



El edificio en altura



EL MECANISMO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN ALTURA

Introducción

Generalmente, en los primeros esbozos del proyecto de una obra, el arquitecto deja de lado el diseño de la estructura de soporte que necesariamente deberá definir en algún momento.

A veces lo hace porque le resulta tedioso sacrificar el poco tiempo que tiene para desarrollar una idea en aspectos que parecen ser de gran rigurosidad técnica o porque confía, como en otras obras le sucedió, encontrar una solución para estos en el momento del desarrollo.

Podemos discutir sobre cuál es el momento ideal en que se debe comenzar a pensar en la estructura de un edificio. Podemos también discutir sobre si el arquitecto debe tomar esa responsabilidad o no y si es suficiente derivarlo a otro profesional que esté más habituado a desarrollar estos aspectos.

Pero sin duda alguna que el hecho de la derivación trae, al menos, dos problemas:

1. Si la derivación es temprana suele ocurrir que el proceso de producción de la idea y el análisis de sus variantes posibles se torne lento y, a veces, dificultoso.
2. Si la derivación es tardía es frecuente descubrir que se ha avanzado demasiado en el desarrollo de la idea congelando y comprometiendo decisiones en algunos aspectos de la obra en los que una vuelta atrás significaría tener conflictos y ya no lograr la mejor solución.

Es la intención de este trabajo la de tratar de demostrar que el mecanismo estructural también puede ser diseñado, por el arquitecto. Que para proponerlo y analizarlo en cuanto a su factibilidad general hace falta sólo un poco de tiempo y el uso de sencillos procedimientos.

En cuanto a los procedimientos debemos reconocer que la experiencia ha brindado un sinnúmero de reglas y fórmulas simples que nos permiten predimensionar una estructura. Lo cual es invaluable a la hora de tomar decisiones de todo tipo durante el desarrollo de las tempranas ideas del proyecto, sobre todo cuando se empieza a redondear una "idea de partido". Más adelante, si se quiere y con la ayuda de procedimientos computarizados cada vez más accesibles, podremos profundizar nuestro análisis y ajustar y verificar elementos de la estructura hasta el punto en que nos encontremos realmente conformes con nuestra propuesta y con mucha certidumbre en cuanto al desarrollo definitivo de todos los aspectos de la obra.

Hugo Bonaiuti

EL PROCESO DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

El diseño de la estructura de un edificio, como el diseño arquitectónico, es un proceso mental que desarrolla el diseñador cuando imagina el modo en que se relacionan y vinculan entre sí un conjunto de elementos estructurales que, al integrarse, conforman un sistema que denominaremos mecanismo estructural.

Este surge, entonces, como la más adecuada respuesta que el diseñador puede proponer ante un sistema de premisas y condicionantes que se plantean para el objeto arquitectónico entendido como una globalidad.

Durante el proceso de diseño, el diseñador ejecuta una serie de pasos entre los que, permanentemente, se produce una interacción que se va retroalimentando a través de reformulaciones sucesivas logrando, así, optimizar el resultado del objeto de diseño según su criterio e intención.

Estos pasos, muy esquemáticamente planteados, sólo con la finalidad de orientar y ordenar las etapas de este proceso, pueden ser reconocidos como cuatro etapas más o menos diferenciadas entre sí. Estas etapas son: La propuesta, el análisis, la evaluación y la reformulación. No obstante, el diseñador, según su propio criterio y para cada caso en particular, podrá prescindir de la rigurosidad de este simple esquema alterando su orden, suprimiendo pasos, modificando sus desarrollos, impidiendo o posibilitando y agregando relaciones u otras modificaciones que considere apropiadas.

Debe tenerse en cuenta que una estructura concebida criteriosamente desde el inicio, durante la formulación del partido arquitectónico, en forma integral y atendiendo al sistema de premisas y condicionantes planteado, tanto en el orden general como particular, no sólo puede evitarnos molestias en su resolución y adecuación, sino que puede incidir muy favorablemente en el resultado final del conjunto.

Por último, corresponde aclarar que este trabajo cubre sólo lo referente a los aspectos estructurales específicos, no extendiéndose sobre el campo de otros aspectos del diseño arquitectónico. No obstante lo mencionado, la necesidad de enfrentar esta concepción integral del diseño del objeto de arquitectura queda a cargo del alumno, quien deberá aplicar todos los conocimientos, contenidos, habilidades y destrezas adquiridas hasta aquí, para ejercitarlos dentro de un verdadero proceso de síntesis al abordar el problema en estudio.

La propuesta

La formulación de la propuesta, en el caso que nos ocupa, debe responder al objetivo principal de toda estructura de un elemento arquitectónico cualquiera; cual es el de resolver la necesidad de permanencia de éste con el fin de brindar seguridad y protección al usuario que lo habita.

El mecanismo estructural es el conjunto de elementos estructurales del edificio que se define por la disposición de planos resistentes tanto verticales como horizontales con ubicación, dimensiones, forma y materiales determinados de manera de cumplir adecuadamente con requisitos tales como:

- Ser estable, y suficientemente rígido, resistente y dúctil.
- Las dimensiones y proporciones deben ser adecuadas para permitir la funcionalidad y cumplimiento de otras premisas morfológicas, etc. planteadas por el diseñador.
- Ser factible de ser construido en un determinado medio productivo.

El análisis

En esta etapa se procede a realizar una serie de procedimientos, generalmente numéricos y conceptuales, que permiten reconocer las características de las acciones sobre el mecanismo estructural y el grado de respuesta de éste frente a aquellas. Aquí debe realizarse, por ejemplo, el análisis de cargas tanto gravitatorias como de otra naturaleza, el predimensionado, la determinación de rigideces, la distribución de esfuerzos y el cálculo de solicitaciones y deformaciones.

La evaluación

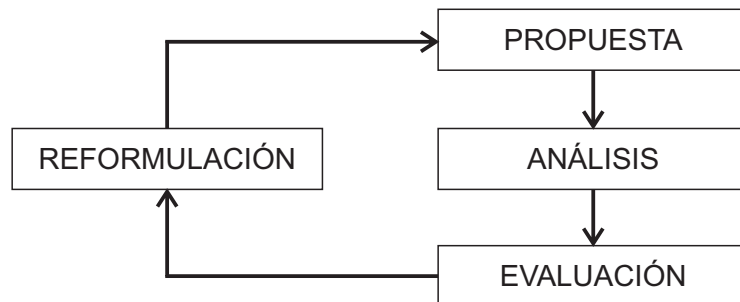
Implica un proceso de comprobación del mecanismo estructural que debe efectuarse basándose en dos aspectos a saber:

Con respecto al objeto de diseño, de manera de verificar y evaluar su relación compatible y coherente en cuanto a sus dimensiones generales y particulares con respecto a los otros aspectos considerados en el proceso de diseño seguido tales como los funcionales, técnicos y morfológicos del edificio.

Con respecto a sí mismo verificando las condiciones propias estructurales que hacen a su equilibrio, estabilidad, resistencia, rigidez, etc.

Reformulación de la propuesta

Generalmente, en la etapa anterior luego de producida la evaluación, se decide adoptar o no, en forma parcial o total, el producto obtenido. Si éste no es hallado suficientemente satisfactorio, se hace necesario proponer su modificación que también puede ser parcial o total. Esto implica volver algunos pasos atrás en el proceso y reanudarlo a partir de allí; o bien, replantear aspectos no específicamente vinculados con la estructura, tales como los morfológicos, técnicos, funcionales, etc., pero que incidirán favorablemente en la resolución del mecanismo estructural y con ello, en el producto de diseño optimizando esta relación.



CONSIDERACIONES PRELIMINARES

En enero de 2013 entró en vigencia, en la República Argentina, el nuevo marco reglamentario de Normas Cirsoc. Esta edición se enmarca dentro de la nueva generación de reglamentos nacionales de seguridad estructural impulsada por el INTI-CIRSOC, a partir de la decisión de actualizar todo el cuerpo reglamentario en vigencia.

El diseño sismorresistente se ha basado tradicionalmente en **fuerzas**, esto es una consecuencia de cómo se diseña para otro tipo de sollicitaciones tales como **cargas gravitatorias** y de viento. No obstante, es ampliamente reconocido que la **resistencia**¹ que se da a la estructura tiene menor importancia en el **diseño sismorresistente**. Si la estructura tiene menor resistencia que la demandada por las cargas gravitatorias, la estructura colapsa, sin embargo, si la resistencia es menor que la demandada por el sismo, la estructura fluye, dañándose, **disipando energía** y si ha sido diseñada adecuadamente no colapsa.

Los terremotos inducen en las estructuras **fuerzas y desplazamientos**. Si la estructura tiene la capacidad de resistir los efectos del sismo **elásticamente**, existirá una relación lineal entre las fuerzas y los desplazamientos inducidos que es dada por la rigidez elástica del sistema. Por el contrario, si la estructura carece de la resistencia necesaria, la relación fuerza-desplazamiento deja de ser lineal y depende de la rigidez elástica, propiedades inelásticas y de la historia de desplazamientos impuestos en la estructura.

Los edificios son comúnmente diseñados con resistencias menores a las requeridas para una respuesta elástica frente a **sismos severos**, y como consecuencia de esto la estructura **responde inelásticamente**, sufre daño y **disipa energía**.

Sistemas elásticos e inelásticos

La práctica habitual es tratar como elásticas todas las estructuras para su predimensionado y verificación.

Recordemos que el estado elástico es aquel en el cual los desplazamientos y en general las deformaciones son proporcionales a las acciones aplicadas, y desaparecen cuando las acciones desaparecen. No obstante es importante recordar que las secciones de hormigón armado se fisuran tanto a consecuencia de la retracción del material, como de los esfuerzos que las solicitan, y las secciones donde el hormigón se fisuró tienen una rigidez notablemente menor que aquellas que permanecen íntegras.

Además de esta cuestión, que resulta válida para todas las situaciones de carga de una estructura, tenemos el caso especial de la acción sísmica, donde se espera que la estructura disipe energía a través de rótulas plásticas², las que inevitablemente generan fisuras importantes con los consiguientes cambios en la rigidez de las distintas piezas. De hecho podemos controlar el valor de rigidez de un determinado elemento, después de su fisuración, colocándole una mayor o menor **cuantía de armadura**.

Vale decir que para el caso de acciones sísmicas, en las cuales se espera que la estructura se degrade, es posible modificar rigideces mediante el recurso de dimensionar para acciones más o menos importantes lo

que provoca una redistribución de los esfuerzos en función de estas nuevas rigideces.

De lo expresado se deduce que podemos redistribuir los esfuerzos generados por un sismo entre los distintos elementos que lo resisten con el recurso de asignar mayor o menor resistencia. Por otra parte se pueden diseñar como elásticos aquellos elementos adyacentes a las rótulas plásticas, de modo que puedan conservar su integridad en caso de un sismo severo.

Estados límites

Encuadrada dentro de la nueva normativa, se puede afirmar que una determinada estructura, para cumplir con la finalidad para la cual ha sido proyectada, deberá verificar los denominados “**estados límites**”² (ya vistos en asignaturas anteriores). Si la estructura supera alguno de los Estados Límite se puede considerar que ésta ya no cumple las funciones para las que ha sido proyectada.

Podemos clasificar los estados límites en dos grupos:

• Estados límites últimos.

Se produce si la **resistencia última**³ (demanda) supera la **resistencia de diseño**⁵ (capacidad). Dentro de este grupo de estados últimos se encuentran:

- La pérdida de equilibrio estático de la estructuras.
- La rotura de la sección.
- Inestabilidad local de algún elemento comprimido (pandeo).
- Rotura por punzonamiento.
- Fallas de adherencia en anclajes, empalmes, etc.

En el diseño sismorresistente se permite que en determinadas zonas de la estructura la **resistencia última**³ (demanda) supere la resistencia de diseño (capacidad), con un cierto grado de daño, disipando la energía generada por el sismo en la estructura a través de la formación de rótulas plásticas⁶.

• Estados límites de Servicio.

Se produce cuando, por falta de rigidez, se ve afectado el correcto uso o funcionamiento de la estructura. Se debe garantizar que las deformaciones excesivas no afecten la función del edificio y su aspecto. Se puede mencionar algunos estados de servicio a modo de ejemplo:

- Fisuración excesiva de algún componente
- Deformaciones excesivas de algún componente
- Vibraciones excesivas o perceptibles para sus ocupantes (por ejemplo en un edificio de gran altura)

1- Sistema Resistente

Totalidad de los elementos vinculados de tal forma que puedan contribuir a soportar acciones sobre el conjunto de la construcción.

2- Estado Límite

Situación caracterizada por el valor de una magnitud física, tal que de ser rebasada, haría que la estructura dejara de ser apta para su uso, ya sea por ruina estructural total o parcial o por una pérdida significativa de funcionalidad.

