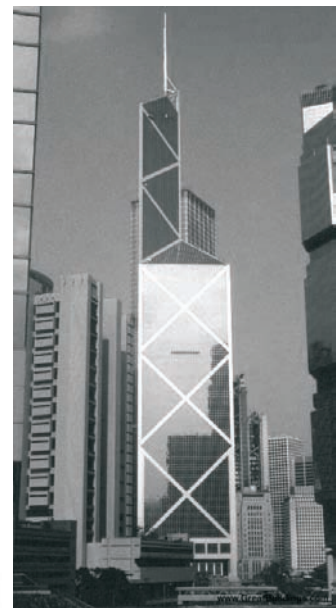




Torre Bouchard
Buenos Aires



Torre Bankboston
Buenos Aires



Banco de China
China



Commerzbank
Frankfurt

EDIFICIOS EN ALTURA

CRITERIOS GENERALES

Constituyen una respuesta a la densa concentración de la población en la ciudad, a la escasez de terrenos y su consecuente alto costo.

El desarrollo de los edificios de gran altura tuvo su origen en el proceso de industrialización iniciado en el siglo XIX, provocando la emigración de la población rural a las zonas urbanas, y con ello, un rápido incremento en la densidad de las edificaciones. La evolución de los sistemas energéticos, la invención del ascensor, la estructura de acero, la electricidad, resultaron esenciales para la concreción de estos emprendimientos edilicios.

Es quizás por ello que el Rascacielos fue para los arquitectos como Mies Van De Rohe o Le Corbusier, el modelo que materializaba el lugar donde individualizar los principios que dotaban de significado arquitectónico a las técnicas industriales.

Por ello, el Rascacielos se percibe como el instrumento que traduce la tecnología industrial en construcción arquitectónica.

Así, la **Torre Sears**, en Chicago, de 109 pisos y más de 400 metros de altura, posee un sistema eléctrico que puede alimentar a una ciudad de 147.000 habitantes. El sistema de aire acondicionado podría enfriar hasta 6000 casas unifamiliares. Tiene 102 ascensores, necesarios para distribuir diariamente alrededor de 16000 usuarios. (Figs. 1_a y 1_b)



Figs. 1_a y 1_b: Torre Sears, Chicago.

La magnitud de estos valores conduce necesariamente a un protagonismo creciente de las variables tecnológicas como factor condicionante de cualquier emprendimiento arquitectónico de gran envergadura.

Específicamente, estos grandes emprendimientos. ¿Cómo afectan a las estructuras resistentes?

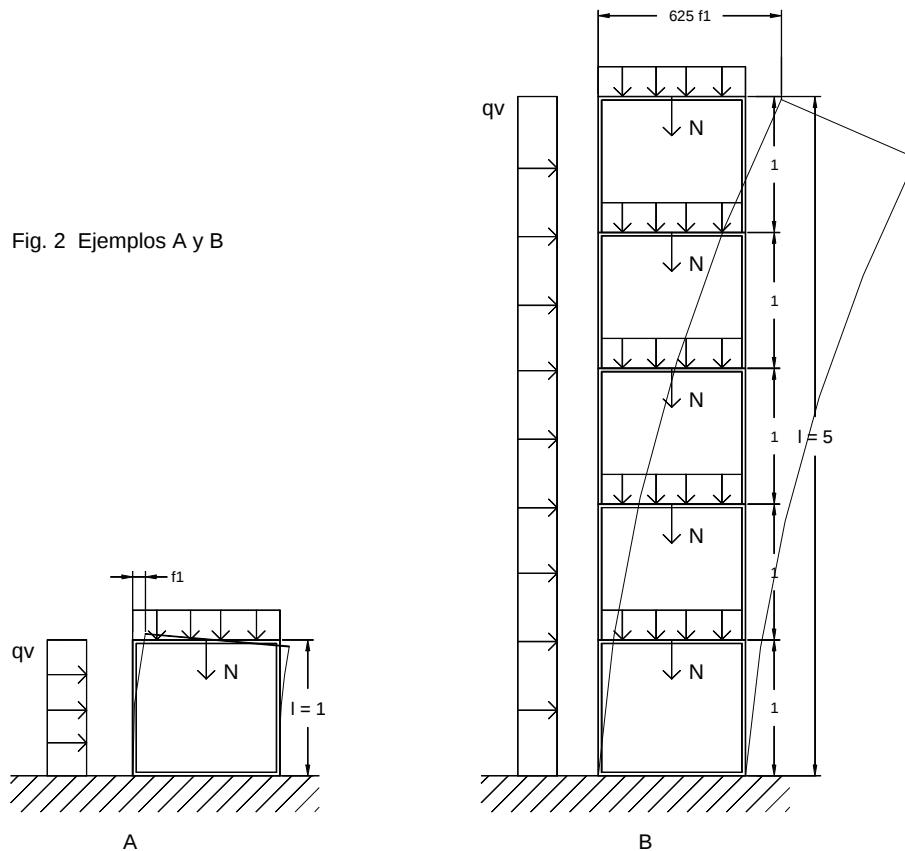
Si en los edificios tradicionales de reducida esbeltez son las cargas gravitatorias las de mayor relevancia, a medida que aumentan su altura, son las cargas laterales debidas a la acción progresiva del viento las que adquieren una preponderancia creciente, por lo que requieren una especial atención.

¿Cuál es la justificación?

Se podría fundamentar con los siguientes ejemplos:

Sean 2 edificios A y B de igual material y dimensiones, los que analizaremos como ménsulas empotradas en el suelo, sometidos a las mismas cargas gravitacionales, de Resultante N por planta, y a la misma carga lateral de viento q_v . (Fig.2)

Fig. 2 Ejemplos A y B



$$F1 = \frac{N}{\sigma}$$

$$F2 = \frac{5 \cdot N}{\sigma}$$

$$f1 = \alpha \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J}$$

$$f2 = \alpha \cdot \frac{q \cdot (5l)^4}{E \cdot J}$$

$$f2 = 625 \cdot f1$$

Mientras que las secciones resistentes por compresión de las cargas verticales crecen linealmente, en el caso específico de nuestro ejemplo crecen 5 veces, o sea, tantas veces como aumenta el número de plantas, la deflexión f debido a las cargas laterales sufre un incremento proporcional a la cuarta potencia de la altura, es decir, en nuestro ejemplo, ¡ **625 veces más** !, en el edificio B respecto del A, lo que es índice elocuente del peligroso aumento que registran las deformaciones por flexión generadas por el viento en edificios altos.

¿A partir de que relación adquieren mayor preeminencia las cargas laterales debidas al viento?

Para una primera aproximación se puede establecer una relación de esbeltez entre altura y ancho del edificio de aproximadamente:

$$\frac{H}{b} \geq 5$$

Se aconseja también que esta relación sea menor a 10, aunque existen numerosas ejemplos donde se ha superado este valor, como es el caso de la **Torre Pirelli** (Fig. 3_a y b), en Milán, Italia, de Gio Ponti y Pier Luigi Nervi, concluido en 1959, de 127 m de altura y un perfil muy afilado que aparentemente lo hacia muy vulnerable al viento, lo que obligo a realizar rigurosos estudios aerodinámicos que condicionan en gran medida su conformación volumétrica.

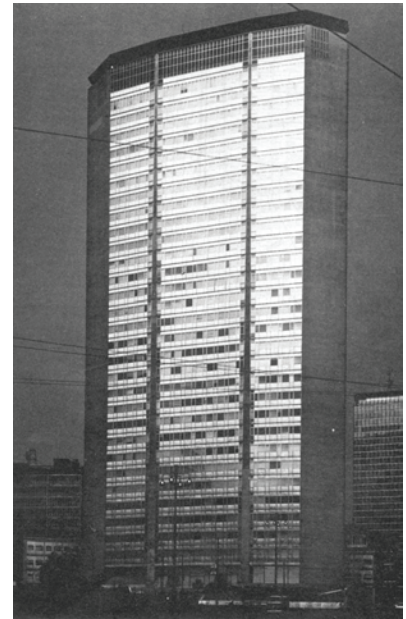
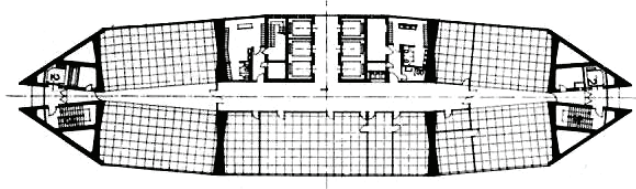


Fig. 3_a y b: Planta y vista del Centro Pirelli. La estructura de tabiques está dispuesta en forma de cuatro triángulos en los extremos del edificio, y cuatro tabiques rectos en el interior. Estos elementos generan tres espacios interiores: los dos laterales alcanzan 14,30 m y el central 24 m.

Otro ejemplo es la **Torre Taichung II**, en Taiwán, del año 2000, con 47 pisos, de los arqs. Chang y Jan. Extremadamente esbelto, con una silueta curva que se asemeja a un pez, sus dimensiones se van reduciendo paulatinamente hacia lo alto. (Fig. 4_a y b)

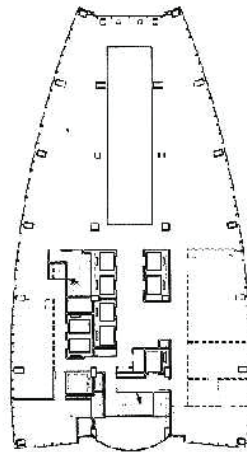


Fig. 4_a y b: Planta de la torre y vista durante la etapa de construcción. La altura total del edificio es de 147 m y la superficie en planta es de 1150 m².



ESTRUCTURA RESISTENTE

Existen diversas tipologías para Edificios en altura según la siguiente clasificación:

1. SISTEMA APORTICADO
2. TABIQUES CONTRAVIENTO
3. SISTEMA MIXTO
4. TUBO CALADO
5. TUBO EN TUBO
6. HAZ DE TUBOS
7. SISTEMA RETICULADO

1. SISTEMA APORTICADO

Denominado también por algunos autores como “Sistema en Retícula”, posee la apariencia del esquema convencional constituido por Losas, Vigas, Columnas y Bases, pero se comporta como un conjunto de piezas resistentes solidarias que conforman un PÓRTICO MÚLTIPLE, y como tal se analiza y se dimensiona.

Resulta interesante estudiar su comportamiento a partir del Esfuerzo de Corte provocado por la acción lateral del viento actuando hipotéticamente como cargas concentradas en los nudos del Pórtico múltiple como se indica en la Figura 5.

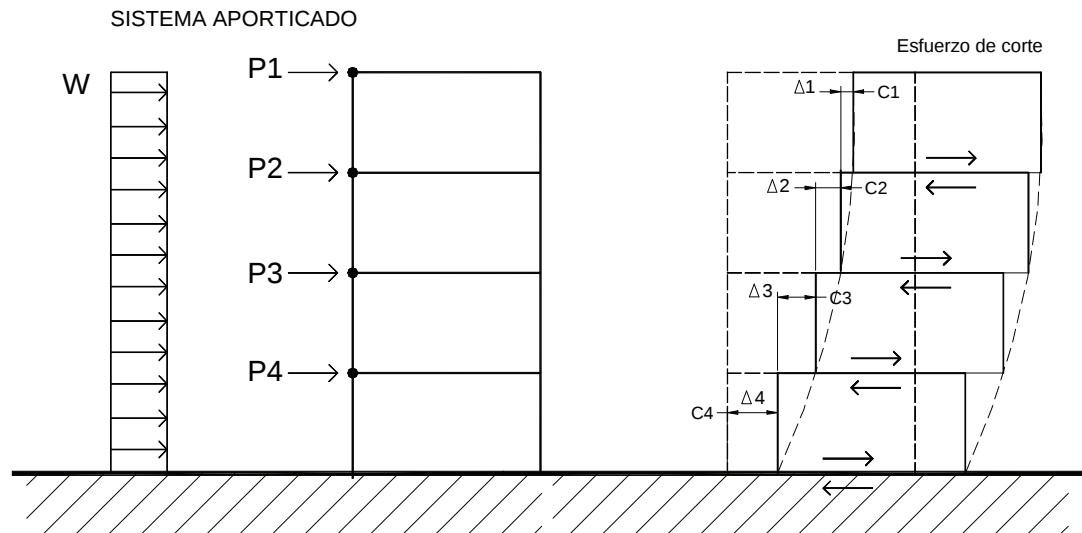


Fig. 5

La carga $P1$ aplicada en el Pórtico superior 1 tenderá a provocar su desplazamiento $\Delta1$ respecto del siguiente, el 2, que se comportará reactivamente respecto de aquel generándose el Corte entre ambos.

