculos los esfuerzos interiores (producidos por la temperatura y por la retracción), pueden aumentarse los valores mencionados. Dicho aumento debe ser, como máximo, de 200 kg/cm^2 si se toman en consideración simultáneamente ambas influencias, y de 100 kg/cm^2 , si sólo se cuenta con cualquiera de ellas, por separado.

En Francia, las reglas B.A. 60, art. 2,1 y B 2, para los casos de flexión simple que vamos a tratar, prescriben que las tensiones σ'_a por tracción admi-

Tabla 48. — Tensiones admisibles en las armaduras, en kg/cm^2 . Normas S.I.A. N.º 162, art. 29 (parcial).

Elementos de construcción (de toda clase, menos puentes de ferrocarriles)	Obras de toda clase menos puentes de ferrocarriles Acero	
	Grupo I σ'_a en kg cm^2	Grupo II σ'_a en kg cm^2
Vigas de una anchura $\geq 18\text{ cm}$ (excepto las de forma de T) Postes o columnas de una anchura $\geq 25\text{ cm}$ Losas macizas de un espesor $\geq 12\text{ cm}$ Barras oblicuas destinadas a combatir los esfuerzos de cizallamiento, independientemente de la sección	1 600	2 000
Para las obras citadas arriba, pero de dimensiones inferiores a los valores dados, así como para las vigas en T, los pisos-techos nervados o con piezas huecas, etcétera	1 400	1 800

Tabla 49. — Resistencia de los aceros para armaduras según B.A. 60.

Designación del tipo y variedad	Resistencia a la tracción $\sigma'_{arg.}$ en kg/cm ²	Límites de elasticidad que se emplean a falta de ensayos σ'_{ak} en kg/cm ²	Tensiones admisibles por tracción σ'_a en kg/cm ²
Adx	$3\,300 \leq \sigma'_{arg.} \leq 5\,000$	2 400	1 600
A 42	$4\,200 \leq \sigma'_{arg.} \leq 5\,000$	2 400	1 600
A 55	$5\,500 \leq \sigma'_{arg.} \leq 6\,500$	3 200	2 100
A 65	$6\,500 \leq \sigma'_{arg.} \leq 8\,500$	3 600	2 400
A 75	$\sigma'_{arg.} \geq 7\,500$	4 000	2 600

sibles deben ser iguales a los $\frac{2}{3}$ del límite de elasticidad σ'_{ak} introducido en los cálculos.

$$\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma'_{ak}$$

A falta de justificaciones especiales obtenidas a base de ensayos, σ'_{ak} se admite a los valores contenidos en la Tabla 49. Ésta se completa con la resistencia a la tracción y asimismo con la tensión admisible que hay que introducir en los cálculos.

Estos mismos reglamentos prescriben que, salvo justificaciones especiales, las armaduras destinadas a combatir una misma deformación, en un mismo sentido, deben ser del mismo tipo y de la misma variedad.

29.3. TENSIONES ADMISIBLES EN EL HORMIGÓN A LA COMPRESIÓN Y A LA FLEXIÓN

En Suiza, las normas de la S.I.A. N.º 162, art. 8, mencionan tres tipos de hormigón utilizables según el destino de la obra:

el hormigón normal (B.N.);
el hormigón de alta resistencia (B.H.);
el hormigón especial (B.S.) (utilizado excepcionalmente).

Estos tres tipos de hormigón están clasificados según su resistencia a la compresión, determinada mediante ensayos efectuados sobre cubos después de un endurecimiento de 28 días.

El aglomerante empleado es el cemento Portland normal para el B.N. y el B.S. (eventualmente), y el cemento Portland de alta resistencia (C.P.H.R. o H.R.I.) para el B.H.

La dosificación prescrita para el hormigón armado es de 300 kg de cemento por metro cúbico. Sin embargo, en ciertos casos podrá reducirse a 250 kg de cemento por metro cúbico cuando se trate de obras al abrigo de la intemperie o de otras influencias nocivas, pero siempre que las resistencias a la compresión sean las prescritas para el hormigón C.P. 300. Es necesario recelarse de las dosificaciones demasiado ricas que suelen dar lugar a un aumento de la retracción.

Las resistencias mínimas exigidas en el promedio de los ensayos de compresión sobre cubos a los 28 días son de:

Dosificación en kg de cemento por m ³	Resistencia a la compresión en kg/cm ²	
	B.N.	B.H.
150	70	—
200	110	—
250	160	—
300	220	300
350	280	380

Las discrepancias entre estos valores y los resultados aislados de las resistencias no deben exceder del 25 % para el hormigón normal (B.N.), ni

Tabla 50. — Tensiones admisibles de compresión en los hormigones, a los 28 días y en kg/cm² (según las normas de la S.I.A.).

Elementos constructivos de toda clase, menos puentes de ferrocarriles	Tipos de hormigón					
	Hormigón normal B.N. $\sigma_{wn} = 220$ kg/cm ²		Hormigón alta resistencia B.H. $\sigma_{wh} = 300$ kg/cm ²		Hormigón especial B.S. $\sigma_{ws} =$ ensayos	
	$\overline{\sigma}_{bo}$	$\overline{\sigma}_b$	$\overline{\sigma}_{bo}$	$\overline{\sigma}_b$	$\overline{\sigma}_{bo}$	$\overline{\sigma}_b$
Vigas de una anchura ≥ 18 cm (excepto las vigas en forma de T) Secciones vaciadas, cajones, etc. con espesor de hormigón ≥ 18 cm Postes y columnas de una anchura ≥ 25 cm Losas macizas ≥ 12 cm	50	75	75	110	$\frac{\sigma_{wn}}{4}$	$\frac{\sigma_{wh}}{3}$
Para las obras citadas arriba pero de dimensiones inferiores a los valores dados, así como las vigas en T, los pisos nervados, de piezas huecas, etc.	45	65	65	100	$\frac{\sigma_{wn}}{4,7}$	$\frac{\sigma_{wh}}{3,5}$

del 20 % para el hormigón de alta resistencia (B.H.).

Para ciertas obras fuertemente solicitadas y para problemas constructivos excepcionales, se puede recurrir al empleo del hormigón especial. Éste debe satisfacer en tal caso las exigencias de resistencia estrictas precisadas en el cuaderno de cargas. La garantía de su alta resistencia se comprobará con un número suficiente de ensayos. La mejora de las características mecánicas resultará entre otras cosas de la composición granulométrica de los áridos y de la cantidad de agua agregada a la mezcla. La regularidad de fabricación asegurará la constancia del valor de compresión a los 28 días, fijado previamente en cada caso particular.

Si la armadura de la pieza sufre solicitaciones inferiores a las que puede soportar, es posible aplicar un coeficiente que se suma a la tensión admisible en el hormigón; pero tal coeficiente no puede exceder de $\frac{\sigma_b}{3}$, en kg/cm²; según las normas, ese aumento vale:

$$\Delta \sigma_b = 0,10 (\sigma'_a - \sigma'_a) \text{ (en kg/cm}^2\text{)}.$$

En Francia, las reglas B.A. 60, arts. 1,2 y 2,2, fijan las características de los hormigones empleados en el hormigón armado.

Se dirigen particularmente a los hormigones fabricados a base de cemento de la clase 250/315.

Las dosificaciones prescritas en kilogramos de cemento por metro cúbico de hormigón puesto en obra están dadas según su límite inferior por la expresión:

$$\text{Dosificación en cemento por m}^3 = \frac{550}{\sqrt[3]{\text{diámetro máximo del árido}}}$$

Se puede tener entonces las dosificaciones siguientes:

250 kg/m³ para hormigones en que el calibre de los áridos alcanza los 50 mm, empleados en obras escasamente armadas, al abrigo de la intemperie y de las acciones corrosivas;

300 kg/m³ para los hormigones corrientes controlados, al abrigo de la intemperie y de las acciones agresivas;

350 kg/m³ para los hormigones cuya fabricación está poco controlada o para los empleados en

elementos de estructura, cuando ésta es aparente;

400 kg/m³ para las obras situadas en ambiente agresivo.

Conviene observar que una dosificación excesiva asegura una mejor protección de la armadura.

A falta de estudios y ensayos previos sobre la resistencia mecánica de los hormigones, se adoptarán los valores fijados por el art. 1,264.

A fin de ofrecer las garantías necesarias de resistencia en cuanto atañe a los valores admisibles de compresión y de flexión simple, se tienen en cuenta únicamente:

el 30/100 de los valores de resistencia a la compresión de los elementos sujetos a la compresión simple;

el 60/100 de los valores de resistencia a la compresión para los elementos sometidos a la flexión simple;

el 30/100 de los valores de resistencia a la tracción (estos valores son útiles para los cálculos de adherencia, de esfuerzos cortantes, etc.).

Estas mismas reglas determinan también, con mayor precisión aún, los valores que se adoptarán en función de las características de la obra y de las modalidades de su ejecución.

(Véase la Tabla 51.)

La dosificación, la granulometría y la dosis de agua de los hormigones controlados deben ser objeto de estudios cuya finalidad sea la obtención de las resistencias con que se quiere contar. Durante el curso de las obras, deben comprobarse mediante extracción de muestras y ensayos.

29.4. TENSIONES ADMISIBLES EN EL HORMIGÓN AL ESFUERZO CORTANTE

El Suiza, normas de la S.I.A., N.º 162, art. 34.

Si las tensiones de cizallamiento del hormigón τ_b son inferiores a 5 kg/cm² para el hormigón normal y a 6 kg/cm² para el hormigón especial (B.H. y B.S.), las normas dispensan de la necesidad de una justificación, por medio del cálculo, de las armaduras, barras oblicuas o estribos que entran a formar parte de la obra.

Tabla 51. — Valores, para los hormigones controlados y no controlados, de las resistencias a la compresión σ_{11} y a la tracción σ'_{11} , a los 28 días.

Los valores $\bar{\sigma}_b$ y $\bar{\sigma}'_b$, dados frente a las tensiones fijadas por las reglas, se aplican a la compresión y a la flexión simple.

Dosificación en kg/m ³	Hormigones no controlados			Hormigones controlados				
	σ_{11}	σ'_{11}	$\bar{\sigma}_{b..}$	$\bar{\sigma}_b$	σ_{11}	σ'_{11}	$\bar{\sigma}_{b..}$	σ_b
250	150	15	45	90	180	18	54	108
300	190	17	57	114	230	20,5	69	138
350	225	18,5	67,5	135	270	22	81	162
400	250	20	75	150	300	24	90	180

Si se exceden los valores precedentes, las tensiones principales oblicuas de tracción deben ser absorbidas en su totalidad por las armaduras, barras oblicuas o estribos.

En general, la cuarta parte de los esfuerzos oblicuos de tracción puede ser atribuida a los estribos, teniendo que ser absorbidas las otras tres cuartas partes por las barras oblicuas.

Es posible reemplazar las barras oblicuas por una red ortogonal de barras.

Los límites prescriben que las secciones de hormigón armado se calculen de tal manera que las tensiones principales de cizallamiento, determinadas en la fase de agrietamiento, no excedan de:

- 15 kg/cm² para el hormigón normal B.N.;
- 20 kg/cm² para el hormigón de alta resistencia y el hormigón especial B.H. y B.S.

Estos valores pueden elevarse respectivamente a 18 y 24 kg/cm² si las tensiones se calculan con relación a la sección homogénea B_o .

En caso de que la totalidad de los esfuerzos cortantes sea absorbida por armaduras de igual diámetro y repartidas de tal manera que la separación de las barras, entre ejes, no exceda de:

B.N.; $t = \frac{360}{\tau_b}$ siendo t = separación máxima de las barras oblicuas en la fibra neutra, en cm;

B.H.; B.S.; $t = \frac{480}{\tau_b}$ siendo τ_b = tensión de cizallamiento en kg/cm²,

las tensiones máximas pueden elevarse respectivamente de 18 a 35 kg/cm² para el B.N. y de 24 a 45 kg/cm² para el hormigón especial B.H. o B.S.

En Francia; reglas B.A. 60, art. 4,234.

Los valores de τ_b se refieren a las tensiones por tracción admisibles en el hormigón.

Según la Tabla 51 y el coeficiente de seguridad prescrito por las reglas, se obtiene para τ_b los valores consignados en la Tabla 52.

Si $\tau_b \leq 0,5 \sigma'_b$, las armaduras transversales, marcos o estribos pueden ser perpendiculares a la fibra media y espaciados al máximo del valor h_t de la viga. El primer marco debe estar como máximo a una distancia $\frac{h_t}{2}$ del apoyo.

Tabla 46. — Indicaciones de los valores de σ'_b y de σ'_a en kg/cm² para las diferentes dosificaciones prescritas por las reglas B.A. 60.

Dosificaciones en kg/m ³	Hormigones no controlados		Hormigones controlados	
	σ'_b	σ'_a	σ'_b	σ'_a
250	15	4,5	18	5,4
300	17	5,1	20,5	6,1
350	18,5	5,5	22	6,6
400	20	6	24	7,2

Si $0,5 \sigma'_b < \tau_b \leq 2,5 \sigma'_b$, las armaduras transversales pueden estar dispuestas como más arriba se ha

dicho; pero su separación debe ser, como máximo, de Z , y a $\frac{Z}{2}$ del apoyo.

Si $\tau_b > 2 \sigma'_b$, se dispondrá preferentemente uno de los dos sistemas siguientes: o bien armaduras oblicuas cuya cota será 0,4 con relación a la fibra media y con una distancia máxima entre armaduras de $0,4Z$; o bien barras levantadas a 45°, ancladas convenientemente y separadas $2Z$ como máximo, anejas a un sistema de armaduras transversales perpendiculares a la fibra media y separadas por una distancia inferior a Z . Estas dos disposiciones deben extenderse a toda la zona en que $\tau_b > 2 \sigma'_b$.

Si $\tau_b > \frac{\sigma_{bo}}{3}$, las disposiciones que preceden son las que habrá que considerar y sus separaciones serán reducidas a $\frac{Z}{3}$ para las barras oblicuas y a Z para las barras levantadas del sistema mixto.

Por lo que se refiere a las armaduras de enlace de los forjados con las nervaduras, el art. 4,237 menciona que si la sollicitación por esfuerzo cortante en el plano de enlace de los dos elementos es inferior a la tensión de tracción admisible, no se necesitará ninguna armadura de unión lateral, siempre que el hormigonado se lleve de manera continua.

Este enlace debe ser objeto de un estudio especial cuando la tensión en la unión forjado-nervaduras vale $\tau_b \leq \frac{\sigma_{bo}}{3}$.

En ningún caso la tensión τ'_b del hormigón debe exceder de las 0,4 de la tensión σ_{bo} .

Por otra parte, deberá respetarse la desigualdad siguiente:

$$\frac{100 \cdot A'_t}{b_o \cdot t} \leq 2.$$

Si no se satisfacen estas dos condiciones hay que modificar las dimensiones de la pieza.

La tensión admisible en los aceros que deben resistir los esfuerzos de cizallamiento debe quedar limitada a:

$$0,2 \tau_b^2 + \sigma_b'^2 \cdot \sigma_{ak} = \sigma_a'$$

30.1. CALCULO DE LAS ARMADURAS PRINCIPALES DE FLEXIÓN

Los valores de las tensiones dados en el párrafo 2 no representan más que unos comentarios a las normas vigentes.

Es indispensable que el calculista posea y conozca perfectamente las reglas aplicadas en su país, antes de abordar los problemas prácticos del dimensionado.

30.2. HIPÓTESIS BASICAS

Las hipótesis en que se basa el cálculo del hormigón armado son, por una parte, las leyes de Hooke y de Navier,

— ley de Hooke: las deformaciones, alargamientos o acortamientos son proporcionales a los esfuerzos que los provocan;

— ley de Navier: la sección recta de una pieza en reposo se mantiene plana cuando la pieza se flexa elásticamente —

y, por otra parte, el conocimiento del mal comportamiento del hormigón bajo los esfuerzos de tracción, que conduce a desprestigiar en los cálculos las fuerzas elásticas del hormigón sometido a tracción. Así, pues, el hormigón se considera agrietado en la zona tensada de las piezas flexadas.

Estas tres hipótesis no están confirmadas exactamente por ensayos practicados en obras de hormigón armado. En efecto, por ejemplo, la ley de Navier, en los casos de flexión simple, conduce generalmente a tensiones en la arista del doble valor de la tensión real; el hormigón soporta parte del esfuerzo de tracción durante la primera fase de la flexión, y la ley de Hooke viene contrariada por la variación del módulo de elasticidad del hormigón que disminuye progresivamente en la zona comprimida. Estas hipótesis, sin embargo, siguen siendo las bases del razonamiento que conduce a expresiones sencillas cuya discrepancia con las experiencias añade un grado suplementario de seguridad relativa.

30.3. FACTOR DE EQUIVALENCIA n

El factor de equivalencia n es el que tiende a fijar la relación de colaboración entre el acero y el hormigón.

Es difícil dar una definición exacta de dicho factor puesto que es variable. En efecto, su valor es diferente según se considere el primer período o de elasticidad perfecta, o el segundo, cuando el hormigón está ya agrietado por tracción en las zonas tensadas. (Progresivamente el hormigón comprimido tiende hacia su aplastamiento y el acero sufre tensiones próximas a su límite aparente de elasticidad.)

(Véase a tal fin las figuras 1 032 y 1 033.)

El factor n se escribe entonces, admitiendo la elasticidad del hormigón con la misma efectividad que la del acero en el curso de los dos períodos:

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

El módulo de elasticidad del acero E_a es prácticamente constante. No varía más que débilmente con la calidad de los aceros empleados en el hormigón armado y no influyen en él las tensiones inferiores al límite de la proporcionalidad; se admite pues:

$$E_a = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

El módulo de elasticidad del hormigón E_b es muy variable. Está influido notablemente por la composición granular del hormigón y por la cantidad de agua introducida al fabricarlo. Aumenta con la duración del endurecimiento y varía también en función de la duración de la aplicación de las cargas.

Se comprueba que E_b puede variar desde unos 100 000 a unos 300 000 kg/cm² con un promedio de carga de 200 000 kg/cm².

Las normas N.º 162 de la S.I.A., art. 10,3 y las reglas B.A. 60, art. 3,32, fijan los valores característicos del E_b .

El factor n resulta ser entonces:

$$\text{En Suiza: } \frac{E_a}{E_b} \simeq \frac{2\,100\,000}{210\,000} \simeq 10 \text{ (S.I.A. 162, art. 17,1).}$$

Este valor n es muy adecuado a aquellos hormigones cuya resistencia está comprendida entre 200 y 230 kg/cm².

$$\text{En Francia: } \frac{E_a}{E_b} \simeq \frac{2\,100\,000}{140\,000} \simeq 15 \text{ (B.A. 60, art. 3,32).}$$

Este valor n es adecuado a aquellos hormigones cuya resistencia está situada entre los 150 y los 200 kg/cm².

En este trabajo, admitiremos $n = 10$ tanto para las armaduras de tracción como para las de compresión situadas en las zonas correspondientes del hormigón.

31. FLEXIÓN SIMPLE, FÓRMULAS GENERALES

31.1. DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES

Sabemos que la flexión de una pieza provoca en esta última tensiones de compresión y de tracción.

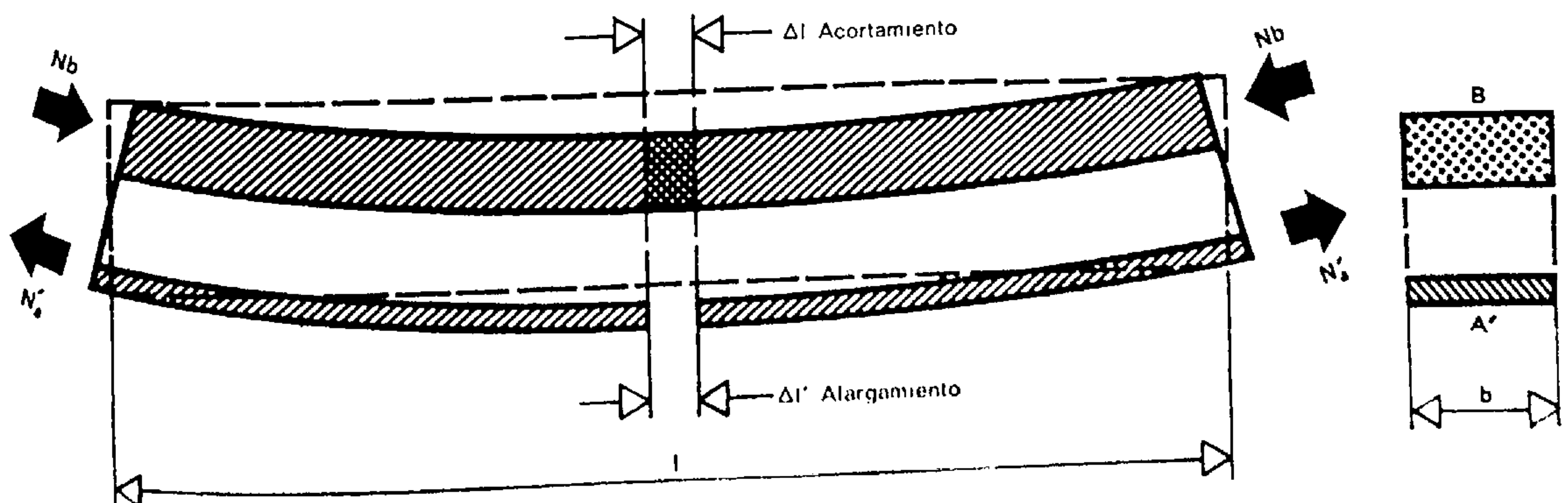


Fig. 1020.

La flexión provoca el acortamiento de las fibras superiores y el alargamiento de las fibras inferiores en una pieza que descansa sobre dos apoyos.

Estas tensiones provocan en el hormigón y el acero acortamientos y alargamientos que, referidos a la longitud de la pieza, dan los valores unitarios siguientes:

$$\frac{\Delta l}{l} = \epsilon_b ; \quad \frac{\Delta l'}{l} = \epsilon'_a.$$

Por lo que conocemos de resistencia de materiales podemos escribir:

$$\frac{N_b}{B} = \sigma_b ; \quad \frac{N'_a}{A'} = \sigma'_a.$$

Aplicando la ley de Hooke:

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} ; \quad \epsilon'_a = \frac{\sigma'_a}{E_a}.$$

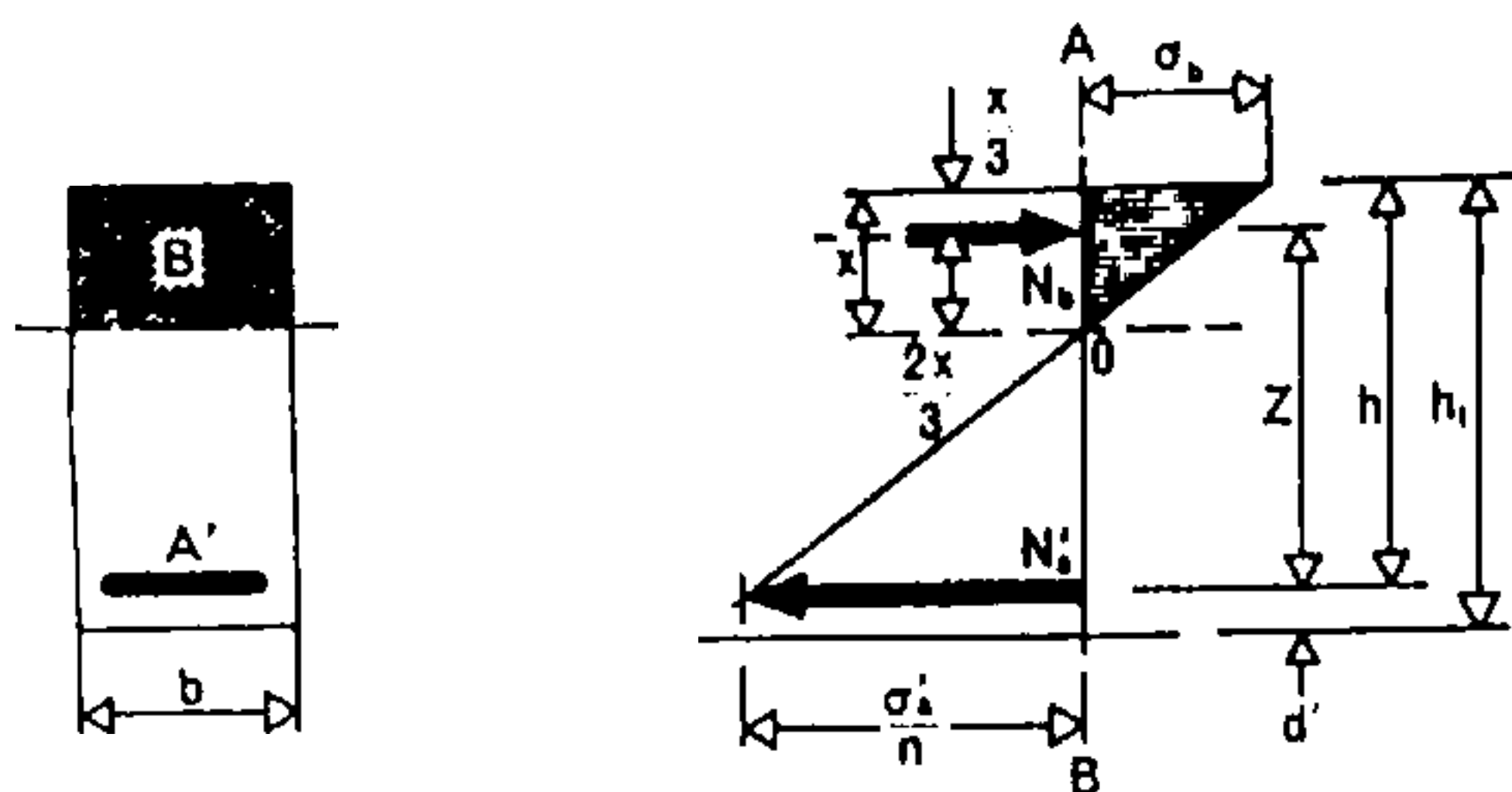


Fig. 1021.

Repartición de las tensiones de compresión y de tracción de una pieza flexada

Estudiando la repartición de las tensiones en la sección AB de una pieza flexada y puesto que las deformaciones del hormigón y del acero han de ser las mismas, puede escribirse:

$$\frac{\frac{\sigma_b}{E_b}}{\frac{\sigma'_a}{E_a}} = \frac{x}{h-x} ; \quad \text{pero como } \frac{E_a}{E_b} = n;$$

se tendrá:

$$\begin{aligned} \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma'_a} &= \frac{x}{h-x} \\ \sigma'_a \cdot x &= n \cdot \sigma_b \cdot h - n \cdot \sigma_b \cdot x \\ (\sigma'_a + n \cdot \sigma_b) \cdot x &= n \cdot \sigma_b \cdot h \\ x &= \frac{n \cdot \sigma_b \cdot h}{\sigma'_a + n \cdot \sigma_b} \end{aligned}$$

Para que la pieza resista el esfuerzo impuesto, es preciso que el momento que actúa sobre la pieza quede equilibrado por el momento de las fuerzas interiores.

Interiormente, tenemos dos fuerzas iguales:

$$N_b = N'_a,$$

$$\text{o bien } N_b = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b \quad \text{y} \quad N'_a = A' \cdot \sigma'_a.$$

El equilibrio de los momentos puede escribirse:

$$M = N_b \cdot Z = N'_a \cdot Z$$

$$Z = h - \frac{x}{3};$$

$$\text{de donde: } M = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right).$$

$$\text{Despejando } \sigma_b \text{ se tiene: } \sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \left(h - \frac{x}{3}\right)}$$

$$\text{y } M = A' \cdot \sigma'_a \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right);$$

$$\text{y despejando } \sigma'_a \text{ se tiene: } \sigma'_a = \frac{M}{A' \left(h - \frac{x}{3}\right)}.$$

$$\text{Sabemos que: } N_b = N'_a,$$

o sea:

$$\frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b = A' \cdot \sigma'_a$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma'_a} = \frac{2A'}{b \cdot x};$$

por otra parte:

$$\frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma'_a} = \frac{x}{h-x},$$

lo cual permite escribir:

$$\frac{2n \cdot A'}{b \cdot x} = \frac{x}{h-x}$$

$$b \cdot x^2 = 2n \cdot A' \cdot h - 2n \cdot A' \cdot x$$

$$b \cdot x^2 - 2n \cdot A' \cdot h + 2n \cdot A' \cdot x = 0$$

$$x^2 - \frac{2n \cdot A' \cdot h}{b} + \frac{2n \cdot A' \cdot x}{b} = 0$$

$$x^2 + \frac{2n \cdot A' \cdot x}{b} = \frac{2n \cdot A' \cdot h}{b}.$$

Pero:

$$x^2 + \frac{2n \cdot A' \cdot x}{b} = \left(x + \frac{n \cdot A'}{b}\right)^2 - \left(\frac{n \cdot A'}{b}\right)^2.$$

o sea:

$$\left(x + \frac{n \cdot A'}{b}\right)^2 = \left(\frac{n \cdot A'}{b}\right)^2 + \frac{2n \cdot A' \cdot h}{b};$$

de donde:

$$x + \frac{n \cdot A'}{b} = \sqrt{\frac{n^2 \cdot A'^2}{b^2} + \frac{2n \cdot A' \cdot h}{b}}$$

El segundo término de esta igualdad puede escribirse:

$$\sqrt{\frac{n^2 \cdot A'^2}{b^2} + 2h \frac{n \cdot A'}{b} \cdot \frac{n \cdot A'}{b} \cdot \frac{b}{n \cdot A'}}.$$

lo cual permite la siguiente simplificación:

$$x = -\frac{n \cdot A'}{b} + \sqrt{\frac{n^2 \cdot A'^2}{b^2} + 2h \frac{n \cdot A'}{b} \cdot \frac{n \cdot A'}{b} \cdot \frac{b}{n \cdot A'}}$$

$$x = -\frac{n \cdot A'}{b} + \frac{n \cdot A'}{b} \sqrt{1 + \frac{2h \cdot b}{n \cdot A'}}.$$

o sea:

$$x = \frac{n \cdot A'}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2h \cdot b}{n \cdot A'}} \right].$$

Así, pues, para determinar las tensiones efectivas σ_b y σ'_a de una pieza de hormigón armado sometida

a la flexión simple, cuando M , b , h y A' son conocidos, se pueden emplear las fórmulas siguientes:

$$x = \frac{n \cdot A'}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot h}{n \cdot A'}} \right]$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot Z}$$

$$\sigma'_a = \frac{M}{A' \cdot Z}$$

$$Z = h - \frac{x}{3}$$

Para que la pieza resista a los esfuerzos que la solicitan es necesario que las tensiones así calculadas sean inferiores a las tensiones admisibles:

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b ; \quad \sigma'_a < \bar{\sigma}'_a.$$

31.2. CALCULO DE DIMENSIONES

Los valores dados o conocidos en la mayoría de los casos de la práctica son:

- las luces y las cargas que fijan los momentos flectores y los esfuerzos cortantes;
- la altura o la anchura de los elementos.

A veces, alguno de estos valores (o ambos) son desconocidos. En tales casos, se adoptan valores deducidos por analogía de otras obras semejantes ya realizadas.

Para resolver estos problemas, conocemos:

- la resistencia de los aceros σ'_a que vamos a incorporar al hormigón;
- la resistencia máxima del hormigón a la compresión.

Por consiguiente, para ser prácticas, las expresiones que permiten el dimensionado deberían ser de la forma:

$$h = f_1 (M, b)$$

$$A' = f_2 (h, b).$$

Es, pues, necesario que, por medio de coeficientes que dependen de σ'_a y σ_b (valores que se consideran como conocidos), determinemos las fórmulas que permitan llegar a la forma buscada.

Supongamos: $\gamma = \frac{\sigma'_a}{\sigma_b}$

Sabemos que: $x = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma'_a + n \cdot \sigma_b} \cdot h,$

o sea: $x = \frac{n}{\frac{\sigma'_a}{\sigma_b} + n} \cdot h,$

que puede escribirse $x = \frac{n}{\gamma + n} \cdot h;$

pongamos: $\xi = \frac{n}{\gamma + n};$

este último valor nos permite dar a x una expresión más simple:

$$x = \xi \cdot h.$$

Volvamos a la expresión que permite determinar las tensiones en el hormigón, a fin de simplificarla:

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \left(h - \frac{x}{3} \right)} ; \quad Z = h - \frac{x}{3};$$

pero: $x = \xi \cdot h;$ de donde $Z = h - \xi \frac{h}{3};$

$$\text{o sea } Z = h \left(1 - \frac{\xi}{3} \right)$$

hagamos:

$$\varrho = 1 - \frac{\xi}{3};$$

y tendremos:

$$Z = h \cdot \varrho$$

así es que:

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot \xi \cdot h \cdot h \cdot \varrho} ; \quad \text{o sea: } \frac{2M}{b \cdot \xi \cdot h^2 \cdot \varrho} ;$$

de cuya expresión deducimos el valor de h :

$$h^2 = \frac{2M}{\sigma_b \cdot b \cdot \xi \cdot \varrho} ; \quad h = \sqrt{\frac{2M}{\sigma_b \cdot b \cdot \xi \cdot \varrho}} ;$$

si aislamos y separamos los valores constantes de los variables, esta expresión se escribirá así:

$$h = \sqrt{\frac{2}{\sigma_b \cdot \xi \cdot \varrho}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}.$$

Pongamos: $\alpha = \sqrt{\frac{2}{\sigma_b \cdot \xi \cdot \varrho}},$

de donde

$$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}.$$

Volvamos a la expresión que permite determinar la tensión por tracción σ'_a de la armadura con el fin de simplificarla:

$$\sigma'_a = \frac{M}{A' \left(h - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{o sea} \quad \sigma'_a = \frac{M}{A' \cdot h \cdot \varrho} ;$$

de donde: $A' = \frac{M}{\sigma'_a \cdot h \cdot \varrho}.$

Tratemos de expresar la sección de la armadura en tantos por ciento de la sección útil del hormigón; sea una expresión de la forma $A' = \mu \cdot b \cdot h$ en la que μ es un coeficiente expresado en tantos por ciento:

$$A' = \mu \cdot b \cdot h = \frac{M}{\sigma'_a \cdot h \cdot \varrho} ,$$

de donde $\mu = \frac{M}{\sigma'_a \cdot b \cdot h^2 \cdot \varrho} ;$ pero $h^2 = \alpha^2 \frac{M}{b}$

o también:
$$h^2 = \frac{2}{\sigma_b \cdot \xi \cdot \rho} \cdot \frac{M}{b}$$

Hagamos:
$$\mu = \frac{M}{\sigma'_a \cdot b \cdot \rho \cdot \frac{2M}{\sigma_b \cdot \xi \cdot \rho \cdot b}}$$

que puede escribirse así:
$$\mu = \frac{M \cdot \sigma'_b \cdot \xi \cdot \rho \cdot b}{\sigma'_a \cdot b \cdot \rho \cdot 2M}$$

y después de simplificar:
$$\mu = \frac{\sigma_b \cdot \xi}{\sigma'_a \cdot 2}$$

pero como $\frac{\sigma_b}{\sigma'_a} = \frac{\gamma}{1}$; resulta
$$\mu = \frac{\xi}{2\gamma}$$

Se tiene así una expresión que da la cantidad de acero que hay que disponer en la parte tensada de una pieza sometida a flexión simple, bajo la forma siguiente:

$$A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h}{100}$$

Haciendo:
$$\beta = \frac{\alpha \cdot \mu}{100},$$

se puede obtener la expresión
$$A' = \beta \cdot b \sqrt{\frac{M}{b}}$$

o sea:

$$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$$

o también:

$$A' = \frac{M}{\sigma'_a \cdot h' \cdot \rho}$$

Ya sólo queda por hacer una Tabla de los diversos coeficientes que han intervenido en esta exposición, para permitir el cálculo y dimensionado de las piezas de hormigón armado.

Partiendo de valores determinados σ'_a y σ_b , es posible establecer unas tablas o cuadros con los valores de los diversos coeficientes.

De la expresión:
$$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$$

se puede deducir todavía
$$h^2 = \alpha^2 \frac{M}{b};$$

lo cual permite escribir

$$\frac{1}{\alpha^2} = \frac{M}{b \cdot h^2}; \quad \frac{1}{\alpha^2} = x; \quad \text{de donde } M = x \cdot b \cdot h^2.$$

Así, pues, echando mano de la Tabla de coeficientes es posible calcular todos los valores desconocidos de una sección de hormigón armado.

Los casos con que se tropieza en la práctica suelen plantearse como se indica en la Tabla 54.

Tabla 54. — Resumen de tres casos prácticos principales.

	Datos σ'_a en kg/cm ² σ_b en kg/cm ² b y h en m A' en cm ² M en m · t	Incógnitas buscadas	Expresiones que se utilizan
Caso 1	$M, b, \sigma'_a, \sigma_b$	h, A'	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$ $A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$ o también $A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$
Caso 2	M, h, σ'_a, b	σ_b, A'	$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} \quad \text{ó} \quad \frac{1}{\alpha^2} = \frac{M}{b \cdot h^2}$ $A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$ o también $A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$
Caso 3	h, b, A', σ'_a	M, σ_b	$\mu = \frac{A'}{100 \cdot b \cdot h}$ elección de un σ'_a . $M = \frac{1}{\alpha^2} \cdot h^2 \cdot b$

Tabla 53. — Presentación de una tabla de coeficientes que permiten el cálculo rápido del hormigón armado.

σ_a	σ_b	γ $= \frac{\sigma'_a}{\sigma_b}$	ξ $= \frac{n}{n + \gamma}$	ρ $= 1 - \frac{\xi}{3}$	α $= \sqrt{\frac{2}{\sigma_b \cdot \xi \cdot \rho}}$	μ $= \frac{100}{2\gamma} \cdot 100$	β $= \alpha \cdot \mu$
kg cm ²	kg cm ²						
1 600	80	20	0,333	0,889	0,0919	0,833	7,66

* Estos valores están calculados en tal forma que se pueden utilizar las unidades: momento flector en m · t; dimensiones de las piezas b, h en metros. En el cálculo de α , se considera $\sigma_b = 800$ t/m². Sin embargo, A' debe expresarse en centímetros cuadrados, pues los valores de μ y de β están dados para anchuras y alturas expresadas en metros.

Los valores de las Tablas de las págs. 368 a 378 permiten calcular las losas y las vigas de sección rectangular.

Bajo ciertas condiciones pueden aplicarse al cálculo de piezas en forma de T (véase párrafo 34).

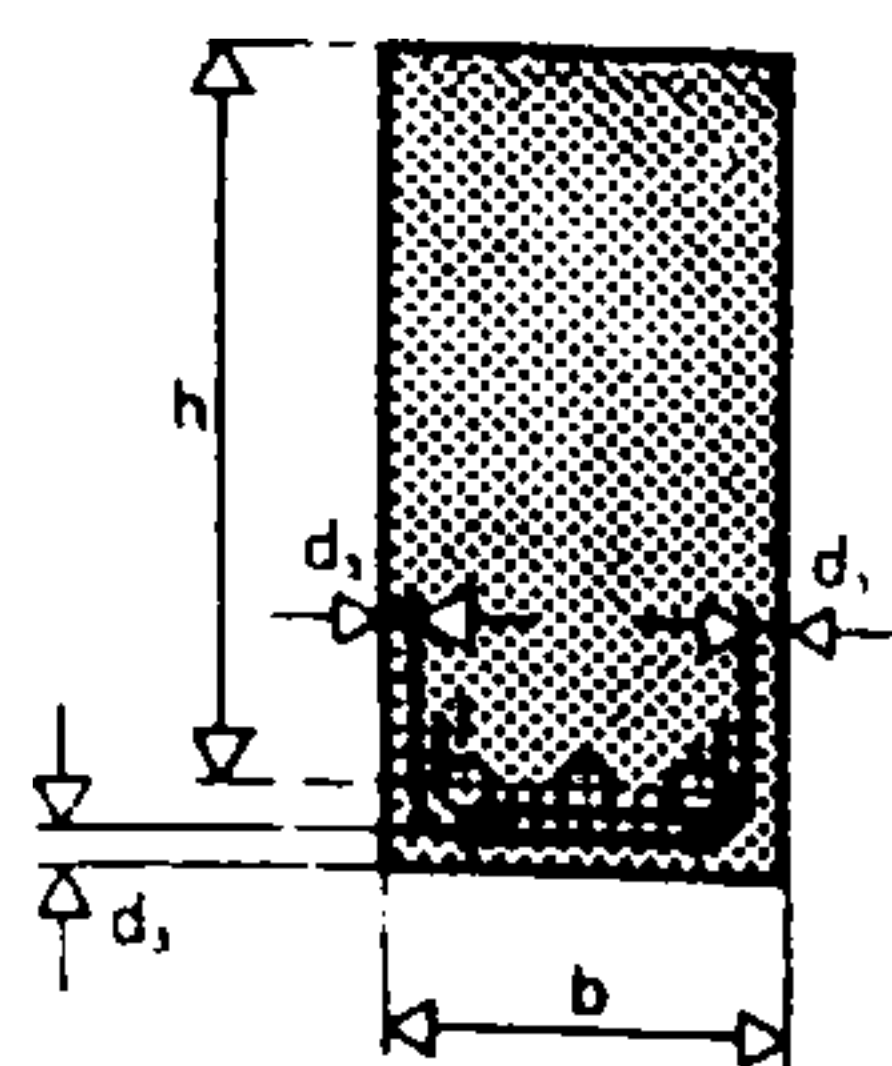


Fig. 1022.

Para las vigas, la altura total comprende la altura estática, a la que se añaden el semidiámetro de las barras principales, el diámetro del estribo y d_3 .

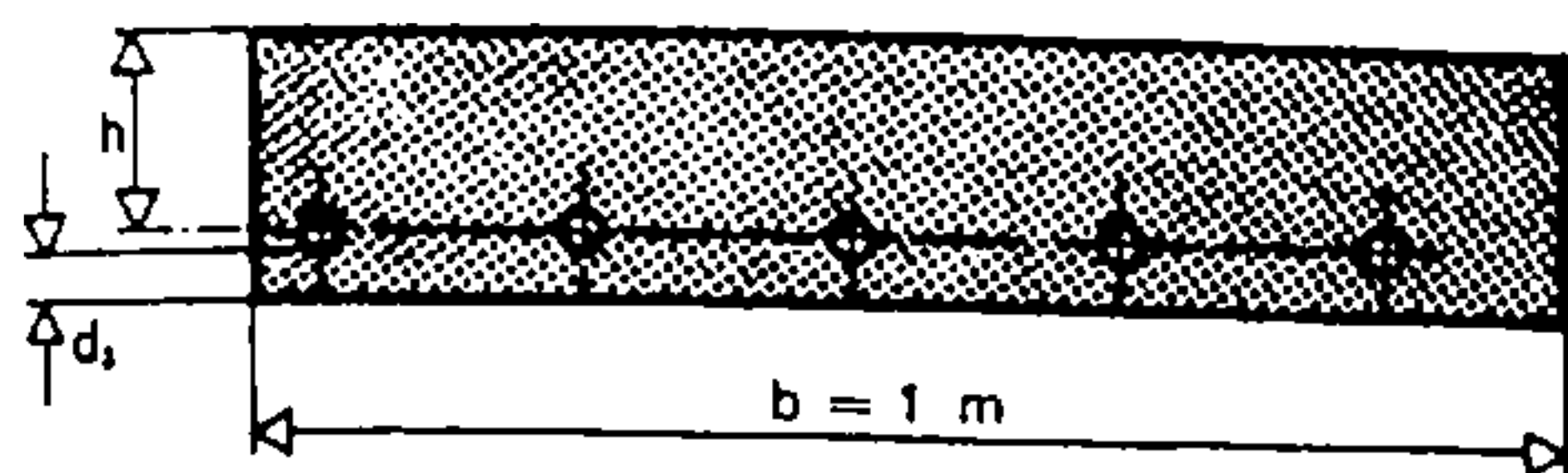


Fig. 1023.

El espesor total de una losa comprende la altura estática, el semidiámetro de las barras principales y el valor d_3 . Las losas están calculadas a base de una anchura unitaria de un metro.

N. B. $d_3 = 1$ cm para las obras situadas en ambiente no agresivo y al abrigo de la intemperie.

$d_3 = 2$ cm para las obras expuestas a la intemperie.

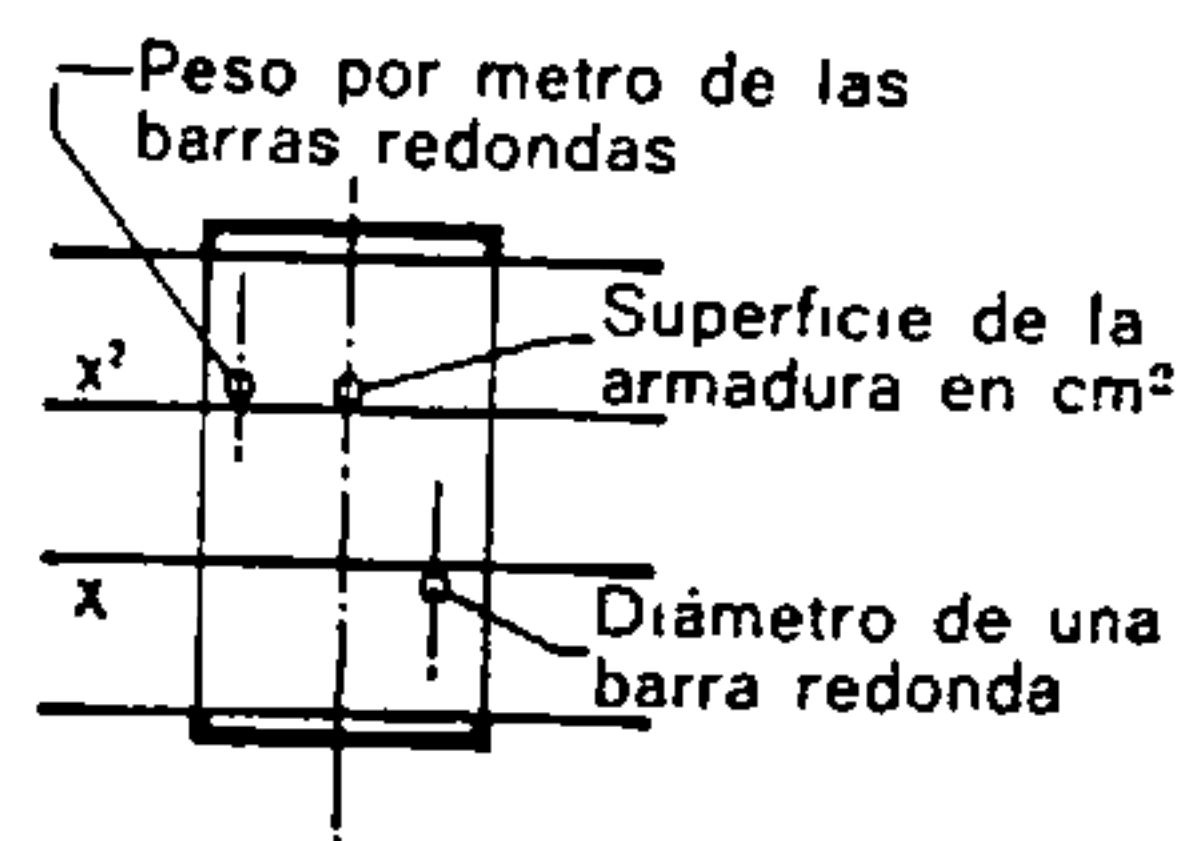


Fig. 1024.

El empleo de un cursor sobre la escala de las unidades y de los cuadrados permite conocer simultáneamente la superficie y el peso por metro lineal de las armaduras, si se pone el valor del diámetro sobre la escala de las unidades.

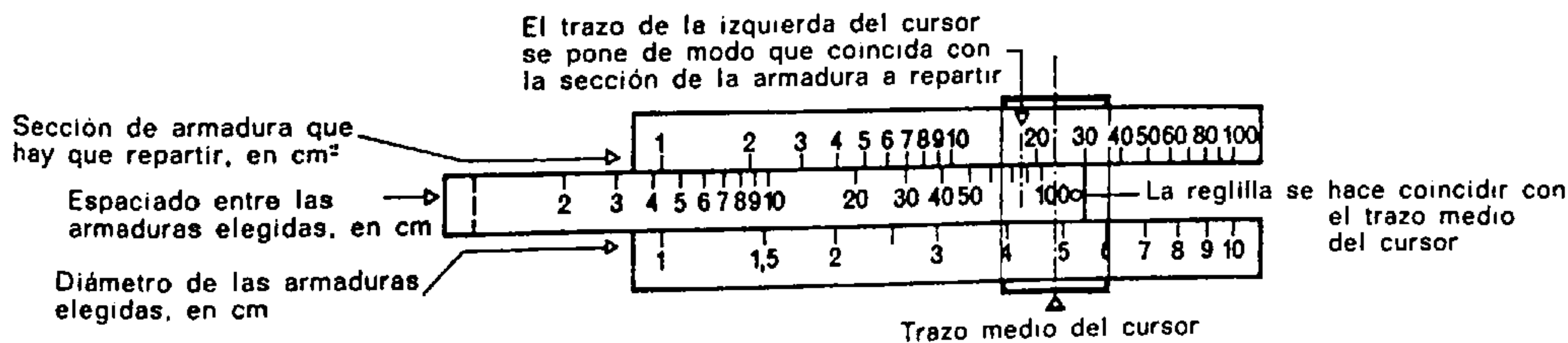


Fig. 1025.

Disposiciones que cabe adoptar, en la regla de cálculo, para repartir una sección de armadura calculada en un cierto número de barras con un espaciado determinado.

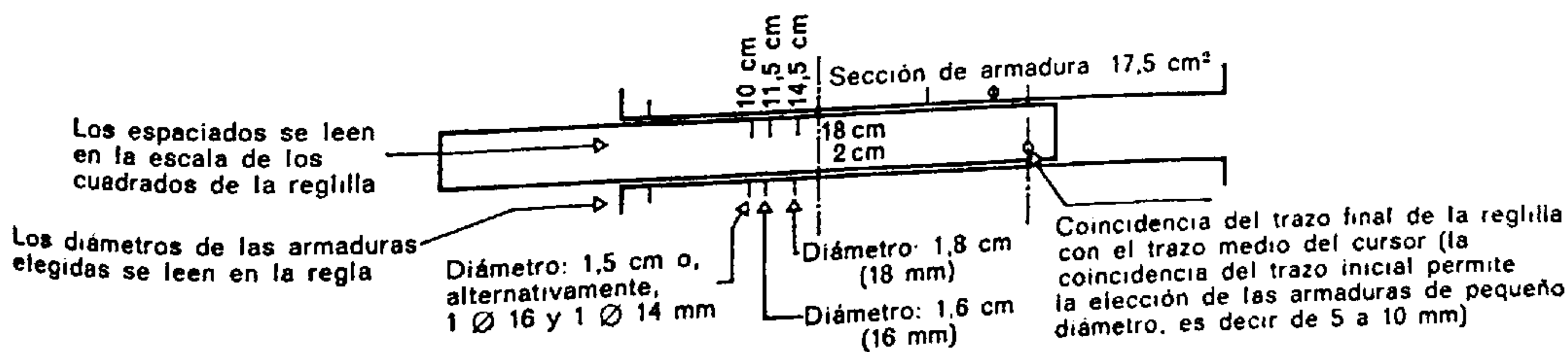


Fig. 1026.

Repartición de una sección de armadura de 17,5 cm²

La disposición de la figura permite escoger o bien diámetros de 16 mm espaciados 11,5 cm, o diámetros de 18 mm espaciados 14,5 mm. La elección de un diámetro impar (que no existe en el comercio) implica tener que alternar diámetros pares inmediatamente inferiores y superiores al diámetro escogido. Ejemplo: diámetro de 15 mm espaciado 10 cm; en la práctica, barras alternadas de 14 y 16 cada 10 cm.

TABLAS DE COEFICIENTES QUE PERMITEN EL CALCULO DEL HORMIGÓN ARMADO

$\sigma'_s = 1\,200\text{ kg/cm}^2$

M en ml
b y h en m
A' en cm²

$\eta = 10$

σ_s kg/cm ²	ξ	ρ	α	β	μ	κ	σ_s kg/cm ²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	σ_s kg/cm ²
30	0,2	0,933	0,189	4,72	0,250	28,0	30
32	0,211	0,930	0,179	5,02	0,281	31,3	32
34	0,221	0,926	0,170	5,30	0,313	34,8	34
36	0,231	0,923	0,161	5,59	0,346	38,3	36
38	0,241	0,920	0,154	5,87	0,381	42,0	38
40	0,25	0,917	0,148	6,15	0,417	45,8	40
42	0,259	0,914	0,142	6,43	0,454	49,7	42
44	0,268	0,911	0,136	6,71	0,492	53,7	44
46	0,277	0,908	0,131	6,98	0,531	57,8	46
48	0,286	0,905	0,127	7,25	0,571	62,0	48
50	0,294	0,902	0,123	7,52	0,613	66,3	50
52	0,302	0,899	0,119	7,79	0,655	70,7	52
54	0,310	0,897	0,115	8,06	0,698	75,1	54
56	0,318	0,894	0,112	8,32	0,742	79,6	56
58	0,326	0,891	0,109	8,58	0,787	84,2	58
60	0,333	0,889	0,106	8,84	0,833	88,9	60
62	0,341	0,886	0,103	9,10	0,880	93,6	62
64	0,348	0,884	0,101	9,35	0,928	98,4	64
66	0,355	0,882	0,0984	9,60	0,976	103	66
68	0,362	0,879	0,0962	9,85	1,02	108	68
70	0,368	0,877	0,0940	10,1	1,07	113	70
72	0,375	0,875	0,0920	10,4	1,12	118	72
74	0,381	0,873	0,0901	10,6	1,18	123	74
76	0,388	0,871	0,0883	10,8	1,23	128	76
78	0,394	0,869	0,0866	11,1	1,28	133	78
80	0,4	0,867	0,0849	11,3	1,33	139	80
82	0,406	0,865	0,0834	11,6	1,39	144	82
84	0,412	0,863	0,0819	11,8	1,44	149	84
86	0,417	0,861	0,0804	12,0	1,50	155	86
88	0,423	0,859	0,0791	12,3	1,55	160	88
90	0,429	0,857	0,0778	12,5	1,61	165	90
92	0,434	0,855	0,0765	12,7	1,66	171	92
94	0,439	0,854	0,0753	13,0	1,72	176	94
96	0,444	0,852	0,0742	13,2	1,78	182	96
98	0,450	0,850	0,0731	13,4	1,84	187	98
100	0,455	0,848	0,0720	13,6	1,89	193	100
102	0,459	0,847	0,0710	13,9	1,95	198	102
104	0,464	0,845	0,0700	14,1	2,01	204	104
106	0,469	0,844	0,0691	14,3	2,07	210	106
108	0,474	0,842	0,0681	14,5	2,13	215	108
110	0,478	0,841	0,0673	14,7	2,19	221	110
112	0,483	0,839	0,0664	15,0	2,25	227	112
114	0,487	0,838	0,0656	15,2	2,31	233	114
116	0,492	0,836	0,0648	15,4	2,38	238	116
118	0,496	0,835	0,0640	15,6	2,44	244	118
120	0,5	0,833	0,0632	15,8	2,5	250	120

$\sigma_s = 1\,400\text{ kg/cm}^2$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

$n = 10$

σ_s kg/cm²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,176	0,941	0,200	3,79	0,189	24,9	30
32	0,186	0,938	0,189	4,02	0,213	27,9	32
34	0,195	0,935	0,179	4,26	0,237	31,1	34
36	0,205	0,932	0,171	4,49	0,263	34,3	36
38	0,213	0,929	0,163	4,72	0,290	37,7	38
40	0,222	0,926	0,156	4,95	0,317	41,2	40
42	0,231	0,923	0,150	5,18	0,346	44,7	42
44	0,239	0,920	0,144	5,40	0,376	48,4	44
46	0,247	0,918	0,138	5,62	0,406	52,2	46
48	0,255	0,915	0,134	5,85	0,438	56,1	48
50	0,263	0,912	0,129	6,07	0,470	60,0	50
52	0,271	0,910	0,125	6,28	0,503	64,1	52
54	0,278	0,907	0,121	6,50	0,537	68,2	54
56	0,286	0,905	0,118	6,72	0,571	72,4	56
58	0,293	0,902	0,114	6,93	0,607	76,7	58
60	0,3	0,9	0,111	7,14	0,643	81,0	60
62	0,307	0,898	0,108	7,35	0,680	85,4	62
64	0,314	0,895	0,105	7,56	0,717	89,9	64
66	0,320	0,893	0,103	7,77	0,755	94,4	66
68	0,327	0,891	0,100	7,98	0,794	99,0	68
70	0,333	0,889	0,0982	8,18	0,833	104	70
72	0,340	0,887	0,0960	8,39	0,873	108	72
74	0,346	0,885	0,0940	8,59	0,914	113	74
76	0,352	0,883	0,0920	8,79	0,955	118	76
78	0,358	0,881	0,0902	8,99	0,997	123	78
80	0,364	0,879	0,0884	9,19	1,04	128	80
82	0,369	0,877	0,0868	9,39	1,08	133	82
84	0,375	0,875	0,0852	9,58	1,13	138	84
86	0,381	0,873	0,0837	9,78	1,17	143	86
88	0,386	0,871	0,0822	9,97	1,21	148	88
90	0,391	0,870	0,0808	10,2	1,26	153	90
92	0,397	0,868	0,0795	10,4	1,30	158	92
94	0,402	0,866	0,0782	10,5	1,35	164	94
96	0,407	0,864	0,0770	10,7	1,39	169	96
98	0,412	0,863	0,0758	10,9	1,44	174	98
100	0,417	0,861	0,0747	11,1	1,49	179	100
102	0,421	0,860	0,0736	11,3	1,54	185	102
104	0,426	0,858	0,0725	11,5	1,58	190	104
106	0,431	0,856	0,0715	11,7	1,63	196	106
108	0,435	0,855	0,0705	11,8	1,68	201	108
110	0,44	0,853	0,0696	12,0	1,73	207	110
112	0,444	0,852	0,0687	12,2	1,78	212	112
114	0,449	0,850	0,0678	12,4	1,83	218	114
116	0,453	0,849	0,0669	12,6	1,88	223	116
118	0,457	0,848	0,0661	12,7	1,93	229	118
120	0,462	0,846	0,0653	12,9	1,98	234	120

$\sigma'_s = 1\,600\text{ kg/cm}^2$

$n = 10$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

σ_s kg/cm²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,158	0,947	0,211	3,13	0,148	22,4	30
32	0,167	0,944	0,199	3,32	0,167	25,2	32
34	0,175	0,942	0,189	3,52	0,186	28,1	34
36	0,184	0,939	0,180	3,71	0,207	31,0	36
38	0,192	0,936	0,171	3,90	0,228	34,1	38
40	0,200	0,933	0,164	4,09	0,250	37,3	40
42	0,208	0,931	0,157	4,28	0,273	40,6	42
44	0,216	0,928	0,151	4,47	0,297	44,0	44
46	0,223	0,926	0,145	4,66	0,321	47,5	46
48	0,231	0,923	0,140	4,84	0,346	51,1	48
50	0,238	0,921	0,135	5,03	0,372	54,8	50
52	0,245	0,918	0,131	5,21	0,399	58,6	52
54	0,252	0,916	0,127	5,39	0,426	62,4	54
56	0,259	0,914	0,123	5,57	0,454	66,3	56
58	0,266	0,911	0,119	5,75	0,482	70,3	58
60	0,273	0,909	0,116	5,93	0,511	74,4	60
62	0,279	0,907	0,113	6,11	0,541	78,6	62
64	0,286	0,905	0,110	6,28	0,571	82,7	64
66	0,292	0,903	0,107	6,46	0,602	87,0	66
68	0,298	0,901	0,105	6,63	0,634	91,3	68
70	0,304	0,899	0,102	6,81	0,666	95,7	70
72	0,310	0,897	0,100	6,98	0,698	100	72
74	0,316	0,895	0,0977	7,15	0,731	105	74
76	0,322	0,893	0,0957	7,32	0,765	109	76
78	0,328	0,891	0,0937	7,49	0,799	114	78
80	0,333	0,889	0,0919	7,66	0,833	119	80
82	0,339	0,887	0,0901	7,82	0,868	123	82
84	0,344	0,885	0,0884	7,99	0,904	128	84
86	0,350	0,883	0,0868	8,15	0,940	133	86
88	0,355	0,882	0,0852	8,32	0,976	138	88
90	0,360	0,880	0,0838	8,48	1,01	143	90
92	0,365	0,878	0,0823	8,64	1,05	148	92
94	0,370	0,877	0,0810	8,80	1,09	152	94
96	0,375	0,875	0,0797	8,96	1,12	158	96
98	0,380	0,873	0,0784	9,12	1,16	163	98
100	0,385	0,872	0,0772	9,28	1,20	168	100
102	0,389	0,870	0,0761	9,44	1,24	173	102
104	0,394	0,869	0,0750	9,60	1,28	178	104
106	0,399	0,867	0,0739	9,75	1,32	183	106
108	0,403	0,866	0,0729	9,91	1,36	188	108
110	0,407	0,864	0,0719	10,1	1,40	194	110
112	0,412	0,863	0,0709	10,2	1,44	199	112
114	0,416	0,861	0,0699	10,4	1,48	204	114
116	0,420	0,860	0,0691	10,5	1,52	210	116
118	0,424	0,859	0,0682	10,7	1,56	215	118
120	0,429	0,857	0,0674	10,8	1,61	220	120

$\sigma_s = 1\,700\text{ kg/cm}^2$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

$n = 10$

σ_s kg/cm²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,150	0,950	0,216				
32	0,158	0,947	0,204	2,86	0,132	21,4	30
34	0,167	0,944	0,193	3,04	0,149	24,0	32
36	0,175	0,942	0,184	3,22	0,167	26,8	34
38	0,183	0,939	0,175	3,40	0,185	29,6	36
				3,58	0,204	32,6	38
40	0,190	0,937	0,167	3,75	0,224	35,7	40
42	0,198	0,934	0,160	3,93	0,245	38,8	42
44	0,206	0,931	0,154	4,10	0,266	42,1	44
46	0,213	0,929	0,148	4,27	0,288	45,5	46
48	0,220	0,927	0,143	4,44	0,311	49,0	48
50	0,227	0,924	0,138	4,61	0,334	52,5	50
52	0,234	0,922	0,134	4,78	0,358	56,2	52
54	0,241	0,920	0,129	4,95	0,383	59,9	54
56	0,248	0,917	0,125	5,12	0,408	63,6	56
58	0,254	0,915	0,122	5,28	0,434	67,5	58
60	0,261	0,913	0,118	5,45	0,460	71,5	60
62	0,267	0,911	0,115	5,61	0,487	75,6	62
64	0,274	0,909	0,112	5,77	0,515	79,5	64
66	0,280	0,907	0,109	5,93	0,543	83,7	66
68	0,286	0,905	0,107	6,10	0,571	87,9	68
70	0,292	0,903	0,104	6,26	0,600	92,2	70
72	0,298	0,901	0,102	6,41	0,630	96,5	72
74	0,303	0,899	0,0996	6,57	0,660	101	74
76	0,309	0,897	0,0974	6,73	0,691	105	76
78	0,315	0,895	0,0954	6,89	0,722	110	78
80	0,320	0,893	0,0935	7,04	0,753	114	80
82	0,325	0,892	0,0917	7,20	0,785	119	82
84	0,331	0,890	0,0900	7,35	0,817	124	84
86	0,336	0,888	0,0883	7,50	0,850	128	86
88	0,341	0,886	0,0867	7,66	0,883	133	88
90	0,346	0,885	0,0852	7,81	0,916	138	90
92	0,351	0,883	0,0837	7,96	0,950	143	92
94	0,356	0,881	0,0823	8,11	0,984	147	94
96	0,361	0,880	0,0810	8,26	1,02	152	96
98	0,366	0,878	0,0797	8,40	1,05	157	98
100				8,55	1,09	162	100
102	0,370	0,877	0,0785	8,70	1,12	167	102
104	0,375	0,875	0,0773	8,84	1,16	172	104
106	0,380	0,873	0,0762	8,99	1,20	177	106
108	0,384	0,872	0,0751	9,13	1,23	183	108
	0,388	0,871	0,0740				
110				9,28	1,27	188	110
112	0,393	0,869	0,0730	9,42	1,31	193	112
114	0,397	0,868	0,0720	9,56	1,35	198	114
116	0,401	0,866	0,0710	9,70	1,38	203	116
118	0,406	0,865	0,0701	9,84	1,42	209	118
	0,410	0,863	0,0692				
120				9,98	1,46	214	120
	0,414	0,862	0,0684				

$\sigma_s = 1\,800\text{ kg/cm}^2$

M en mt

b y h en m

A' en cm²

$n = 10$

	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt[3]{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = x \cdot b \cdot h^2$	
σ_s kg/cm²	ξ	ρ	α	β	μ	x	σ_s kg/cm²
30	0,143	0,952	0,221	2,64	0,119	20,4	30
32	0,151	0,950	0,209	2,80	0,134	22,9	32
34	0,159	0,947	0,198	2,97	0,150	25,6	34
36	0,167	0,944	0,188	3,13	0,167	28,3	36
38	0,174	0,942	0,179	3,29	0,184	31,2	38
40	0,182	0,939	0,171	3,46	0,202	34,2	40
42	0,189	0,937	0,164	3,62	0,221	37,2	42
44	0,196	0,935	0,157	3,78	0,240	40,4	44
46	0,204	0,932	0,151	3,94	0,260	43,6	46
48	0,211	0,930	0,146	4,10	0,281	47,0	48
50	0,217	0,928	0,141	4,25	0,302	50,4	50
52	0,224	0,925	0,136	4,41	0,324	53,9	52
54	0,231	0,923	0,132	4,56	0,346	57,5	54
56	0,237	0,921	0,128	4,72	0,369	61,2	56
58	0,244	0,919	0,124	4,87	0,393	64,9	58
60	0,250	0,917	0,121	5,03	0,417	68,8	60
62	0,256	0,915	0,117	5,18	0,441	72,6	62
64	0,262	0,913	0,114	5,33	0,466	76,6	64
66	0,268	0,911	0,111	5,48	0,492	80,6	66
68	0,274	0,909	0,109	5,63	0,518	84,7	68
70	0,280	0,907	0,106	5,78	0,544	88,8	70
72	0,286	0,905	0,104	5,92	0,571	93,1	72
74	0,291	0,903	0,101	6,07	0,599	97,3	74
76	0,297	0,901	0,0992	6,22	0,627	102	76
78	0,302	0,899	0,0971	6,36	0,655	106	78
80	0,308	0,897	0,0952	6,51	0,684	110	80
82	0,313	0,896	0,0933	6,65	0,713	115	82
84	0,318	0,894	0,0915	6,79	0,742	119	84
86	0,323	0,892	0,0898	6,94	0,772	124	86
88	0,328	0,891	0,0882	7,08	0,803	129	88
90	0,333	0,889	0,0866	7,22	0,833	133	90
92	0,338	0,887	0,0851	7,36	0,864	138	92
94	0,343	0,886	0,0837	7,50	0,896	143	94
96	0,348	0,884	0,0823	7,64	0,928	148	96
98	0,353	0,882	0,0810	7,77	0,960	152	98
100	0,357	0,881	0,0797	7,91	0,992	157	100
102	0,362	0,879	0,0785	8,05	1,02	162	102
104	0,366	0,878	0,0773	8,18	1,06	167	104
106	0,371	0,876	0,0762	8,32	1,09	172	106
108	0,375	0,875	0,0751	8,45	1,12	177	108
110	0,379	0,874	0,0741	8,59	1,16	182	110
112	0,384	0,872	0,0731	8,72	1,19	187	112
114	0,388	0,871	0,0721	8,85	1,23	192	114
116	0,392	0,869	0,0711	8,98	1,26	198	116
118	0,396	0,868	0,0702	9,11	1,30	203	118
120	0,400	0,867	0,0692	9,24	1,33	208	120

$$\sigma_s = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

$$n = 10$$

	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = x \cdot b \cdot h^2$	
σ_s kg/cm ²	ξ	ρ	α	β	μ	x	σ_s kg/cm ²
30	0,136	0,955	0,226	2,44	0,108	19,5	30
32	0,144	0,952	0,213	2,59	0,121	22,0	32
34	0,152	0,949	0,202	2,75	0,136	24,5	34
36	0,159	0,947	0,192	2,90	0,151	27,2	36
38	0,167	0,944	0,183	3,05	0,167	29,9	38
40	0,174	0,942	0,175	3,20	0,183	32,8	40
42	0,181	0,940	0,167	3,35	0,200	35,7	42
44	0,188	0,937	0,160	3,50	0,218	38,8	44
46	0,195	0,935	0,154	3,64	0,236	41,9	46
48	0,202	0,933	0,149	3,79	0,255	45,2	48
50	0,208	0,931	0,144	3,94	0,274	48,5	50
52	0,215	0,928	0,139	4,08	0,294	51,9	52
54	0,221	0,926	0,134	4,23	0,314	55,4	54
56	0,228	0,924	0,130	4,37	0,335	58,9	56
58	0,234	0,922	0,126	4,51	0,357	62,5	58
60	0,240	0,920	0,123	4,65	0,379	66,2	60
62	0,246	0,918	0,120	4,80	0,401	70,0	62
64	0,252	0,916	0,116	4,94	0,424	73,9	64
66	0,258	0,914	0,113	5,08	0,448	77,8	66
68	0,264	0,912	0,111	5,22	0,472	81,7	68
70	0,269	0,910	0,108	5,35	0,496	85,8	70
72	0,275	0,908	0,105	5,49	0,521	89,9	72
74	0,280	0,907	0,103	5,63	0,546	94,0	74
76	0,286	0,905	0,101	5,77	0,571	98,2	76
78	0,291	0,903	0,0988	5,90	0,597	102	78
80	0,296	0,901	0,0968	6,04	0,624	107	80
82	0,301	0,900	0,0949	6,17	0,651	111	82
84	0,307	0,898	0,0931	6,31	0,678	116	84
86	0,312	0,896	0,0913	6,44	0,705	120	86
88	0,316	0,895	0,0896	6,57	0,733	125	88
90	0,321	0,893	0,0880	6,70	0,761	129	90
92	0,326	0,891	0,0865	6,83	0,790	134	92
94	0,331	0,890	0,0850	6,96	0,819	138	94
96	0,336	0,888	0,0836	7,09	0,848	143	96
98	0,340	0,887	0,0823	7,22	0,878	148	98
100	0,345	0,885	0,0810	7,35	0,907	153	100
102	0,349	0,884	0,0797	7,47	0,938	157	102
104	0,354	0,882	0,0785	7,60	0,968	162	104
106	0,358	0,881	0,0774	7,73	0,999	167	106
108	0,362	0,879	0,0762	7,85	1,03	172	108
110	0,367	0,878	0,0752	7,98	1,06	177	110
112	0,371	0,876	0,0741	8,10	1,09	182	112
114	0,375	0,875	0,0731	8,23	1,12	187	114
116	0,379	0,874	0,0722	8,35	1,16	192	116
118	0,383	0,872	0,0712	8,47	1,19	197	118
120	0,387	0,871	0,0703	8,59	1,22	201	120

$\sigma_s = 2\,000\text{ kg/cm}^2$

$n = 10$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

σ_s kg/cm²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,130	0,957	0,231	2,26	0,0978	18,7	30
32	0,138	0,954	0,218	2,40	0,110	21,0	32
34	0,145	0,952	0,206	2,55	0,124	23,5	34
36	0,153	0,949	0,196	2,69	0,137	26,1	36
38	0,160	0,947	0,187	2,83	0,152	28,7	38
40	0,167	0,944	0,178	2,97	0,167	31,5	40
42	0,174	0,942	0,171	3,11	0,182	34,3	42
44	0,180	0,940	0,164	3,25	0,198	37,3	44
46	0,187	0,938	0,157	3,39	0,215	40,3	46
48	0,194	0,935	0,152	3,52	0,232	43,4	48
50	0,200	0,933	0,146	3,66	0,250	46,7	50
52	0,206	0,931	0,141	3,80	0,268	50,0	52
54	0,213	0,929	0,137	3,93	0,287	53,3	54
56	0,219	0,927	0,133	4,07	0,306	56,8	56
58	0,225	0,925	0,129	4,20	0,326	60,3	58
60	0,231	0,923	0,125	4,33	0,346	63,9	60
62	0,237	0,921	0,122	4,46	0,367	67,6	62
64	0,242	0,919	0,118	4,59	0,388	71,3	64
66	0,248	0,917	0,115	4,72	0,409	75,1	66
68	0,254	0,915	0,113	4,85	0,431	79,0	68
70	0,259	0,914	0,110	4,98	0,454	82,9	70
72	0,265	0,912	0,107	5,11	0,476	86,9	72
74	0,270	0,910	0,105	5,24	0,500	90,9	74
76	0,275	0,908	0,103	5,37	0,523	95,0	76
78	0,281	0,906	0,100	5,49	0,547	99,2	78
80	0,286	0,905	0,0983	5,62	0,571	103	80
82	0,291	0,903	0,0964	5,74	0,596	108	82
84	0,296	0,901	0,0945	5,87	0,621	112	84
86	0,301	0,900	0,0927	5,99	0,647	116	86
88	0,306	0,898	0,0910	6,12	0,672	121	88
90	0,310	0,897	0,0894	6,24	0,698	125	90
92	0,315	0,895	0,0878	6,36	0,725	130	92
94	0,320	0,893	0,0863	6,48	0,751	134	94
96	0,324	0,892	0,0849	6,61	0,778	139	96
98	0,329	0,890	0,0835	6,73	0,806	143	98
100	0,333	0,889	0,0822	6,85	0,833	148	100
102	0,338	0,887	0,0809	6,97	0,861	153	102
104	0,342	0,886	0,0797	7,09	0,889	158	104
106	0,346	0,885	0,0785	7,20	0,918	162	106
108	0,351	0,883	0,0773	7,32	0,947	167	108
110	0,355	0,882	0,0762	7,44	0,976	172	110
112	0,359	0,880	0,0752	7,56	1,01	177	112
114	0,363	0,879	0,0741	7,67	1,04	182	114
116	0,367	0,878	0,0732	7,79	1,06	187	116
118	0,371	0,876	0,0722	7,90	1,09	192	118
120	0,375	0,875	0,0713	8,02	1,12	197	120

$\sigma_s = 2\,100\text{ kg/cm}^2$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

$n = 10$

$x = \xi \cdot h$		$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm²
σ_s kg/cm²	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,125	0,958	0,236	2,11	0,0894	18,0	30
32	0,132	0,956	0,222	2,24	0,101	20,2	32
34	0,139	0,954	0,210	2,37	0,113	22,6	34
36	0,146	0,951	0,200	2,51	0,125	25,1	36
38	0,153	0,949	0,190	2,64	0,139	27,6	38
40	0,160	0,947	0,182	2,77	0,152	30,3	40
42	0,167	0,944	0,174	2,90	0,167	33,1	42
44	0,173	0,942	0,167	3,03	0,181	35,9	44
46	0,180	0,940	0,160	3,16	0,197	38,9	46
48	0,186	0,938	0,155	3,29	0,213	41,9	48
50	0,192	0,936	0,149	3,41	0,229	45,0	50
52	0,198	0,934	0,144	3,54	0,246	48,2	52
54	0,205	0,932	0,139	3,67	0,263	51,5	54
56	0,211	0,930	0,135	3,79	0,281	54,8	56
58	0,216	0,928	0,131	3,92	0,299	58,2	58
60	0,222	0,926	0,127	4,04	0,317	61,7	60
62	0,228	0,924	0,124	4,16	0,336	65,3	62
64	0,234	0,922	0,120	4,29	0,356	68,9	64
66	0,239	0,920	0,117	4,41	0,376	72,6	66
68	0,245	0,918	0,114	4,53	0,396	76,4	68
70	0,250	0,917	0,112	4,65	0,417	80,2	70
72	0,255	0,915	0,109	4,77	0,438	84,1	72
74	0,261	0,913	0,107	4,89	0,459	88,0	74
76	0,266	0,912	0,104	5,01	0,481	92,0	76
78	0,271	0,910	0,102	5,13	0,503	96,1	78
80	0,276	0,908	0,0999	5,25	0,525	100	80
82	0,281	0,906	0,0979	5,37	0,548	104	82
84	0,286	0,905	0,0960	5,48	0,571	109	84
86	0,291	0,903	0,0941	5,60	0,595	113	86
88	0,295	0,902	0,0924	5,72	0,619	117	88
90	0,300	0,900	0,0907	5,83	0,643	122	90
92	0,305	0,898	0,0891	5,95	0,667	126	92
94	0,309	0,897	0,0876	6,06	0,692	130	94
96	0,314	0,895	0,0861	6,18	0,717	135	96
98	0,318	0,894	0,0847	6,29	0,742	139	98
100	0,323	0,892	0,0833	6,40	0,768	144	100
102	0,327	0,891	0,0820	6,51	0,794	149	102
104	0,331	0,890	0,0808	6,63	0,820	153	104
106	0,335	0,888	0,0796	6,74	0,847	158	106
108	0,340	0,887	0,0784	6,85	0,873	163	108
110					0,900	167	110
112	0,344	0,885	0,0773	6,96	0,928	172	112
114	0,348	0,884	0,0762	7,07	0,955	177	114
116	0,352	0,883	0,0752	7,18	0,983	182	116
118	0,356	0,881	0,0741	7,29	1,01	187	118
120	0,360	0,880	0,732	7,40			120
	0,364	0,879	0,0722	7,50	1,04	192	

$\sigma_s = 2\,200\text{ kg/cm}^2$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

$n = 10$

	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^3$	
σ_s kg/cm²	ξ	ρ	α	β	μ	κ	σ_s kg/cm²
30	0,120	0,960	0,241	1,97	0,0817	17,3	30
32	0,127	0,958	0,227	2,09	0,0921	19,5	32
34	0,134	0,955	0,214	2,22	0,103	21,7	34
36	0,141	0,953	0,204	2,34	0,115	24,1	36
38	0,147	0,951	0,194	2,47	0,127	26,6	38
40	0,154	0,949	0,185	2,59	0,140	29,2	40
42	0,160	0,947	0,177	2,71	0,153	31,9	42
44	0,167	0,944	0,170	2,83	0,167	34,6	44
46	0,173	0,942	0,163	2,95	0,181	37,5	46
48	0,179	0,940	0,157	3,07	0,195	40,4	48
50	0,185	0,938	0,152	3,19	0,210	43,4	50
52	0,191	0,936	0,147	3,31	0,226	46,5	52
54	0,197	0,934	0,142	3,43	0,242	49,7	54
56	0,203	0,932	0,137	3,55	0,258	53,0	56
58	0,209	0,930	0,133	3,67	0,275	56,3	58
60	0,214	0,929	0,129	3,78	0,292	59,7	60
62	0,220	0,927	0,126	3,90	0,310	63,2	62
64	0,225	0,925	0,122	4,01	0,328	66,7	64
66	0,231	0,923	0,119	4,13	0,346	70,3	66
68	0,236	0,921	0,116	4,24	0,365	74,0	68
70	0,241	0,920	0,113	4,36	0,384	77,7	70
72	0,247	0,918	0,111	4,47	0,404	81,5	72
74	0,252	0,916	0,108	4,58	0,423	85,3	74
76	0,257	0,914	0,106	4,70	0,443	89,2	76
78	0,262	0,913	0,104	4,81	0,464	93,2	78
80	0,267	0,911	0,101	4,92	0,485	97,2	80
82	0,272	0,909	0,0994	5,03	0,506	101	82
84	0,276	0,908	0,0974	5,14	0,528	105	84
86	0,281	0,906	0,0956	5,25	0,549	110	86
88	0,286	0,905	0,0938	5,36	0,571	114	88
90	0,290	0,903	0,0921	5,47	0,594	118	90
92	0,295	0,902	0,0904	5,57	0,617	122	92
94	0,299	0,900	0,0889	5,68	0,640	127	94
96	0,304	0,899	0,0874	5,79	0,663	131	96
98	0,308	0,897	0,0859	5,90	0,686	135	98
100	0,313	0,896	0,0845	6,00	0,710	140	100
102	0,317	0,894	0,0832	6,11	0,734	144	102
104	0,321	0,893	0,0819	6,21	0,759	149	104
106	0,325	0,892	0,0807	6,32	0,783	154	106
108	0,329	0,890	0,0795	6,42	0,808	158	108
110	0,333	0,889	0,0783	6,53	0,833	163	110
112	0,337	0,888	0,0772	6,63	0,859	168	112
114	0,341	0,886	0,0762	6,73	0,884	172	114
116	0,345	0,885	0,0751	6,84	0,910	177	116
118	0,349	0,884	0,0741	6,94	0,936	182	118
120	0,353	0,882	0,0732	7,04	0,963	187	120

$\sigma_s = 2\,300\text{ kg/cm}^2$

M en mt

b y h en m

A' en cm²

$n = 10$

σ_s kg/cm²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,115	0,962	0,245	1,84	0,0751	16,6	30
32	0,122	0,959	0,231	1,96	0,0848	18,8	32
34	0,129	0,957	0,218	2,08	0,0954	21,0	34
36	0,135	0,955	0,207	2,20	0,106	23,3	36
38	0,142	0,953	0,197	2,31	0,117	25,7	38
40	0,148	0,951	0,188	2,43	0,129	28,2	40
42	0,154	0,949	0,180	2,54	0,141	30,8	42
44	0,161	0,946	0,173	2,66	0,154	33,4	44
46	0,167	0,944	0,166	2,77	0,167	36,2	46
48	0,173	0,942	0,160	2,88	0,180	39,0	48
50	0,179	0,940	0,154	3,00	0,194	42,0	50
52	0,184	0,939	0,149	3,11	0,208	45,0	52
54	0,190	0,937	0,144	3,22	0,223	48,1	54
56	0,196	0,935	0,140	3,33	0,238	51,2	56
58	0,201	0,933	0,135	3,44	0,254	54,5	58
60	0,207	0,931	0,132	3,55	0,270	57,8	60
62	0,212	0,929	0,128	3,66	0,286	61,2	62
64	0,218	0,927	0,124	3,77	0,303	64,6	64
66	0,223	0,926	0,121	3,88	0,320	68,1	66
68	0,228	0,924	0,118	3,98	0,337	71,7	68
70	0,233	0,922	0,115	4,09	0,355	75,3	70
72	0,238	0,921	0,113	4,20	0,373	79,0	72
74	0,243	0,919	0,110	4,30	0,392	82,8	74
76	0,248	0,917	0,107	4,41	0,410	86,6	76
78	0,253	0,916	0,105	4,52	0,429	90,4	78
80	0,258	0,914	0,103	4,62	0,449	94,4	80
82	0,263	0,912	0,101	4,72	0,469	98,3	82
84	0,268	0,911	0,0989	4,83	0,489	102	84
86	0,272	0,910	0,0969	4,93	0,509	106	86
88	0,277	0,908	0,0951	5,04	0,529	111	88
90	0,281	0,906	0,0934	5,14	0,550	115	90
92	0,286	0,905	0,0917	5,24	0,571	119	92
94	0,290	0,903	0,0901	5,34	0,593	123	94
96	0,294	0,902	0,0886	5,44	0,615	127	96
98	0,299	0,900	0,0871	5,54	0,637	132	98
100	0,303	0,899	0,0857	5,64	0,659	136	100
102	0,307	0,898	0,0843	5,74	0,681	141	102
104	0,311	0,896	0,0830	5,84	0,704	145	104
106	0,315	0,895	0,0818	5,94	0,727	150	106
108	0,320	0,893	0,0805	6,04	0,750	154	108
110	0,324	0,892	0,0794	6,14	0,774	159	110
112	0,327	0,891	0,0782	6,24	0,797	163	112
114	0,331	0,890	0,0771	6,34	0,821	168	114
116	0,335	0,888	0,0761	6,43	0,845	173	116
118	0,339	0,887	0,0751	6,53	0,870	177	118
120	0,343	0,886	0,0741	6,63	0,895	182	120

$\sigma_s = 2\,400\text{ kg/cm}^2$

$n = 10$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

σ_s kg/cm²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt[3]{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,111	0,963	0,250	1,73	0,0692	16,0	30
32	0,118	0,961	0,235	1,84	0,0783	18,1	32
34	0,124	0,959	0,222	1,95	0,0878	20,2	34
36	0,130	0,957	0,211	2,06	0,0976	22,5	36
38	0,137	0,954	0,201	2,17	0,108	24,8	38
40	0,143	0,952	0,192	2,28	0,119	27,2	40
42	0,149	0,950	0,183	2,39	0,130	29,7	42
44	0,155	0,948	0,176	2,50	0,142	32,3	44
46	0,161	0,946	0,169	2,61	0,154	35,0	46
48	0,167	0,944	0,163	2,71	0,167	37,8	48
50	0,172	0,943	0,157	2,82	0,180	40,6	50
52	0,178	0,941	0,152	2,92	0,193	43,6	52
54	0,184	0,939	0,147	3,03	0,207	46,6	54
56	0,189	0,937	0,142	3,13	0,221	49,6	56
58	0,195	0,935	0,138	3,24	0,235	52,8	58
60	0,200	0,933	0,134	3,34	0,250	56,0	60
62	0,205	0,932	0,130	3,44	0,265	59,3	62
64	0,211	0,930	0,126	3,55	0,281	62,6	64
66	0,216	0,928	0,123	3,65	0,297	66,1	66
68	0,221	0,926	0,120	3,75	0,313	69,5	68
70	0,226	0,925	0,117	3,85	0,329	73,1	70
72	0,231	0,923	0,114	3,95	0,346	76,7	72
74	0,236	0,921	0,112	4,05	0,363	80,4	74
76	0,241	0,920	0,109	4,15	0,381	84,1	76
78	0,245	0,918	0,107	4,25	0,399	87,8	78
80	0,250	0,917	0,104	4,35	0,417	91,7	80
82	0,255	0,915	0,102	4,45	0,435	95,6	82
84	0,259	0,914	0,100	4,55	0,454	99,5	84
86	0,264	0,912	0,0983	4,65	0,473	103	86
88	0,268	0,911	0,0965	4,74	0,492	107	88
90	0,273	0,909	0,0947	4,84	0,511	112	90
92	0,277	0,908	0,0930	4,94	0,531	115	92
94	0,281	0,906	0,0913	5,03	0,551	120	94
96	0,286	0,905	0,0898	5,13	0,571	124	96
98	0,290	0,903	0,0883	5,23	0,592	128	98
100	0,294	0,902	0,0863	5,32	0,613	133	100
102	0,298	0,901	0,0854	5,42	0,634	137	102
104	0,302	0,899	0,0841	5,51	0,655	141	104
106	0,306	0,898	0,0828	5,60	0,677	146	106
108	0,310	0,897	0,0816	5,70	0,698	150	108
110	0,314	0,895	0,0804	5,79	0,720	155	110
112	0,318	0,894	0,0792	5,88	0,742	159	112
114	0,322	0,893	0,0781	5,97	0,765	164	114
116	0,326	0,891	0,0770	6,07	0,787	168	116
118	0,330	0,890	0,0760	6,16	0,810	173	118
120	0,333	0,889	0,0750	6,25	0,833	178	120

31.3. MÉTODO EXPEDITIVO PARA EL CÁLCULO DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN (fig. 983)

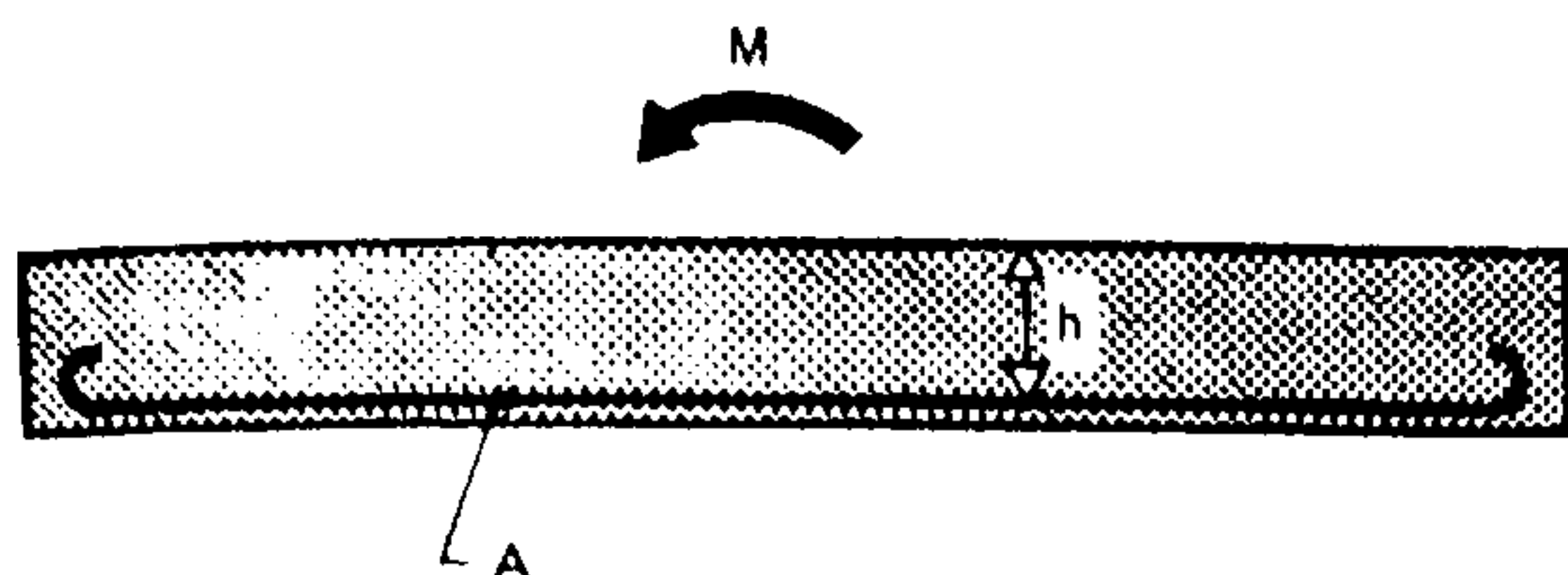


Fig. 1027.