3- Resistencia Requerida o Última (R_u)

Demanda de resistencia que surge de la aplicación de las combinaciones de estados de solicitaciones o de las demandas de resistencia originadas por el desarrollo de las rótulas plásticas, siguiendo los principios del diseño por capacidad.

4- Resistencia Nominal (R_n)

Resistencia teórica de una sección de un componente calculada utilizando las dimensiones reales provistas, y las resistencias especificadas de los materiales, con los procedimientos que se indican en los Reglamentos.

5- Resistencia de Diseño (R_d)

Resistencia confiable mínima a ser provista a las secciones estructurales. Se calcula como el producto de la resistencia nominal del elemento por el factor de reducción de resistencia.

$$R_d = \phi R_n \geq R_u$$

6- Rótula Plástica

Zona de una pieza dúctil en la que, por haberse alcanzado la solicitación límite, se producen rotaciones grandes ante aumentos pequeños de la solicitación sin que se produzca el desmembramiento o destrucción física o la pérdida de capacidad resistente de la pieza.

Fuente:
I.N.P.R.E.S.- C.I.R.S.O.C. 103 - Parte I - Noviembre 2008
Wikipedia

Construcciones sismorresistentes

El nuevo Reglamento para **Construcciones Sismorresistentes de Hormigón Armado** (Inpres-Cirsoc 103 – Parte II), refleja los avances producidos en el estado actual del conocimiento y de la práctica profesional. En tal sentido, incorpora el denominado “**Diseño por Capacidad**”, desarrollado durante el último cuarto de siglo en Nueva Zelanda y cuya aplicación ha ido extendiéndose paulatinamente en el mundo.

Diseño por capacidad

El diseño por capacidad es un método de diseño para estructuras sometidas a la acción sísmica, en el cual los componentes estructurales que resistirán las fuerzas gravitatorias y las originadas por la acción sísmica son cuidadosamente seleccionados y apropiadamente diseñados y detallados para ser capaces de disipar energía por deformación inelástica (deformación plástica) en zonas preestablecidas (rótulas plásticas). Todos los otros elementos no pensados para disipar energía deben poseer suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación de energía desarrollan toda su capacidad.

El **diseño por capacidad** está pensado para evitar el colapso de edificaciones **ante sismos severos**. Ante **sismos de baja intensidad**, temblores o terremotos pequeños el sistema estructural se comportará dentro del **rango elástico**.

La gran mayoría de normas del mundo coincide en que los objetivos generales de la construcción sismorresistente deben seguir los siguientes principios:

- A- Prevenir daños no estructurales** (en mamposterías, cerramientos, carpinterías, etc) para temblores o terremotos pequeños, que pueden ocurrir frecuentemente durante la vida útil (de servicio) de una estructura. La estructura trabajará en el campo elástico, es decir después de ser sometida al estado tensional, recupera su forma y posición original.
- B- Prevenir daños estructurales y hacer que los no estructurales sean mínimos**, para terremotos moderados que pueden ocurrir de vez en cuando (usualmente se señala que la estructura sufrirá varios de estos). La estructura trabaja en el rango elástico.
- C- Evitar el colapso en terremotos intensos** y de larga duración que pueden ocurrir raras veces (usualmente uno durante la vida útil de la estructura). Se genera, en base al diseño y la correcta materialización, un adecuado mecanismo de deformación plástica. Generalmente la estructura o parte de ella queda inutilizada, pero no colapsa, limitando la pérdida de vidas.

Se ha observado que tanto las aceleraciones como las deformaciones que se pueden desarrollar durante un sismo severo, e incluso moderado, son muy altas. Además existen incertidumbres en la determinación de las solicitaciones y capacidades de la estructura. Lo anterior implica que la **filosofía ideal** del diseño debería intentar alcanzar todos los principios mencionados anteriormente proporcionando todas las **necesidades de rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía** que puedan obtenerse con la **mínima inversión inicial y el menor sacrificio** posible de las características arquitectónicas, comparado con un edificio diseñado únicamente para resistir cargas gravitatorias.

Ductilidad

La **ductilidad** es una característica esencial en el buen comportamiento sismorresistente de cualquier estructura. Un sistema se puede considerar dúctil cuando es capaz de experimentar deformaciones sustanciales bajo cargas constante, sin sufrir daño excesivo o pérdida de resistencia bajo ciclos repetidos de carga y descarga. Esta característica es indispensable en edificios de resistencia moderada si es que se quiere asegurar su supervivencia.

El comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante el funcionamiento de una cadena. Toda cadena se rompe por el eslabón más débil. Pero si ese eslabón más débil es diseñado expresamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil.

Las diferentes solicitaciones sobre los elementos de una estructura se representan por los eslabones de la cadena. La cadena está constituida por eslabones frágiles y por un eslabón dúctil (*fig. 1*). Se conoce que la falla a la fuerza cortante es frágil, mientras que la resistencia a la flexión puede ser dúctil, si se diseña respetando ciertas condiciones (cuantía limitada, confinamiento del hormigón, etc). Por consiguiente sería deseable que la resistencia al corte sea mayor que la resistencia a la flexión. En la cadena los eslabones frágiles estarían representando a la resistencia al corte en distintos elementos de la estructura, mientras que el eslabón dúctil representaría la resistencia a la flexión.

La fuerza que se aplica a todos los eslabones de la cadena es la misma, por consiguiente si se provee a los eslabones frágiles con una resistencia mayor que la máxima que pueda tener el eslabón dúctil, habremos conseguido una cadena dúctil que resiste la fuerza aplicada.

En definitiva, diseño significa “decirle a la estructura, decirle al sistema, lo que debe hacer en una situación determinada”, dice Tom Paulay.

Se debe emplear una estrategia de diseño sismorresistente que produzca estructuras que sean tolerantes con respecto a las demandas sísmicas, las cuales no pueden ser confiablemente predeterminadas.

El terremoto reconocerá las propiedades que han sido dadas a la estructura **tal como ha sido construida**, los terremotos no reconocerán aquellas propiedades supuestas o especificadas. Por lo cual la estructura ha de responder frente al sismo de acuerdo a como ha sido construido.

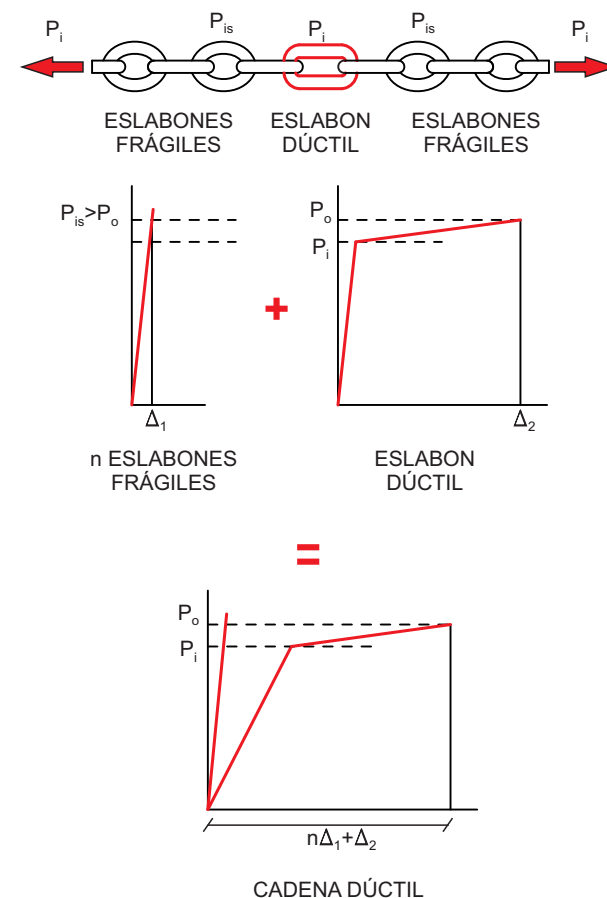


Fig 1 - Eslabón dúctil en una cadena

CRITERIOS GENERALES E HIPÓTESIS

En la proposición del mecanismo estructural debemos tener en cuenta una serie de principios e hipótesis que son fundamentales para el desarrollo del trabajo entre las que podemos mencionar:

1. Como ya sabemos, el **mecanismo estructural** indispensable se constituye de al menos tres planos verticales (no paralelos ni concurrentes entre sí) conectados por otros dos (indeformables) horizontales. Se considera en este trabajo que estos planos horizontales (suelo y entrepisos) son **suficientemente rígidos en su plano** como para permitir la efectiva vinculación de los verticales entre sí sin deformarse ni alabearse.
2. Frente a las acciones de naturaleza sísmica, viento, etc. el edificio debe ser considerado como una **ménsula empotrada en el terreno** que resiste las “fuerzas horizontales” que estas producen. De manera tal que sería erróneo considerar al edificio sólo como una superposición de planos horizontales (entrepisos) sin tener en cuenta los planos portantes verticales (pórticos, tabiques, triangulaciones, etc.).
3. Se reconoce a la excitación que un sismo provoca sobre un edificio como un fenómeno dinámico de inercia de masas, por lo que las fuerzas horizontales a las que permanentemente hacemos referencia son, en realidad, un sistema de fuerzas que produce sobre el edificio un efecto **estáticamente equivalente** a la acción del terremoto.
4. Estas acciones horizontales sobre el edificio provocan un momento de vuelco en el mismo que tiene que ser resistido por el conjunto de sus planos resistentes verticales. A los efectos de este análisis, se considera suficiente la aplicación de estas fuerzas en **dos direcciones ortogonales** en forma independiente.
5. Consideraremos a las masas del edificio **concentradas en los entrepisos**, de manera que todos los elementos pesados que se hallen desde la mitad de la altura del piso inferior hasta la mitad de la altura del piso superior los supondremos concentrados y ubicados en el plano del entrepiso entre ellos.
6. En el caso de edificios convencionales tales como vivienda, oficinas particulares, etc. donde no existen importantes cargas concentradas en parte de su superficie - como el caso de edificios industriales o de mayor complejidad - supondremos simplificada que las cargas se distribuyen uniformemente sobre toda la superficie de la planta del entrepiso considerado, por lo que el **centro de masa** coincide con el **centro de gravedad** de ésta.

En función de los conceptos planteados, podemos considerar que el **mecanismo estructural** soporta como acción sísmica a un conjunto de fuerzas equivalentes F_i que tiene la particularidad, como se vio en capítulos anteriores, de ser mayores en la parte superior del edificio, siguiendo un diagrama de distribución aproximadamente triangular hacia abajo. Este sistema de fuerzas produce, nivel a nivel, un esfuerzo de corte V_i para todo el edificio que va aumentando hacia la base al sumársele piso a piso la fuerza F_i correspondiente. En la base del diagrama queda representado el esfuerzo de corte basal V_o que soporta la totalidad del edificio (fig. 1).

Este sistema de fuerzas también produce un momento de vuelco que corresponde a todo el edificio, independientemente de la cantidad, tipología y ubicación de los planos resistentes entre los que se distribuirá. El diagrama de este momento de vuelco se representa en correspondencia con el diagrama de fuerzas sísmicas y el de esfuerzos de corte, según la *figura 2*.

Para tener en cuenta la importancia de las acciones horizontales reproducimos de un trabajo del Ing. Agustín Reboredo. En el gráfico de la *fig. 3* se comparan edificios de diferentes alturas en las ciudades de Mendoza, Córdoba y Buenos Aires en función de la importancia que adquieren las acciones horizontales (viento o sismo) en casos típicos. (Ing. A. Reboredo – “Mendoza zona sísmica” SUMMAN°99).

En el eje vertical se han representado tanto el corte basal V_0 como la excentricidad e y en el eje horizontal la cantidad de pisos. Las diferentes líneas corresponden a un ejemplo comparativo de edificios de vivienda de 600 m² de planta cada uno en las diferentes ciudades citadas. Obsérvese que en el caso de Buenos Aires se hace una distinción entre edificios de planta rectangular y cuadrada, esto se debe a que en dicha ciudad el viento es más importante que la acción sísmica por lo que influye la superficie de oposición al viento.

Con dicho gráfico se puede establecer aproximadamente que un edificio de cerca de 30 pisos en Buenos Aires presenta similares complejidades frente a la acción de cargas horizontales que uno de 10 pisos en Córdoba o uno de tres pisos en Mendoza.

Planos resistentes

• Horizontales

Losas macizas con vigas colgadas

Tienen la gran ventaja de posibilitar entresijos de muy bajo espesor con lo que la altura del edificio rinde bien, pero tienen el inconveniente de tener losas de luces relativamente pequeñas que requieren líneas de apoyo muy próximas. Por esto y para no tener que disponer una gran cantidad de columnas, hay que utilizar vigas importantes que aparecen frecuentemente por debajo del cielorraso cuya altura es la disponible en el espacio de los dinteles. Demás está decir que la posición y dimensiones de estas últimas requieren un estudio más completo y detallado, fundamentalmente por los peligros de incompatibilidad entre estructura y diseño de los espacios interiores.