A su vez, las cargas $P1+P2$ tenderán a provocar el desplazamiento $\Delta2$ del Pórtico 2 respecto del 3, con mayor intensidad pues se suman ambos efectos generando un desplazamiento $\Delta2$ mayor que $\Delta1$.

A su vez, las cargas $P1+P2+P3$ tenderán a provocar el desplazamiento $\Delta3$ del Pórtico 3 respecto del 4, con un Corte mayor pues se siguen sumando los efectos que generan un desplazamiento $\Delta3$ mayor que $\Delta2$.

Finalmente $P1+P2+P3+P4$ tenderán a provocar el mayor desplazamiento $\Delta4$ del Pórtico 4 respecto del apoyo, donde el Corte será máximo pues se suman todos los efectos.

La resistencia interna que oponen naturalmente todas las barras a esos desplazamientos genera la flexión de estas y consecuentemente el Sistema termina deformándose según se indica en la figura 10 con un diagrama de Momentos de variación lineal como el que se representa si sólo consideramos las cargas laterales del viento.

De este análisis se deduce que:

La deformación o giro máximo del sistema APORTICADO se produce en la base y va disminuyendo paulatinamente hasta alcanzar su valor mínimo en la parte superior.

Este concepto se puede expresar y sintetizar con el trazado del diagrama simplificado de deformaciones que se indica en la Figura 6.

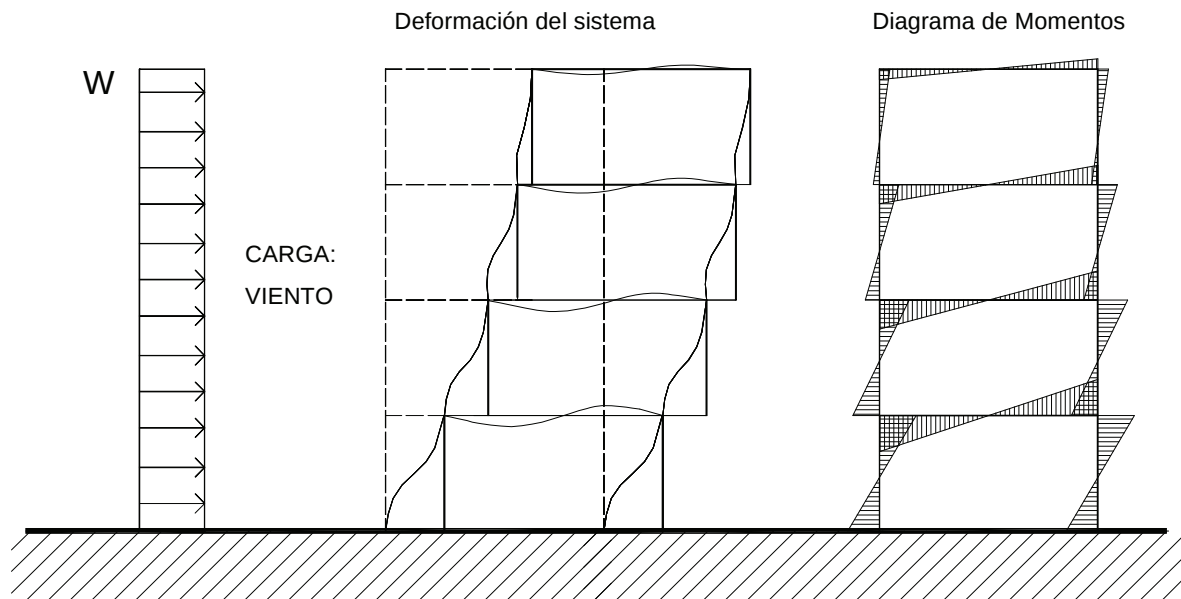


Fig. 6

Si agregamos las cargas gravitatorias, el diagrama de flexión tendrá una variación parabólica en las barras horizontales, según Fig. 7.

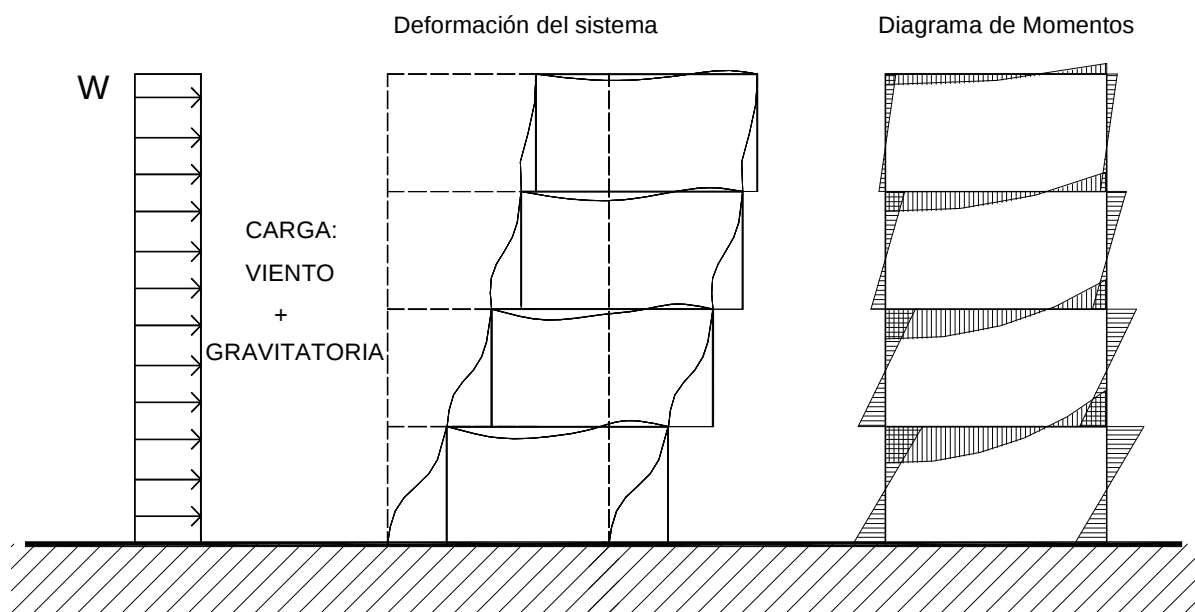


Fig. 7

El cálculo de solicitaciones puede realizarse mediante la aplicación de un adecuado programa de computación.

El sistema aporticado es el más flexible y por ello se recomienda su uso hasta una altura que no supere aproximadamente los 20 pisos.

2. TABIQUES CONTRAVIENTO

Su estudio se realiza asimilando su comportamiento a una gran MÉNSULA empotrada en el suelo sometida a Flexión y Corte por la carga lateral del viento y a Compresión por las cargas verticales que le transmiten las sucesivas plantas que se apoyan en él. Se deduce en consecuencia que:

Los Tabiques Contraviento trabajan a Flexocompresión plana

Por consiguiente los diagramas correspondientes serán similares a los de un Voladizo. (Fig. 8)

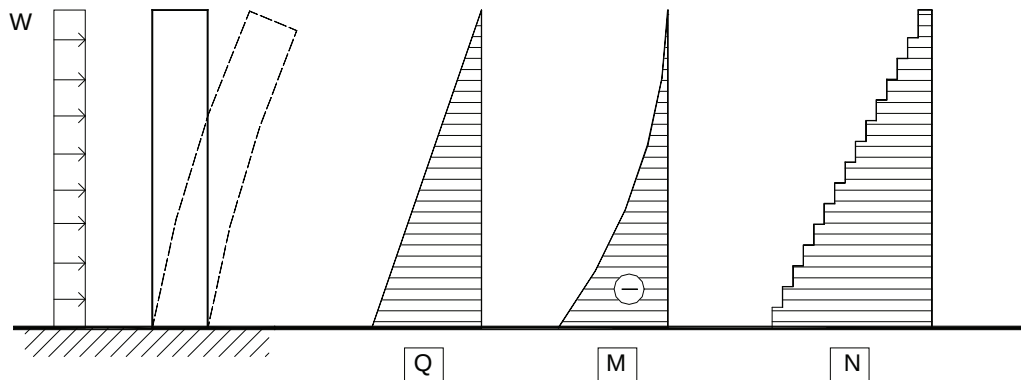


Fig. 8

Observando la deformada comprobamos que a diferencia de los sistemas aporticados, en los TABIQUES el giro es nulo en la base y se va incrementando hasta alcanzar su valor máximo en la parte superior.

¿Cómo se distribuyen las cargas en cada uno de los tabiques?

En un esquema simétrico (Fig. 9) donde cada punto de un tabique sufre un proceso de TRASLACIÓN provocado por su giro, las cargas se distribuyen en función de sus rigideces relativas, pues a mayor rigidez será menor la deformación por flexión. Si todos los tabiques son del mismo material y poseen la misma altura, la rigidez será directamente proporcional a sus Momentos de Inercia. O sea que:

A mayor Momento de Inercia del tabique, mayor capacidad de carga a flexión.

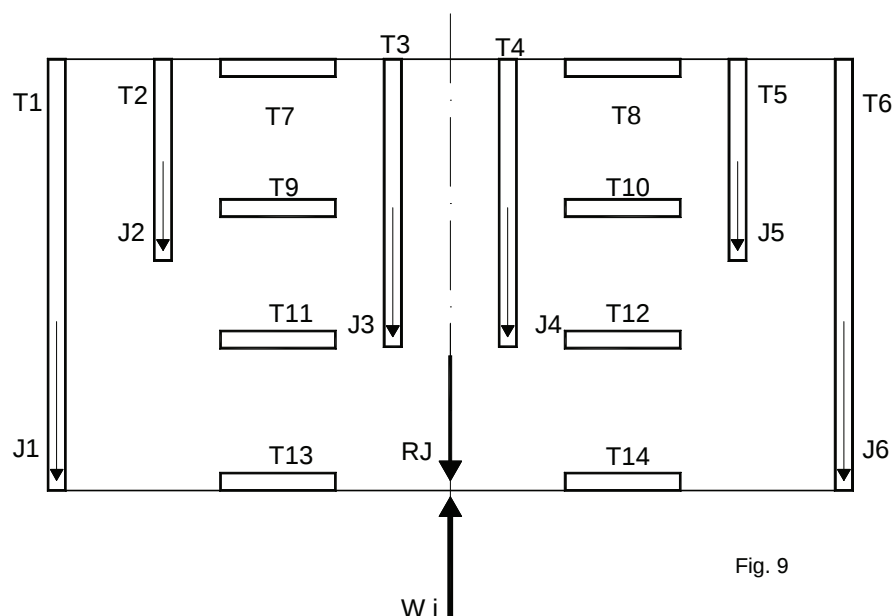


Fig. 9

Por consiguiente, los tabiques T1 y T6 tomarán más carga que los tabiques T3 y T4 por tener mayor Momento de Inercia, mientras que los tabiques T2 y T5 son los que absorberán menos carga por ser los de menor Momento de Inercia.

Los **tabiques T7, T8, T9, T10, T11, T12, T13 y T14 orientados de plano**, poseen un Momento de Inercia tan reducido e ínfimo que se desprecia su rigidez a flexión, es decir, **no se toman en cuenta para absorber el efecto de Traslación**.

Conclusión: Solo toman Traslación los Tabiques orientados de Canto.