Es posible determinar sin tablas ni ábacos y con una aproximación suficiente la sección de armadura que se necesita en una obra:

$$A' = \frac{1,1 \cdot M}{\sigma'_a \cdot h}$$

Si σ_a es elevado, se aumentará A' en un 10 %.

32. CIZALLAMIENTO, ESFUERZO CORTANTE, FÓRMULAS GENERALES

32.1. DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES

Considerando el apoyo de un elemento portante horizontal y, más particularmente, la sección vertical de este elemento situada a una distancia infinitamente pequeña del punto de apoyo, se comprueba que tal sección está sometida a dos fuerzas iguales y opuestas que tienden a separar las dos partes de la pieza por deslizamiento transversal.

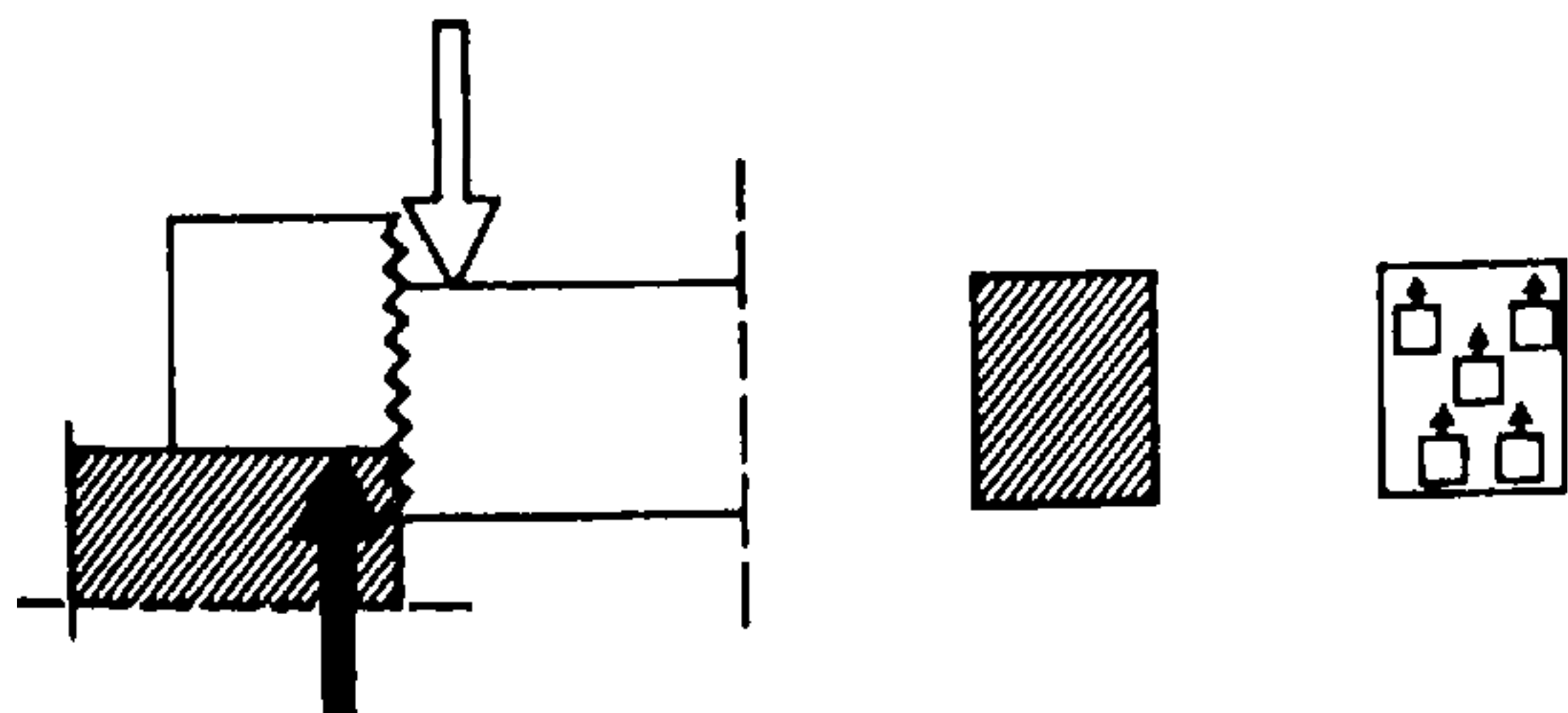


Fig. 1028.

El esfuerzo de cizallamiento tiende a separar verticalmente las dos partes de una pieza horizontal cargada. Las tensiones tangenciales se oponen a esa dislocación.

Las fuerzas que se oponen a tal dislocación son las *tensiones tangenciales* (por cuanto son tangentes a la superficie cizallada).

Estas fuerzas tangenciales, en los cuerpos homogéneos, están uniformemente repartidas sobre la superficie cizallada. Lo cual permite escribir:

$$\tau = \frac{T}{S}$$

en la cual:

τ = tensiones tangenciales en kg/cm²

T = esfuerzo cortante en kg

S = superficie de la sección recta en cm².

Para que la pieza resista al cizallamiento es necesario que la tensión τ así calculada sea inferior a la que puede soportar el material.

Por otra parte, considerando al elemento portante como sometido a esfuerzos de flexión, se com-

prueba que éstos varían a lo largo de la pieza y que engendran proporcionalmente tensiones o esfuerzos de deslizamiento longitudinal o de cizallamiento.

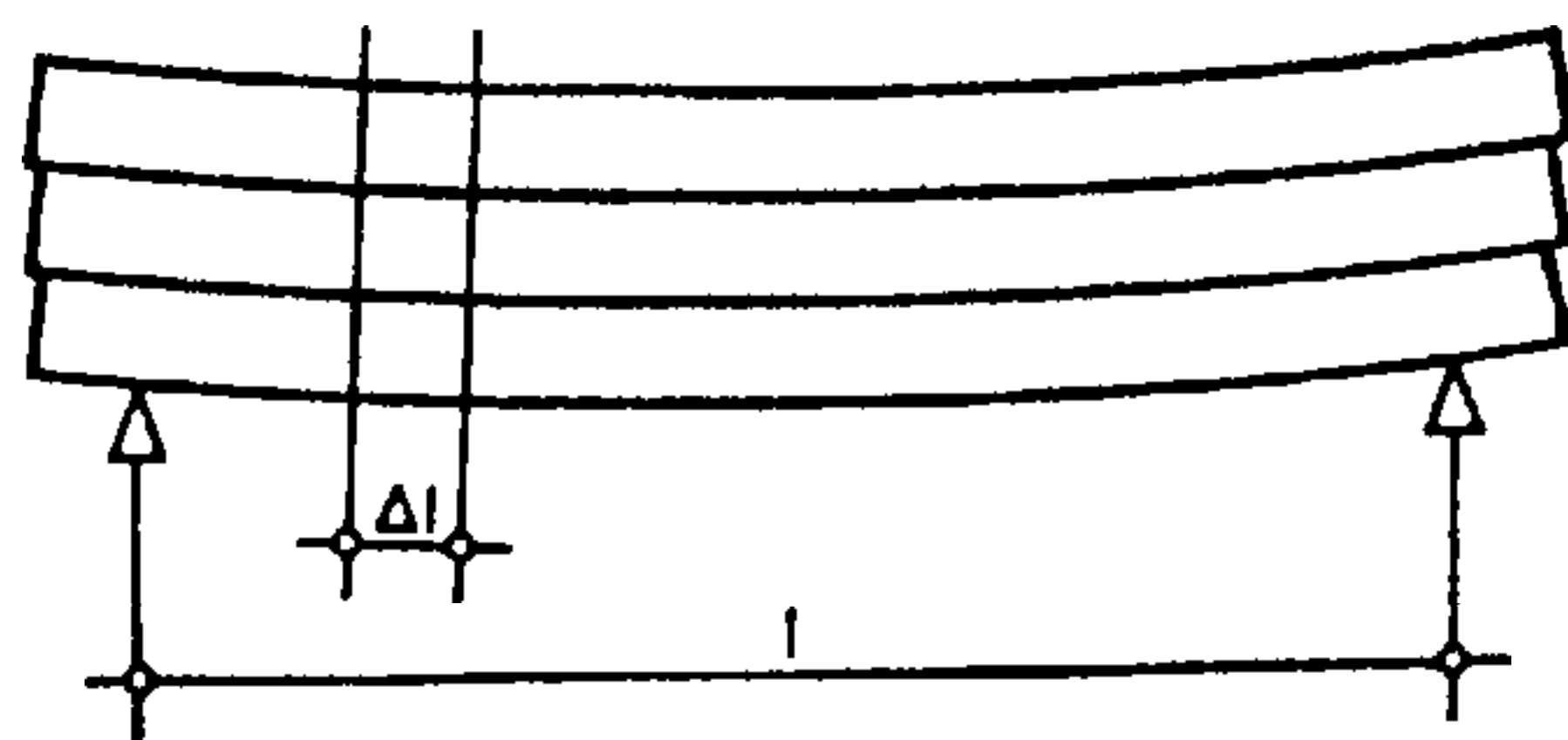


Fig. 1029.

Si una pieza horizontal cargada está formada por una serie de hojas superpuestas, se comprueba que durante la flexión se manifiestan tensiones horizontales de cizallamiento.

En una viga flexada de hormigón armado (figura 1029) recortemos un elemento de longitud muy pequeña Δl y separémoslo al nivel del eje neutro.

Para que ese elemento esté en equilibrio, como cuando formaba parte de la viga, es preciso aplicar sobre sus caras las fuerzas que lo mantendrían en equilibrio.

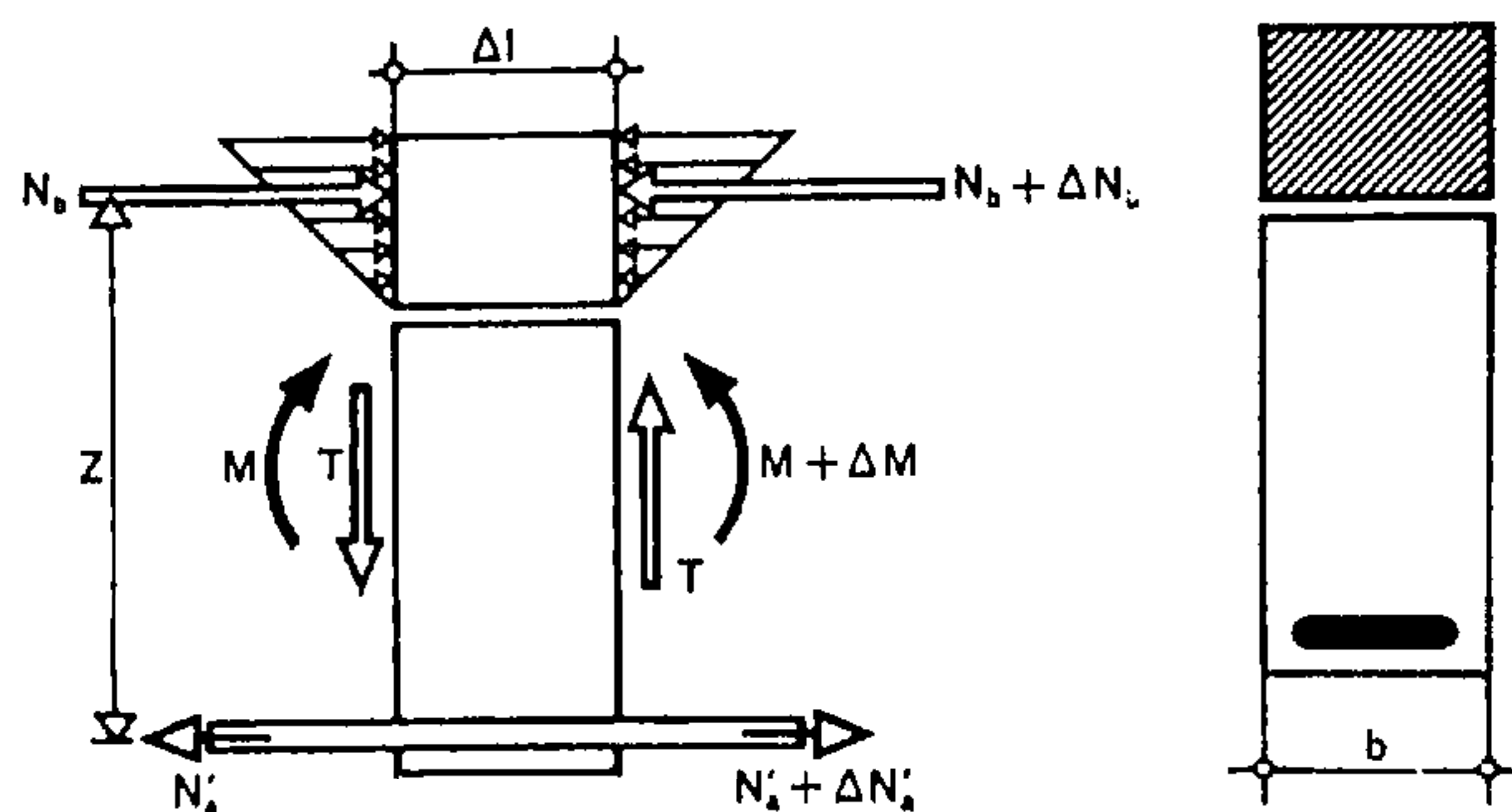


Fig. 1030.

Si se aísla un elemento unitario de la figura 1029, es preciso aplicar cierto número de fuerzas para restablecer su equilibrio.

El equilibrio, en tal caso, se define como sigue:

$$\Delta N_b = \Delta N'_a = \frac{\Delta M}{Z} = \frac{T \cdot \Delta l}{Z}$$

y por otra parte:

$$\tau \cdot \Delta l \cdot b = \Delta N_b,$$

de donde:

$$\tau \cdot \Delta l \cdot b = \frac{T \cdot \Delta l}{Z},$$

o sea:

$$\tau = \frac{T}{b \cdot Z}.$$

Como se ve, la influencia del brazo de palanca Z (de las fuerzas interiores) desempeña un importante papel; ahora bien, su nuevo valor, como hemos visto en el párrafo 30.2, varía según la fase de deformación que se considere.

Del examen de los dos croquis de la fig. 1031 se puede deducir que, si se considera la fase II en los cálculos de flexión, se adopta implícitamente un grado de seguridad suplementaria; en efecto, las expe-

riencias demuestran que los esfuerzos de tracción soportados por el hormigón pueden ser efectivos en la sección, si no en su totalidad por lo menos en una parte.

En cambio, si se adopta la misma hipótesis para la resistencia del hormigón armado al cizallamiento

te varían su reparto y el valor máximo de las tensiones.

Observación: La anchura b que hay que introducir en las expresiones relativas al cizallamiento es la de la parte inferior de la pieza, o bien, si tal

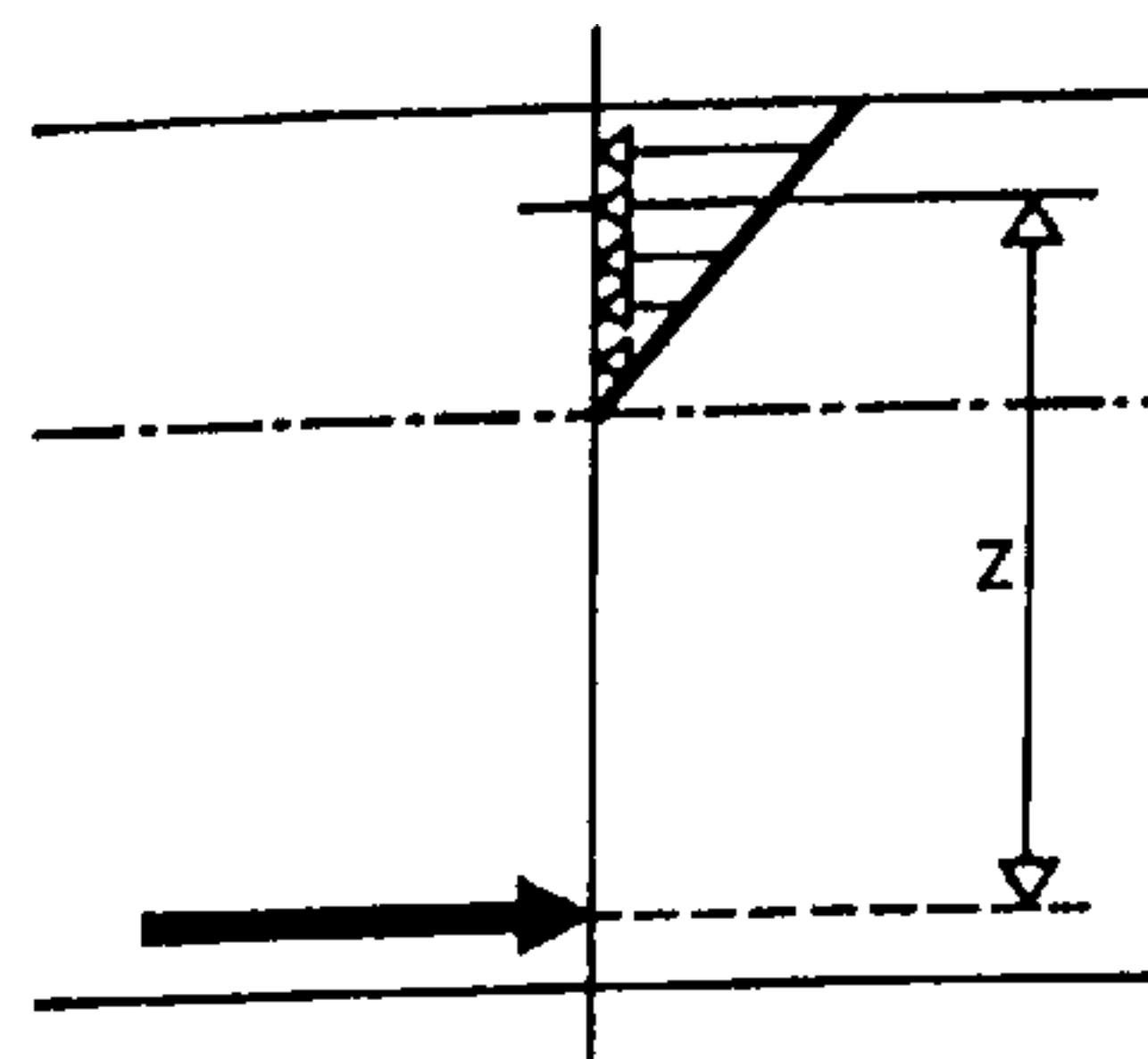
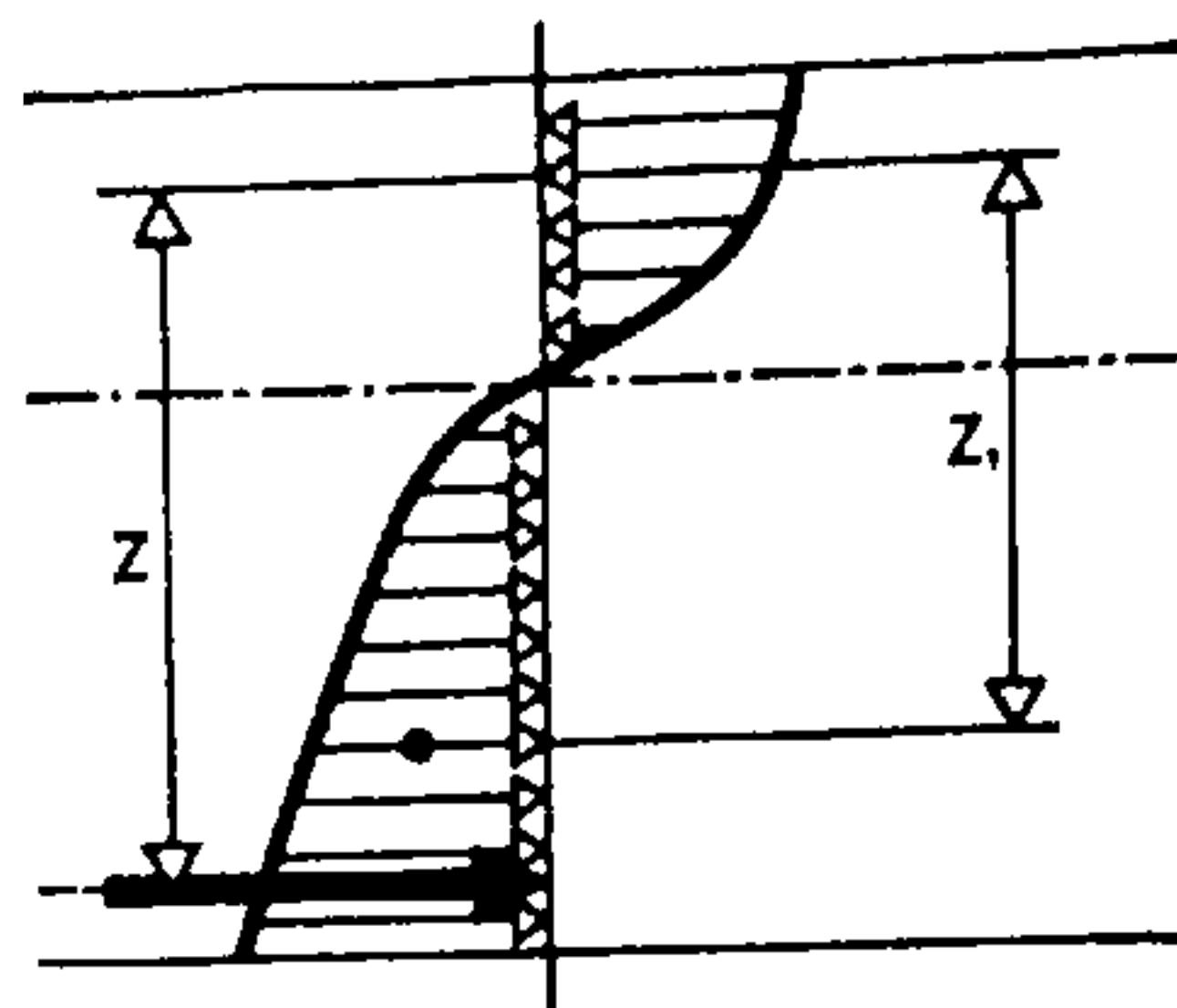


Fig. 1031.

Reparto de las tensiones en una pieza flexada de hormigón armado

- a) Primera fase de aplicación de las cargas: el hormigón soporta parte de los esfuerzos de tracción; el brazo de palanca Z_1 es menor que Z ;
- b) Segunda fase: bajo el efecto de flexión, el hormigón tensado se ha agrietado y la armadura soporta la totalidad del esfuerzo de tracción; Z es el brazo de la palanca considerado en los cálculos relativos a la flexión.

(fase II), se toma en cuenta un brazo de palanca Z que sólo se tendrá cuando el hormigón se haya agrietado. O dicho en otros términos, durante la fase I, el valor de Z es más débil y por lo tanto las tensio-

anchura fuese variable, la de la anchura mínima del elemento.

Las tensiones de cizallamiento se manifiestan a pares (una fuerza en un sentido y otra en sentido opuesto actuando a muy pequeña distancia de la primera).

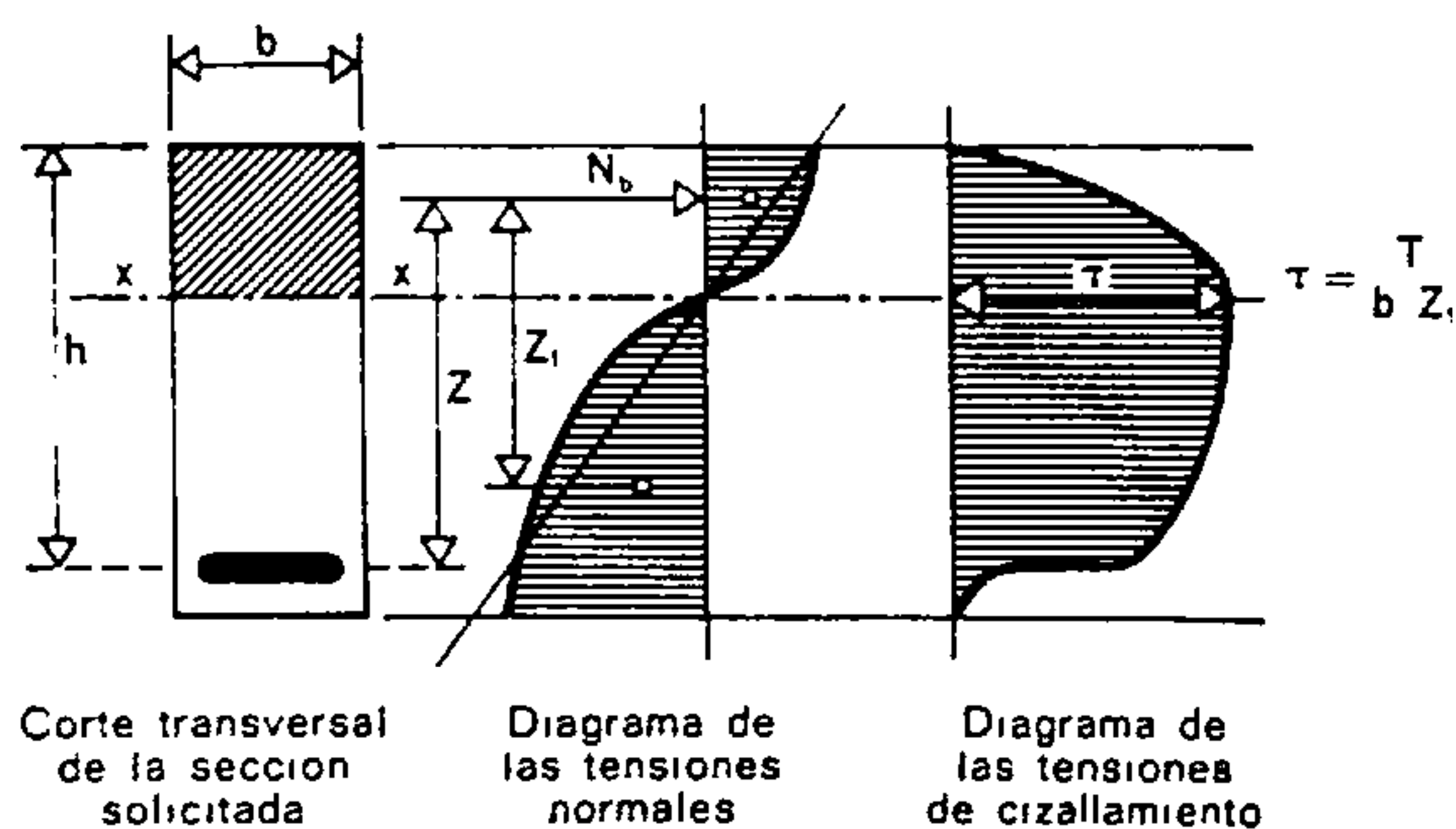


Fig. 1032.

Variación de las tensiones en la primera fase de deformación

nes τ en el hormigón serán más fuertes, lo cual puede resultar peligroso. Por esta razón es aconsejable adoptar un valor de Z menor que para los cálculos de la resistencia a la flexión:

$Z \cong 0,75 H$ para las secciones rectangulares

$Z \cong 0,8 H$ para las secciones en forma de T.

Asimismo se tendrán en cuenta estas comprobaciones al determinar las tensiones de cizallamiento, sobre todo si el esfuerzo cortante máximo coincide con el momento flector mínimo M . En cambio, si T y M son máximos en la misma sección (caso de piezas empotradas), el estado de deformación, fase II, corresponde a las circunstancias efectivas.

La suma de las tensiones de cizallamiento es siempre igual al esfuerzo cortante exterior. Únicamen-

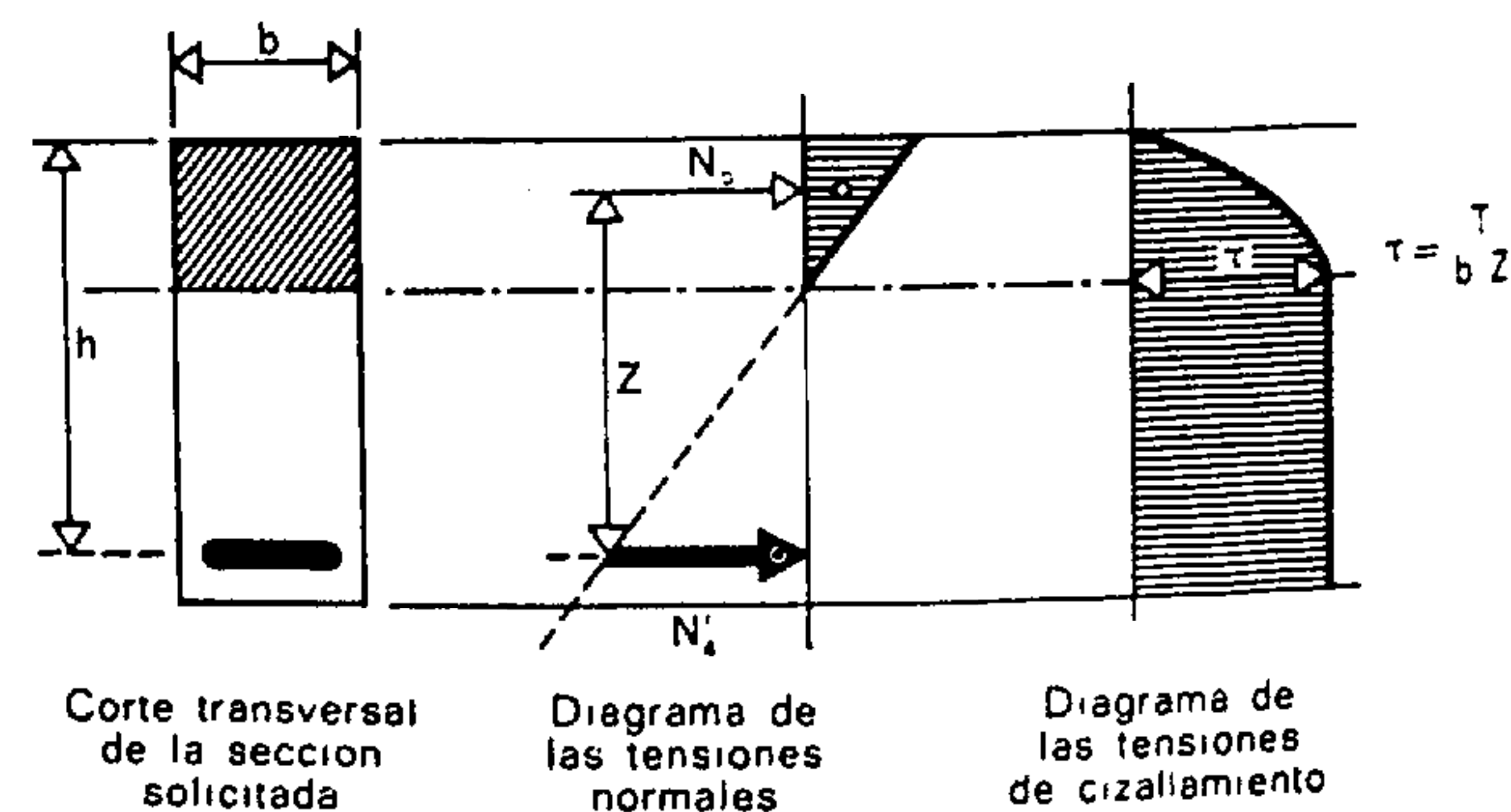


Fig. 1033.

Variación de las tensiones en la segunda fase de deformación

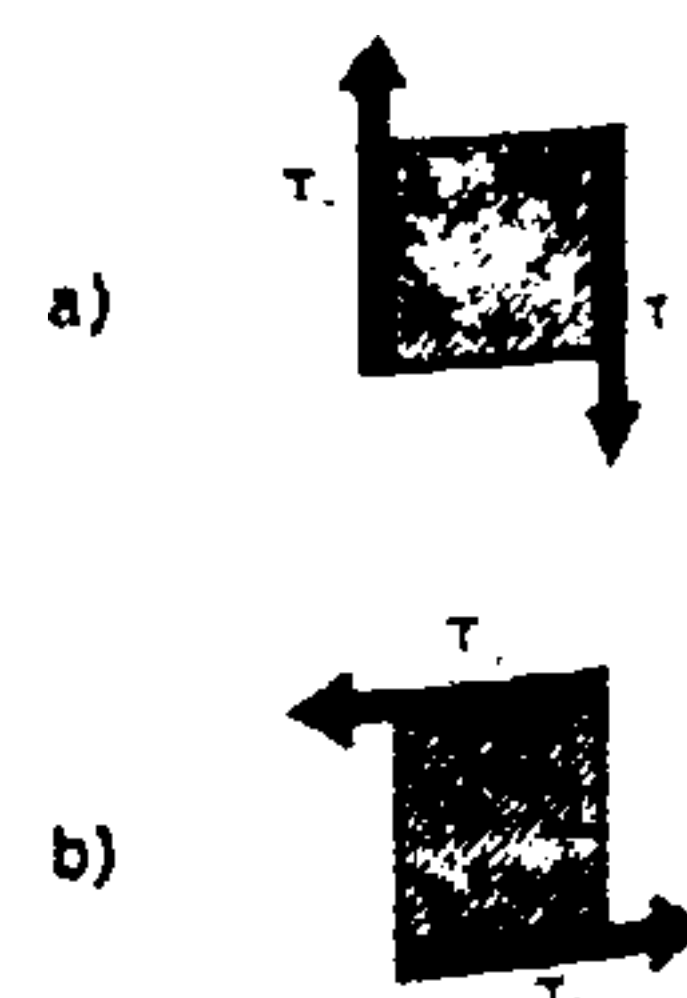


Fig. 1034.

Un prisma elemental, sometido al cizallamiento vertical y horizontal, está solicitado según sus diagonales.

a) Deslizamiento transversal.

b) Deslizamiento longitudinal.

c) Así, pues, un prisma elemental está sometido a un conjunto de fuerzas.

Los pares de fuerzas del deslizamiento longitudinal y del deslizamiento transversal se combinan y engendran tensiones oblicuas de tracción y de compresión.

Por eso, considerando un pequeño elemento aislado en una viga, se comprueba que una de sus diagonales es una sección tensada y la otra una sección comprimida.

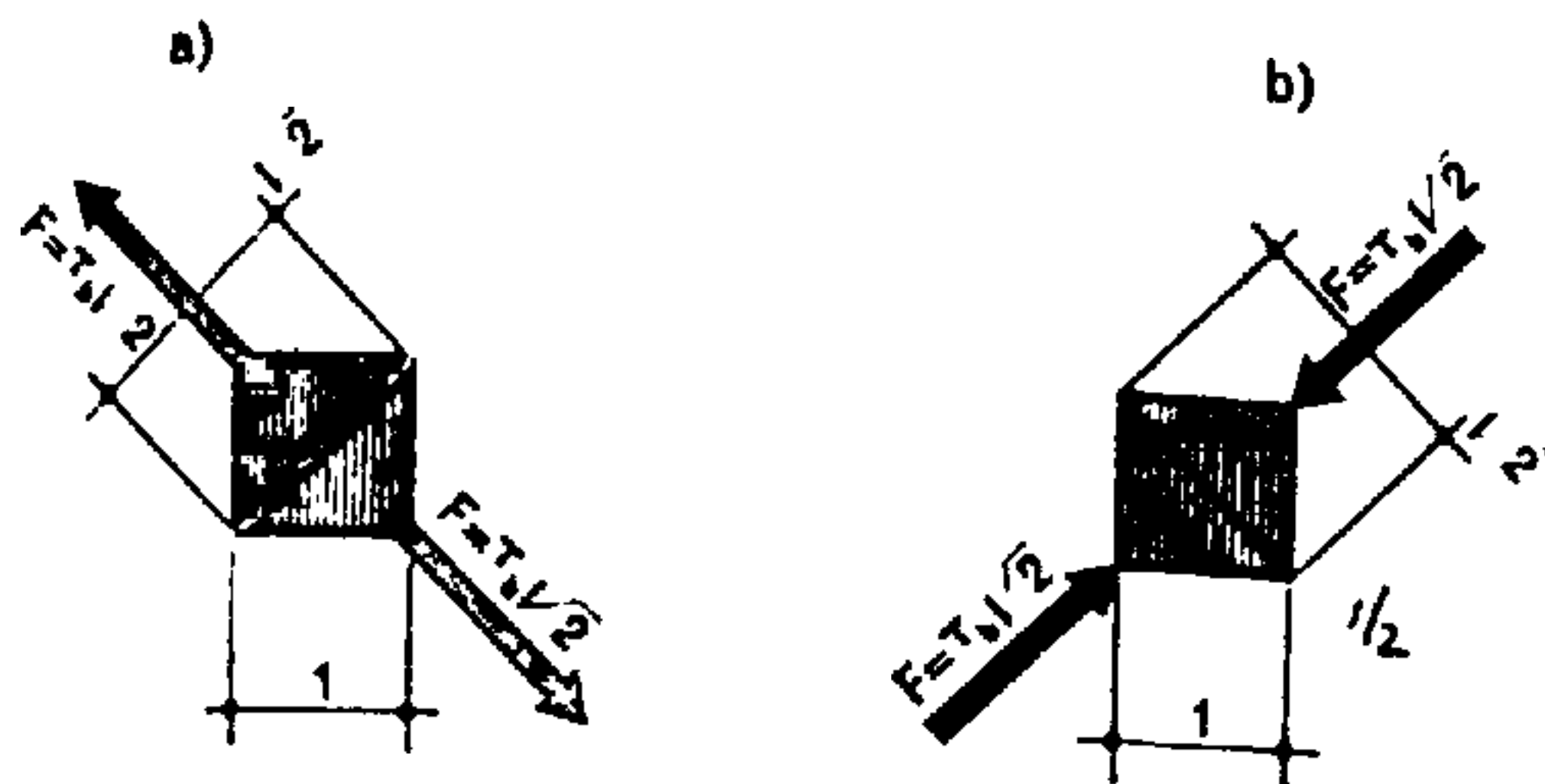


Fig. 1035.

Las diagonales de un prisma elemental están sometidas a dos esfuerzos:

- a) Una de las diagonales sufre tracción.
- b) La otra sufre compresión.

La fuerza que actúa sobre la diagonal del prisma unitario, por tracción o por compresión, vale:

$$F^2 = \tau_b^2 + \tau_b^2$$

$$\text{o sea } F = \sqrt{2\tau_b^2} = \tau_b \sqrt{2}.$$

Las tensiones unitarias de tracción o de compresión valen entonces:

(siendo igual a $1 \cdot \sqrt{2}$ la superficie que recibe el esfuerzo)

$$\frac{\tau_b \sqrt{2}}{\sqrt{2}} = \tau_b.$$

Por consiguiente, las tensiones unitarias de tracción o de compresión provocadas en una pieza por el cizallamiento son iguales a la tensión unitaria de cizallamiento τ_b que vale:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot Z}.$$

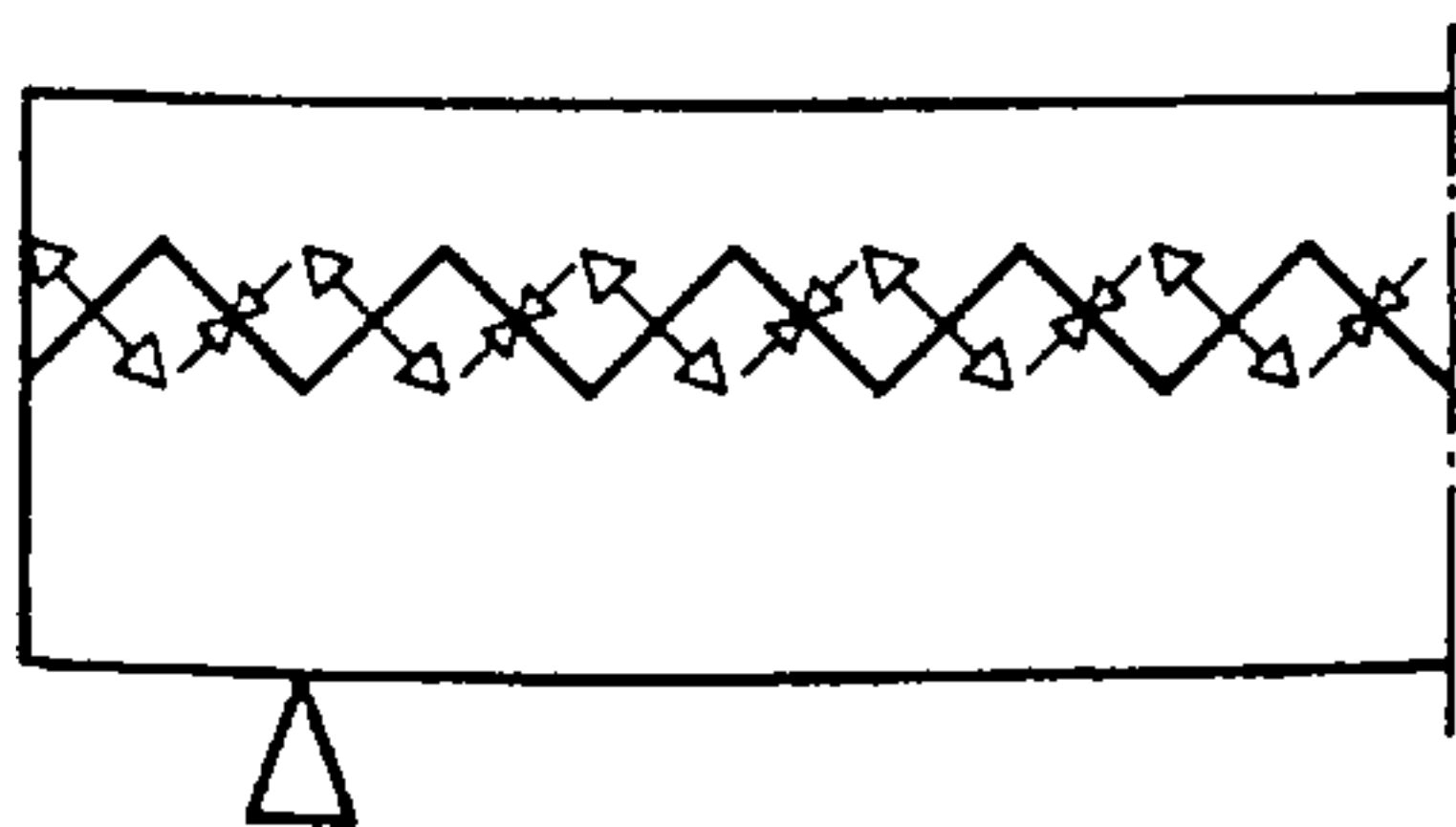


Fig. 1036.

Cada elemento unitario de los que forman una pieza está sometido, por efecto del cizallamiento, a tensiones de compresión y de tracción.

Cada longitud elemental de una obra está sometida a esos esfuerzos. Esquemáticamente, el conjunto de los esfuerzos de cizallamiento puede ser representado como indica la fig. 1036.

La variación de τ_b está ligada a las variaciones de: el esfuerzo cortante a lo largo de la pieza, la anchura mínima de la pieza considerada y la altura útil Z de la obra.

Las sollicitaciones de cizallamiento o las tensiones por tracción y por compresión que de ellas resultan deben ser absorbidas por el conjunto de hormigón y su armadura.

Puesto que la resistencia del hormigón al cizallamiento es unas tres veces mayor que la resistencia a la tracción, la obra debe calcularse a base de este

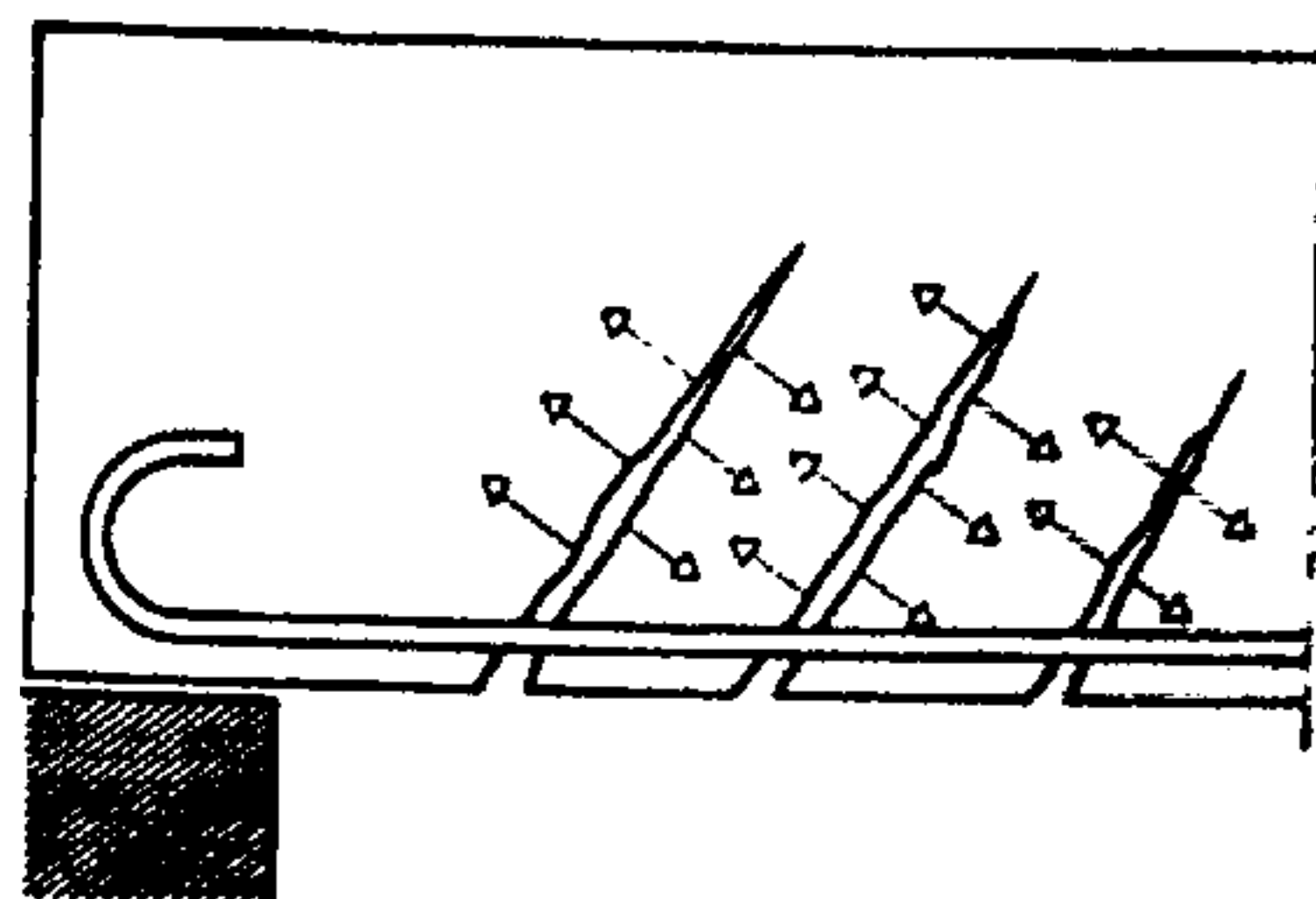


Fig. 1037.

Los esfuerzos de tracción producen fisuras que adquieren su máxima importancia junto a los apoyos

último esfuerzo para que ofrezca la seguridad necesaria contra los esfuerzos cortantes.

El cálculo del hormigón armado sometido a los esfuerzos cortantes comprende como primera operación la determinación de la tensión efectiva τ_b en la obra.

Se considera, en términos generales, que el hormigón solo, sin armadura, puede soportar una tracción de 3 kg/cm². En el caso en que τ_b real rebase dicho valor, es necesario prever una armadura para absorber tales esfuerzos de tracción.

Según la tensión τ_b determinada, hay que recurrir a los reglamentos oficiales, descritos ya en parte (29.4), para conocer las prescripciones relativas a la lucha contra esos esfuerzos.

Para eliminar el efecto provocado en el hormigón por las tensiones oblicuas de tracción, se dispone de estribos y de barras oblicuas, pudiendo emplearse esos dos tipos de armadura aisladamente o a la vez.

Las tensiones de compresión procedentes de los esfuerzos cortantes son absorbidas, generalmente sin dificultades, por el hormigón solo.

El equilibrio de los esfuerzos de cizallamiento

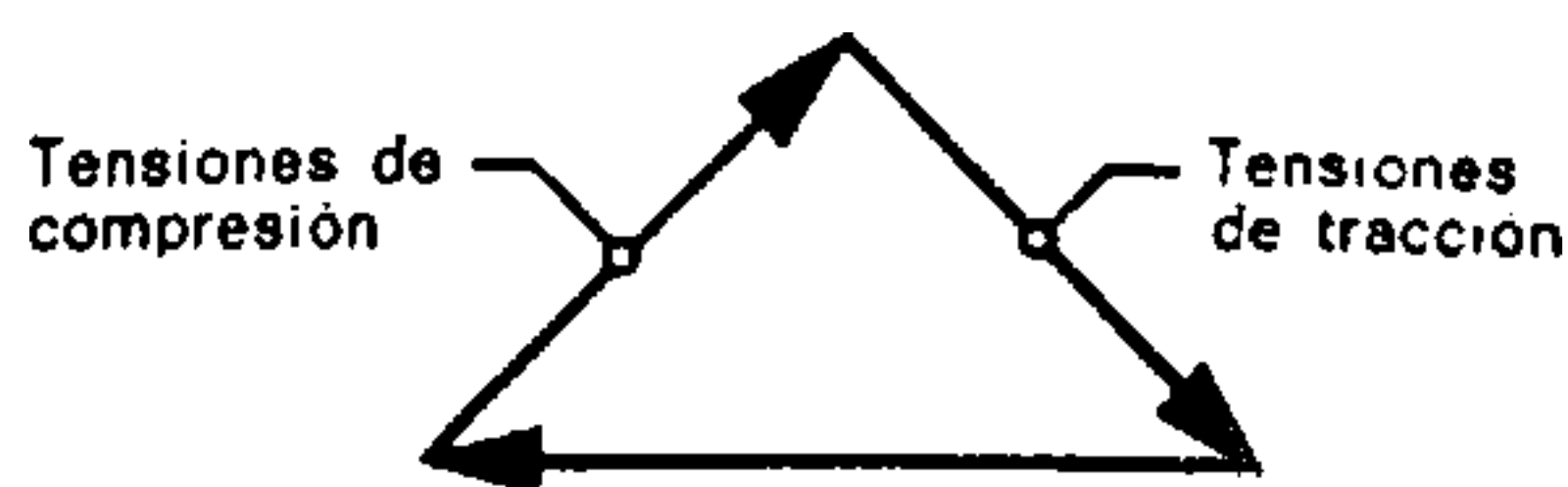


Fig. 1038.

Equilibrio de las tensiones principales de deslizamiento procedentes de los esfuerzos cortantes.

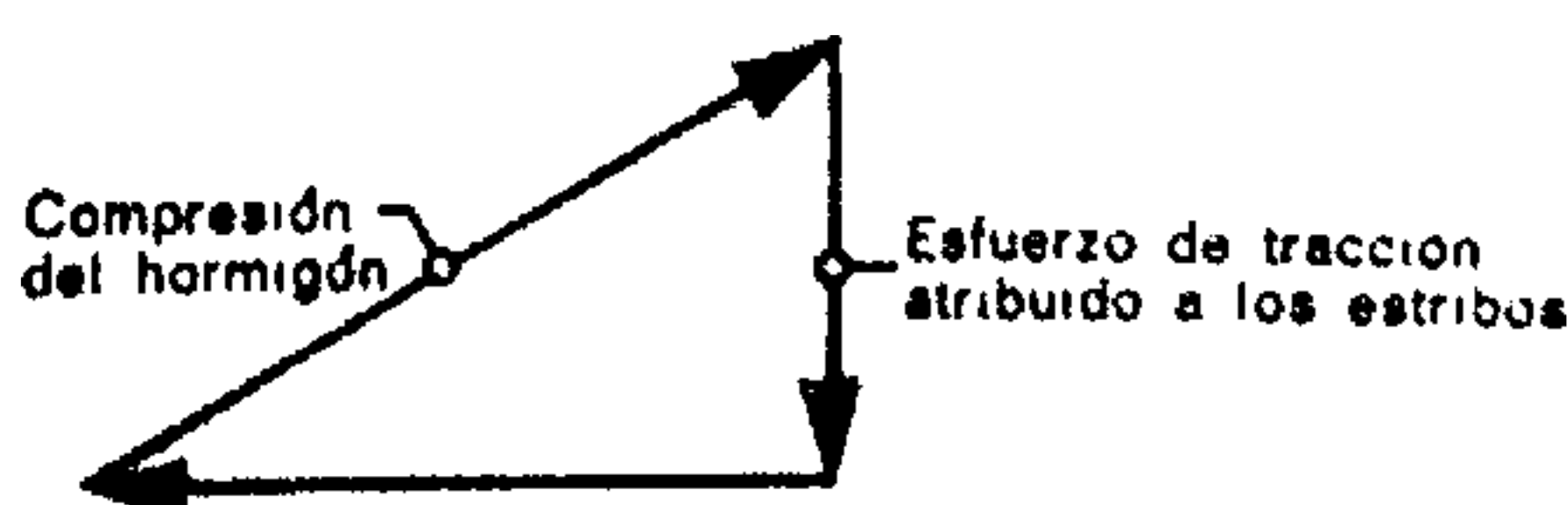


Fig. 1039.

Atribución de las tensiones oblicuas únicamente a los estribos verticales.

puede representarse por medio de las figuras 1 038 a 1 041.

La elección del tipo de armadura destinada a combatir los esfuerzos cortantes depende de los reglamentos vigentes y de las condiciones de realización.

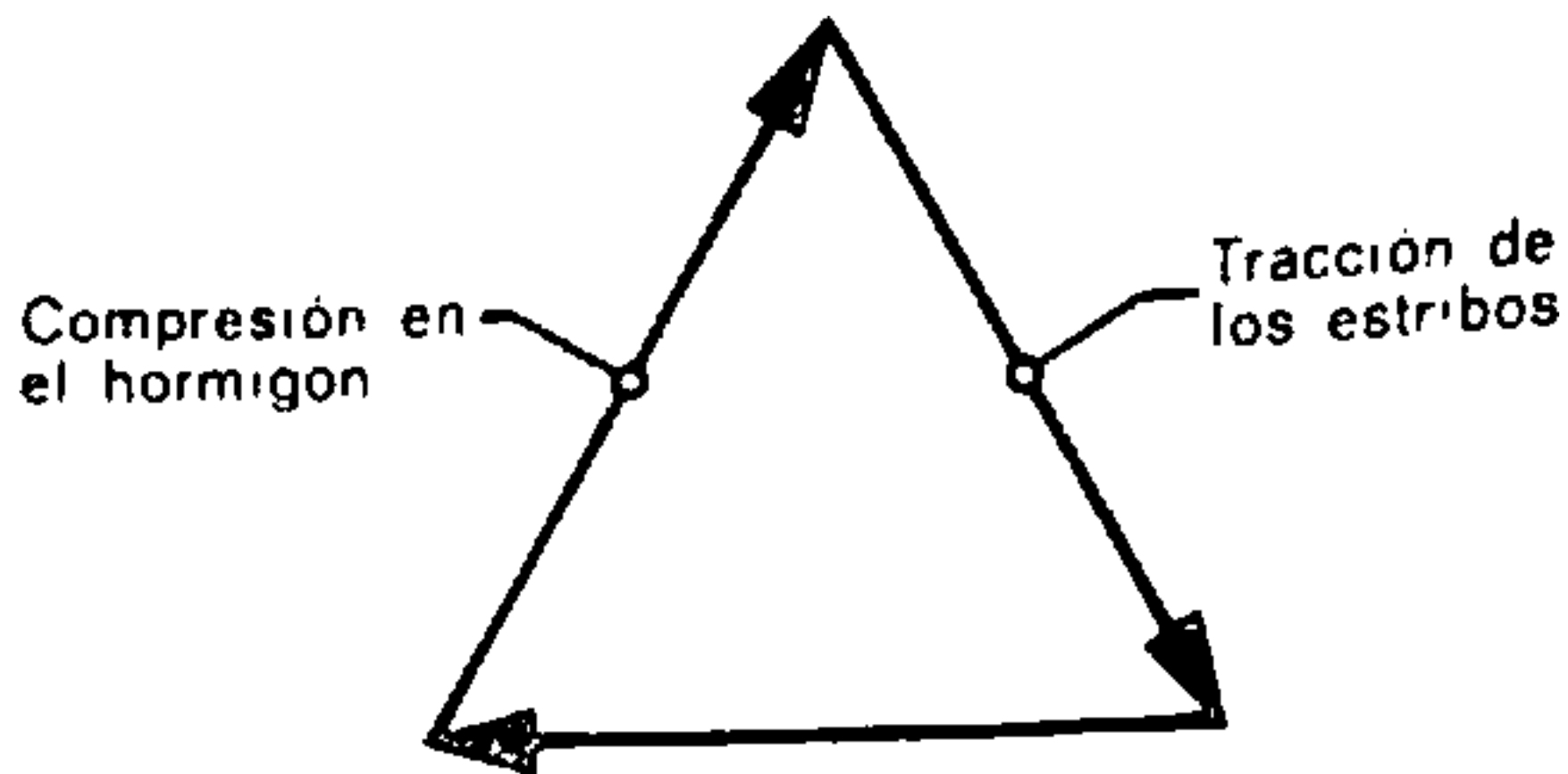


Fig. 1040.

Atribución de las tensiones a los estribos oblicuos.

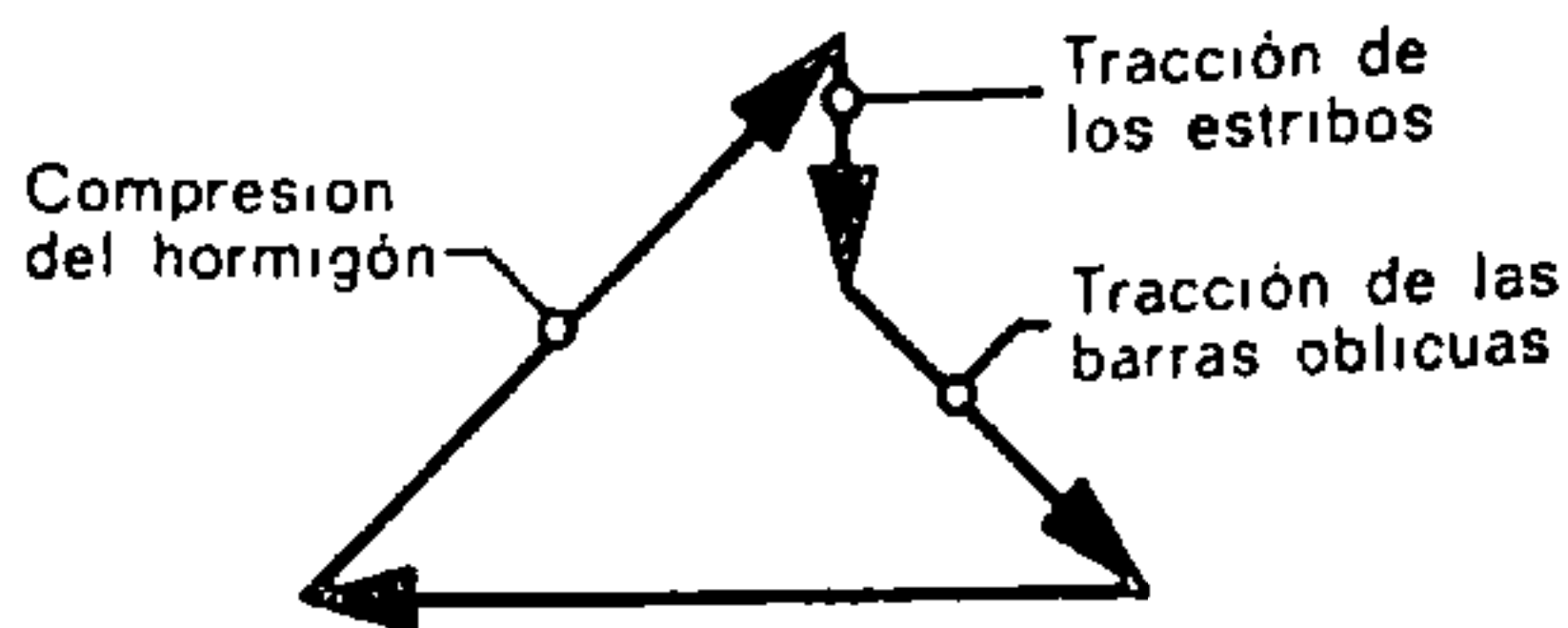


Fig. 1041.

Atribución de las tensiones a los estribos y barras oblicuos.

32.2. CALCULO DE LOS ESTRIBOS

Los estribos soportan el esfuerzo vertical de tracción procedente de las tensiones de cizallamiento.

Si designamos por e la distancia que separa dos estribos consecutivos, según lo que hemos visto, el esfuerzo que el estribo debe resistir será igual a:

$$T_e = \tau_b \cdot e \cdot b_o$$

en donde:

T_e = esfuerzo cortante soportado por un estribo

τ_b = tensión unitaria de cizallamiento del hormigón

e = distancia entre dos estribos consecutivos

b_o = anchura mínima de la obra en la zona calculada.

$$\text{Si } \tau_b = \frac{T}{b_o \cdot Z} \text{ se puede escribir } T_e = \frac{T \cdot e}{Z}$$

El esfuerzo al que puede resistir la sección total de un estribo vale:

$$T_e = A'_{te} \cdot \sigma'_a$$

lo cual permite la igualdad:

$$T_e = \frac{T \cdot e}{Z} = A'_{te} \cdot \sigma'_a$$

de donde se deduce que la sección de un estribo puede expresarse como sigue (siendo $Z = h \cdot \rho$):

$$A'_{te} = \frac{T \cdot e}{h \cdot \rho \cdot \sigma'_a}$$

$$A'_{te} = m \cdot A'_{teo}$$

A'_{teo} = sección de la armadura que constituye el estribo.

Para hallar la sección de la barra que forma el estribo y designando por m el número de ramales, se obtiene:

$$A'_{te} = \frac{T \cdot e}{m \cdot h \cdot \rho \cdot \sigma'_a}$$

A'_{te} puede ser realizado por estribos o marcos de 2 ó de 4 ramales.

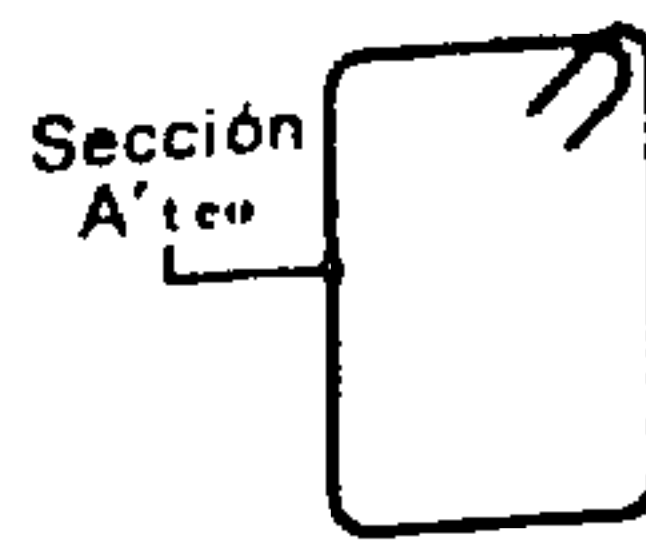


Fig. 1042.

Estribo o cable de dos ramales

$$m = 2$$

$$A'_{te} = 2 A'_{teo}$$

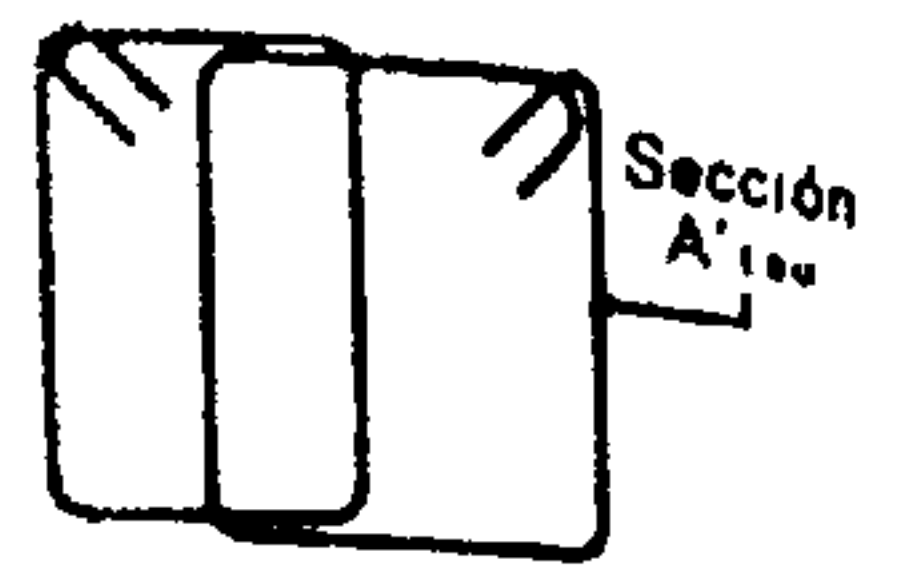


Fig. 1043.

Dos estribos formando cuatro ramales

$$m = 4$$

$$A'_{te} = 4 A'_{teo}$$

Siendo más fácil y cómodo modificar la separación entre los estribos que el diámetro de las barras que los forman, es preferible plantear la expresión que establece el espaciado correspondiente a un determinado diámetro; o sea, para una sección previamente determinada:

$$e = \frac{A'_{teo} \cdot m \cdot h \cdot \rho \cdot \sigma'_a}{T}$$

En esta expresión, T corresponde al esfuerzo cortante atribuido a los estribos. Este esfuerzo puede ser tan sólo una parte del esfuerzo cortante de la obra.

(En Suiza, por ejemplo, las normas prescriben que no se puede atribuir a los estribos más que la $\frac{1}{4}$ parte de los esfuerzos cortantes que actúan en la pieza.)

Aplicando esta última expresión a una obra dada y sin que se altere la sección (y por lo tanto el diámetro), se modificará progresivamente la separación o espaciado de los estribos de acuerdo con las variaciones del esfuerzo cortante. En la fórmula precedente el denominador es variable; el numerador es una constante y, por consiguiente, es fácil la determinación del espaciado.

Si es posible y por razones de ejecución, deben evitarse espaciados que lleven consigo complicaciones en el momento de realizarlos. Por esta razón se dispondrán los estribos agrupados a espacios regu-

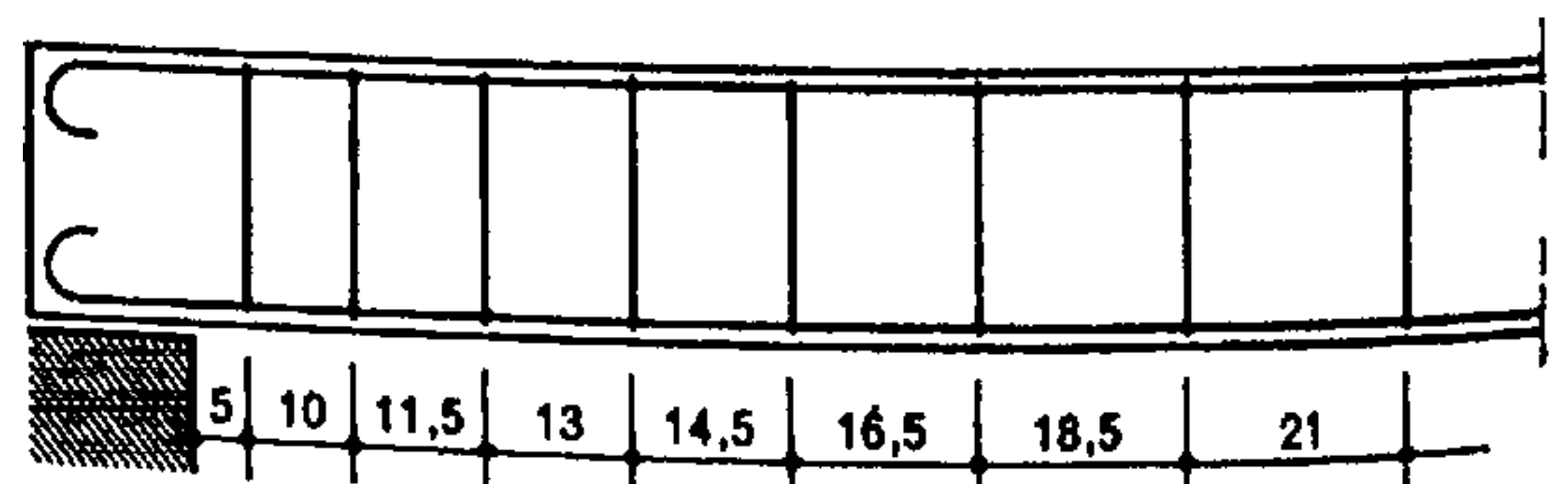


Fig. 1044.