Losas nervuradas con vigas incluidas en el espesor de la losa

Su ventaja radica en la comodidad para disponer vigas sin el peligro de tener incompatibilidades con el diseño del espacio interior y poder disponer de columnas más distanciadas en una dirección. Otra ventaja resulta su reducido costo de encofrados y mano de obra. Sin embargo, presenta algunas desventajas con respecto al caso anterior como, por ejemplo, la escasa rigidez de las vigas produce, también, una baja rigidez del plano portante vertical al que pertenecen, su reducida altura requiere de elevada armadura, su peso propio es mayor al necesitar suplantar la falta de altura “h” con una mayor base. A título de resumen, las ventajas y desventajas de ambos tipos de entresijo las plantearemos en la siguiente tabla:

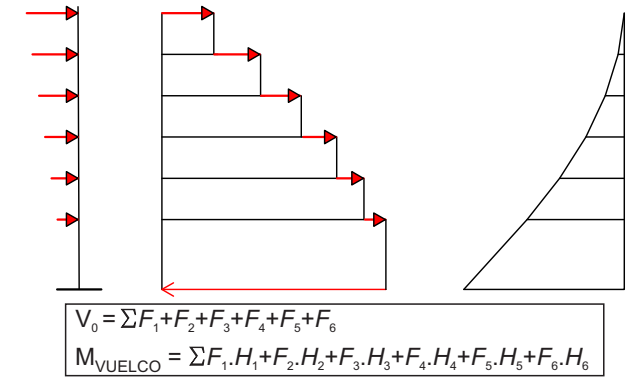


Fig 2 - Esquema de cargas, diagramas de corte y momento de un edificio en altura.

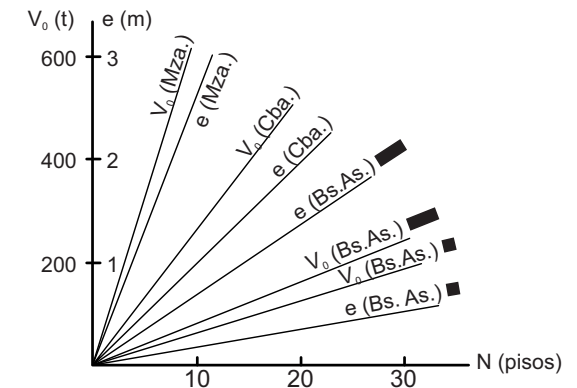


Fig 3 - Importancia de las acciones horizontales en Mendoza, Córdoba y Buenos Aires.



Fig 4 - Singapur Treasury Building

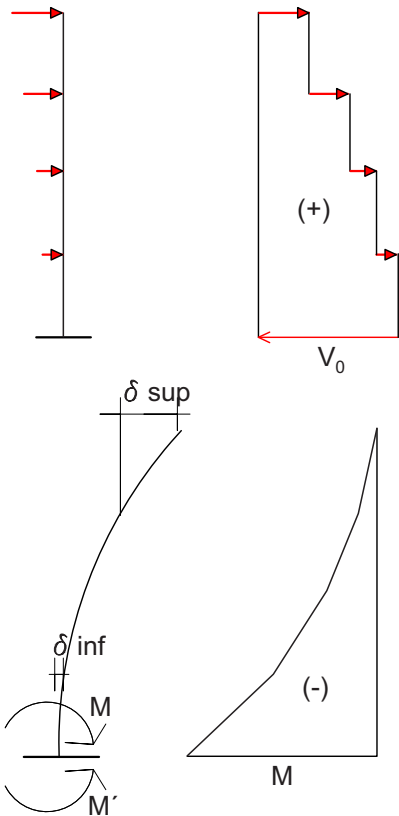


Fig 5 - Estado de cargas, diagrama de corte, deformada y diagrama de momentos de una ménsula.

LOSA	CANT. ACERO	VIGAS	ENCOFRADO	M. DE OBRA	PESO PROPIO	RIGIDEZ
MACIZA	Reducido	Visibles	Costosos	Elevada	Reducido	Elevada
NERVURADA	Elevado	Ocultas	Económicos	Reducida	Elevado	Reducida

• Verticales

Analizaremos, ahora en forma conceptual, las características del comportamiento dentro del campo elástico de distintas tipologías de planos resistentes verticales y sus combinaciones más utilizadas.

Tabiques

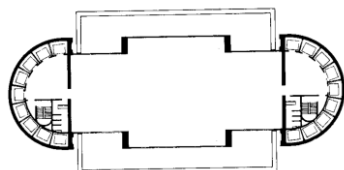
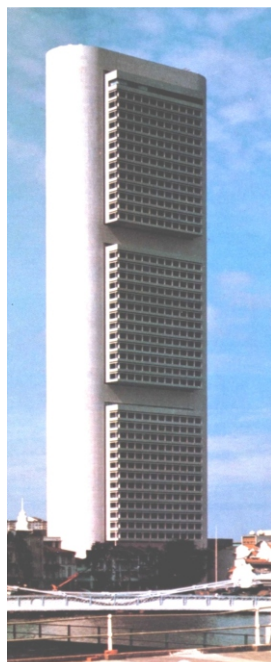
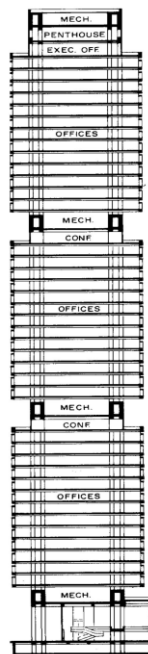
Llamamos tabiques a aquellos planos, generalmente contruidos en hormigón armado, “ciegos” o con pequeñas aberturas y núcleos a un conjunto de tabiques unidos que trabajan solidariamente conformando especies de “tubos” que, generalmente, alojan circulaciones verticales, ductos, canalizaciones, etc. Estos constituyen, posiblemente, el esquema tipológico más simple o sea el caso de una ménsula empotrada en el suelo como si se tratara de un mástil.

Interesante resulta observar al Singapur Treasury Building en Singapur (fig. 4) (Architectural Record Feb. /85) diseñado por Stubbins / Le Mesurier cuyo **mecanismo estructural** consiste en un conjunto de “platos” soportados por un fuerte núcleo central circular contruido en hormigón armado destinado a alojar servicios y circulaciones. El edificio tiene, de esta manera, una deformación típica de voladizo y el núcleo se hace cargo de absorber totalmente el momento de vuelco generando en su base un momento de empotramiento como único sistema reactivo para equilibrar la acción de las fuerzas horizontales.

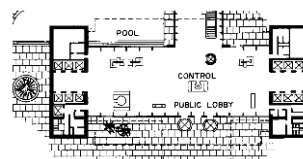
Se ha representado esquemáticamente la “deformada” de la ménsula (fig. 5). Cabe notar cómo los desplazamientos relativos (los que se producen entre un piso y el siguiente) son diferentes según sea su posición con respecto al plano de arranque; resultando mayores los que se encuentran en la parte superior del edificio. A su lado se ha representado el diagrama de momentos flectores para la ménsula que, en este caso, coincide con el diagrama de momentos de vuelco.

Por convención, dibujaremos los diagramas de momentos del lado que se producen las tracciones, considerando negativos a los que producen tracciones a la izquierda del eje de referencia.

Otros ejemplos que podemos citar corresponden a dos edificios que, en una de las direcciones, soportan los esfuerzos horizontales con solamente los núcleos extremos donde se canalizan las instalaciones y las circulaciones verticales. Estos son: el Overseas Banking of Singapur diseñado por I. M. Pei / Bep Akitek (Architectural Record Abr./80) y Federal Reserve Bank of Boston diseñado por Stubbins (Architectural Record Set./78).



Overseas Banking of Singapur



Federal Reserve Bank of Boston

Porticos

Estos edificios, en la dirección transversal a los esfuerzos que acabamos de mencionar, resisten las fuerzas horizontales con un mecanismo de importantes vigas que vinculan los núcleos citados formando otra tipología estructural de planos portantes verticales que estudiaremos a continuación.

Esta tipología de planos corresponde al pórtico simple (*fig. 6*). Como ya conocemos, se trata de dos pilares vinculados en su parte superior por medio de una viga con suficiente rigidez cuya función es restringir el giro del extremo de los pilares introduciendo un momento en la parte superior del mismo el que, de otra forma, se hubiera comportado como un voladizo. En el caso de la *figura 5* el diagrama de momentos no se une con una línea recta entre el momento de la base y el momento en la parte superior sino con una poligonal debido a las fuerzas horizontales F_i que cargan transversalmente a las columnas a través de los entrepisos que; por hipótesis, suponemos indeformables en su plano (Ver Criterios Generales e Hipótesis).

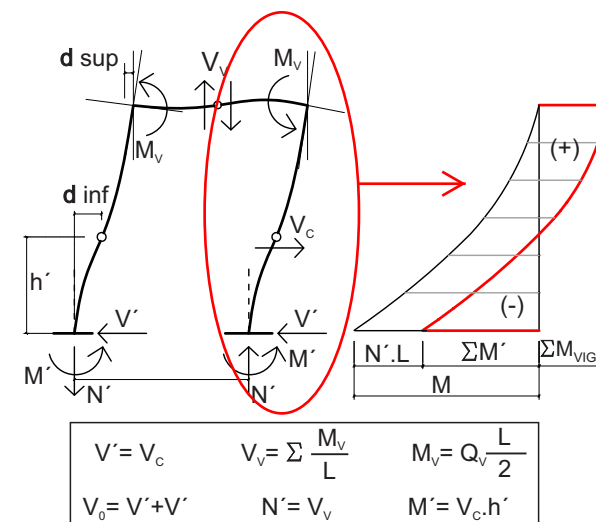


Fig 6 - Deformada y diagrama de momentos de un pórtico.

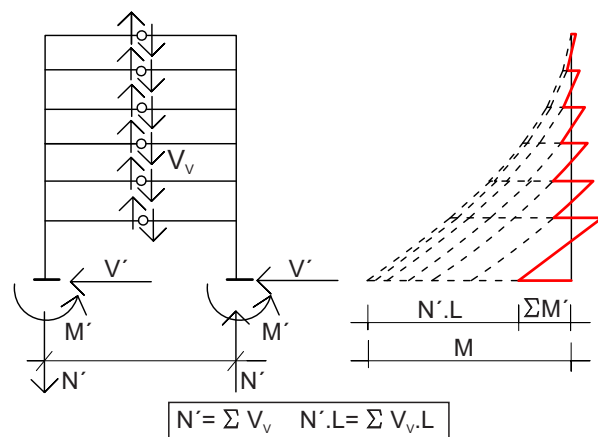


Fig 7 - Deformada y diagrama de momentos de un pórtico de 6 niveles.

En este caso el momento en la viga que debe ser igual a la sumatoria de los momentos de las columnas que concurren al nudo, se puede calcular a partir del esfuerzo de corte en la viga $M_v = V_v \cdot L/2$. La mitad de la luz de la viga, por la simetría estructural del caso planteado, coincide con la distancia desde el punto de inflexión al nudo.

Por otra parte, el esfuerzo normal en el pilar N' es igual a la sumatoria de esfuerzos de corte de las vigas V_v de los niveles superiores.

Vale hacer algunas comparaciones entre estos dos sistemas que hemos analizado conceptualmente. Con respecto a las deformadas de ambos podemos observar que las deformaciones relativas son mayores en la parte superior del tabique que en su parte inferior, por el contrario, en el pórtico la situación se invierte. Esto nos lleva a concluir que el primer sistema estructural es muy efectivo para oponerse a las deformaciones en la parte inferior del edificio, no así arriba, mientras que los pórticos tienen, por el contrario, su mayor eficiencia justamente en la zona superior y no abajo.

También vemos que el momento M que se produce en el edificio en el primer caso es soportado únicamente por el momento reactivo M' en la base del tabique. Mientras que en el caso del pórtico el momento de vuelco M es equilibrado por la sumatoria de los momentos M' en las bases de las columnas sumada al formado por la cupla $N' \cdot L$, producto de las reacciones generadas por la viga sobre las columnas. Esta cupla ($N' \cdot L$) resulta igual a los momentos en las vigas, como se ve en el esquema de la figura. Como resultado final, podemos señalar que, debido a la acción de la viga en el caso del pórtico, el desplazamiento del conjunto se reduce considerablemente con respecto al primero. Podemos decir, también, que la figura del diagrama de momentos se ha “calcado” desplazándose hacia la derecha justamente el valor de la cupla $N' \cdot L$ o, también, la suma de los momentos de las vigas M_{VIGAS} .

Las reacciones verticales tienen su causa en los esfuerzos de corte que se producen en las vigas cuyo valor se puede determinar dividiendo la sumatoria de estos momentos en esta (M_{VIGAS}) por la luz de la viga L . Con respecto al equilibrio de las fuerzas horizontales, el tabique absorbe la totalidad del esfuerzo de corte V_0 en su base, mientras que cada pilar del pórtico toma una parte V' de ese total en proporción a su rigidez.