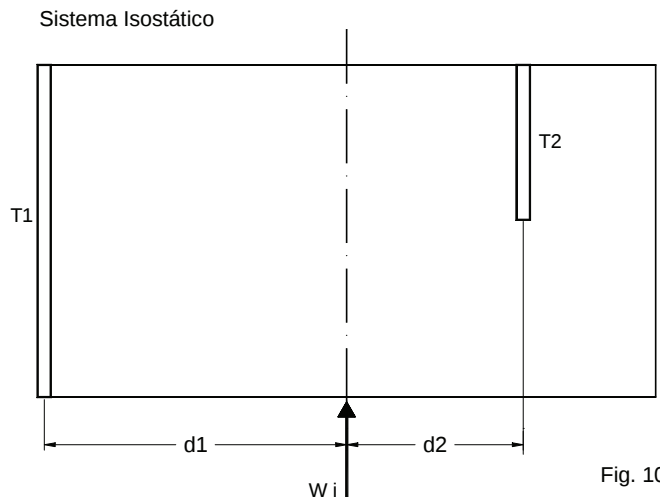
Los Momentos de Inercia de cada Tabique se pueden expresar mediante vectores, como se indica en la figura, y en esa instancia, si la resultante de Inercias RJ coincide con la resultante de viento Wi en cada nivel, se puede afirmar con mayor propiedad, que solo existe un efecto de TRASLACIÓN.

Por lo tanto, la expresión a utilizar para determinar la carga lateral de viento que absorbe cada tabique será la siguiente:

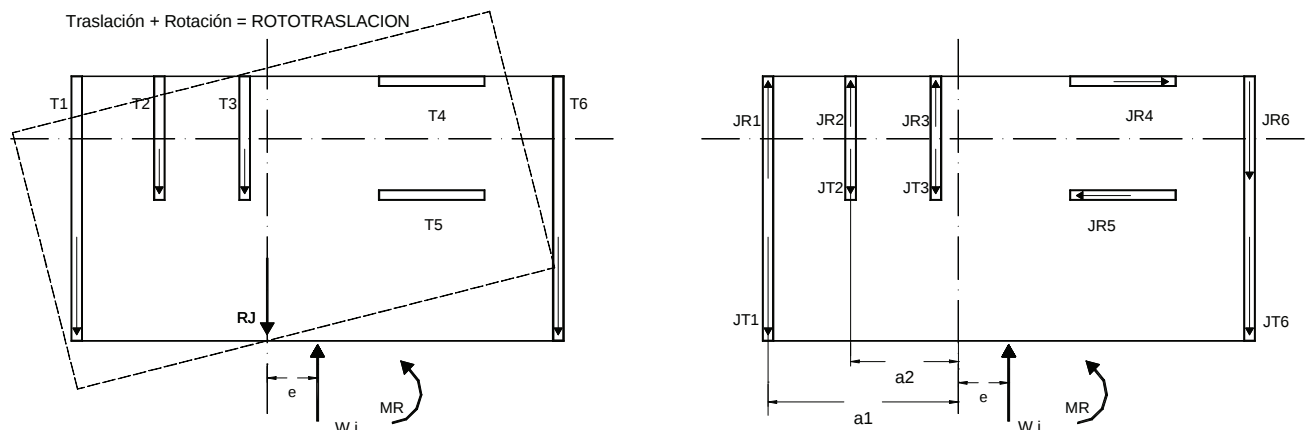
$$W_{ji} = \frac{1}{\sum_{j=1}^n J_i}$$

W_{ji} = Carga lateral de viento que absorbe un tabique j ubicado en un piso i
 J_i = Momento de Inercia de cada tabique ubicado en un piso i

En el caso particular constituido por solo 2 tabiques se considera que el sistema es Isostático, y por lo tanto la distribución de cargas depende únicamente de su ubicación, y no de su Momento de inercia. Tomará más sollicitación aquel Tabique que se encuentre más cerca de la Resultante de viento, como se comprueba en la figura 10, donde el Tabique T2 recibirá más carga que el T1, aunque posea menos Rigidez, porque se halla más cerca de la Resultante Wi .



Cuando la Resultante de Inercias no coincide con la Resultante de viento, se produce una excentricidad entre ambas que da lugar a la aparición de un Momento Torsor, el que provoca una rotación que se agrega al efecto de translación estudiado, lo que origina finalmente una **Rototraslación**, según se observa en la Figura 11.



Si solo los tabiques orientados de canto resisten la TRASLACIÓN, en cambio, la **ROTACIÓN es absorbida por todos los tabiques**, siempre que tengan capacidad para conformar pares reactivos cuya resultante final sea un Par Torsor equilibrante.

Asimilando los Momentos de inercia a Vectores reactivos a la Rototraslación, se comprueba por la figura que aquellos que se encuentran a la derecha de la resultante de Inercias tienden a ser desplazados hacia atrás por la rotación, es decir, se suma el efecto de la traslación más el de la rotación, mientras que en los tabiques ubicados a la izquierda la rotación tiende a desplazarlos hacia delante y la traslación hacia atrás, o sea, se restan ambos efectos.

Se comprende entonces que los tabiques ubicados a la derecha se hallan sobrecargados mientras los que se encuentran del lado izquierdo se hallan desaprovechados.

Por consiguiente **se deduce que desde el punto de vista estructural es superior un diseño donde solo halla Traslación pues las solicitaciones se distribuyen con un criterio más racional**, aunque en la mayoría de los casos, por la diversidad de factores que condicionan el diseño arquitectónico ello no sea posible.

En función de este análisis, la expresión a aplicar para calcular la distribución de cargas entre cada uno de los tabiques será la siguiente:

$$W_{ji} = W_i \cdot J_i \cdot \left(\underbrace{\frac{1}{\sum_{j=1}^n J_j}}_{\text{traslación}} \pm \underbrace{\frac{e}{\sum_{j=1}^n J_j \cdot a_j^2}}_{\text{rotación}} \cdot a_j \right)$$

e =excentricidad entre la Resultante de viento W_i y la Resultante de Inercias J_R

¿ Que representa el término a_j ?

Representa la distancia existente entre el tabique considerado y el eje de Inercias **YJ** si el tabique es de canto, o el eje de Inercias **XJ** si el tabique está de plano.

Precisamente, siendo a_j y J_i las únicas variables en el segundo término, se comprueba que, a igualdad de Momentos de inercia, en los casos de **Rototraslación los tabiques más solicitados serán los ubicados a mayor distancia de los ejes de rigideces YJ o XJ** mencionados, es decir, comúnmente, los ubicados en los bordes.

Analizando la fórmula se comprueba que los tabiques que tiendan a desplazarse hacia atrás por efecto de la rotación llevarán el signo **+** y aquellos que tiendan a desplazarse hacia delante llevarán el signo **-**.

¿ Cómo se comportan los **Núcleos**?

Al estar el núcleo constituido por 4 tabiques que se hallan solidariamente unidos formando un todo único, todos toman Traslación y Rotación, por lo que los núcleos **resultan más eficaces que los tabiques aislados**.

Lo expresado se puede comprobar calculando el Momento de Inercia de un Núcleo, que será muy superior al de 4 tabiques aislados que totalizaran la misma sección que el Núcleo.

Además, a diferencia de los tabiques, que solo toman Traslación orientados de canto, el Núcleo posee una apreciable rigidez en ambas direcciones lo que le permite absorber la Traslación en ambos ejes, indistintamente.

Los conceptos estudiados se pueden aplicar al análisis de algunas situaciones muy sencillas que permiten fijar criterios de diseño, considerando en este caso **únicamente las cargas laterales en una dirección**.

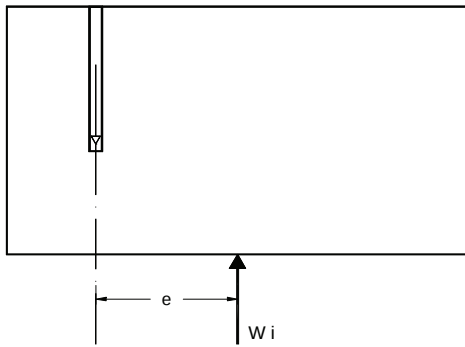


Figura 12: El tabique aislado no tiene capacidad para tomar Rotación, es Inestable.

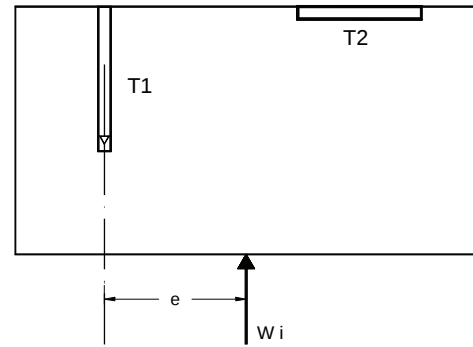


Figura 13: El tabique T1 solo toma Traslación, el T2 no toma nada. Sistema inestable.

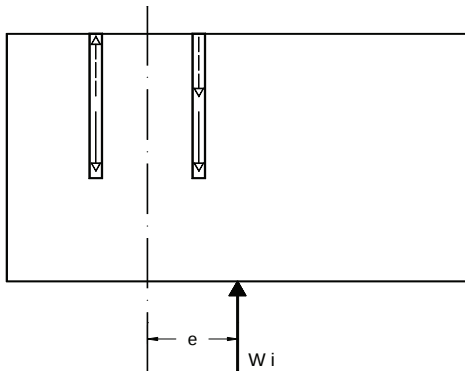


Figura 14: Los 2 tabiques toman Traslación y Rotación pues tienen capacidad para formar Par reactivo. Es estable en una sola dirección.

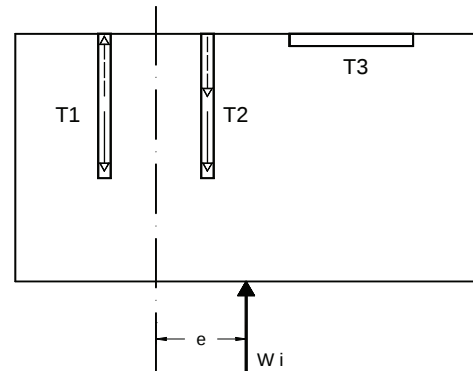


Figura 15: Los tabiques T1 y T2 toman Traslación y Rotación, pero el T3 no toma nada, está desaprovechado.

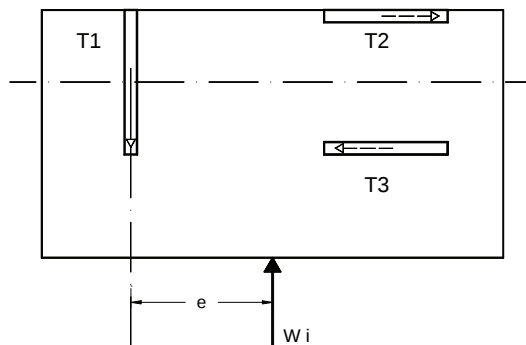


Figura 16: El tabique T1 toma Traslación y los Tabiques T2 y T3 toman Rotación. Todos se complementan.

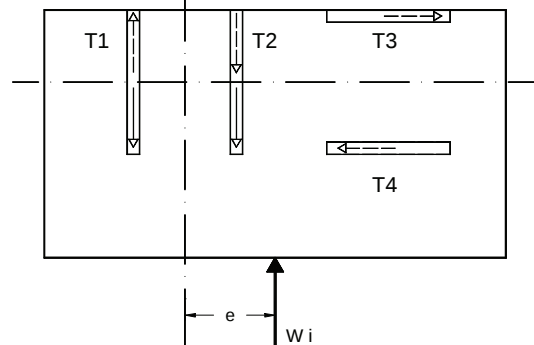


Figura 17: Los tabiques T1 y T2 toman Traslación y Rotación. T3 y T4 toman Rotación. Buen sistema.

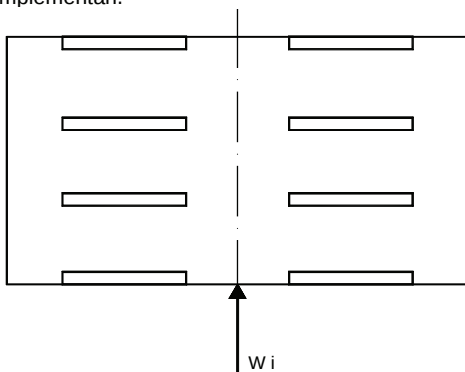


Figura 18: El conjunto de tabiques paralelos está totalmente desaprovechado en la dirección considerada pues no toman nada. Sistema inestable.