Espaciado teórico de los estribos

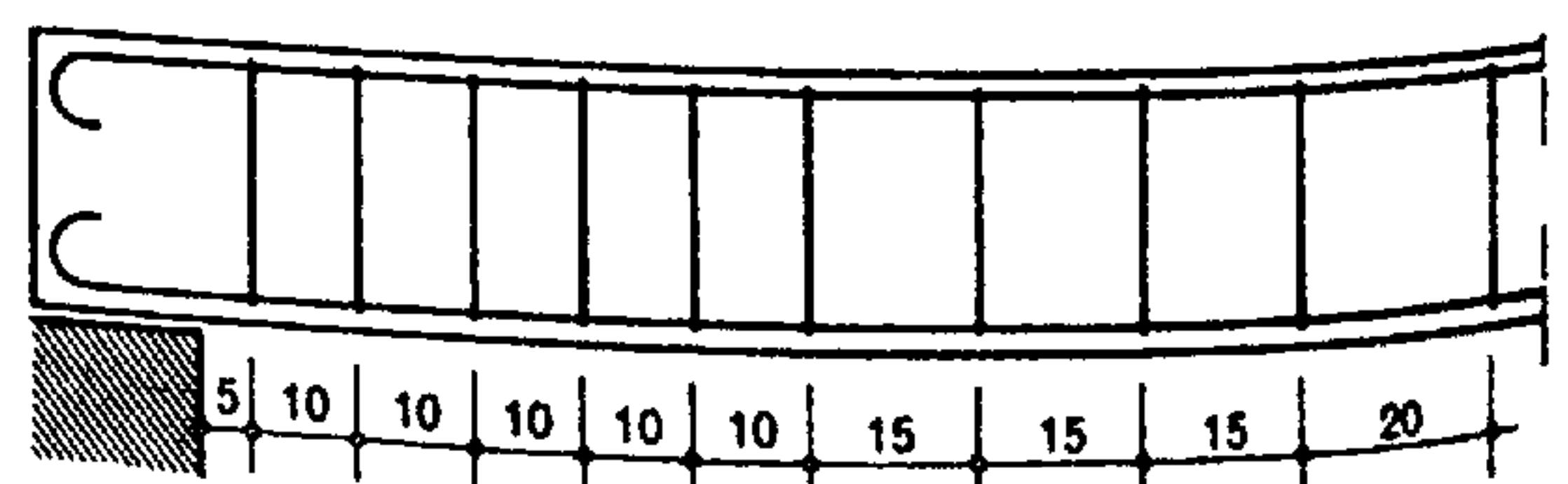


Fig. 1045.

Espaciado práctico de los estribos

Para facilitar la ejecución, es preferible escoger cotas terminadas en 0 o en 5 (en centímetros).

lares de 10, 15, 20, etc. cm, lo cual en teoría no resulta del todo exacto pero que simplifica su ejecución.

Para una sección dada de estribo, la tensión máxima soportada vale:

$$T = A'_{ie} \cdot \sigma'_a.$$

Introduciendo esta expresión en la del espaciado se obtendrá:

$$e = \frac{A'_{ie} \cdot \sigma'_a \cdot h \cdot \rho}{T}; \text{ o sea } e = \frac{A'_{ie} \cdot \sigma'_a \cdot h \cdot \rho}{A'_{ie} \cdot \sigma'_a}; e = h \cdot \rho.$$

por lo tanto, el espaciado máximo de los estribos será: $e = h \cdot \rho$.

Observación: Para los estribos inclinados, véanse las barras oblicuas de inclinación distinta a 45°.

32.3. CALCULO DE LAS BARRAS OBLICUAS

Las barras están orientadas en el sentido de las tensiones principales oblicuas de tracción.

Inclinadas de ese modo generalmente a 45°, y perpendiculares a las grietas características provocadas por el esfuerzo cortante, presentan mejor eficacia que los estribos.

El razonamiento adecuado para el cálculo de las barras oblicuas es idéntico al de los estribos.

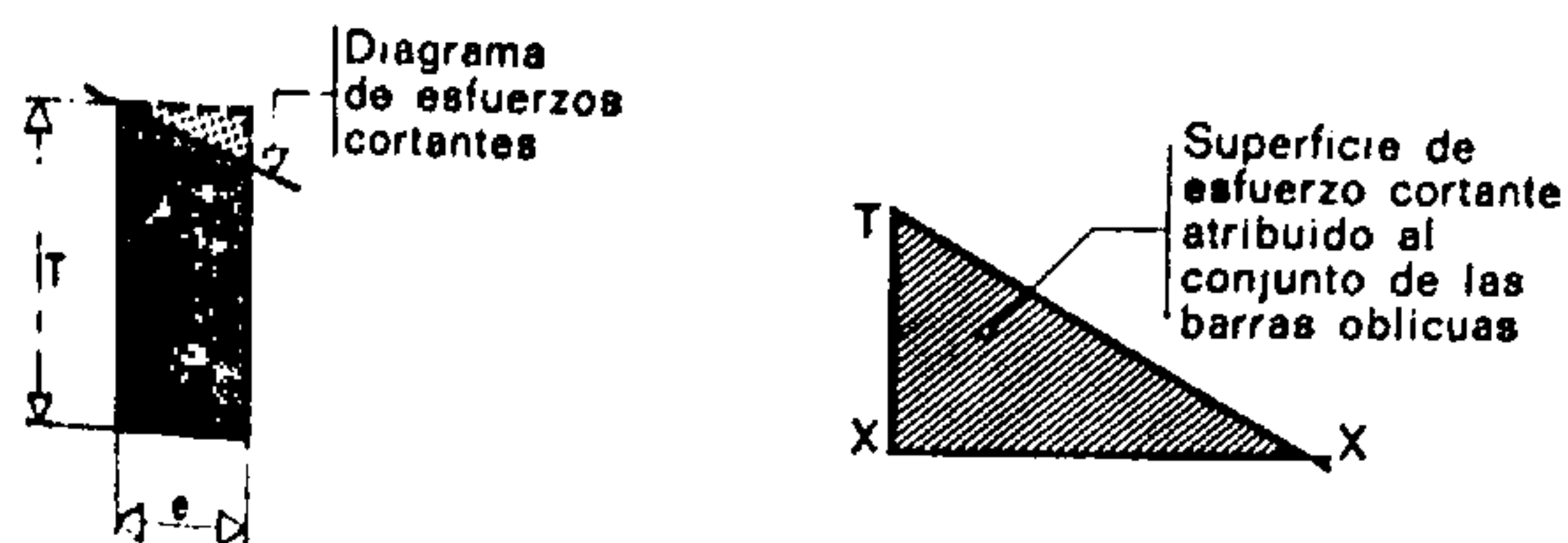


Fig. 1046.

Los estribos y las barras oblicuas «absorben» una parte de la superficie del esfuerzo cortante.

En los estribos, la superficie de esfuerzo cortante atribuida a uno de ellos es igual a: $T \cdot e$.

Cuando se trata de barras oblicuas, el conjunto de sus secciones debe absorber la totalidad del esfuerzo cortante atribuido a dicha armadura.

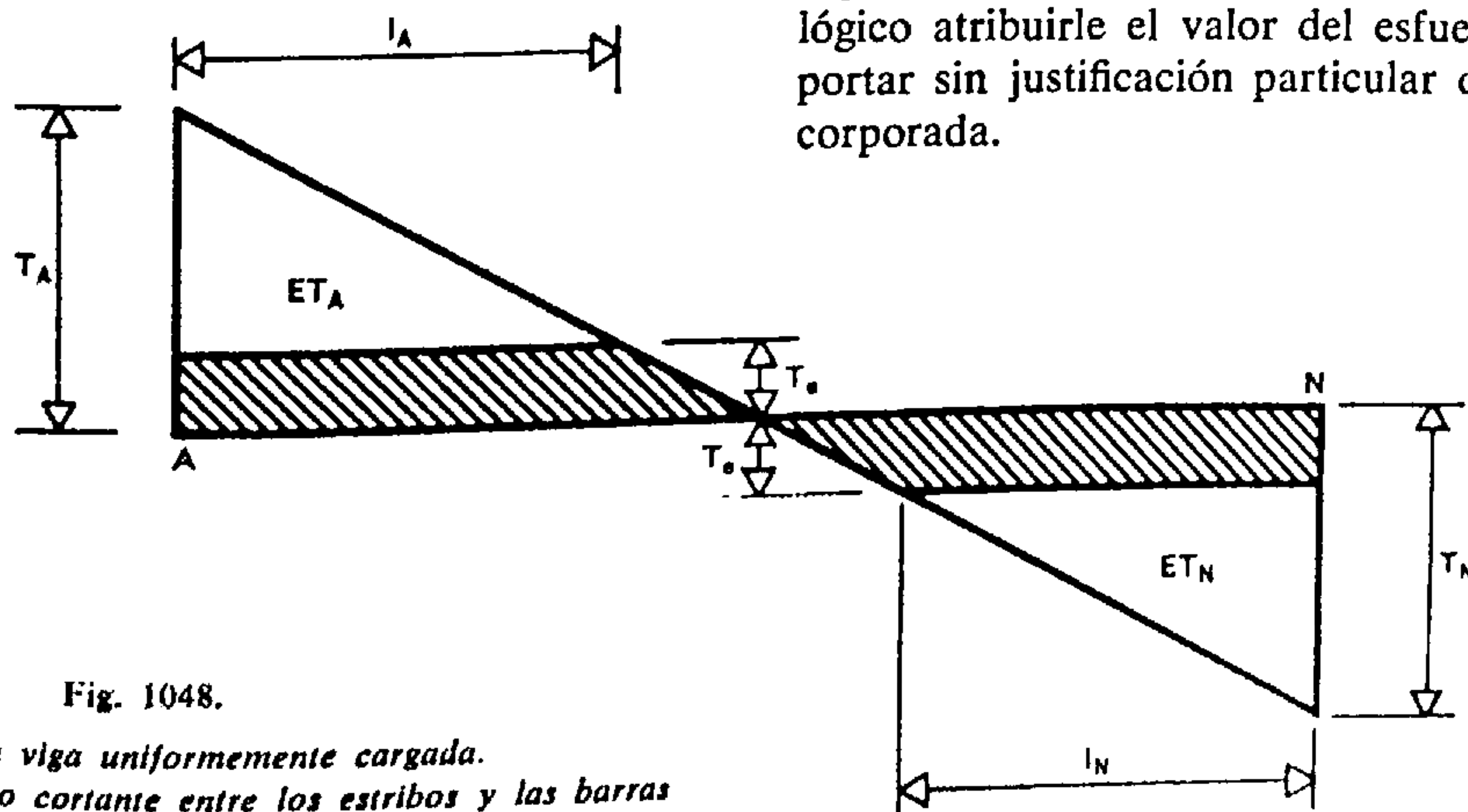


Fig. 1048.

Caso de una viga uniformemente cargada.
Distribución del esfuerzo cortante entre los estribos y las barras oblicuas.

Por efecto de su inclinación con relación a las tensiones τ_b , una barra oblicua ofrece una sección, en el sentido del esfuerzo de deslizamiento, superior a su sección recta (véase fig. 1042).

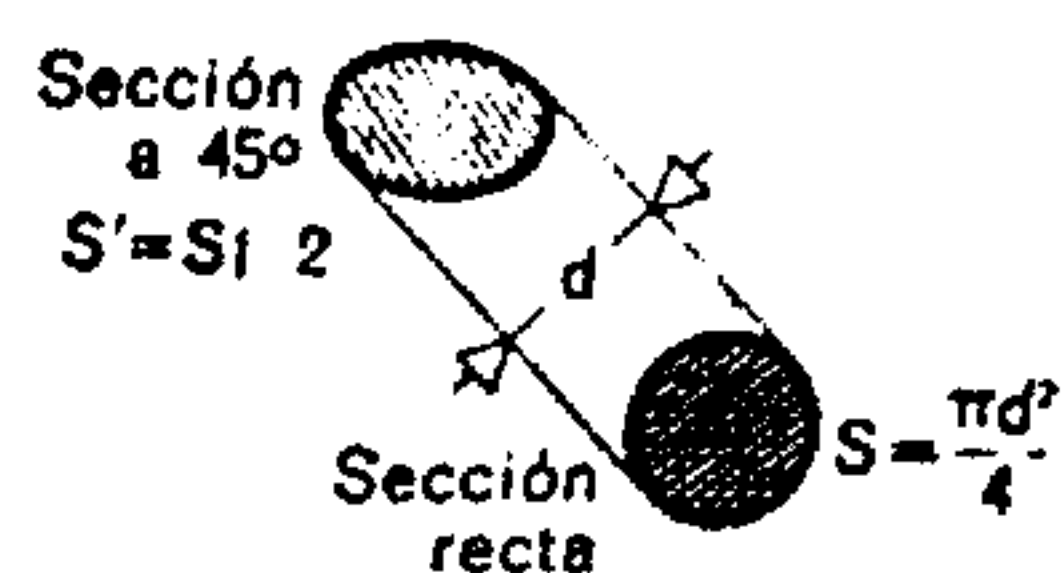
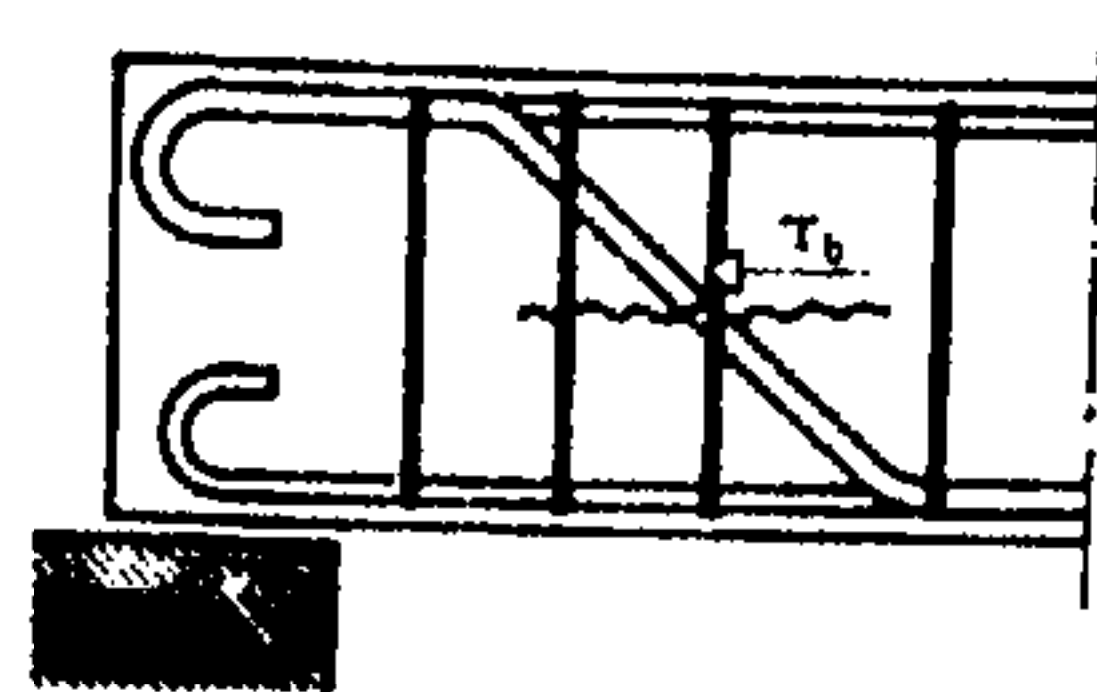


Fig. 1047.

Las tensiones de cizallamiento σ_b están interceptadas por la sección oblicua de la armadura dispuesta contra el cizallamiento.

Volvamos a la expresión dada para el cálculo de la sección de un estribo.

$$A'_{ie} = \frac{T \cdot e}{Z \cdot \sigma'_a} \text{ o sea } A'_{ie} = \frac{T \cdot e}{h \cdot \rho \cdot \sigma'_a}.$$

En esta expresión, $T \cdot e$ representa la superficie de esfuerzo cortante atribuida a un estribo. Los otros valores ya han sido definidos.

Teniendo en cuenta las observaciones vistas más arriba se puede escribir, para lo concerniente a las barras oblicuas a 45°:

$$A'_i \sqrt{2} = \frac{\text{Superficie de los esfuerzos cortantes atribuida a las barras oblicuas}}{h \cdot \rho \cdot \sigma'_a}$$

Pongamos:

Superficie de los esfuerzos cortantes atribuida a las barras oblicuas = ET

$$\text{Entonces tendremos: } A'_i = \frac{ET}{h \cdot \rho \cdot \sigma'_a \cdot \sqrt{2}}$$

donde A'_i = superficie total de la armadura oblicua necesaria en uno de los extremos de la pieza.

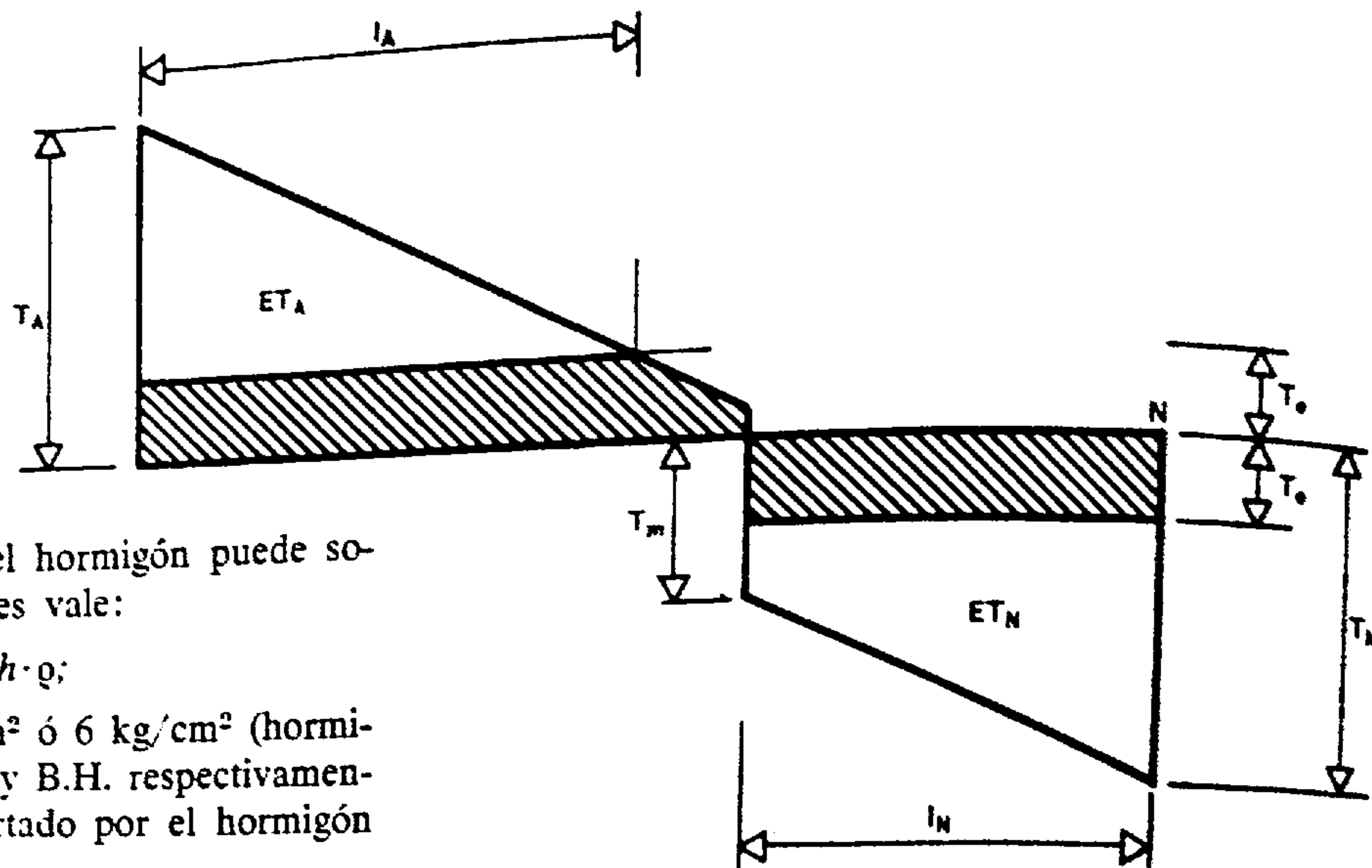
La superficie de los esfuerzos cortantes ET atribuidos a las barras oblicuas se expresa en $kg \cdot cm$; $t \cdot m$, etc., siendo pesos las ordenadas y longitudes las abscisas.

Dado que el hormigón está en condiciones de soportar por sí solo parte del esfuerzo cortante, es lógico atribuirle el valor del esfuerzo que puede soportar sin justificación particular de la armadura incorporada.

Fig. 1049.

Caso de una viga que soporta una carga concentrada y otra uniformemente repartida.

Distribución del esfuerzo cortante entre los estribos y las barras oblicuas.



El esfuerzo cortante que el hormigón puede soportar sin armaduras especiales vale:

$$T_B = \tau_b \cdot b_o \cdot h \cdot q;$$

si se admiten para τ_b 5 kg/cm² ó 6 kg/cm² (hormigón de alta resistencia) (B.N. y B.H. respectivamente), el esfuerzo cortante soportado por el hormigón podrá escribirse:

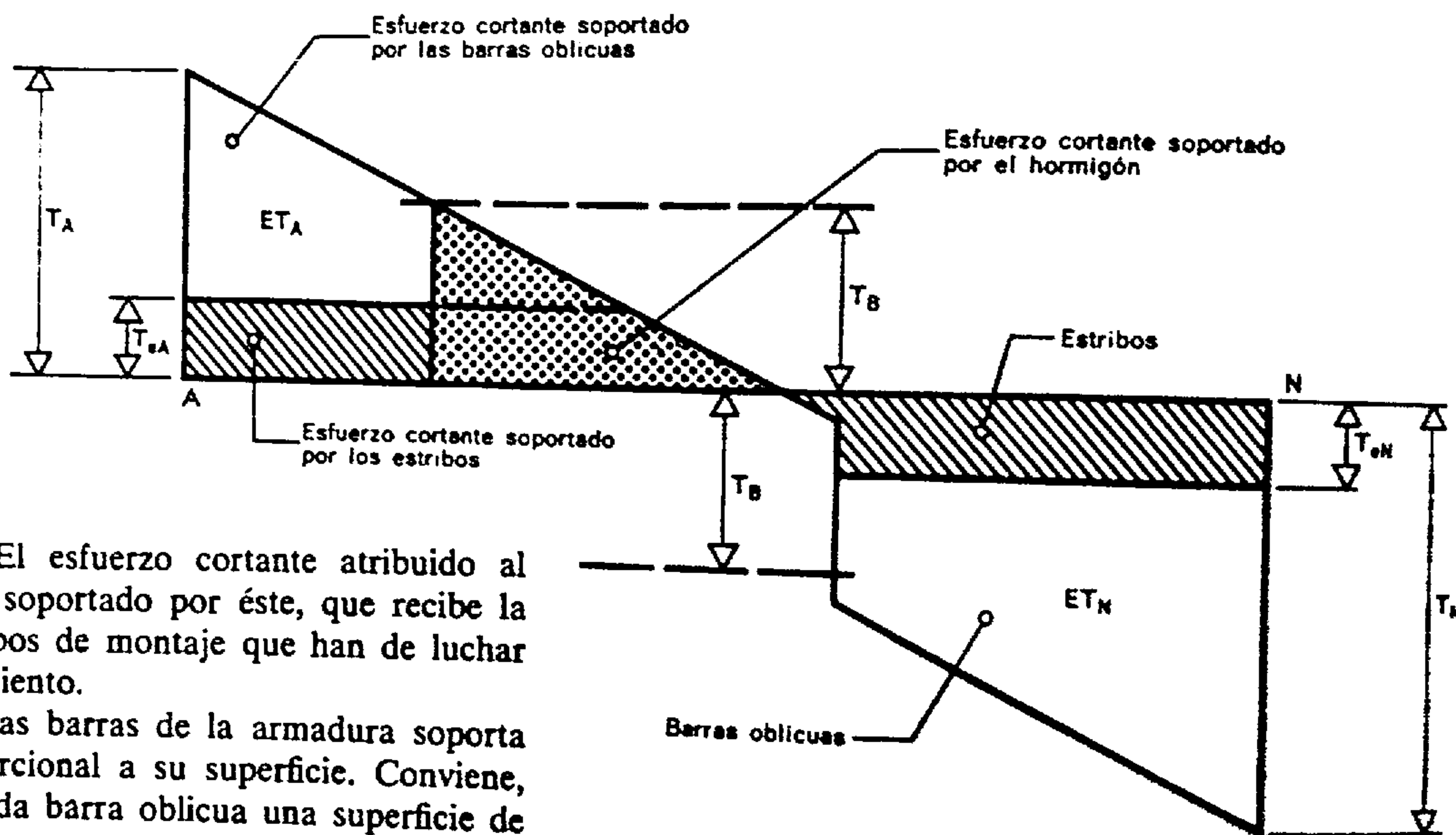
$$T_B = 5 \cdot b_o \cdot h \cdot q \quad \text{o bien} \quad T_B = 6 \cdot b_o \cdot h \cdot q.$$

Fig. 1050.

Superficie de los esfuerzos cortantes atribuida al hormigón, a los estribos y a las barras oblicuas.

$$T_{eA} \cong \frac{T_A}{4}.$$

$$T_{eB} \cong \frac{T_B}{4}.$$



Observación: El esfuerzo cortante atribuido al hormigón (T_B) es soportado por éste, que recibe la ayuda de los estribos de montaje que han de luchar contra el agrietamiento.

Cada una de las barras de la armadura soporta un esfuerzo proporcional a su superficie. Conviene, pues, atribuir a cada barra oblicua una superficie de esfuerzo cortante proporcional a su superficie. Si las

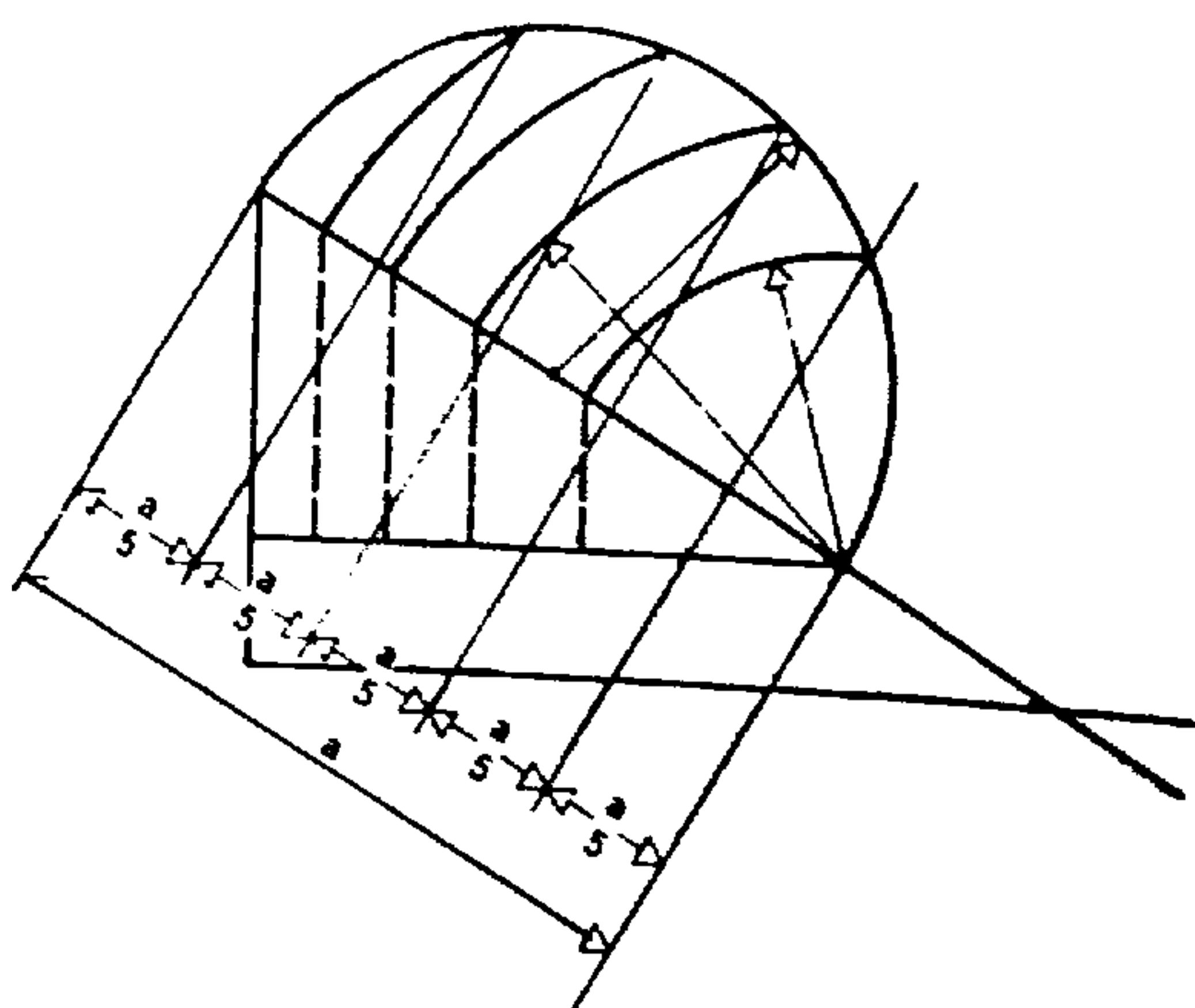


Fig. 1051.

En este ejemplo se ha elegido repartir la sección de acero de las barras oblicuas en 5 barras y por lo tanto la superficie ET del esfuerzo cortante está dividida en 5 superficies iguales.

barras son de secciones iguales, la superficie ET debe dividirse en un número de partes iguales correspondiente al número de barras que se quiere levantar.

El trazado de las figs. 1051 y 1052 se llama *trazado de Pendariès*. En él se subdivide la superficie de los esfuerzos cortantes en partes iguales.

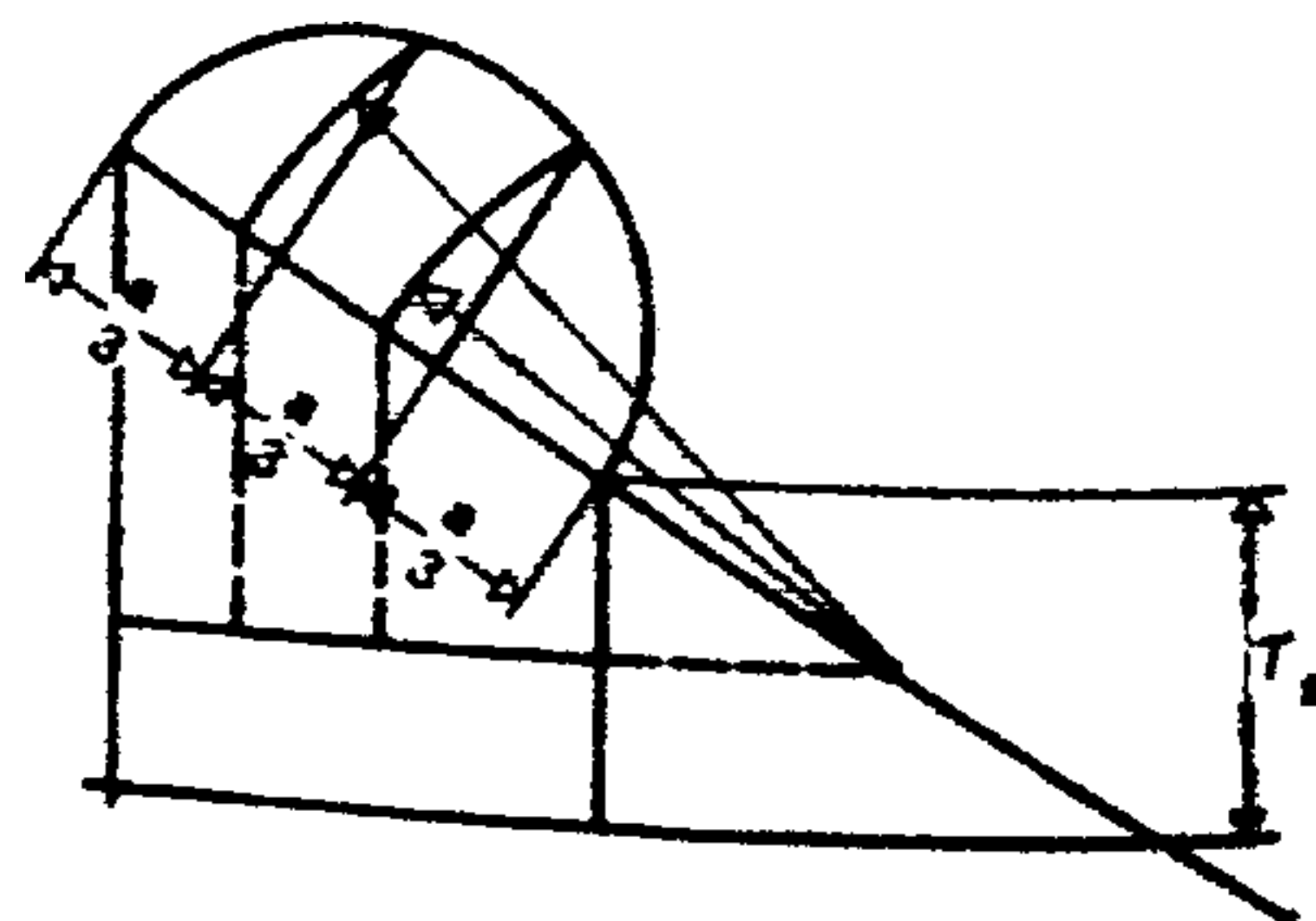


Fig. 1052.

División de la superficie del esfuerzo cortante ET en 3 partes de igual superficie.

Los centros de gravedad de las superficies de esfuerzos cortantes atribuidos a cada barra, referidos al eje neutro de la pieza, sitúan el emplazamiento o posición de la barra oblicua.

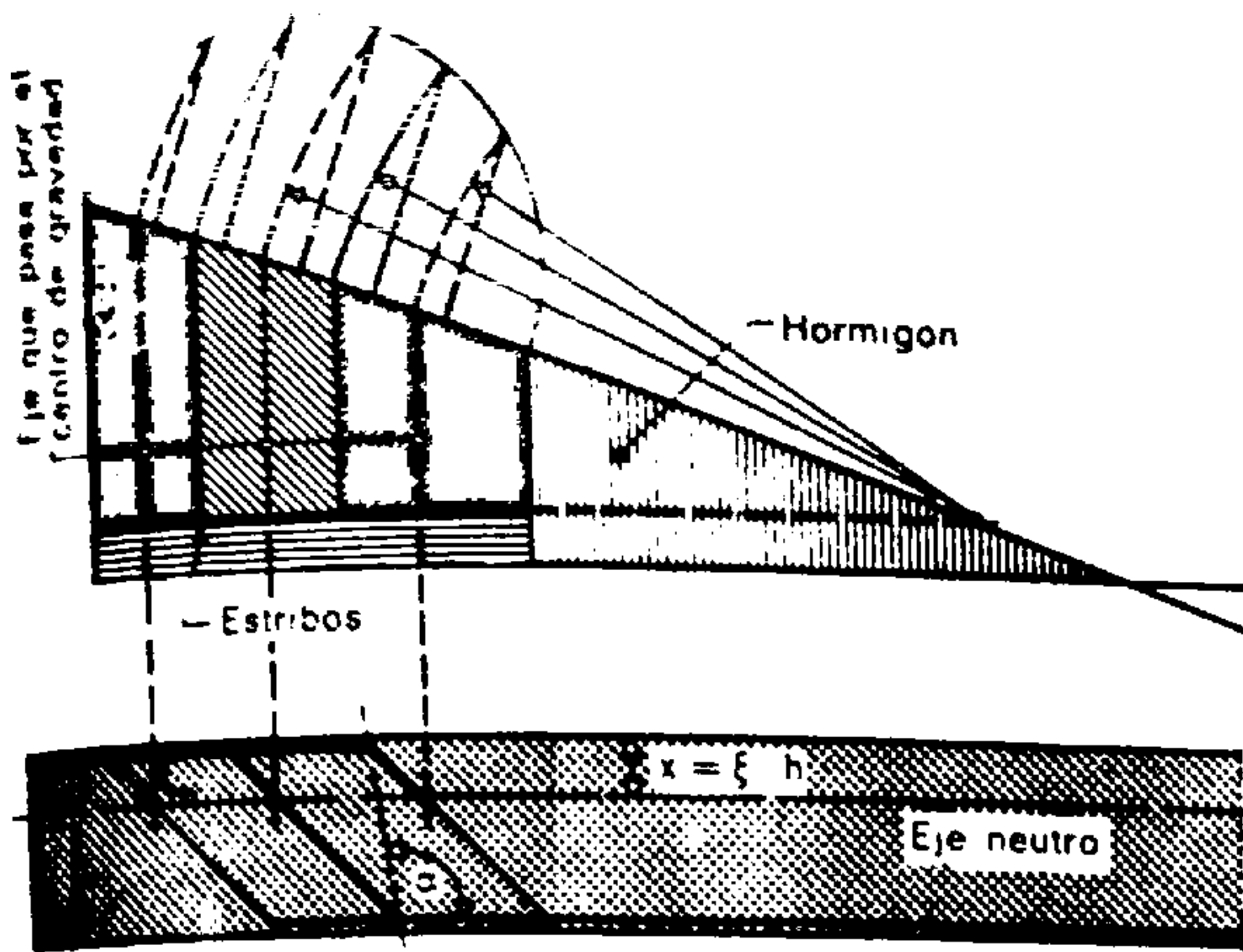


Fig. 1053.

Distribución del esfuerzo cortante y trazado de las barras oblicuas

(Para mayor claridad del dibujo no se han indicado ni los estribos ni las barras oblicuas.)

Mediante el trazado de Pendarès, se puede definir exactamente el punto de paso de las barras oblicuas de la pieza. Los centros de gravedad de las superficies atribuidas a cada armadura se buscan de la misma manera que las superficies, proyectando la semibase sobre el semicírculo.

A fin de evitar la formación de grietas entre dos barras consecutivas, el número de armaduras oblicuas debe ser tal que el ángulo α sea de 60° como mínimo. Se llega a esa condición levantando un número mayor de armaduras de pequeño diámetro.

Por razones de economía y para facilitar su puesta en obra, se procura en todo lo posible levantar las armaduras inferiores del momento positivo, cuyo número puede disminuirse conjuntamente con la disminución del momento flector. En esta ejecución, es importante comprobar si la curva envolvente de los momentos queda satisfecha por la armadura y, de no ser así, se añadirán las barras suplementarias que convenga. Para estas últimas conviene asegurar un anclaje suficiente en las zonas alejadas de los esfuerzos.

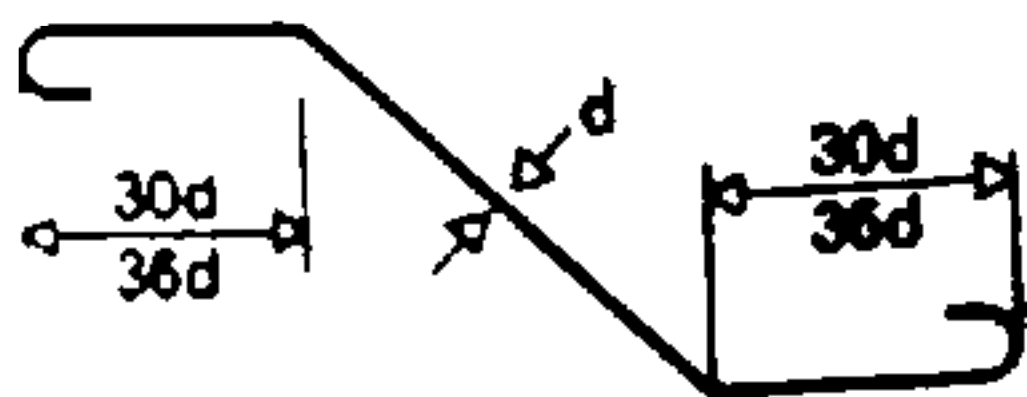


Fig. 1054.

Anclaje de las barras oblicuas

30 d: Acero dulce ordinario.

36 d: Acero especial de alta adherencia y de σ'_a elevada.

En las barras sin ganchos, estos valores deben ser de 60 a 70 d.

En caso de que la inclinación de las barras oblicuas no sea de 45° , la sección que presentan al esfuerzo de tracción oblicua debe corregirse por medio de un coeficiente K :

$$K = \sqrt{2 \cos (45^\circ - \beta)}$$

expresión en la cual β es el ángulo formado entre la barra oblicua escogida y un eje de referencia inclinado a 45° .

Este coeficiente K debe introducirse en las fórmulas referentes a las barras oblicuas cuando su ángulo de doblado no es de 45° .

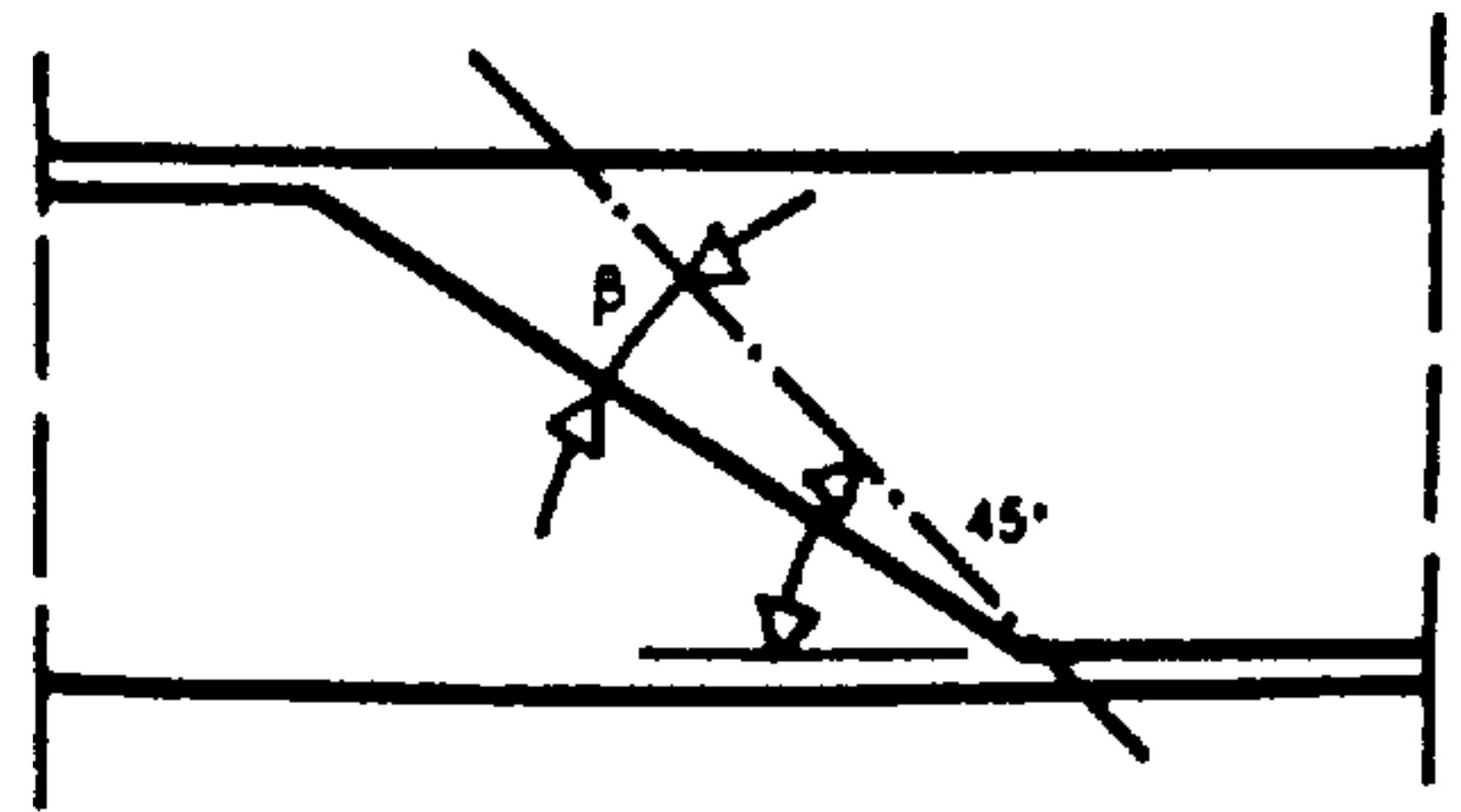


Fig. 1055.

Barras oblicuas que forman un ángulo distinto al de 45°

Este es el caso, entre otros, de los estribos inclinados cuyo ángulo de colocación tiene generalmente 40° .

33. ADHERENCIA

Aunque las causas de la adherencia del hierro con el hormigón no sean todavía conocidas, se admite en general que ese efecto de soldadura, que resulta evidente, se debe a la superficie rugosa de los aceros y al efecto de encolado del cemento a la armadura.

Por ello, las armaduras cuya superficie se ha vuelto rugosa a causa del enmohecimiento ofrecen una adherencia notable. (Conviene, sin embargo, que el orín sea sólo superficial y que no haya atacado profundamente las barras causándoles una sensible reducción en el área de la sección recta. Tampoco conviene que haya partículas oxidadas que se desprendan fácilmente. Cuando las partes oxidadas no están perfectamente ligadas con la barra será preciso cepillarlas con un cepillo metálico, en seco). Las armaduras de alta adherencia ofrecen, bajo ciertos aspectos, soluciones interesantes.

Si se procede a ensayos de arranque de una barra recta anclada en una masa de hormigón, se comprueba que los esfuerzos tangenciales de adherencia varían a lo largo del anclaje, es decir, que no son constantes a lo largo de la barra. Se comprueba por otra parte que cuanto más largo es el anclaje tanto más inexacto es el valor de τ medio.

Mediante ensayos de rotura por arranque se ha definido un τ medio de 30 a 40 kg/cm² de perímetro de barra.

Las fuerzas presentes en esa barra sometida al arranque son:

$$1) \text{ el esfuerzo ejercido: } N = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma'_a.$$

2) las tensiones de adherencia que actúan sobre el perímetro de la barra:

$$N = \tau_m \cdot \pi \cdot d \cdot L;$$

ambos esfuerzos, como es natural, se equilibran.

$$\text{Lo que permite escribir: } \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma'_a = \tau_m \cdot \pi \cdot d \cdot L.$$

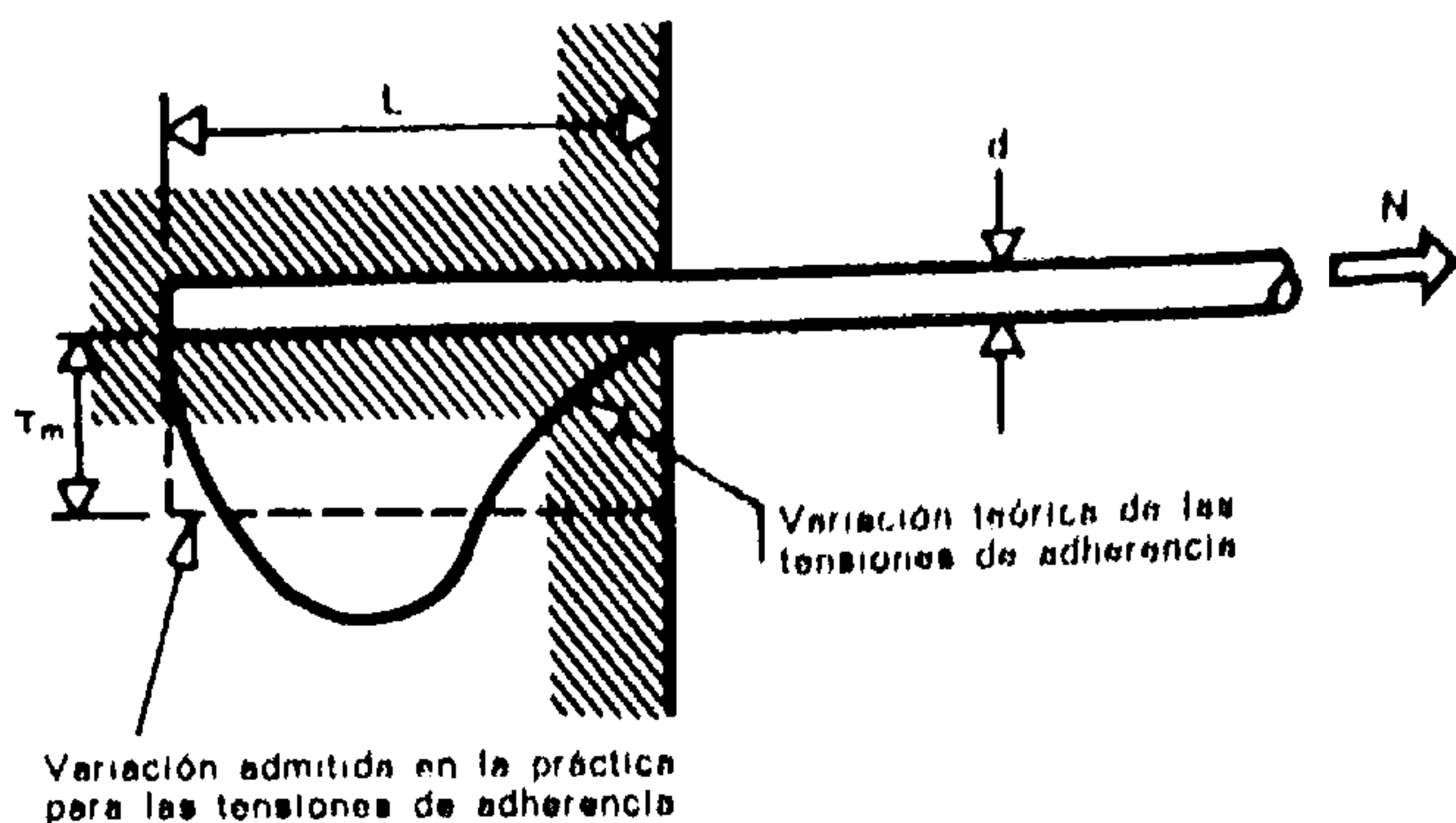


Fig. 1056.

Distribución de las tensiones de adherencia sobre una barra sometida al arranque

Habida cuenta de los resultados obtenidos experimentalmente y de los coeficientes de seguridad indispensables, se estima la longitud del anclaje en los valores siguientes:

sin ganchos en los extremos $L \cong 60$ a $70 d^*$
con ganchos en los extremos $L \cong 30$ a $35 d^*$.

En los aceros de alta adherencia, cuando es posible asegurar su revestimiento, la longitud de anclaje puede concederse en:

$$L \cong 40 d^*.$$

La adherencia óptima de las armaduras se obtiene cuando el hormigón contiene una dosificación de cemento suficiente, una granulometría bien estudiada y un tanto por ciento de agua que le dé una consistencia plástica. El agua es uno de los elementos que más perjudican la adherencia. Al poner en obra a los hormigones es necesario procurar la obtención de un revestimiento máximo de las barras, sin bolsas de aire ni nidos de grava.

El revestimiento de la armadura y la masa de hormigón que asegura la transmisión de los esfuerzos de deslizamiento son factores que influyen en la adherencia final de la armadura; como también la proximidad de otras armaduras, la distancia de la barra al encofrado, etc. (consultar las reglas francesas B.A. 60, para el detalle de las diversas influencias). La disposición, el emplazamiento y la orientación de los ganchos en el extremo de las barras de armadura deben asegurar un excelente anclaje, sin riesgos de que se desprenda el hormigón de revestimiento.

Por razones de adherencia, es preferible disponer un gran número de armaduras de pequeño diámetro antes que barras de considerable sección, que soportan fuertes solicitaciones (puesto que la superficie de adherencia de los hierros no crece en las mismas proporciones que su propia superficie).

Ejemplo:

$d = 10$ mm perímet. = 31,4 mm superf. = 79 mm²
 $d = 20$ mm perímet. = 62,8 mm superf. = 314 mm²

* Estos valores se dan a título de indicación; para mayor precisión se recurrirá a las reglas francesas B.A. 60.

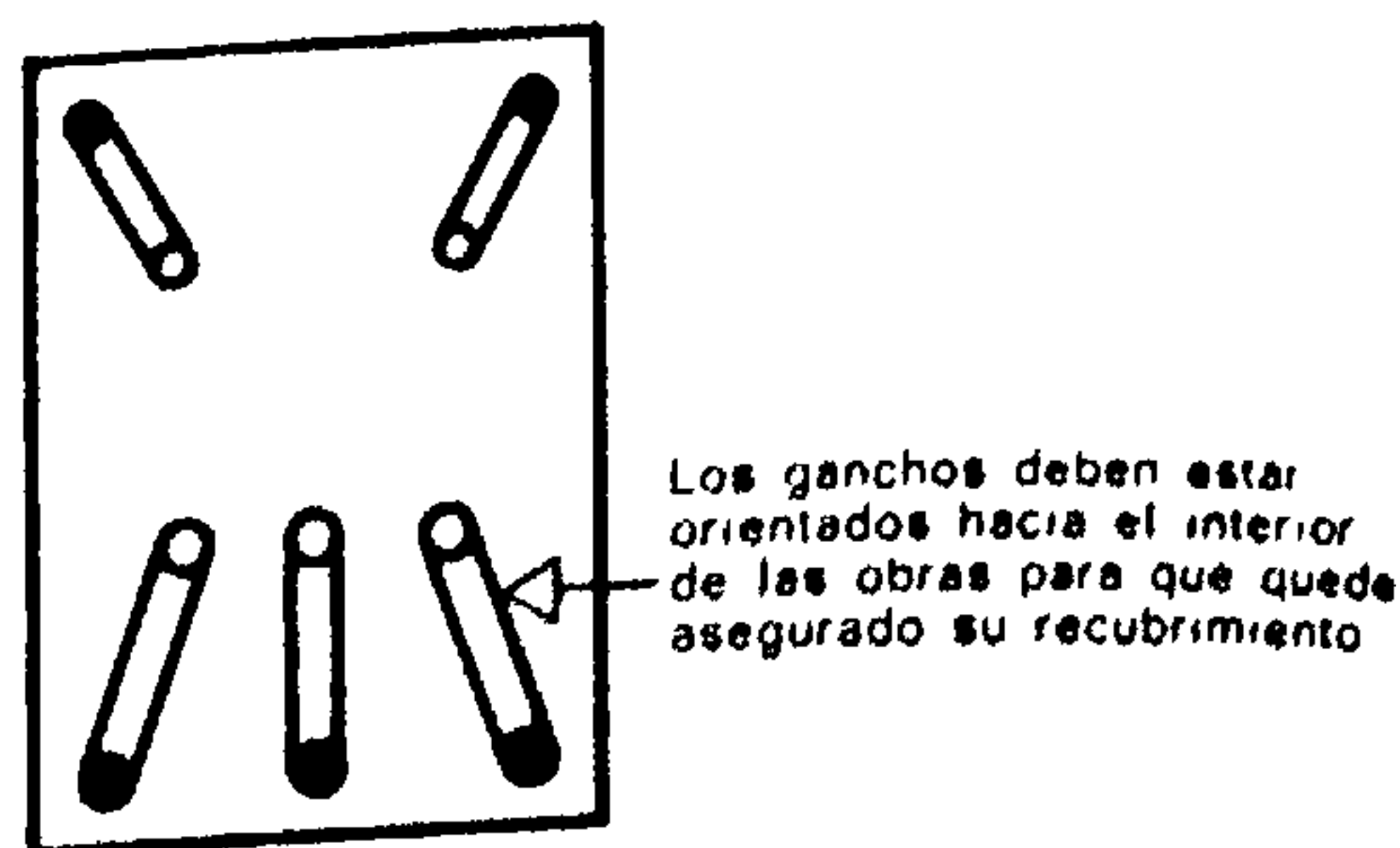


Fig. 1057.

Para evitar el deterioro del hormigón y asegurar su anclaje, los ganchos deben estar orientados hacia el interior de la pieza.

Teniendo en cuenta esta última observación, es conveniente comprobar la adherencia de las barras de gran diámetro. La tensión de adherencia admitida entonces puede estar comprendida entre 4 y 8 kg/cm² * según la dosis de cemento y la composición granulométrica.

El anclaje de las barras oblicuas sobre los apoyos puede medirse a partir de la primera grieta observable, pudiendo producirse esta última según un ángulo de unos 53 grados desde el punto de apoyo y con relación a la horizontal.

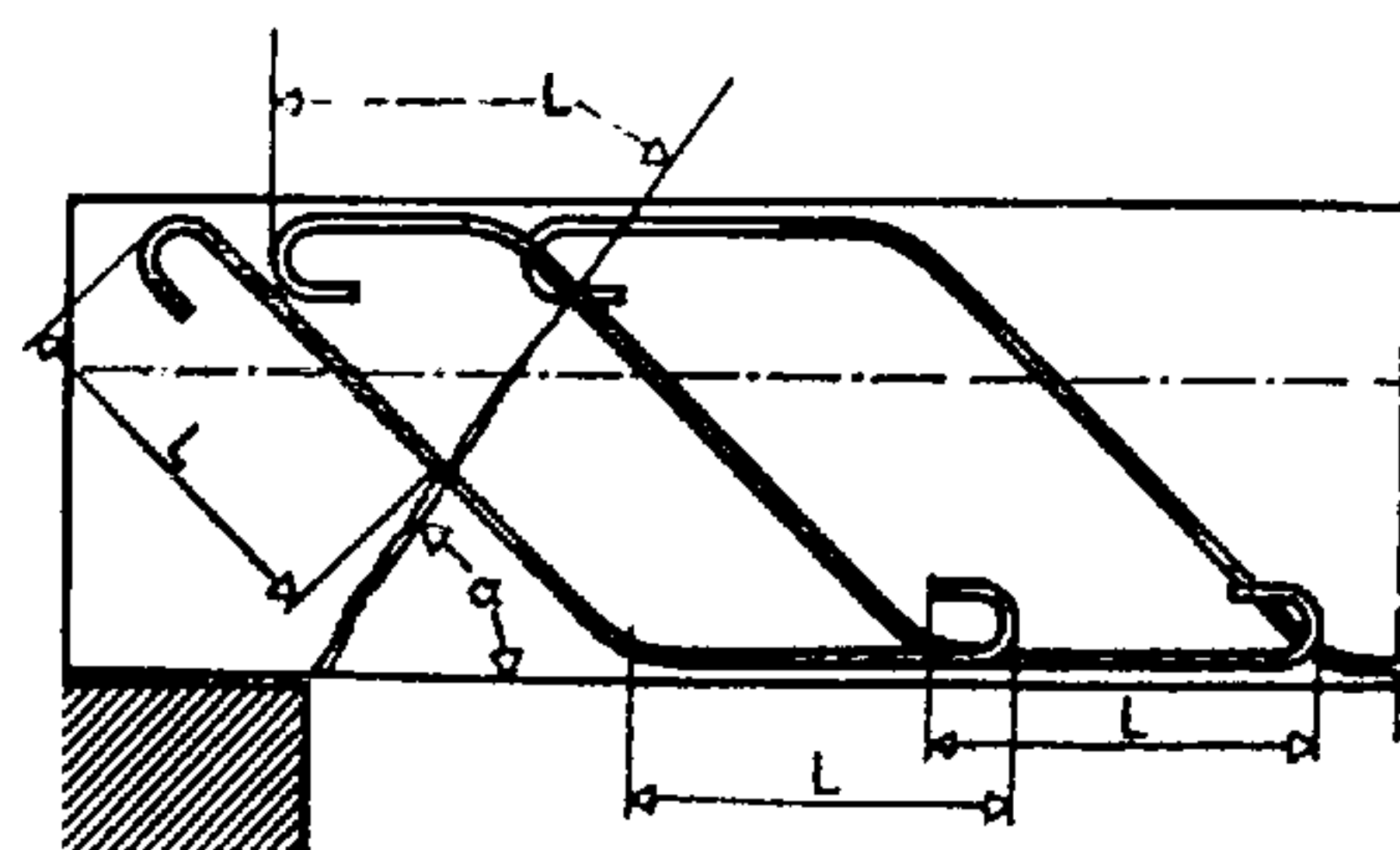


Fig. 1058.

Anclaje de las barras oblicuas

$$\operatorname{tg} \alpha \cong 1,33.$$

El anclaje de las barras principales de flexión sobre los apoyos debe ser asimismo objeto de controles, de acuerdo con los reglamentos vigentes. Para mejorar el comportamiento del anclaje sobre los apoyos, es conveniente disponer marcos o estribos que aumenten la capacidad de revestimiento.

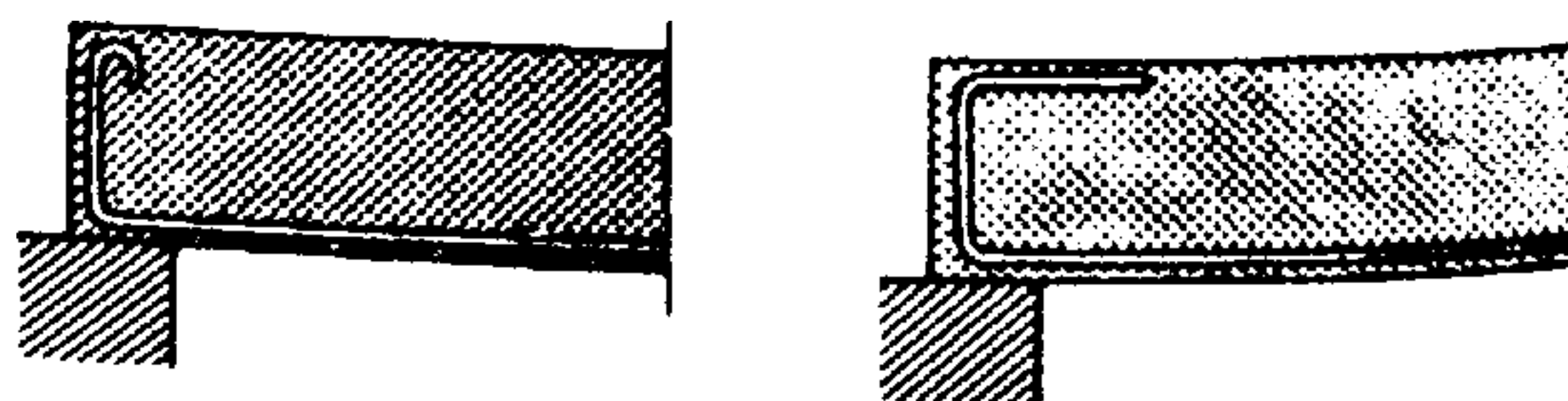


Fig. 1059.

Con objeto de mejorar su anclaje, se puede doblar los extremos de las barras principales dándoles una forma especial.

34.1. LAS VIGAS EN T

Las vigas en forma de T están constituidas por la asociación de un forjado con una nervadura. Esta

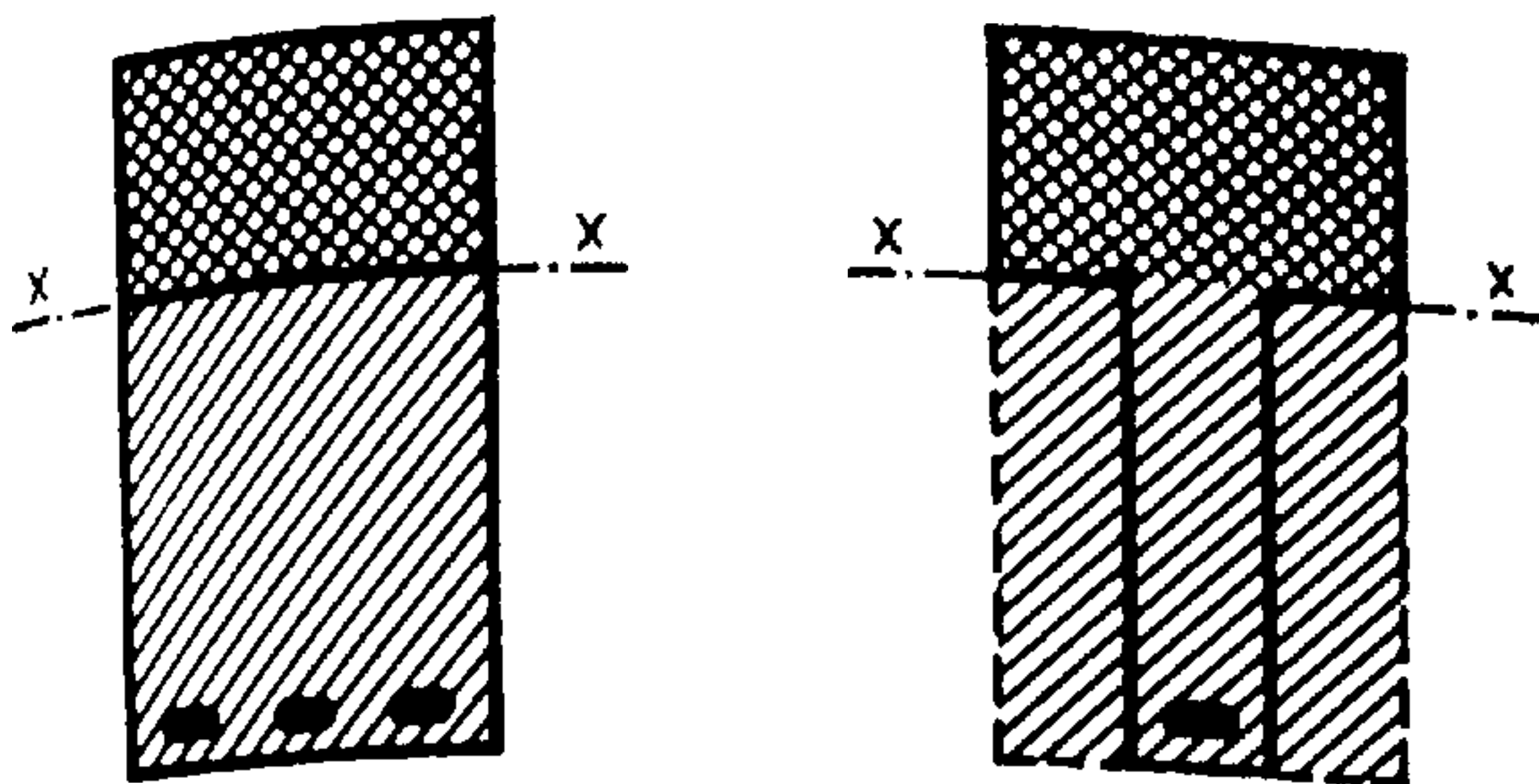


Fig. 1060.

La forma de T permite una juiciosa adaptación de las posibilidades de los materiales.

N. B. Cierta número de pisos-techos están formados por yuxtaposición de vigas de forma de T.

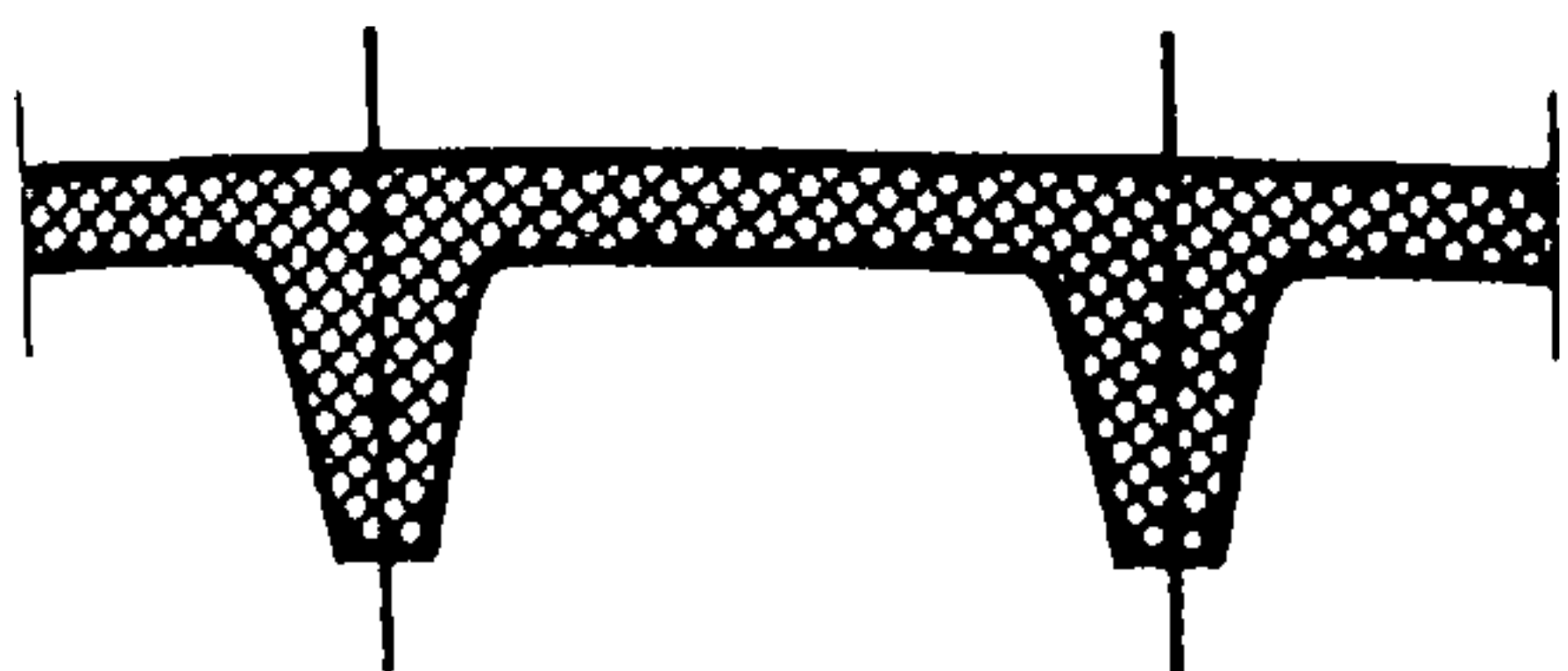


Fig. 1061.

Piso nervado

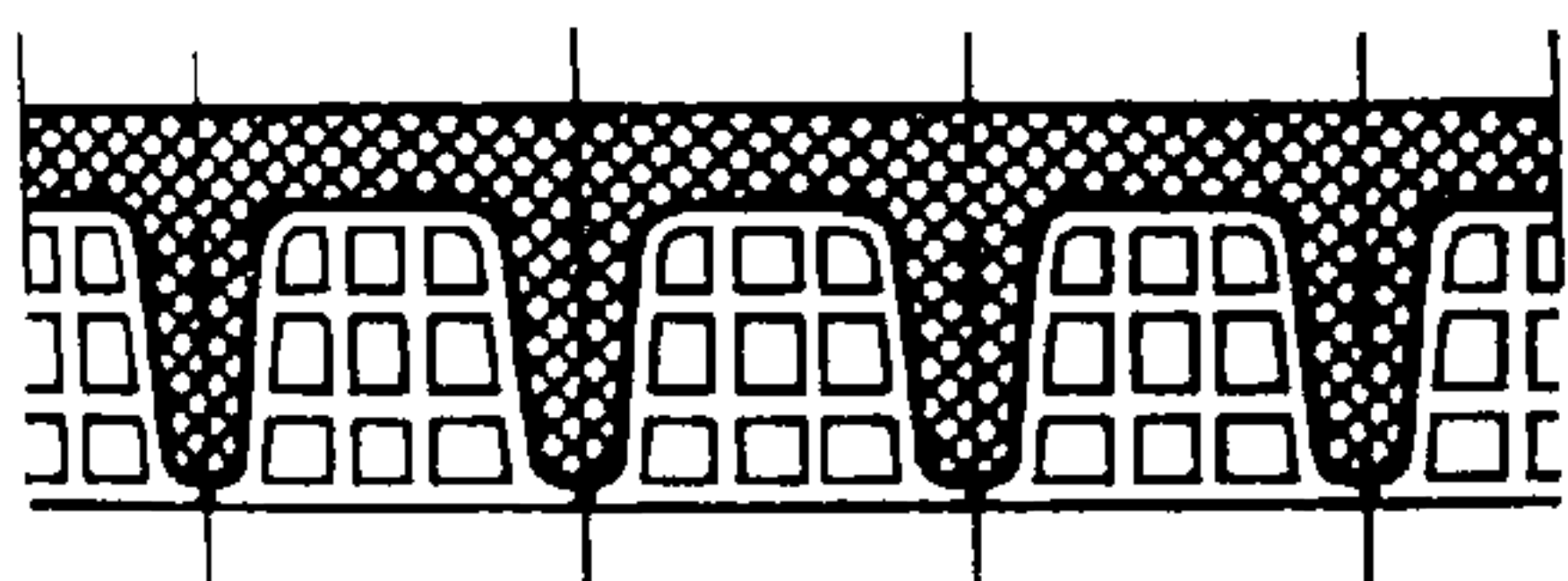


Fig. 1062.

Piso con piezas huecas de forjado

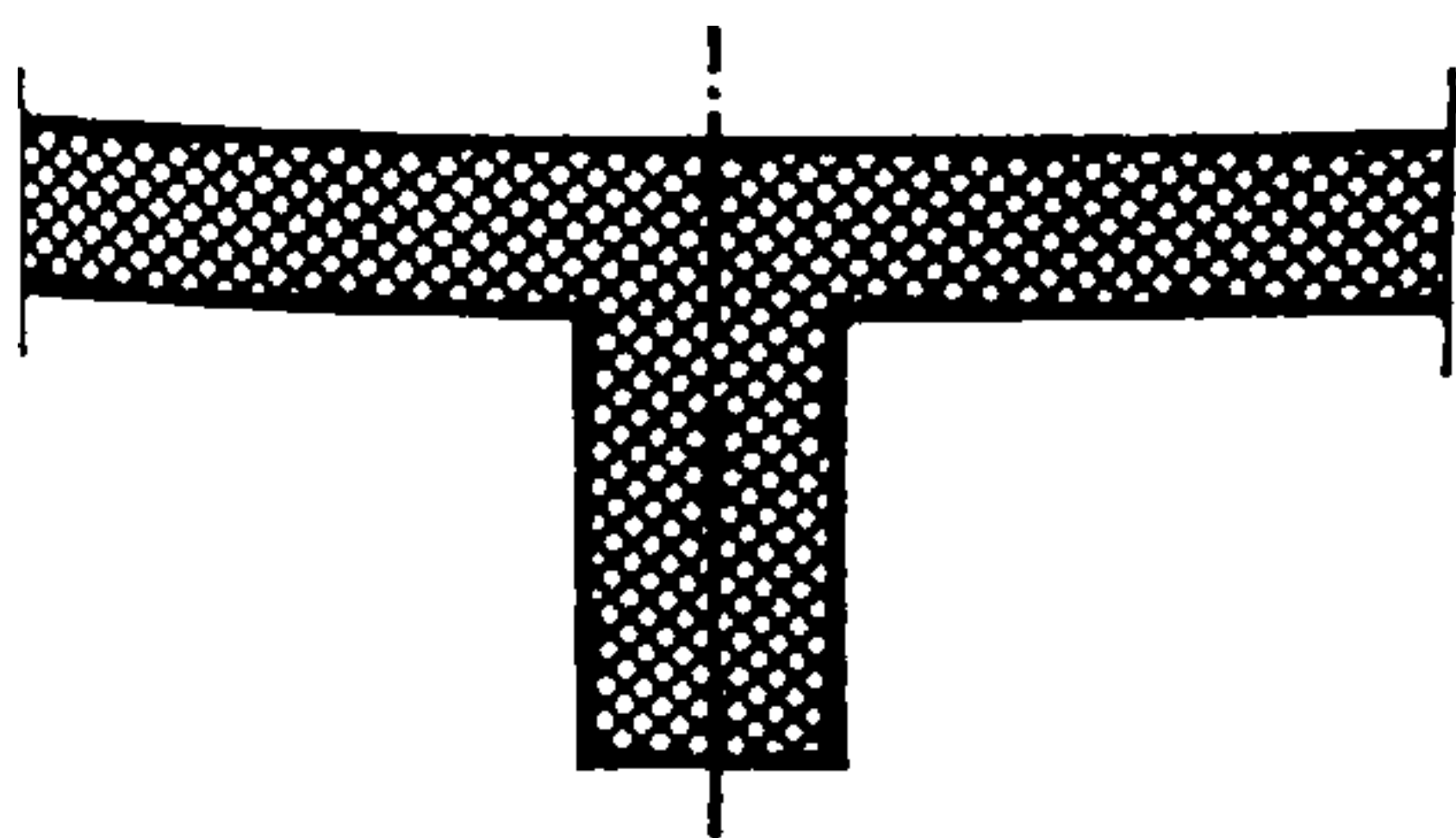


Fig. 1063.