Una variante al caso de pórtico simple estudiado es el pórtico de varios pisos (fig. 7). Ha sido tomado en este trabajo solo para vincularlo con los conceptos que venimos estudiando con relación a la forma de absorber el momento de vuelco M que resulta similar a la del caso anterior. Obviamente, dada la gran cantidad de vigas, el trabajo de estas es ahora más importante al generar una sucesión de cuplas reactivas que se van acumulando piso a piso hasta llegar al plano de arranque con una cupla $N' \cdot L$ que es igual a $Q_v \cdot L$. De esta manera los momentos de empotramiento M' en las bases de las columnas pasan a tener un papel secundario ya que los puntos de inflexión en las columnas del primer nivel están ahora mucho más próximos al plano de arranque (un poco mayor que la mitad de la altura de la columna del primer nivel). Observemos como el diagrama de momentos es sucesivamente “desplazado” hacia la derecha por la cupla reactiva que se genera en cada nivel.

Interacción pórtico - tabique

Cuando un elemento que se comporta como ménsula (tabiques, núcleos macizos, planos triangulados, etc.) actúa en la misma dirección que otros planos aporticados, el comportamiento del **mecanismo estructural** ya no es tan claro de interpretar y debe recurrirse a procedimientos numéricos más complejos que los conocidos.

Previamente, es necesario hacer algunas consideraciones de tipo conceptual. Ya hemos visto que los tabiques y los pórticos tienen comportamientos absolutamente diferentes; esto se demuestra en los gráficos correspondientes donde se representaron los dos tipos de “deformadas”. Esas mismas deformadas se representan juntas en un mismo gráfico en líneas de trazos (fig. 8). Con ellas, y en línea llena, la deformación final del edificio estudiado.

Cabe destacar que esta deformación final depende de cada edificio en particular. En los casos donde prevalezcan los tabiques, la “deformada” del conjunto tendrá un mayor parecido con el tipo de deformación que caracteriza a éstos y será a la inversa cuando los que prevalezcan sean los pórticos.

Vamos ahora a analizar el caso del tabique que no se vincula a pórticos en forma directa a través de una viga de conexión (fig. 9), por ejemplo. Esto ocurre cuando estos elementos no actúan en el mismo plano o bien, ubicados en el mismo plano, no están vinculados por una viga sino solamente por una losa de muy escasa rigidez flexional. A pesar de no existir la viga de conexión, todos los planos están conectados efectivamente por el entrepiso, según el planteo de las hipótesis ya formulado en A-Criterios Generales e Hipótesis. Esta vinculación la representaremos por una biela (barra articulada en ambos extremos) que puede transmitir esfuerzos axiales de tracción o compresión pero no momentos.

Supondremos a esta biela de una sección suficiente de manera que resulte indeformable (que no se acorte ni estire) y asegure que todos los elementos tengan idéntico desplazamiento en cada nivel considerado. Para que esto sea factible, además, consideraremos a las fuerzas horizontales ubicadas en el Centro de Rigidez del entrepiso para que no se produzcan acciones torsionales con sus correspondientes desplazamientos diferenciales. Esta última condición califica al procedimiento como de análisis bidimensional o sea en el plano. Más adelante hablaremos sobre algunos métodos de análisis estructural de características espaciales.

La cuarta hipótesis enunciada como principio de trabajo en “Criterios Generales e Hipótesis” nos permite afirmar que si ésta se cumple, ambos tipos de planos estructurales interactúan entre sí para alcanzar una única deformación del conjunto. Esto equivale a decir que entre ellos existe un trasvasamiento de esfuerzos en los diferentes niveles.

Este trasvasamiento se aprecia claramente en la parte superior del edificio (fig. 10) donde el pórtico (más eficiente que el tabique) soporta la recarga del tabique por limitar el desplazamiento de éste; ese incremento de carga le significa al pórtico tener que desplazarse más para alcanzar, así, la deformación definitiva del conjunto. En la parte inferior, ocurre exactamente lo contrario ya que, a medida que descendemos, el tabique incrementa su rigidez y se deforma menos; el pórtico, entonces, le transfiere cada vez mayores esfuerzos.

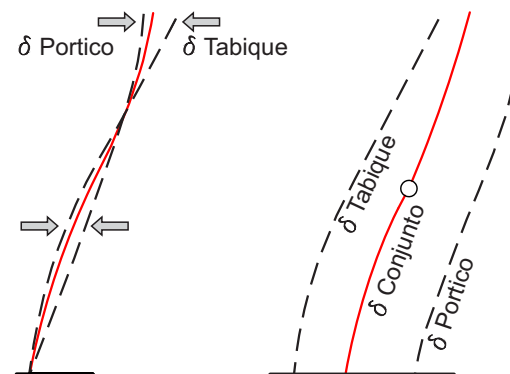


Fig 8 - Deformadas de un pórtico, de un tabique y de su interacción.

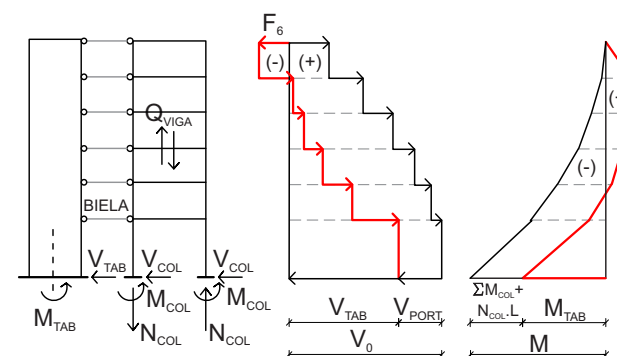


Fig 9 - Interacción de planos resistentes mediante el plano horizontal de losa.

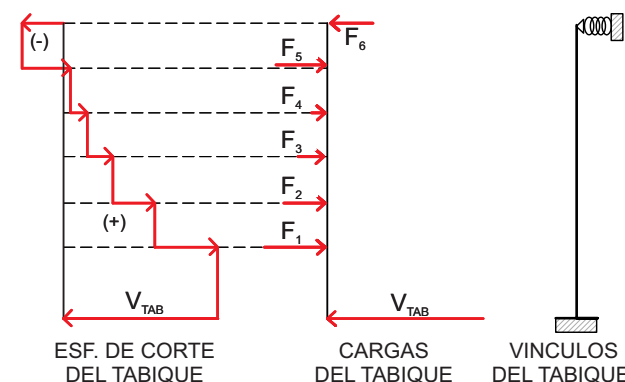


Fig 10 - Apoyo elástico brindado por el pórtico al tabique.

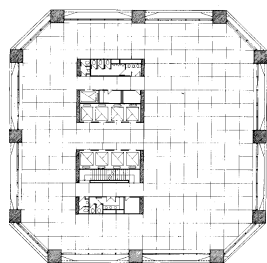
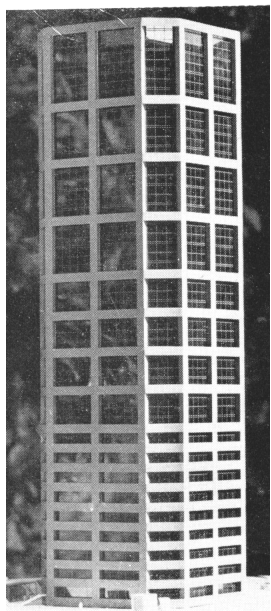


Fig 11 - Confederación general económica

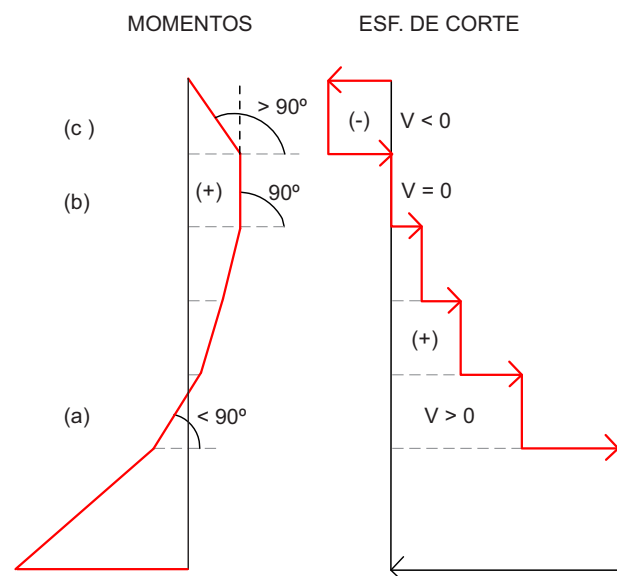


Fig 12 - Correlación de diagramas Momento - Corte

En síntesis, en la parte superior del edificio, el pórtico debe soportar un esfuerzo adicional, producto de la recarga del tabique sobre él. El pórtico se constituye, así, en una especie de apoyo elástico para el tabique. A consecuencia de esto observamos que en el diagrama de esfuerzos de corte se representan esfuerzos (negativos) a la izquierda del eje de referencia, estos corresponden a una reacción que genera el pórtico para contener el empuje del tabique.

En el diagrama de esfuerzos de corte se ha representado la porción del corte que corresponde al tabique y, por supuesto, la restante correspondiente al pórtico. Obsérvese como los esfuerzos que toma el tabique crecen más rápidamente a medida que nos acercamos a la base del edificio. En cuanto al diagrama de momentos del tabique vemos que existe similitud entre éste y el de una viga empotrada en un extremo y articulada en el otro cargada con cargas transversales.

La biela, que no tiene momentos y no soporta esfuerzos de corte, no produce reacciones verticales en la base del tabique; por lo que la única contribución del tabique para contrarrestar el momento de vuelco M es el momento de empotramiento en la base M_{TAB} . El pórtico, sin embargo, contribuye con la suma de los momentos en las bases de las columnas M_{COL} y la cupla que forman las reacciones verticales N_{COL} multiplicadas por el brazo L .

En la figura 9 se ha representado el diagrama de esfuerzos de corte que soporta el tabique y, a partir de él, se ha deducido el esquema de cargas que lo produce. Obsérvese cómo la fuerza F_{T_6} está actuando como si se tratara de la reacción de un sistema cuyo esquema se ha dibujado en la misma figura; sólo que el supuesto apoyo superior es, en realidad, un apoyo elástico constituido por el pórtico.

Algunos ejemplos que podemos citar, siempre entre muchos otros, son: Confederación General Económica en Buenos Aires (fig. 11) diseñado por Manteola, Solzona, Vignoli, etc., Concurso Segba 2 Premio en Buenos Aires diseñado por Aufgang, Cherny y Lier, Torre Catalinas Norte en Buenos Aires diseñado por Sánchez Elia Y Peralta Ramos, Torre Madero en Buenos Aires diseñado por Kocourek SRL, etc. (Summa Ene/76).

Nos detendremos ahora a analizar las correlaciones que existen entre los diagramas de esfuerzos de corte y los diagramas de momentos del tabique, para ello nos ayudaremos con los gráficos de la figura 12.

Sabemos que el diagrama de esfuerzos de corte representa los valores de las tangentes del diagrama de momentos, es por esta razón que en el piso en que la barra del diagrama de momentos tiene la menor inclinación (< 90) con respecto a la horizontal le corresponde el mayor valor del diagrama de esfuerzos de corte (a). Así también, cuando ésta es vertical el diagrama de esfuerzos de corte vale cero (b). Por último, cuando la línea tiene un ángulo mayor que 90 (c), los esfuerzos de corte son negativos.

Analizaremos ahora el caso del esquema que corresponde a un tabique que está situado en el mismo plano que el pórtico (fig. 13), y la viga de este último se constituye en el elemento de conexión entre ambos; por esa razón la hemos llamado viga de conexión. Esta viga, por su rigidez rotacional, es capaz de reducir el giro del tabique al introducir un momento que debe ser equilibrado por los momentos flectores del tabique en las secciones inmediatamente por arriba y por abajo del punto de unión con la viga.

La diferencia con el caso anteriormente estudiado radica en que ahora el diagrama de momentos del tabique (en línea gruesa) no es una poligonal simple sino que se representa en forma de “dientes de serrucho”; esto se debe a la acción de la viga de conexión que, en cada piso y como veremos más adelante, restringe el giro del tabique introduciendo un momento que vale justamente el escalón horizontal que vemos en el diagrama de momentos del tabique.

El equilibrio del momento de vuelco M (el signo negativo indicado es porque las tracciones se producen del lado izquierdo del eje de referencia) se consigue por la acción del momento del tabique M_{TAB} , la cupla que forman N_{TAB} o N_{COL} por la luz entre ejes L y el momento de empotramiento de la columna M_{COL} . A su vez, N_{TAB} y N_{COL} son producto de la sumatoria de los esfuerzos de corte de todas las vigas de conexión.

Para finalizar y con respecto a los momentos en la base de los tabiques, debemos decir que estos en todos los casos estudiados no pueden considerarse como de empotramiento perfecto ya que dependen de la rigidez de la base la que, a su vez, depende de las características mecánicas del suelo y de la superficie de contacto de esta con el plano de fundación.