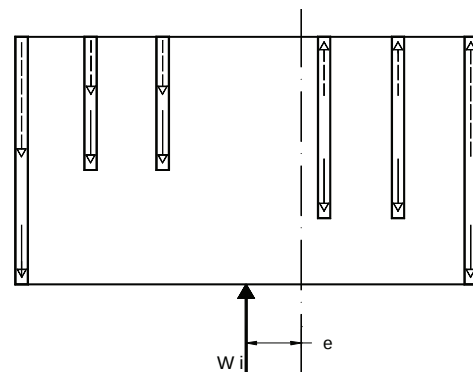


Figura 19: Todos los tabiques paralelos orientados de canto toman Traslación y Rotación solo en la dirección considerada, es decir, no resiste Traslación en la otra dirección.

Una vez distribuidas las cargas laterales de viento en cada uno de los tabiques conforme a los criterios estudiados:

¿Cómo se encara el dimensionado?

Los tabiques se dimensionan a **Flexocompresión** utilizando los Ábacos de interacción para secciones rectangulares con armadura simétrica. Para ello se calculan los Momentos flexores con las cargas laterales como en cualquier Ménsula empotrada y la Compresión N con las cargas gravitatorias, lo que nos permite determinar los Coeficientes adimensionales m y n con las expresiones:

$$m = \frac{M}{b \cdot d^2 \beta_r}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_r}$$

Con estos coeficientes entramos a los ábacos para obtener el grado mecánico ω_0 , lo que nos permite dimensionar la armadura resistente con la expresión conocida:

$$As_1 = As_2 = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{\frac{\beta_s}{\beta_r}}$$

Las armaduras van ubicadas en los extremos, con un diámetro mínimo de 8 mm, según art. 25.2.2.2 del CIRSOC.

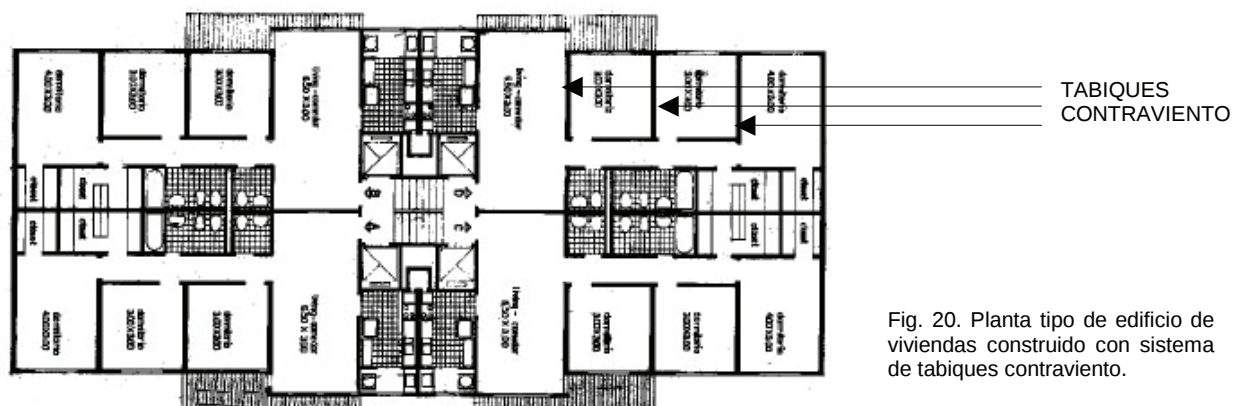
De acuerdo al art. 25.2.2.1 del CIRSOC, el resto debe llevar una armadura longitudinal con una Cuantía mínima del 0.8 %.

Sin embargo, el art. 25.2.2.2 del CIRSOC se contradice con lo anterior pues especifica una Cuantía mínima del 0.5 %, como indicaba antiguamente el PRAEH.

De acuerdo al art. 25.2.2.2 del CIRSOC, la armadura transversal mínima será 1/5 de la longitudinal.

¿En que casos resulta aconsejable el uso de Tabiques contraviento?

Resulta particularmente apropiado para viviendas colectivas pues cada tabique delimita un ambiente, es decir, actúa también como muro divisorio, demarcando casi todo el esquema arquitectónico en planta. Se aconseja hasta una altura de aproximadamente no más de 35 pisos. (Fig. 20)



De lo expuesto surge que no puede utilizarse en un edificio de oficinas de planta libre, donde no existen subdivisiones fijas.

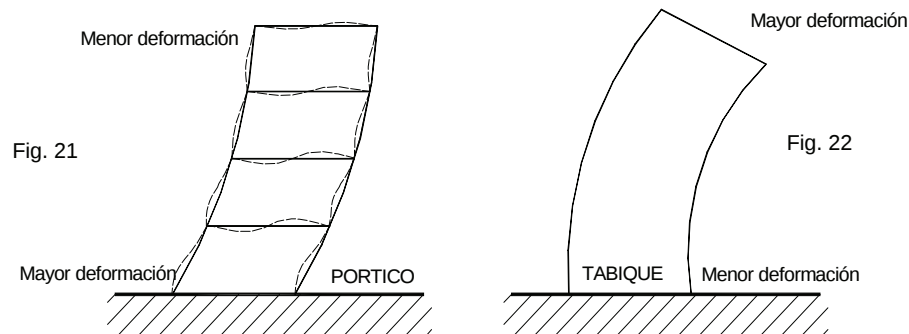
3. SISTEMA MIXTO: TABIQUE / PORTICO

Se denomina así porque combina el Sistema aporticado con los Tabiques contraviento.

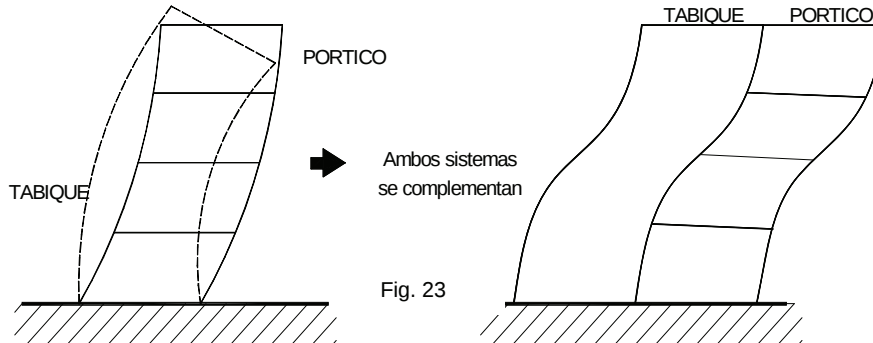
¿ En que se fundamenta?

Observando la deformada del Sistema aporticado comprobamos que el giro máximo se produce en la base para ir disminuyendo paulatinamente con la altura hasta alcanzar la deformación mínima en la parte superior. (Fig. 21)

En cambio, los tabiques poseen un giro o deformación nula en la base para ir aumentando con la altura hasta alcanzar el giro máximo en la parte superior. (Fig. 22)



La interacción de ambos sistemas permite incrementar la rigidez del Pórtico en la parte inferior y consecuentemente la del tabique en la parte superior, lo que reduce la deflexión del conjunto mejorando sensiblemente su capacidad resistente, adoptando la deformada la forma de una S, como se observa en la Figura 23.



Resumiendo, el esfuerzo de Corte del viento es tomado en la parte inferior por los Tabiques y en la parte superior por el Pórtico.

¿ Cuándo resulta aconsejable el uso de este sistema?

Resulta particularmente apropiado para Edificios de planta libre, donde es posible concentrar los tabiques en el Núcleo central de circulación vertical y ubicar el sistema aporticado en todo el perímetro exterior de la planta, como se observa en la Figura 24.

Este sistema es estructuralmente adecuado hasta una altura que no supere aproximadamente los 50 pisos.

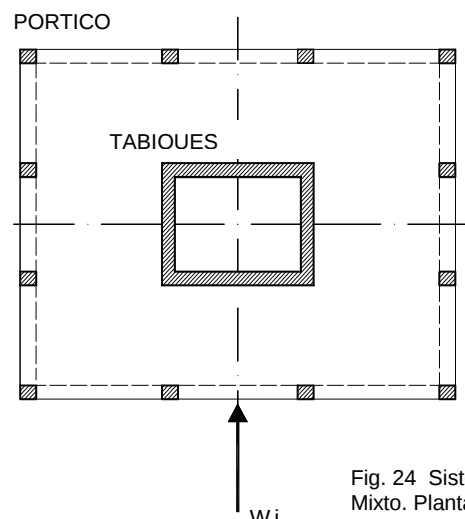


Fig. 24 Sistema Mixto. Planta.

Un ejemplo interesante de este tipo estructural lo constituye el conjunto de **Torres Marina City**, (Figs. 25_a, _b y _c) en la ciudad de Chicago, U. S. A., está formado por dos edificios de planta circular.

Cada edificio está constituido por 16 pórticos radiales combinados con un núcleo conformado por tabiques circulares de Hormigón armado.

Los balcones salientes semicirculares le confieren una cierta calidad plástica por el juego de luces y sombras a que da lugar.

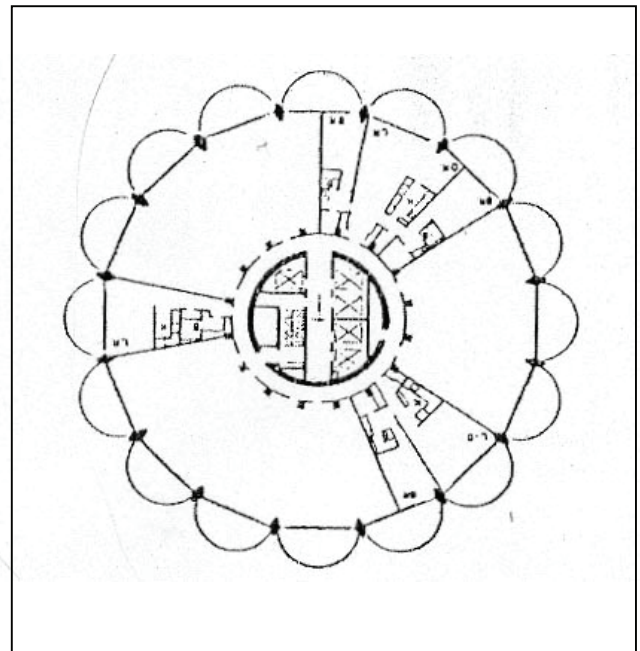


Fig. 25_a: Vista del conjunto donde pueden apreciarse los balcones salientes semicirculares.

Fig. 25_b: Perspectiva de las torres.

Fig. 25_c: Planta de la torre. Pueden verse las columnas perimetrales y el núcleo central estructural que alberga la circulación.

Cuándo supera los 50 pisos ¿Qué sistema resulta adecuado?

El que se denomina comúnmente:

4. TUBO CALADO

¿Que características estructurales posee?

Se comporta como una gran Ménsula en forma de tubo empotrada en el suelo.

¿Cuales son las ventajas respecto de los Sistemas estudiados?

A igualdad de Área total, un Tubo ciego posee exactamente el doble de Momento de Inercia que un sistema de 4 Tabiques paralelos, es decir, posee el doble de rigidez a flexión, y por lo tanto, para un mismo Momento flexor, su flecha se reduce a la mitad. (Fig. 26) Además, mientras los tabiques solo tienen rigidez en una sola dirección, el Tubo tiene la misma rigidez a flexión en las 2 direcciones principales.

El absorber las cargas laterales del viento solo por el tubo exterior, permite reducir las dimensiones de las columnas interiores ya que estas soportarán únicamente las cargas gravitacionales. (Fig. 27)

En rigor, el Tubo ciego solo se da en la chimenea de sección circular hueca. La necesidad de iluminación mediante vanos que poseen naturalmente los edificios, los transforma en un “**Tubo calado**”, lo que disminuye lógicamente su rigidez, aunque sin perder por ello las cualidades señaladas. Por este motivo las columnas y vigas deben poseer una separación muy reducida que asegure una preeminencia clara de llenos sobre vacíos, adoptando la fachada el aspecto de una pared perforada. (Fig.28)

La mayor flexibilidad que estos vanos generan provoca una distribución no lineal de tensiones lo que da lugar a un incremento de solicitaciones en las columnas situadas en las esquinas, y a una reducción en el resto, como se observa en la figura, con lo que el verdadero comportamiento del Tubo es un intermedio entre la Viga en voladizo y el Sistema aporticado. Por esta razón es que también se lo suele denominar “**Tubo aporticado**”, o bien “**Tubo Vierendel**”.