Piso de vigas y forjados

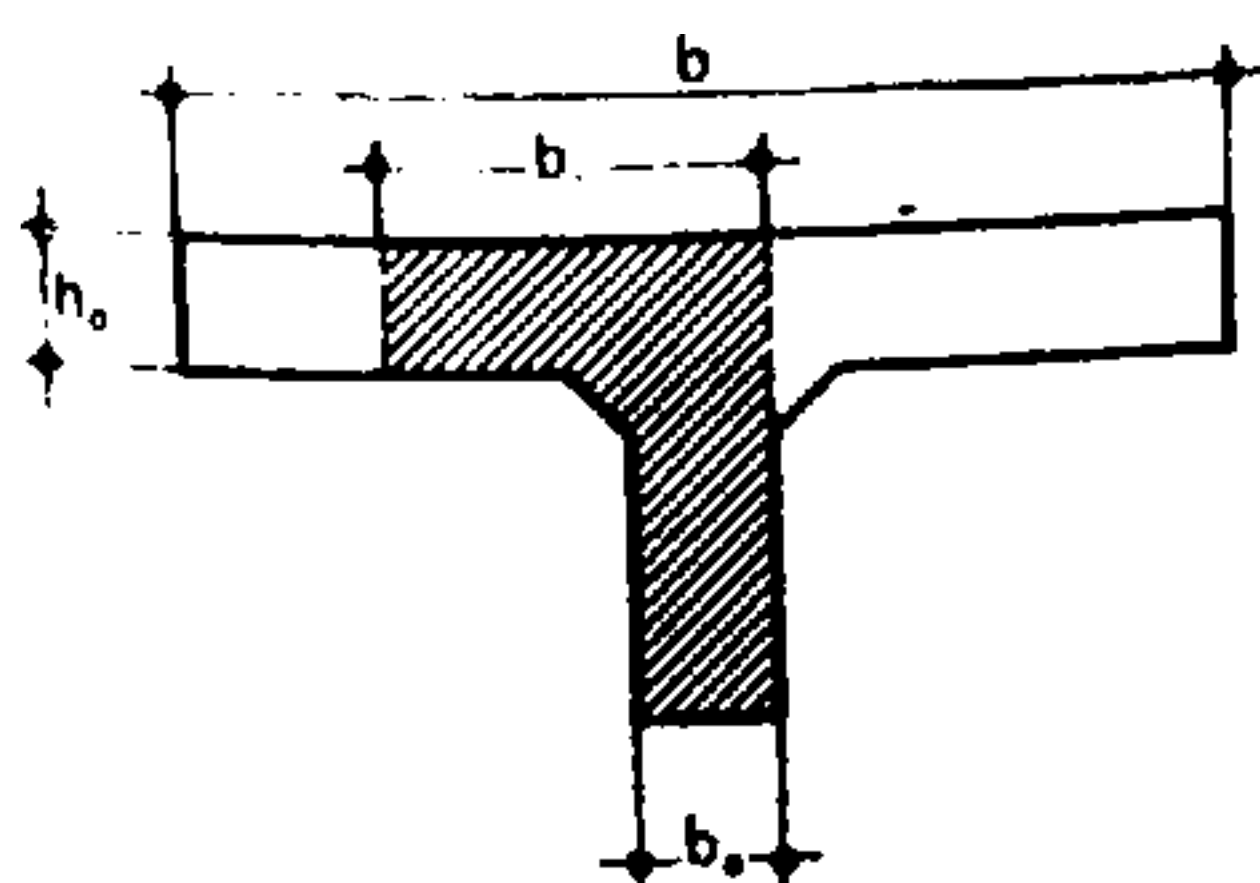


Fig. 1064.

Anchura de la tabla de compresión de las vigas en T asimétricas

asociación debe estar garantizada por un número suficiente de estribos.

Muchas son las aplicaciones prácticas de dichas obras. En efecto, esta disposición resulta económica porque permite aumentar la altura de una pieza sin que por ello aumente en modo sensible el volumen de hormigón que hay que poner en obra. Conviene, sin embargo, considerar el aumento de la superficie y la complicación que se produce en el encofrado.

Los pisos-techos con nervaduras, a base de forjados huecos o sin ellos, se emplean cada vez con mayor frecuencia.

En la mayoría de los reglamentos, el espesor mínimo del forjado h_0 está fijado en 4 cm (fig. 1 064).

Pueden presentarse dos casos principales:

Si $h_0 \geq x$, son aplicables todas las fórmulas establecidas precedentemente.

Si $h_0 < x$, es necesario aplicar las expresiones que vamos a establecer, para tener en cuenta la variación de la superficie comprimida del hormigón (párrafo 34.4).

34.2. ANCHURA b DE LA TABLA DE COMPRESIÓN

La anchura b de la sección del hormigón comprimido, que hay que introducir en los cálculos, está fijada por los reglamentos siguientes:

En Suiza: Debe admitirse para la anchura útil b de la tabla de compresión el menor de los tres valores obtenidos por las igualdades siguientes:

- 1) $b =$ como máximo la separación entre las nervaduras
- 2) $b = b_0 + 20 h_0$ $h_0 =$ espesor del forjado
- 3) $b = b_0 + 0,25 l$ $l =$ luz de la viga

$$l = \frac{2}{3} l_i \text{ en el caso de vigas continuas.}$$

Para las vigas cuya losa o tabla es unilateral, la anchura útil que entonces debe admitirse corresponde al menor de los dos valores siguientes:

- 1) $b_1 = b_0 + 8 h_0$
- 2) $b_1 = b_0 + \frac{1}{3} \cdot 0,25 l$

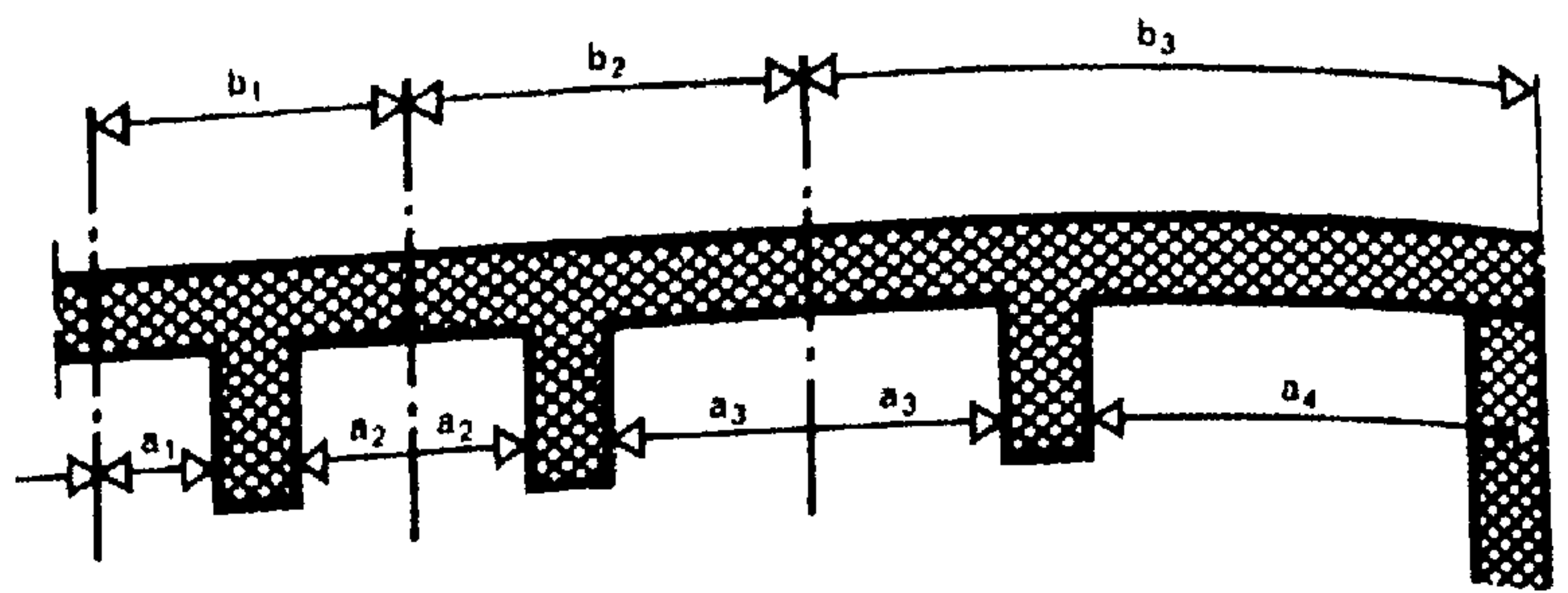
Las vigas en T asimétricas sólo pueden ser calculadas como las vigas simétricas en el caso de que las disposiciones de construcción impidan todo desplazamiento lateral.

En Francia, las reglas B.A. 60 fijan que la anchura del forjado, a una y otra parte de la nervadura, no debe exceder del menor de los tres valores calculados siguientes:

- 1) La semidistancia entre las caras más próximas de dos nervaduras vecinas.
- 2) La décima parte de la luz l de la viga.
- 3) Las $3/4$ partes de la distancia que separa la sección considerada del apoyo más próximo.

Fig. 1065.

Corte de un piso de forjados y nervaduras
anchura de la tabla de compresión.



La carga que afecta a una viga en T se determina así:

- o bien, calculando las reacciones de los apoyos producidos por la continuidad del forjado (consultar la Tabla de las reacciones de los apoyos de las vigas continuas);
- o bien, aplicando las cargas y las sobrecargas en una anchura igual al espacio de eje a eje de las nervaduras.

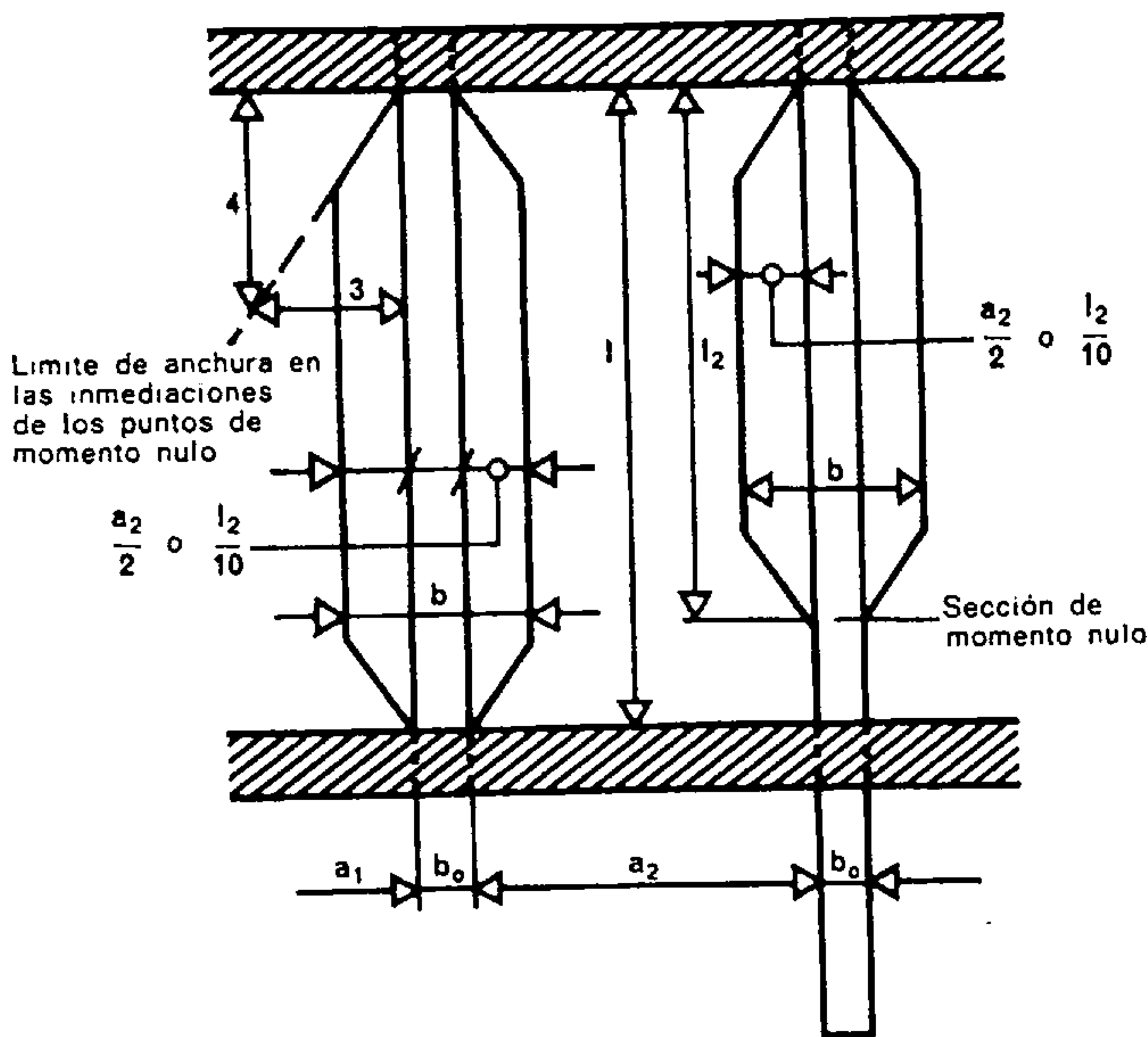


Fig. 1066.

Variación de la anchura comprimida de las vigas
(Vista en planta)

Resumiendo tendremos:

b = anchura de la tabla de compresión que hay que considerar en todos los cálculos de flexión del momento.

b_0 = anchura mínima de la nervadura que hay que considerar en todos los cálculos relativos al esfuerzo cortante.

b_c = anchura de carga de la viga en T.

34.3. VIGAS EN T CUANDO $h_0 \geq x$

Todas las fórmulas dadas para las vigas rectangulares se aplican a esas vigas.

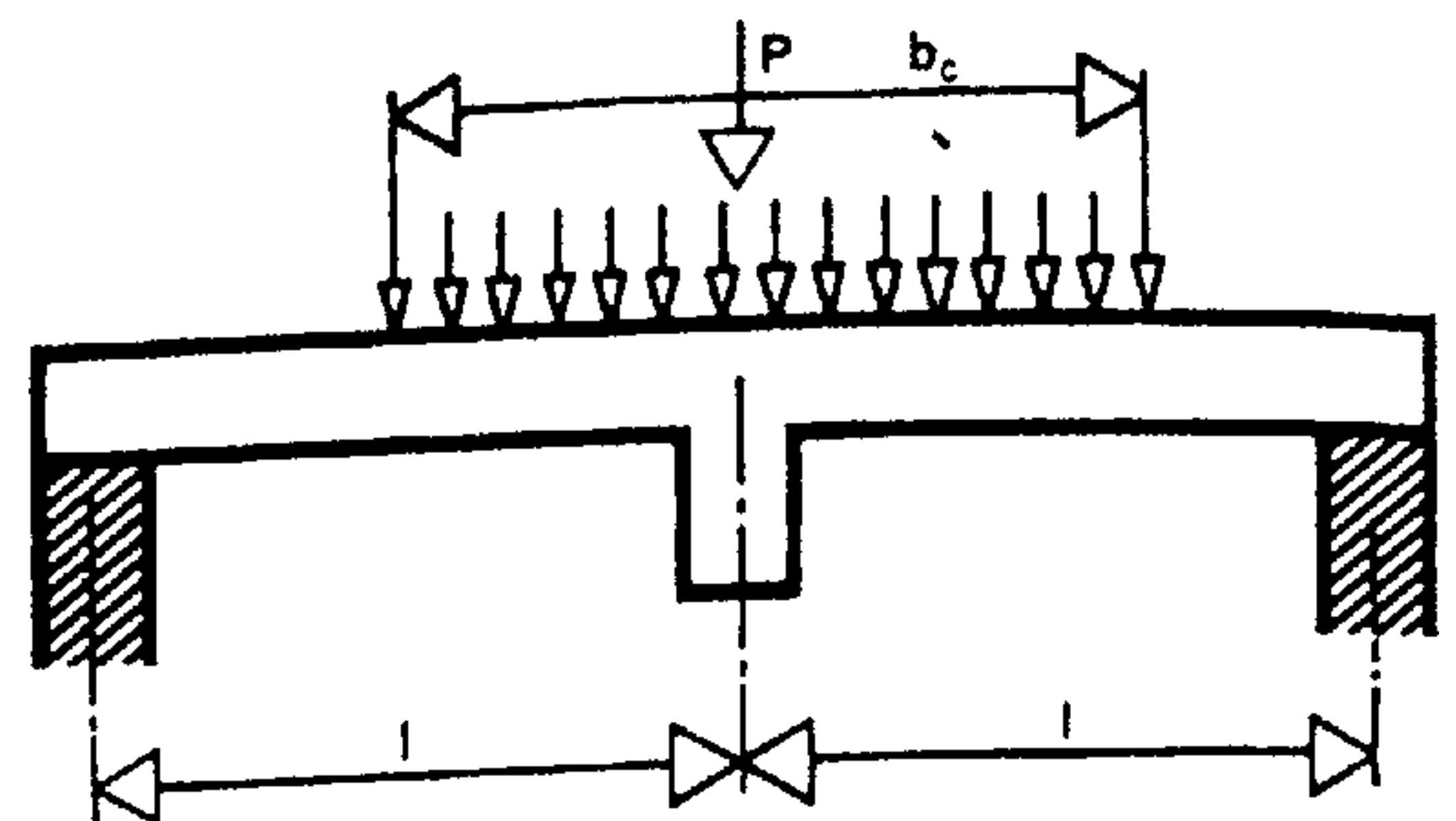


Fig. 1067.

Corte de un piso de forjados y nervaduras
(forjado de 2 a 5 tramos)

Calcular la reacción máxima por las tablas de vigas continuas.

Ejemplo: $P_{k0/m} = 1,25 \cdot (p + q) \cdot l$.

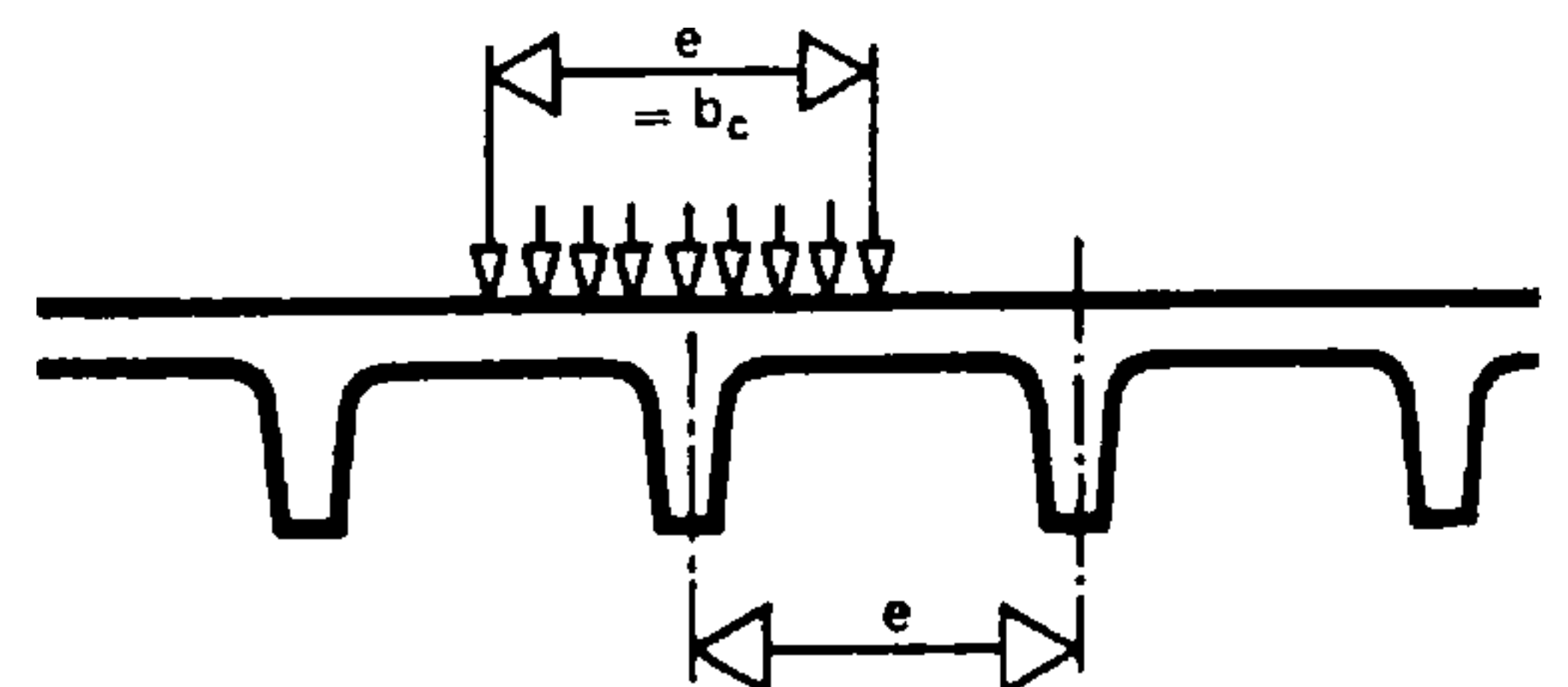


Fig. 1068.

Valor de la carga que solicita una nervadura
(más de 5 apoyos)

Para el cálculo, cargar la nervadura con un valor igual a la distancia entre los ejes de las nervaduras.

Ejemplo: $P_{k0/m} = (p + q) \cdot e$.

34.4. VIGAS EN T CUANDO $h_0 \leq x$

En este caso, en general, no se tienen en cuenta las tensiones de compresión aplicadas a la nervadura, entre la base del forjado y el eje neutro de la viga.

En una primera aproximación, para fijar las características dimensionales de las piezas se emplean las fórmulas simplificadas:

$$Z_1 \cong h - \frac{h_0}{2} \quad \text{y} \quad A' \cong \frac{M}{\sigma'_a Z_1}$$

En todos los cálculos concernientes al esfuerzo cortante (determinación de τ_b , de los estribos y de las barras oblicuas) se utiliza Z_1 , en lugar y sustitución de $Z = h \cdot \rho$.

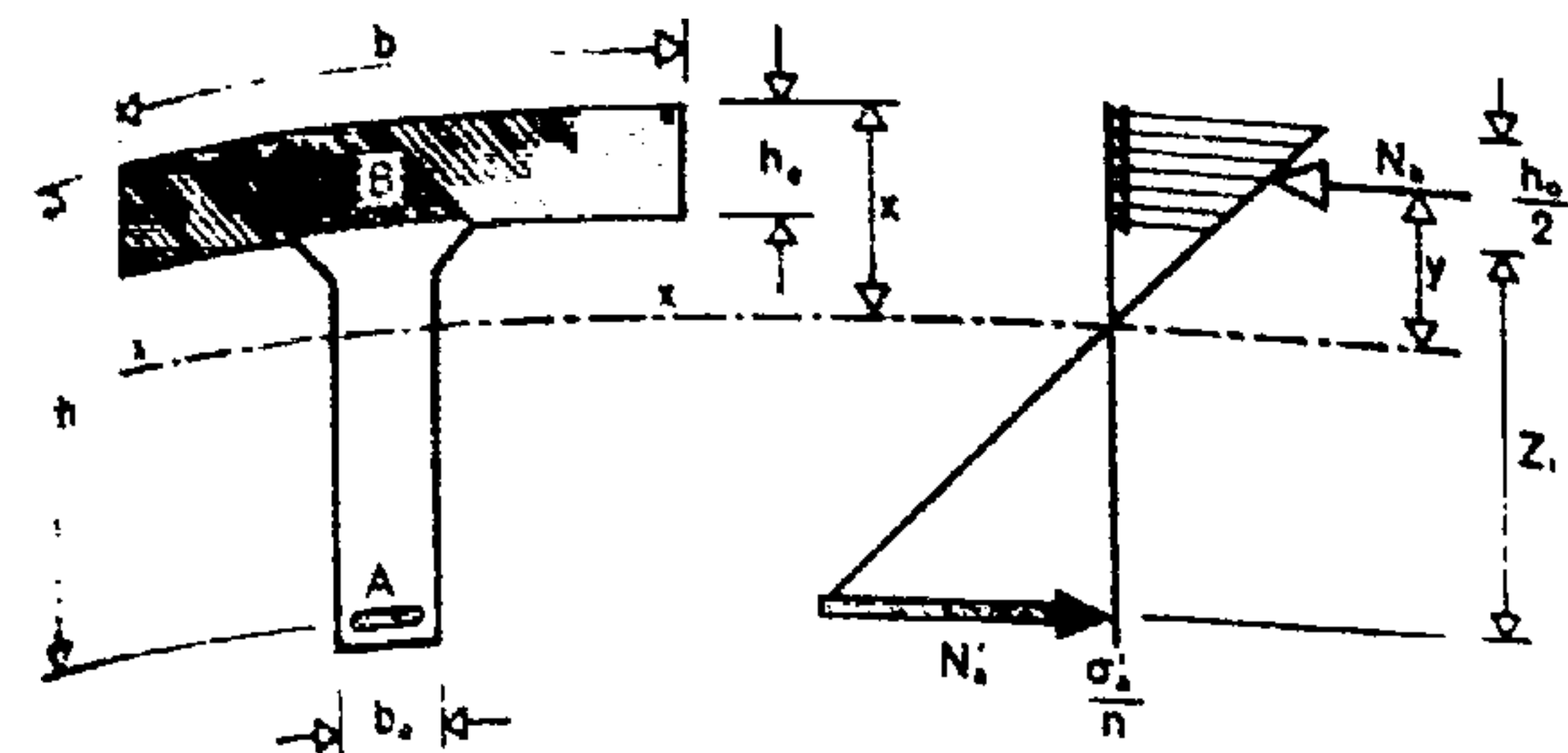


Fig. 1069.

En las vigas en T se supone que únicamente la tabla horizontal soporta los esfuerzos de compresión. Se desprecia la parte comprimida del alma.

Luego se calculan los valores siguientes:

$$x = \frac{\frac{b \cdot h_o^2}{2} + n \cdot A' \cdot h}{b \cdot h_o + n \cdot A'}$$

$$y = x - \frac{h_o}{2} + \frac{h_o^2}{6(2x - h_o)}$$

$$Z_1 = h - x + y$$

$$\sigma'_a = \frac{M}{A' \cdot Z_1}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma'_a}{n} \cdot \frac{x}{h - x}$$

34.5. CONSTRUCCIÓN, REALIZACIÓN DE LAS VIGAS EN T

Cuando se trata de piezas de pequeñas dimensiones, la nervadura y el forjado pueden hormigonarse en una misma operación. Esta ejecución ofrece la ventaja de un excelente enlace entre los dos elementos y la transmisión del esfuerzo cortante se efectúa en condiciones favorables. En cambio, cuando ambas partes, nervadura y forjado, deben hormi-

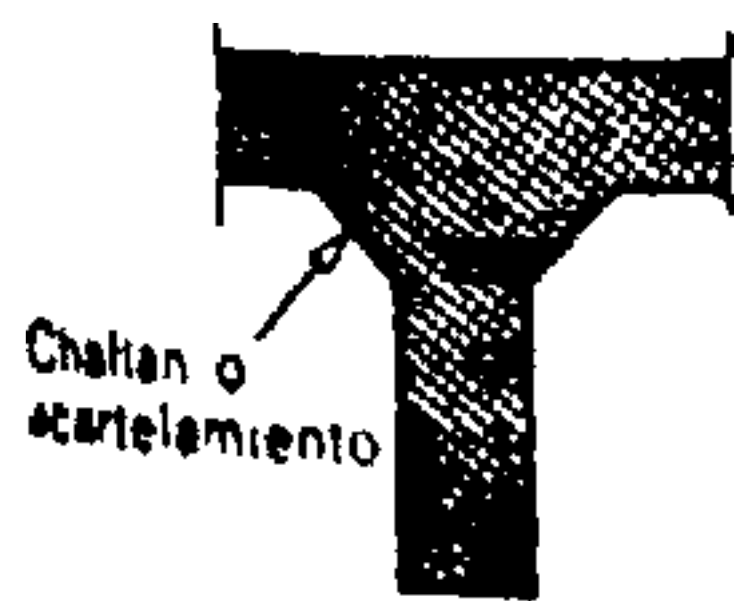


Fig. 1070.

Un chafán o acartelamiento que enlace el ala con el alma de una viga en T favorece la transmisión de los esfuerzos y aumenta la resistencia al cizallamiento horizontal.

gonarse en dos etapas, la "costura" de las partes constitutivas debe quedar asegurada mediante estribos profundamente anclados en el forjado. Estas últimas armaduras deben ser suficientes para equilibrar los esfuerzos de deslizamiento o desparramamiento longitudinal existentes (Reglas B.A. 60, artículo 4.237).

Con el fin de asegurar la transmisión de los esfuerzos y para aumentar la resistencia al desgarramiento longitudinal en la parte baja del forjado, es conveniente disponer acartelamientos o chafanes que refuercen el enlace de la nervadura con el forjado.

Se dedicará un cuidado muy especial a la determinación de la altura h y de la anchura b_o . La necesidad de disponer las armaduras en varias capas, en el fondo de la nervadura, lleva consigo una eleva-

ción del centro de gravedad de las barras de armadura que influye en la altura h . Asimismo se comprobará el valor b_o a fin de poder alojar la armadura prevista sin dejar de respetar las condiciones necesarias de revestimiento.

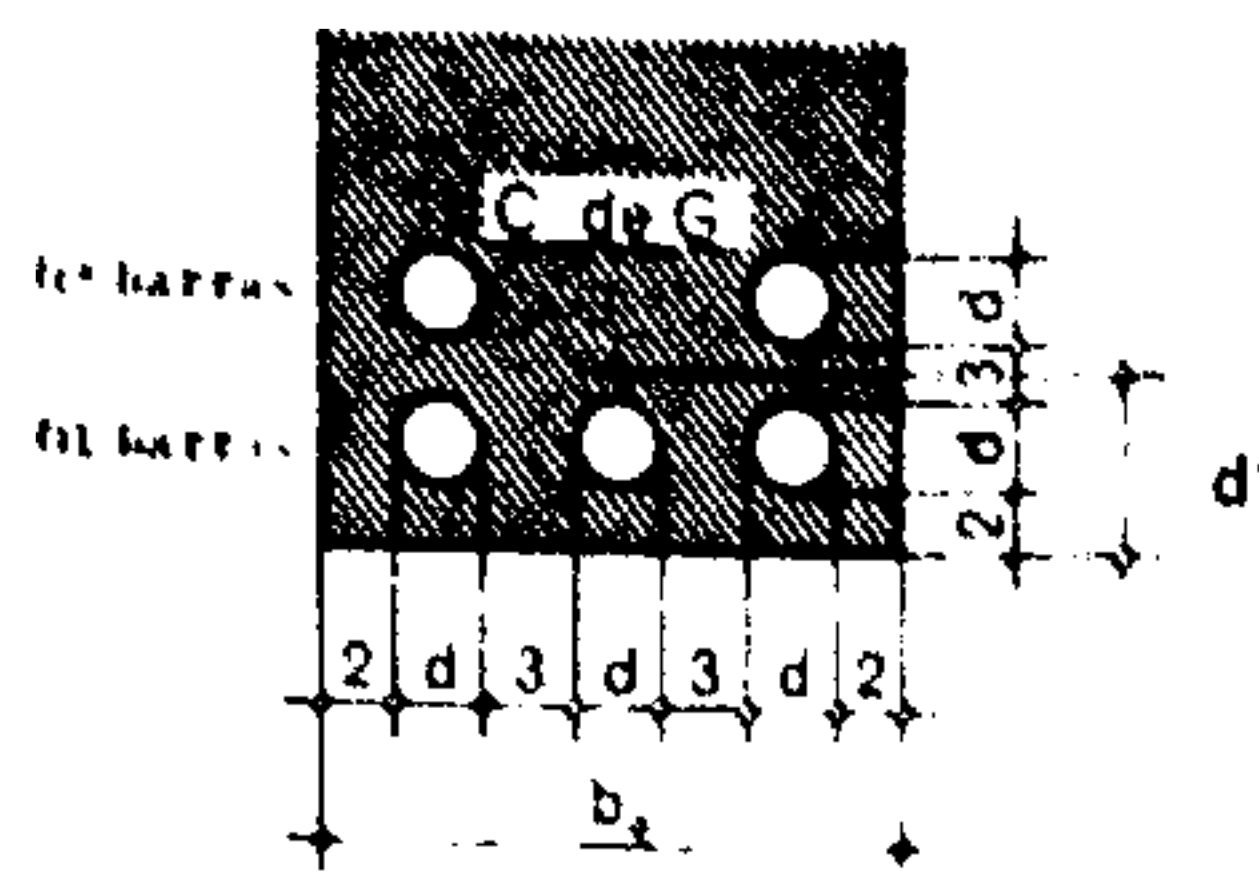


Fig. 1071.

La altura estática h de la obra se ha de contar a partir del centro de gravedad de la sección total de las barras. En el caso en que se dispongan varias capas de barras, se calculará ese valor por medio de la determinación de d' :

$$d' = \frac{n_1}{n_1 + n_2} \cdot (3 + d) + 2 + \frac{d}{2}$$

En las construcciones expuestas a la intemperie o a un ambiente agresivo es necesario aumentar la protección de la armadura mediante un espesor suplementario de hormigón.

La anchura mínima de la obra viene dada por la fórmula:

$$b_o = 4 + 3(n_1 - 1) + n_1 \cdot d$$

Los valores así calculados deberán ser escrupulosamente respetados cuando se proceda a la ejecución.

35. LOSAS APOYADAS POR TODO SU CONTORNO

Una de las ventajas ofrecidas por las losas de hormigón armado consiste en que es posible hacerlas descansar por todo su contorno, o sea según sus dos direcciones principales.

Las losas cruzadas (o forjadas), las losas con nervaduras cruzadas (o losas de casetones), así como los pisos-techos fungiformes (o de seta) y los pisos-losas permiten beneficiarse de dicha ventaja.

En esta exposición sólo consideramos los dos primeros tipos.

Las losas cruzadas o forjadas según sus dos direcciones principales, son interesantes por el hecho de que la armadura de flexión en un sentido sirve de armadura de repartición en el otro, de lo cual resulta cierta economía.

Las losas con nervaduras cruzadas, o de casetones, permiten asociar las ventajas que se siguen de las vigas en T con la que puede sacarse de los apoyos en ambos sentidos. Sin embargo, conviene considerar con atención el problema planteado por el encofrado, porque existe el peligro de introducir un exceso de coste en la ejecución de la obra.

De todos modos, para que sea posible hacer que los dos sentidos portantes tomen parte en el sostenimiento de las cargas y sobrecargas, es necesario que la relación de los lados sea como máximo de 0,5/1, según las normas suizas, y de 0,4/1, según las reglas francesas B.A. 60.

Cada uno de los lados puede ser libre o empujado. El comportamiento de las losas apoyadas por todo su contorno está notablemente influido por la

naturaleza de los apoyos. El problema estático se complica cuando en una misma obra la naturaleza de los apoyos es diferente en alguno de los lados.

Si la naturaleza de los apoyos es idéntica en los cuatro lados, puede considerarse que una carga p , aplicada a la losa, se divide en dos partes desiguales:

Sea l_y la longitud de la losa
y l_x la anchura de la misma,

debe tenerse como máximo:

$$\frac{l_x}{l_y} = 0,4 \text{ en Francia y } \frac{l_x}{l_y} = 0,5 \text{ en Suiza.}$$

Si se hace $p_y =$ porción de carga unitaria a aplicar sobre la luz l_y ,
una fórmula empírica da:

$$p_y = p \cdot \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

Si se hace $p_x =$ porción de carga unitaria a aplicar sobre la luz l_x ,
se tiene:

$$p_x = p \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

Lo cual, en el caso de apoyos libres, nos da los momentos M_y (de la luz y) M_x (de la luz x):

$$M_y = \frac{p_y \cdot l_y^2}{8}, \quad \text{o sea } \frac{1}{8} \cdot \frac{p \cdot l_x^4 \cdot l_y^2}{l_y^4 + l_x^4};$$

$$M_x = \frac{p_x \cdot l_x^2}{8}, \quad \text{o sea } \frac{1}{8} \cdot \frac{p \cdot l_y^4 \cdot l_x^2}{l_y^4 + l_x^4}$$

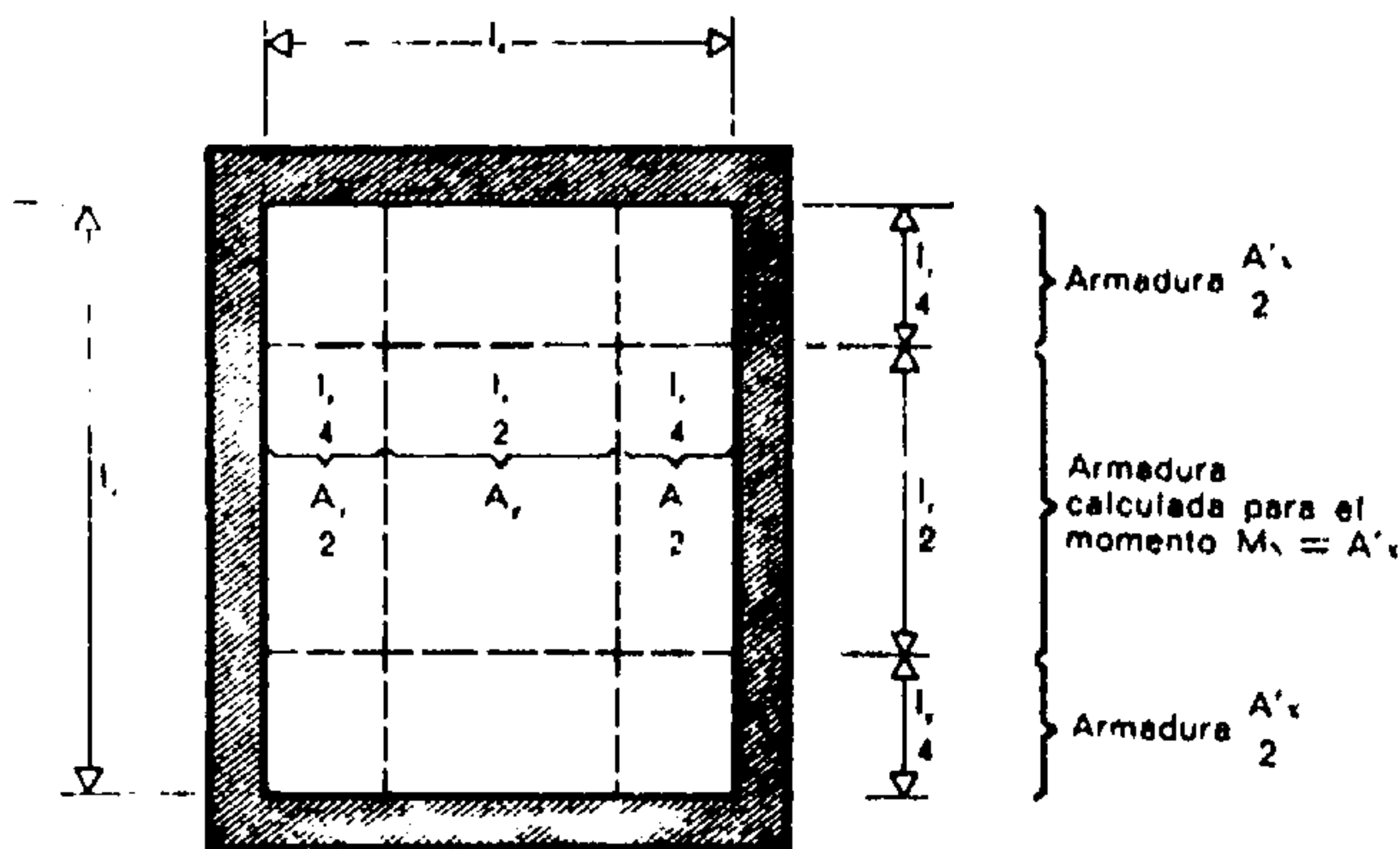


Fig. 1072.

Armadura de flexión

La armadura calculada para el momento positivo ocupa la mitad central de la losa en el sentido l_x y en el sentido l_y . El cuarto exterior, de una y otra parte, recibe la mitad de la sección calculada.

El dimensionado se efectúa a continuación con las expresiones habituales y por eso se calculan las armaduras de un sentido y luego las del otro. Es necesario tener el cuidado de determinar h según el momento más importante. La altura útil de la otra luz se determina teniendo en cuenta el hecho de que estas barras están colocadas en segunda capa.

En la primera y en la última cuarta parte de cada

luz se puede reducir a la mitad la sección de las armaduras calculada para el centro de la luz.

Para las losas de esta clase es conveniente prever armaduras especiales de tensión en las capas

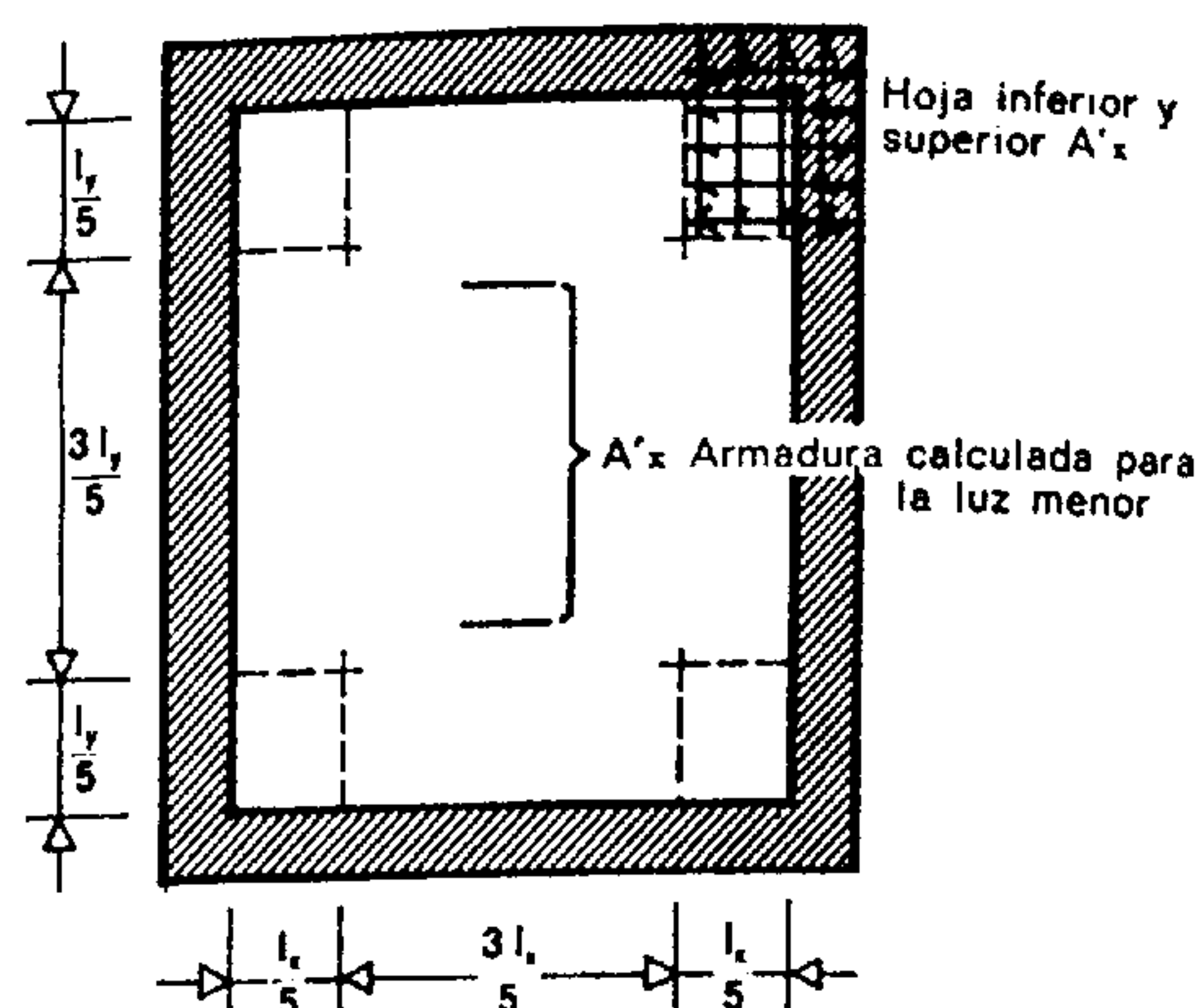


Fig. 1073.

Armadura de torsión

Es conveniente armar los ángulos de las losas apoyadas sobre su contorno por medio de barras inferiores y superiores destinadas a absorber la torsión.
Esta armadura debe cubrir el primero y último quinto de la luz, en cada sentido.

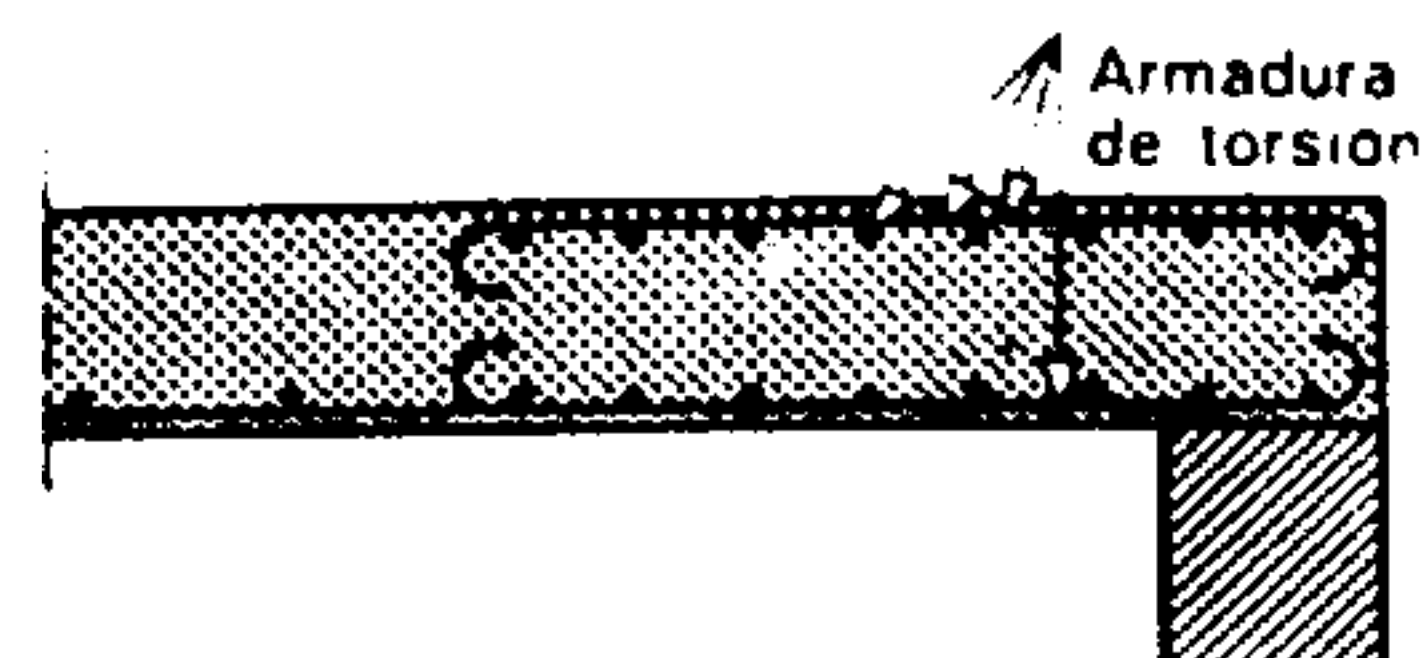


Fig. 1074.

Corte vertical de un ángulo de una losa apoyada sobre sus cuatro costados

La armadura superior debe quedar cuidadosamente sujeta por medio de caballetes de colocación sobre la hoja inferior. En ningún caso se añadirá esa capa de armadura en el momento de hormigonar.

inferior y superior, en cada uno de los ángulos de la luz libre. El número de armaduras que hay que destinar a esos ángulos es igual al que se calcula para la menor de las luces y debe extenderse sobre una zona igual a la quinta parte de cada luz. (Véanse las figs. 1 077 a 1 079, pág. 391.)



Fig. 1075.

Caballete de colocación

Sirve para ligar las barras de la capa superior.

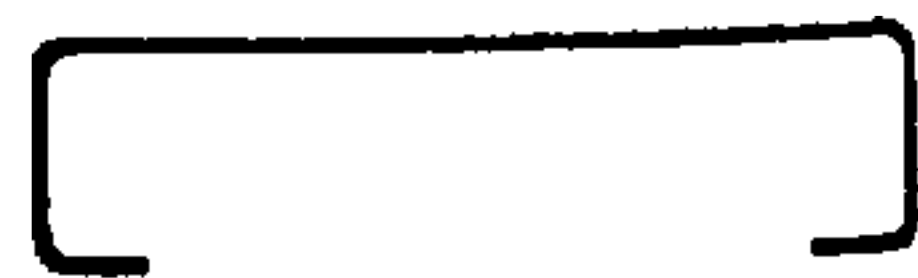


Fig. 1076.

Armadura de capa superior

Dándole una forma acertada es posible prescindir de los caballetes de colocación.

Observación: Para evitar toda clase de hundimientos de la capa superior de una losa, es preciso prever unos caballetes de colocación, o bien un plegado de adaptación de las armaduras que impida a éstas cualquier desplazamiento fortuito.

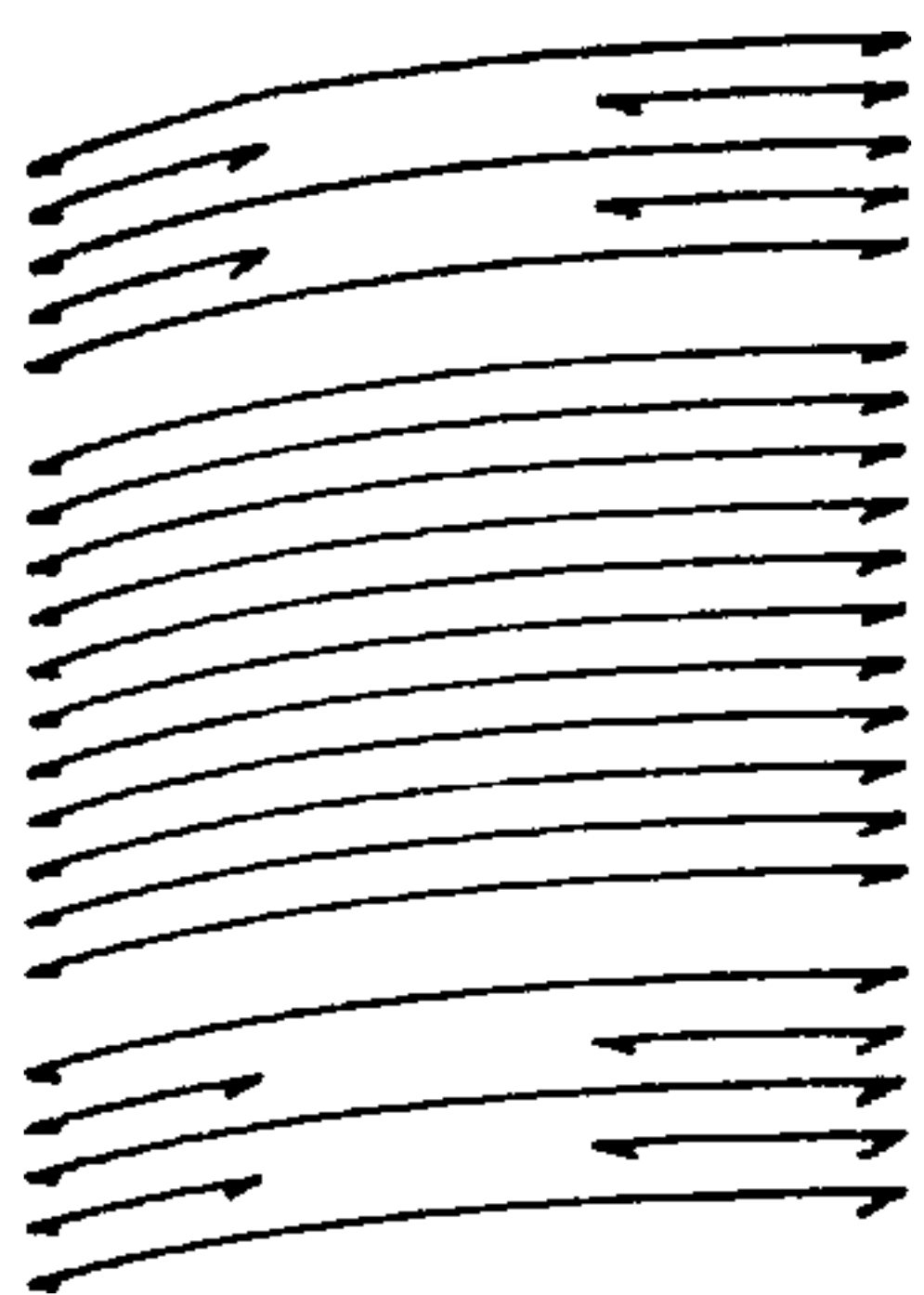


Fig. 1077.

Primera capa de armadura

La primera capa colocada es la que corresponde a la luz menor.

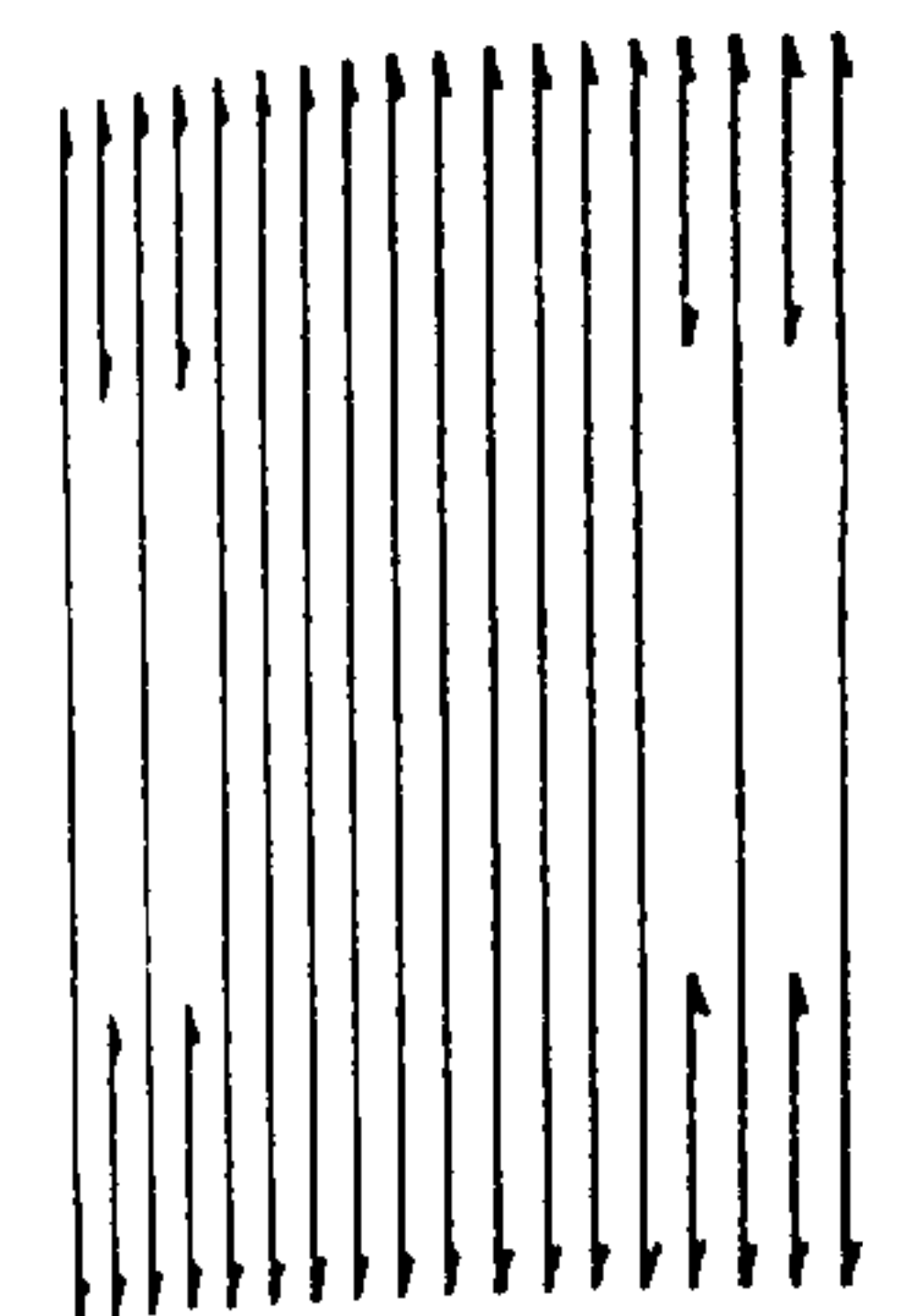


Fig. 1078.

Segunda capa de armadura

La altura estática de esta capa es más reducida que la que sirve para el cálculo de la primera capa.

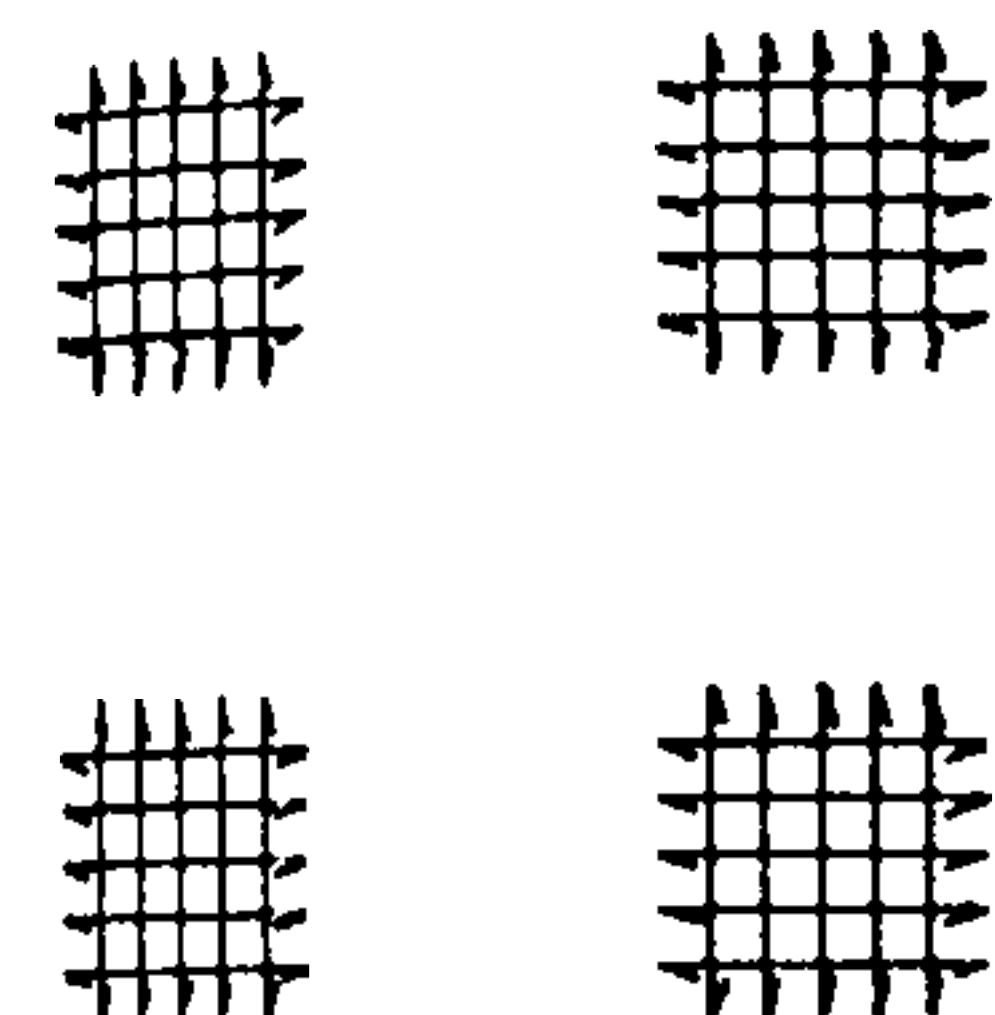


Fig. 1079.

Capas superiores

Dispuestas, generalmente, en el mismo sentido que las capas inferiores, esas barras reducen los riesgos de agrietamiento. (Es posible disponer estas armaduras a 45° con relación a las capas inferiores.)

36. LAS LOSAS EMPOTRADAS

Están sometidas a un momento positivo en el centro de su luz y a un momento negativo cerca de sus apoyos. El valor de este último depende de la rigidez del empotramiento.

En la práctica, es difícil obtener empotramientos

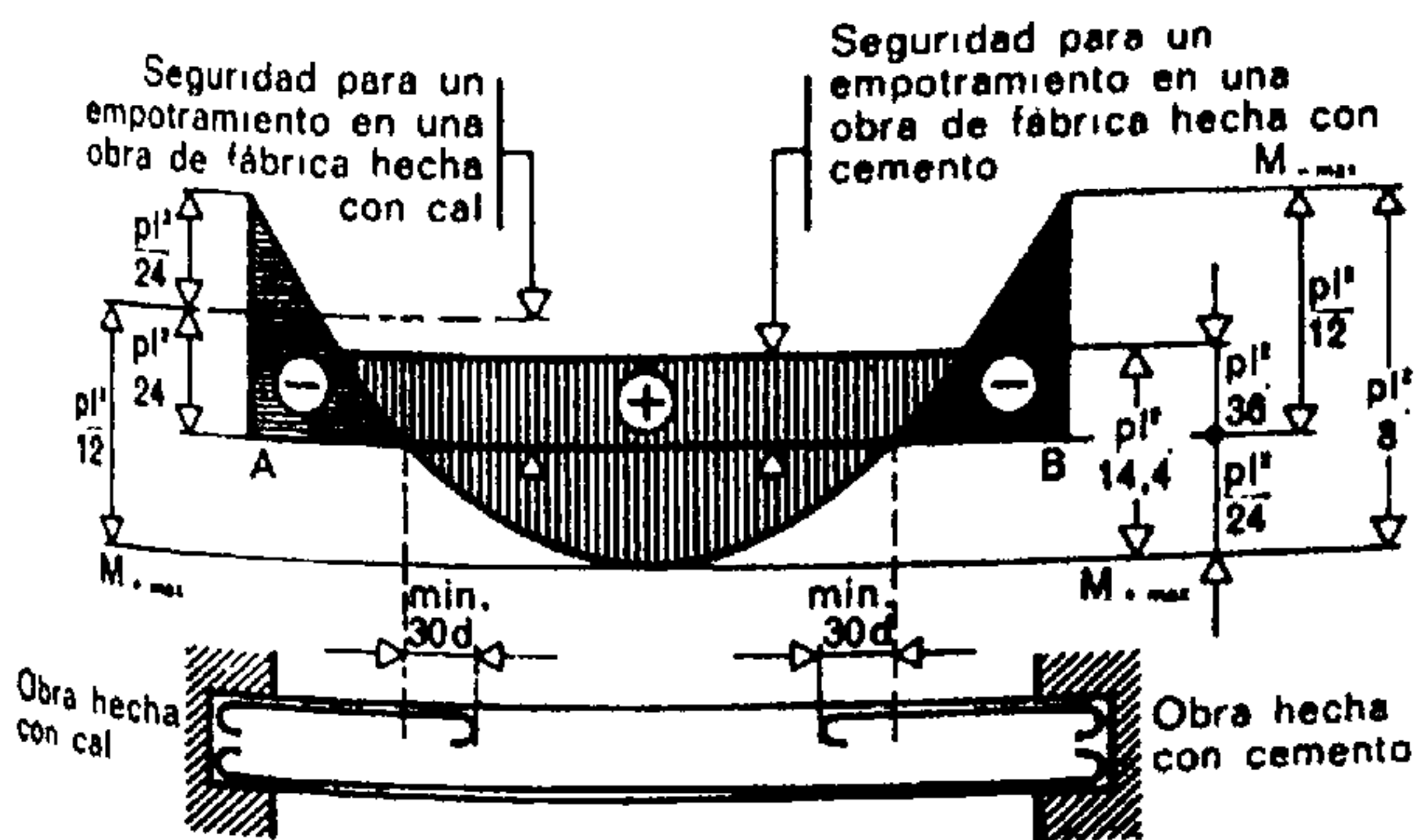


Fig. 1080.

Losas empotradas

El momento de empotramiento perfecto de una pieza uniformemente cargada es igual a:

$$M_A = M_B = - \frac{p \cdot l^2}{12}$$

En el centro de la luz, el momento positivo vale:

$$M_{+max} = \frac{p \cdot l^2}{24}$$

El momento total $\frac{p \cdot l^2}{8}$ se subdivide en una parte positiva y otra negativa. Como medida de seguridad, por razón de la incertidumbre del valor del empotramiento, debe preverse cierto solapamiento de los momentos positivos y negativos.

perfectos en las mamposterías de piedra o en las obras de fábrica de aglomerados o de ladrillo. El valor del empotramiento depende igualmente de la naturaleza de los morteros que forman las juntas. En cambio, en las paredes de hormigón armado o en las de hormigón moldeado en encofrados, y mediante ciertas precauciones, es posible obtener un empotramiento real.

Así, pues, en la mayoría de los casos no sería prudente dimensionar una losa considerándola como perfectamente empotrada. Para tener en cuenta esta observación no hay que basarse más que en un empotramiento igual a los $\frac{2}{3}$ de su valor teórico si se trata de obra de fábrica hecha con mortero de cemento y de $\frac{1}{2}$ de su valor teórico si la obra de fábrica es a base de cal.

En las losas empotradas, el momento negativo será:

$$M_- = - \frac{p \cdot l^2}{12}$$

y el momento positivo:

$$M_+ = \frac{p \cdot l^2}{14,4} \quad \text{ó} \quad M_+ = \frac{p \cdot l^2}{12}$$

según que la mampostería o la obra de fábrica sea de cemento o de cal.

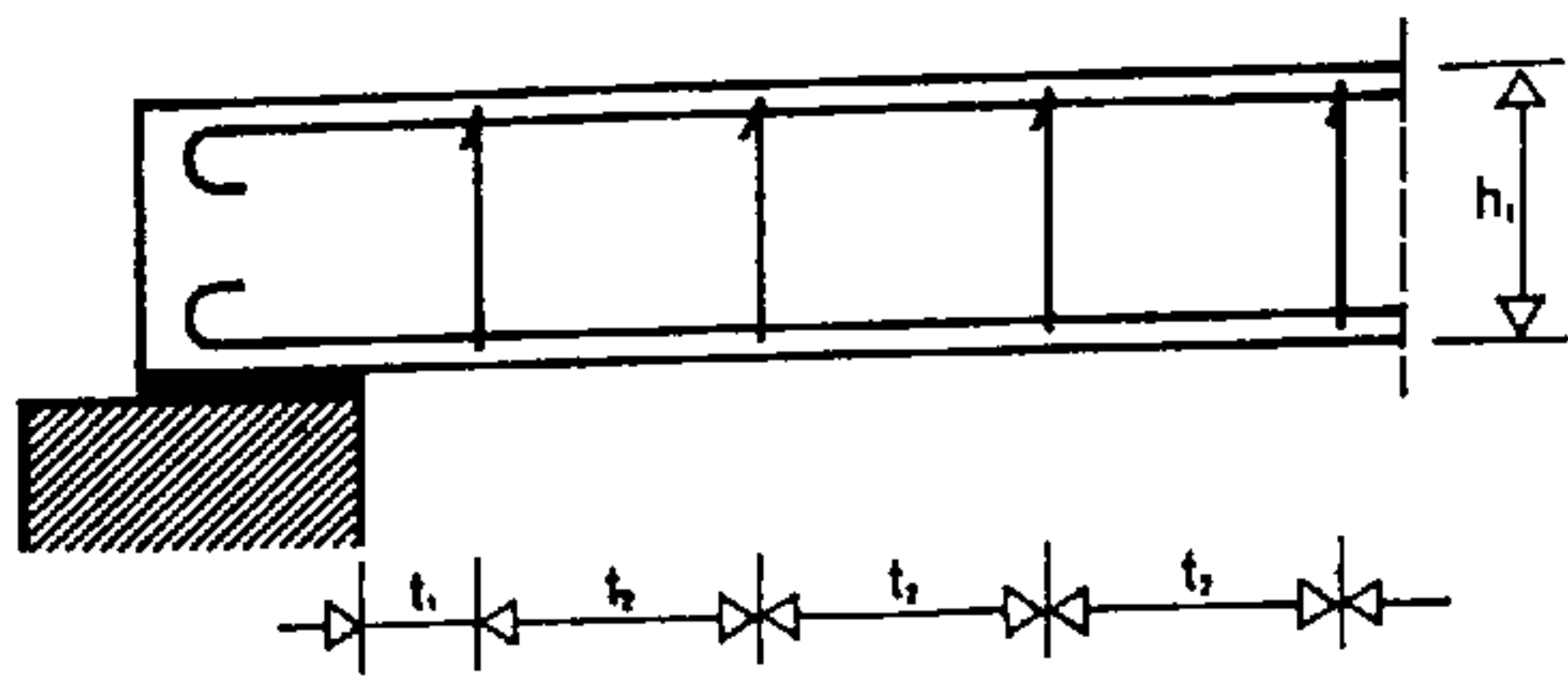
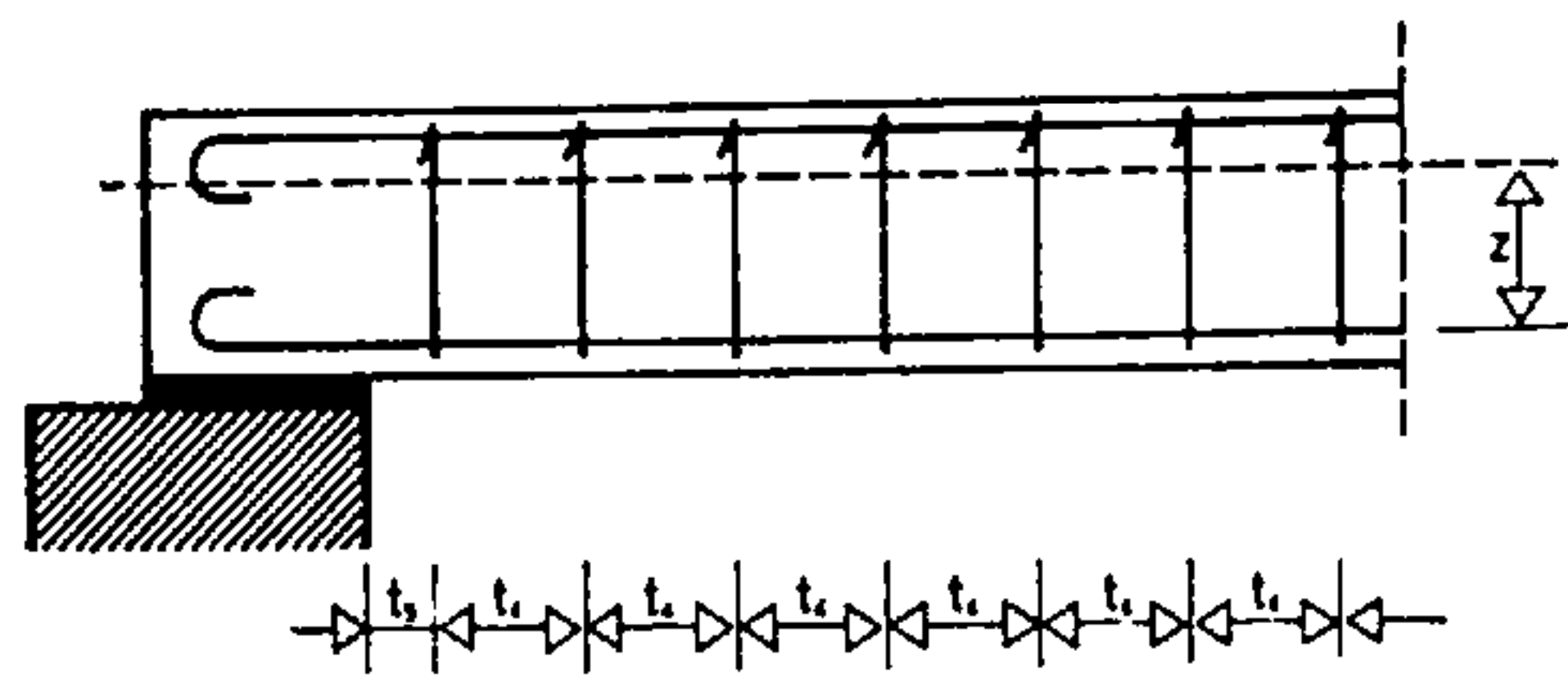
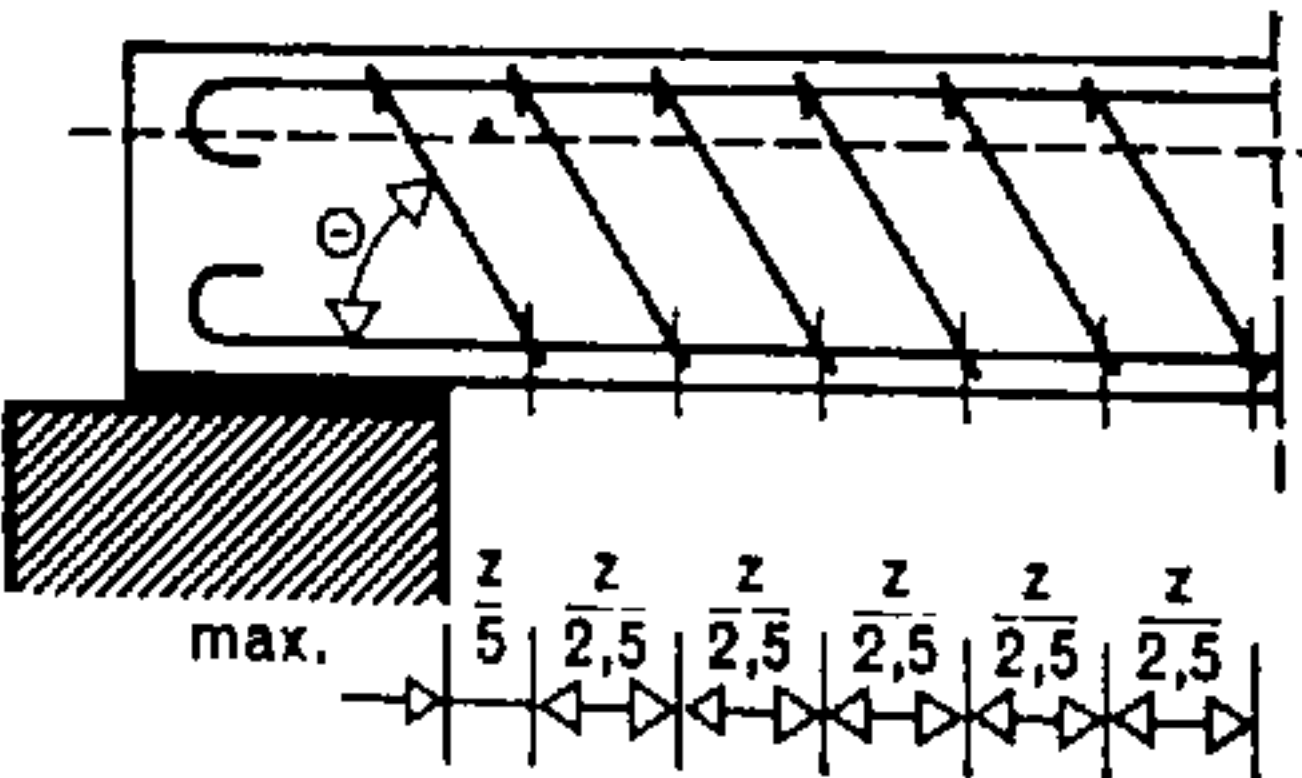
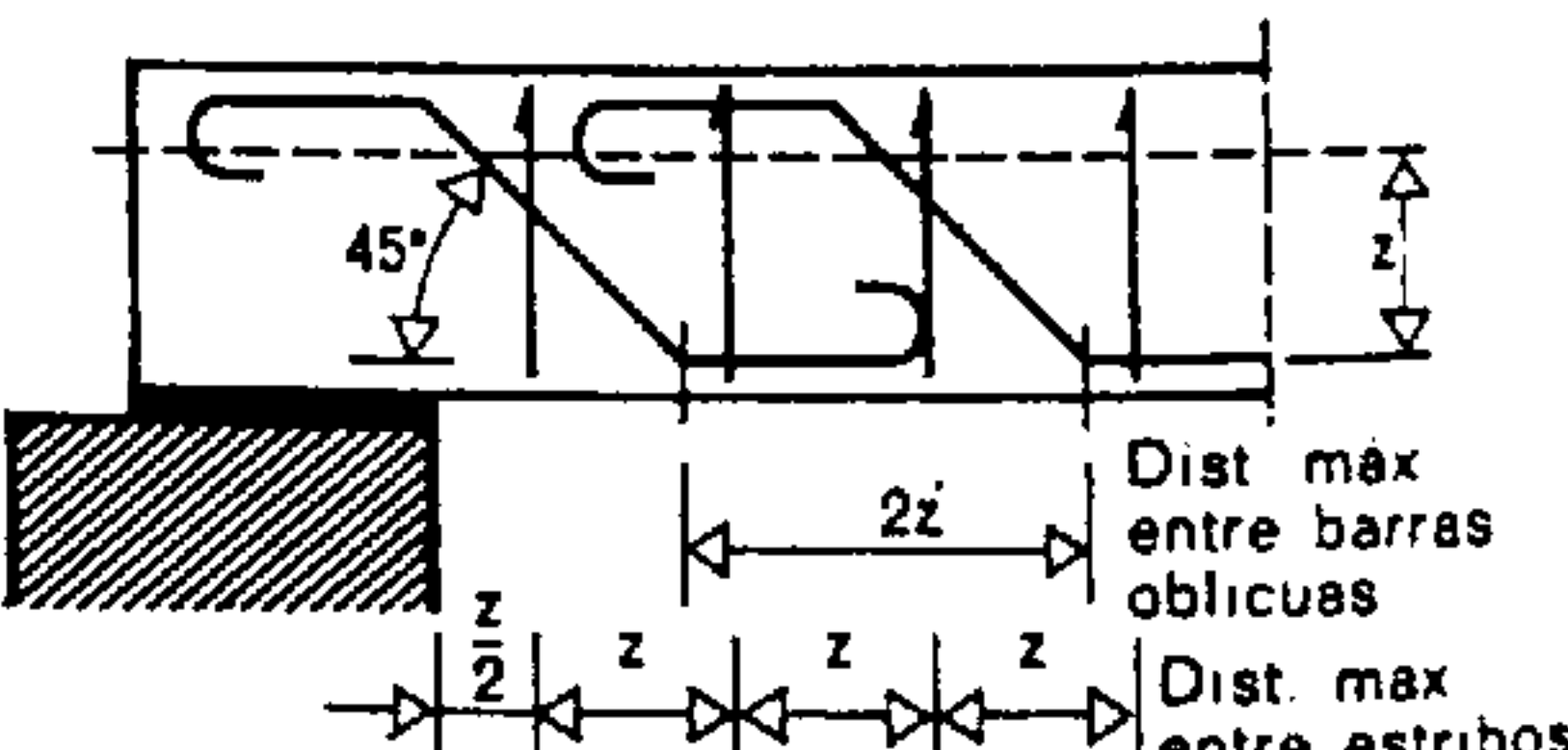
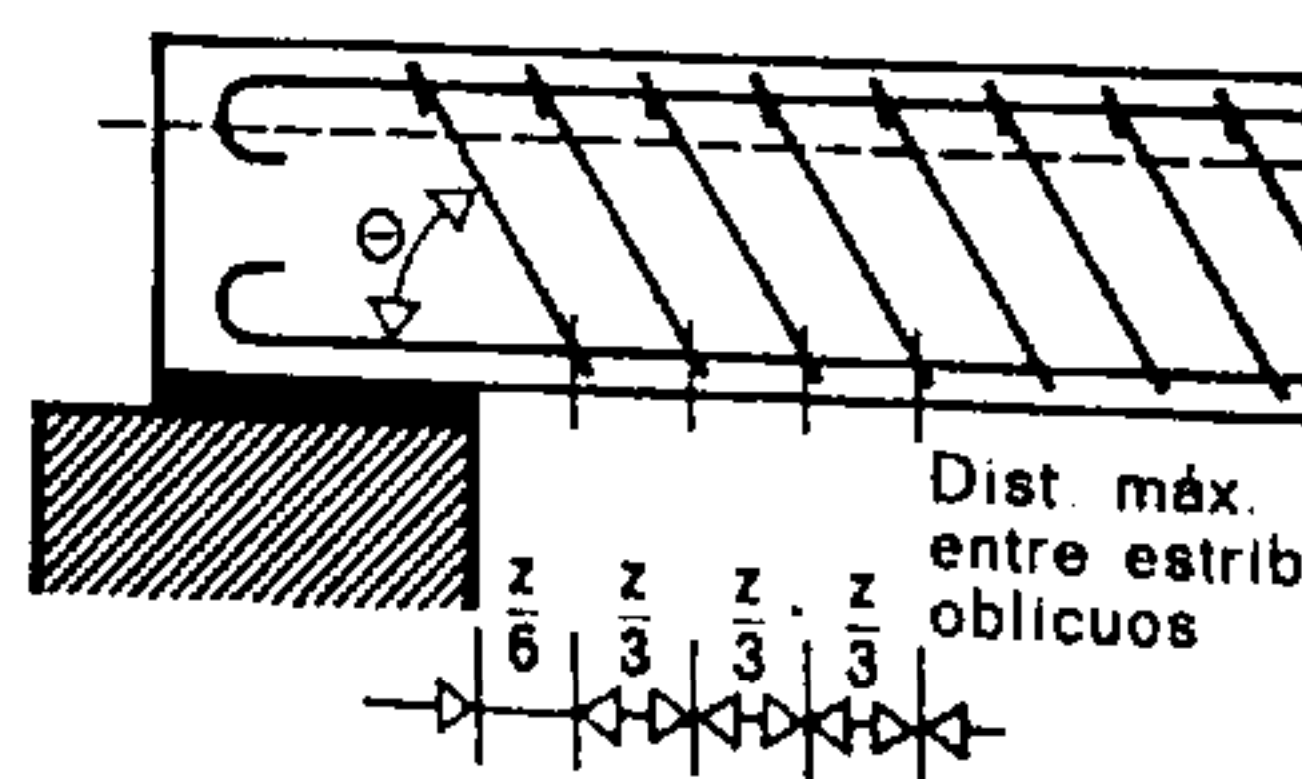
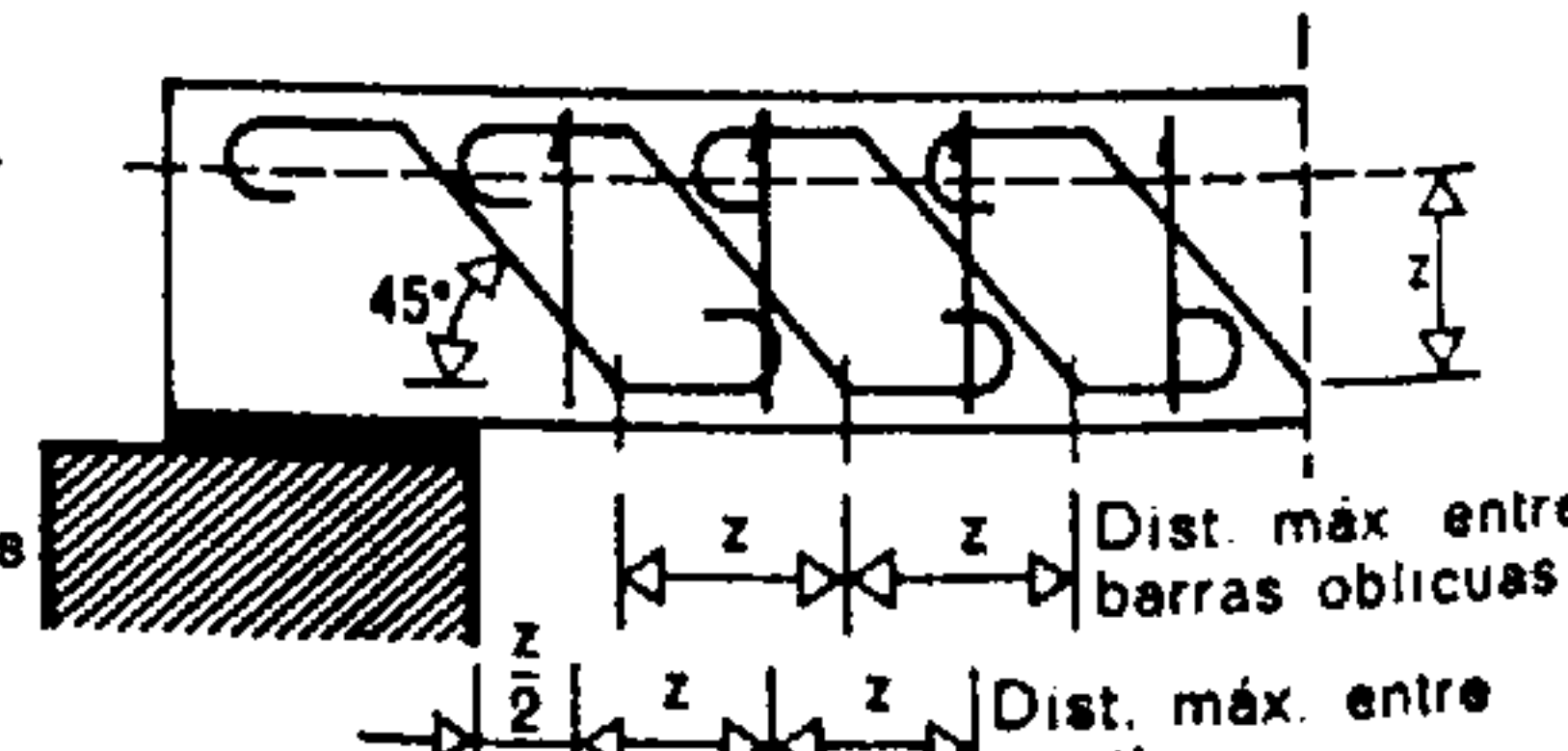
37. DIMENSIONES RELATIVAS DE ALGUNOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

Con el propósito de limitar los tanteos y para facilitar las investigaciones dimensionales, pueden fijarse algunos valores relativos a los espesores que hay que admitir para los elementos portantes. Es conveniente recordar al calculista principiante que, si bien los espesores mínimos de las obras engendran una reducción en los volúmenes de hormigón que se emplearán, en cambio con ello aumenta el número de armaduras, y no es cierto que el resultado final de la operación dé un saldo a favor de la economía. Conviene, en cambio, tener en cuenta en cada caso particular no solamente la forma de cálculo sino también la de ejecución y las exigencias del aislamiento. Todos estos factores influyen en el calculista, que finalmente debe presentar una solución de los problemas en la cual se conjuguen juiciosamente la seguridad y la economía.