Hay una gran abundancia de ejemplos de este tipo, bastando la consulta a cualquier bibliografía para disponerlos; no obstante consideramos de mucho interés, entre muchos otros a: Concurso de Aerolíneas Argentinas en Buenos Aires (fig. 14) 1 Premio Clorindo Testa (Summa Dic. /75), Overseas Unión Bank en Singapur diseñado por Kenzo Tange (Japan Architectural Jun. /87), Honkong Bank en Hongkong por Foster / Ove Arup (Progressive Architecture Mar. /86 y Techniques & Architecture Jul. /87), etc.

Este aspecto como otros señalados son desarrollados en detalle más adelante en este trabajo. Lo hasta acá presentado debe ser considerado como una introducción al tema y constituye una muestra sintética de los casos más sencillos y frecuentes que se pueden analizar; por supuesto en la práctica, es común encontrarse con combinaciones de todo tipo pero que casi siempre parten de estas situaciones elementales. Esto implica una enorme simplificación de los problemas y sus resoluciones al solo efecto de lograr una comprensión de la generalidad como una primera aproximación al problema y un reconocimiento de la conceptualización básica requerida para enfrentarlo en las etapas tempranas del diseño.

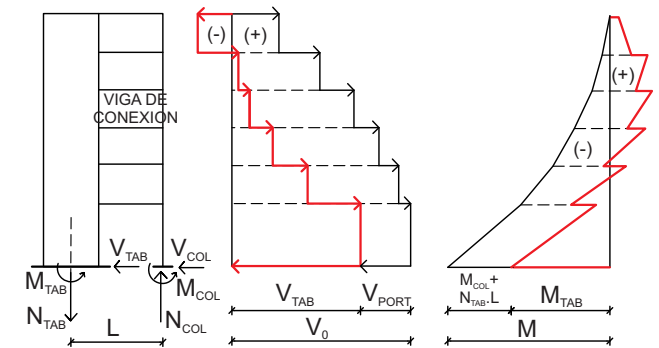


Fig 13 - Vinculación pórtico - tabique mediante vigas de conexión.

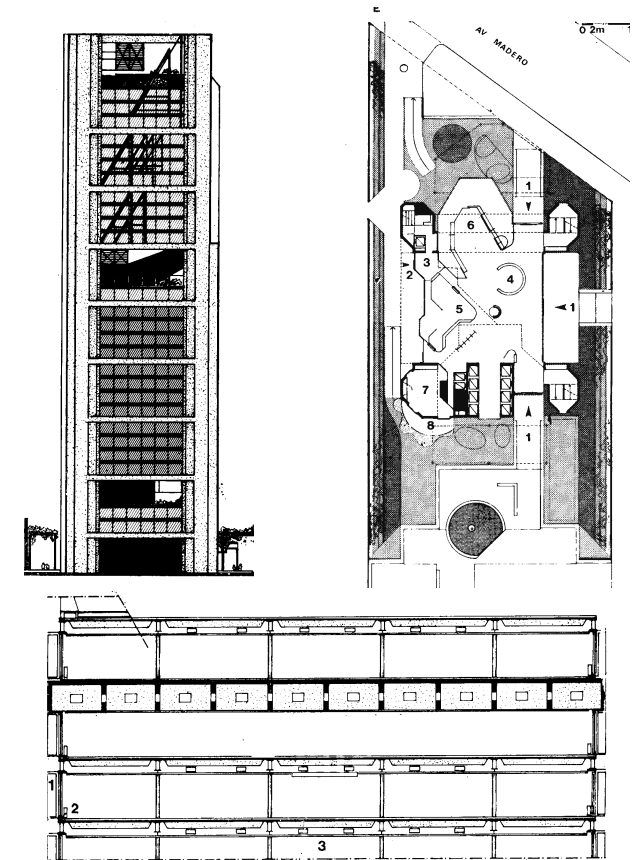


Fig 14 - Concurso de Aerolíneas Argentinas.

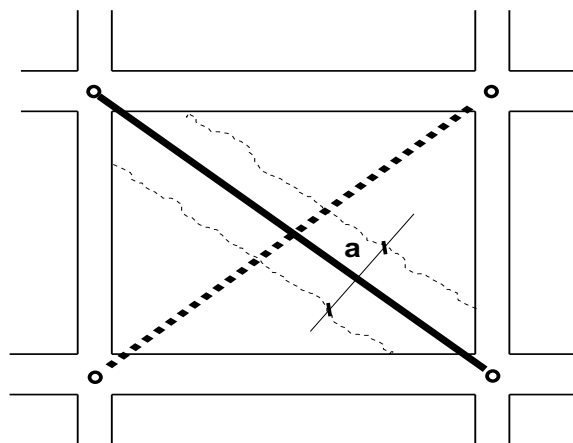


Fig 15- Modelado de mampostería mediante bielas.

Medianeras

Los tipos de planos resistentes verticales más comunes son ya conocidos por nosotros (pórticos y tabiques), no obstante en la práctica aparece un tipo característico que no se encuadra claramente dentro de ninguno de estos, la **medianera**.

La medianera es en realidad una “pantalla” de mampostería reforzada por una “malla” de vigas y columnas. Se la construye, primeramente, como un pórtico de hormigón armado al que luego se le agrega una mampostería que queda confinada por las vigas y columnas de aquel. Estos paños de mampostería no permiten la libre deformabilidad del pórtico, por lo que éste no puede comportarse como tal ante una eventual excitación sísmica. Parte de los esfuerzos son tomados, entonces, por la mampostería. El sistema constructivo tradicional vincula por medio de “pelos” (varillas de acero ancladas en las columnas que se disponen en las juntas de la mampostería) la estructura con la mampostería sin dejar juntas separadoras entre ambas.

Como veremos más adelante, algunas características de las medianeras son:

- Escasa esbeltez en su plano,
- Casi no tienen perforaciones que las debiliten,
- A veces son dos los pórticos (uno de cada edificio) que confinan la mampostería; generalmente, sus dimensiones no coinciden lo que da una mayor consolidación al conjunto,
- Generalmente, las columnas se disponen con el mayor momento de inercia coincidiendo con el plano,
- Tienen elevada rigidez en su plano, dada la relación ancho-alto, trabajan como grandes tabiques,
- Sus fundaciones son excéntricas lo que plantea algunos problemas en el plano de cimentación, etc.

Para su evaluación se puede considerar la participación de la mampostería confinada en un pórtico como un sistema de barras diagonales que representan la biela de compresión que se forma en un muro sismorresistente encadenado (*fig. 15*). Esta biela, por supuesto, debe estar articulada en ambos extremos dado que la mampostería carece de capacidad para tomar momentos en los nudos del pórtico. También debe controlarse que no aparezcan esfuerzos de tracción en estas diagonales ya que el trabajo que puedan desarrollar en este sentido debe considerarse despreciable y el modelo no estaría representando a la realidad.

Según INPRES-CIRSOC 103 cap.III, el **módulo de elasticidad** de la mampostería depende de la resistencia básica de compresión que se reproduce en la siguiente tabla de este reglamento:

TENSION BASICA DE COMPRESION σ'_{m0} Kg/cm ²	TIPO DE MORTERO SEGÚN SU RESISTENCIA		
	ELEVADA	INTERMEDIA	NORMAL
LADRILLO CERÁMICO MACIZO CALIDAD A	40	35	30
LADRILLO CERÁMICO MACIZO CALIDAD B	25	20	15
LADRILLO CERÁMICO HUECO CALIDAD A *	30	25	20
LADRILLO CERÁMICO HUECO CALIDAD B *	20	15	12
BLOQUE DE HORMIGÓN CALIDAD A	30	25	15
BLOQUE DE HORMIGÓN CALIDAD B	20	15	12

*El ladrillo cerámico hueco indicado en la tabla es de tipo portante, y posee los huecos en sentido vertical.

El módulo de elasticidad se establece por:

$$E_m = 800 \cdot \sigma'_{m0} \quad (\text{con } \sigma'_{m0} \text{ y } E_m \text{ en Kg/cm}^2)$$

Como puede observarse, este valor puede variar entre 12000 y 32000 Kg/cm² según el tipo de material que se emplee.

También tiene fundamental importancia la determinación de las dimensiones que se le pueden asignar a las bielas. Varios autores¹ se han ocupado del tema y han propuesto diversos métodos y procedimientos para establecerlas.

¹ Ing. LUIS DECANINI y otros "Pórticos rellenos con mampostería bajo acción sísmica. Un modelo simplificado" RECRECER No1 (set-93)

A. FUENTES "Cálculo práctico de estructuras de edificios de hormigón armado" Editores Técnicos Asociados . Barcelona 1980.

E. BAZÁN y R. MELI "Manual de diseño sísmico de edificios". Editorial Limusa. México 1985.

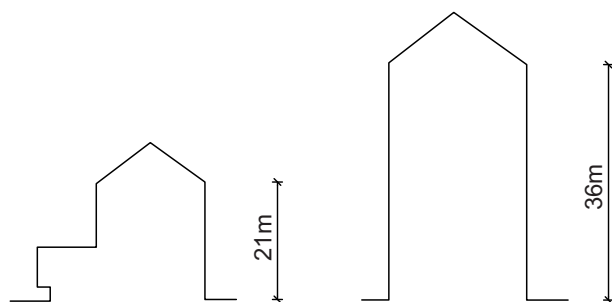


Fig 16 - Perfiles típicos de edificios en altura.

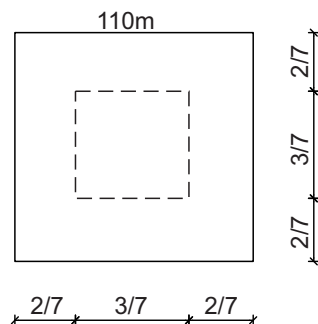


Fig 17 - Dimensiones típicas de centro de manzana.

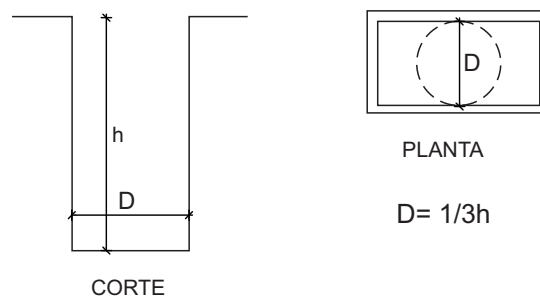


Fig 18 - Dimensiones mínimas de patios internos.

Particularidades del diseño del edificio en altura en la ciudad de Córdoba

Aunque la mayoría de ejemplos construidos o proyectados se referirán a edificios ubicados en diversas partes del mundo, nos referiremos brevemente a las tipologías estructurales que podemos encontrar con mayor frecuencia en nuestro medio, Córdoba, una zona sísmica de moderada intensidad. Nos referiremos a organizaciones estructurales y sus elementos constitutivos que, en términos generales, pueden llamarse típicos debido a varios factores que han incidido fuertemente en el uso de algunos sistemas tradicionales de planos resistentes en nuestro medio. No obstante el problema, en todos los casos, se reduce a distribuir entre los diferentes planos resistentes los dos diagramas de solicitaciones (M y V) con que hemos trabajado en el punto anterior.

Además de la tecnología propia de los materiales que se utilizan comúnmente (hormigón, acero, ladrillos, bloques, etc.) existen factores propios de la ciudad y su medio productivo. A manera de síntesis trataremos de enumerar los que, a nuestro juicio, tienen una mayor incidencia.

• Características generales

- 1 - El **parcelamiento** de las manzanas de la cuadrícula que, al soportar sucesivas subdivisiones durante la vida de la ciudad, ha dado lugar a una gran cantidad de lotes más o menos rectangulares, de medianeras paralelas y profundas, de mayor longitud que los frentes de las parcelas. Las dimensiones más frecuentes se hallan entre 8 y 12 mts de frente por 30 a 50 mts de fondo.
- 2 - El elevado **valor de la tierra** que ha obligado a obtener el máximo rendimiento de la misma y que se manifiesta, fundamentalmente, en las zonas donde se construye en altura para lograr mayor superficie cubierta con una menor incidencia del costo de la tierra.
- 3 - El Código de Edificación y la **normativa** municipal que regula el crecimiento de la ciudad ha planteado situaciones que han tenido respuestas, generalmente, típicas a por lo menos tres exigencias importantes, a saber:

La **limitación de la altura** en la construcción a 21 m. en casi toda el área central y zonas adyacentes, salvo algunos casos especiales (corredores, etc.) donde se permite llegar hasta los 36 m. sobre la línea de edificación. (fig. 16).

La imposibilidad de construir en los centros de manzana con el objeto de generar los denominados Centros de Manzana que deben inscribir un cuadrado cuyas dimensiones sean 3/7 de la medida de los lados de la manzana. En general, para manzanas que oscilan entre los 110 y 120 mts esta dimensión resulta 50 m, quedando así permitida la construcción en altura sólo en los primeros 33 m. de profundidad sobre cada lado de la manzana. (fig. 17).