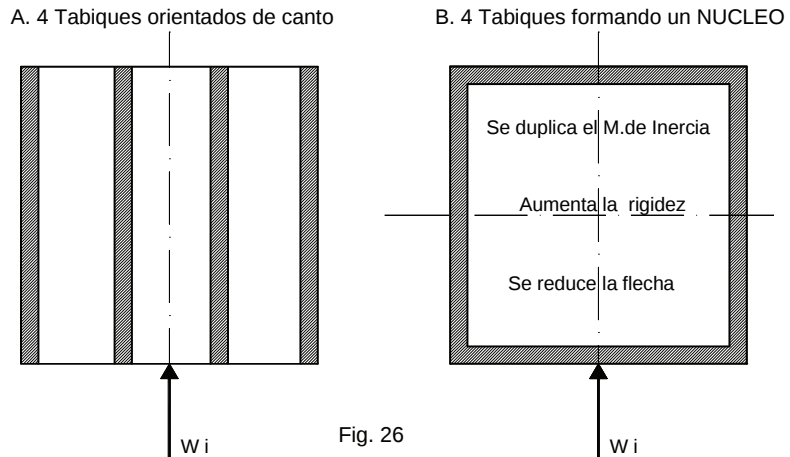


Fig. 26

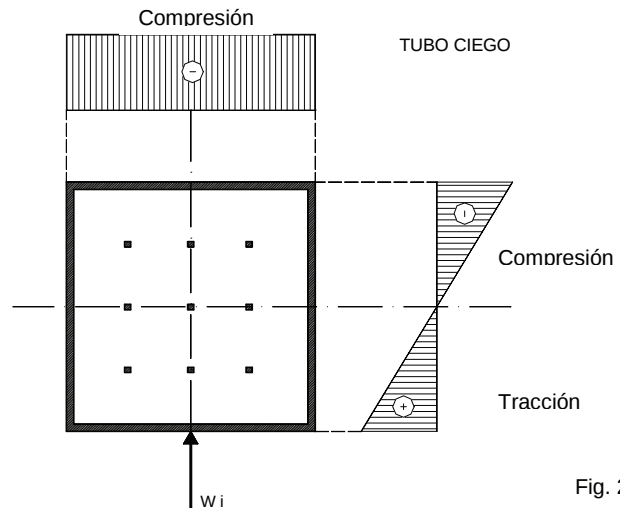


Fig. 27

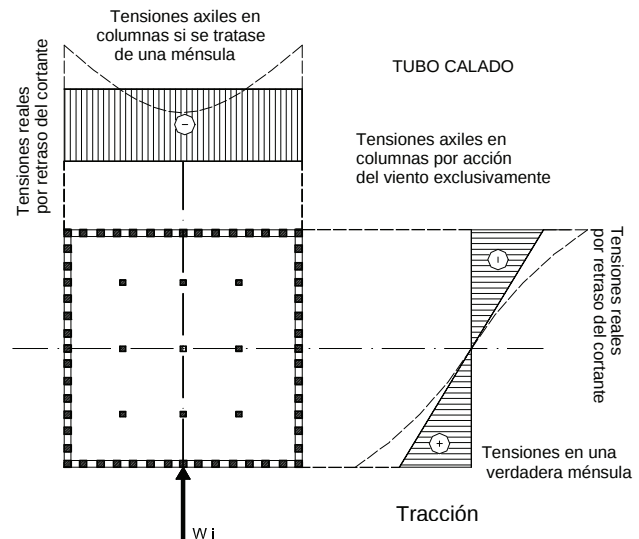


Fig. 28

Las caras perpendiculares a la acción del viento se asimilan a las alas que absorben la flexión de una gran viga, y las columnas allí ubicadas serán por lo tanto las más solicitadas, y en particular, las que se encuentran a barlovento, pues allí se suma la compresión debido precisamente a la flexión que genera el viento más la compresión ocasionada por las cargas verticales que transmiten naturalmente cada una de las plantas. En cambio, las caras paralelas al viento, se comportarían como el alma encargada de absorber el Corte de la misma Viga, y las columnas allí ubicadas se podrían asimilar a un sistema aporticado.

El TUBO CALADO fue utilizado por primera vez en el año 1961 en un edificio de departamentos de 43 pisos, el **Dewitt Chestnut Apartment** en Chicago – Fazlur Khan, Myron Goldsmith y B. Graham. (Fig 29_a y b)

Fig. 29 a: Planta del conjunto del Dewitt Chestnut Apartment, Chicago, La estructura de acero alcanza una altura de 121 m.

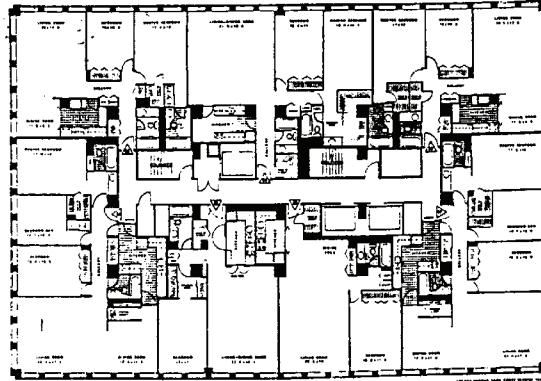


Fig 29 b: Edificio Standard Oil, Chicago.

Otro ejemplo valioso es el Edificio **Standard Oil** de 83 pisos, en Chicago.

El sistema de tubo calado fue utilizado también en las Torres Gemelas del **World Trade Center**, en Nueva York, recientemente destruidas, en el peor atentado terrorista de la historia.

Las torres Gemelas de acuerdo a su diseño, poseían capacidad para soportar el impacto de un Boeing 707. De hecho, el impacto de los aviones durante el ataque no provocó la caída de las mismas. La Torre 1 se mantuvo en pie durante una hora, mientras que la Torre 2 lo hizo durante una hora y cuarenta y cinco minutos luego del impacto. El núcleo interior no estaba proyectado para resistir las cargas laterales, sólo estaba previsto para soportar las verticales. Pero el tubo exterior, que conformaba las fachadas del edificio, si estaba capacitado para absorber las cargas laterales. (Fig. 30_a, b y c).

Considerando la sucesión de los acontecimientos, se presume que las altísimas temperaturas generadas por la gran explosión debilitaron totalmente la estructura de acero, provocando el colapso progresivo de las plantas, y cobrando dramáticamente la vida de más de 6.000 personas.

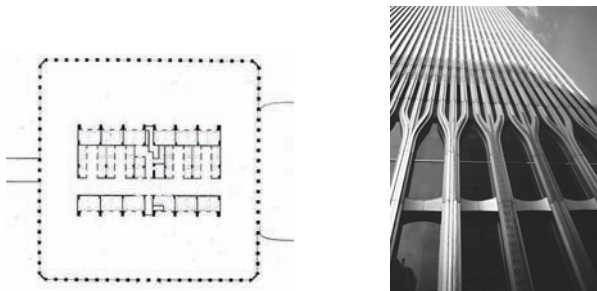


Fig. 30 a b y c: Planta, detalle del basamento y vista aérea del World Trade Center, New York.

Las torres se erguían 415 m, sobre dos plateas de fundación de 63,5 m de lado, alcanzando 110 plantas. Las columnas de perímetro se encontraban separadas 90 cm aproximadamente unas de otras, vinculándose al núcleo por vigas metálicas. Éstas soportaban los entrepisos de unos 25 cm de espesor. Al llegar a los pisos inferiores, las columnas se reunían en grupos de tres, formando un pilar, cambiando la configuración de las fachadas en el basamento.

Vale citar en nuestro país la **Torre Proubán**, en Avenida del Libertador 442, Buenos Aires, diseñada por el estudio Manteola, Sánchez Gomez, Solsona, Viñoly, arqs. La planta de esta torre es circular, de 120 m. de altura y 33 pisos. El Tubo exterior, de 31 m de diámetro y 23 cm. de espesor es quien resiste las acciones laterales del viento, mientras el núcleo de circulación vertical y servicios solo transmite las cargas gravitacionales. Entre ambos hay un espacio libre de 8.40 m destinado a oficinas. (Fig. 31)

Económicamente, este sistema resulta adecuado hasta una altura aproximada de 60 pisos.



Fig. 31: Edificio Prouban, Buenos Aires.

5. TUBO EN TUBO

Se denomina así porque al Tubo exterior se agrega el Núcleo interior de circulación vertical, lo que permite incrementar considerablemente la rigidez del conjunto ante las cargas laterales, reduciendo además el “retraso del cortante” que provoca la distribución no lineal de tensiones entre las columnas de esquina y las centrales. Este sistema es el que en realidad se utiliza cuando nos referimos al Tubo estructural porque prácticamente todos los edificios en altura poseen un Núcleo de circulación vertical importante, que se conecta con el Tubo exterior mediante las losas de entrepiso, las que se comportan como diafragmas rígidos que enlazan ambos Tubos permitiendo que el sistema se comporte solidariamente como un todo único.

Al igual que el sistema mixto, se adapta particularmente a los edificios de oficina en planta libre, por el amplio espacio disponible entre ambos tubos. (Fig. 32)

Como ejemplos cabe citar: El **Edificio Brunswick**, en Chicago, de 38 pisos, concluido en 1966 - Myron Goldsmith, Fazlur Khan y B. Graham, (Fig. 33 a y b)

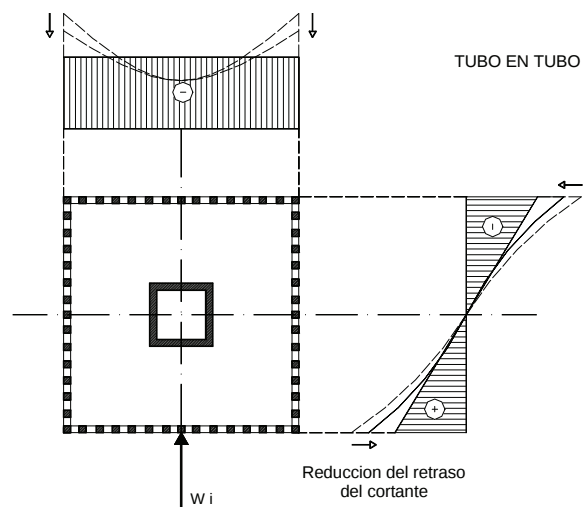


Fig. 32

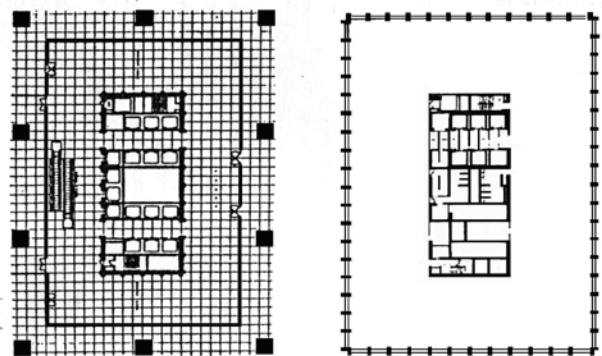
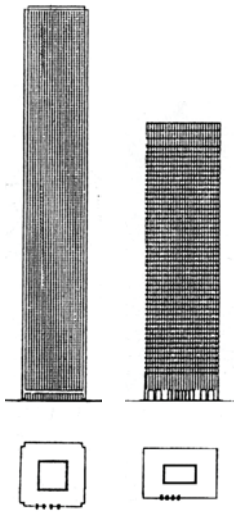


Fig. 33 a y b: Edificio Brunswick, Chicago. Vista aérea, planta tipo y planta de accesos. La configuración estructural condiciona la organización funcional del edificio. Pueden verse claramente los dos elementos que conforman el sistema: el núcleo central y el tubo perimetral. La estructura es de Hormigón, y alcanza una altura de 143 m.

El edificio de la Standard Oil, en Chicago, de 83 pisos (Fig.34) y el edificio One Shell Plaza, en Houston, de 52 pisos, (Fig. 35),



Edificio Standard Oil:
Plantas y vistas. La estructura de este edificio está conformada por un tubo único y un entramado vierendeel.
One shell Plaza: Está conformado por dos tubos.