En los inmuebles con sobrecargas normales se cuenta:

- 1) forjado soportado en una sola dirección: $h \cong \frac{1}{30}$ de la luz;
- 2) forjado soportado en los dos sentidos: $h \cong \frac{1}{45}$ de la luz menor;
- 3) forjado soportado en los dos sentidos pero empotrado por los 4 lados: $h \cong \frac{1}{55}$ de la luz menor;
- 4) losas nervadas o con piezas huecas: $h \cong \frac{1}{25}$ de la luz;
- 5) vigas asociadas a un forjado: $h \cong \frac{1}{15}$ de la luz;

Tabla 55. — Resumen de los diferentes casos referentes a la elección de las armaduras transversales.
(Según B.A. 60)

Valor de τ_b	Dosificación en cemento	Valores límites de τ_b en función de $\bar{\sigma}_b$ y $\bar{\sigma}_{bo}$ en kg/cm ²		Disposición de las armaduras transversales destinadas a combatir los efectos del esfuerzo cortante	
		hormigones no controlados	hormigones controlados		
0 ↓ 0,5 $\bar{\sigma}_b$ ↓ 2 $\bar{\sigma}_b$ ↓ 2,5 $\bar{\sigma}_b$ ↓ $\frac{\bar{\sigma}_{bo}}{3}$ ↓ 0,4 $\bar{\sigma}_{bo}$ máx.	300 350 400	2,5 2,7 3,0	3,0 3,3 3,6	Estribos o marcos verticales  $t_1 = \frac{h_t}{2}$ como máximo $t_2 = h_t$ como máximo	
	300 350 400	10,2 11,1 12,0	12,3 13,2 14,4	Estribos o marcos verticales  $t_1 = \frac{Z}{2}$ como máximo $t_2 = Z$ como máximo	
	300 350 400	12,7 13,8 15,0	15,3 16,5 18,0	En esta zona de tensión τ_b, se elegirán preferentemente las disposiciones adoptadas para las solicitaciones más elevadas enunciadas abajo y válidas, que son de 2 $\bar{\sigma}_b$ a $\frac{\bar{\sigma}_{bo}}{3}$	
	300 350 400	19,0 22,5 25,0	23,0 27,0 30,0	Estribos o marcos oblicuos  max. $\frac{z}{5}$ $\frac{z}{2,5}$ $\frac{z}{2,5}$ $\frac{z}{2,5}$ $\frac{z}{2,5}$ $\frac{z}{2,5}$ Barras oblicuas y estribos *  Dist. máx. entre barras oblicuas: 2z Dist. máx. entre estribos: $\frac{z}{2}$ z z z z	
	300 350 400	22,8 27,0 30,0	27,6 32,4 36,0	Estribos o marcos oblicuos  Dist. máx. entre estribos oblicuos: $\frac{z}{6}$ $\frac{z}{3}$ $\frac{z}{3}$ $\frac{z}{3}$ Barras oblicuas y estribos *  Dist. máx. entre barras oblicuas: z Dist. máx. entre estribos: $\frac{z}{2}$ z z z z	
Comprobar igualmente si $\frac{100 A'_t}{b_o \cdot l} \leq 2$, expresión que constituye el límite superior				* Las barras oblicuas a 45° absorben de 0,4 a 0,6 T Los estribos verticales absorben de 0,6 a 0,4 T	

38. APLICACIONES NUMÉRICAS

Ejercicio n.º 1.

El piso que cubre el sótano de un pabellón está constituido por un forjado de hormigón armado. ¿Cuáles han de ser sus características, siendo las sobrecargas que hay que prever de 250 kg/m² y de 75 kg/m² para los tabiques ligeros interiores, y siendo el revestimiento del pavimento un enlosado de cerámica de gres, de un espesor total, con el mortero de colocación, de 5 cm? El espacio entre muros portantes es de 4,30 m, y la densidad del hormigón armado, de 2,5; revestimiento, 1,8.

Luz teórica: $l_t = l \cdot 1,05$
 $4,30 \cdot 1,05 \cong 4,52 \text{ m}$

Espesor supuesto del forjado:

$$h_t = \frac{l}{30} \text{ o sea: } \frac{452}{30} \cong 15 \text{ cm.}$$

Cargas:

Peso propio de la losa:

$$1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 375 \text{ t/m}^2$$

Peso propio del revestimiento:

$$1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,05 \cdot 1,8 = 0,090 \text{ t/m}^2$$

(el techo queda en bruto al desencofrar).

Sobrecargas:

Sobrecarga de tabiques interiores $= 0,075 \text{ t/m}^2$

Sobrecarga accidental $= 0,250 \text{ t/m}^2$

Carga total por m² de piso $= 0,790 \text{ t/m}^2$

Momento flector:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} \text{ o sea } \frac{0,790 \cdot 4,52^2}{8} \cong 2,02 \text{ mt.}$$

Tensiones admitidas:

$$\sigma_b = 84 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la altura, del espesor:

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad a = 0,0884;$$

$$h = 0,0884 \sqrt{\frac{2,02}{1}} \text{ o sea } h \cong 12,6 \text{ cm.}$$

Determinación de la armadura:

$$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}; \quad \beta = 7,99;$$

$$A' = 7,99 \sqrt{2,02 \cdot 1} \text{ o sea } A' \cong 11,33 \text{ cm}^2$$

o bien, empleando otra fórmula:

$$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h; \quad \mu = 0,904;$$

$$A' = 0,904 \cdot 100 \cdot 0,126 \text{ o sea } A' \cong 11,33 \text{ cm}^2$$

Esta sección de acero puede estar compuesta con:

barras de 12 mm de Ø, espaciadas a 10 cm

barras de 14 mm de Ø, espaciadas a 13,6 cm

barras de 16 mm de Ø, espaciadas a 17,8 cm.

Determinación de la armadura de repartición (en Suiza):

$$0,2 \cdot \frac{100}{100} \cdot 15 = 3 \text{ cm}^2.$$

Esta sección de acero puede estar compuesta con:

barras de 6 mm de Ø, espaciadas a 9,4 cm

barras de 8 mm de Ø, espaciadas a 16,8 cm

barras de 10 mm de Ø, espaciadas a 26 cm.

Armaduras escogidas:

Armadura principal Ø 16, espaciadas a 16,6 cm, es decir, 6 barras por metro.

Armadura de repartición Ø 10, espaciadas a 25 cm, es decir, 4 barras por metro.

(Si es posible, hay que elegir espaciados de trazado sencillo durante la ejecución.)

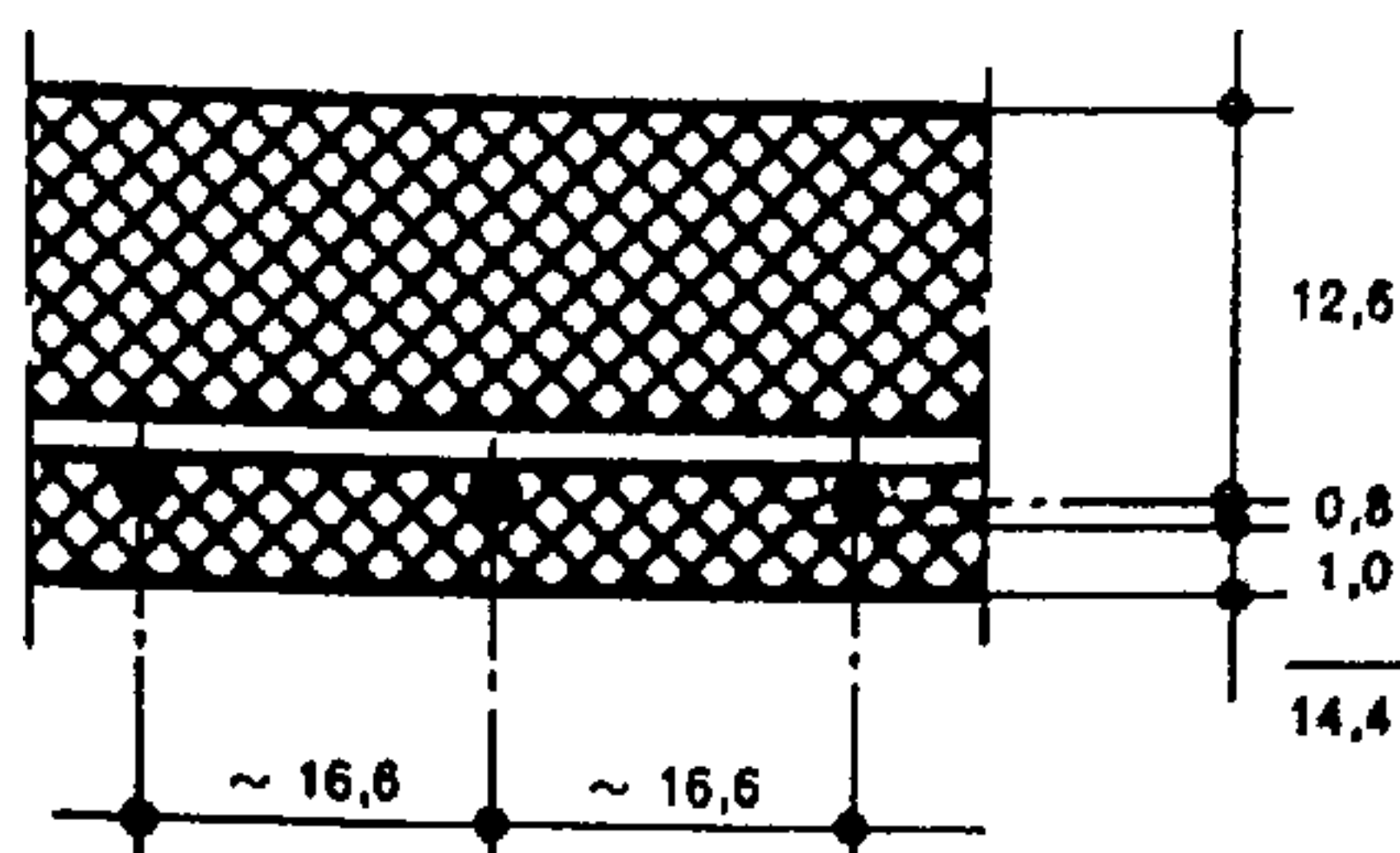


Fig. 1081.

Espesor de la losa

Comprende la altura estática, el semidiámetro de la armadura principal y el espesor del hormigón de protección.

Durante el control de la ejecución, el primer elemento que se comprobará será la altura de colocación de la armadura y el espesor del forjado; luego el diámetro y espaciado de las barras.

Comprobación de las tensiones de cizallamiento:

$$T = \frac{Q}{2} \text{ o sea: } \frac{0,790 \cdot 4,30}{2} \cong 1,7 \text{ t}$$

$$q = 0,885$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_o \cdot h \cdot q};$$

$$\tau_b = \frac{1700}{100 \cdot 12,6 \cdot 0,885} \cong 1,52 \text{ kg/cm}^2.$$

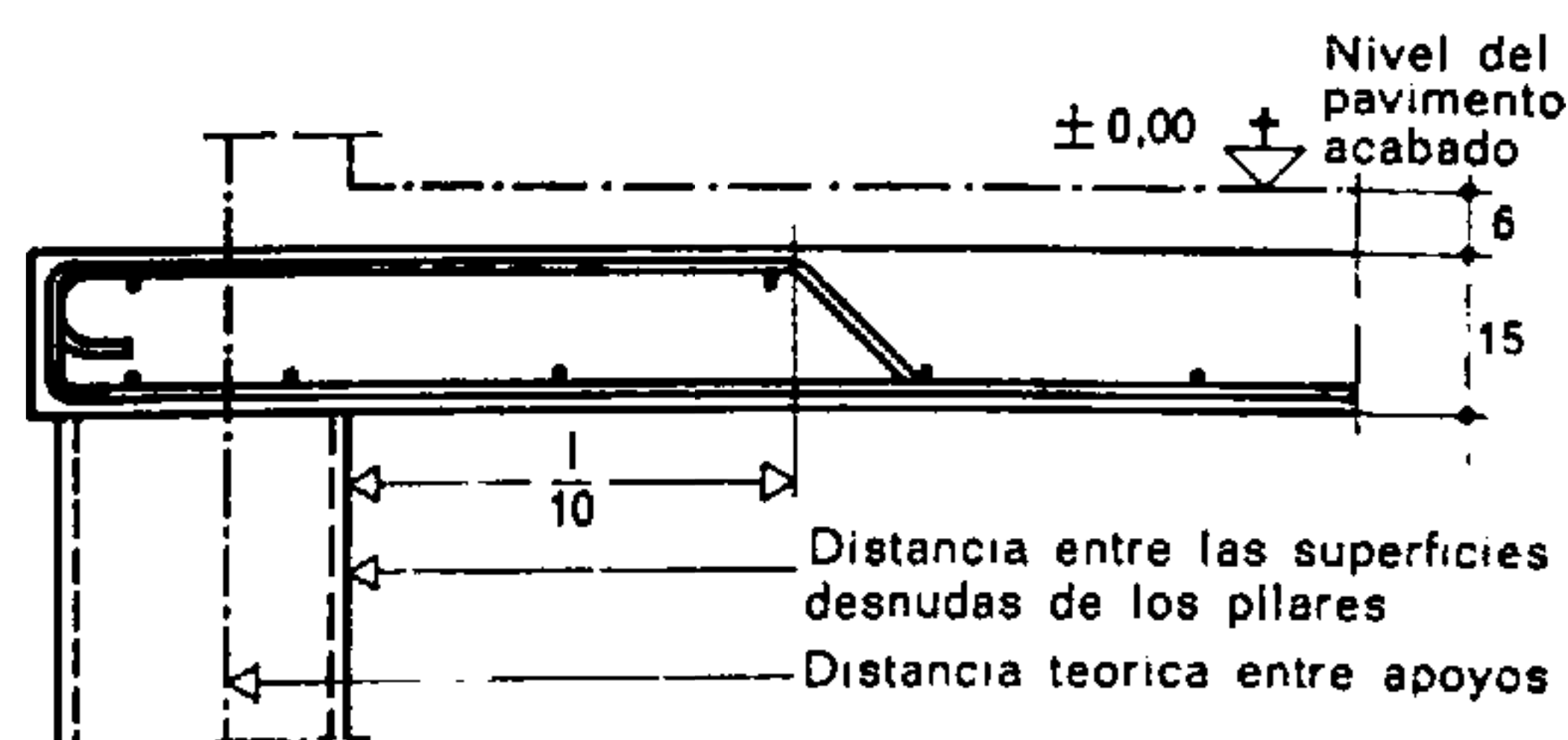


Fig. 1082.

Aun cuando no hay esfuerzos de tracción en la parte superior cuando la losa descansa libremente, suele levantarse, a veces, una barra de cada dos.

Esta sollicitación es inferior al valor de τ_b soportable por el hormigón, sin armaduras:

$$1,52 \text{ kg/cm}^2 < 3 \text{ kg/cm}^2.$$

Por tradición, sin embargo, ciertos ingenieros preconizan el levantamiento de una barra de cada dos. En tal caso la parte superior de una barra levantada tiene una longitud aproximada de 1/10 l.

Como consecuencia de un error de ejecución, supongamos que la armadura del forjado precedente ha sido colocada sobre calas de 3 cm de altura, haciéndose respetar el espesor total. ¿Cuáles son, en tal caso, las sollicitaciones reales de la losa?

Sección real de la armadura Ø 16 espac. 16,6 cm
o sea $\cong 12,1 \text{ cm}^2$

$$h = h' - \left(d + \frac{\varnothing}{2}\right)$$

o sea: $h = 15 - (3 + 0,8) \cong 11,2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{A'}{100 \cdot b \cdot h} \text{ de donde } \mu = \frac{12,1}{100 \cdot 1 \cdot 0,112} \cong 1,081.$$

Este valor de μ leído en la tabla ($\sigma'_o = 1\,600 \text{ kg/cm}^2$) da frente a él un σ_o de 94 kg/cm^2 .

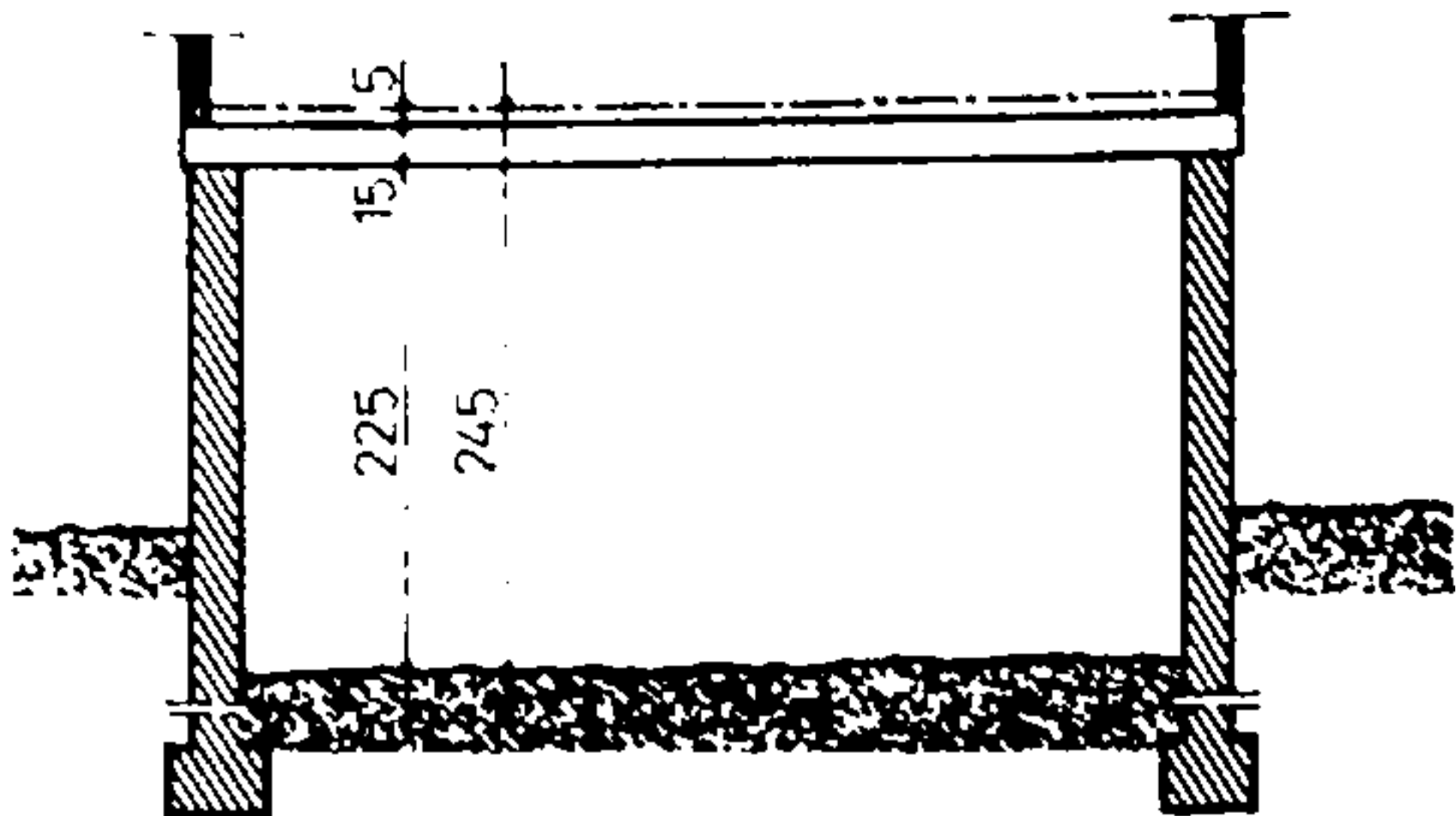


Fig. 1083.

Corte transversal

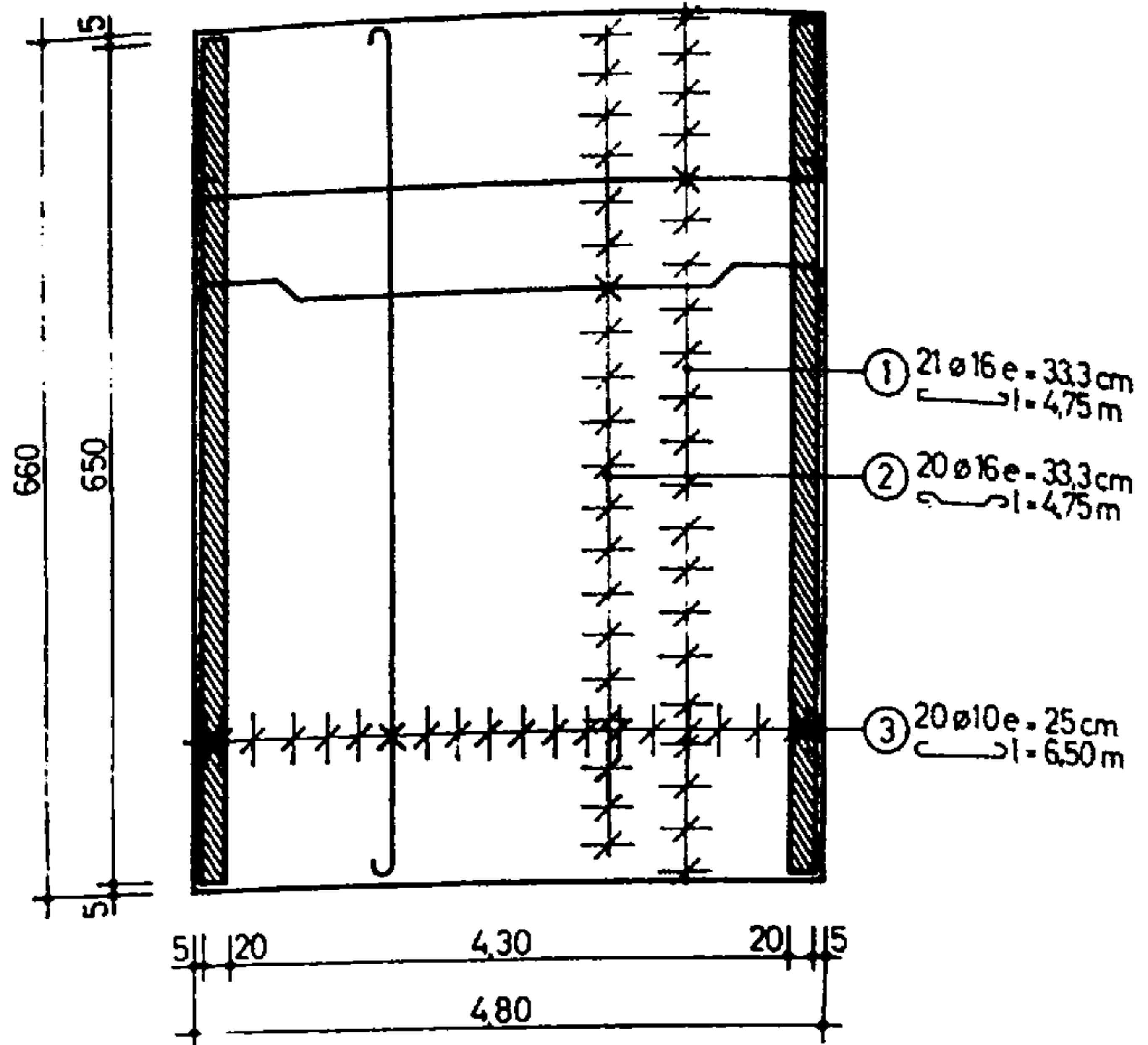


Fig. 1084.

Vista en planta

				PABELLON X...		ACERO DULCE			
						Fecha		p.	
LOSA SOBRE EL SOTANO						Conc corr plano n.º:			
Partida	Ø mm	Numero	Longitud desarroll m	Esquema de conformación de las armaduras: cotas exteriores en cm		Longitudes totales en m			
						Ø 10	Ø 16	/	/
1	16	21	5,25				110,2		
2	16	20	5,15				100,3		
3	10	20	6,70			134,-			
						134,-	210,5		
RECAPITULACION									
134 m de Ø 10 ; 134 x 0,62						=	83	kg	
210,5 m de Ø 16 ; 210,5 x 1,58						=	333	kg	
Peso de armadura para la losa:							416	kg	

Fig. 1085. — Lista para el pedido de las barras de acero

Ejercicio n.º 2.

El piso que cubre el sótano de un depósito o almacén está constituido por un forjado de hormigón armado. ¿Cuáles han de ser las características de la obra? Las sobrecargas son de 500 kg/m^2 ; el suelo y el techo no reciben revestimiento de ninguna clase. Las dimensiones de la obra están definidas por el croquis que sigue:

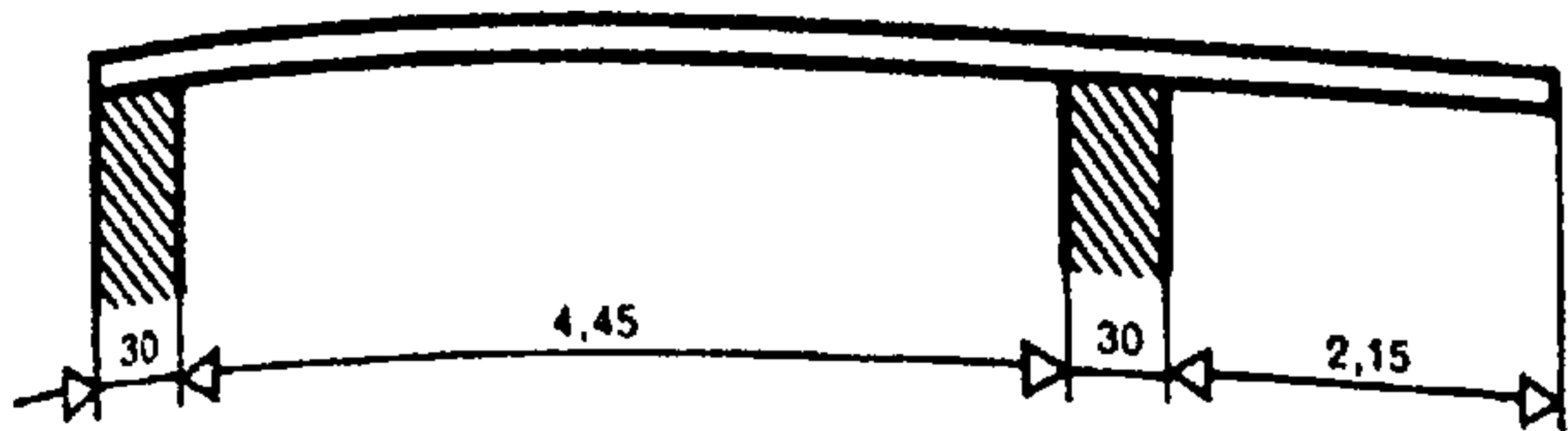


Fig. 1086.

Losa maciza sobre dos apoyos y prolongada en voladizo

Luces teóricas:

Voladizo $2,15 + 0,15 = 2,30$

Tramo $1,025 \cdot 4,45 + 0,15 \cong 4,71$

Espesor supuesto para el forjado

$$h_t \cong \frac{l \text{ volad.}}{15} \cong \frac{2,30}{15} \cong 15,4 \text{ cm.}$$

Cargas:

Peso propio: $1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,16 \cdot 2,5 = 0,400 \text{ t/m}^2$

Sobrecargas:

Sobrecarga prescrita $= 0,500 \text{ t/m}^2$

Carga total sobre el piso $= 0,900 \text{ t/m}^2$

Momentos flectores: Voladizo, $M = \frac{p \cdot l^2}{2}$;

$$\frac{0,9 \cdot 2,30^2}{2} \cong -2,38 \text{ mt} \quad \frac{0,4 \cdot 2,30^2}{2} \cong -1,06 \text{ mt}$$

$$\text{Tramo } M_+ = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

$$\frac{0,9 \cdot 4,71^2}{8} \cong 2,49 \text{ mt} \quad \frac{0,4 \cdot 4,71^2}{8} \cong 1,11 \text{ mt.}$$

Observación: El peso propio actúa constantemente en la obra. La sobrecarga, en cambio, puede estar aplicada sobre la ménsula, sobre el tramo o en ambas partes al mismo tiempo. Para que la obra presente toda clase de garantías de seguridad es preciso pensar en los casos más desfavorables, desplazando la acción de la sobrecarga por encima de la obra. En el caso que nos ocupa:

El momento negativo más importante se obtiene cuando la ménsula está sobrecargada y el tramo no soporta más que la carga propia. (El valor $M_{\max}$ sería el mismo si se considerase la acción de sobrecarga sobre la ménsula y sobre el tramo.)

El momento positivo máximo se obtiene cuando el tramo lleva la sobrecarga y la ménsula soporta tan sólo su peso propio.

Es posible reducir ligeramente el valor del momento negativo máximo teniendo en cuenta que la punta del momento corresponde a un apoyo teórico sobre una arista mientras que, en realidad, el apoyo se ejerce sobre todo el espesor de un muro o de una jácena.

Esta reducción corresponde a la diferencia entre el momento provocado por una carga concentrada y el debido a una carga uniformemente repartida.

Prácticamente, el valor M^* que hay que introducir cuando se calculan las dimensiones a base del momento negativo se determina de la manera siguiente:

Se unen las intersecciones de las superficies desnudas o alineaciones de los apoyos con los momentos teóricos; luego se divide en dos partes iguales el sector comprendido entre esta última recta en el eje del apoyo (punto P) y el momento negativo teórico

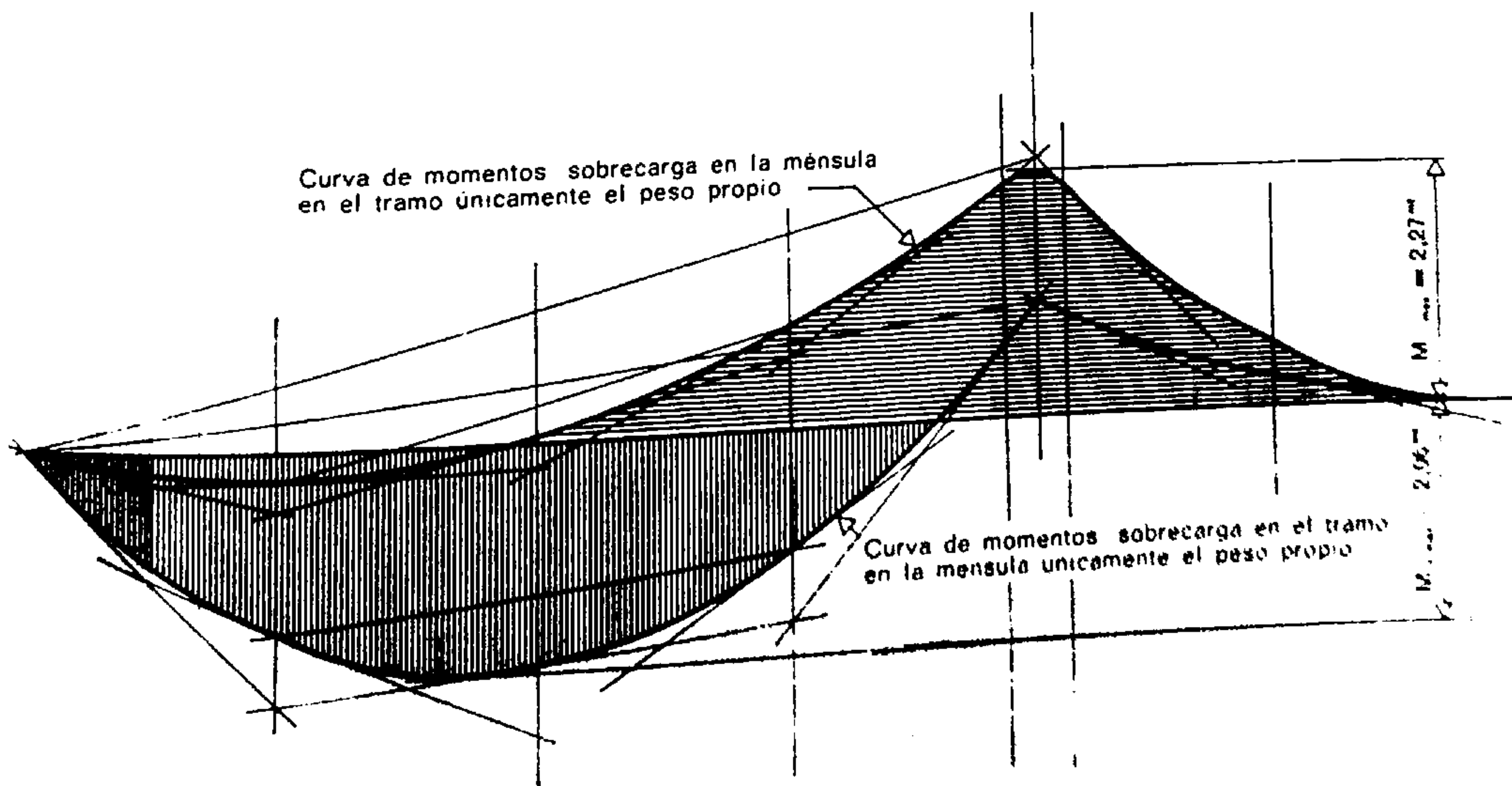


Fig. 1087.

Curva de los momentos flectores; envolvente obtenida por la adición de las curvas: tramo cargado, ménsula con peso propio y ménsula cargada y tramo bajo el efecto del peso propio.

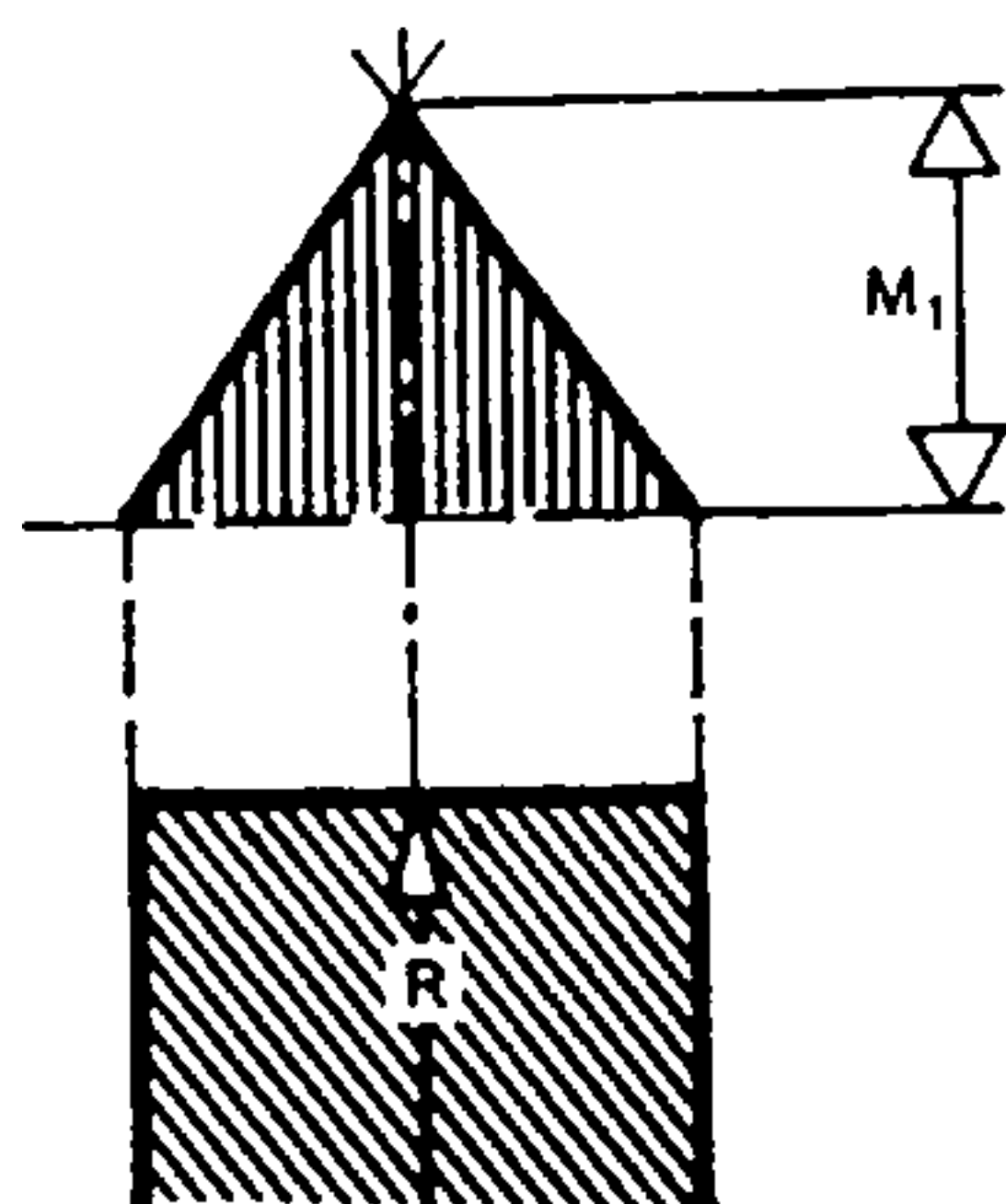


Fig. 1088.

Una reacción de apoyo puntiforme provoca un momento de forma triangular.

$$M_1 = \frac{R \cdot b}{4}$$

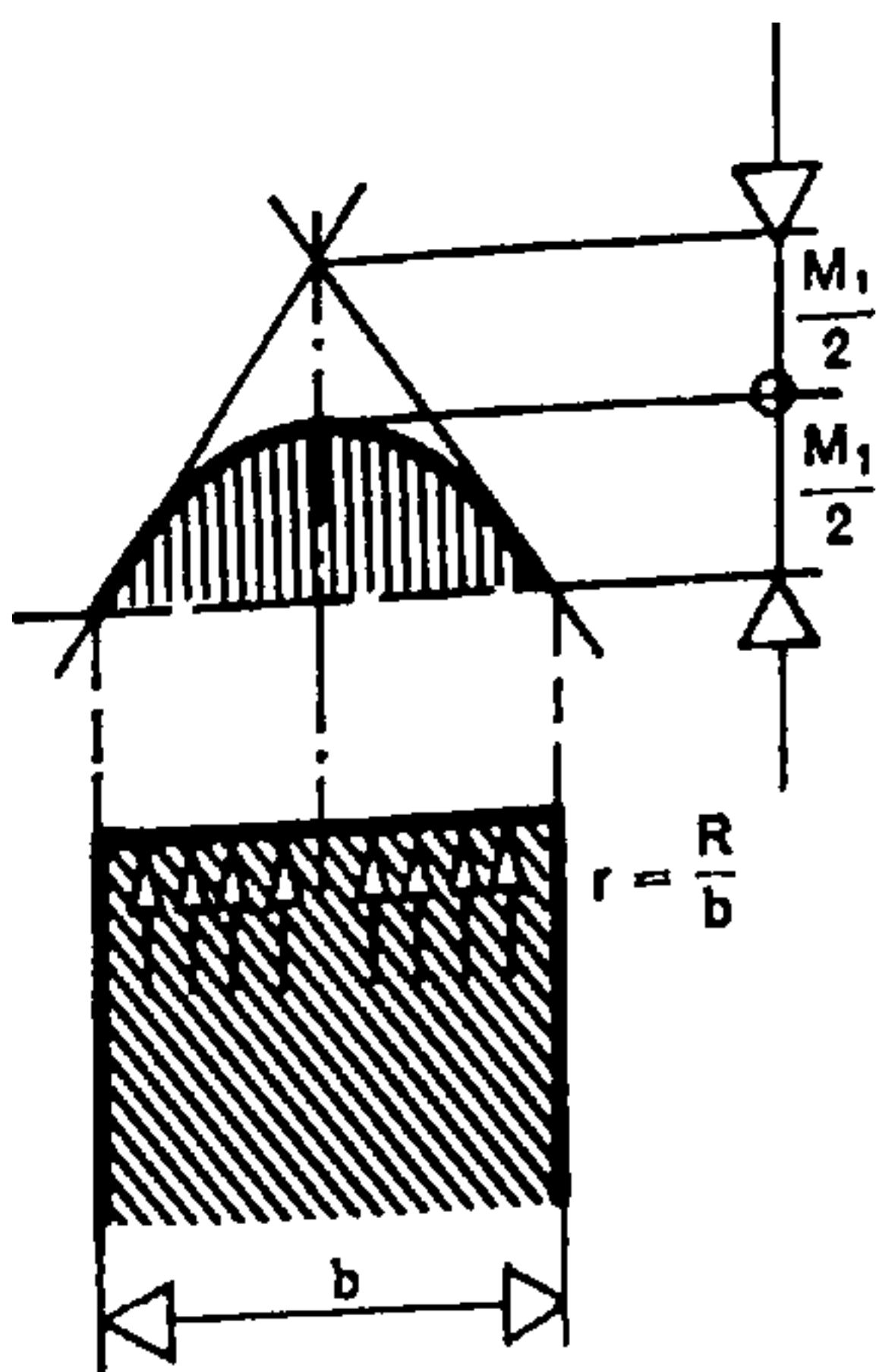


Fig. 1089.

Una reacción de apoyo repartida a lo largo de un asiento engendra un momento de forma parabólica.

$$\frac{M_1}{2} = \frac{r \cdot b^2}{8}$$

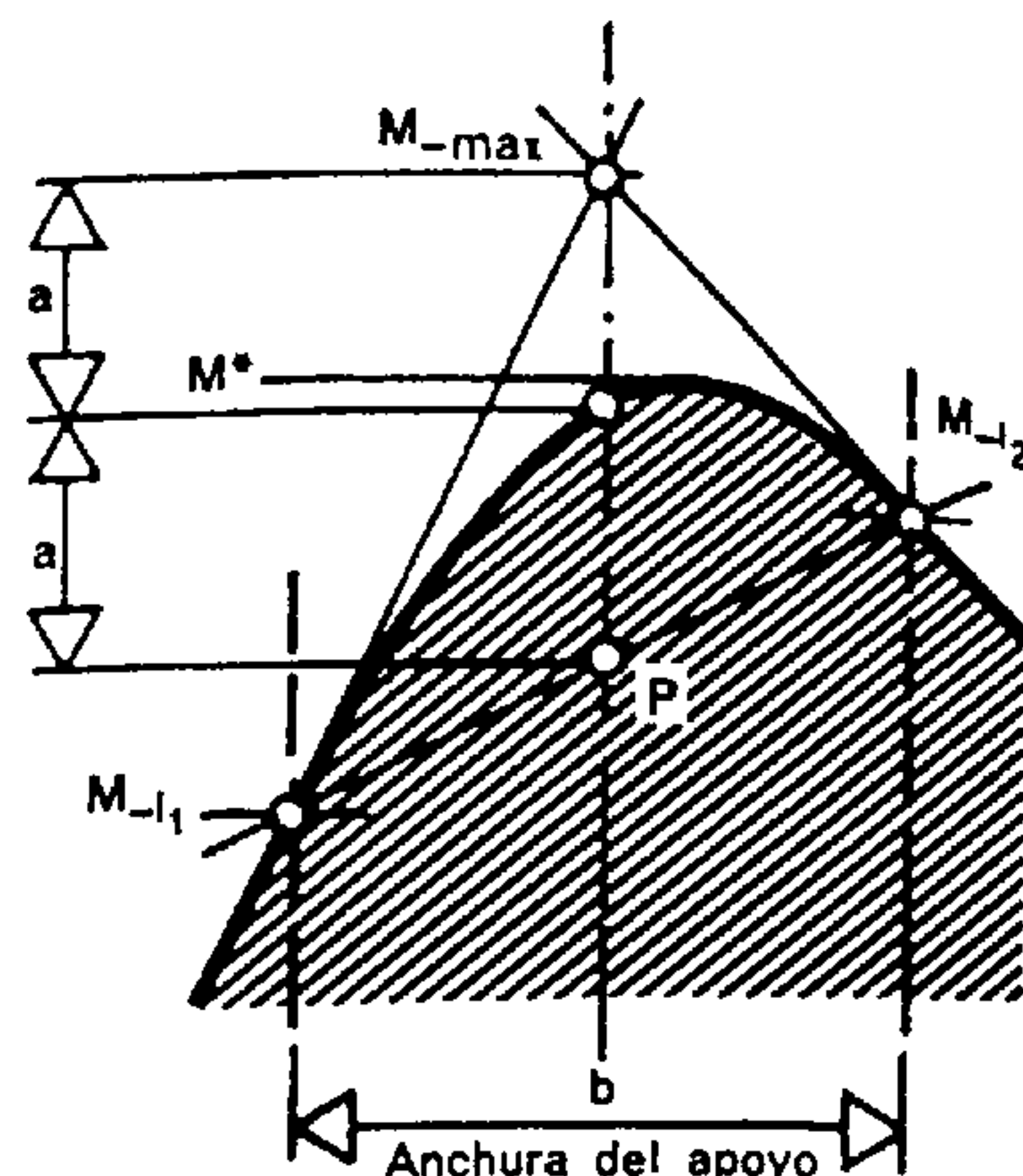


Fig. 1090.

La reducción del momento negativo es la diferencia entre los valores de los momentos definidos en las figuras 1088 y 1089.

máximo. Por los tres puntos así obtenidos se hace pasar una parábola cuya tangente da el valor M^* .

De una manera aproximada se puede restar del M_{max} el valor $\frac{r \cdot b^2}{8}$ ó $\frac{R \cdot b}{8}$ en el cual:

R = reacción del apoyo

b = ancho del apoyo.

Tensiones máximas admisibles:

$$\sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del espesor, de la altura. Para esta determinación se utiliza el momento máximo de la obra:

$$\alpha = 0,0919 \quad h = \alpha \sqrt{\frac{M^*}{b}}$$

$$h = 0,0919 \sqrt{\frac{2,27}{1}} \text{ o sea } h \cong 13,8 \text{ cm.}$$

Determinación de la armadura:

$$\beta = 7,66 \quad A' = \beta \sqrt{M^* \cdot b}$$

$$A' = 7,66 \sqrt{2,27 \cdot 1} \text{ o sea } A' \cong 11,55 \text{ cm}^2$$

Determinación de la tensión σ_b en el momento positivo teniendo en cuenta el espesor de la losa y del σ'_a elegido.

$$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$$

$$\alpha = \frac{0,138}{\sqrt{\frac{2,06}{1}}}$$

o sea:

$$\alpha = 0,0965$$

para $\alpha = 0,0965 \quad \sigma_b = 75 \text{ kg/cm}^2$
(leído en las tablas).

Determinación de la armadura en el momento positivo:

$$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$$

$$A' = 7,23 \sqrt{2,06 \cdot 1} \text{ o sea } A' \cong 10,35 \text{ cm}^2$$

Armaduras elegidas:

Estas secciones de acero pueden estar compuestas de:

$M^* \quad A' = 11,55 \text{ cm}^2 \rightarrow \varnothing 16 \text{ y } \varnothing 18 \text{ alternadas cada } 20 \text{ cm.}$

$M_+ \quad A' = 10,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \varnothing 16 \text{ cada } 20 \text{ cm.}$

En ambos casos, el espaciado de las armaduras debería ser de unos 19,5 cm. Por razones de tipo práctico se elegirá un espaciado más fácil de utilizar durante la ejecución.

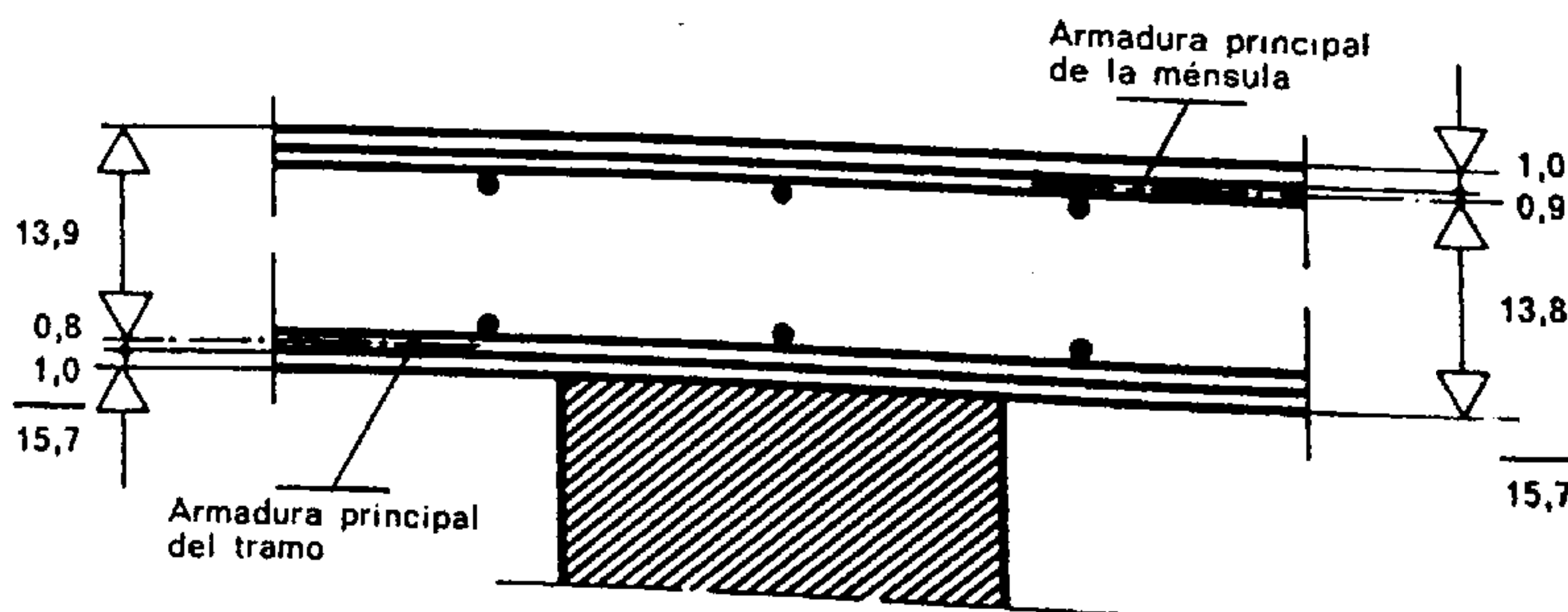


Fig. 1091.

Espesor de la losa, corte de detalle sobre el apoyo

Esta diferencia da lugar a un aumento muy pequeño de las tensiones que parece superfluo calcular (en este caso).

Armadura de repartición:

$$0,2 \cdot \frac{100}{100} \cdot 0,16 = 3,2 \text{ cm}^2.$$

$$A'_1 = 3,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \varnothing 10 \text{ cada } 25 \text{ cm.}$$

Comprobación de las tensiones de cizallamiento:

Sin armaduras especiales, el forjado está en condiciones de soportar:

$$T = \tau_b \cdot b_o \cdot h \cdot \rho \text{ si } \tau_{b \text{ max.}} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 3 \cdot 100 \cdot 13,8 \cdot 0,889 \quad T = 3680 \text{ kg.}$$

Como puede comprobarse, este valor del esfuerzo cortante soportado por el hormigón es netamente superior al esfuerzo cortante real manifestado en la obra. Lo mismo ocurre, en la generalidad de los

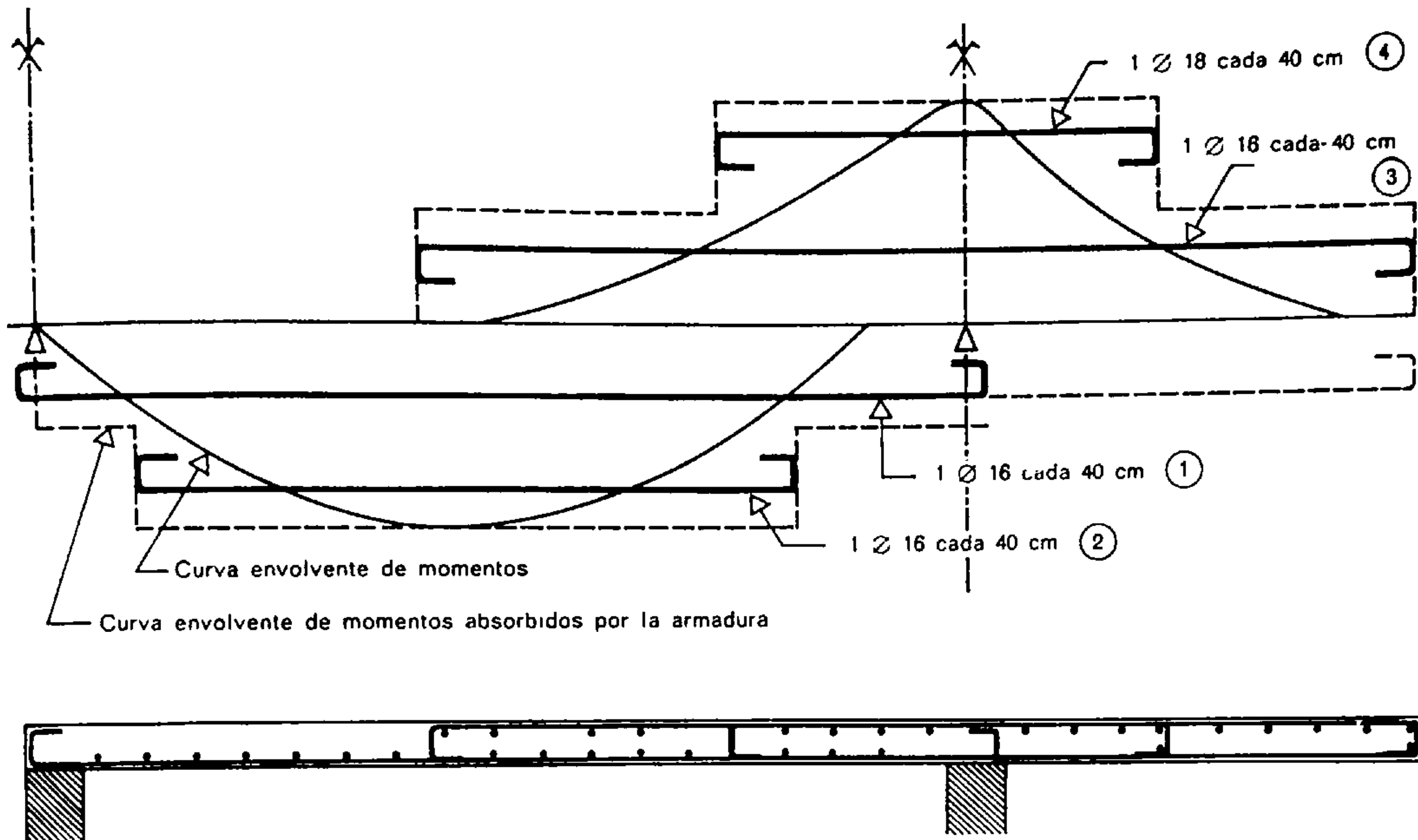


Fig. 1092.

Las armaduras colocadas en la obra permiten absorber con toda seguridad la curva-envolvente de los esfuerzos
Representación esquemática de la armadura.

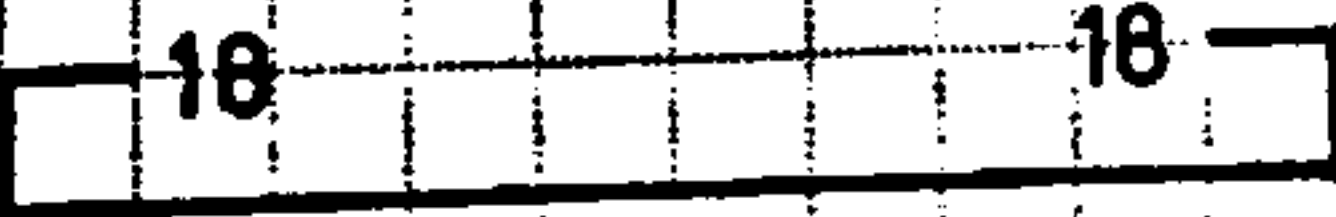
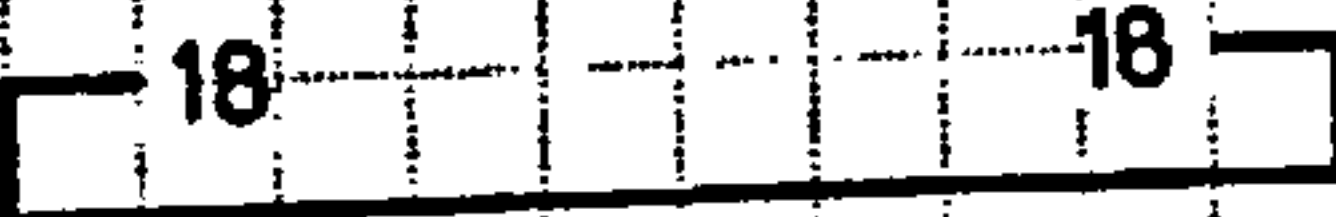
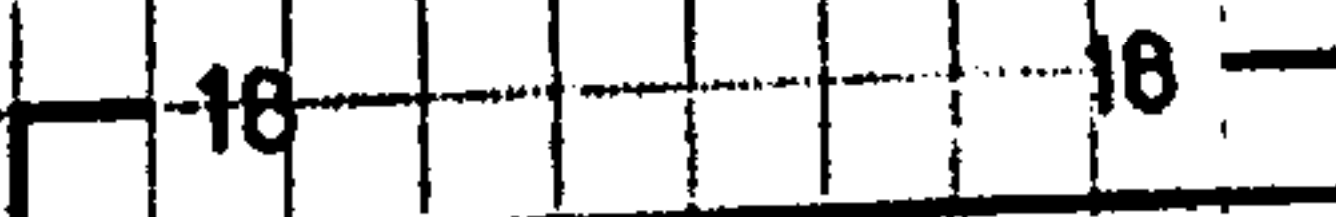
								ACERO DULCE			
								Fecha			p.
PISO ALTO SOBRE EL SOTANO								Conc con plano n°.			
Partida	Ø mm	Número	Longitud desarroll. m	Esquema de conformación de las armaduras; cotas exteriores en cm				Longitudes totales en m			
					Ø 16	Ø 18	/	/	/	/	
1	16	v	5,45	12				12	v.545		
2	16	x	3,90	12				12	x.390		
3	16	y	5,70	12				12	y.570		
4	18	z	2,90	12				12		z.290	

Fig. 1093.

Lista para pedido de las barras de acero

casos, en el cálculo de los forjados. Si la tensión de cizallamiento no es elevada, en las losas macizas, es preciso, sin embargo, asegurarse de que el hormigón empleado garantizará, con absoluta eficacia y sin deformaciones, la tensión por tracción.

Ejercicio n.º 3.

El apoyo de un piso metálico está constituido por una jácena de hormigón armado que a su vez descansa sobre dos paredes de 40 cm de espesor, distantes 9 m, y recibe una carga de 2,5 t por m, incluido su propio peso. Las tensiones máximas admitidas son las de un hormigón controlado dosificado a razón de 300 kg de cemento por m³. Acero créfor, $\sigma'_a = 2\,400\text{ kg/cm}^2$ $\varnothing \leq 20$. Anchura máxima de la jácena, 30 cm, $n = 15$.

A. Estática:

- carga 2,5 t/m, peso propio incluido;
- luz teórica $9,00 \cdot 1,05 = 9,45\text{ m}$
 $l \cdot 1,05$;

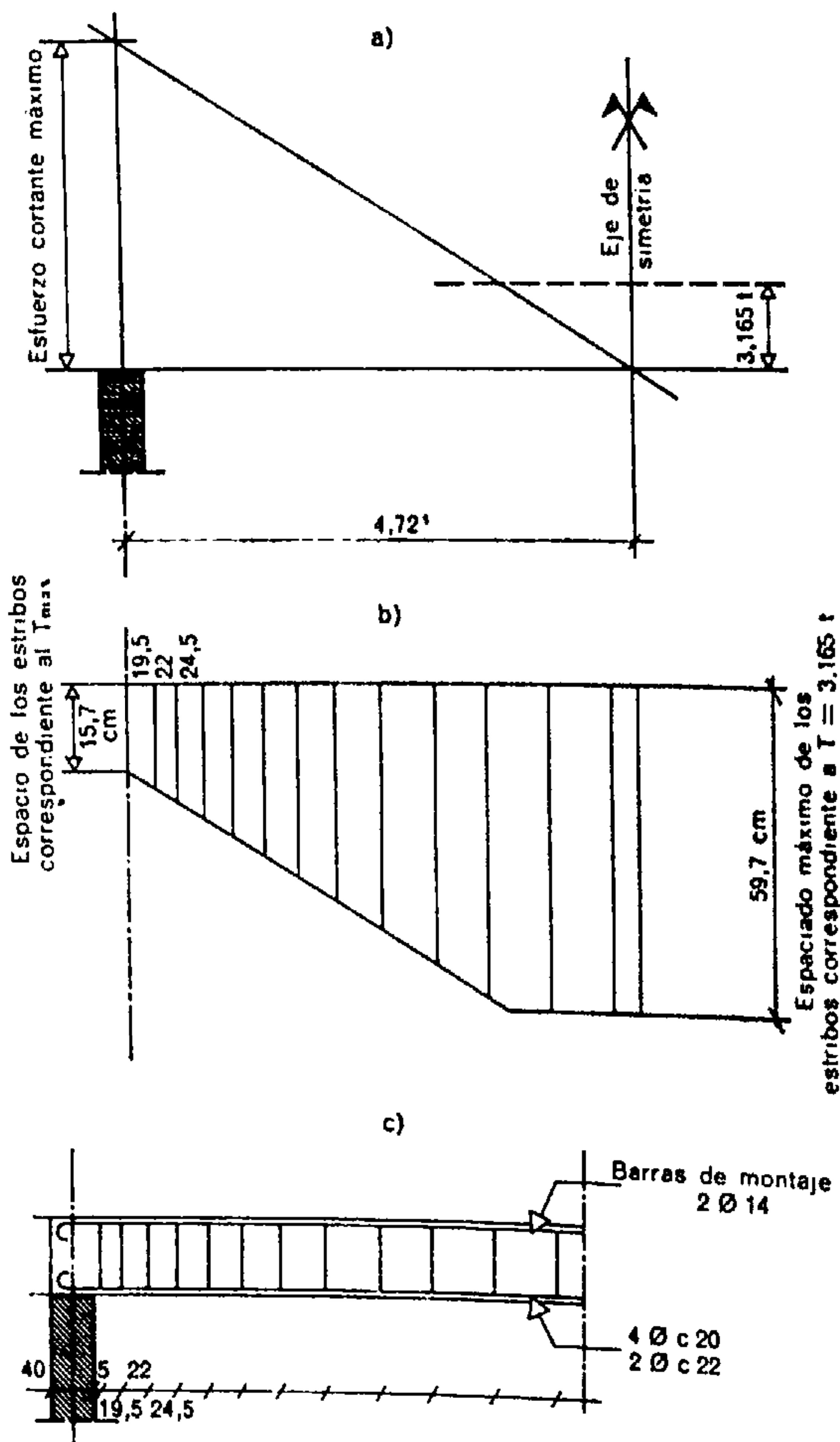


Fig. 1094.

Repartición de los estribos en la viga

c) momento flector

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} \text{ o sea } \frac{2,5 \cdot 9,45^2}{8} \approx 27,850 \text{ mt.}$$

d) esfuerzo cortante

$$T = \frac{p \cdot l}{2} \text{ o sea } \frac{2,5 \cdot 9,45}{2} \approx 11,980 \text{ t.}$$

B. Dimensionado:

- por flexión: tensión del hormigón, $\sigma_b = 97$;
Escuadría

$$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b_0}} \text{ o sea } 0,0718 \sqrt{\frac{27,850}{0,3}} = 0,69 \text{ m.}$$

Armadura

$$A' = \beta \sqrt{M \cdot b_0} \text{ o sea } 6,70 \sqrt{27,850 \cdot 0,3} = 19,4 \text{ cm}^2$$

admitidas

$$\begin{aligned} 4 \varnothing \text{ C } 20 &= 12,56 \text{ cm}^2 \\ 2 \varnothing \text{ C } 22 &= 7,60 \text{ cm}^2 \\ &20,16 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Características de la sección

$$\begin{aligned} \text{eje neutro } x &= 0,407 \cdot 0,69 = 0,282 \text{ m;} \\ \text{brazo de palanca de las fuerzas interiores } z &= 0,864 \cdot 0,69 = 0,597 \text{ m.} \end{aligned}$$

- por cizallamiento

Tensión de cizallamiento:

$$\tau_b = \frac{11,980}{30 \cdot 59,7} = 6,68 \text{ kg/cm}^2.$$

Según las reglas francesas B.A. 60, esa tensión puede ser soportada por barras transversales (o por marcos).

Escojamos estribos de dos ramas $\varnothing 10\text{ mm}$

$$\begin{aligned} A'_{ie} &= m A'_{ieo} \text{ o sea } A'_{ie} = 2 \cdot 0,785 \\ &A'_{ie} = 1,57 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Espaciado

$$e = \frac{1,57 \cdot 59,7 \cdot 2\,015}{11\,980} \approx 15,7 \text{ cm.}$$

La repartición de los estribos está realizada en el diagrama de la fig. 1 094, b, teniendo en cuenta el esfuerzo cortante máximo soportado por los estribos espaciados al máximo.

$$e_{\max.} = z = 59,7 \text{ cm.}$$

$$T_{\max. \text{ estr.}} = \frac{1,57 \cdot 59,7 \cdot 2\,015}{59,7} \approx 3,165 \text{ t.}$$

* La tensión $\sigma'_{a \text{ estr.}}$ está dada por la expresión:

$$\sigma'_{a \text{ estr.}} = p'_a \cdot \sigma'_{ak}$$

p'_a viene dado por la escala funcional de la página 170 de los comentarios que acompañan a las reglas B.A. 60.

Este valor depende de la relación $\frac{\tau_b}{\sigma_b}$.

$$\text{En nuestro caso } \frac{6,68}{6,15} = 1,087.$$

Por lectura en la escala funcional, se encuentra

$$\begin{aligned} p'_a &= 0,840, \\ \text{de donde: } 2\,400 \cdot 0,840 &= 2\,015 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Ejercicio n.º 4.

Una losa de un local de almacén, recubierta con embaldosado, está constituida por un forjado soportado por nervaduras a cada 2,50 m. Estas nervaduras se apoyan en dos paredes de 30 cm de espesor, distantes entre sí 7,00 m. La losa se prolonga en un voladizo de 1,50 m. La sobrecarga de la losa es de 600 kg/m². Determinar la armadura de las nervaduras.

c) Momentos flectores:

$$M_{+ \text{tramo}} = \frac{p \cdot l^2}{8} \text{ o sea: } \frac{2,860 \cdot 7,33^2}{8} \cong 19,25 \text{ mt}$$

$$M_{- \text{menula}} = \frac{p \cdot l^2}{2} \text{ o sea: } - \frac{2,860 \cdot 1,65^2}{8} \cong -3,89 \text{ mt}$$

(Véase la curva de los momentos flectores en la fig. 1 097.)

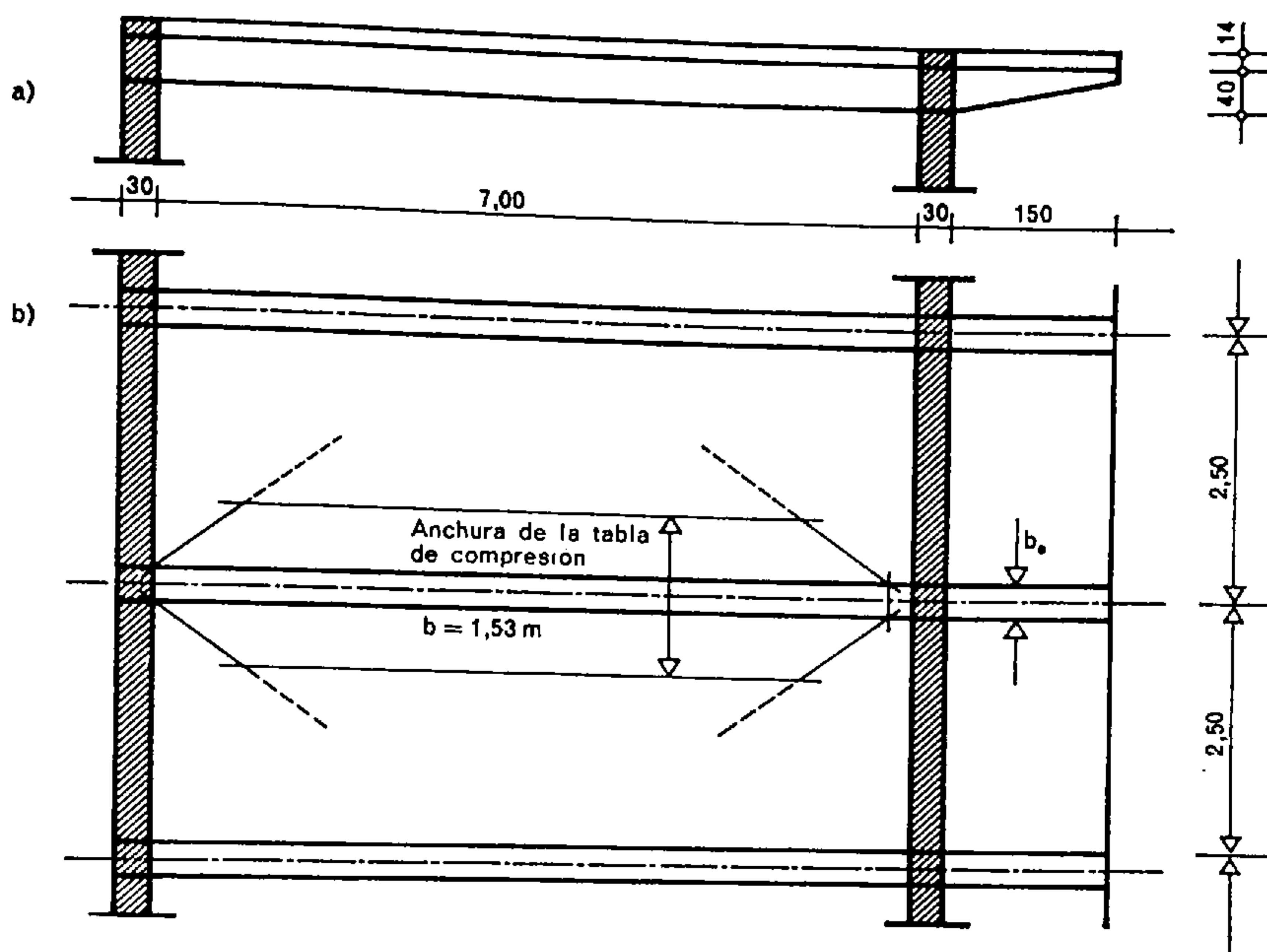


Fig. 1095.

a) Corte transversal del piso.

b) Vista en planta del piso.