La obligatoriedad de ventilar los locales a patios interiores donde se pueda inscribir, como mínimo, un círculo de un diámetro igual a 1/3 de la altura de la edificación (7 m y 12 m., según las exigencias de altura permitida sobre el lote). (fig. 18)

La consideración de la Zona Sísmica en que nos encontramos, dada por INPRES-CIRSOC, como zona de bajo riesgo sísmico hace que las exigencias de la estructura no sean tan importantes que las haga tener

una incidencia excesiva en el diseño como lo sería en Mendoza, San Juan, Jujuy o Salta. Es común que, en el caso de estructuras correctamente diseñadas, regulares, de poca altura y distancias entre columnas importantes, el estado de cargas dominante sea el de las propias cargas verticales, por lo que la previsión sísmica plantea sólo requerimientos de refuerzos de armadura en los nudos de vinculación entre vigas y columnas o tabiques

• Esquemas tipológicos

Normalmente en los terrenos tipo que hemos estado señalando, los esquemas tipológicos más difundidos son los indicados en la *figura 19* donde se observa que la necesidad de obtener perímetro de fachada libre para ventilar es un problema crucial. Esto suele dar lugar a soluciones de patios interiores de escasa dimensión (de segunda categoría) a donde ventilan ambientes no principales. Esta solución produce un **estrangulamiento en la planta** tipo que sumado a la disposición casi central de los núcleos de circulación vertical (con perforaciones en las losas por ascensores, escaleras, conductos, etc.) que deja muy poca superficie del plano rigidizador horizontal en condiciones de conectar todos los elementos verticales, para mantener la hipótesis de trabajo planteada (Ver Criterios Generales é Hipótesis).

Este caso no es recomendado por la importante concentración de tensiones que se produce en el estrangulamiento citado y los también **importantes esfuerzos** a que quedan sometidas las pequeñas **porciones de losa que mantienen en contacto** ambos bloques resultantes del edificio ante la acción sísmica.

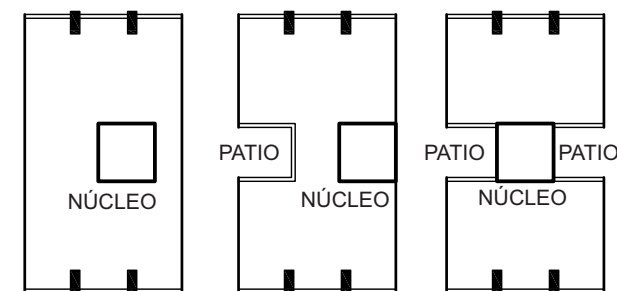
El INPRES-CIRSOC, en su cap. 16, limita su utilización para la aplicación de la resolución por medio de métodos aproximados cuando la configuración no es lo suficiente compacta. Por ejemplo, el estrangulamiento no puede reducir el ancho del edificio a menos de un 75%. El uso de juntas sísmicas como recurso para solucionar estas dificultades, requiere de un cuidadoso estudio por las dimensiones que éstas requieren que suelen ser importantes.

En cuanto a los tabiques, estos generalmente, son ubicados en los sectores centrales del edificio, encerrando los núcleos de circulación vertical. A menudo están conectados a columnas u otros tabiques por medio de vigas.

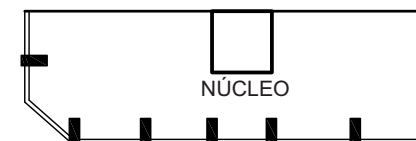
Los pórticos, por el contrario, son generalmente ubicados en las fachadas del edificio. La necesidad de aventanamiento hace que, a veces, sea complicado disponer columnas con su mayor momento de inercia en el sentido del plano para otorgarle mayor rigidez a éste. En cuanto a los requerimientos funcionales, es mejor disponerlas parcialmente “escondidas” en la tabiquería interior que es generalmente, transversal a la fachada.

Los lotes en esquina presentan algunas particularidades. El principal problema para la resolución de mecanismo estructural radica en la presencia de los rígidos planos de medianeras que alejan el centro de rigidez del sistema del centro de masas; ya que las fachadas, casi siempre son utilizadas para los aventanamientos.

Los requerimientos que plantean las necesidades de vidrieras de locales comerciales en las plantas bajas agravan más el problema. Debe recordarse siempre que los efectos torsionales producidos por las excentricidades en planta implican tener que soportar esfuerzos adicionales que redundan en los costos de la estructura además de perder la regularidad estructural.



TIPOLOGÍAS ENTRE MEDIANERAS



TIPOLOGÍA EN ESQUINA

Fig 19 - Esquemas tipológicos.

PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Es muy importante el reconocimiento conceptual de los graves problemas causados por una mala configuración, este tipo de análisis estructural precede en muchas décadas a los sofisticados estudios analíticos y numéricos actuales. Supone un grave riesgo, la confianza ciega en las posibilidades de los programas de cálculo, sin haber desarrollado una comprensión conceptual clara de la naturaleza dinámica de las fuerzas inducidas por el sismo y de la respuesta del edificio.

La consecuencia inmediata es que, con mucha mayor frecuencia de lo que sería deseable, la estructura diseñada y construida no se corresponde con los modelos de cálculo utilizados en el análisis.

Es necesario insistir, en que los principios de la Ingeniería Sísmica no son algo que pueda ser añadido “a posteriori” al diseño arquitectónico y deben ser tenido en cuenta desde el principio.¹

Es preciso un enfoque totalizador de la respuesta de las construcciones a las acciones sísmicas, ya que de esta respuesta no sólo es responsable la estructura resistente sino todos los elementos que materializan el edificio, consideramos por ello de vital importancia el análisis de la configuración del edificio en el comportamiento sísmico del mismo, es decir la forma de conjunto del edificio, la distribución de sus masas y rigideces, el tamaño, naturaleza y localización de los elementos resistentes y no estructurales dentro de él.

Esto no significa minimizar el análisis estructural y los procesos de construcción y control de los mismos, así como el adecuado diseño de cada detalle constructivo. Si se destaca la importancia de la configuración, es porque condiciona cualitativa y cuantitativamente el comportamiento global del edificio.

Esta etapa es siempre atributo del diseñador del edificio, por lo tanto el diseño sísmico constituye una responsabilidad arquitectónica y de ingeniería compartida. El sismo ataca al edificio en su conjunto y no distingue entre aquellos elementos concebidos por el arquitecto y aquellos proyectados por el ingeniero.²

Una gran parte de la resistencia inherente del edificio a fuerzas laterales está determinada por su configuración en planta y en elevación.

En la etapa de diseño es fundamental manejar variables de predimensionado, ya que para las primeras verificaciones de resistencia de la estructura es necesario saber el peso propio de la misma y ciertas relaciones de rigideces, la cual depende de sus dimensiones. Hay que comenzar por dar dimensiones a priori, intuitivamente o por comparación con otras obras, utilizando expresiones simples de la mecánica estructural. Este predimensionado debe ser simple y rápido como para apreciar el orden de magnitud del problema y ser aplicado en repetidas oportunidades durante el estudio de la estructura.³

¹ Consideraciones sobre vulnerabilidad sísmica de las edificaciones. Arq. Ricardo García Arribas. 2do. Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica – España. Julio 2003

² Educación y Sismo. Arq. Horacio Saleme, Arq. Susana Comoglio y Arq. Jose Mendez Muños. Cet. Octubre 2000

³ Intuición y razonamiento en el diseño estructural. Arq. Daniel Moisset de Espanés Editorial Escala año 1992

ANÁLISIS DE LA PROPUESTA

Describiremos aquí las sub-etapas de la etapa de análisis de la propuesta, recordando que el orden y la cantidad de aquellas están determinados por la naturaleza misma del proceso que estamos siguiendo que, de ninguna manera son absolutos sino, en todo caso, aconsejados por la experiencia. A título aclaratorio las describiremos rápidamente:

1. El **predimensionado** de la estructura que permite tanto analizar cargas como distribuir esfuerzos. A veces esta etapa suele ubicarse antes de la anterior.
2. El **análisis de cargas** que en nuestro caso corresponde realizar teniendo en cuenta dos estados, gravitatorias y sísmicas.
3. El **cálculo de solicitaciones** en donde tiene importancia la selección de los métodos y procedimientos a utilizar para resolver la estructura.

Predimensionado

Un método aconsejable es el de **predeterminar las dimensiones** sobre la base de algún cálculo muy rápido, a nuestra experiencia, o sencillamente, en función del espacio disponible, algún aspecto constructivo o atendiendo a alguna razón morfológica o funcional.

Los espesores de **losas** requeridos los determinaremos dividiendo por un coeficiente la luz o luz promedio según la forma de armado de la losa (*fig. 20*); sabiendo, que los coeficientes indicados en el esquema son espesores totales aptos para cargas totales q entre 600 y 1000 Kg/m².

Cuando los espesores predeterminados por este procedimiento indican valores que superan lo razonable desde un punto de vista económico, o por el exceso de volumen de hormigón, o exceso de peso propio, etc. y se recomienda la utilización de losas nervuradas o casetonadas.

La altura de **vigas** o losas nervuradas se puede estimar a partir de los valores según esbeltez propuestos en la tabla 9.5 (a) del reglamento CIRSOC 201, en los que influyen la luz y las condiciones de vínculos, y se transcribe a continuación.

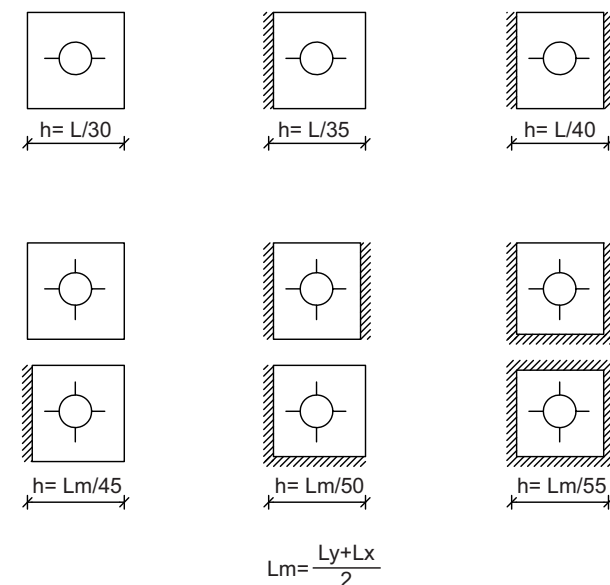
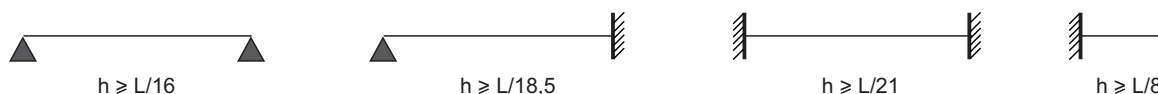


Fig 20 - Predimensionado de losas.

Tipo de H°	Cargas ultimas
H21	109
H25	131
H30	153

Fig. 21 - Tensiones de trabajo de referencia del hormigón para predimensionado de columnas (en kg/cm²)

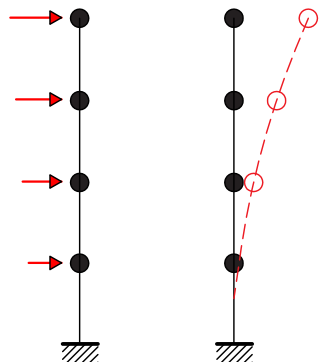


Fig. 22 - Método estático equivalente - Solo tiene en cuenta el 1^{er} modo de vibración, o periodo fundamental

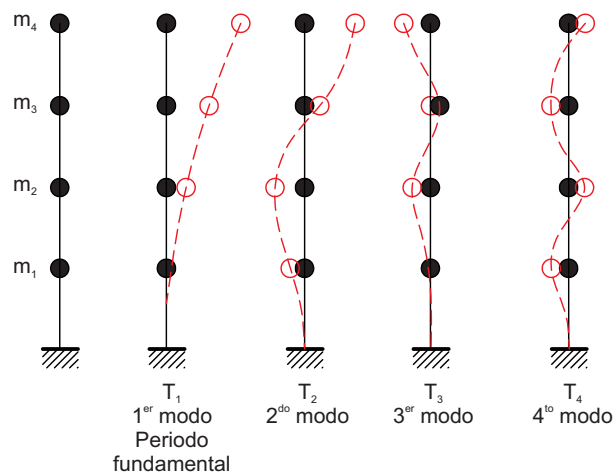


Fig. 23 - Análisis modal - espectral - Tiene en cuenta los diferentes modos de vibración de la estructura.