Fig. 34: Edificio Standard Oil, Chicago.



Fig. 35: Edificio One Shell Plaza.

Otros ejemplos son: el edificio del Banco de Tokio, de 60 pisos, que se distingue por su planta triangular y Tubo triple, de los cuales solo el exterior resiste la carga del viento (Fig. 36), un edificio de oficinas de forma hexagonal, en Charlotte, Carolina del Norte, (Fig. 37), el edificio del Western Pennsylvania National Bank, en Pittsburgh, de 32 pisos y planta irregular, el que resulta llamativo porque la estructura tubular se logra parcialmente por la intersección de 2 octógonos en la zona central del edificio, (Fig.38).

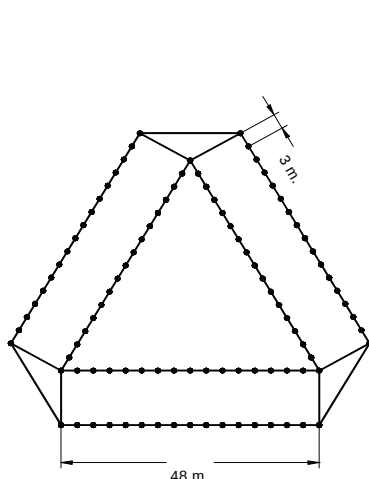


Fig. 36: Edificio del Banco de Tokio. (60 pisos)

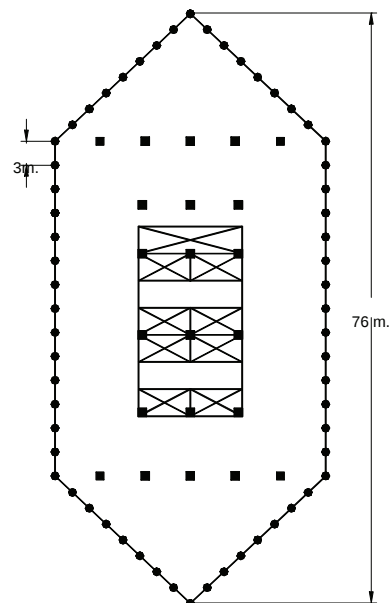


Fig. 37: Edificio en Charlotte, Carolina del Norte. (40 pisos)

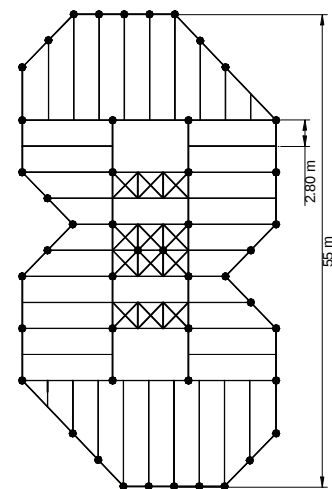


Fig. 38: Edificio del Western Pennsylvania National Bank, Pittsburgh. (32 pisos)

6. HAZ DE TUBOS

Se denomina así porque está constituido por un conjunto de Tubos, lo que permite rigidizar notablemente el conjunto y solucionar prácticamente el “retraso del cortante” logrando un comportamiento que difiere muy poco del Tubo ciego ideal, con una distribución de tensiones casi uniforme entre las columnas de esquina y las centrales. (Fig. 39)

El ejemplo más importante de este sistema lo constituye la Torre Sears, en Chicago, de 110 pisos y 442 m de altura – Fazlur Khan y B. Graham, Arq.–

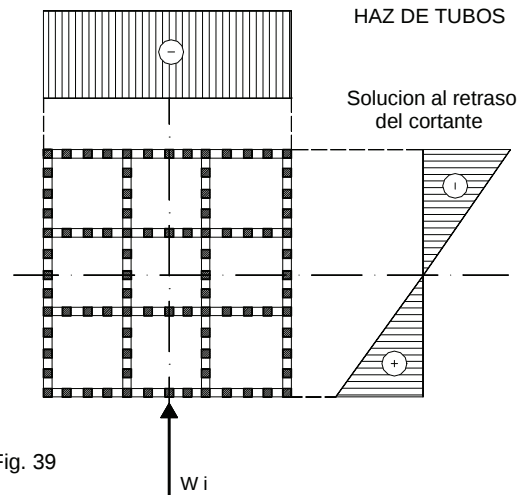
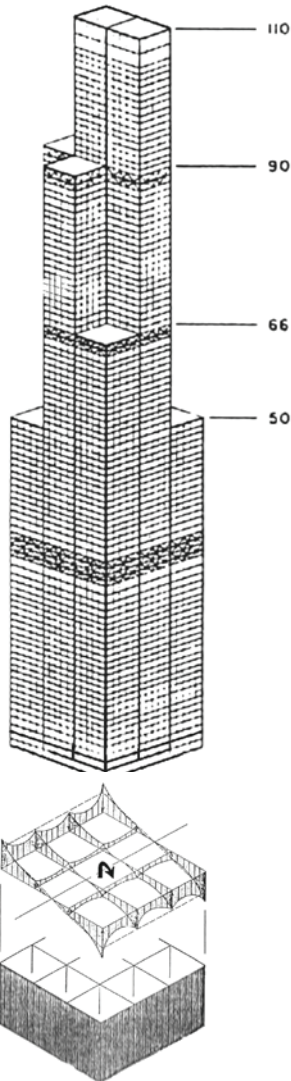


Fig. 39

Construido en el año 1974, fue la más alta del mundo hasta la construcción de las Torres Petronas, en Kuala Lumpur, Malasia. Está formada por 9 Tubos cuadrados de 22.80 m de lado cada uno, lo que permite generar en cada planta 9 espacios libres de grandes dimensiones. (Fig. 40)



El conjunto se comporta como un gran Tubo cruzado por pantallas que actúan como diafragmas que evitan la acumulación de cargas en las esquinas.

El número de tubos va decreciendo con la altura, y consecuentemente desciende el centro de gravedad y con ello el Momento de vuelco así como el período de vibración del edificio. (Fig. 41 a, b y c)

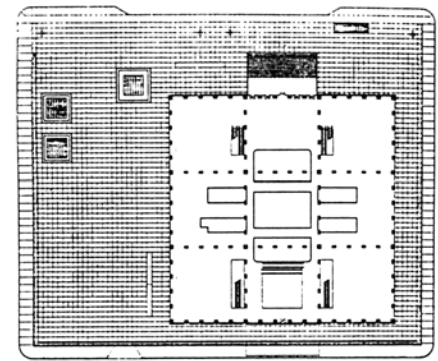


Fig. 40: Edificio Sears, Chicago. Planta de accesos.



La eficiencia de este sistema se comprueba, por ejemplo, por el peso de la estructura utilizada por m^2 de superficie, que es de 161 Kg/m^2 , mientras que en el edificio Empire State, de 102 pisos y estructura tradicional aporcionada es de 206 Kg/m^2 , lo que implica una economía significativa a favor de la Torre Sears.



Fig. 41 a: Otro caso de retraso de la transmisión del cortante: La flexibilidad de las vigas interiores que unen caras paralelas frente a la rigidez de las otras fachadas produce un retraso que incrementa las tensiones reales en las esquinas.

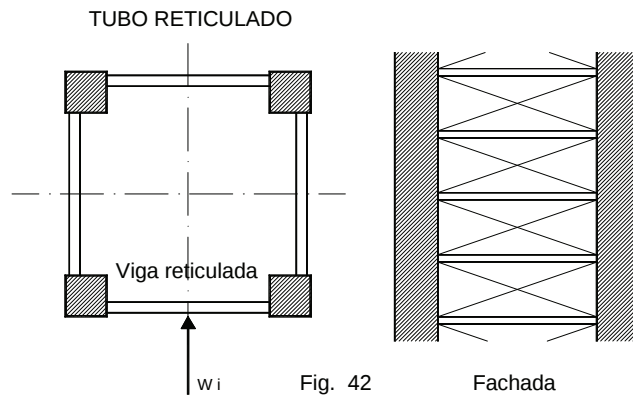
Fig. 41 b y c: Edificio Sears, Chicago. Detalle del acceso y vista desde la ciudad.

7. SISTEMA RETICULADO

Se denomina así porque el Tubo está constituido por un verdadero Reticulado que da lugar a una mayor separación tanto de columnas como de vigas, pues son ahora las barras diagonales quienes han de absorber las bielas comprimidas y traccionadas generadas por el Corte.

Esto permite que la fachada vaya recuperando la transparencia y liviandad que le sustrajera el Tubo calado con su característica opacidad.

Pero, por sobre todo, es un intento por restablecer el valor figurativo que la estructura poseyera en la antigüedad, por reconquistar el rol protagonista que ésta fue perdiendo a partir del Clasicismo, con la disociación entre arquitectura e ingeniería. (Fig. 42)



El proceso se inicia en el año 1969 con el edificio **John Hancock**, (Figs. 43 a, b, c y d) en Chicago, de 70 pisos, figura donde Fazlur Khan y B. Graham continúan en el S.O.M. el camino iniciado por ellos en el año 1961 con el primer edificio en Tubo, el ya citado **Dewitt Chestnut Apartment**, de 43 pisos.

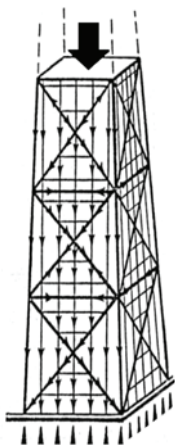
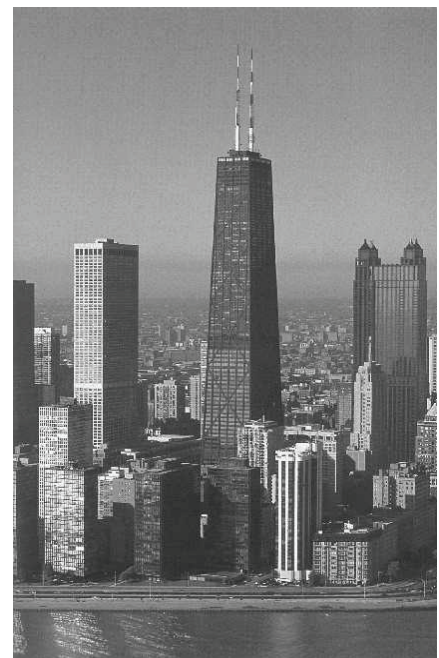


Fig. 43_a

En el John Hancock aparecen unas diagonales en cruz que rigidizan el Tubo evitando el “retraso del cortante” e incrementando su resistencia a la flexión. Su forma tronco cónica permite bajar el centro de gravedad y reducir el Momento de vuelco. (Fig. 43_a)

Económicamente esto implica reducir el peso de la estructura a 145 Kg por m² de construcción, muy inferior a los más de 200 Kg/m² que se consumían habitualmente en edificios de menos de 50 pisos con estructura aporticada convencional.

Pero esta tipología sólo ha de alcanzar su plenitud gracias a las concepciones y a la obra de un personaje brillante, el Ingeniero **William J. Lemessurier**, continuador del proceso iniciado por F. Khan, M. Goldsmith y B. Graham.



Figs: 43 b, c y d: Vista del edificio desde la ciudad, acceso y detalle de la fachada. La estructura constituye el elemento más condicionante de diseño,

Le Messurier introduce un concepto interesante para evaluar y calificar la propuesta de un sistema resistente destinado a un edificio en altura y que se conoce como el *Índice de rigidez a flexión* "I.R.F".

¿Que se entiende por "Índice de rigidez a flexión"?

Es la relación entre el Momento de Inercia de toda la masa estructural respecto al Momento de inercia máximo que podría lograrse con una óptima distribución de esa misma masa estructural.

¿Cuál es la distribución que nos garantiza el Momento de Inercia máximo?

Aquella que se concentra totalmente en las 4 esquinas de la planta, conformando 4 grandes columnas que garantizan la máxima resistencia al vuelco y a la flexión. (Fig. 44)

Cuanto mayor sea el I.R.F. tanto mejor será la respuesta estructural de cualquier sistema resistente, lo que redundará, entre otros aspectos, en una economía de toda la estructura.