A. Estática:**a) Cargas:**

por m², peso propio del forjado:
de un espesor admitido de
 $h_o = 14 \text{ cm}$

$$1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,14 \cdot 2,5 = 0,350 \text{ t}$$

embaldosado: espesor total del revestimiento admitido de 5 cm

$$1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,05 \cdot 1,5 = 0,075 \text{ t}$$

sobrecarga 0,600 t

Carga total por m² 1,025 t

y por m lineal de nervadura

$$1,025 \text{ t} \cdot 2,50 \cong 2,560 \text{ t}$$

peso propio de la nervadura; altura bajo la losa (admitida) de 40 cm; anchura (admitida) de 30 cm

$$0,40 \cdot 0,30 \cdot 1,00 \cdot 2,5 \cong 0,300 \text{ t}$$

carga total por metro de nervadura 2,860 t

b) Luces:

en el voladizo $1,50 + 0,15 = 1,65 \text{ m}$

en el tramo $1,025 l + 0,15$;

$$1,025 \cdot 7,00 + 0,15 = 7,33 \text{ m}$$

d) Esfuerzos cortantes:

Carga total:

$$P = 2,860 (7,33 + 1,65)$$

$$P \cong 25,700 \text{ t}$$

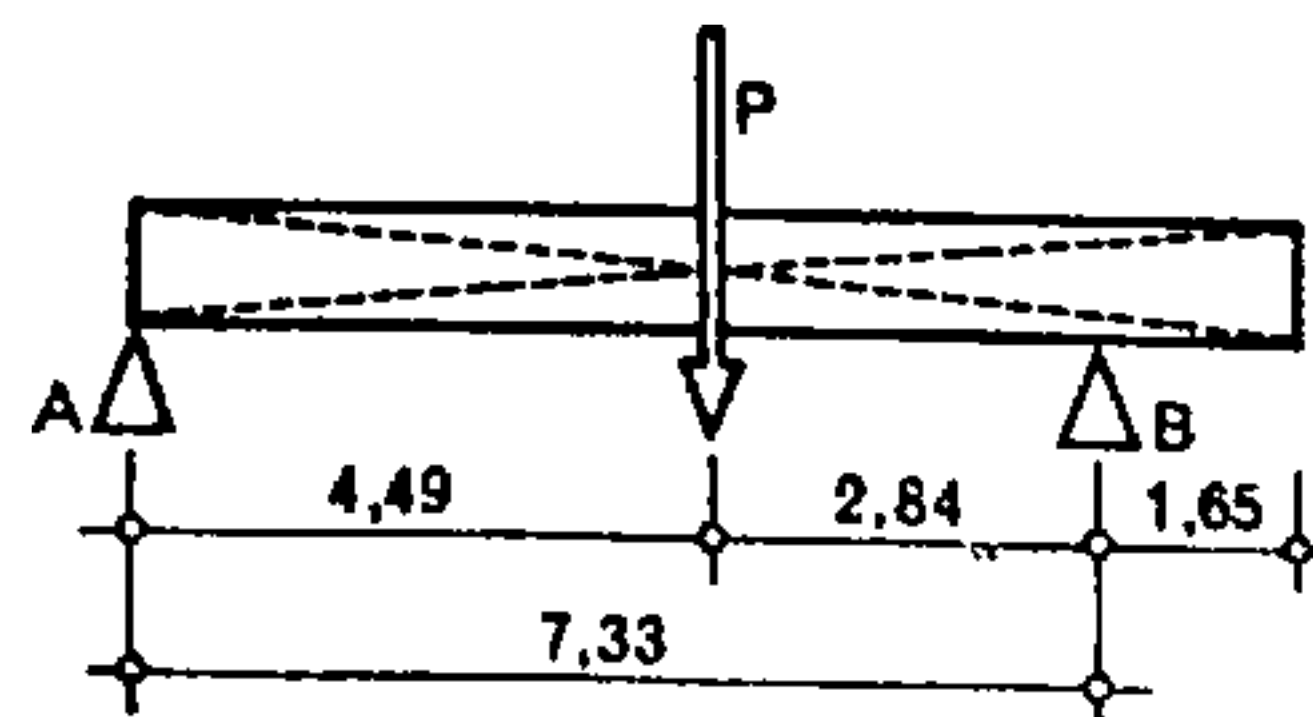


Fig. 1096.

Determinación de las reacciones de los apoyos

Reacciones de apoyos

$$B = \frac{25,700 \cdot 4,49}{7,33} \cong 15,760 \text{ t}$$

$$A = \frac{25,700 \cdot 2,84}{7,33} \cong 9,940 \text{ t}$$

Comprobación $A + B = P = 25,700 \text{ t}$

Esfuerzo cortante de la ménsula

$$1,65 \cdot 2,860 = 4,730 \text{ t}$$

(Véase el diagrama de los esfuerzos cortantes en la fig. 1 098.)

B. Dimensionado:

a) Por flexión

Anchura de la tabla de compresión del hormigón que hay que tomar en consideración en el momento positivo;

determinación de la altura del eje neutro:

$$x = \xi \cdot h$$

$$x = 0,212 \cdot 50$$

$$x = 10,6 \text{ cm} < 14 \text{ cm (espesor del forjado);}$$

$$A' = \beta \cdot \sqrt{M \cdot b}$$

$$A' = 4,55 \sqrt{17,220 \cdot 1,53} = 23,35 \text{ cm}^2$$

$$A' \rightarrow 7 \text{ } \varnothing 20 + 2 \text{ } \varnothing 12.$$

Fig. 1097.

Curva de los momentos flectores

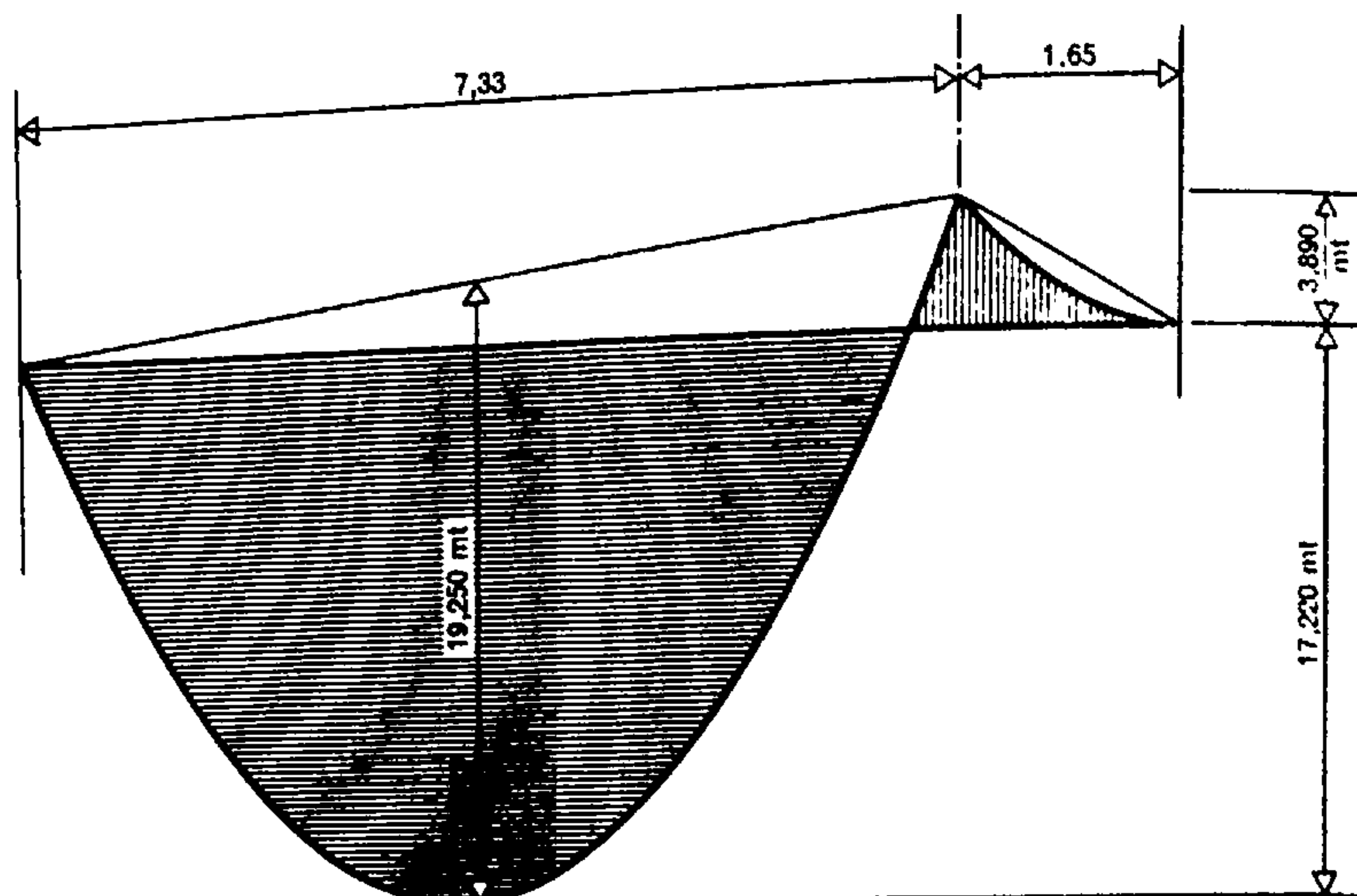
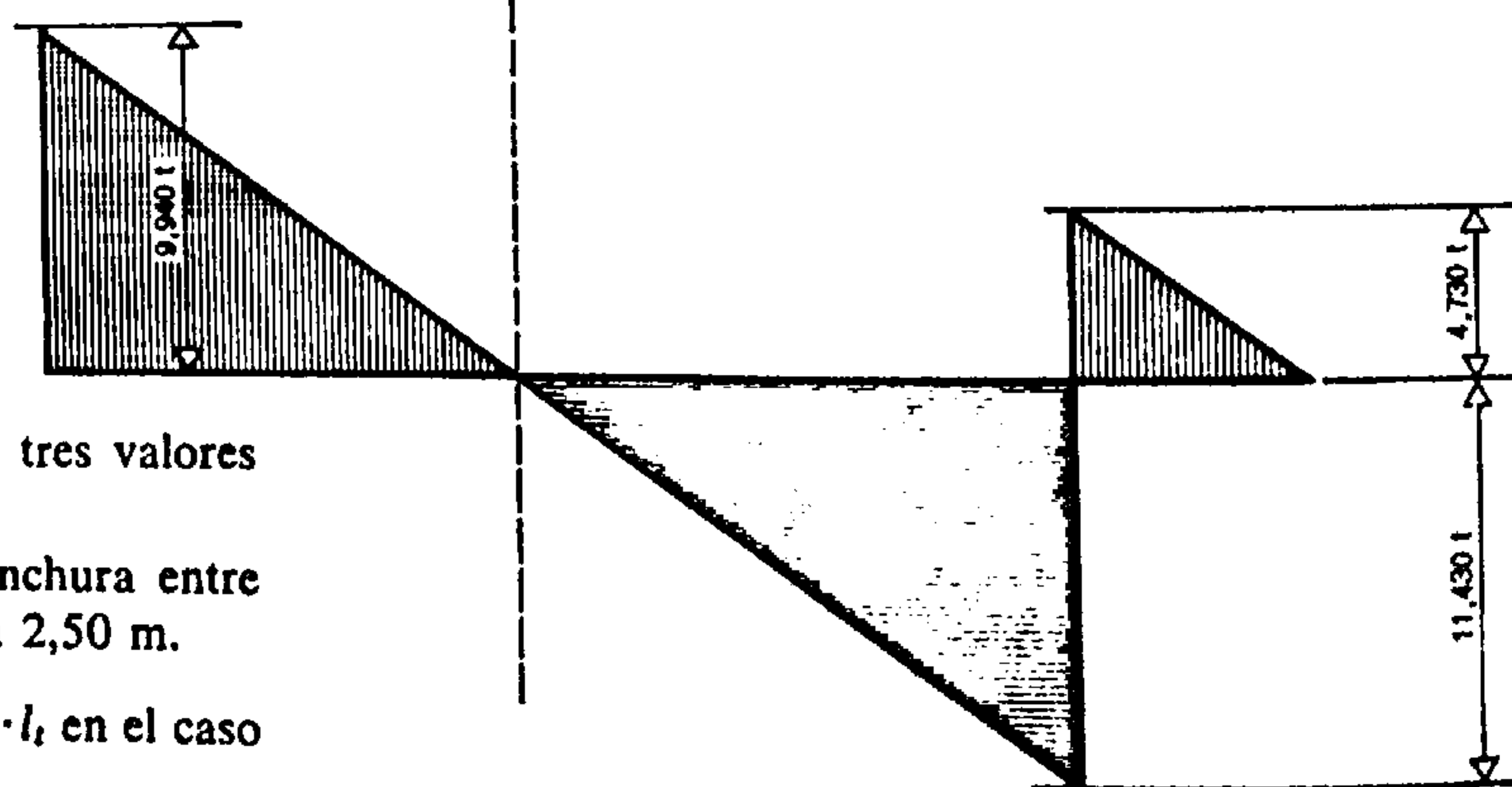


Fig. 1098.

Curva de los esfuerzos cortantes



b debe ser igual al menor de los tres valores siguientes:

1) b = como máximo a la anchura entre nervaduras, es decir a 2,50 m.

2) $b = b_0 + 0,25 l$; $l = \frac{2}{3} \cdot l_i$ en el caso de continuidad.

$$b = 0,30 + \left(0,25 \cdot \frac{7,33 \cdot 2}{3}\right)$$

$$b = 1,53 \text{ m.}$$

3) $b = b_0 + 20 h_0$.

$$b = 0,30 + 20 \cdot 0,14.$$

$$b = 3,10 \text{ m.}$$

El menor de los tres valores es el correspondiente al segundo caso, en este ejemplo.

Por el M_{+max} .

$$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}}, \quad \alpha = \frac{0,50}{\sqrt{\frac{17,220}{1,53}}}$$

$$\alpha = 0,149$$

$$\sigma_a = 1\,600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$$

Por el M_{-max} .

Reducción del momento negativo, teniendo en cuenta la anchura del apoyo:

$$M_1 = \frac{R \cdot b}{8} \text{ o sea } \frac{15,760 \cdot 0,3}{8} \cong 0,7 \text{ mt}$$

$$M_{-max} = -3,89 + 0,7 \text{ mt} = -3,19 \text{ mt}$$

$$\alpha = \frac{0,50}{\sqrt{\frac{3,19}{0,3}}}, \quad \alpha = 0,154$$

$$\sigma'_a = 1\,600 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b \cong 43 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = 4,37 \sqrt{3,19 \cdot 0,3} = 4,27 \text{ cm}^2$$

$$A' \text{ (admitido) de } 2 \text{ } \varnothing 20.$$

b) Por cizallamiento

Tensión máxima de cizallamiento en la viga:

$$\tau_b = \frac{T}{b_o \cdot h \cdot \varrho} \quad \text{o sea:} \quad \frac{11\,030}{30 \cdot 50 \cdot 0,930}$$

$$\tau_b = 7,9 \text{ kg/cm}^2$$

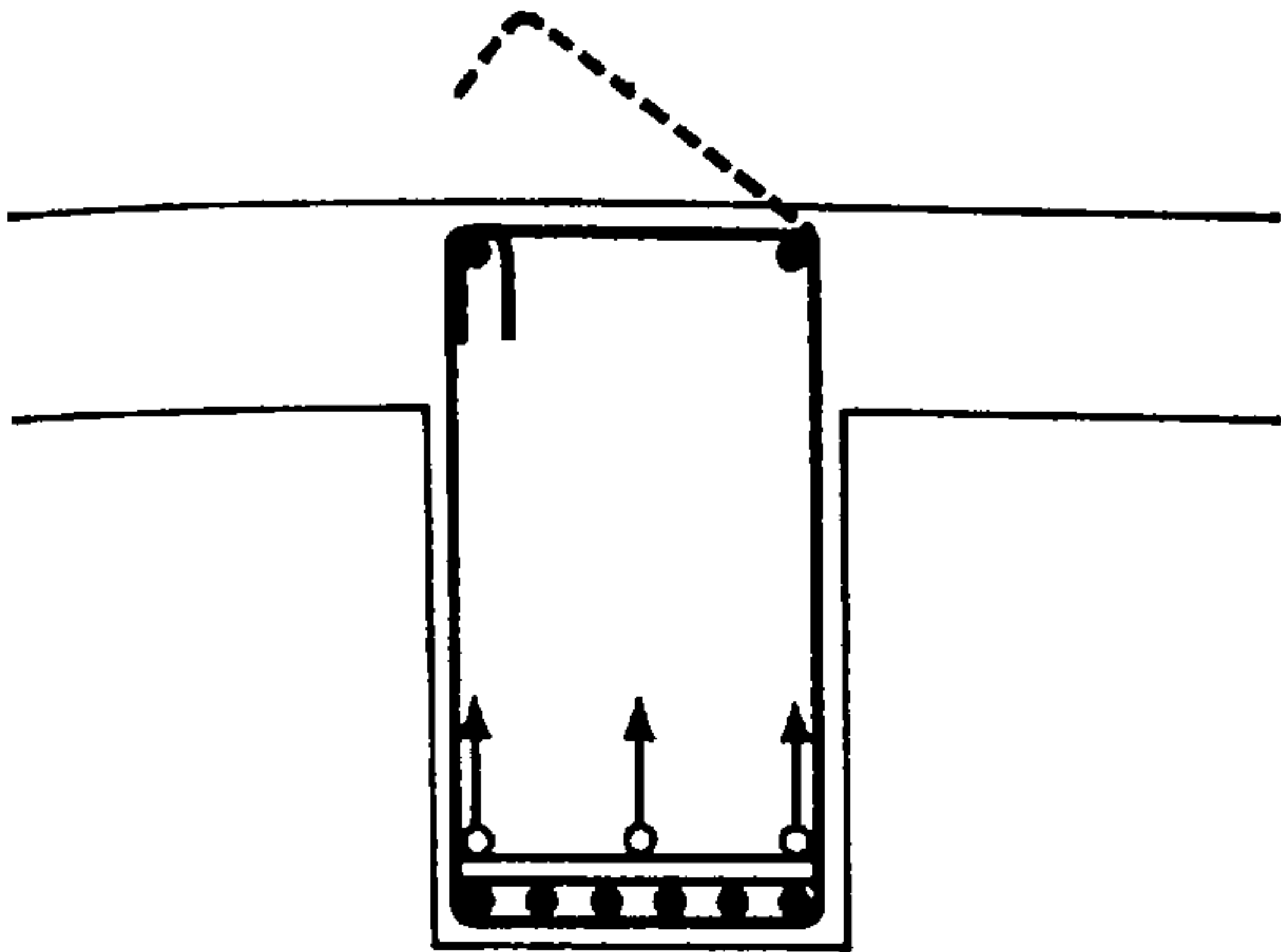
superior a 5 kg/cm^2 , por lo que es necesario incorporar estribos y barras oblicuas;

Fig. 1099.

Corte transversal de la viga

Las armaduras, dispuestas en dos capas, deben estar separadas por calzos que tengan por lo menos 20 mm de espesor.

No se volverán a cerrar hasta después de la colocación en obra de las armaduras principales y de las de montaje.

T máximos soportados por el hormigón:

$$T = 5 \text{ kg/cm}^2 \cdot b_o \cdot h \cdot \varrho$$

$$T = 5 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 0,930$$

$$T = 6\,970 \text{ kg}$$

$$T_{eA} = \frac{9,940}{4} \text{ t}$$

$$T_{eA} = 2,485 \text{ t}$$

$$T_{eB} = \frac{11,030}{4}$$

$$T_{eB} = 2,755 \text{ t};$$

escojamos estribos de 6 mm de $\varnothing$ con dos ramales ($m = 2$):

$$A'_{ieo} = 0,282 \text{ cm}^2$$

$$A'_{ie} = m \cdot A'_{ieo}$$

$$= 2 \cdot 0,282$$

$$= 0,564 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{A'_{ie} \cdot \sigma'_a \cdot h \cdot \varrho}{T_e};$$

dada la discrepancia relativamente pequeña existente entre T_{eA} y T_{eB} , con el fin de facilitar la construcción, los estribos serán dimensionados a base del mayor de los dos valores (que es el T_{eB}), y se dispondrán en cada extremo de la viga.

$$e = \frac{0,564 \cdot 1\,600 \cdot 50 \cdot 0,930}{2\,755}$$

$$e = 15,5 \text{ cm (se admitirán de 15 cm).}$$

Cálculo de las barras oblicuas:

$$A'_i = \frac{ET}{h \cdot \varrho \cdot \sigma'_a \cdot \sqrt{2}}$$

$$ET_A = \frac{7,455 + 4,485}{2} \cdot 105$$

$$ET_A = 628 \text{ t} \cdot \text{cm o sea } 628\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$A'_{iA} = \frac{628\,000}{50 \cdot 0,930 \cdot 1\,600 \cdot \sqrt{2}}$$

$$A'_{iA} = 6,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \varnothing 20$$

$$ET_B = \frac{8\,275 + 4,125}{2} \cdot 140$$

$$ET_B = 868 \text{ t} \cdot \text{cm ó } 868\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$A'_{iB} = \frac{868\,000}{50 \cdot 0,930 \cdot 1\,600 \cdot \sqrt{2}}$$

$$A'_{iB} = 8,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \varnothing 20.$$

(Véase la repartición de las barras oblicuas en el diagrama de los esfuerzos cortantes, figura 1102.)

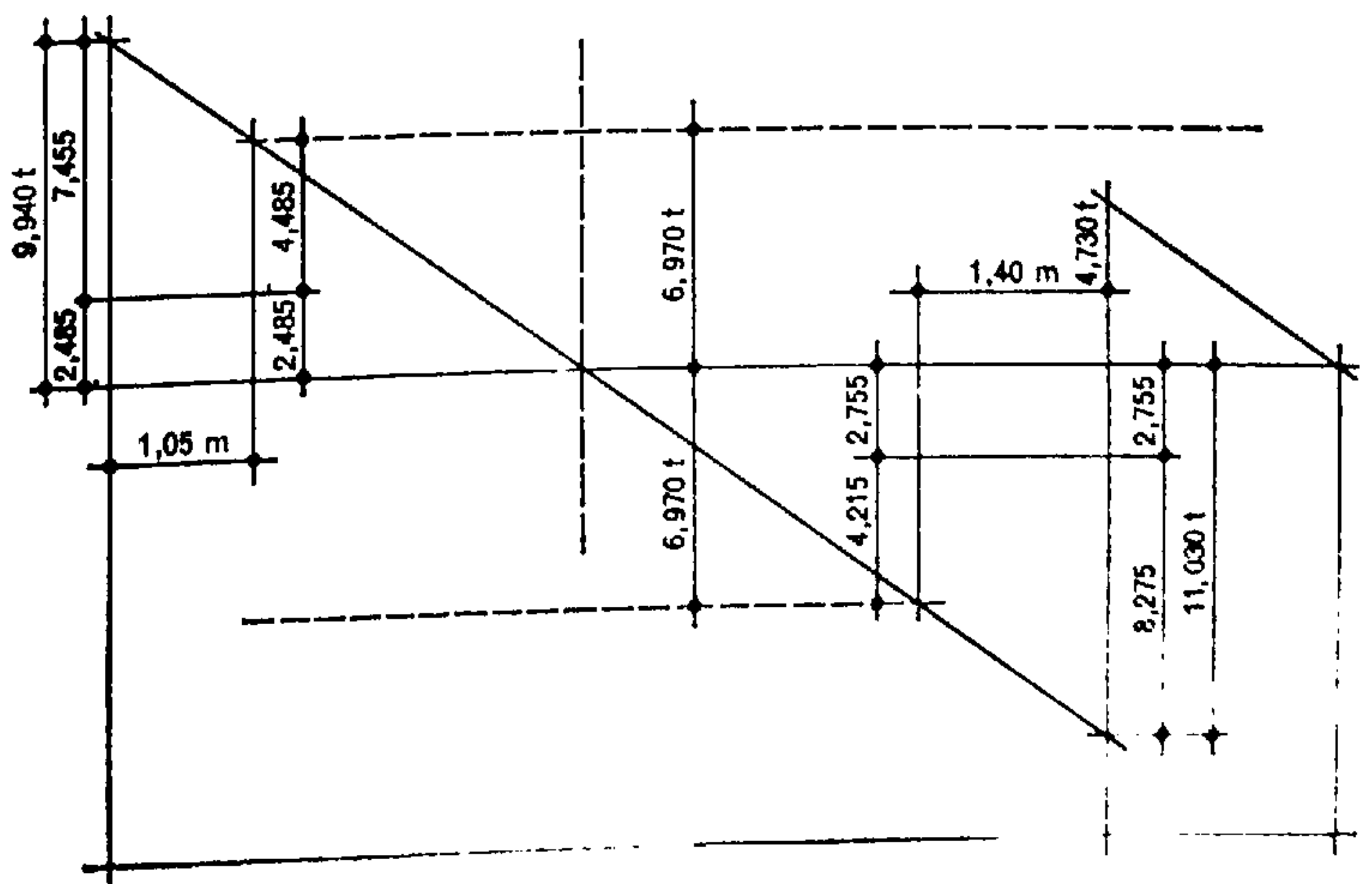


Fig. 1100.

Atribución del esfuerzo cortante al hormigón, a los estribos y a las barras oblicuas

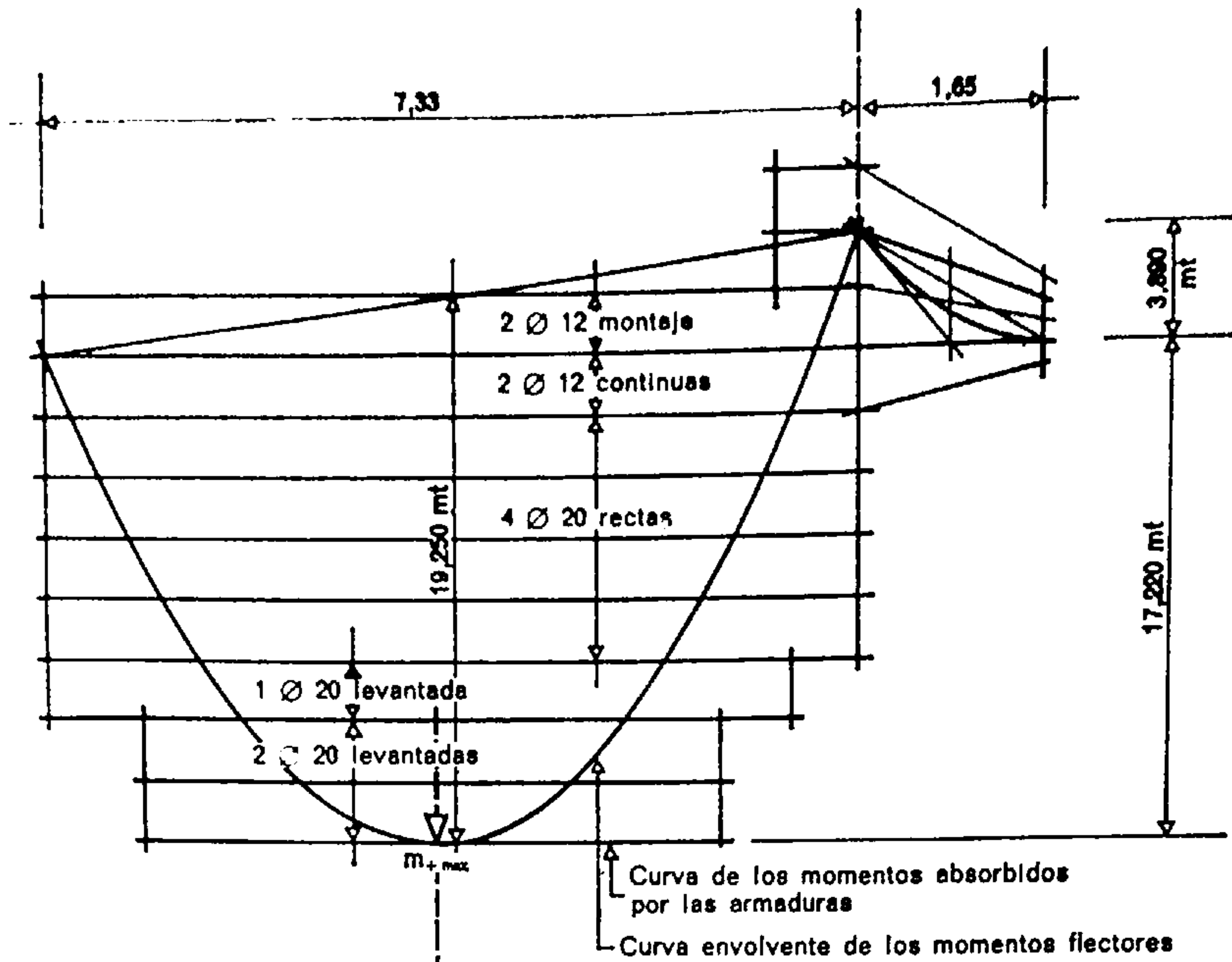


Fig. 1101.

Repartición de la armadura sobre la curva de los momentos flectores

Los esfuerzos que pueden ser soportados por las armaduras envuelven a los momentos reales.

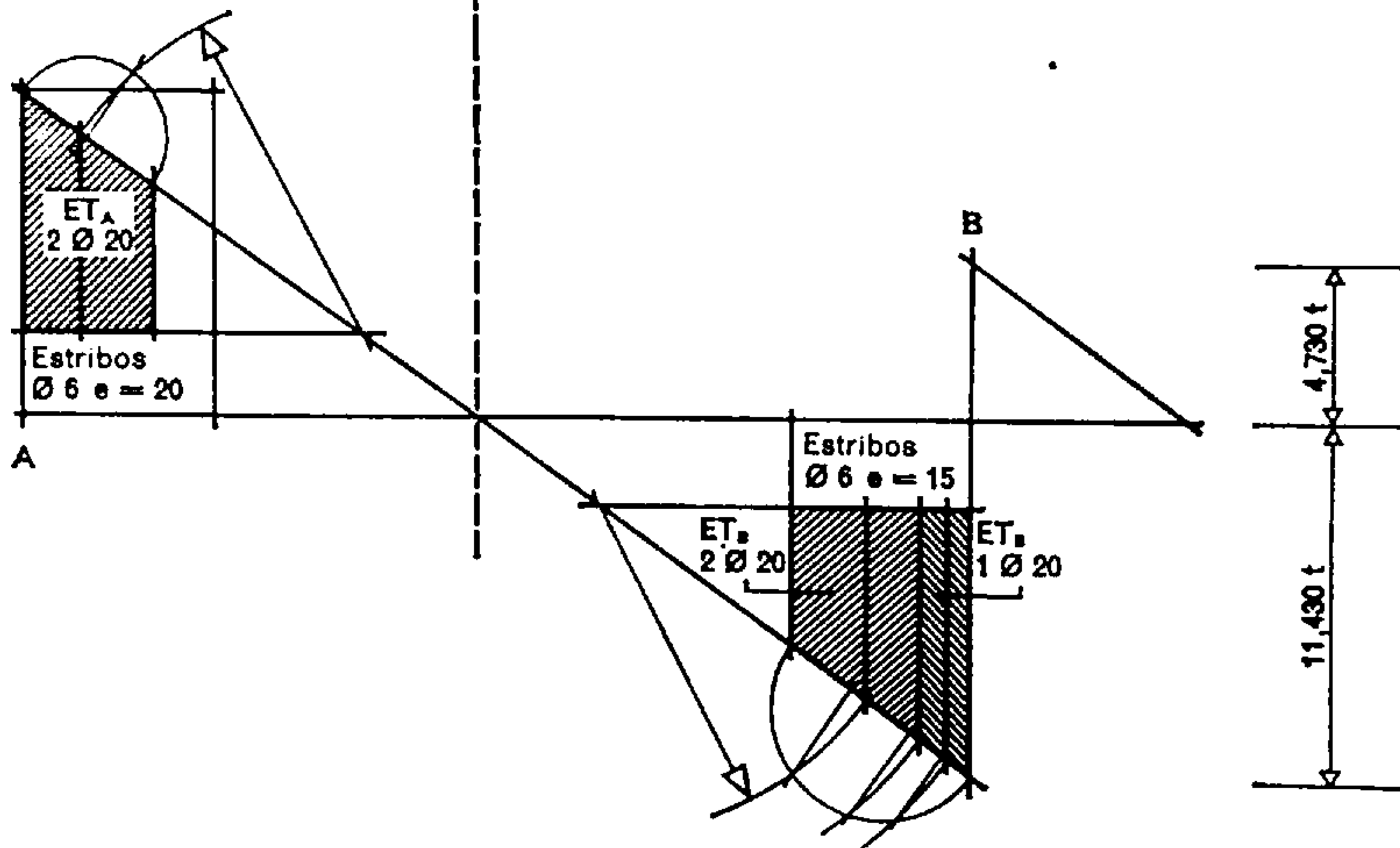


Fig. 1102.

Repartición de la armadura necesaria para los esfuerzos cortantes

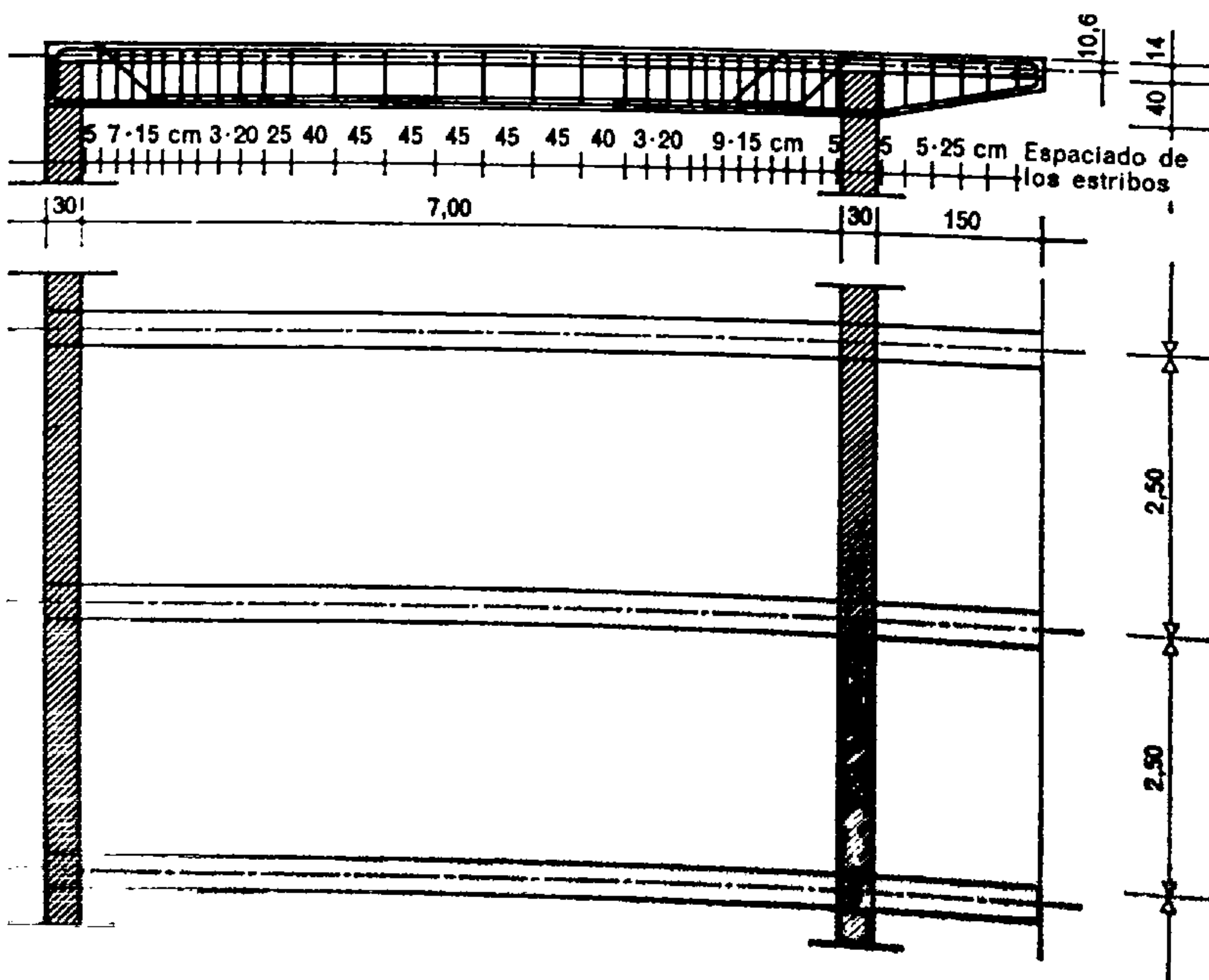


Fig. 1103.

Representación de la armadura de una nervadura y vista de la losa, en planta

ACERO DULCE

Fecha

p.

Conc. con plano
n.º:

NERVADURA TIPO

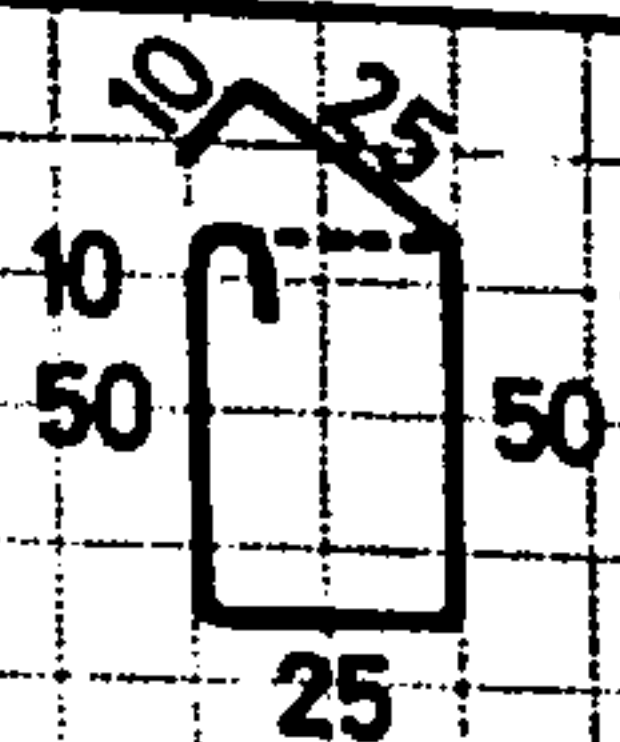
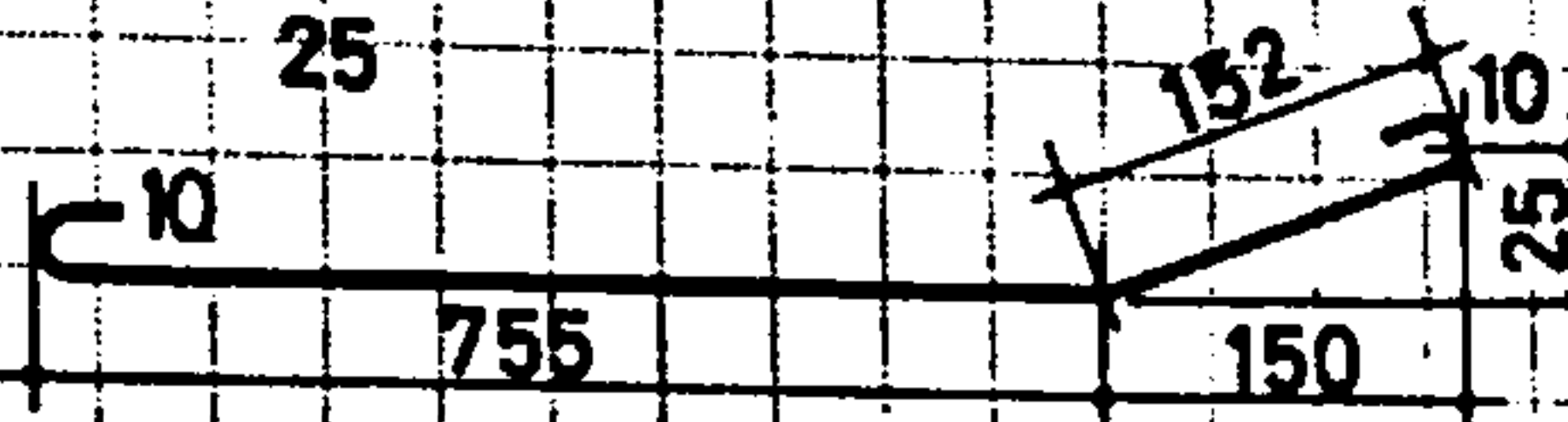
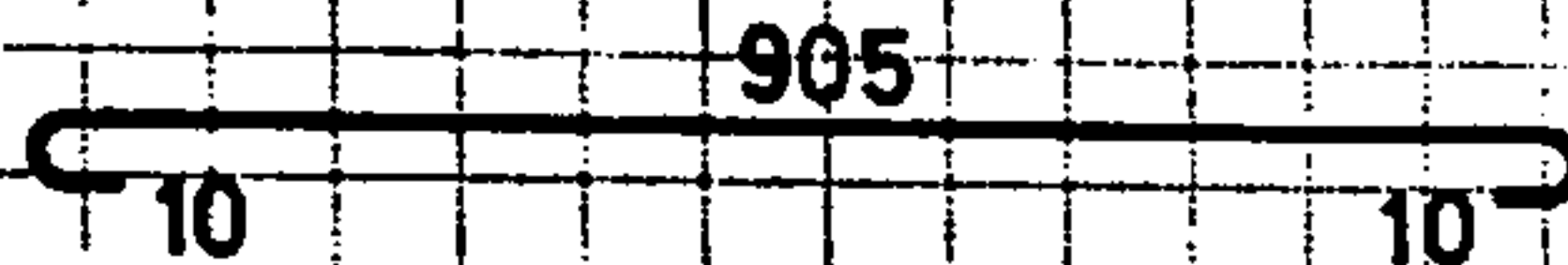
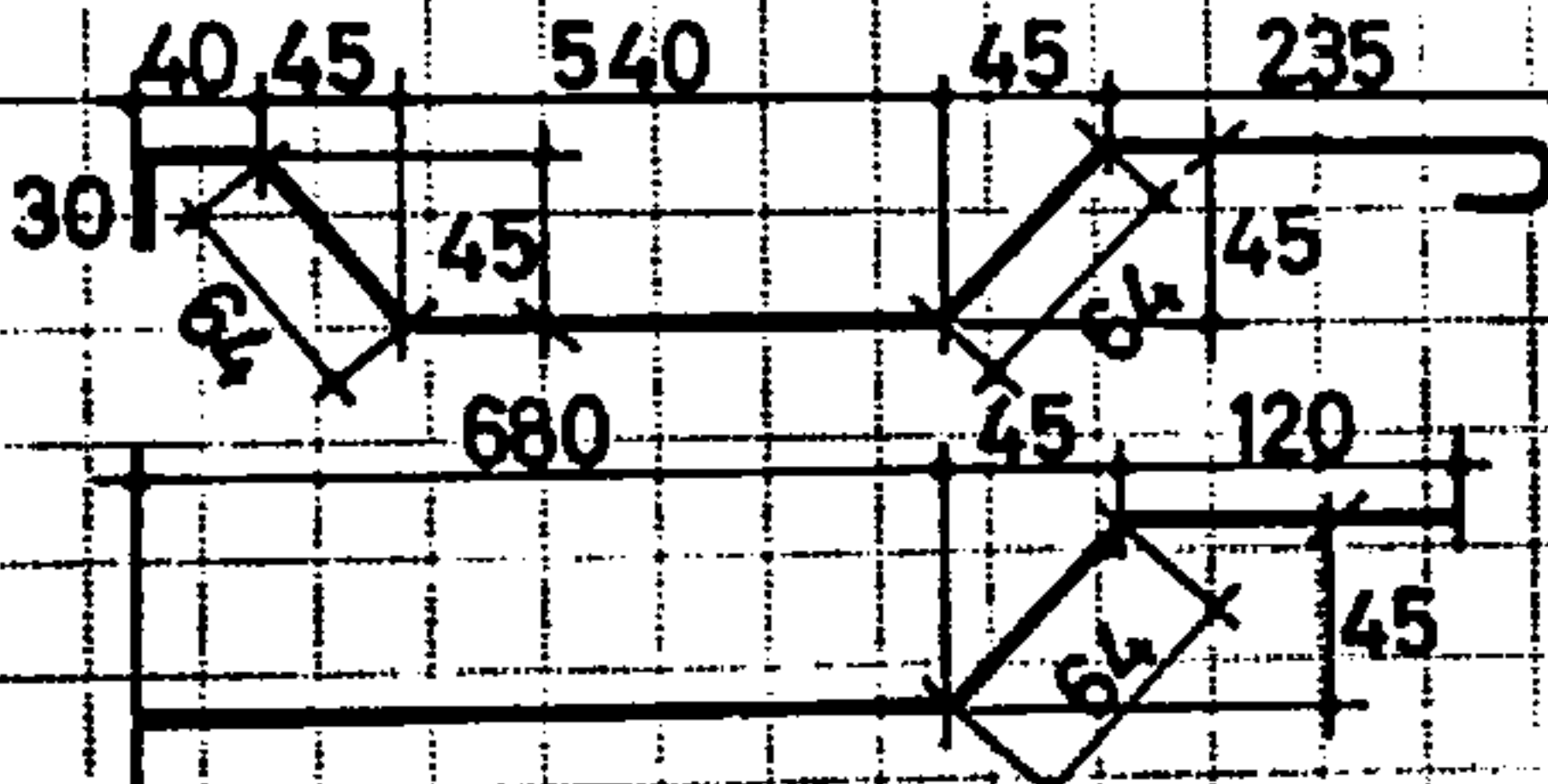
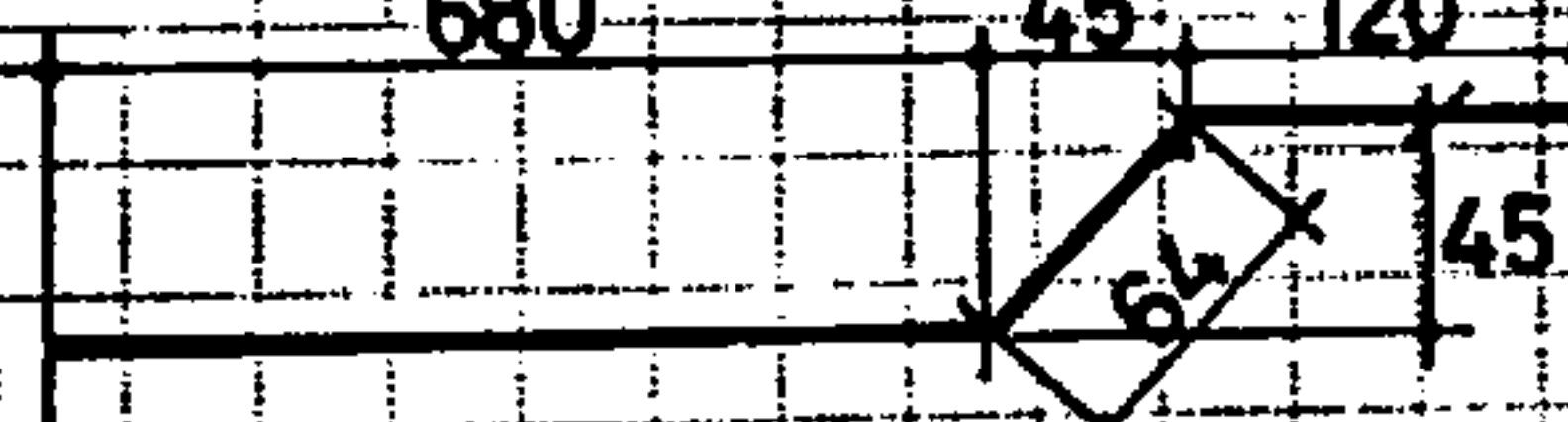
Partida	Ø mm	Número	Longitud desarroll. m	Esquema de conformación de las armaduras; cotas exteriores en cm	Longitudes totales en m					
					Ø 6	Ø 12	Ø 20	/	/	/
1	6	32	1,70	 Marcos que hay que cerrar después de la colocación de la armadura inferior.	54,40					
2	12	2	9,27			18,54				
3	12	2	9,25			18,50				
4	20	4	8,15				32,60			
5	20	2	9,73			19,46				
6	20	1	8,64	 Calzos distanciadores de las capas de armadura Ø 20 l=25 cm 4 p.		8,64				
7	6	1	1,60	a = 45	1,60					
	6	1	1,50	a = 40	1,50					
	6	1	1,40	a = 35	1,40					
	6	1	1,30	a = 30	1,30					
	6	1	1,20	a = 25	1,20					

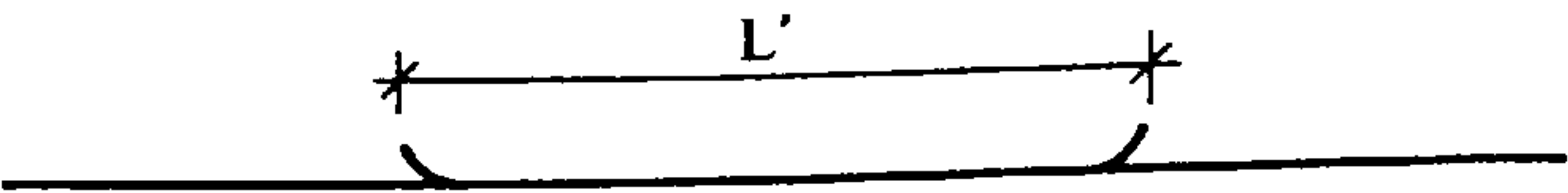
Fig. 1104.

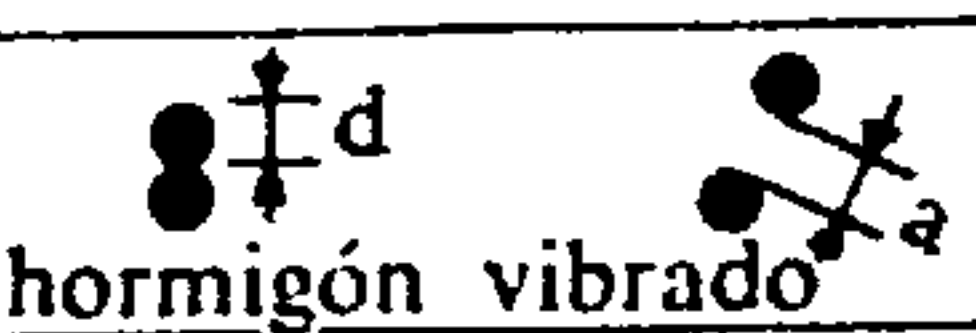
Lista de pedido de las armaduras de una nervadura

Longitudes mínimas de anclaje y de recubrimiento de las armaduras

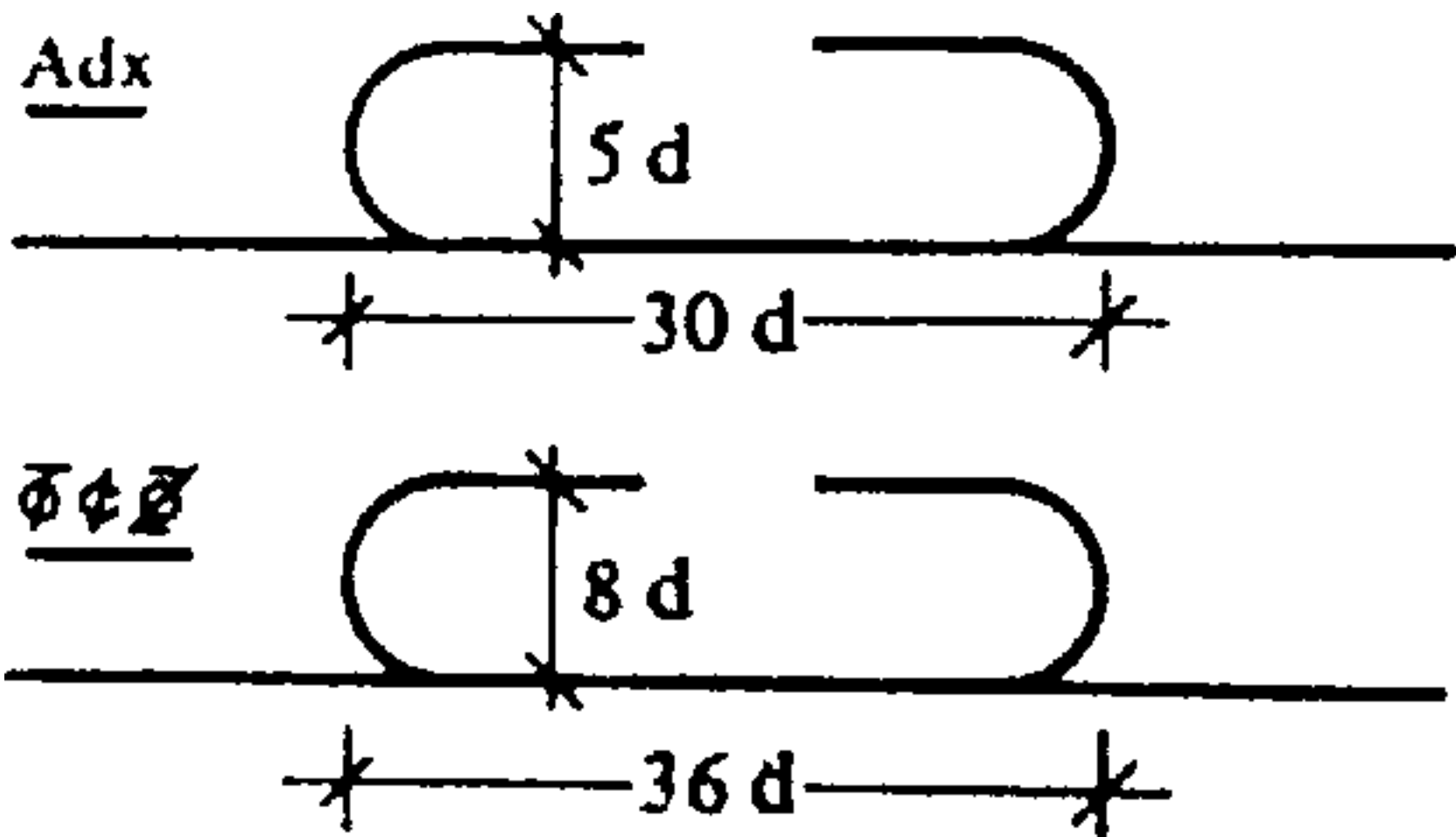
Observación: Los recubrimientos rectos son más ventajosos que los recubrimientos con ganchos. Los ganchos, pues, no se emplearán normalmente más que para el anclaje de las barras.

Los recubrimientos: Las longitudes L' para el recubrimiento de armaduras incorporadas en un hormigón dosificado a 300 kg/CP/m³ de fabricación controlada son:



Calidad del acero				Posición recíproca de las barras
Adx	 ≤ 20	 > 20		
L'	60 d	57 d	55 d	 a ≤ 5 d
	72 d	68 d	66 d	 a < d
	60 d + a	57 d + a	55 d + a	 a > 5 d

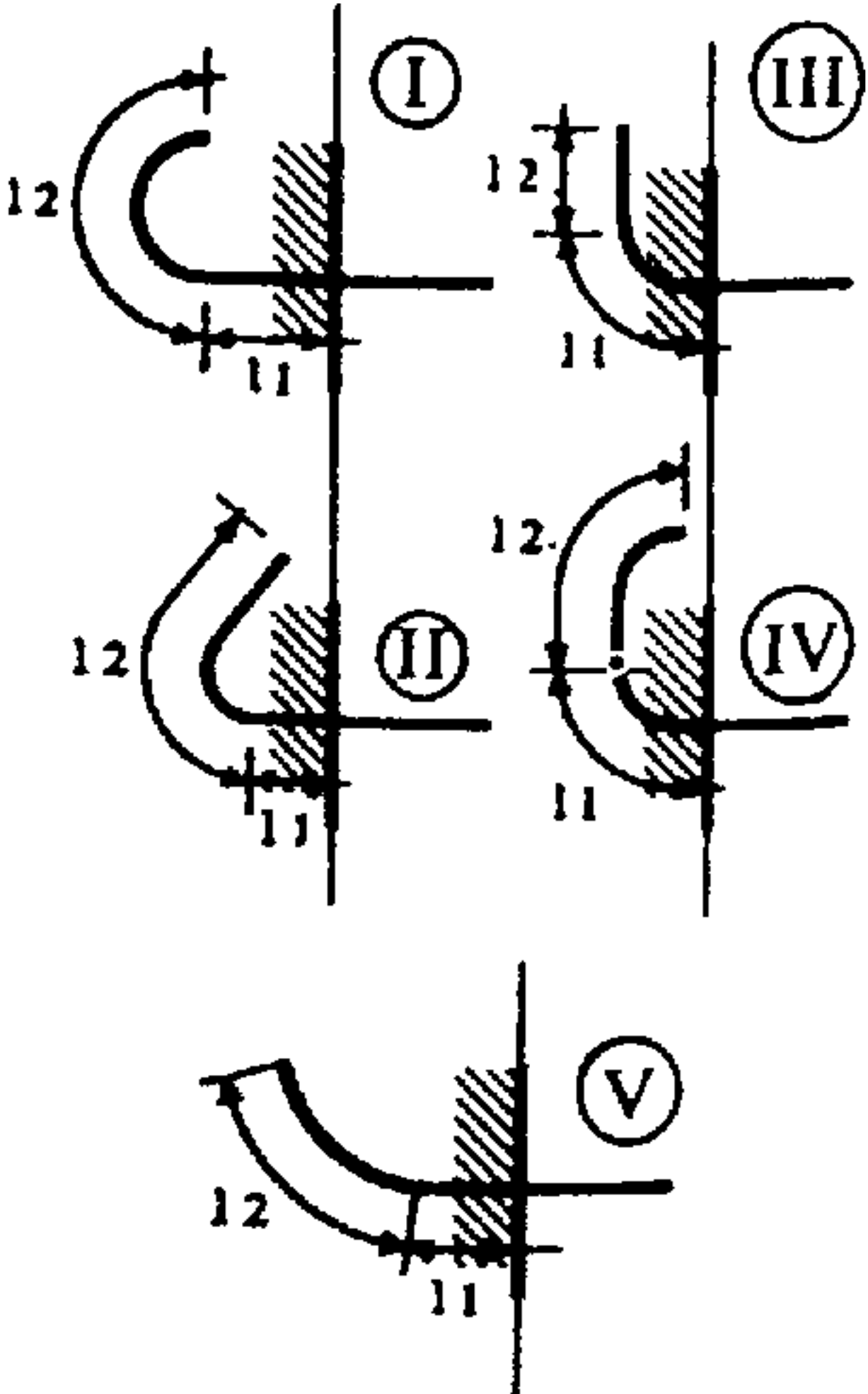
Las normas suizas prescriben para los recubrimientos con ganchos:



N. B.: Nunca deben haber más de la mitad de una sección de barras con recubrimiento. Estos valores son válidos para las armaduras tensadas y para las armaduras comprimidas sometidas a vibraciones o a choques. Para las armaduras comprimidas en los casos corrientes se emplea L (longitud de recubrimiento) igual a 0,6 L'.

Los anclajes: Las longitudes de anclaje al extremo de las barras pueden preverse según las dimensiones dadas por la tabla siguiente:

Tipo de anclaje	Calidad de acero					
	Adx		 ≤ 20		 > 20	
	1 1	1 2	1 1'	1 2	1 1	1 2
I	30 d	12 d	—	—	—	—
II	28 d	15 d	—	—	—	—
III	8 d	27 d	16 d	19 d	13 d	—
IV	26 d	17 d	—	—	—	22 d
V	—	—	32 d	15 d	34 d	15 d



TABLAS DE COEFICIENTES PARA EL CALCULO DEL HORMIGÓN ARMADO

$$\sigma_s = 1\,600 \text{ kg/cm}^2$$

M en mt

b y h en m

A' en cm²

n = 15

σ_s kg/cm ²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm ²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,220	0,927	0,1810	3,73	0,206	30,6	30
32	0,231	0,923	0,1710	3,95	0,231	34,2	32
34	0,242	0,919	0,1627	4,18	0,257	37,8	34
36	0,252	0,916	0,1552	4,41	0,284	41,5	36
38	0,261	0,913	0,1485	4,64	0,312	45,2	38
40	0,273	0,909	0,1424	4,86	0,341	49,5	40
42	0,283	0,906	0,1368	5,08	0,371	53,8	42
44	0,292	0,902	0,1317	5,30	0,402	58,1	44
46	0,301	0,899	0,1270	5,52	0,433	62,4	46
48	0,310	0,897	0,1227	5,73	0,466	66,8	48
50	0,319	0,894	0,1187	5,93	0,499	71,2	50
52	0,328	0,891	0,1150	6,13	0,533	75,9	52
54	0,336	0,889	0,1116	6,33	0,567	80,5	54
56	0,344	0,885	0,1084	6,53	0,602	85,3	56
58	0,352	0,883	0,1054	6,73	0,638	90,2	58
60	0,360	0,880	0,1026	6,92	0,675	95,0	60
62	0,368	0,877	0,1000	7,12	0,712	100	62
64	0,375	0,875	0,0975	7,32	0,750	105	64
66	0,382	0,873	0,0953	7,52	0,788	110	66
68	0,389	0,870	0,0932	7,71	0,827	115	68
70	0,396	0,868	0,0912	7,90	0,866	120	70
72	0,403	0,866	0,0893	8,09	0,906	125	72
74	0,410	0,863	0,0875	8,28	0,947	131	74
76	0,416	0,861	0,0857	8,47	0,989	136	76
78	0,422	0,859	0,0841	8,66	1,030	142	78
80	0,429	0,857	0,0825	8,84	1,071	147	80
82	0,435	0,855	0,0810	9,02	1,114	152	82
84	0,441	0,853	0,0795	9,20	1,157	158	84
86	0,446	0,851	0,0781	9,38	1,200	163	86
88	0,452	0,849	0,0768	9,56	1,243	169	88
90	0,458	0,847	0,0756	9,74	1,287	174	90
92	0,463	0,846	0,0744	9,92	1,331	180	92
94	0,468	0,844	0,0733	10,10	1,377	186	94
96	0,474	0,842	0,0723	10,28	1,421	192	96
98	0,479	0,840	0,0713	10,45	1,466	197	98
100	0,484	0,839	0,0703	10,62	1,512	203	100
102	0,489	0,837	0,0693	10,79	1,558	209	102
104	0,494	0,835	0,0683	10,96	1,604	214	104
106	0,498	0,834	0,0674	11,13	1,651	220	106
108	0,503	0,832	0,0665	11,30	1,698	226	108
110	0,508	0,831	0,0657	11,47	1,745	232	110
112	0,512	0,829	0,0648	11,63	1,793	238	112
114	0,517	0,828	0,0640	11,79	1,840	244	114
116	0,521	0,826	0,0633	11,95	1,888	250	116
118	0,525	0,825	0,0626	12,11	1,937	256	118
120	0,529	0,824	0,0618	12,27	1,985	262	120
122	0,533	0,822	0,0611	12,43	2,034	268	122
124	0,538	0,821	0,0605	12,59	2,084	274	124
126	0,542	0,820	0,0598	12,75	2,133	280	126
128	0,546	0,818	0,0592	12,91	2,183	286	128
130	0,549	0,817	0,0585	13,06	2,233	292	130

$\sigma'_a = 2\,000\text{ kg/cm}^2$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

$n = 15$

σ_s kg/cm²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^3$	σ_s kg/cm²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,184	0,939	0,1966	2,72	0,138	25,9	30
32	0,194	0,935	0,1858	2,88	0,155	29,0	32
34	0,203	0,932	0,1762	3,04	0,173	32,2	34
36	0,213	0,929	0,1677	3,20	0,191	35,6	36
38	0,222	0,926	0,1601	3,38	0,211	39,0	38
40	0,231	0,923	0,1532	3,54	0,231	42,6	40
42	0,240	0,920	0,1470	3,70	0,252	46,3	42
44	0,248	0,917	0,1413	3,86	0,273	50,1	44
46	0,257	0,914	0,1361	4,02	0,295	54,0	46
48	0,265	0,912	0,1314	4,17	0,318	58,0	48
50	0,273	0,909	0,1270	4,33	0,341	62,0	50
52	0,281	0,907	0,1230	4,49	0,365	66,1	52
54	0,288	0,904	0,1192	4,65	0,389	70,3	54
56	0,296	0,901	0,1157	4,80	0,414	74,6	56
58	0,303	0,899	0,1125	4,95	0,440	79,0	58
60	0,310	0,897	0,1095	5,10	0,466	83,5	60
62	0,317	0,894	0,1067	5,25	0,492	88,0	62
64	0,324	0,892	0,1040	5,40	0,519	92,6	64
66	0,331	0,890	0,1015	5,54	0,546	97,3	66
68	0,338	0,887	0,0991	5,68	0,574	102	68
70	0,344	0,885	0,0968	5,82	0,602	107	70
72	0,351	0,883	0,0948	5,97	0,631	111	72
74	0,357	0,881	0,0928	6,12	0,660	116	74
76	0,363	0,879	0,0909	6,27	0,690	121	76
78	0,369	0,877	0,0891	6,41	0,720	126	78
80	0,375	0,875	0,0873	6,55	0,750	131	80
82	0,381	0,873	0,0857	6,69	0,781	136	82
84	0,387	0,871	0,0841	6,83	0,812	141	84
86	0,392	0,870	0,0826	6,97	0,843	147	86
88	0,398	0,868	0,0812	7,11	0,875	152	88
90	0,403	0,866	0,0798	7,24	0,907	157	90
92	0,408	0,864	0,0785	7,37	0,939	162	92
94	0,413	0,862	0,0773	7,50	0,972	167	94
96	0,419	0,860	0,0761	7,63	1,005	173	96
98	0,424	0,859	0,0749	7,76	1,038	178	98
100	0,429	0,857	0,0738	7,89	1,071	184	100
102	0,433	0,856	0,0727	8,02	1,105	189	102
104	0,438	0,854	0,0717	8,15	1,139	195	104
106	0,443	0,852	0,0707	8,28	1,174	200	106
108	0,448	0,851	0,0697	8,41	1,208	206	108
110	0,452	0,849	0,0688	8,55	1,243	211	110
112	0,457	0,848	0,0680	8,68	1,278	216	112
114	0,461	0,846	0,0670	8,81	1,314	222	114
116	0,465	0,845	0,0662	8,94	1,349	228	116
118	0,469	0,844	0,0654	9,07	1,385	234	118
120	0,474	0,842	0,0645	9,20	1,421	240	120
122	0,478	0,841	0,0636	9,30	1,456	246	122
124	0,483	0,840	0,0628	9,40	1,492	252	124
126	0,487	0,838	0,0621	9,50	1,528	258	126
128	0,491	0,837	0,0615	9,64	1,566	264	128
130	0,494	0,835	0,0610	9,79	1,604	270	130

$\sigma_s = 2\,400\text{ kg/cm}^2$

M en mt
b y h en m
A' en cm²

$n = 15$

σ_s kg/cm²	$x = \xi \cdot h$	$z = \rho \cdot h$	$h = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A' = \beta \sqrt{M \cdot b}$	$A' = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h$	$M = \kappa \cdot b \cdot h^2$	σ_s kg/cm²
	ξ	ρ	α	β	μ	κ	
30	0,158	0,947	0,2113	2,09	0,099	22,4	30
32	0,167	0,944	0,1993	2,21	0,111	25,2	32
34	0,175	0,941	0,1888	2,34	0,124	28,2	34
36	0,184	0,939	0,1796	2,46	0,138	31,3	36
38	0,192	0,936	0,1714	2,59	0,152	34,4	38
40	0,200	0,933	0,1637	2,72	0,167	37,4	40
42	0,208	0,930	0,1568	2,85	0,182	40,6	42
44	0,216	0,927	0,1507	2,97	0,198	44,1	44
46	0,223	0,925	0,1450	3,10	0,214	47,6	46
48	0,231	0,923	0,1398	3,22	0,231	51,2	48
50	0,238	0,921	0,1351	3,33	0,248	54,8	50
52	0,245	0,918	0,1307	3,48	0,266	58,6	52
54	0,252	0,916	0,1266	3,60	0,284	62,4	54
56	0,259	0,914	0,1228	3,72	0,302	66,4	56
58	0,266	0,911	0,1193	3,84	0,321	70,4	58
60	0,273	0,909	0,1159	3,96	0,341	74,4	60
62	0,279	0,907	0,1128	4,08	0,361	78,5	62
64	0,286	0,905	0,1100	4,20	0,381	82,7	64
66	0,292	0,903	0,1072	4,30	0,402	87,1	66
68	0,298	0,901	0,1046	4,42	0,423	91,4	68
70	0,304	0,899	0,1022	4,55	0,444	95,7	70
72	0,310	0,897	0,0999	4,65	0,466	100	72
74	0,316	0,895	0,0977	4,77	0,488	105	74
76	0,322	0,893	0,0957	4,88	0,510	109	76
78	0,328	0,891	0,0937	5,00	0,533	114	78
80	0,333	0,889	0,0919	5,12	0,556	119	80
82	0,339	0,887	0,0901	5,22	0,579	123	82
84	0,344	0,885	0,0884	5,32	0,602	128	84
86	0,350	0,883	0,0868	5,43	0,626	133	86
88	0,355	0,882	0,0852	5,53	0,651	138	88
90	0,360	0,880	0,0837	5,65	0,675	143	90
92	0,365	0,878	0,0823	5,75	0,700	147	92
94	0,370	0,877	0,0809	5,87	0,725	152	94
96	0,375	0,875	0,0797	5,97	0,750	158	96
98	0,380	0,873	0,0784	6,07	0,776	163	98
100	0,385	0,872	0,0772	6,18	0,801	168	100
102	0,389	0,870	0,0761	6,29	0,827	173	102
104	0,394	0,869	0,0749	6,39	0,854	178	104
106	0,398	0,867	0,0739	6,50	0,880	183	106
108	0,403	0,866	0,0729	6,61	0,907	188	108
110	0,407	0,864	0,0719	6,71	0,943	194	110
112	0,412	0,863	0,0709	6,81	0,961	199	112
114	0,416	0,861	0,0699	6,92	0,988	204	114
116	0,420	0,860	0,0689	7,02	1,016	210	116
118	0,424	0,859	0,0680	7,12	1,043	216	118
120	0,429	0,857	0,0672	7,22	1,071	222	120
122	0,433	0,856	0,0664	7,32	1,098	226	122
124	0,437	0,854	0,0657	7,42	1,126	232	124
126	0,440	0,853	0,0649	7,52	1,154	238	126
128	0,444	0,852	0,0642	7,62	1,182	243	128
130	0,448	0,851	0,0635	7,72	1,210	248	130

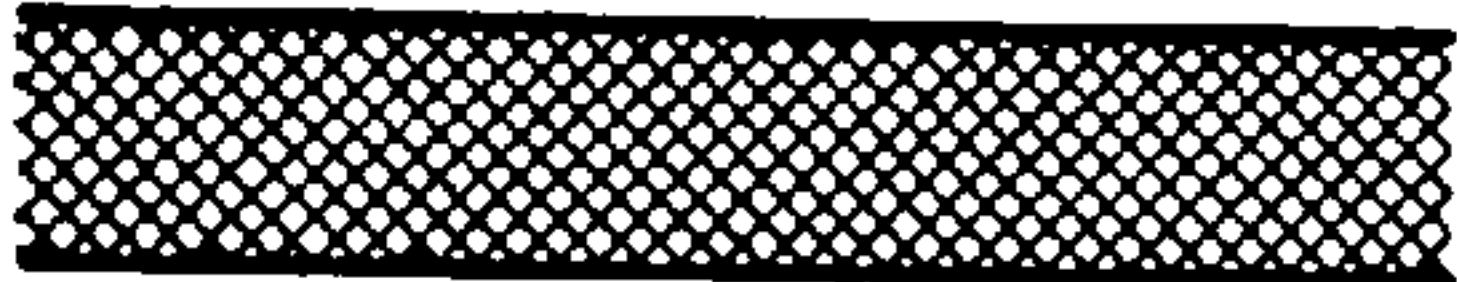
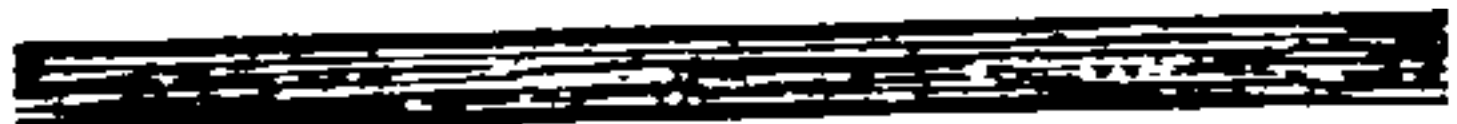
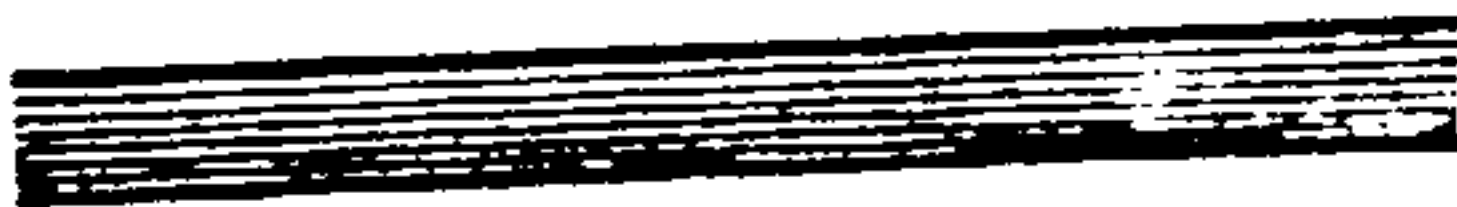
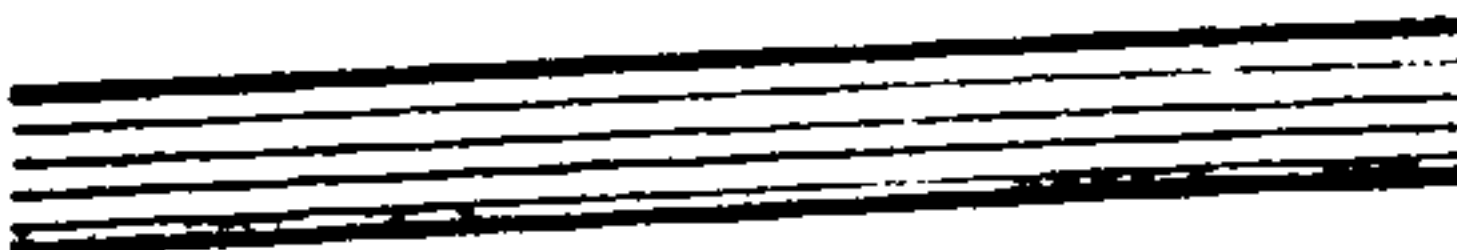
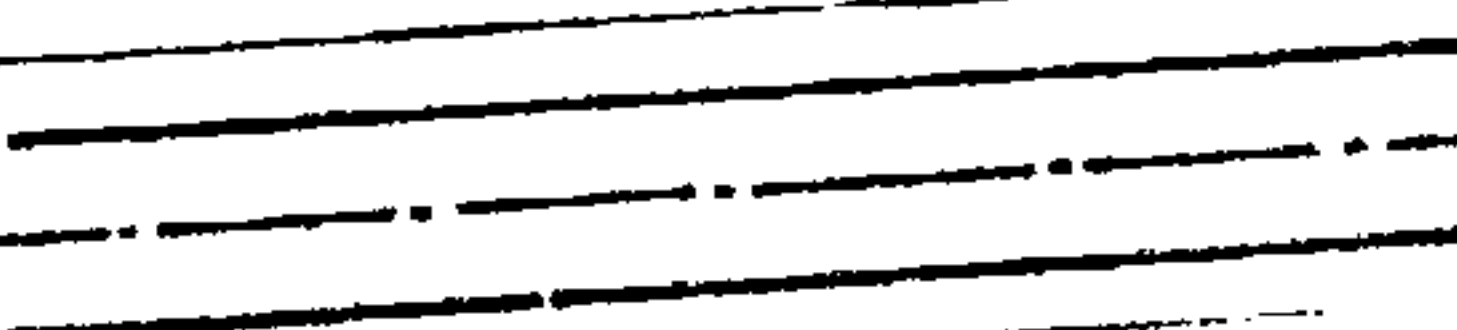
DATOS

*Selección de tablas e indicaciones
útiles para los constructores*

UTN

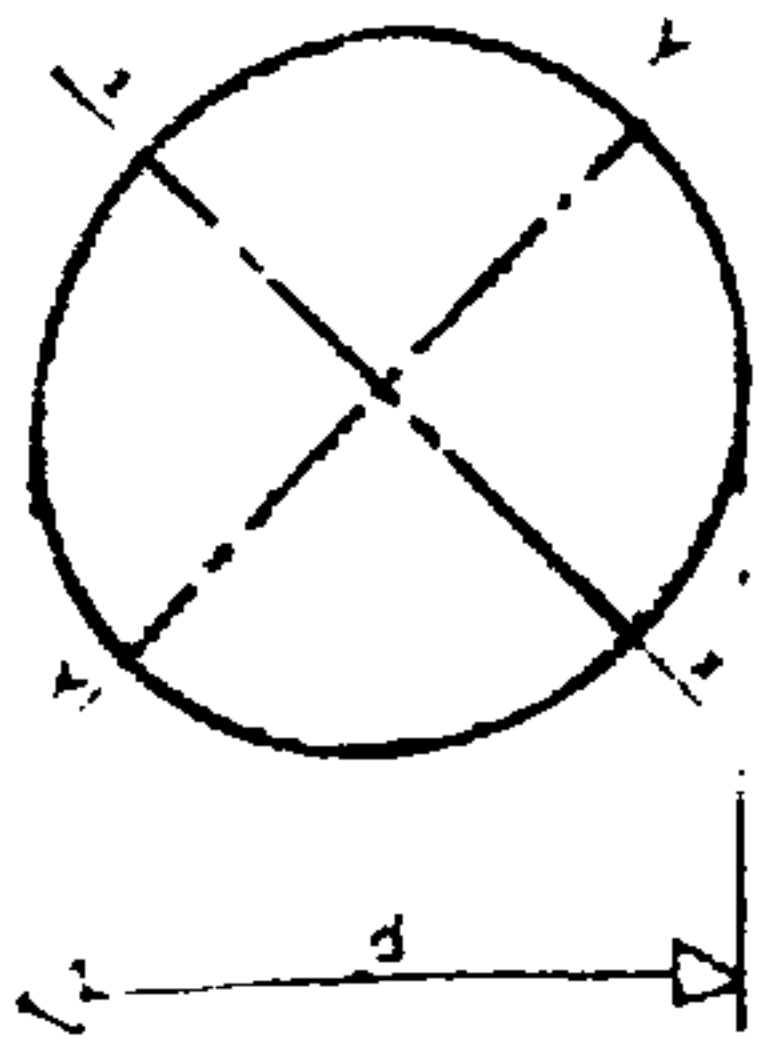
**Facultad Regional
San Rafael**

Designación de los materiales de construcción

	Designación	Color de los rayados
A. Transformación		
Partes existentes	Líneas continuas	Negro
Partes que hay que demoler	Líneas de puntos	Amarillo
Partes nuevas	Líneas continuas	Rojo
A. Construcciones nuevas		
Terreno		Negro
Obra de hormigón		Azul
Hormigón armado		Verde
Obra de fábrica (ladrillo)		Rojo
Piedra natural		Azul
Piedra artificial		Verde
Relleno (arena, cascote, escorias)		Negro
Ladrillos silicio-calizos, bloques de cemento, placas de escorias, planchas de yeso		Azul
Enlucido de cal, de cemento y de mortero mezclado, revoque con cemento	Esc.: 1:1 1:2 1:5  Esc.: 1:10 1:20 	Rojo
Corte de madera	  	Pardo
Madera (alzado)		Amarillo
Metal		Azul
Viguetas laminadas de hierro	  	Azul
Plano horizontal de viguetas de hierro		Azul

Pesos unitarios de materias almacenadas y de los materiales empleados en la construcción, en toneladas por m³
(Estos valores medios pueden modificarse bajo la influencia del grado de humedad y, en ciertos casos, también por el grado de asentamiento)