Las **columnas** de H°A° se pueden predimensionar en función de la carga gravitatoria estimada que soportan a través del cociente entre ésta y una tensión promedio reducida. Esto es muy recomendable sobretodo cuando la columna forma parte de una estructura sismorresistente.

$$A_{COL} = \frac{N}{f'_c}$$

En donde:

A_{COL} = Área necesaria de columna

N = Esfuerzo normal sobre la columna

f'_c = Tensión de trabajo de referencia del hormigón (Fig 21)

Para los tabiques el procedimiento es similar al de las columnas. Generalmente en los tabiques la longitud está condicionada por el diseño arquitectónico, por lo cual deberá determinarse el espesor.

"En esta etapa del diseño es fundamental el **predimensionado** estructural. Para predimensionar se recurre a expresiones simples de la mecánica estructural absolutamente racionales..." "...Lo importante del predimensionado es que sea suficientemente fácil y rápido como para apreciar el orden de la magnitud del problema y como ser aplicado repetidamente a todas las variantes en estudio" (Moisset, 1999)

Muchas decisiones dimensionales no pasan por el cálculo o bien no comienzan con un desarrollo numérico sino por intenciones de diseño que responden a la relación de las variables formales, funcionales, constructivas, reglamentarias. Las decisiones sensatas se orientan hacia la eficiencia.

Cargas sísmicas

Para evaluar la acción sísmica sobre el edificio el reglamento INPRES-CIRSOC 103 admite dos formas generales de realizarlo, a saber:

1. **El método estático** . "Consistente en esquematizar la excitación sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias. Este procedimiento de análisis, en general, es aplicable a estructuras de configuraciones regulares de distribución de rigideces y masas, tanto en elevación como en planta". (Fig. 22)
2. **El análisis modal espectral** . "Es un procedimiento de análisis dinámico aproximado en el que la respuesta de la estructura se obtiene mediante una combinación adecuada de las contribuciones modales, las cuales están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectadas por un factor denominado coeficiente de participación modal, el cual indica la extensión en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura". (fig. 23)

En el caso de este trabajo, por tratarse de resolver el caso de edificios convencionales que se incluyen dentro de las condiciones planteadas por el INPRES-CIRSOC, realizaremos nuestro análisis con el método estático, cuyo desarrollo fue estudiado en el capítulo 1 - Sismología.

Planteos estático y dinámico

La distribución de acciones sísmicas en el llamado método estático se basa en la deformada del primer modo, o modo fundamental de vibración del edificio. Se debe reconocer que hay otros modos de orden superior que afectan, durante la ocurrencia del evento sísmico, a los distintos elementos estructurales. Un modo de predecir estos efectos es mediante el estudio paso a paso de los esfuerzos que se generan en la estructura a lo largo del tiempo en que se desarrolla el sismo. Efectuando este estudio con una misma estructura sometida a varios de los terremotos característicos de la región es posible generar una envolvente de esfuerzos en el tiempo que permite diseñar cada elemento para los efectos más desfavorables ocurridos a lo largo de la duración del sismo.

Este procedimiento resulta de difícil aplicación para las estructuras habituales, pero estudios realizados permiten extraer conclusiones con la cuales establecer pautas de diseño. Las mismas garantizan que la disipación de energía se produzca en los lugares deseados y que se evite toda rotura de tipo frágil, como la producida por el esfuerzo de corte.

EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA

El objetivo de esta etapa es el de evaluar el comportamiento del mecanismo estructural y garantizar la generación del mecanismo de colapso adecuado. Implica realizar la interpretación, comparación, análisis y verificación de los resultados que vamos obteniendo de las diferentes variantes que se estudian.

Interpretación de resultados

Se realiza por medio de diversos procedimientos tanto numéricos como gráficos o conceptuales, con el objeto de comparar deformaciones iniciales, tensiones, diagramas, esfuerzos, etc. Fundamentalmente, se trata de visualizar, en términos generales, el comportamiento que ha tenido el mecanismo estructural propuesto frente a las condiciones impuestas para establecer criterios de trabajo que conduzcan a la optimización.

Lo que se describe en el punto siguiente es lo necesario y ordenado para realizar como verificación de la propuesta, pero todo ello puede ser realizado sólo si los resultados mantienen total coherencia con los datos ingresados.

Esto es muy importante ya que un error de unidades, una coma puesta en el lugar equivocado, haber presionado una tecla equivocada, la omisión de una carga o un elemento de la estructura, etc., conducirá sin ninguna duda a un error de magnitud incierta en los resultados.

La **correcta lectura e interpretación de los diagramas** suele ser de mucha ayuda en este sentido. También la lectura de algunas deformaciones y el control del rango de las mismas. La simple comprobación de que se cumpla con las sencillas condiciones de equilibrio de la estática suele ser de invaluable ayuda para evitarnos trabajos inútiles.

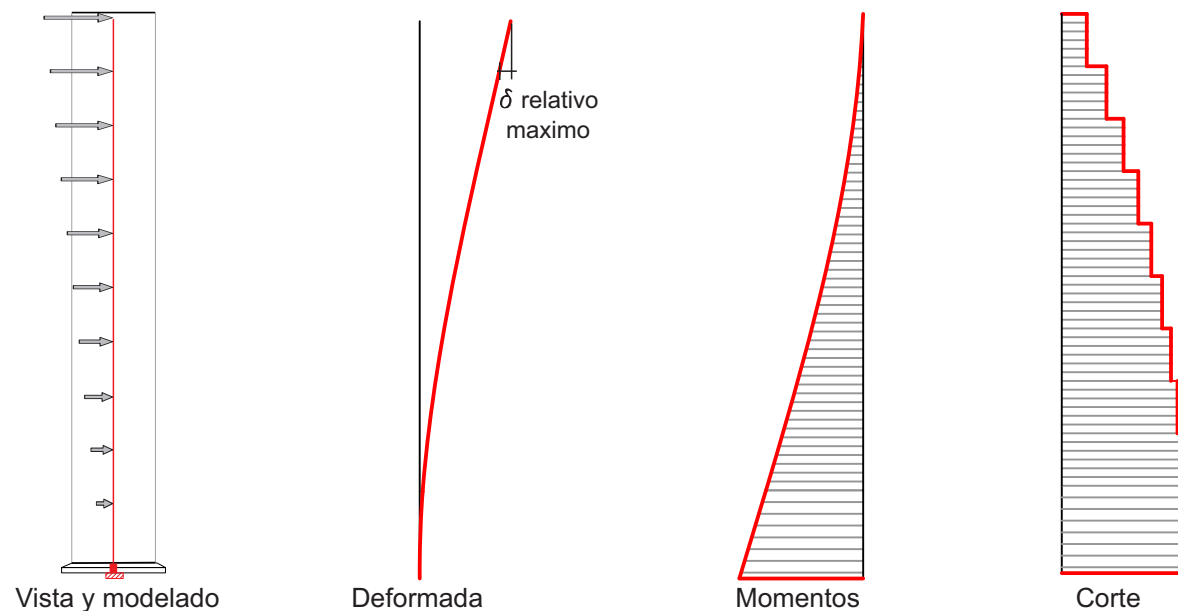
Debe recordarse siempre que los procesadores rara vez se equivocan; generalmente el error se debe a un inadvertido “teclazo” mal aplicado y que la forma de comprobar los resultados que nos ha suministrado el programa no es la de repetir todos los cálculos que aquel ha realizado sino la de verificar que los resultados son aproximados a los “esperados”.

En la *fig. 24* se representa la planta de estructuras de un edificio de 10 niveles sometido a acciones sísmicas. Analizando la estructura con una acción sísmica que se considera aplicada en el sentido del eje X, existen dos planos resistentes verticales que recibirá cada uno la mitad de la fuerza sísmica.

Analizaremos los resultados esperables para este plano resistente vertical para tres casos diferentes según este compuesto por:

- Un tabique aislado
- Un tabique y un pórtico vinculados por la losa
- Un tabique y un pórtico vinculados por viga de conexión

• Caso A - Tabique aislado



Los planos resistentes verticales (PRV) en la dirección de análisis están conformados solo por tabiques en voladizo.

Cada uno de los tabiques recibe la mitad del V_0 , ya que los mismos tienen la misma rigidez, por lo cual se modela solo uno y se le aplican la mitad de las acciones $F/2$. La deformada del PRV se corresponde con la de una ménsula empotrada en su base, donde los desplazamientos relativos entre niveles son mayores en los pisos superiores y disminuyen en los pisos próximos al arranque del mismo, situación reflejada en la inclinación de la tangente de la sección en cada uno de los niveles.

Analizando el diagrama de momentos flectores observamos que adquiere una forma poligonal incrementando su pendiente con el incremento del corte. El momento máximo está en la base del tabique y no se produce punto de inflexión al no existir interacción con otra tipología de PRV, ni vigas de vinculación que restrinjan el giro de alguna de secciones.

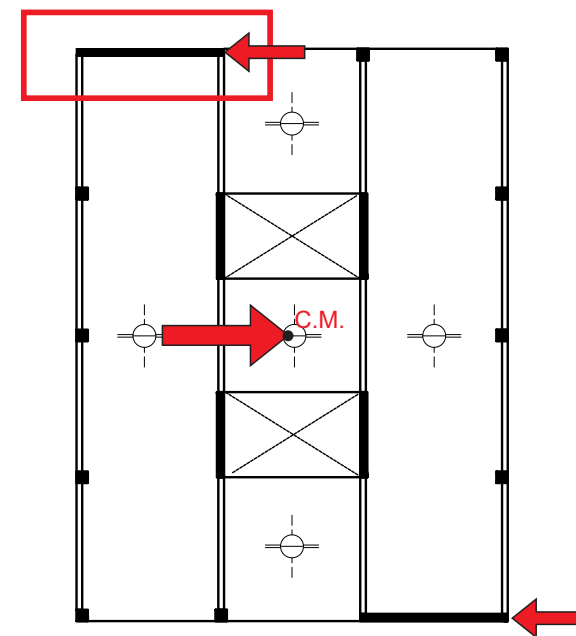


Fig. 24- Caso A - Tabique aislado

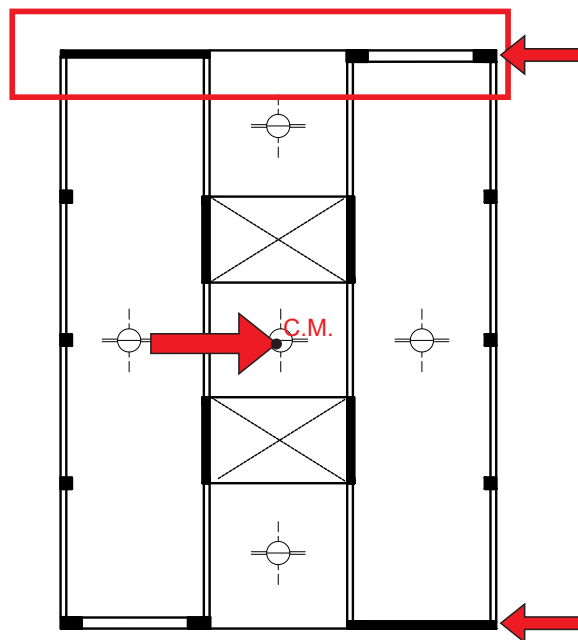
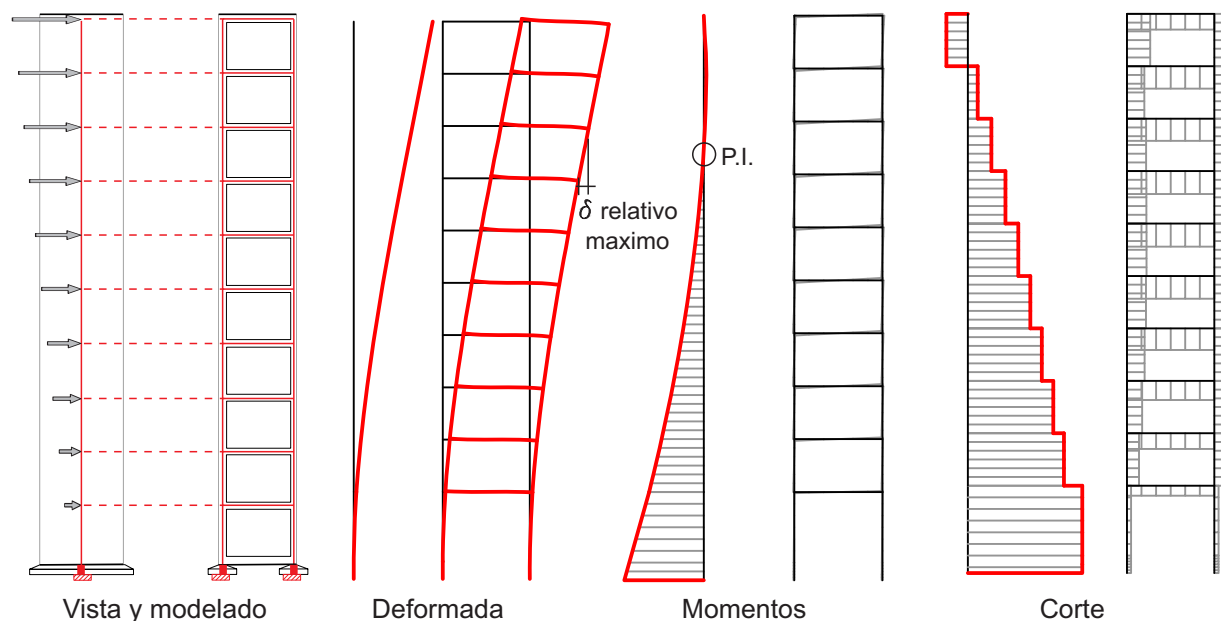