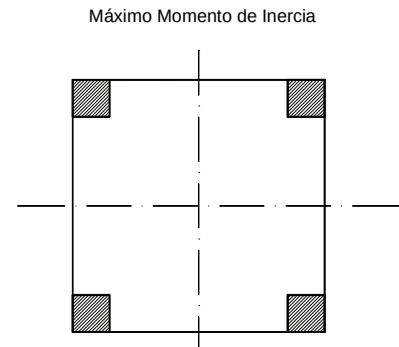


Fig. 44

A continuación se analizan algunas de sus Obras más importantes, las que ejemplifican sus conceptos y sus valiosos aportes en la evolución de esta tipología.

Centro Citicorp, de Nueva York, con 52 pisos y 279 m de altura.

La estructura está condicionada por las restricciones que le impuso la propietaria del predio, la iglesia de San Pedro, pues no permitía que las columnas penetrasen en su área, lo que obligó a soportar una parte de la Torre sobre 4 columnas exteriores de celosía, ubicadas en la mitad de cada uno de sus lados.

La otra parte descansa sobre el Núcleo interior de circulación vertical. Por este motivo, su "Índice de rigidez a flexión" es de apenas I.R.F. 33, similar al World Trade Center y a la Torre Sears. De no haber existido esta restricción y las columnas hubiesen estado en las esquinas, su valor habría subido a un I.R.F.56.

Esto obligó además a ejecutar 4 voladizos de 23 m., resuelto mediante una viga reticulada de altura equivalente a 2 pisos constituida por un sistema de diagonales y barras horizontales, que además transfiere en la Planta Baja las cargas gravitacionales al Núcleo de ascensores. (Fig. 45 a, b y c)

La estructura reticulada de la fachada está dividida en 6 módulos de 8 pisos cada uno cruzados por diagonales comprimidas mientras los miembros horizontales se hallan traccionados.

Contradictoriamente la fachada no expresa esta interesante resolución estructural.



Fig. 45 b: Vista de la torre desde la ciudad

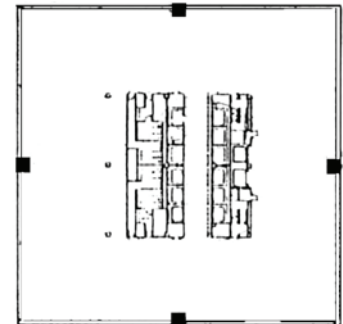


Fig. 45 a : Planta tipo



Fig. 45 c: Vista de los 4 pilares que soportan la torre.

En la cubierta inclinada se instaló el primer amortiguador, consistente en un enorme bloque de cemento de 400 toneladas situado en una bandeja de aceite, que se opone a las oscilaciones provocadas por los fuertes vientos, reduciendo sus deformaciones a la mitad. (Fig. 46_a y _b)

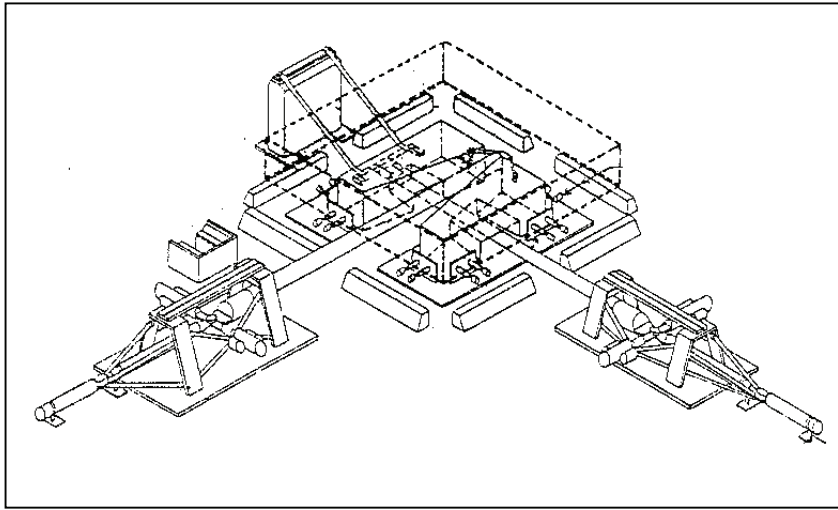
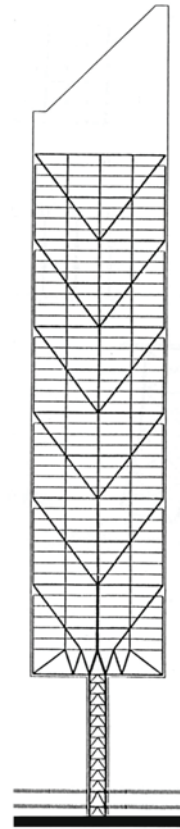


Fig. 46_a: Detalle del amortiguador situado en la parte superior de la torre.

Fig. 46_b: Corte de la torre donde se observa la estructura que la conforma.



Banco del Sudoeste, en Houston, con 78 pisos y 372 m de altura sobre una planta cuadrada de 50 m de lado. (Fig. 47_a, _b y _c)

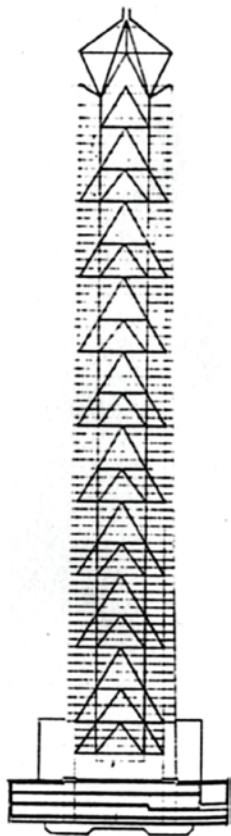


Fig. 47_a: Esquema de la estructura.

La estructura está dividida en 9 módulos de 9 pisos cada uno, atravesada por diagonales de acero que además de conformar un excelente sistema de arriostramiento contra viento, se encargan de transmitir las cargas verticales a las 8 columnas exteriores de Hormigón de alta resistencia, ya que soportan una tensión de 700 Kg/cm^2 , y que van aumentando sus dimensiones paulatinamente conforme se incrementan las cargas.

Esta concepción estructural constituye un avance respecto del Citicorp por el protagonismo que comienza a adquirir en el Banco del Sudoeste, en razón de que las diagonales, además de interconectar las columnas exteriores, atraviesan todo el espacio interior definiendo su Núcleo de ascensores y el sector de oficinas, para absorber finalmente las cargas verticales con lo cual se eliminan totalmente las columnas interiores. Ello se traduce en su excelente "Índice de rigidez a flexión", que se eleva a I.R.F. 63.

La combinación de un esqueleto de Acero, de fácil montaje, con columnas exteriores de Hormigón que le confieren una gran rigidez a flexión, da por resultado una estructura de indudables aciertos resistentes y económicos.

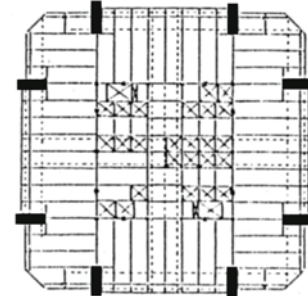


Fig. 47_b y _c: Banco del Sudoeste, Houston

Edificio Interfirst Plaza, Dallas, 73 pisos y 281 m de altura – Arqto. Jarvis Putty.

Es en esta Obra donde las concepciones expuestas por Le Messurier alcanzan su máxima expresión. (Fig. 48_a). Es una planta de 6 lados con 16 columnas que corresponden a otras tantas esquinas. Están ubicadas en todo el contorno, pero alejadas 6 m de la fachada lo que implica la recuperación integral del muro cortina con su transparencia y diafanidad.

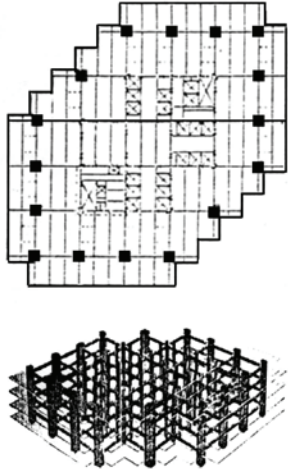


Fig. 48_b y _c: Planta tipo de la torre y esquema tridimensional de su estructura.

Al igual que en el Banco del Sudoeste todas las columnas se unen en ambas direcciones mediante entramados, pero esta vez del tipo Vierendel, los que además de absorber el Corte debido al viento y rigidizar la estructura a flexión, invaden y definen todo el espacio interior, recibiendo además las cargas gravitacionales, ¡incluso las del Núcleo, que se cuelga de estas vigas Vierendel!

Cubren luces de 48 y 60 m, lo que permite prescindir nuevamente de las columnas interiores, y otorgarle a la planta de oficinas una gran libertad, asegurando la transferencia de todas las cargas verticales a las 16 columnas exteriores. (Fig. 47_b y _c)



Fig. 48_a: Edificio Interfirst Plaza: Vista de la fachada escalonada desde la calle.

Centro Erewhon, de 207 pisos y una altura de 842 m (Fig. 49_a y _b)

Es un estudio teórico de Le Messurier basado en un famoso croquis de Frank Lloyd Wright donde se representaba un edificio de casi una milla de altura – 841 m – como el edificio más alto del mundo.

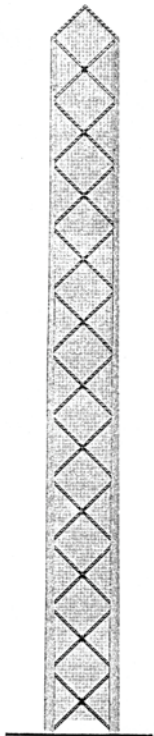


Fig. 49_b: Vista.

A partir de allí Le Messurier investiga y propone lo que podría constituir la estructura más eficiente para absorber la flexión y el Corte generado por la acción del viento en un edificio de esa altura.

Para ello elige una planta de dimensiones similares a la Torre Sears y al World Trade Center y plantea un sistema muy simple constituido por solo 4 columnas exteriores en hormigón de alta resistencia, de 12 m de lado en la base para ir disminuyendo paulatinamente hasta los 4 m en la parte más alta del edificio, conformando de esta manera el sistema de mayor rigidez a flexión posible para una planta cuadrada, que es un I.R.F. 100.

El proyecto expuesto supone resistir vientos huracanados de 225 Km/hora, para lo cual la estructura fue estudiada con el fin de lograr un período de vibración de 10 segundos, adecuado para esa velocidad. Asimismo el Cortante es absorbido por el más eficiente sistema de arriostramiento, el que está constituido por diagonales de Acero a 45° que soportan alternativamente las solicitaciones de las bielas comprimidas y traccionadas generadas por el Corte; y todo ello sin afectar la transparencia de la fachada.

Interiormente proyecta un sistema de pórticos y arriostramientos diagonales que aseguran la transferencia de todas las cargas verticales a las 4 grandes columnas exteriores.

En esta propuesta la estructura adquiere la jerarquía de protagonista principal del proyecto arquitectónico pues es la que define su configuración general.

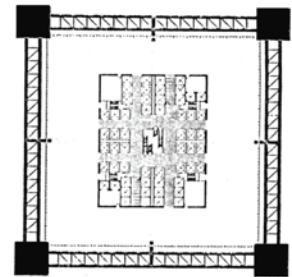


Fig. 49_a: Planta tipo.

Pero quien llevará hasta sus últimas consecuencias las concepciones de Le Messurier será el Arq. **leoh Ming Pei**, en colaboración con la Ingeniería Roberston, Fowler & Associates, en el banco de China.

Bank of China, Hong Kong, de 70 plantas, del año 1989. (Fig. 50a y b)

A partir de una planta cuadrada que divide en 4 módulos triangulares, al ascender, el edificio se convierte en un verdadero Reticulado espacial de gran calidad figurativa, transformándose la estructura en él interprete fundamental de la propuesta arquitectónica.

Esta obra tiene el mérito de haber sido realizada en zona sísmica, afectada además por fuertes tifones, generando grandes solicitaciones de Corte que son absorbidas por una estudiada triangulación espacial, cuyos módulos se reducen en número conforme se eleva el volumen, con el fin de reducir el período de vibración y dificultar la aceleración en caso de sismo.