Acero	7,850	Ladrillo ordinario macizo	1,800
Amianto	2,300	Ladrillo ordinario hueco	1,600
Amianto-cemento	1,850	Ladrillo refractario	1,900
Arcilla húmeda apisonada	2,200	Ladrillo silicio-calizo	1,950
Arcilla seca	1,800	Leña de haya	0,450
Arena seca	2,000	Leña de roble o encina	0,550
Arena húmeda	2,100	Leña de pino	0,320
Arena fina seca de 0 a 1 mm	1,550	Leña de abeto	0,350
Arena gruesa de 0 a 8 mm	1,750	Leña en haces	0,150
Asfalto comprimido	2,000	Libros apilados o apretados en estantes	0,850
Asfalto colado	1,600		
Avena	0,600	Madera seca de haya	0,740
Azúcar	0,750	Madera seca de roble	0,710
		Madera seca de pino	0,490
Basalto	3,000	Madera seca de abeto	0,440
		Marga terrosa	2,300
Cal hidráulica	0,750	Marga dura	2,500
Caliza blanda, porosa	1,750	Mármol	2,725
Caliza dura, compacta	2,600	Mortero de cal hidráulica, fresco	2,200
Cemento a granel	1,600	Mortero de cal hidráulica, seco	2,000
Cemento en sacos	1,200		
Ceniza de hulla	0,900	Nieve no apisonada	0,125
Clinker	2,150	Nieve apisonada o asentada	0,800
Coke	1,300		
Corcho natural	0,240	Obra de cantería	2,400
Corcho aglomerado	0,400	Obra de fábrica, de ladrillo cerámico macizo	1,650
Cristales para espejos	2,500	Obra de fábrica, de ladrillo perforado	1,400
		Obra de fábrica de ladrillo cerámico, hueco	1,200
Enlucidos de mortero de cemento	2,000	Obra de fábrica de ladrillo silicio-calizo	2,000
Enlucidos de mortero de cal	1,700	Obra de fábrica de ladrillo de clinker	1,900
Enlucidos de yeso	1,000	Obra de fábrica de gres	2,400
Escombros de edificios (tipo medio)	1,400	Obra de granito o de mármol	2,700
Escorias	0,935		
Eternit (Fibro-cemento)	1,850	Papel	1,050
		Patatas	0,700
Gneiss	2,600	Piedra de cantera amontonada	2,000
Granito	2,700	Pizarra	2,680
Grava sin arena, seca	1,500	Pizarra arcillosa	2,820
Grava sin arena, húmeda	1,600	Plomo	11,350
Greda	2,200	Porcelana	2,450
Gres natural	2,500		
Gres artificial, embaldosado, tubos, etc.	2,000	Resina	1,090
Heno (a granel)	0,100	Trigo, centeno, cebada, habichuelas, a granel	0,750
Heno (empacado)	0,300	Toba	1,900
Hielo	0,900	Turba	0,600
Hormigón de escorias, sin arena	1,100		
Hormigón cavernoso, con grava sola	2,250	Vidrios para vidrieras	2,500
Hormigón normal apisonado	2,400	Vidrios de botella	2,600
Hormigón armado	2,500	Vidrios ordinarios, verdes	2,650
Hormigón de piedra pómez, de puzolana, sin arena	1,000	Vino en cubas	0,750
Hormigón con mitad de arena	1,600		
Hulla, antracita	0,900	Yeso amontonado	1,300
		Yeso en barriles	0,850

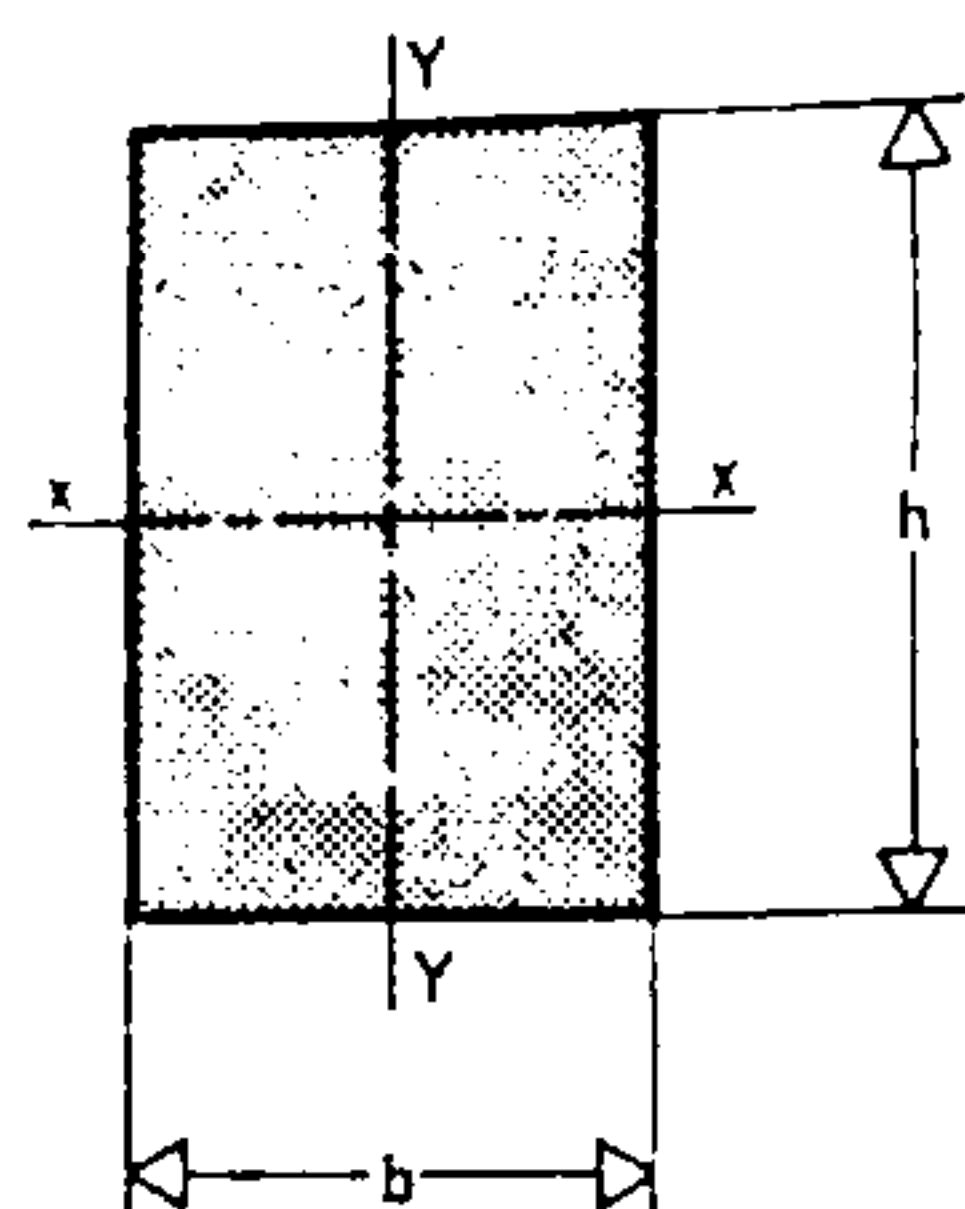


Valores de los momentos de inercia y de los módulos de resistencia
de las secciones circulares, en función de su diámetro

J = momento de inercia
 W = módulo o momento resistente
 i = radio de giro = $\frac{d}{4}$

d	$J = \frac{d^4 \cdot \pi}{64}$	$W = \frac{d^3 \cdot \pi}{32}$	d	$J = \frac{d^4 \cdot \pi}{64}$	$W = \frac{d^3 \cdot \pi}{32}$	d	$J = \frac{d^4 \cdot \pi}{64}$	$W = \frac{d^3 \cdot \pi}{32}$
1	0,0491	0,0982	51	332 100	13 020	101	5 108 000	101 200
2	0,7854	0,7854	52	358 900	13 800	102	5 313 000	104 200
3	3,976	2,651	53	387 300	14 620	103	5 525 000	107 300
4	12,57	6,283	54	417 400	15 460	104	5 743 000	110 400
5	30,68	12,27	55	449 200	16 330	105	5 967 000	113 600
6	63,62	21,21	56	482 800	17 240	106	6 197 000	116 900
7	117,9	33,67	57	518 200	18 180	107	6 434 000	120 300
8	201,1	50,27	58	555 500	19 160	108	6 678 000	123 700
9	322,1	71,57	59	594 800	20 160	109	6 929 000	127 100
10	490,9	98,17	60	636 200	21 210	110	7 187 000	130 700
11	718,7	130,7	61	679 700	22 280	111	7 452 000	134 300
12	1 018	169,6	62	725 300	23 400	112	7 724 000	137 900
13	1 402	215,7	63	773 300	24 550	113	8 004 000	141 700
14	1 886	269,4	64	823 600	25 740	114	8 291 000	145 400
15	2 485	331,3	65	876 200	26 960	115	8 585 000	149 300
16	3 217	402,1	66	931 400	28 220	116	8 888 000	153 200
17	4 100	482,3	67	989 200	29 530	117	9 198 000	157 200
18	5 153	572,6	68	1 050 000	30 870	118	9 517 000	161 300
19	6 397	673,4	69	1 113 000	32 250	119	9 884 000	165 400
20	7 854	785,4	70	1 179 000	33 670	120	10 180 000	169 600
21	9 547	909,2	71	1 247 000	35 140	121	10 520 000	173 900
22	11 500	1 045	72	1 319 000	36 640	122	10 870 000	178 300
23	13 740	1 194	73	1 394 000	38 190	123	11 240 000	182 700
24	16 290	1 357	74	1 472 000	39 780	124	11 610 000	187 200
25	19 180	1 534	75	1 553 000	41 420	125	11 980 000	191 700
26	22 430	1 726	76	1 638 000	43 100	126	12 370 000	196 400
27	26 090	1 932	77	1 726 000	44 820	127	12 770 000	201 100
28	30 170	2 155	78	1 817 000	46 590	128	13 180 000	205 900
29	34 720	2 394	79	1 912 000	48 400	129	13 590 000	210 800
30	39 760	2 651	80	2 011 000	50 260	130	14 020 000	215 700
31	45 330	2 925	81	2 113 000	52 170	131	14 460 000	220 700
32	51 470	3 217	82	2 219 000	54 130	132	14 900 000	225 800
33	58 210	3 528	83	2 330 000	56 140	133	15 360 000	231 000
34	65 600	3 859	84	2 444 000	58 190	134	15 830 000	236 200
35	73 660	4 209	85	2 562 000	60 290	135	16 300 000	241 500
36	82 450	4 580	86	2 685 000	62 440	136	16 790 000	247 000
37	92 000	4 973	87	2 812 000	64 650	137	17 290 000	252 400
38	102 400	5 387	88	2 944 000	66 900	138	17 800 000	258 000
39	113 600	5 824	89	3 080 000	69 210	139	18 320 000	263 700
40	125 700	6 283	90	3 221 000	71 570	140	18 860 000	269 400
41	138 700	6 766	91	3 366 000	73 980	141	19 400 000	275 200
42	152 700	7 274	92	3 517 000	76 450	142	19 960 000	281 100
43	167 800	7 806	93	3 672 000	78 970	143	20 530 000	287 100
44	184 000	8 363	94	3 832 000	81 540	144	21 110 000	293 100
45	201 300	8 946	95	3 998 000	84 170	145	21 700 000	299 300
46	219 800	9 556	96	4 169 000	86 860	146	22 300 000	305 500
47	239 500	10 190	97	4 346 000	89 600	147	22 920 000	311 900
48	260 600	10 860	98	4 528 000	92 400	148	23 550 000	318 300
49	283 000	11 550	99	4 715 000	95 260	149	24 190 000	324 800
50	306 800	12 270	100	4 909 000	98 180	150	24 850 000	331 300

Valores de las superficies de los momentos de inercia, de los módulos de resistencia y de los radios de giro de las secciones rectangulares



S = superficie de la sección de la pieza

J = momento de inercia

W = momento resistente

i = radio de giro

$$i_x = h \sqrt{\frac{1}{12}} \approx 0,289 \cdot h$$

$$i_y = b \sqrt{\frac{1}{12}} \approx 0,289 \cdot b$$

h · b cm	S cm ²	J _x cm ⁴	W _x cm ³	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	h · b cm	S cm ²	J _x cm ⁴	W _x cm ³	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm
10 · 5	50	417	83,3	104	41,7	1,44	16 · 11	176	3 755	469	1 775	323	3,18
6	60	500	100	180	60,0	1,73	12	192	4 096	512	2 304	384	3,46
7	70	583	117	286	81,7	2,02	13	208	4 427	555	2 929	451	3,75
8	80	667	133	427	107	2,31	14	224	4 779	597	3 659	523	4,04
9	90	750	150	607	135	2,60	15	240	5 120	640	4 500	600	4,33
10	100	833	167	833	167	2,89	16	256	5 461	683	5 461	683	4,62
12 · 5	60	720	120	125	50,0	1,44	18 · 5	90	2 430	270	187	75,0	1,44
6	72	864	144	216	72,0	1,73	6	108	2 916	324	324	108	1,73
7	84	1 008	168	343	98,0	2,02	7	126	3 402	378	514	147	2,02
8	96	1 152	192	512	128	2,31	8	144	3 888	432	768	192	2,31
9	108	1 296	216	729	162	2,60	9	162	4 374	486	1 093	243	2,60
10	120	1 440	240	1 000	200	2,89	10	180	4 860	540	1 500	300	2,89
11	132	1 584	264	1 331	242	3,18	11	198	5 346	594	1 996	363	3,18
12	144	1 728	288	1 728	288	3,46	12	216	5 832	648	2 592	432	3,46
14 · 5	70	1 143	163	146	58,3	1,44	13	234	6 318	702	3 295	507	3,75
6	84	1 372	196	252	84,0	1,73	14	252	6 804	756	4 116	588	4,04
7	98	1 601	229	400	114	2,02	15	270	7 290	810	5 062	675	4,33
8	112	1 829	261	597	149	2,31	16	288	7 776	864	6 144	768	4,62
9	126	2 058	294	850	189	2,60	17	306	8 262	918	7 369	867	4,91
10	140	2 287	327	1 167	233	2,89	18	324	8 748	972	8 748	972	5,20
11	154	2 515	359	1 553	282	3,18	20 · 5	100	3 333	333	208	83,3	1,44
12	168	2 744	392	2 016	336	3,46	6	120	4 000	400	360	120	1,73
13	182	2 973	425	2 563	394	3,75	7	140	4 667	467	572	163	2,02
14	196	3 201	457	3 201	457	4,04	8	160	5 333	533	853	213	2,31
15 · 5	75	1 406	187	156	62,5	1,44	9	180	6 000	600	1 215	270	2,60
6	90	1 687	225	270	90,0	1,73	10	200	6 667	667	1 667	333	2,89
7	105	1 969	262	429	122	2,02	11	220	7 333	733	2 218	403	3,18
8	120	2 250	300	640	160	2,31	12	240	8 000	800	2 880	480	3,46
9	135	2 531	337	911	202	2,60	13	260	8 667	867	3 662	563	3,75
10	150	2 812	375	1 250	250	2,89	14	280	9 333	933	4 573	653	4,04
11	165	3 094	412	1 664	302	3,18	15	300	10 000	1 000	5 625	750	4,33
12	180	3 375	450	2 160	360	3,46	16	320	10 670	1 067	6 827	853	4,62
13	195	3 656	487	2 746	422	3,75	17	340	11 330	1 133	8 188	963	4,91
14	210	3 937	525	3 430	490	4,04	18	360	12 000	1 200	9 720	1 080	5,20
15	225	4 219	562	4 219	562	4,33	19	380	12 670	1 267	11 430	1 203	5,48
16 · 5	80	1 707	213	167	66,7	1,44	20	400	13 330	1 333	13 330	1 333	5,77
6	96	2 044	256	288	96,0	1,73	21 · 8	168	6 174	588	896	224	2,31
7	112	2 385	299	457	131	2,02	9	189	6 946	661	1 276	283	2,60
8	128	2 731	341	683	171	2,31	10	210	7 717	735	1 750	350	2,89
9	144	3 072	384	972	216	2,60	11	231	8 489	808	2 329	423	3,18
10	160	3 413	427	1 333	267	2,89	12	252	9 261	882	3 024	504	3,46

Valores de las superficies, de los momentos de inercia, de los módulos de resistencia y de los radios de giro de las secciones rectangulares (Continuación)

h	b	S	J _x	W _x	J _y	W _y	i _y	h	b	S	J _x	W _x	J _y	W _y	i _y
cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm
21	13	273	10 030	955	3 845	591	3,75	26	17	442	24 900	1 915	10 650	1 253	4,91
	14	294	10 800	1 029	4 802	686	4,04		18	468	26 360	2 028	12 640	1 404	5,20
	15	315	11 580	1 102	5 906	787	4,33		19	494	27 830	2 141	14 860	1 564	5,48
	16	336	12 350	1 176	7 168	896	4,62		20	520	29 290	2 253	17 330	1 733	5,77
	17	357	13 120	1 249	8 599	1 011	4,91		21	546	30 760	2 366	20 070	1 911	6,06
	18	378	13 890	1 323	10 210	1 134	5,20		22	572	32 220	2 497	23 070	2 097	6,35
	19	399	14 660	1 396	12 000	1 263	5,48		23	598	33 690	2 591	26 360	2 292	6,64
	20	420	15 440	1 470	14 000	1 400	5,77		24	624	35 150	2 704	29 950	2 496	6,93
	21	441	16 210	1 543	16 200	1 543	6,06		25	650	36 620	2 817	33 850	2 708	7,22
22	8	176	7 099	645	939	235	2,31		26	676	38 080	2 929	38 080	2 929	7,51
	9	198	7 986	726	1 336	297	2,60	28	10	280	18 290	1 307	2 333	467	2,89
	10	220	8 873	807	1 833	367	2,89		11	308	20 120	1 437	3 106	565	3,18
	11	242	9 761	887	2 440	444	3,18		12	336	21 950	1 568	4 032	672	3,46
	12	264	10 650	968	3 168	528	3,46		13	364	23 780	1 699	5 126	789	3,75
	13	286	11 540	1 049	4 028	620	3,75		14	392	25 610	1 829	6 403	915	4,04
	14	308	12 420	1 129	5 031	719	4,04		15	420	27 440	1 960	7 875	1 050	4,33
	15	330	13 310	1 210	6 187	825	4,33		16	448	29 270	2 091	9 557	1 185	4,62
	16	352	14 200	1 291	7 509	939	4,62		17	476	31 100	2 221	11 460	1 349	4,91
	17	374	15 090	1 371	9 007	1 060	4,91		18	504	32 930	2 352	13 610	1 512	5,20
	18	396	15 970	1 452	10 690	1 188	5,20		19	532	34 760	2 483	16 000	1 685	5,48
	19	418	16 860	1 533	12 580	1 324	5,48		20	560	36 590	2 613	18 670	1 867	5,77
	20	440	17 750	1 613	14 670	1 467	5,77		21	588	38 420	2 744	21 610	2 058	6,06
	21	462	18 630	1 694	16 980	1 617	6,06		22	616	40 250	2 875	24 850	2 259	6,35
	22	484	19 520	1 775	19 520	1 775	6,35		23	644	42 080	3 005	28 390	2 469	6,64
24	8	192	9 216	768	1 024	256	2,31		24	672	43 900	3 136	32 260	2 688	6,93
	9	216	10 370	864	1 458	324	2,60		25	700	45 730	3 267	36 460	2 917	7,22
	10	240	11 520	960	2 000	400	2,89		26	728	45 760	3 397	41 010	3 155	7,51
	11	264	12 670	1 056	2 662	484	3,18		27	756	49 390	3 528	45 930	3 402	7,79
	12	288	13 820	1 152	3 456	576	3,46		28	784	51 220	3 659	51 220	3 659	8,08
	13	312	14 980	1 248	4 394	676	3,75	30	12	360	27 000	1 800	4 320	720	3,46
	14	336	16 130	1 344	5 488	784	4,04		13	390	29 250	1 950	5 492	845	3,75
	15	360	17 280	1 440	6 750	900	4,33		14	420	31 500	2 100	6 860	980	4,04
	16	384	18 430	1 536	8 192	1 024	4,62		15	450	33 750	2 250	8 437	1 125	4,33
	17	408	19 580	1 632	9 826	1 156	4,91		16	480	36 000	2 400	10 240	1 280	4,62
	18	432	20 740	1 728	11 660	1 296	5,20		17	510	38 250	2 550	12 280	1 445	4,91
	19	456	21 890	1 824	13 720	1 444	5,48		18	540	40 500	2 700	14 580	1 620	5,20
	20	480	23 040	1 920	16 000	1 600	5,77		19	570	42 750	2 850	17 150	1 805	5,48
	21	504	24 190	2 016	18 520	1 764	6,06		20	600	45 000	3 000	20 000	2 000	5,77
	22	528	25 340	2 112	21 300	1 936	6,35		21	630	47 250	3 150	23 150	2 205	6,06
	23	552	26 500	2 208	24 330	2 116	6,64		22	660	49 500	3 300	26 620	2 420	6,35
	24	576	27 650	2 304	27 650	2 304	6,93		23	690	51 750	3 450	30 420	2 645	6,64
26	10	260	14 650	1 127	2 167	433	2,89		24	720	54 000	3 600	34 560	2 880	6,93
	11	286	16 110	1 239	2 884	524	3,18		25	750	56 250	3 750	39 060	3 125	7,22
	12	312	17 580	1 352	3 744	624	3,46		26	780	58 500	3 900	43 940	3 380	7,51
	13	338	19 040	1 465	4 760	732	3,75		27	810	60 750	4 050	49 210	3 645	7,79
	14	364	20 510	1 577	5 945	849	4,04		28	840	63 000	4 200	54 880	3 920	8,08
	15	390	21 970	1 690	7 312	975	4,33		29	870	65 250	4 350	60 970	4 205	8,37
	16	416	23 440	1 803	8 875	1 109	4,62		30	900	67 500	4 500	67 500	4 500	8,66

Empleo de las tablas de resistencia de los laminados metálicos

Las tablas que dan la resistencia de las viguetas metálicas para diferentes luces se calculan considerando:

- una carga uniformemente repartida,
- una pieza que descansa libremente sobre 2 apoyos,
- una tensión admisible de 1 600 kg/cm².

N. B. El peso propio de las viguetas laminadas está deducido de las cargas mencionadas.

Es posible emplear los valores dados por las tablas adaptándolos por medio de un coeficiente c , cuando:

- los apoyos de la pieza no son 2 apoyos simples,
- la sobrecarga está concentrada.

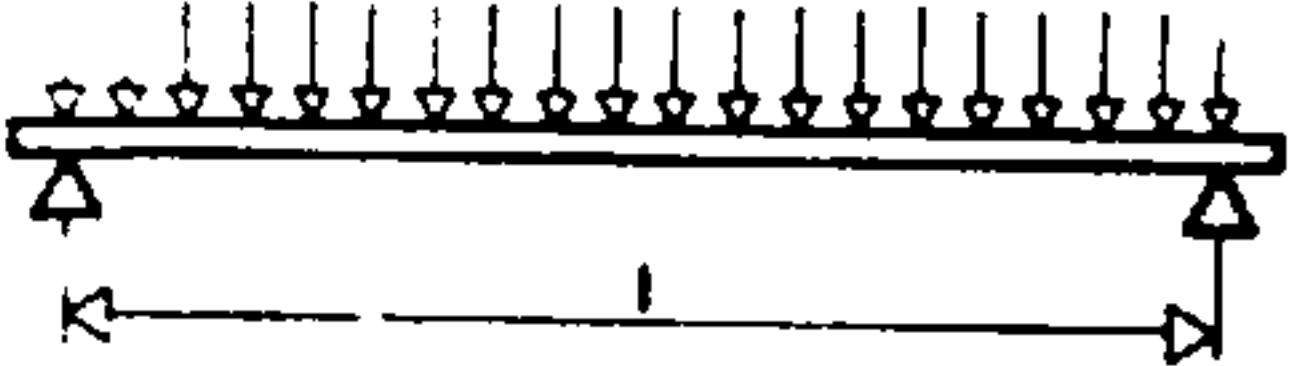
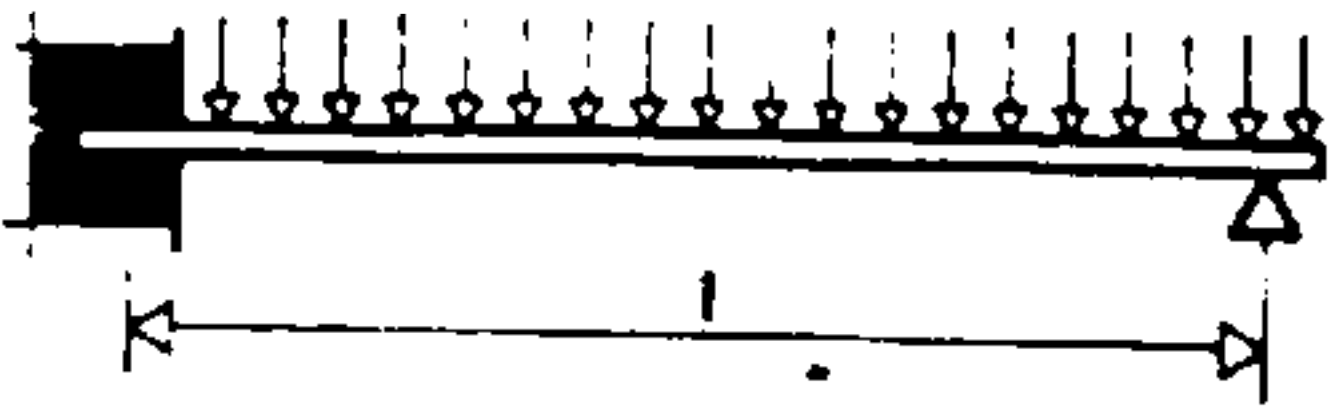
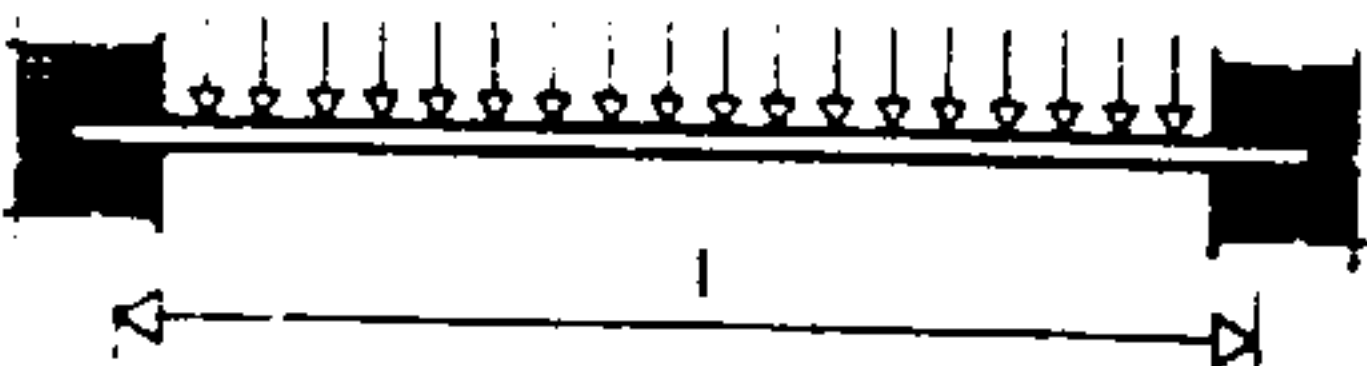
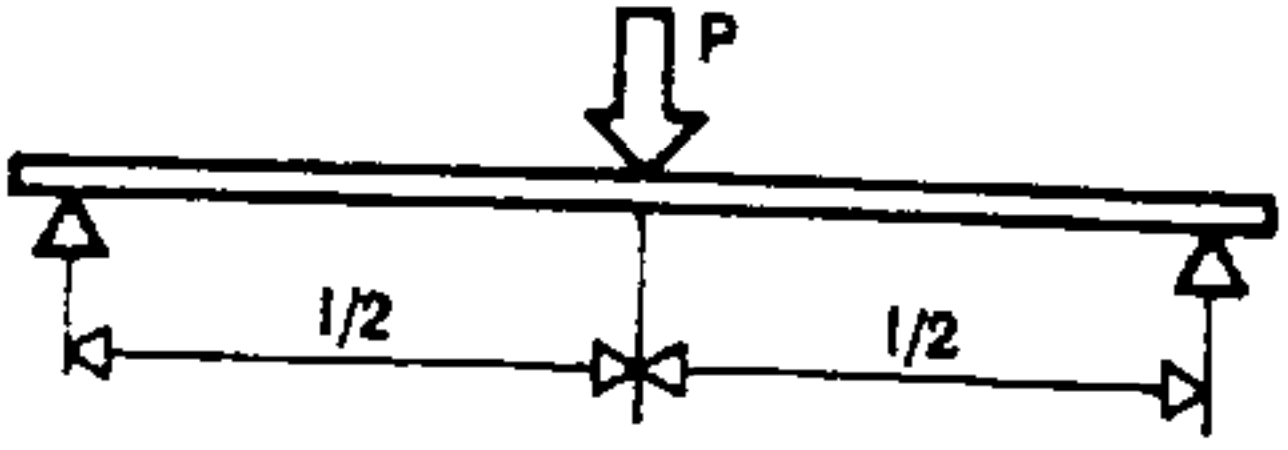
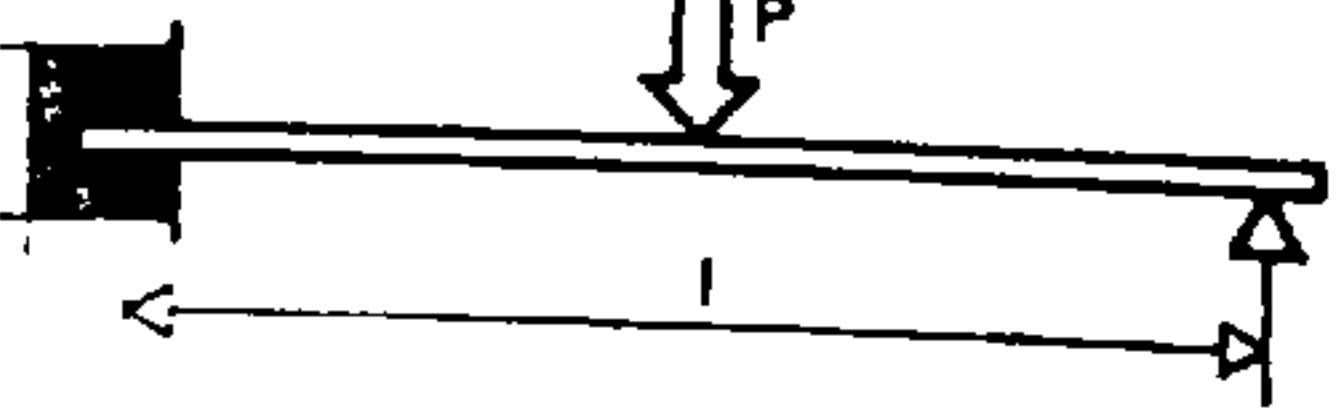
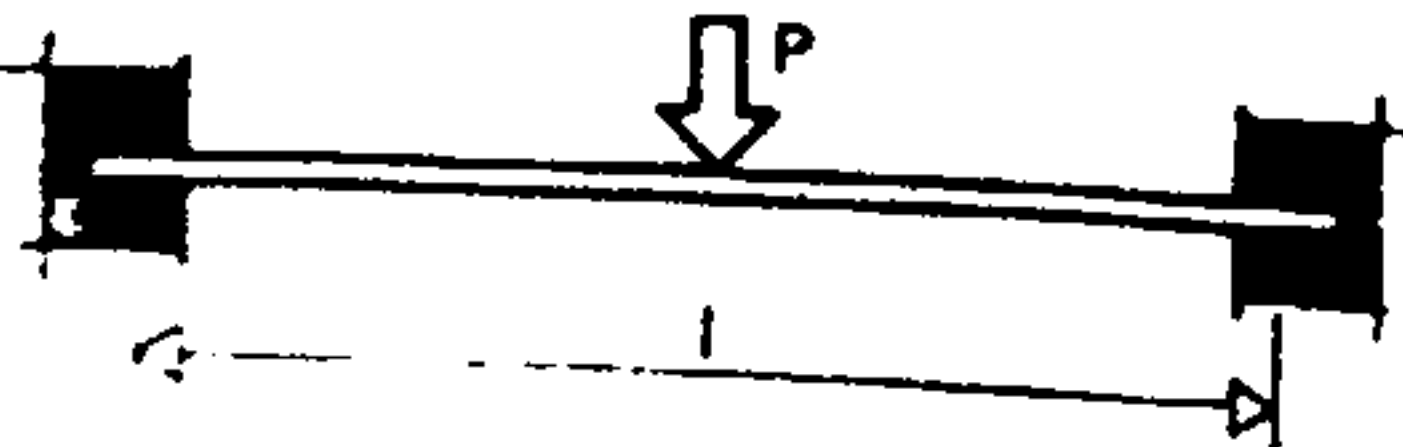
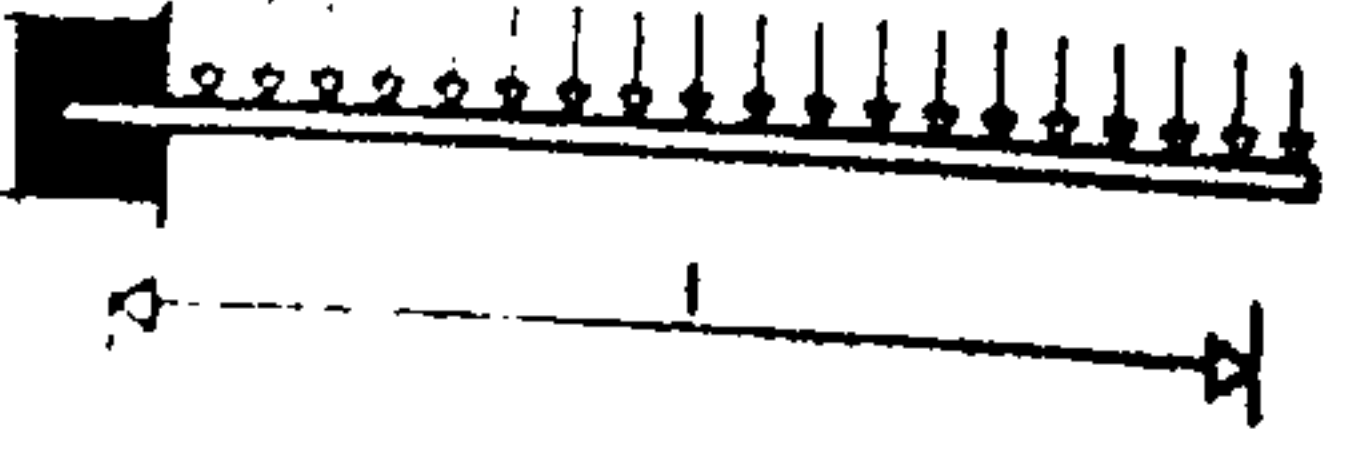
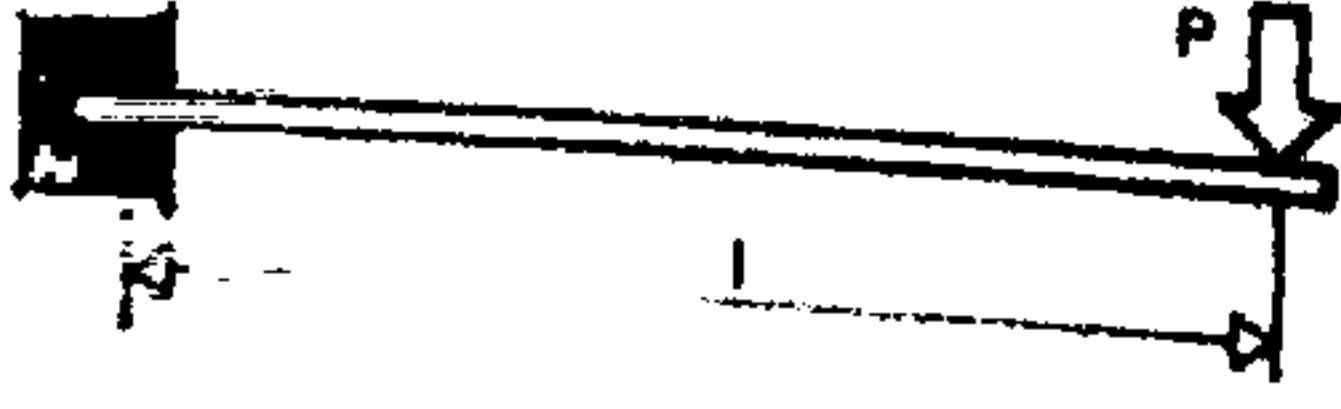
Ejemplo: Una vigueta IPE 300 de 6 m de luz, cargada uniformemente, soporta 11,6 t.

Si la carga está concentrada en el centro de la luz, no podrá exceder de:

$$11,6 \times 0,5 = 5,8 \text{ toneladas.}$$

Si la vigueta está empotrada por sus dos extremos la carga soportable será:

$$11,6 \times 1,5 = 17,4 \text{ toneladas.}$$

Caso	Representación gráfica	Observaciones	Coeficiente c
1		CASO CONSIDERADO EN LAS TABLAS Carga uniformemente repartida; pieza descansando libremente sobre dos apoyos	1
2		Carga uniformemente repartida; pieza apoyada por un extremo y empotrada por el otro	1
3		Carga uniformemente repartida; pieza empotrada por sus dos extremos	1,5
4		Carga concentrada en el centro de la luz; pieza que descansa libremente en 2 apoyos	0,5
5		Carga concentrada en el centro de la luz; pieza apoyada por un extremo y empotrada por el otro	0,66
6		Carga concentrada en el centro de la luz; pieza empotrada por sus dos extremos	1
7		Carga uniformemente repartida; pieza empotrada en un extremo; libre en el otro (en voladizo)	0,25
8		Carga concentrada en el extremo libre; pieza empotrada por un extremo	0,125

Perfil N.º	Dimensiones		Peso kg/m	Esfuerzo cortante máximo soportado t	LUCES EN METROS								DATOS		
	Altura mm	Anchura mm			(Tensión admisible: 1 600 kg/cm²)								11	12	
					2	3	4	5	6	7	8	9			10
80	80	46	6,0	3,16	1,3	0,83	0,62	0,48	—	—	—	—	—	—	—
100	100	55	8,1	4,26	2,2	1,4	1,1	0,84	0,68	—	—	—	—	—	—
120	120	64	10,4	5,49	3,4	2,2	1,7	1,3	1,1	—	—	—	—	—	—
140	140	73	12,9	6,84	4,9	3,3	2,4	1,9	1,6	—	—	—	—	—	—
160	160	82	15,8	8,32	6,9	4,6	3,4	2,7	2,2	1,9	—	—	—	—	—
180	180	91	18,8	9,92	9,3	6,2	4,6	3,6	3,0	2,5	—	—	—	—	—
200	200	100	22,4	11,65	12,4	8,2	6,1	4,9	4,0	3,4	—	—	—	—	—
220	220	110	26,2	13,50	16,1	10,7	8,0	6,3	5,2	4,4	3,8	—	—	—	—
240	240	120	30,7	15,48	20,7	13,7	10,2	8,1	6,7	5,7	4,9	4,3	—	—	—
270	270	135	36,1	18,53	27,4	18,2	13,6	10,8	8,9	7,6	6,6	5,8	5,1	—	—
300	300	150	42,2	22,15	35,6	23,6	17,6	14,0	11,6	9,9	8,6	7,5	6,7	—	—
330	330	160	49,1	25,74	45,5	30,3	22,6	18,0	14,9	12,7	11,0	9,7	8,6	7,7	—
360	360	170	57,1	29,95	57,8	38,4	28,7	22,8	18,9	16,1	14,0	12,3	11,0	9,8	—
400	400	180	66,3	35,78	—	49,3	36,8	29,4	24,3	20,8	18,0	15,9	14,2	12,7	11,5
450	450	190	77,6	43,99	—	—	47,7	38,0	31,5	26,9	23,4	20,6	18,4	16,6	15,1
500	500	200	90,8	53,04	—	—	—	49,0	40,6	34,7	30,2	26,6	23,8	21,4	19,6
550	550	210	106	63,49	—	—	—	—	51,3	43,9	38,2	33,7	30,2	27,1	24,8
600	600	220	122	74,88	—	—	—	—	64,7	55,3	49,1	42,5	38,1	34,3	31,4
IPE R															
140	142	72	14,4	7,82	5,5	3,6	2,7	2,1	1,7	1,5	—	—	—	—	—
160	162	81	17,7	9,43	7,8	5,2	3,8	3,0	2,5	2,1	1,8	—	—	—	—
180	183	89	22,0	12,17	10,8	7,2	5,4	4,2	3,5	3,0	2,5	—	—	—	—
200	204	98	26,6	13,99	14,8	9,8	7,3	5,8	4,8	4,1	3,5	3,1	—	—	—
220	225	108	31,6	15,66	19,7	13,1	9,8	7,8	6,4	5,4	4,7	4,1	3,6	—	—
240	245	118	37,3	19,09	25,1	16,7	12,5	9,9	8,2	6,9	6,0	5,3	4,7	4,2	3,8
270	276	133	43,9	22,08	33,8	22,5	16,8	13,3	11,0	9,4	8,1	7,1	6,3	5,7	5,1
300	306	147	51,7	27,02	43,8	29,1	21,7	17,3	14,3	12,2	10,6	9,3	8,3	7,4	6,7
330	336	158	60,3	32,11	55,8	37,1	27,7	22,1	18,3	15,6	13,5	11,9	10,6	9,5	8,6
360	366	168	70,3	37,65	70,8	47,1	35,2	28,0	23,2	19,8	17,2	15,1	13,5	12,1	11,0
400	407	178	81,5	44,82	—	60,3	45,1	35,9	29,8	25,4	22,0	19,4	17,3	15,6	14,1
450	458	188	95,2	53,77	—	78,7	58,9	46,9	38,9	33,2	28,9	25,5	22,7	20,5	18,6
500	508	198	111	66,50	—	100,4	75,1	59,9	49,7	42,4	36,9	32,6	29,1	26,2	23,8

PARA VALORES SITUADOS A LA IZQUIERDA DE LA SEPARACIÓN, LA FLECHA ES $< 1/400$ DE LA LUZ TOTAL

VIGAS CON DOS APOYOS

Cargas de seguridad, en toneladas, de las viguetas IPN trabajando por flexión

(Tensión admisible: 1 600 kg/cm²)

Perfil N.º	Esfuerzo cortante máximo	LUCES EN METROS													
		2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	12	14
80	3,244	1,236	0,983	0,814	0,692										
100	4,679	2,172	1,730	1,434	1,221										
120	6,364	3,478	2,772	2,300	1,961	1,705									
140	8,298	5,213	4,157	3,451	2,944	2,563	2,265	2,025							
160	10,483	7,452	5,945	4,938	4,216	3,672	3,247	2,905							
180	12,916	10,260	8,188	6,803	5,811	5,064	4,481	4,019	3,303						
200	15,599	13,643	10,891	9,051	7,734	6,743	5,968	5,347	4,407	3,729					
220	18,533	17,730	14,156	11,768	10,057	8,711	7,767	6,961	5,744	4,866					
240	21,715	22,583	18,034	14,995	12,819	11,183	9,906	8,881	7,334	6,219	5,374				
260	25,417	28,204	22,525	18,732	16,017	13,976	12,384	11,106	9,178	7,789	6,737				
280	29,410	34,592	27,630	22,981	19,653	17,152	15,201	13,635	11,275	9,575	8,288	7,277			
300	33,695	41,683	33,298	27,698	23,690	20,679	18,330	16,446	13,605	11,561	10,014	8,799			
320	38,272	49,926	39,885	33,181	28,384	24,780	21,968	19,714	16,316	13,871	12,024	10,572	9,399		
340	43,138	58,935	47,087	39,176	33,516	29,263	25,947	23,288	19,282	16,400	14,223	12,514	11,134		
360	48,672	69,607	55,617	46,277	39,594	34,575	30,661	27,523	22,796	19,397	16,831	14,816	13,190	10,713	
400	59,905	93,255	74,520	62,015	53,068	46,350	41,112	36,913	30,591	26,049	22,620	19,932	17,763	14,463	
450	73,815	130,329	104,159	86,692	74,199	64,818	57,507	51,647	42,827	36,494	31,717	27,965	24,959	20,375	17,037
500	93,599	175,718	140,448	116,909	100,074	87,436	77,587	69,696	57,821	49,298	42,873	37,843	33,792	27,642	23,171

DATOS

Perfil N.º	Dimensiones		Peso kg/m	Esfuerzo cortante máximo soportado t	(Tensión admisible: 1 600 kg/cm²)															
	Altura mm	Anch. mm			LUCES EN METROS															
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
10	96	100	16,7	4,99	4,6	3,1	2,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	114	120	19,9	5,92	6,7	4,5	3,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	133	140	24,7	7,60	9,9	6,5	4,9	3,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	143	148	26,1	8,17	11,4	7,6	5,6	4,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	152	160	30,4	9,48	14,0	9,3	6,9	5,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	171	180	35,5	10,66	18,7	12,4	9,3	7,3	6,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	190	200	42,3	12,83	24,8	16,5	12,3	9,7	8,0	6,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	210	220	50,5	15,27	32,9	21,8	16,3	12,9	10,7	9,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	230	240	60,3	17,92	43,1	28,6	21,4	17,0	14,0	11,9	10,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	240	247	65,8	19,95	—	32,5	24,2	19,3	15,9	13,5	11,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	250	260	68,2	19,48	—	35,5	26,5	21,1	17,4	14,8	12,8	11,3	—	—	—	—	—	—	—	—
28	270	280	76,4	22,44	—	42,9	32,0	25,5	21,1	17,9	15,5	13,7	—	—	—	—	—	—	—	—
30	290	300	88,3	25,61	—	53,5	40,0	31,8	26,4	22,4	19,5	17,1	—	—	—	—	—	—	—	—
32	310	300	97,6	28,99	—	62,9	47,0	37,4	31,0	26,4	22,9	20,2	—	—	—	—	—	—	—	—
34	330	300	105	32,57	—	71,4	53,3	42,5	35,2	30,0	26,0	22,9	20,5	—	—	—	—	—	—	—
36	350	300	112	36,37	—	80,3	60,0	47,8	39,6	33,8	29,3	25,9	23,1	20,8	—	—	—	—	—	—
38	370	297	120	42,29	—	89,9	67,2	53,6	44,4	37,9	32,9	29,0	25,9	23,3	—	—	—	—	—	—
40	390	300	125	44,57	—	98,2	73,4	58,5	48,5	41,4	36,0	31,7	28,3	25,5	23,1	—	—	—	—	—
42 ½	415	297	135	49,58	—	112,0	83,8	66,8	55,4	47,2	41,1	36,3	32,4	29,2	26,5	—	—	—	—	—
45	440	300	140	52,57	—	123,3	92,2	73,5	61,0	52,0	45,3	40,0	35,7	32,2	29,3	26,7	—	—	—	—
47 ½	465	297	152	60,39	—	139,7	104,5	83,3	69,1	59,0	51,3	45,3	40,5	36,5	33,2	30,4	27,9	—	—	—
50	490	300	155	61,09	—	—	113,0	90,1	74,8	63,8	55,6	49,1	43,9	39,6	36,0	32,9	30,3	28,0	—	—
55	540	300	166	70,13	—	—	132,1	105,4	87,5	74,7	65,0	57,5	51,5	46,5	42,3	38,7	35,6	32,9	30,5	—
60	590	300	178	79,69	—	—	152,6	121,7	101,1	86,3	75,2	66,5	59,5	53,8	49,0	44,8	41,3	38,2	35,5	33,0
65	640	300	190	89,76	—	—	174,3	139,1	115,6	98,7	86,0	76,1	68,1	61,6	56,1	51,4	47,4	43,8	40,7	38,0
70	690	300	204	103,95	—	—	198,9	158,7	131,9	112,7	98,2	86,9	77,8	70,4	64,1	58,8	54,2	50,2	46,7	43,5
75	738	297	215	115,02	—	—	221,5	176,8	146,9	125,5	109,4	96,9	86,8	78,5	71,5	65,6	60,5	56,1	52,1	48,7
80	790	300	224	123,12	—	—	244,9	195,5	162,5	138,9	121,1	107,2	96,1	86,9	79,2	72,7	67,1	62,2	57,9	54,0
85	842	298	259	148,72	—	—	296,2	236,5	196,6	168,0	146,5	129,8	116,3	105,2	96,0	88,1	81,3	75,4	70,2	65,5
90	890	300	252	147,95	—	—	302,4	241,4	200,7	171,6	149,7	132,6	118,8	107,5	98,1	90,1	83,1	77,1	71,8	67,1
100	990	300	272	169,72	—	—	357,0	285,1	237,1	202,7	176,9	156,7	140,5	127,2	116,1	106,6	98,5	91,4	85,2	79,6

PARA LOS VALORES SITUADOS A LA IZQUIERDA DE LA SEPARACIÓN, LA FLECHA ES < 1/1000 DE LA LUZ TOTAL

VIGAS CON DOS APOYOS

Dimensiones			Peso kg/m	Esfuerzo cortante máximo soportado t	(Tensión admisible: 1 600 kg/cm²)																
Perfil N.º	Altura mm	Anch. mm			LUCES EN METROS																
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
10	100	100	20,4	6,24	5,7	3,8	2,8														
12	120	120	26,7	8,10	9,2	6,1	4,5	3,6													
14	140	140	33,7	10,18	13,8	9,1	6,8	5,4													
15	150	150	37,1	12,47	16,1	10,7	7,9	6,3	5,2												
16	160	160	42,6	13,31	19,8	13,1	9,8	7,7	6,4												
18	180	180	51,2	15,91	27,2	18,0	13,4	10,6	8,8												
20	200	200	61,3	18,72	36,4	24,1	18,0	14,3	11,8	10,0											
22	220	220	71,5	21,74	47,0	31,2	23,3	18,5	15,3	13,0											
24	240	240	83,2	24,96	59,9	39,8	29,7	23,6	19,5	16,6	14,3										
25	250	250	91,0	28,57	—	45,1	33,7	26,8	22,2	18,8	16,3										
26	260	260	93,0	27,01	—	48,8	36,4	29,0	24,0	20,4	17,7	15,5									
28	280	280	103	30,54	—	58,6	43,7	34,8	28,8	24,5	21,3	18,7									
30	300	300	117	34,29	—	71,3	53,3	42,4	35,1	29,9	25,9	22,8	20,3								
32	320	300	127	38,23	—	82,0	61,3	48,8	40,4	34,4	29,9	26,3	23,4								
34	340	300	135	42,39	—	91,8	68,6	54,6	45,3	38,6	33,5	29,5	26,3	23,6							
36	360	300	142	46,75	—	102,0	76,2	60,7	50,3	42,9	37,3	32,9	29,3	26,4	23,9						
38	380	300	153	55,27	—	114,0	85,2	67,9	56,3	48,0	41,7	36,8	32,8	29,5	26,8	24,4					
40	400	300	155	56,10	—	122,4	91,5	73,0	60,5	51,6	44,8	39,6	35,3	31,8	28,9	26,3					
42 ½	425	300	166	61,82	—	139,0	104,0	82,9	68,8	58,6	51,0	45,0	40,2	36,2	32,9	30,0	27,6				
45	450	300	171	65,46	—	151,0	112,9	90,0	74,7	63,7	55,4	48,9	43,7	39,4	35,8	32,7	30,1				
47 ½	475	300	185	74,03	—	—	127,4	101,6	84,3	71,9	62,6	55,3	49,4	44,6	40,5	37,0	34,0	31,4			
50	500	300	187	75,33	—	—	136,5	108,9	90,4	77,1	67,1	59,3	53,0	47,9	43,5	39,8	36,6	33,8			
55	550	300	199	85,72	—	—	158,2	126,2	104,8	89,5	77,9	68,9	61,6	55,6	50,6	46,3	42,7	39,4	36,6		
60	600	300	212	96,62	—	—	181,6	144,9	120,3	102,7	89,5	79,2	70,8	64,0	58,3	53,4	49,1	45,5	42,2	39,3	
65	650	300	225	108,06	—	—	206,5	164,8	136,9	116,9	101,9	90,1	80,7	72,9	66,4	60,9	56,1	51,9	48,2	45,0	
70	700	300	241	123,64	—	—	233,9	186,7	155,1	132,5	115,5	102,2	91,5	82,8	75,4	69,1	63,7	59,0	54,9	51,2	
75	750	300	261	140,27	—	—	268,8	214,6	178,4	152,4	132,9	117,6	105,3	95,3	86,8	79,6	73,5	68,0	63,3	59,1	
80	800	300	262	145,46	—	—	286,3	228,6	190,0	162,4	141,6	125,4	112,3	101,6	92,6	85,0	78,4	72,7	67,6	63,2	
85	850	300	292	167,80	—	—	333,0	265,9	221,1	188,9	164,8	145,9	130,8	118,3	107,9	99,0	91,4	84,7	78,9	73,7	
90	900	300	291	172,99	—	—	350,2	279,6	232,5	198,7	173,4	153,5	137,6	124,6	113,6	104,3	96,3	89,3	83,2	77,7	
100	1 000	300	314	197,41	—	—	411,2	328,4	273,1	233,5	203,7	180,5	161,9	146,5	133,7	122,8	113,5	105,3	98,1	91,7	

DATOS

VIGAS CON DOS APOYOS

PARA LOS VALORES SITUADOS A LA IZQUIERDA DE LA SEPARACIÓN, LA FLECHA ES < 1/1000 DE LA LUZ TOTAL

Perfil N.º	Dimensiones		Peso kg. m	Esfuerzo constante máximo soportado t	FLECTES EN METROS													DATOS	
	Altura mm	Anch. mm			2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	120	106	41,8	14,96	12,1	8,0	5,9	4,7	3,8	3,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	140	126	52,1	18,18	18,3	12,1	9,0	7,1	5,8	4,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	160	146	63,2	21,61	26,2	17,3	12,9	10,2	8,4	7,1	6,1	5,3	4,6	—	—	—	—	—	—
15	174	158	76,3	28,92	33,8	22,4	16,7	13,2	10,8	9,2	7,9	6,9	6,0	—	—	—	—	—	—
16	180	166	76,2	26,18	36,1	23,9	17,8	14,1	11,6	9,8	8,4	7,4	6,5	—	—	—	—	—	—
18	200	186	88,9	30,13	47,7	31,6	23,6	18,7	15,4	13,1	11,3	9,8	8,7	—	—	—	—	—	—
20	220	206	103	34,29	61,7	40,9	30,5	24,2	20,0	17,0	14,6	12,8	11,3	—	—	—	—	—	—
22	240	226	117	38,65	77,8	51,7	38,6	30,6	25,3	21,5	18,6	16,3	14,4	—	—	—	—	—	—
24	270	248	157	50,50	114,9	76,3	57,0	45,3	37,5	31,8	27,5	24,2	21,5	19,2	—	—	—	—	—
25	274	257	153	51,24	—	76,8	57,3	45,6	37,7	32,0	27,7	24,4	21,6	19,4	—	—	—	—	—
26	290	268	172	54,24	—	91,6	68,4	54,4	45,0	38,3	33,2	29,2	25,9	23,2	—	—	—	—	—
28	310	288	189	59,59	—	108,2	80,8	64,3	53,3	45,3	39,3	34,6	30,8	27,6	—	—	—	—	—
30DIE	320	305	177	53,20	—	108,7	81,2	64,7	53,6	45,6	39,5	34,8	31,0	27,8	—	—	—	—	—
30	340	310	238	74,18	—	147,8	110,4	87,9	72,8	62,0	53,8	47,4	42,2	37,9	—	—	—	—	—
32	359	309	245	78,33	—	161,4	120,6	96,1	79,6	67,8	58,8	51,8	46,2	41,5	—	—	—	—	—
34	377	309	248	82,26	—	172,1	128,6	102,4	84,9	72,3	62,8	55,4	49,4	44,4	40,2	—	—	—	—
36	395	308	250	86,19	—	182,7	136,6	108,8	90,2	76,9	66,8	58,9	52,5	47,3	42,9	—	—	—	—
38	412	309	257	98,46	—	193,6	144,8	115,3	95,7	81,5	70,8	62,5	55,7	50,2	45,5	—	—	—	—
40	432	307	256	94,26	—	204,9	153,2	122,1	101,3	86,3	75,1	66,2	59,1	53,3	48,3	44,1	—	—	—
42 ½	453	308	261	103,55	—	218,1	163,1	130,0	107,9	92,0	80,0	70,6	63,0	56,8	51,6	47,1	—	—	—
45	478	307	263	104,29	—	233,9	174,9	139,5	115,8	98,7	85,9	75,9	67,8	61,1	55,5	50,7	46,6	—	—
47 ½	499	306	265	108,88	—	—	183,7	146,5	121,6	103,7	90,2	79,7	71,2	64,3	58,4	53,4	49,1	—	—
50	524	306	270	114,33	—	—	196,7	156,9	130,2	111,1	96,7	85,5	76,4	68,9	62,7	57,3	52,7	48,7	—
55	572	306	278	124,80	—	—	220,3	175,8	146,0	124,6	108,5	95,9	85,8	77,5	70,5	64,5	59,4	54,9	50,9
60	620	305	285	135,28	—	—	244,0	194,7	161,7	138,1	120,3	106,4	95,2	86,0	78,3	71,7	66,0	61,1	56,7
65	668	305	293	145,75	—	—	268,6	214,3	178,1	152,1	132,5	117,3	105,0	94,9	86,4	79,2	73,0	67,5	62,8
70	716	304	301	156,22	—	—	293,2	234,0	194,5	166,1	144,8	128,1	114,8	103,7	94,5	86,7	79,9	74,0	68,8
75	762	303	308	166,26	—	—	316,9	253,0	210,2	179,6	156,6	138,6	124,2	112,3	102,3	93,9	86,6	80,2	74,6
80	814	303	317	177,61	—	—	346,6	276,7	230,0	196,5	171,4	151,7	136,0	123,0	112,1	102,9	94,9	88,0	81,9
85	858	302	324	187,21	—	—	370,3	295,7	245,8	210,1	183,2	162,2	145,4	131,6	102,0	110,1	101,6	94,2	87,7
90	910	302	333	198,55	—	—	399,9	319,4	265,5	227,0	198,0	175,3	157,2	142,3	129,8	119,1	110,0	102,0	95,0
100	1 008	302	349	219,94	—	—	457,2	365,1	303,6	259,6	226,5	200,7	179,9	162,9	148,7	136,6	126,1	117,0	109,1
																			120,0

PARA LOS VALORES SITUADOS A LA IZQUIERDA DE LA SEPARACIÓN, LA FLECHA ES $< 1/100$ DE LA LUZ TOTAL

Cargas de seguridad, en toneladas, de las viguetas UPN trabajando por flexión

(Tensión admisible: 1 600 kg/cm²)

Perfil N.º	Esfuerzo cortante máximo	LUCES EN METROS										
		2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	7	8
80	4,994	1,678	1,335	1,104								
100	6,239	2,615	2,082	1,725	1,469							
120	8,735	3,858	3,074	2,549	2,173	1,889						
140	10,192	5,497	4,383	3,638	3,103	2,700	2,385					
160	12,479	7,386	5,892	4,892	4,176	3,636	3,214	2,875				
180	14,975	9,556	7,265	6,334	5,408	4,712	4,167	3,730	3,370	3,068		
200	17,013	12,172	9,714	8,071	6,894	6,008	5,316	4,750	4,302	3,918	3,310	
220	20,591	15,621	12,470	10,365	8,857	7,722	6,836	6,125	5,540	5,050	4,274	
240	23,711	19,133	15,277	12,700	10,855	9,467	8,363	7,514	6,799	6,200	5,253	
260	27,039	23,668	18,900	15,715	13,435	11,720	10,382	9,308	8,425	7,687	6,518	
300	31,199	34,147	27,276	22,488	19,404	16,935	15,010	13,465	12,197	11,136	9,459	8,190

VIGAS CON DOS APOYOS

Cargas de seguridad, en toneladas, de las viguetas UAP trabajando por flexión

(Tensión admisible: 1 600 kg/cm²)

Perfil N.º	Esfuerzo cortante máximo	LUCES EN METROS										
		2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	7	8
80	4,159	1,698	1,351									
100	5,719	2,660	2,119	1,754								
130	8,111	4,498	3,586	2,973	2,538							
150	10,919	6,748	5,382	4,464	3,813	3,320						
175	13,538	9,238	7,371	6,116	5,229	4,555	4,025	3,606				
200	16,639	12,430	9,921	8,237	7,043	6,140	5,428	4,866	4,400			
220	18,303	15,751	12,575	10,442	8,933	7,890	6,891	6,180	5,591	5,099		
250	23,399	21,115	16,861	14,006	11,985	10,454	9,251	8,302	7,514	6,857	5,030	
270	25,271	26,801	21,409	17,784	15,221	13,282	11,758	10,555	9,557	8,726	7,401	6,405
300	29,639	34,798	27,789	23,092	17,769	17,256	15,280	13,722	12,429	11,353	9,640	8,352

VIGAS CON DOS APOYOS

Observación: Estas dos tablas no pueden ser utilizadas sino en el caso en que las viguetas estén aseguradas contra el vuelco, cuando no puede intervenir torsión alguna; por ejemplo cuando se usan viguetas apareadas.

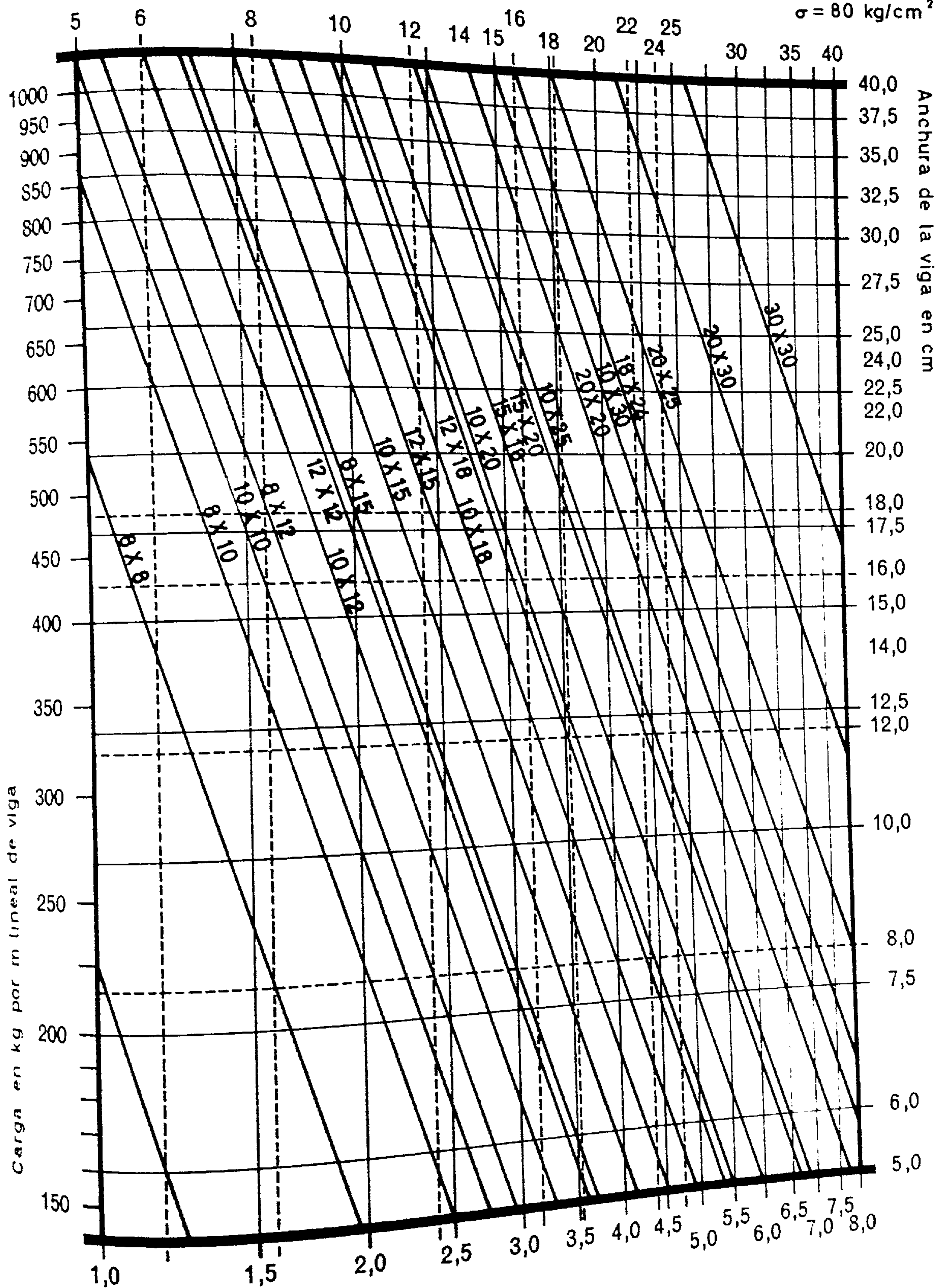
Diagrama para el cálculo de las vigas de madera uniformemente cargadas y con dos apoyos

Ejemplo: Una viga de madera de 10 × 20 de sección y 3 metros de luz soporta aproximadamente 470 kg por metro lineal

Altura de la viga en cm

lineal

$\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$



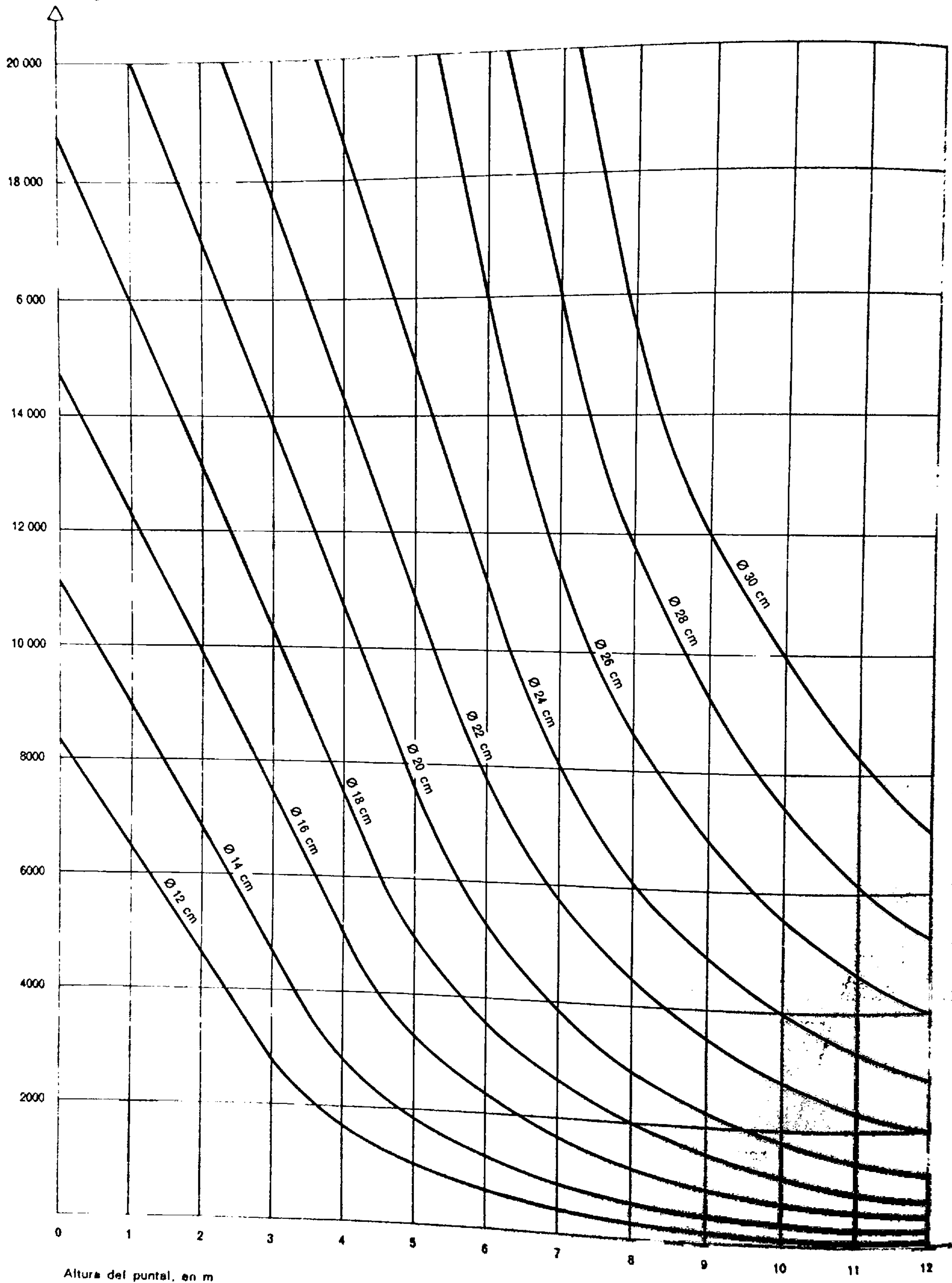
Luz de la viga en m

Diagrama que da la carga soportada por puntales de madera rolliza, en función de su longitud

Diagrama que da la carga soportada por puntales de madera rolliza, en función de su longitud

Ejemplo: Un puntal de 6 m de altura y 22 cm de $\varnothing$ soporta aproximadamente 8 000 kg.