Fig. 25 - Caso B - Tabique y pórtico separados

• Caso B - Tabique y pórticos separados

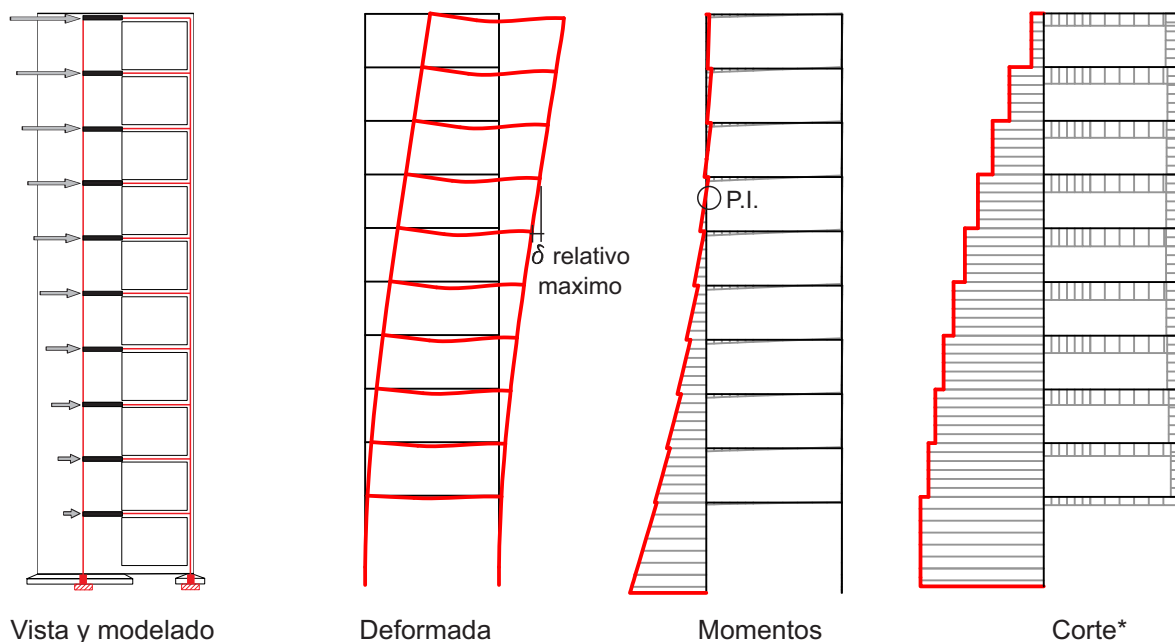


En este caso los planos resistentes verticales (PRV) están conformados por una combinación de tabique en voladizo y un pórtico, vinculados por medio de las losas de cada uno de los niveles, que tienen la capacidad de igualar los desplazamientos entre ambas tipologías, pero no de restringir el giro de la sección del tabique.

Cada PRV recibe la mitad del V_o , ya que los mismos tienen la misma rigidez, por lo cual se modela solo uno y se le aplican la mitad de las acciones $F/2$. Los desplazamientos máximos del tabique se ven reducidos por la interacción con el pórtico. Ya que el pórtico tiene desplazamientos relativos menores en los niveles superiores limitando la deformación del tabique. El desplazamiento relativo máximo se produce en niveles intermedios en correspondencia con la ubicación del punto de inflexión en el diagrama de momentos flectores del tabique, el cual presenta una forma poligonal con un cambio de signo del diagrama producto del apoyo elástico que significa la presencia del pórtico para el tabique.

En el diagrama de esfuerzo de corte del tabique se puede observar un corte negativo en el último nivel, manifestando el trasvasamiento de esfuerzo desde el pórtico hacia tabique, por la diferencia de deformación característica de cada uno de los componentes del PRV. En coincidencia con el nivel de esfuerzo de corte negativo se observa el cambio de inclinación de la pendiente del diagrama de momentos flectores. El esfuerzo de corte del tabique aumenta en los niveles próximos a la base y disminuye la participación del pórtico, manifestando un trasvasamiento de esfuerzo inverso al de los niveles superiores.

• Caso C - Tabique y pórtico vinculados con viga de conexión



*Para evitar superposicion se graficó el diagrama de corte en sentido inverso

En este caso los planos resistentes verticales (PRV) están conformados por una combinación de tabique en voladizo y un pórtico, vinculados por medio de las vigas de cada uno de los niveles, que tienen la capacidad de restringir el giro de la sección del tabique.

Cada PRV recibe la mitad del V_o , ya que los mismos tienen la misma rigidez, por lo cual se modela solo uno y se le aplican la mitad de las acciones $F/2$. Los desplazamientos máximos del tabique se ven reducidos por la interacción con el pórtico de una manera mas eficaz que en el caso anterior. El desplazamiento relativo máximo se produce en niveles inferiores a los estudiados en el caso anterior debido a la vinculación directa de las vigas con el tabique, en correspondencia con la ubicación del punto de inflexión en el diagrama de momentos flectores, el cual presenta una forma poligonal con un cambio de signo del diagrama producto del apoyo elástico que significa la presencia del pórtico para el tabique, también observamos como el diagrama se desplaza (dientes) por la aparición de una cupla reactiva que se genera en cada nivel por la presencia de la viga.

En el diagrama de Esfuerzo de Corte del tabique se puede observar una participación más importante del tabique en el equilibrio del mismo en los pisos inferiores.

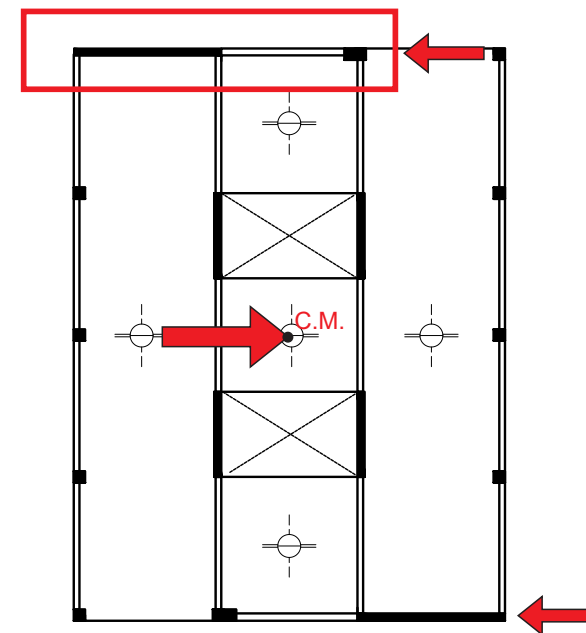
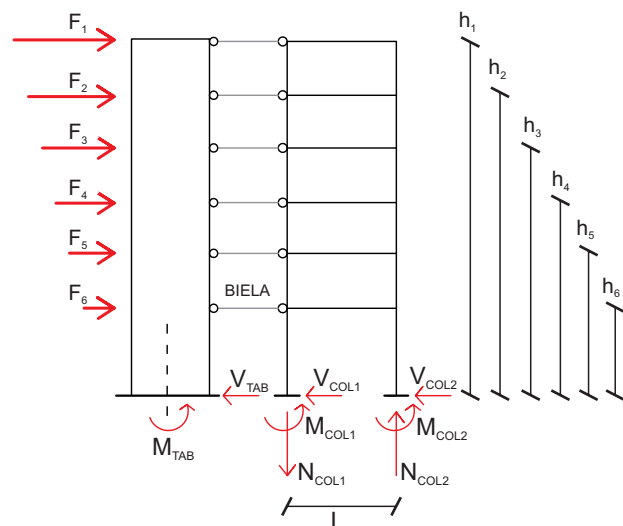


Fig. 26 - Caso C - Tabique y pórtico con viga de conexión



$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 & F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 &= V_{TAB} + V_{COL} + V_{COL} \\ \sum F_y &= 0 & N_{COL1} &= N_{COL2} \\ \sum M &= 0 & F_1 \cdot h_1 + F_2 \cdot h_2 + F_3 \cdot h_3 + F_4 \cdot h_4 + F_5 \cdot h_5 + F_6 \cdot h_6 &= \\ & & M_{TAB} + M_{COL1} + M_{COL2} + N_{COL1} \cdot L & \end{aligned}$$

Fig 27 - Verificación de equilibrio

Verificación

La verificación del mecanismo estructural se realiza basándose en cuatro aspectos primordiales, a saber:

• Estabilidad

La **estabilidad** del conjunto que requiere del equilibrio entre **acciones y reacciones** de apoyo. Generalmente las reacciones de apoyo son originadas en el contacto entre la estructura y el terreno no teniendo, este último, ninguna posibilidad de variación, por lo que puede solucionarse redimensionando las bases aunque esto signifique modificar los resultados de toda la estructura.

Generalmente esta comprobación se realiza en la base de los tabiques ya que son ellos los que pueden tener problemas de estabilidad si se tiene que soportar momentos muy importantes debido a las acciones sísmicas y no reciben suficiente carga gravitatoria para contrapesarlos.

Nuevamente nos remitimos al INPRES-CIRSOC 103 y observamos que este reglamento exige que se combinen los estados de cargas **gravitatorias y sísmicas** según se indica a continuación:

$$\begin{aligned} 1,20 D \pm 1,00 E + f_1 L + f_2 S \\ 0,90 D \pm 1,00 E \end{aligned}$$

siendo:

D cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura.

E efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica.

L sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles.

$f_1 = 1,00$ para lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a **500Kg/m²** y para playas de estacionamiento.

$f_1 = 0,50$ para otras sobrecargas.

S carga debida a la nieve, en N.

$f_2 = 0,70$ para configuraciones particulares de techos (tales como las de dientes de sierra), que no permiten evacuar la nieve acumulada.

$f_2 = 0,20$ para otras configuraciones de techo.

• Deformabilidad

La deformabilidad de la estructura que se analiza tanto para el conjunto como para piezas o elementos en particular. Está en función de la relación que se plantea entre las acciones (sistemas de fuerzas) y la rigidez (geometría y materiales de los elementos estructurales) y puede considerarse como primordial ya que en caso de no satisfacerse esta condición, la única forma de solución parte de producir modificaciones en la geometría o la organización de la estructura. Esto significa volver a uno de los primeros pasos del proceso.

En este sentido nos remitimos a lo establecido por el INPRES-CIRSOC 103, en su Cap. 13 y procedemos a calcular la distorsión horizontal por nivel como uno de los parámetros de la deformabilidad de la estructura:

$$\Theta_{sk} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad \Delta_{sk} = \delta_i \cdot \mu$$

Siendo:

Θ_{sk} , la distorsión de un nivel

Δ_{sk} , el desplazamiento relativo δ_i entre dos pisos consecutivos multiplicado por la ductilidad global μ ,

h_{sk} , la altura del piso considerado.

Los valores de Θ_{sk} así obtenidos no podrán superar los indicados en la siguiente tabla:

CONDICION	Θ_{sk} ADMISIBLE SEGÚN GRUPO DE CONSTRUCCIÓN		
	A ₀	A	B
Muros integrados a la estructura	0.010	0.011	0.014
Muros no integrados a la estructura	0.010	0.015	0.019

Recuérdese que llamamos desplazamiento **relativo** a la diferencia de desplazamiento entre dos pisos cualesquiera. Generalmente se toma la diferencia entre dos pisos consecutivos. El desplazamiento **absoluto** es el medido desde la posición original de un punto y la nueva luego de la deformación. (Fig 34)

La evaluación de distorsión puede realizarse mediante la planilla de evaluación de V_0 , según se indica en la figura 35.

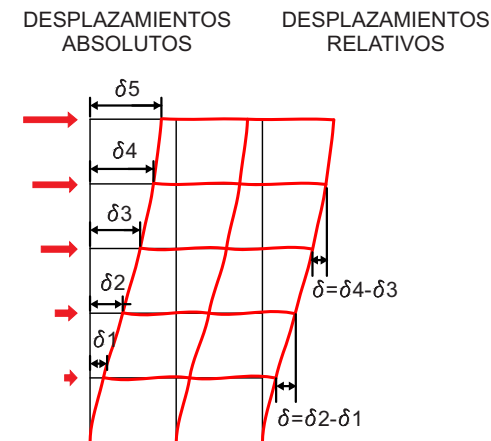


Fig 34- Desplazamientos absolutos y relativos.