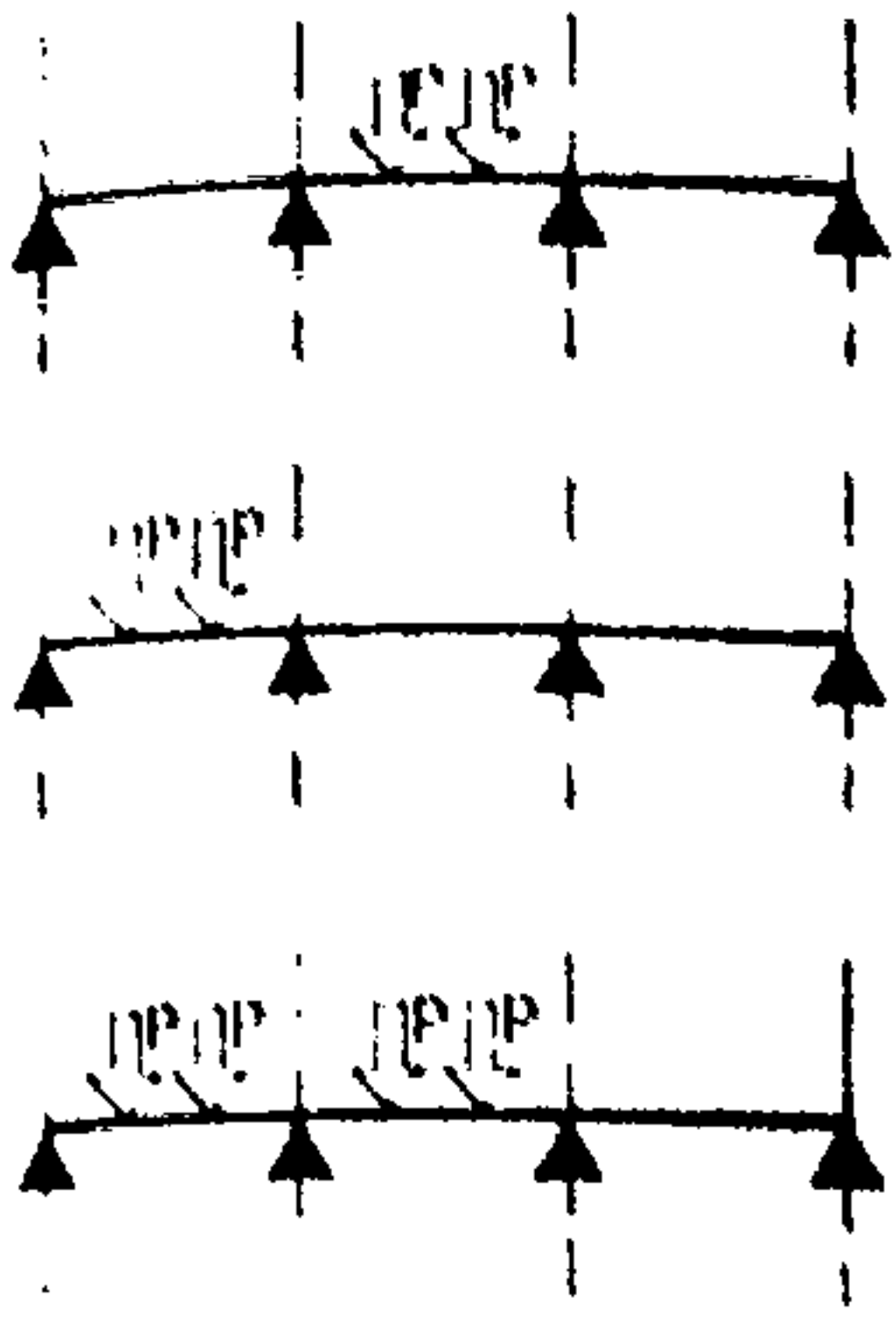
Carga admisible en kg



Vigas continuas con 4 apoyos

Caso de carga		Momentos flectores sobre apoyos y en el tramo							<i>m</i>	Reacciones de apoyos y esfuerzos cortantes								
<i>q</i> = carga uniformemente repartida <i>P</i> = carga concentrada		A	1	B	2	C	3	D		A	B ₀	B	B _D	C ₀	C	C _D	D	
$M = m \cdot q \cdot l^2$										$R, T = t \cdot q \cdot l$								
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,400	0,450	0,500	0,500	— 0,500	1,100	0,600	0,400	
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		— 0,050	— 0,050	0,000	0,000	— 0,050	0,550	0,550	0,450
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,433	0,567	0,650	0,083	— 0,100	0,550	0,550	0,450
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,383	— 0,617	1,200	0,583	— 0,417	0,450	0,033	— 0,033
$M = m \cdot P \cdot l$										$R, T = t \cdot P$								
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,350	— 0,650	1,150	0,500	— 0,500	1,150	0,650	0,350
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,425	— 0,575	0,575	0,000	— 0,575	0,575	0,575	0,425
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		— 0,075	— 0,075	0,575	0,500	— 0,500	0,575	0,075	— 0,075
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,400	— 0,600	0,725	0,125	— 0,150	0,425	0,025	— 0,025
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,325	— 0,675	1,300	0,625	— 0,375	0,425	0,050	— 0,050
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,733	— 1,267	2,267	1,000	— 1,000	2,267	1,267	0,733
		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,866	— 1,133	1,133	0,000	— 0,000	1,133	1,133	0,866

Caso de carga



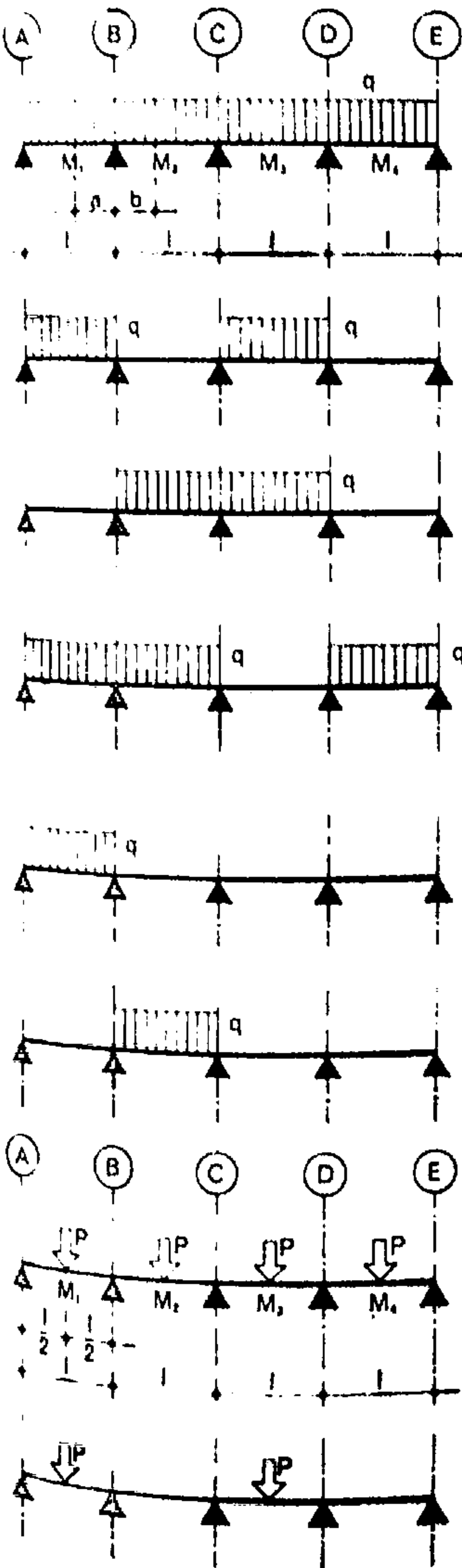
$$M = m \cdot P \cdot l$$

Momentos flectores sobre apoyos y en el tramo								Reacciones de apoyos y esfuerzos cortantes							
A	1	B	2	C	3	D	m	A	B _a	B	B _b	C _a	C	C _b	D
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,689	0,822	-0,133					
	0,044							-1,311	-1,178	-0,133					
		-0,311	-0,178	-0,133				2,533	1,400	1,133					
			0,200					1,222	0,222	1,000					
				0,044				-0,778	0,222	-1,000					
					0,044			0,867	-0,266	1,133					
						0,000		0,089	-0,044	0,133					
								-0,089	-0,044	-0,133					

$$R, T = t \cdot P$$

Vigas continuas con 5 apoyos

Caso de carga



$$M = m \cdot q \cdot l^2$$

Momentos flectores sobre apoyos y en el tramo									Reacciones de apoyos y esfuerzos cortantes										
A	1	B	2	C	3	D	4	E	A	B _a	B	B _D	C _a	C	C _D	D _a	D	D _D	E
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	$R, T = t \cdot q \cdot l$										
0,210	0,169								0,420	0,339	— 0,049	0,433	0,380	— 0,036	0,446	0,393			
— 0,080	— 0,161	— 0,049	— 0,067	— 0,121	— 0,036	— 0,054			— 0,580	— 0,661	— 0,049	— 0,567	— 0,620	— 0,036	— 0,554	— 0,607			
— 0,067	0,116								0,607	1,214	0,545	0,652	1,223	0,465	0,572	1,143			
— 0,054	— 0,107	— 0,054	0,018	— 0,018	— 0,107	— 0,036			0,027	0,553	0,496	0,085	0,603	0,429	0,018	0,536			
0,183	0,116								0,027	— 0,446	— 0,504	0,085	— 0,397	— 0,571	0,018	— 0,464			
— 0,080	— 0,161	0,013	— 0,004	— 0,058	— 0,036	— 0,054			0,446	0,892	0,571	— 0,107	0,357	1,143	0,464	0,929			
— 0,040	0,169								0,473	0,446	0,067	— 0,022	— 0,040	0,571	0,482	0,464			
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	— 0,527	— 0,553	0,067	— 0,022	— 0,040	— 0,429	— 0,518	0,536			
									0,607	1,214	— 0,080	0,027	0,598	0,465	0,572	1,143			
									0,080	0,661	— 0,013	0,004	0,558	0,036	0,054	— 0,607			
									— 0,080	0,339	0,013	— 0,004	0,442	— 0,036	— 0,054	0,393			

$$R, T = t \cdot q \cdot l$$

Caso de carga

Momentos flectores sobre apoyos y en el tramo

Reacciones de apoyos y esfuerzos cortantes

$$M = m \cdot q \cdot l$$

$$M = m \cdot P \cdot l$$

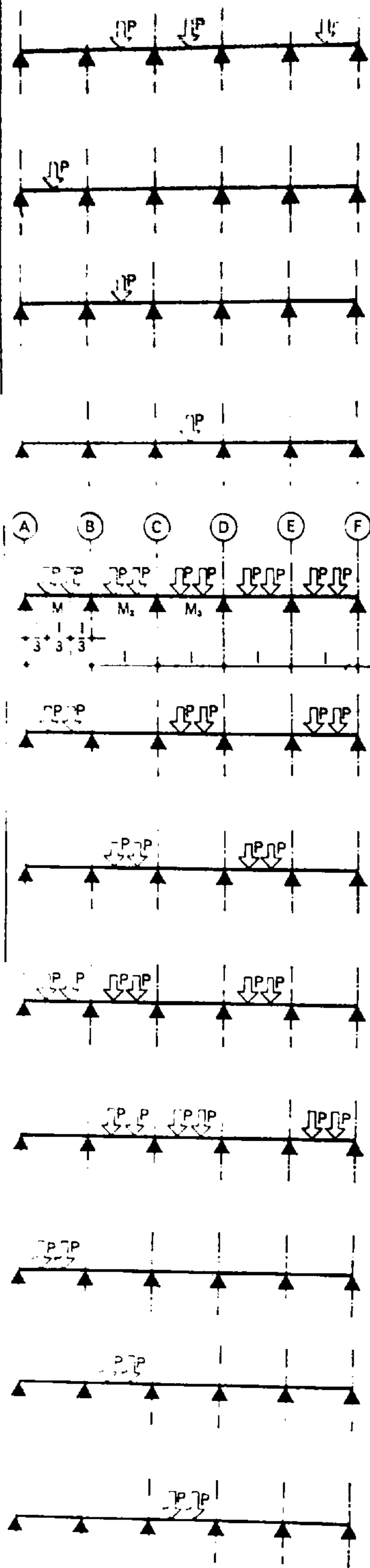
$$R, T = t \cdot q \cdot l$$

$$R, T = t \cdot P$$

A	1	B	2	C	3	D	4	E	5	F
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
—0,179	—0,079	—0,079	—0,069	—0,059	—0,059	—0,059	—0,069	—0,079	—0,079	—0,077
0,181	0,211	0,171	0,112	0,118	0,132	0,112	0,118	0,158	0,171	0,000
—0,032	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,066
—0,066	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,059	—0,066
0,181	0,211	0,171	0,112	0,118	0,132	0,112	0,118	0,158	0,171	0,000
—0,077	—0,079	—0,079	—0,069	—0,059	—0,059	—0,059	—0,069	—0,079	—0,079	—0,077
0,181	0,211	0,171	0,112	0,118	0,132	0,112	0,118	0,158	0,171	0,000
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

A	B ₀	B	B _b	C ₀	C	C _b	D ₀	D	D _b	E ₀	E	E _b	F
0,395	0,447	0,553	0,566	0,513	0,487	0,500	0,487	0,516	0,487	0,513	0,566	0,553	0,447
—0,053	—0,053	—0,053	0,566	0,513	0,487	0,500	0,000	0,023	0,000	—0,013	0,566	0,553	0,447
0,380	0,380	0,620	1,218	0,598	0,402	0,379	0,487	0,487	0,487	0,487	0,487	0,487	0,487
—0,035	—0,035	—0,035	0,458	0,424	0,576	0,591	0,000	0,023	0,000	—0,037	0,594	0,557	0,443
0,443	0,443	0,567	0,652	0,085	0,085	0,068	0,023	0,029	0,006	0,006	0,007	0,001	0,001
—0,049	—0,049	—0,049	0,544	0,495	—0,505	0,573	—0,023	—0,086	—0,018	—0,018	0,022	0,004	—0,004
0,013	0,013	0,013	—0,066	—0,066	0,566	0,500	0,566	0,566	0,066	0,066	—0,079	—0,013	0,013
0,342	0,342	0,653	1,198	0,540	0,460	0,960	0,500	0,960	0,460	0,540	1,198	0,658	0,342
—0,079	—0,079	—0,079	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	—0,020	—0,020	0,598	0,579	0,421
0,421	0,421	0,579	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
—0,079	—0,079	—0,079	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
0,321	0,321	0,679	1,326	0,647	0,353	0,319	—0,034	—0,034	0,523	0,489	—0,511	0,588	—0,077
—0,079	—0,079	—0,079	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
0,421	0,421	0,579	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
—0,079	—0,079	—0,079	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
0,321	0,321	0,679	1,326	0,647	0,353	0,319	—0,034	—0,034	0,523	0,489	—0,511	0,588	—0,077
—0,079	—0,079	—0,079	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
0,421	0,421	0,579	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
—0,079	—0,079	—0,079	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
0,321	0,321	0,679	1,326	0,647	0,353	0,319	—0,034	—0,034	0,523	0,489	—0,511	0,588	—0,077
—0,079	—0,079	—0,079	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
0,421	0,421	0,579	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421
—0,079	—0,079	—0,079	0,599	0,020	0,020	0,480	0,500	0,480	0,480	0,520	0,598	0,579	0,421

Caso de carga



$$M = m \cdot P \cdot l$$

Momentos flectores sobre apoyos y en el tramo

A	1	B	2	C	3	D	4	E	5	F
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,035	-0,131	-0,179	-0,093	-0,319	-0,140	-0,140	-0,140	-0,140	-0,140	-0,140
-0,140	-0,144	0,048	-0,297	-0,057	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105
-0,140	0,038	-0,013	-0,054	-0,118	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105
0,035	-0,010	0,003	-0,153	-0,137	-0,140	-0,140	-0,140	-0,140	-0,140	-0,140
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$R, T = t \cdot P$$

Reacciones de apoyos y esfuerzos cortantes

A	B _u	B	B _d	C _u	C	C _d	D _u	D	D _d	E _u	E	E _d	F
0,035	-0,131	0,821	-0,093	0,681	-0,140	0,860	0,719	0,020	-0,073	0,400	-0,052	-0,052	-0,052
0,035	-0,131	-1,179	-0,093	-1,319	-0,140	-1,140	-1,281	0,020	-0,073	-0,600	-0,052	-0,052	-0,052
-0,210	1,118	1,405	0,889	2,581	1,175	1,175	2,351	-0,118	0,566	0,727	0,437	0,437	0,437
-0,175	0,987	0,227	0,796	1,262	1,035	0,035	1,070	-0,099	0,493	0,127	0,385	0,385	0,385
-0,175	-1,013	0,227	-1,204	-0,738	-0,965	0,035	-0,930	-0,099	-0,507	0,127	-0,615	-0,615	-0,615
1,175	1,195	-0,287	2,447	0,677	0,965	0,965	1,930	0,599	0,609	-0,161	1,251	1,251	1,251
1,000	0,182	-0,061	-0,757	-0,061	0,000	-1,000	1,000	0,500	0,102	-0,034	0,637	0,637	0,637
1,175	-0,230	0,077	0,658	1,042	0,965	0,965	1,930	-0,500	-0,102	-0,034	-0,363	-0,363	-0,363
0,175	-0,048	0,016	-0,099	0,981	0,965	-0,035	0,930	0,599	-0,129	0,043	0,307	0,307	0,307
0,175	-0,048	0,016	-0,099	-1,019	-1,035	-0,035	-1,070	0,099	-0,027	0,009	-0,056	-0,056	-0,056
-0,210	0,058	-0,019	1,252	1,156	1,175	1,175	2,351	-0,118	0,032	-0,011	0,642	0,642	0,642
-0,035	0,010	-0,003	1,153	0,137	0,140	1,140	1,281	-0,020	0,005	-0,002	0,586	0,586	0,586
0,035	-0,010	0,003	0,847	-0,137	-0,140	0,860	0,719	0,020	-0,005	0,002	0,414	0,414	0,414

Pesos, secciones, espaciado de las barras de armadura y prolongaciones que hay que tener en cuenta para los ganchos de sus extremos

Diámetro <i>d</i> mm	Peso <i>P</i> kg/m	<i>A</i> cm ²	Número de barras necesarias para realizar la sección de armadura <i>A'</i> en cm ²												Perímetro de una armadura cm	Longitud que hay que prever para formar los ganchos de los extremos		
			1	2	3	3,3	4	5	6	6,6	7	8	8,33	9			10	11
Espaciado entre armaduras en cm para una anchura de losa de 1 m																		
4	0,099	0,126	0,25	0,38	0,42	0,50	0,63	0,75	0,84	0,88	1,00	1,05	1,13	1,26	1,38	1,51	1,26	6
5	0,154	0,196	0,39	0,59	0,65	0,79	0,98	1,18	1,31	1,37	1,57	1,64	1,77	1,96	2,16	2,36	1,57	6
6	0,222	0,283	0,57	0,85	0,94	1,13	1,41	1,70	1,88	1,98	2,26	2,36	2,54	2,83	3,11	3,39	1,89	7
8	0,395	0,503	1,01	1,51	1,68	2,01	2,51	3,02	3,35	3,52	4,02	4,19	4,52	5,03	5,53	6,03	2,51	8
10	0,617	0,785	1,57	2,36	2,62	3,14	3,93	4,71	5,23	5,50	6,28	6,54	7,07	7,85	8,64	9,42	3,14	10
12	0,888	1,13	2,26	3,39	3,77	4,52	5,64	6,79	7,54	7,92	9,04	9,42	10,2	11,3	12,4	13,6	3,77	12
14	1,21	1,54	3,08	4,62	5,13	6,16	7,70	9,24	10,3	10,8	12,3	12,8	13,9	15,4	16,9	18,5	4,40	14
16	1,58	2,01	4,02	6,03	6,70	8,04	10,1	12,1	13,4	14,1	16,1	16,7	18,1	20,1	22,1	24,1	5,03	16
18	2,00	2,54	5,09	7,63	8,48	10,2	12,7	15,3	17,0	17,8	20,4	21,2	22,9	25,4	28,0	30,5	5,65	18
20	2,47	3,14	6,28	9,42	10,5	12,6	15,7	18,8	20,9	22,0	25,1	26,2	28,3	31,4	34,6	37,7	6,28	20
22	2,98	3,80	7,60	11,4	12,7	15,2	19,0	22,8	25,4	26,6	30,4	31,7	34,2	38,0	41,8	45,6	6,92	22
24	3,55	4,52	9,05	13,6	15,1	18,1	22,6	27,1	30,2	31,7	36,2	37,7	40,7	45,2	49,7	54,3	7,54	24
26	4,17	5,31	10,6	15,9	17,7	21,2	26,5	31,9	35,4	37,2	42,5	44,2	47,8	53,1	58,4	63,7	8,17	26
28	4,83	6,16	12,3	18,5	20,5	24,6	30,8	36,9	41,0	43,1	49,3	51,3	55,4	61,6	67,8	73,9	8,80	28
30	5,55	7,07	14,1	21,2	23,6	28,3	35,3	42,4	47,1	49,5	56,5	58,9	63,6	70,7	77,8	84,8	9,42	30
32	6,31	8,04	16,1	24,1	26,8	32,2	40,2	48,3	53,6	56,3	64,3	67,0	72,4	80,4	88,5	96,5	10,1	32
34	7,13	9,08	18,2	27,2	30,3	36,3	45,4	54,5	60,5	63,6	72,6	75,7	81,7	90,8	99,9	109,0	10,7	34
36	7,99	10,18	20,4	30,5	33,9	40,7	50,9	61,1	67,8	71,2	81,4	84,8	91,6	102,0	112,0	122,0	11,3	36
38	8,90	11,34	22,7	34,0	37,8	45,4	56,7	68,0	75,6	79,4	90,7	94,5	102,0	113,0	125,0	136,0	11,9	38
40	9,87	12,57	25,1	37,7	41,9	50,3	62,8	75,4	83,8	88,0	100,0	105,0	113,0	126,0	138,0	151,0	12,6	40
																		50

DATOS

Gráfico que da la cantidad de cemento a introducir en una cubeta de hormigón de 100 litros

En función de diferentes dosificaciones, de la granulometría y de la consistencia. Para las hormigoneras de una cabida cualquiera, basta multiplicar el valor hallado por la cabida de la cubeta, dividido por 100.

Ejemplo: Sea una cubeta de 250 litros. Tendremos:

$$\frac{250}{100} \cdot C \text{ (cifra leída en el gráfico).}$$

$C =$ peso de cemento en kg por 100 l de materias mezcladas

Balasto con humedad natural de alrededor 3%

Peso de cemento en kg para 100 l de material mezcladas

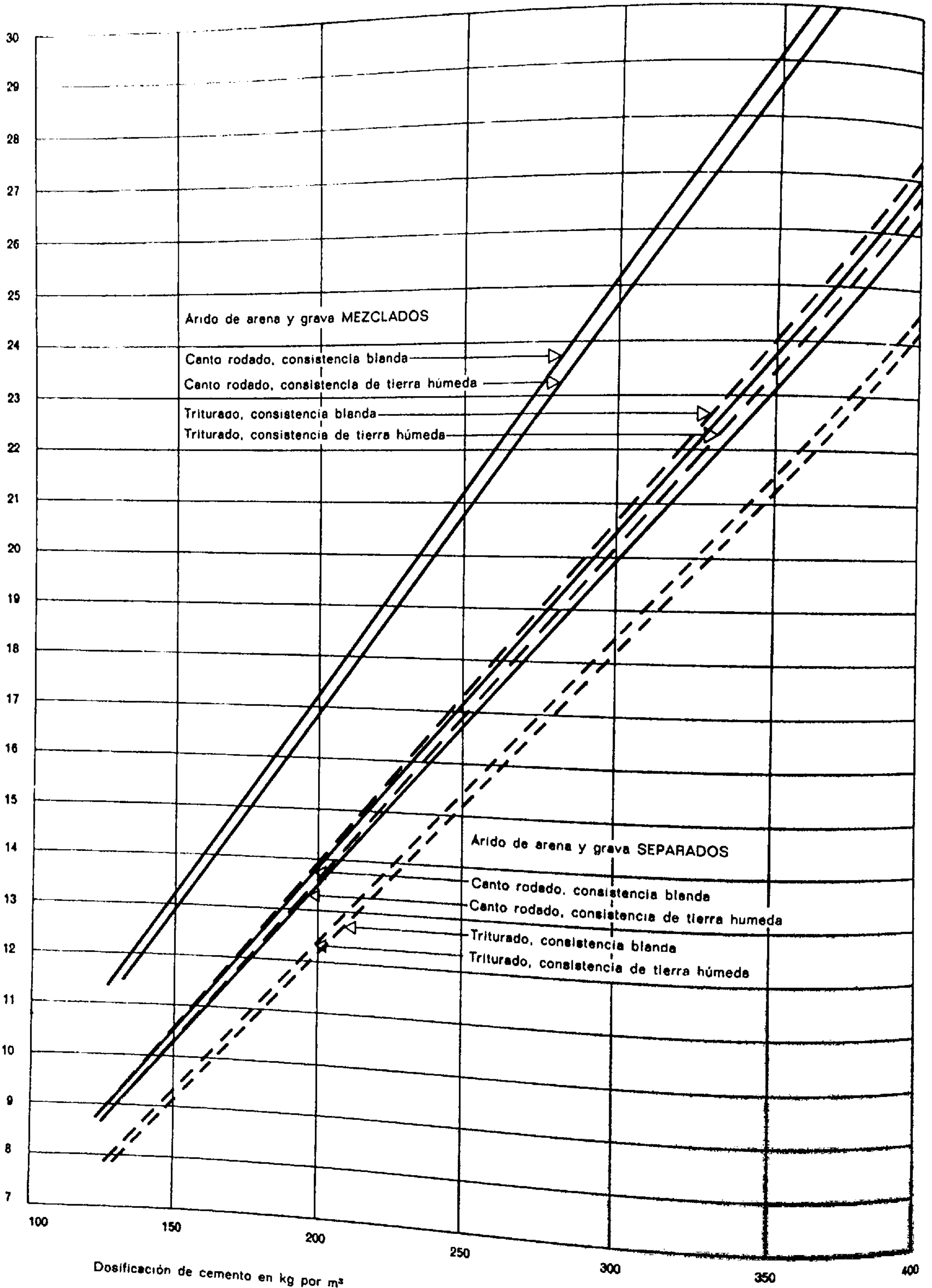
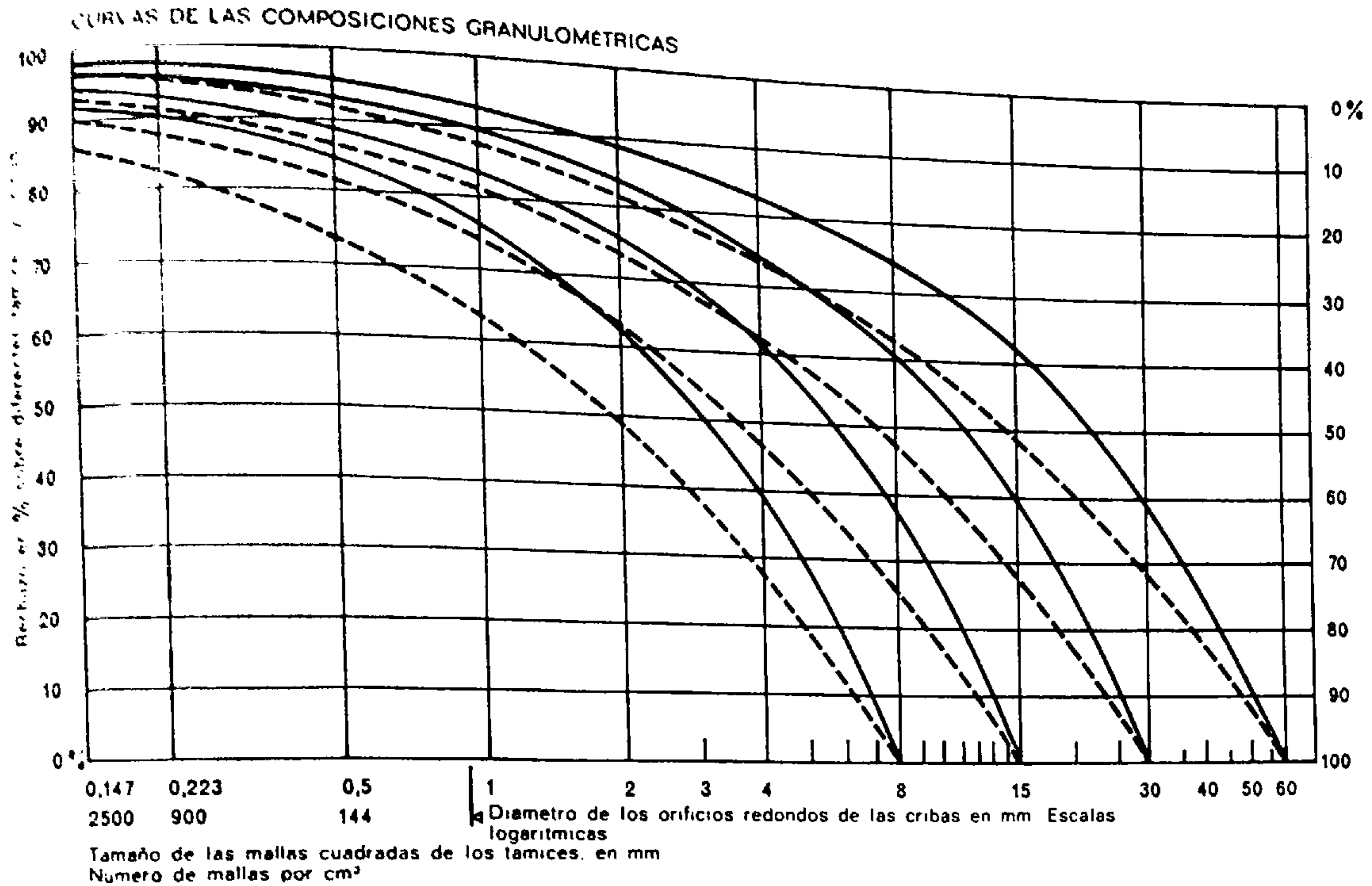


Gráfico que da la repartición de los distintos calibres cuando el árido tiene un diámetro de 8, 15, 30 y 60 mm



Doblado de las barras a 45° (valores redondeados al centímetro)

Altura de la barra	Longitud de la parte a 45°	Altura de la barra	Longitud de la parte a 45°
5	7	23	33
6	8	24	34
7	10	25	35
8	11	26	37
9	13	27	38
10	14	28	40
11	15	29	41
12	17	30	42
13	18	31	44
14	20	32	45
15	21	33	47
16	23	34	48
17	24	35	49
18	25	36	51
19	27	37	52
20	28	38	54
21	30	39	55
22	31	40	56

Cabida de los recipientes a pie de obra (en Suiza)

Artesa para mortero	40 y 50 litros	Pala	5 litros
Cubo de albañil	12 y 15 litros	Carretilla	60 litros
"Brante"	25, 35, 45 litros	Carro volquete de mano . . .	160, 200, 400 litros

Dosificación de los morteros en función de su empleo

Calidad de mortero	Dosificación kg/m³	Número de carretillas de arena por m³	Aplicaciones
Normal	300-350	20	Ligazón de aglomerados o de ladrillos Paredes de carga y de relleno Revoques con la llana
Bastante rico	400-450	18	Enlucidos, desbastados, rejuntados Chapas de pavimentación bajo linóleoum o par- quet fijo
Rico	550-600	16	Alisado brillante de paredes Chapas alisadas o abujardadas
Muy rico	900	12	Enlucidos impermeables Chapas con carborundo (carburo de silicio)

Cuadro de comparación de las dosis y proporciones de los componentes de los morteros
(Basado sobre un volumen de arena con humedad natural y de cemento de 1 140 litros por metro cúbico de mortero)

Para obtener 1 m³ de mortero acabado se necesitan:				En proporciones, dosificación de cantera		
Cemento en kg dosificación	Cemento en litros (densidad 1,25)	Cemento en sacos de 50 kg	Arena en litros	Proporción arena/cemento en volumen	Litros de arena para un saco de cemento	Número de carretillas de arena para 1 saco de cemento
250	200	5	1 240	aprox. 1 : 6 1 : 5 1 : 4 1 : 3,5 1 : 3 1 : 2,5 1 : 2 1 : 1,5 1 : 1	248 200 165 140 120 104 80 63 40	aprox. 4 3 ½ 2 ¾ 2 ½ 2 1 ¾ 1 ½ 1 ¾
300	240	6	1 200			
350	280	7	1 160			
400	320	8	1 120			
450	360	9	1 080			
500	400	10	1 040			
600	480	12	960			
700	560	14	880			
900	720	18	720			

Dada la semejanza existente entre los segmentos y sectores de círculo que tenga el mismo ángulo en el centro, se puede escribir que todas las dimensiones relativas a esas figuras son proporcionales entre sí.

Designando por letras minúsculas los valores correspondientes a un círculo de radio 1:

a = longitud del arco;
 c = longitud de la cuerda;

f = longitud de la flecha;
 s = superficie del segmento de círculo;
 r = radio del círculo, $r = 1$;

y por mayúsculas: A, C, F, S y R los valores calculados o medidos de un segmento cualquiera (de igual ángulo en el centro) se podrá poner:

$$\frac{r}{R} = \frac{a}{A} = \frac{c}{C} = \frac{f}{F} = \frac{s}{S} = \frac{r^2}{R^2}, \text{ etc.}$$

α°	$\frac{f}{c}$	$\frac{a}{c}$	$\frac{a}{f}$	$\frac{r}{c}$	$\frac{s}{c^2}$	α°	$\frac{f}{c}$	$\frac{a}{c}$	$\frac{a}{f}$	$\frac{r}{c}$	$\frac{s}{c^2}$
2°18'	0,005	1,0001	200,01	25,002	0,003333	104°25'	0,245	1,153	4,706	0,6327	0,1709
4°35'	01	0003	100,03	12,505	006667	106°16'	25	159	636	625	1747
6°52'	015	0006	66,71	8,341	01000	108°05'	255	165	570	6177	1785
9°10'	02	0011	50,05	6,26	01334	109°54'	26	171	506	6108	1824
11°27'	025	0017	40,07	5,013	01668	111°42'	265	178	445	6042	1862
13°44'	03	0024	33,41	4,182	02002	113°29'	27	184	386	5980	1901
16°01'	035	0033	28,66	3,589	02336	115°15'	275	191	330	5920	1940
18°18'	04	0043	25,11	3,145	02670	117°00'	28	197	277	5864	1979
20°34'	045	0054	22,34	2,800	03005	118°44'	285	204	225	5811	2018
22°51'	05	0067	20,13	2,525	03340	120°27'	29	211	176	5760	2058
25°07'	0,055	1,0081	18,33	2,300	0,03676	122°10'	0,295	1,218	4,129	0,5712	0,2098
27°22'	06	0096	16,82	2,113	04012	123°51'	3	225	083	5667	2137
29°38'	065	011	15,56	1,956	04348	125°32'	305	232	040	5623	2177
30°	0658	012	15,37	932	04404	127°12'	31	239	3,998	5582	2218
31°53'	07	013	14,47	821	04685	128°51'	315	247	957	5543	2258
34°07'	075	015	13,53	704	05023	130°29'	32	254	918	5506	2299
36°22'	08	017	12,71	602	05361	132°06'	325	261	881	5471	2340
38°36'	085	019	11,99	513	05699	133°42'	33	269	845	5438	2381
40°49'	09	021	11,35	434	06039	135°17'	335	277	811	5406	2423
43°02'	095	024	10,78	363	06379	136°52'	34	284	777	5376	2464
45°	0,0995	1,026	10,32	1,310	0,06683	138°25'	0,345	1,292	3,745	0,5348	0,2506
45°14'	1	026	10,26	3	06720	139°58'	35	300	714	5321	2548
47°26'	105	029	9,802	243	07062	141°30'	355	308	684	5296	2590
49°38'	11	032	9,382	191	07404	143°01'	36	316	656	5272	2633
51°49'	115	035	8,999	144	07748	144°31'	365	324	628	5250	2676
53°59'	12	038	8,650	102	08092	146°00'	37	332	601	5228	2719
56°09'	125	041	8,329	062	08438	147°29'	375	341	575	5208	2762
58°18'	13	044	8,035	027	08784	148°56'	38	349	550	5189	2806
60°	1340	047	7,816	1	09059	150°23'	385	357	526	5172	2849
60°26'	135	048	7,762	0,9934	09131	151°49'	39	366	503	5155	2893
62°34'	0,14	1,051	7,510	0,9629	0,09480	153°14'	0,395	1,375	3,480	0,5140	0,2938
64°41'	145	055	277	9346	09829	154°38'	4	383	458	5125	2982
66°48'	15	059	060	9083	1018	156°02'	405	392	437	5111	3027
68°54'	155	063	6,857	8840	1053	157°24'	41	401	417	5099	3072
70°59'	16	067	668	8612	1088	158°46'	415	410	397	5087	3117
73°03'	165	071	492	8401	1124	160°07'	42	419	378	5076	3162
75°07'	17	075	326	8203	1159	161°28'	425	428	359	5066	3208
77°10'	175	080	170	8018	1195	162°47'	43	437	341	5057	3254
79°12'	18	084	024	7844	1231	164°06'	435	446	324	5049	3300
81°13'	185	089	5,886	7682	1266	165°23'	44	455	307	5041	3347
83°14'	0,19	1,094	5,756	0,7529	0,1303	166°41'	0,445	1,464	3,291	0,5034	0,3394
85°13'	195	098	633	7385	1339	167°57'	45	474	275	5028	3441
87°12'	2	103	517	725	1375	169°12'	455	483	260	5022	3488
89°10'	205	109	409	7123	1412	170°27'	46	493	245	5017	3536
90°	2071	111	363	7071	1427	171°41'	465	502	231	5013	3584
91°08'	21	114	304	7002	1448	172°55'	47	512	217	5010	3632
93°04'	215	119	205	6889	1485	174°07'	475	522	203	5007	3680
95°00'	22	124	111	6782	1522	175°19'	48	531	190	5004	3729
96°55'	225	130	022	6681	1559	176°31'	485	541	177	5002	3778
98°49'	23	136	4,937	6585	1596	177°41'	49	551	165	5001	3828
100°42'	0,235	1,141	4,857	0,6494	0,1634	178°51'	0,495	1,561	3,153	0,50002	0,3877
102°34'	24	147	780	6408	1671	180°	5	571	142	0,5	3927

Resulta de tal semejanza que, siendo $r = 1$,
 $A = a \cdot R$; $C = c \cdot R$; $F = f \cdot R$; $S = s \cdot R^2$, etc.
Puede también escribirse las relaciones:

$$A = \frac{a}{c} \cdot C; A = \frac{a}{f} \cdot F; R = \frac{r}{c} \cdot C; F = \frac{f}{c} \cdot C;$$
$$\text{y } S = \frac{s}{c^2} \cdot C^2.$$

La Tabla de esta página da los valores de las longitudes del arco, de la cuerda y de la flecha, así como la superficie de los segmentos para un círculo de radio $r = 1$.
Se sabe, por otra parte, que la longitud del arco

correspondiente a:
1 grado mide: 0,017 453 293,
1 minuto mide: 0,000 290 888,
1 segundo mide: 0,000 004 848.
La Tabla de la pág. 433 da los valores de las diferentes funciones de los segmentos circulares.
(Ejemplo 1, Tabla que sigue.)
Datos: $R = 12,00$ m; $F = 1,505$ m.
 $f = \frac{F}{R}$ o sea: $f = \frac{1,505}{12,00} \cong 0,1254$; $\alpha = 58^\circ$
Leyendo en la Tabla se halla:
 $f = 0,1254$; $a = 1,012$; $c = 0,9696$; $s = 0,08212$.

Ángulo en el centro α°	Longitud del arco a (rad.)	Longitud de la cuerda c	Longitud de la flecha f	Superficie s	Ángulo en el centro α°	Longitud del arco a (rad.)	Longitud de la cuerda c	Longitud de la flecha f	Superficie s
1	0,01745	0,01745	0,000038	0,0000004	45	0,7854	0,7654	0,07612	0,03915
2	03491	03490	000152	0035	46	8029	7815	07950	04176
3	05236	05235	000343	0120	47	8203	7975	08294	04448
4	06981	06980	000609	0284	48	8378	8135	08645	04731
5	08727	08724	000952	0554	49	8552	8294	09004	05025
6	1047	1047	001370	0956	50	0,8727	0,8452	0,09369	0,05331
7	1222	1221	001865	152	51	8901	8610	09741	05649
8	1396	1395	002436	227	52	9076	8767	1012	05978
9	1571	1569	003083	323	53	9250	8924	1051	06319
10	0,1745	0,1743	0,003805	442	54	9425	9080	1090	06673
11	1920	1917	004604	589	55	9599	9235	1130	07039
12	2094	2091	005478	764	56	9774	9389	1171	07417
13	2269	2264	006428	971	57	9948	9543	1212	07808
14	2443	2437	007454	0,00121	58	1,012	9696	1254	08212
15	2618	2611	008555	0,00149	59	030	9848	1296	08629
16	2793	2783	009732	00181	60	1,047	1	0,1340	0,09059
17	2967	2956	01098	00217	61	065	1,015	1384	09502
18	3142	3129	01231	00257	62	082	030	1428	09958
19	3316	3301	01371	00302	63	100	045	1474	1043
20	0,3491	0,3473	0,01519	0,00352	64	117	060	1520	1091
21	3665	3645	01675	00408	65	134	075	1566	1141
22	3840	3816	01837	00468	66	152	089	1613	1192
23	4014	3987	02008	00535	67	169	104	1661	1244
24	4189	4158	02185	00607	68	187	118	1710	1298
25	4363	4329	02370	00686	69	204	133	1759	1353
26	4538	4499	02563	00771	70	1,222	1,147	0,1808	0,1410
27	4712	4669	02763	00862	71	239	161	1859	1468
28	4887	4838	02970	00961	72	257	176	1910	1528
29	5061	5008	03185	01067	73	274	190	1961	1589
30	0,5236	0,5176	0,03407	0,01180	74	292	204	2014	1651
31	5411	5345	03637	01301	75	309	218	2066	1715
32	5585	5513	03874	01429	76	326	231	2120	1781
33	5760	5680	04118	01566	77	344	245	2174	1848
34	5934	5847	04370	01711	78	361	259	2229	1916
35	6109	6014	04628	01864	79	379	272	2284	1986
36	6283	6180	04894	02027	80	1,396	1,286	0,2340	0,2057
37	6458	6346	05167	02198	81	414	299	2396	2130
38	6632	6511	05448	02378	82	431	312	2453	2205
39	6807	6676	05736	02568	83	449	325	2510	2280
40	0,6981	0,6840	0,06031	0,02767	84	466	338	2569	2358
41	7156	7004	06333	02976	85	484	351	2627	2437
42	7330	7167	06642	03195	86	501	364	2686	2517
43	7505	7330	06958	03425	87	518	377	2746	2599
44	7679	7492	07282	03664	88	536	389	2807	2682
45	7854	7654	07612	03915	89	553	402	2867	2767
					90	1,571	1,414	0,2929	0,2854

Multiplicando esos valores por R se hallan luego los valores reales buscados:

$$A = 1,012 \cdot 12,00 = 12,144 \text{ m};$$

$$C = 0,9696 \cdot 12,00 = 11,6352 \text{ m};$$

$$S = 0,08212 \cdot 12,00^2 = 11,82528.$$

(Ejemplo 2, Tabla de la pág. 433.)

Datos

$$C = 22,500; f = 3,712; \frac{f}{c} = \frac{3,712}{22,500} = 0,165$$

Leyendo en la Tabla de la pág. 433 se halla:

$$a = 73^\circ 03'; \frac{a}{c} = 1,071; \frac{a}{f} = 6,492; \frac{r}{c} = 0,8401;$$

$$\frac{s}{c^2} = 0,1124$$

de donde, multiplicando estos valores por C (por ejemplo), se obtiene:

$$R = \frac{r}{c} \cdot C; R = 0,8401 \cdot 22,500 = 18,90225 \text{ m};$$

$$A = \frac{a}{c} \cdot C; A = 1,071 \cdot 22,500 = 24,0975 \text{ m};$$

$$S = \frac{s}{c^2} \cdot C^2; s = 0,1124 \cdot 506,25 = 56,9025 \text{ m}^2.$$

(506,25 = 22,5²)

Ángulo en el centro α°	Longitud del arco a (rad.)	Longitud de la cuerda c	Longitud de la flecha f	Superficie s	Ángulo en el centro α°	Longitud del arco a (rad.)	Longitud de la cuerda c	Longitud de la flecha f	Superficie s
90	1,571	1,414	0,2929	0,2854	135	2,356	1,848	0,6173	0,8245
91	588	427	2991	2942	136	374	854	6254	8395
92	606	439	3053	3032	137	391	861	6335	8546
93	623	451	3116	3123	138	409	867	6416	8697
94	641	463	3180	3215	139	426	873	6498	8850
95	658	475	3244	3309	140	2,443	1,879	0,6580	0,9003
96	676	486	3309	3405	141	461	885	6662	9158
97	693	498	3374	3502	142	478	891	6744	9314
98	710	509	3439	3601	143	496	897	6827	9470
99	728	521	3506	3701	144	513	902	6910	9627
100	1,745	1,532	0,3572	0,3803	145	531	907	6993	9786
101	763	543	3639	3906	147	548	913	7076	9945
102	780	554	3707	4010	146	566	918	7160	1,010
103	798	565	3775	4117	148	583	923	7244	027
104	815	576	3843	4224	149	601	927	7328	043
105	833	587	3912	4333	150	2,618	1,932	0,7412	1,059
106	850	597	3982	4444	151	635	936	7496	0,75
107	868	608	4052	4556	152	653	941	7581	092
108	885	618	4122	4669	153	670	945	7666	108
109	902	628	4193	4785	154	688	949	7750	125
110	1,920	1,638	0,4264	0,4901	155	705	953	7836	141
111	937	648	4336	5019	156	723	956	7921	158
112	955	658	4408	5138	157	740	960	8006	175
113	972	668	4481	5259	158	758	963	8092	192
114	990	677	4554	5381	159	775	967	8178	208
115	2,007	687	4627	5504	160	2,793	1,970	0,8264	1,225
116	025	696	4701	5629	161	810	973	8350	242
117	042	705	4775	5755	162	827	975	8436	259
118	059	714	4850	5883	163	845	978	8522	276
119	077	723	4925	6012	164	862	981	8608	293
120	2,094	1,732	0,5	0,6142	165	880	983	8695	310
121	112	741	0,5076	6273	166	897	985	8781	328
122	129	749	5152	6406	167	915	987	8868	345
123	147	758	5228	6540	168	932	989	8955	362
124	164	766	5305	6676	169	950	991	9042	379
125	182	774	5383	6813	170	2,967	1,992	0,9128	1,397
126	199	782	5460	6950	171	985	994	9215	414
127	217	790	5538	7090	172	3,002	995	9302	431
128	234	798	5616	7230	173	019	996	9390	449
129	251	805	5695	7372	174	037	997	9477	466
130	2,269	1,813	0,5774	0,7514	175	054	9981	9564	484
131	286	820	5853	7658	176	072	9988	9651	501
132	304	827	5933	7803	177	089	9993	9738	518
133	321	834	6013	7950	178	107	9997	9825	536
134	339	841	6093	8097	179	124	9999	9913	553
135	356	848	6173	8245	180	3,142	2	1	1,571

Conversión de la división centesimal del círculo en división sexagesimal, es decir, grados centesimales (°) en grados y minutos sexagesimales (° ') y centésimas de primero y segundo grado centesimal (° y °) en minutos (') y (")

grados	grados	grados	grados	grados	grados	grados	grados	°	minutos	s	°	minutos	s
°	'	°	'	°	'	°	'	cc	'	''	cc	'	''
0	0	50	45	100	90	150	135	0	0 00	0	50	27	16,2
1	0 54	51	45 54	101	90 54	151	135 54	1	0 32,4	0,3	51	27 32,4	16,5
2	1 48	52	46 48	102	91 48	152	136 48	2	1 04,8	0,6	52	28 04,8	16,8
3	2 42	53	47 42	103	92 42	153	137 42	3	1 37,2	1,0	53	28 37,2	17,2
4	3 36	54	48 36	104	93 36	154	138 36	4	2 09,6	1,3	54	29 09,6	17,5
5	4 30	55	49 30	105	94 30	155	139 30	5	2 42	1,6	55	29 42	17,8
6	5 24	56	50 24	106	95 24	156	140 24	6	3 14,4	1,9	56	30 14,4	18,1
7	6 18	57	51 18	107	96 18	157	141 18	7	3 46,8	2,3	57	30 46,8	18,5
8	7 12	58	52 12	108	97 12	158	142 12	8	4 19,2	2,6	58	31 19,2	18,8
9	8 06	59	53 06	109	98 06	159	143 06	9	4 51,6	2,9	59	31 51,6	19,1
10	9	60	54	110	99	160	144	10	5 24	3,2	60	32 24	19,4
11	9 54	61	54 54	111	99 54	161	144 54	11	5 56,4	3,6	61	32 56,4	19,8
12	10 48	62	55 48	112	100 48	162	145 48	12	6 28,8	3,9	62	33 28,8	20,1
13	11 42	63	56 42	113	101 42	163	146 42	13	7 01,2	4,2	63	34 01,2	20,4
14	12 36	64	57 36	114	102 36	164	147 36	14	7 33,6	4,5	64	34 33,6	20,7
15	13 30	65	58 30	115	103 30	165	148 30	15	8 06	4,9	65	35 06	21,1
16	14 24	66	59 24	116	104 24	166	149 24	16	8 38,4	5,2	66	35 38,4	21,4
17	15 18	67	60 18	117	105 18	167	150 18	17	9 10,8	5,5	67	36 10,8	21,7
18	16 12	68	61 12	118	106 12	168	151 12	18	9 43,2	5,8	68	36 43,2	22,0
19	17 06	69	62 06	119	107 06	169	152 06	19	10 15,6	6,2	69	37 15,6	22,4
20	18	70	63	120	108	170	153	20	10 48	6,5	70	37 48	22,7
21	18 54	71	63 54	121	108 54	171	153 54	21	11 20,4	6,8	71	38 20,4	23,0
22	19 48	72	64 48	122	109 48	172	154 48	22	11 52,8	7,1	72	38 52,8	23,3
23	20 42	73	65 42	123	110 42	173	155 42	23	12 25,2	7,5	73	39 25,2	23,7
24	21 36	74	66 36	124	111 36	174	156 36	24	12 57,6	7,8	74	39 57,6	24,0
25	22 30	75	67 30	125	112 30	175	157 30	25	13 30	8,1	75	40 30	24,3
26	23 24	76	68 24	126	113 24	176	158 24	26	14 02,4	8,4	76	41 02,4	24,6
27	24 18	77	69 18	127	114 18	177	159 18	27	14 34,8	8,7	77	41 34,8	24,9
28	25 12	78	70 12	128	115 12	178	160 12	28	15 07,2	9,1	78	42 07,2	25,3
29	26 06	79	71 06	129	116 06	179	161 06	29	15 39,6	9,4	79	42 39,6	25,6
30	27	80	72	130	117	180	162	30	16 12	9,7	80	43 12	25,9
31	27 54	81	72 54	131	117 54	181	162 54	31	16 44,4	10,0	81	43 44,4	26,2
32	28 48	82	73 48	132	118 48	182	163 48	32	17 16,8	10,4	82	44 16,8	26,6
33	29 42	83	74 42	133	119 42	183	164 42	33	17 49,2	10,7	83	44 49,2	26,9
34	30 36	84	75 36	134	120 36	184	165 36	34	18 21,6	11,0	84	45 21,6	27,2
35	31 30	85	76 30	135	121 30	185	166 30	35	18 54	11,3	85	45 54	27,5
36	32 24	86	77 24	136	122 24	186	167 24	36	19 26,4	11,7	86	46 26,4	27,9
37	33 18	87	78 18	137	123 18	187	168 18	37	19 58,8	12,0	87	46 58,8	28,2
38	34 12	88	79 12	138	124 12	188	169 12	38	20 31,2	12,3	88	47 31,2	28,5
39	35 06	89	80 06	139	125 06	189	170 06	39	21 03,6	12,6	89	48 03,6	28,8
40	36	90	81	140	126	190	171	40	21 36	13,0	90	48 36	29,2
41	36 54	91	81 54	141	126 54	191	171 54	41	22 08,4	13,3	91	49 08,4	29,5
42	37 48	92	82 48	142	127 48	192	172 48	42	22 40,8	13,6	92	49 40,8	29,8
43	38 42	93	83 42	143	128 42	193	173 42	43	23 13,2	13,9	93	50 13,2	30,1
44	39 36	94	84 36	144	129 36	194	174 36	44	23 45,6	14,3	94	50 45,6	30,5
45	40 30	95	85 30	145	130 30	195	175 30	45	24 18	14,6	95	51 18	30,8
46	41 24	96	86 24	146	131 24	196	176 24	46	24 50,4	14,9	96	51 50,4	31,1
47	42 18	97	87 18	147	132 18	197	177 18	47	25 22,8	15,2	97	52 22,8	31,4
48	43 12	98	88 12	148	133 12	198	178 12	48	25 55,2	15,6	98	52 55,2	31,8
49	44 06	99	89 06	149	134 06	199	179 06	49	26 27,6	15,9	99	53 27,6	32,1
50	45	100	90	150	135	200	180	50	27	16,2	100	54	32,4

Ejemplo: 114,0648 g 114° 06' 48" 114° = 102° 36'
06' = 03' 14,4"
48" = 15,6"
102° 39' 30,0"

Conversión de la división sexagesimal del círculo en división centesimal, es decir, grados sexagesimales (°) en grados y sus fracciones centesimales (°, ' y ") en minutos y segundos (', ") en centésimas de primero y segundo grado centesimal (°, ")

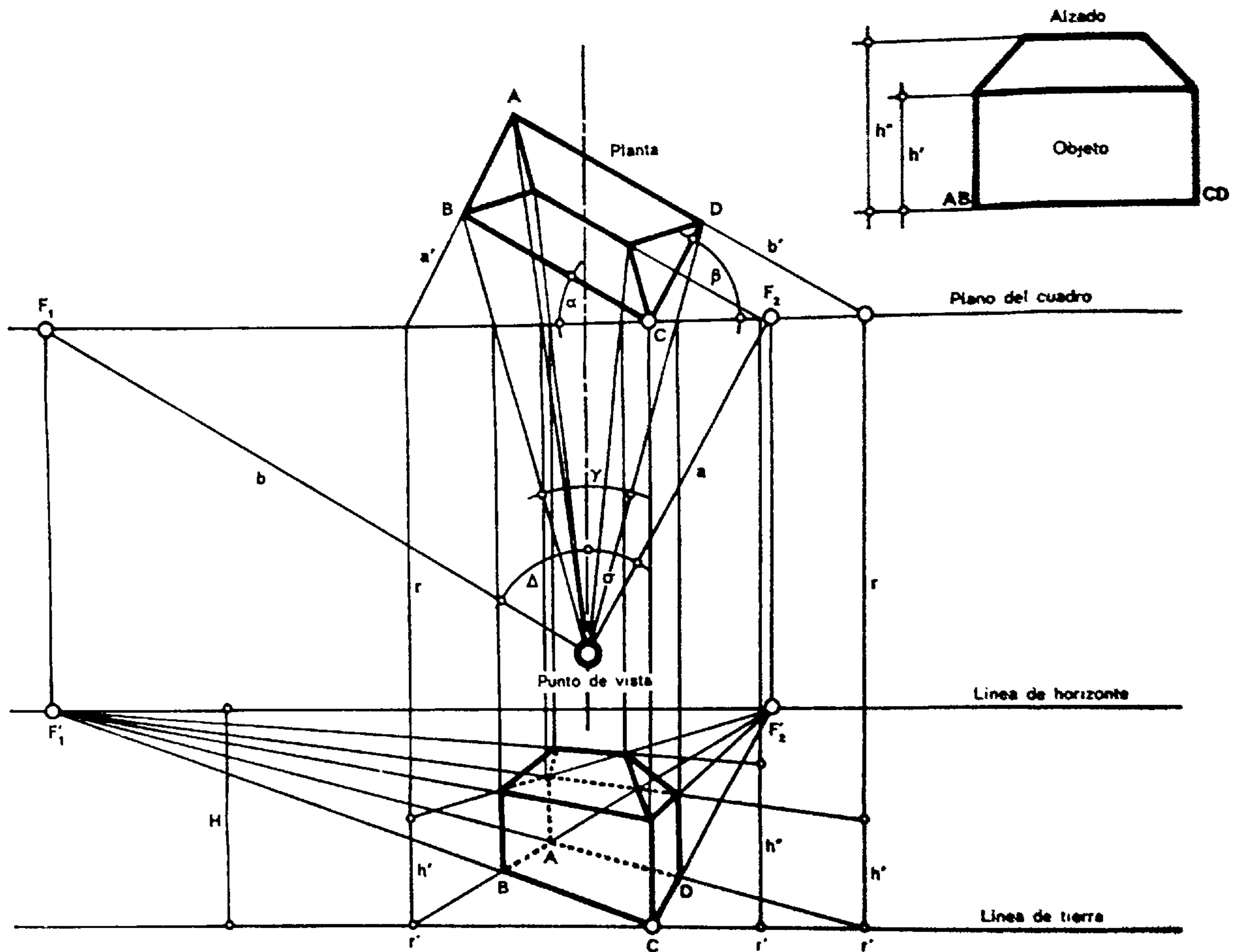
segundo grado centesimal (°'") en centésimos																									
°grados	grados			°grados	grados			°grados	grados			°grados	grados			'	minutos		s	'	minutos		s		
	g	c	cc		g	c	cc		g	c	cc		g	c	cc		c	cc			cc	g		c	cc
0	0			45	50			90	100			135	150			0	0	0	0	30	0	55	56	00	93
1	1	11	11	46	51	11	11	91	101	11	11	136	151	11	11	1	01	85	03	31	0	57	41	00	96
2	2	22	22	47	52	22	22	92	102	22	22	137	152	22	22	2	03	70	06	32	0	59	26	00	99
3	3	33	33	48	53	33	33	93	103	33	33	138	153	33	33	3	05	56	09	33	0	61	11	01	02
4	4	44	44	49	54	44	44	94	104	44	44	139	154	44	44	4	07	41	12	34	0	62	96	01	05
5	5	55	56	50	55	55	56	95	105	55	56	140	155	55	56	5	09	26	15	35	0	64	81	01	08
6	6	66	67	51	56	66	67	96	106	66	67	141	156	66	67	6	11	11	19	36	0	66	67	01	11
7	7	77	78	52	57	77	78	97	107	77	78	142	157	77	78	7	12	96	22	37	0	68	52	01	14
8	8	88	89	53	58	88	89	98	108	88	89	143	158	88	89	8	14	81	25	38	0	70	37	01	17
9	10			54	60			99	110			144	160			9	16	67	28	39	0	72	22	01	20
10	11	11	11	55	61	11	11	100	111	11	11	145	161	11	11	10	18	52	31	40	0	74	07	01	23
11	12	22	22	56	62	22	22	101	112	22	22	146	162	22	22	11	20	37	34	41	0	75	93	01	27
12	13	33	33	57	63	33	33	102	113	33	33	147	163	33	33	12	22	22	37	42	0	77	78	01	30
13	14	44	44	58	64	44	44	103	114	44	44	148	164	44	44	13	24	07	40	43	0	79	63	01	33
14	15	55	56	59	65	55	56	104	115	55	56	149	165	55	56	14	25	93	43	44	0	81	48	01	36
15	16	66	67	60	66	66	67	105	116	66	67	150	166	66	67	15	27	78	46	45	0	83	33	01	39
16	17	77	78	61	67	77	78	106	117	77	78	151	167	77	78	16	29	63	49	46	0	85	19	01	42
17	18	88	89	62	68	88	89	107	118	88	89	152	168	88	89	17	31	48	52	47	0	87	04	01	45
18	20			63	70			108	120			153	170			18	33	33	56	48	0	88	89	01	48
19	21	11	11	64	71	11	11	109	121	11	11	154	171	11	11	19	35	19	59	49	0	90	74	01	51
20	22	22	22	65	72	22	22	110	122	22	22	155	172	22	22	20	37	04	62	50	0	92	59	01	54
21	23	33	33	66	73	33	33	111	123	33	33	156	173	33	33	21	38	89	65	51	0	94	44	01	57
22	24	44	44	67	74	44	44	112	124	44	44	157	174	44	44	22	40	74	68	52	0	96	30	01	60
23	25	55	56	68	75	55	56	113	125	55	56	158	175	55	56	23	42	59	71	53	0	98	15	01	64
24	26	66	67	69	76	66	67	114	126	66	67	159	176	66	67	24	44	44	74	54	1			01	67
25	27	77	78	70	77	77	78	115	127	77	78	160	177	77	78	25	46	30	77	55	1	01	85	01	70
26	28	88	89	71	78	88	89	116	128	88	89	161	178	88	89	26	48	15	80	56	1	03	70	01	73
27	30			72	80			117	130			162	180			27	50		83	57	1	05	56	01	76
28	31	11	11	73	81	11	11	118	131	11	11	163	181	11	11	28	51	85	86	58	1	07	41	01	79
29	32	22	22	74	82	22	22	119	132	22	22	164	182	22	22	28	53	70	90	59	1	09	26	01	82
30	33	33	33	75	83	33	33	120	133	33	33	165	183	33	33	30	55	56	93	60	1	11	11	01	85
31	34	44	44	76	84	44	44	121	134	44	44	166	184	44	44										
32	35	55	56	77	85	55	56	122	135	55	56	167	185	55	56										
33	36	66	67	78	86	66	67	123	136	66	67	168	186	66	67										
34	37	77	78	79	87	77	78	124	137	77	78	169	187	77	78										
35	38	88	89	80	88	88	89	125	138	88	89	170	188	88	89										
36	40			81	90			126	140			171	190												
37	41	11	11	82	91	11	11	127	141	11	11	172	191	11	11										
38	42	22	22	83	92	22	22	128	142	22	22	173	192	22	22										
39	43	33	33	84	93	33	33	129	143	33	33	174	193	33	33										
40	44	44	44	85	94	44	44	130	144	44	44	175	194	44	44										
41	45	55	56	86	95	55	56	131	145	55	56	176	195	55	56										
42	46	66	67	87	96	66	67	132	146	66	67	177	196	66	67										
43	47	77	78	88	97	77	78	133	147	77	78	178	197	77	78										
44	48	88	89	89	98	88	89	134	148	88	89	179	198	88	89										
45	50			90	100			135	150			180	200												

$$1^{\circ} = \frac{360}{400} = 0,9'$$
$$1^{\circ} = \frac{1}{0,9} = 1,1111...'$$
$$1^{\circ} = \frac{360 \cdot 60}{400 \cdot 100} = 0,54''$$
$$1' = \frac{1}{0,54} = 1,8518...''$$
$$1^{cc} = \frac{360 \cdot 60 \cdot 60}{400 \cdot 100 \cdot 100} = 0,32'''$$

Ejemplo: 114° 48' 26" 114° = 126° 66' 67"
48' = 0° 88' 89"
26" = 0° 00' 80"
= 127° 56' 36"
= 127,5636°

1° = 360 / 400 = 0,9°
1° = 1 / 0,9 = 1,1111...°
1° = 360 · 60 / 400 · 100 = 0,54'
1' = 1 / 0,54 = 1,8518...°
1° = 360 · 60 · 60 / 400 · 100 · 100 = 0,324"
1" = 1 / 0,324 = 3,0864...°

Método simplificado para el trazado de perspectivas normales



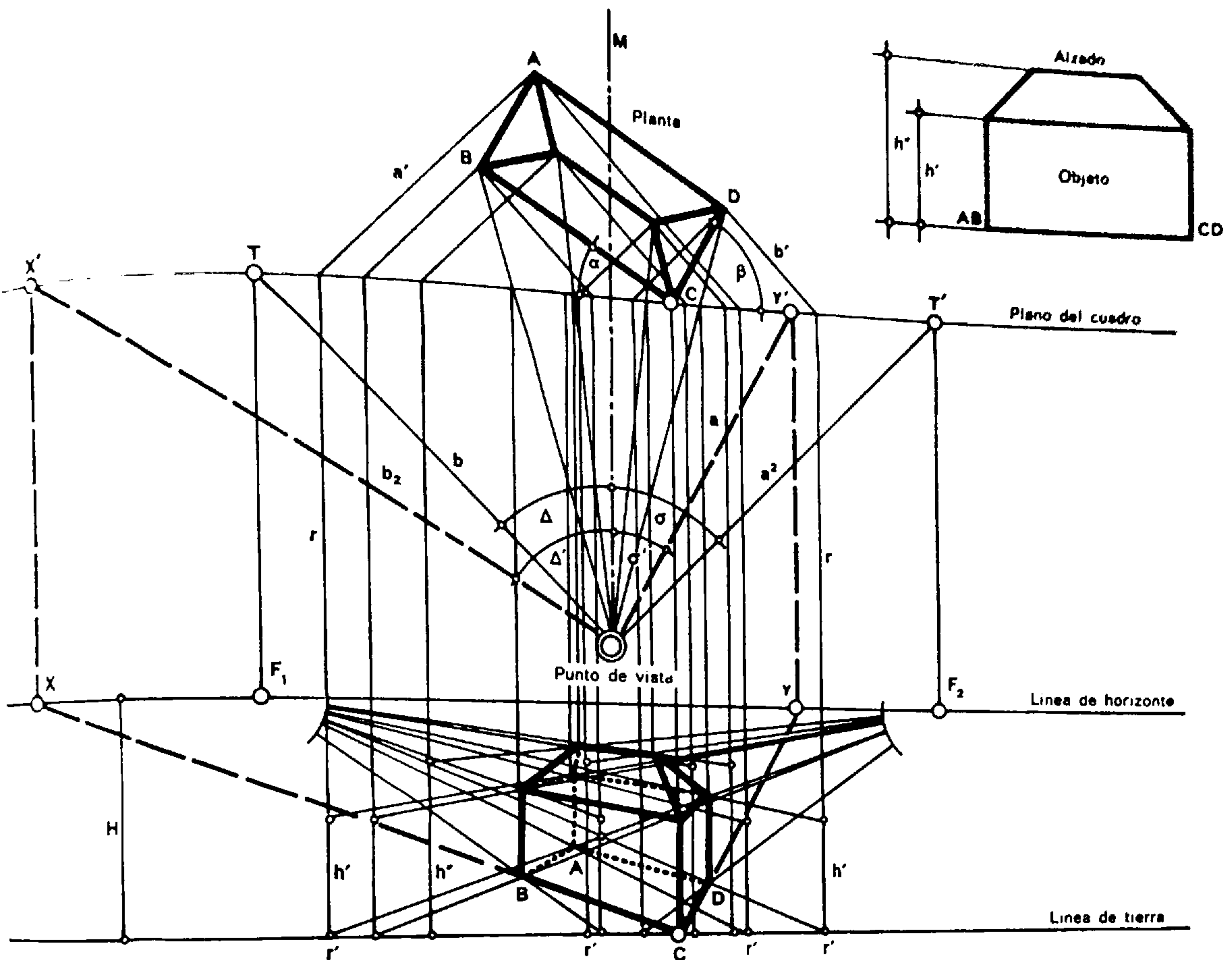
El ejemplo, el plano del cuadro ha sido escogido de manera que pasara por uno de los puntos del objeto. Éste se halla dispuesto según los ángulos $\alpha = 30^\circ$ y $\beta = 60^\circ$. Las operaciones del trazado son las siguientes:

1. Situar el objeto con relación al plano del cuadro.
2. Situar el punto de vista sobre el eje principal del objeto (a igual distancia de los puntos extremos del dibujo B y D), alejado hasta una distancia que equivalga a dos o tres veces la anchura del ob-

jeto, de manera que se obtenga un ángulo de visión y aproximado a 30° a 35° .

3. Trazar la línea de tierra y la línea de horizonte (altura normal 1,70 m).
4. Trazar, desde el punto de vista, dos rectas paralelas a las direcciones generales de las caras del objeto; b paralela a BC ; a paralela a AB ; que determinar los puntos F_1 y F_2 ; luego proyectar dichos puntos a la línea de horizonte. F'_1 y F'_2 son los puntos de fuga de las caras principales del objeto.

Método general de trazado de las perspectivas normales



Orden del trazado:

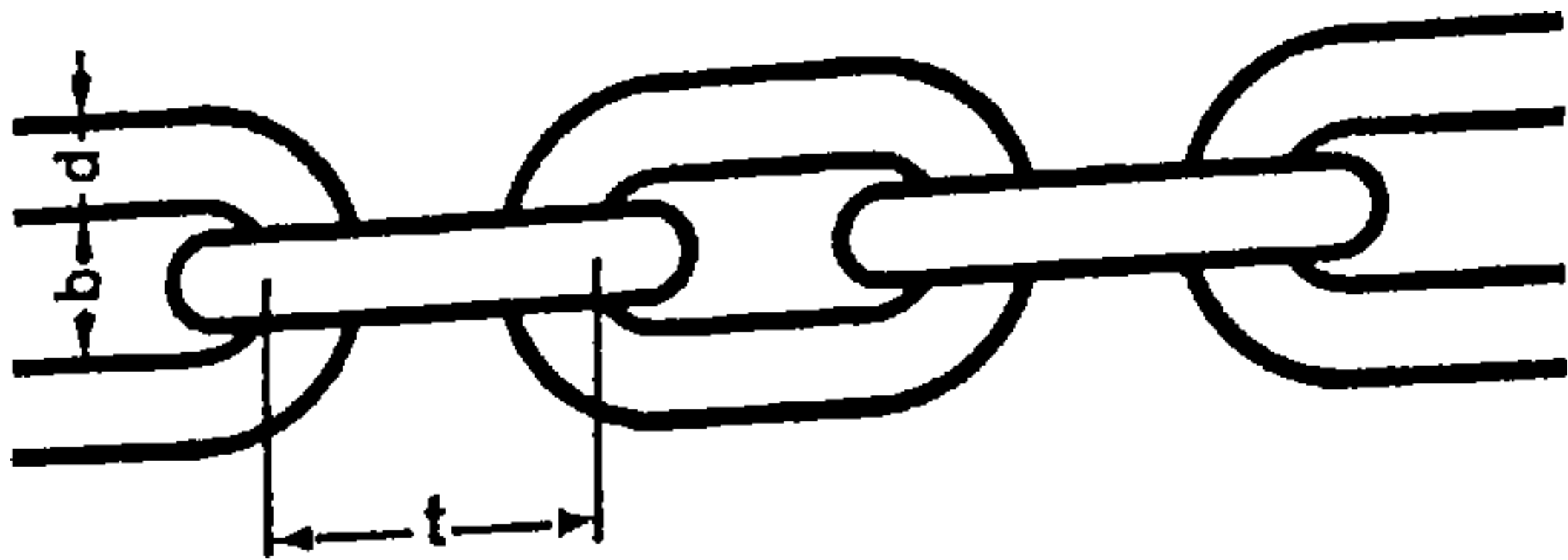
1. Situar el objeto.
2. Situar el plano del cuadro.
3. Situar el punto de vista.
4. Situar la línea de tierra.
5. Situar la línea de horizonte.
6. Determinar los puntos de fuga.
7. Trazar la escala de las alturas.
8. Construir la perspectiva.

Ejemplo

1. Situar el objeto, con los ángulos α y β con relación a la dirección de la T (por ejemplo, $\alpha = 30^\circ$ y $\beta = 60^\circ$).
2. Trazar el plano del cuadro pasando por un punto del objeto (por ejemplo, el punto C). (Condición no indispensable.)
3. Situar el punto de vista sobre el eje principal a igual distancia de los puntos B y D. (El punto de vista se sitúa a una distancia de unas dos veces la anchura del objeto, lo cual corresponde a un ángulo visual de unos 35° .)

4. Trazar la línea de tierra (en el plano del cuadro).
5. Trazar la línea de horizonte (en el plano del cuadro) a la altura H — variable según los casos (altura normal, 1,70 m).
6. Trazar una recta b que partiendo del punto de vista forme un ángulo Δ (por ejemplo de 45°), referir el punto T a la línea de horizonte, lo cual dará el punto de fuga n.º 1 (F_1). Trazar en forma idéntica el punto de fuga F_2 (por ejemplo, $\sigma = 45^\circ$); referir los puntos A, B, C, D al plano del cuadro mediante las rectas a' y b' , paralelas respectivamente a las rectas a_2 y b .
7. Llevar sobre las verticales levantadas en los puntos r, r' , etc., así determinados las alturas correspondientes h', h'' del objeto. La que se halla sobre el punto C está en su verdadera magnitud.
8. 1.º Unir los puntos r' con los puntos de fuga correspondientes.
2.º Unir los puntos A, B, C, D con el punto de vista y referir los puntos de intersección con el plano del cuadro a la línea de tierra.

Resistencia de las cadenas a la tracción



Diámetro nominal	Paso	Ancho interior	Sección	Peso		Carga			
				por metro	de un eslabón	de rotura (28 kg/mm²)	en servicio con un coeficiente de seguridad de:		
							4,5	5	6
d mm	t mm	b mm	F cm²	g kg	kg	kg	kg	kg	kg
5	17	7	0,393	0,550	.	1 100	244	220	183
5,5	18,7	7,5	0,475	0,650	.	1 330	296	266	222
6	19	8	0,565	0,800	.	1 580	352	317	264
6,5	20	8,5	0,664	0,950	.	1 860	413	372	310
7	22	9	0,770	1,10	.	2 160	479	431	359
7,5	23	9,5	0,884	1,25	.	2 470	550	495	412
8	25	10	1,01	1,40	.	2 810	626	563	469
8,5	26	11	1,13	1,55	.	3 180	706	636	530
9	28	12	1,27	1,70	.	3 560	792	712	594
10	31	14	1,57	2,20	0,0682	4 400	977	880	733
11	34	14	1,90	2,50	0,0850	5 320	1 180	1 060	887
12	36	15	2,26	3,00	0,108	6 330	1 410	1 270	1 060
13	39	17	2,65	3,60	0,140	7 430	1 650	1 490	1 240
14	42	18	3,07	4,30	0,181	8 620	1 920	1 720	1 440
15	44	19	3,53	5,00	0,220	9 900	2 200	1 980	1 650
16	47	21	4,02	5,80	0,273	11 260	2 500	2 250	1 880
18	52	22	5,09	6,80	0,354	14 250	3 170	2 850	2 380
20	57	24	6,28	8,00	0,456	17 590	3 910	3 520	2 930
22	62	26	7,60	10,3	.	21 290	4 730	4 260	3 550
24	67	28	9,05	11,7	.	25 330	5 630	5 070	4 220

Esfuerzo de tracción que hay que ejercer cuando se utilizan aparejos y polipastos

Polea fija

$P = \text{carga}$

Polea loca

$P = \frac{\text{carga}}{2}$

Polipasto

$P = \frac{\text{carga}}{n}$

$n = \text{número de poleas de cada polipasto}$

Eje con volante y palanca

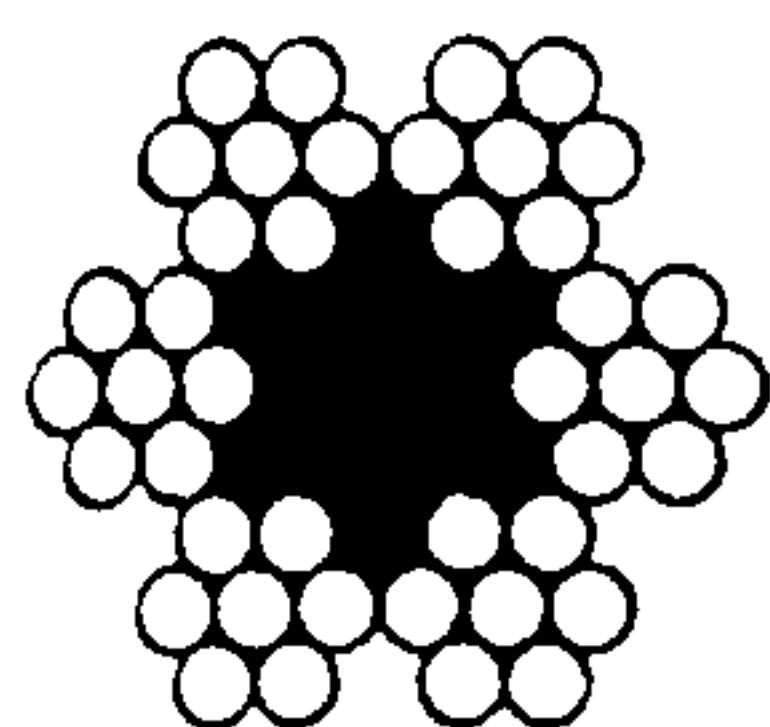
$P = \frac{\text{carga} \cdot r}{R}$

Cargas soportadas por los cables empleados en las obras

Figura	Diámetro del cable d máx. mm	Diámetro de los alambres d _i mm	Sección metálica F mm²	Resistencia de los alambres		Peso
				130 kg/mm² mín.	180 kg. mm² mín.	
				Carga de rotura garantizada		
				kg	kg	kg/100 m

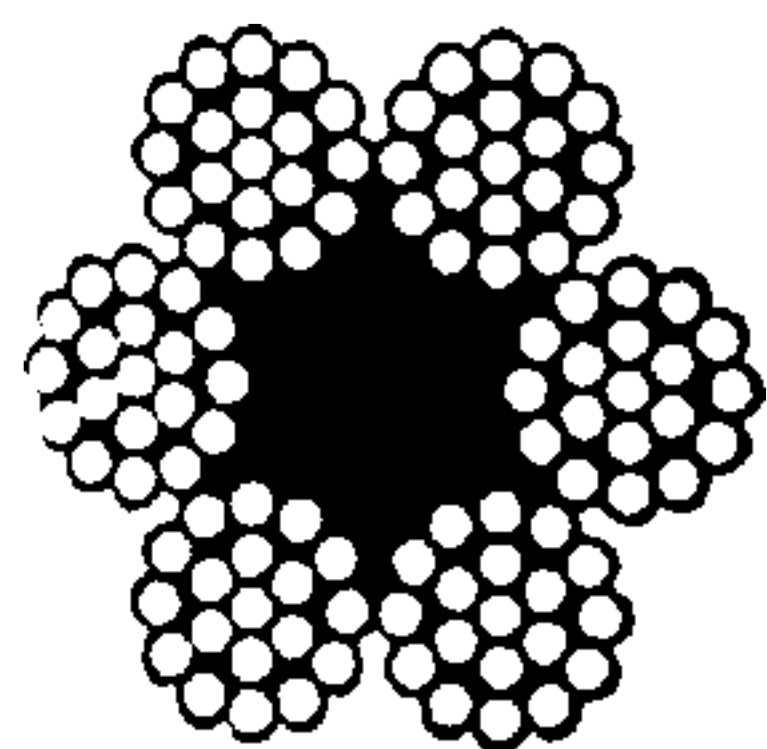
Cables tractores de 6 . 7 = 42 alambres y alma de cáñamo, para uso general, transportadores, etc.

Cables tractores de 6 · 7 = 42 alambres y alma de cáñamo, para uso general, transportadores, etc.



2	0,2	1,32	154	.	1,2
2,5	0,25	2,06	241	.	1,9
3	0,3	2,97	347	481	2,7
4	0,4	5,28	618	855	5,0
5	0,5	8,25	965	1 340	7,6
6	0,6	11,9	1 390	1 930	11
7	0,7	16,2	1 900	2 620	15
8	0,8	21,1	2 470	3 420	20
9	0,9	26,7	3 120	4 330	25
9,5	1	33,0	3 860	5 350	30
10	1,1	39,9	4 670	6 460	37
11	1,2	47,5	5 560	7 700	44
12	1,3	55,7	6 520	9 020	52
13	1,4	64,7	7 570	10 480	60
14	1,5	74,2	8 680	12 020	70
15	1,6	84,4	9 870	13 670	82
16	1,7	95,3	11 150	15 440	88
17	1,8	107	12 520	17 330	100
17,5	1,9	119	13 920	19 280	110
18,5	2	132	15 440	21 380	122
19,5	2,1	145	16 970	23 490	135
20,5	2,2	160	18 680	25 860	149

Cables para tornos de 6 · 19 = 114 alambres y alma de cáñamo, para cabrestantes de obras y de tracción, trabajos en bosques, etc.



5	0,3	8,05	942	1 300	7,4
6,5	0,4	14,3	1 670	2 320	13
8	0,5	22,4	2 620	3 630	21
9,5	0,6	32,2	3 770	5 220	30
11	0,7	43,9	5 140	7 110	40
13	0,8	57,3	6 700	9 280	53
14	0,9	72,5	8 480	11 750	67
16	1	89,5	10 470	14 500	83
17	1,1	108	12 690	17 500	100
19	1,2	129	15 090	20 900	120
20	1,3	151	17 670	24 460	140

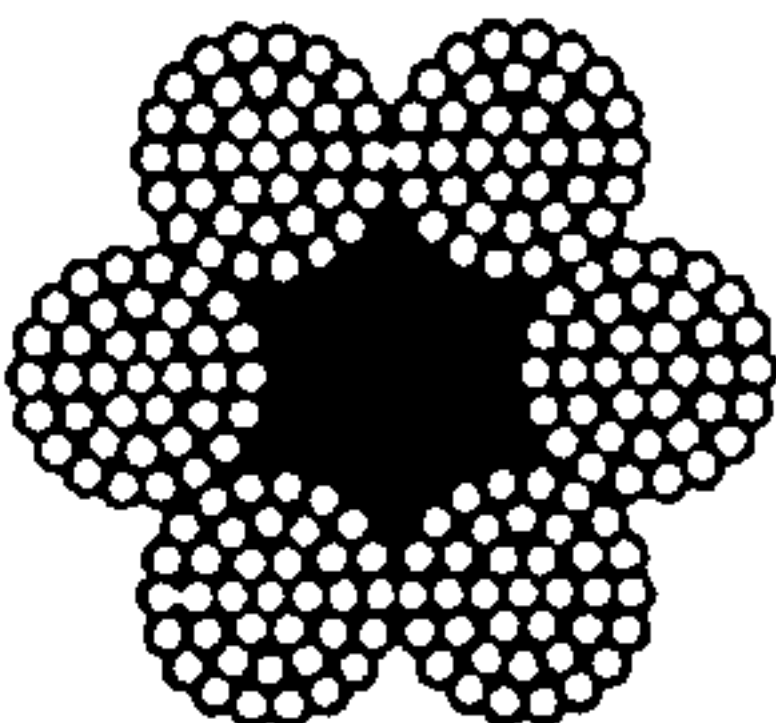
La sollicitación de los cables por la carga, los razonamientos, las aceleraciones o la tensión no debe exceder de 1/4 a 1/6;

si se trata de cables para ascensores, de 1/6 a 1/8. De la carga de rotura garantizada.

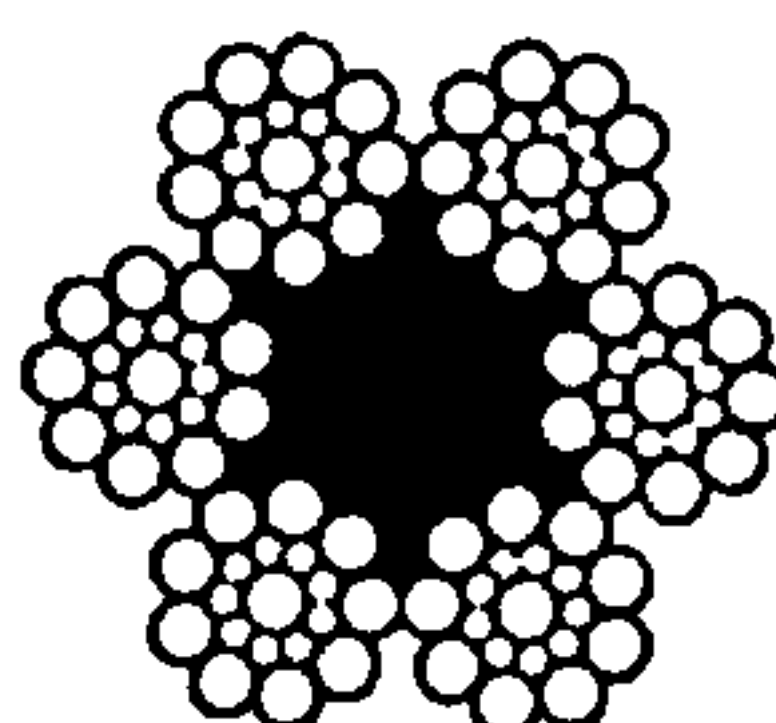
Cargas soportadas por los cables empleados en las obras (continuación)

Figura	Diámetro del cable	Diámetro de los alambres	Sección metálica	Resistencia de los alambres		Peso
				130 kg/mm ²	180 kg/mm ²	
	d máx.	d ₁	F	mín.	mín.	g
	mm	mm	mm ²	Carga de rotura garantizada		kg/100 m
				kg	kg	

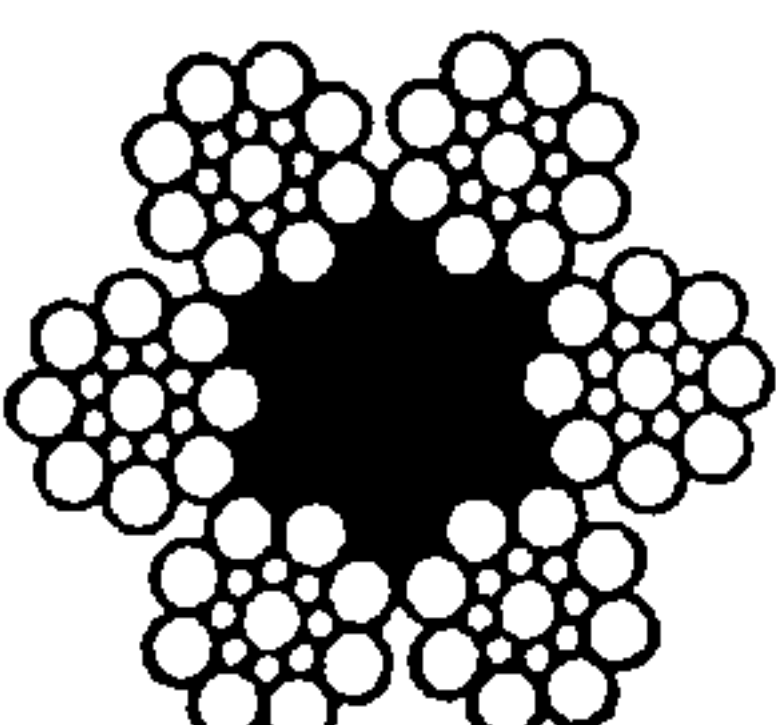
Cables para grúas de $6 \cdot 37 = 222$ alambres y alma de cáñamo, para grúas, aparejos, eslingas o gazas, etc.

	9	0,4	27,9	3 120	4 320	26
	11	0,5	43,6	4 870	6 750	40
	13	0,6	62,8	7 020	9 720	58
	15	0,7	85,4	9 550	13 220	78
	18	0,8	112	12 470	17 340	103
	20	0,9	141	15 760	21 830	130
	22	1	174	19 450	26 940	164
	24	1,1	211	23 590	32 660	196
	26	1,2	251	28 060	38 850	236

Cables para ascensores de $6 \cdot (1 + 9 + 9) = 144$ alambres y alma de cáñamo.

	(1)				Resistencia de los alambres			
					130 kg/mm ² mín.	170 kg/mm ² mín.		
					Carga de rotura garantizada			
	6,5	0,6	0,28	0,5	15,6	1 780	2 330	15
	9	0,85	0,4	0,7	31,0	3 520	4 640	29
	11	1,05	0,5	0,85	46,4	5 320	6 950	43
	13	1,2	0,55	1	62,0	7 100	9 280	57
	15,5	1,45	0,7	1,2	91,8	10 500	13 700	84
	17	1,55	0,75	1,3	107	12 200	16 100	98
	19	1,8	0,85	1,5	141	16 200	21 100	130

Cables tractores de $6 \cdot (1 + 8 + 8) = 102$ alambres y alma de cáñamo, para transportadores, dragadoras, grúas, etc. (2).

	12	0,95	0,55	1,05	57,2	6 540	8 560	53
	13	1	0,6	1,1	63,9	7 310	9 560	59
	15	1,2	0,7	1,3	89,0	10 180	13 310	80
	16	1,25	0,75	1,4	102	11 670	15 260	95
	18	1,4	0,8	1,55	124	14 190	18 550	115
	20	1,55	0,9	1,7	151	17 270	22 590	140
	21	1,6	0,95	1,8	168	19 220	25 130	156
	23	1,8	1,05	2	208	23 800	31 120	193
	24	1,9	1,1	2,1	229	26 200	34 260	212
	26	2	1,15	2,2	251	28 710	37 550	233
	27	2,1	1,2	2,3	274	31 350	40 990	254
	28	2,15	1,25	2,4	298	34 090	44 580	277

(1) Por este orden: alambre central, alambres medios y alambres externos.

(2) Según DIN 656; también pueden obtenerse con $6 \cdot (1 + 9 + 9) = 114$ alambres.

El alma de los cables que se denominan "de cáñamo", a falta de cáñamo puede ser de fibra de yute, de pita o de "cáñamo de Manila", impregnados.