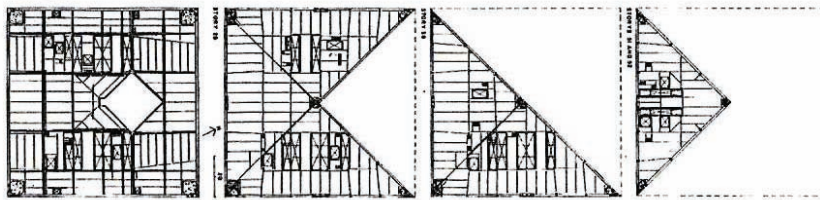
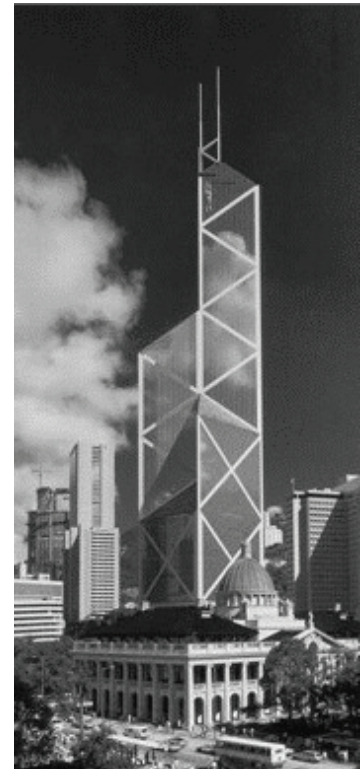


Fig. 50 a y b: Plantas tipo y vista de la torre. El área de planta va disminuyendo a medida que se incrementa la altura del edificio, partiendo de una planta cuadrada en la base y transformándose en un triángulo al llegar al piso más alto.

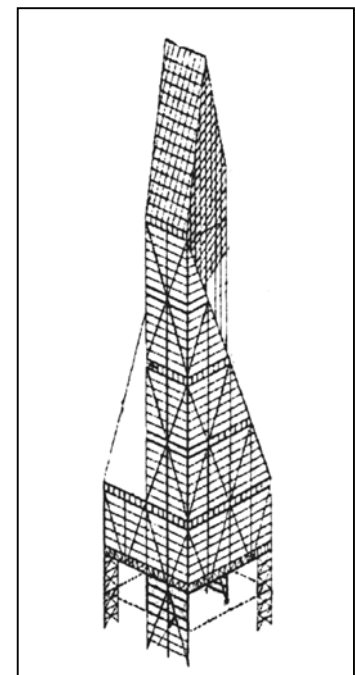


Los criterios de simetría característicos de los edificios en altura, que comienzan a ser modificados en la Torre Sears, y se acentúan en el Interfirst Plaza, de Le Messurier, prácticamente quedan abolidos en el Banco de China por una combinación de triangulaciones oblicuas y distribución excéntrica de volúmenes.

Se podría afirmar que en esta obra se hallan presentes todas las innovaciones introducidas a partir de la década del setenta para enfrentar tanto el efecto del viento cuánto la acción del sismo y las cargas gravitatorias.

En verdad, esta obra es una continuación y evolución natural, por su concepción volumétrica y estructural, de otro edificio realizado en Dallas en el año 1986, la **Torre First Interstate Bank**, del mismo I. M. Pei, de 73 pisos. La torre se eleva hasta los 219m de altura. (Fig. 51)

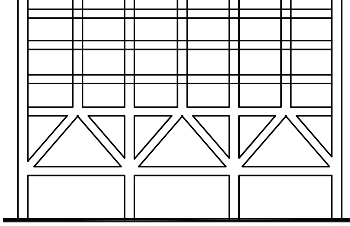
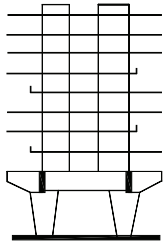
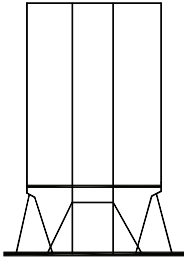
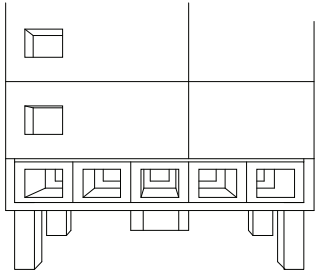
Fig. 51. La estructura se desarrolla en el perímetro, lo que permitió generar una enorme plaza en la base del edificio.



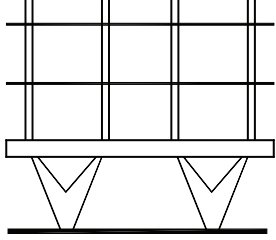
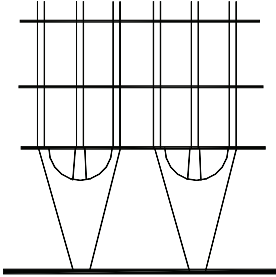
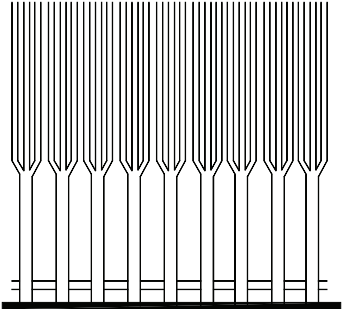
¿Qué sistemas de transición se utilizan para garantizar la existencia de espacios libres a nivel del suelo?

Pueden utilizarse una diversidad de sistemas, que dependen de los conocimientos y capacidad creativa de cada profesional.

Deberán poseer una gran resistencia para soportar las enormes cargas concentradas que le transmiten las columnas de apeo, obligando a utilizar piezas de gran altura para aumentar el brazo del par reactivo interno. Vale citar algunas soluciones:

• Viga pared de transferencia cuya altura puede llegar a ocupar 2 pisos completos. Constituye la solución más simple. <u>Financial Center</u>, Seattle,	
• Viga reticulado de transferencia, de una altura aproximada equivalente a 2 pisos, le otorga mayor transparencia a la fachada. <u>First Wisconsin Center</u>, Milwaukee, realizada por el S.O.M.	
• Se puede reducir la altura utilizando Arcos de transferencia, pues, por su forma, permite un recorrido más racional de las fuerzas. <u>Edificio IBM Building</u>, Seattle.	
• Sistema aporticado. Un ejemplo interesante es la <u>Unidad de habitación de Marsella</u>, de Le Corbusier.	
• Tabiques inclinados de soporte, conformando también un tipo de pórtico. Vale citar el <u>Conjunto de apartamentos en Berlín</u>, de Le Corbusier.	
• Aporticado Vierendel múltiple. Posee la ventaja de permitir la articulación de la estructura con el esquema proyectual de la planta, siendo parte indisoluble del espacio arquitectónico, que en consecuencia es aprovechado en su totalidad. • Incluso este esquema se puede hacer extensivo a todo el edificio, alternando plantas totalmente libres con otras subdivididas por los Pórticos Vierendel, que a su vez servirían de apoyo a las plantas libres.	

Otra solución consiste en idear mecanismos o formas que permitan desviar las cargas provenientes de los pisos superiores hacia zonas que no interfieran con los espacios que demanda el proyecto, según se indica en estos ejemplos:

Columnas en V, de manera que cada brazo pueda recibir la descarga de una columna, reduciendo a la mitad el número de ellas que llega a Planta baja. Edificio de departamentos de Berlín, de Oscar Niemeyer.	
Columnas tenedor de 3 dientes, que permite ampliar la solución anterior a 3 columnas por cada brazo, reduciendo a la tercera parte la cantidad de ellas que llega a la Planta baja. Edificio de departamentos en Brasil, de Oscar Niemeyer.	
Otra variante interesante está constituida por el agrupamiento de columnas, utilizada en el World Trade Center, en Nueva York, que también permite reducir a un tercio el número de columnas que ocupan la Planta Baja. Lamentablemente esta obra fue trágicamente destruida por el atentado terrorista más dramático de toda la historia de Estados Unidos, con la pérdida de muchas vidas humanas.	

¿En que medida los Edificios altos condicionaron el desarrollo del Hormigón armado?

La ejecución de los edificios de gran altura obligó a un creciente desarrollo y evolución del Hormigón a fin de poder competir con el Acero en la resolución de las grandes estructuras proyectadas para estos mega emprendimientos. Y básicamente este crecimiento tuvo como objetivo primario el incremento de su resistencia con la finalidad de reducir las secciones resistentes, en especial en las columnas, donde el problema se hacía más notorio conforme crecían en elevación las construcciones, reduciendo considerablemente el espacio disponible.

Esto conlleva a la creación de los *Hormigones de alta resistencia* HAR. que por sus propiedades intrínsecas son en realidad Hormigones de alta performance, de altas prestaciones, o de alto desempeño HAD, según la denominación preferida por distintos especialistas.

¿Cómo se obtienen los Hormigones de alta resistencia?

Sabemos que la resistencia de los hormigones aumenta conforme se reduce la relación agua / cemento. Pero si esta reducción es muy elevada, no habrá suficiente cantidad de agua para hidratar todo el cemento y en consecuencia la resistencia puede decrecer; además, tendremos un hormigón muy seco, prácticamente intrabajable. Esto hace necesario el uso de Superfluidificantes que permiten reducir la cantidad de agua sin afectar la consistencia, y con ello asegurar una adecuada trabajabilidad.

¿Cuál es el límite de reducción en la Relación agua / cemento sin afectar la resistencia?

No existe un valor preciso, pero numerosas experiencias y ensayos de laboratorio dan un valor límite aproximado de $a/c = 0.27$. Dado que no es posible seguir reduciendo la relación a/c , el aumento de resistencia se puede lograr mediante el uso de determinadas puzolanas, tales como LA MICROSÍLICE o HUMO DE SÍLICE, o bien, en menor medida, las cenizas volantes.

¿Qué características y como se obtienen estos productos?

La MICROSÍLICE, es un subproducto que se obtiene en el proceso de fabricación del metal silicio y del ferrosilicio, en hornos, donde al producirse la reducción del Cuarzo, se desprenden unos gases que contienen un polvo de extremada finura, y por lo tanto, altamente reactivo, con un 90% de dióxido de silicio, que al combinarse con el hidróxido de Calcio que se desprende en el proceso de hidratación del cemento, produce Silicatos de Calcio hidratados que le confieren al hormigón una gran resistencia, compacidad, estanqueidad y durabilidad. La dosis de MICROSÍLICE suele oscilar entre un 5 a un 10% del peso del cemento.

Antiguamente este polvo se arrojaba a la atmósfera, pero la legislación medioambiental obligó a su recolección a través de filtros.

Su inconveniente principal es que encarece notablemente el precio del hormigón, por lo que tiende a utilizarse la menor cantidad posible, y en muchos casos, por este motivo, se reserva su uso solo cuando se desea lograr hormigones con una resistencia superior a los 100 Mpa. Las CENIZAS VOLANTES se obtienen como subproducto en el proceso de combustión del carbón de las centrales térmicas. Posee propiedades similares a los humos de sílice, pero es menos activo y de acción más lenta en razón del mayor tamaño de sus partículas. Su dosis es más alta, ya que varía entre un 15 y un 25% del peso del cemento.

Si los hormigones convencionales poseen una resistencia que oscila entre 13 y 30 Mpa, con el uso de los productos citados se han logrado resistencias en los HAR de 80 Mpa, superando incluso holgadamente los 100 Mpa.

Vale citar al respecto el edificio **Two Union Square**, en Seattle (Fig. 52) de 62 plantas, año 1987, donde se utilizó un hormigón de **130 Mpa** en la totalidad de sus 18 columnas, que además, en lugar de la tradicional armadura interior, poseen una envoltura de acero de 16 mm de espesor fijadas al hormigón con pernos, que cumplen la función resistente, pero también hacen de encofrado y le confieren mayor ductilidad al hormigón.

Otro ejemplo es el ya citado **Edificio Interfist Plaza**, en Dallas, año 1989, con 72 plantas, donde en las 16 columnas perimetrales se utilizó hasta el piso 62 un hormigón de **69 Mpa**, disminuyendo la resistencia en los últimos pisos.

El edificio **One Peachtree Center**, en Atlanta, año 1992, con 62 plantas, y 130.000 m², utilizó un hormigón de **83 Mpa** para reducir dos de las columnas de cada fachada a solo 0.6 m².

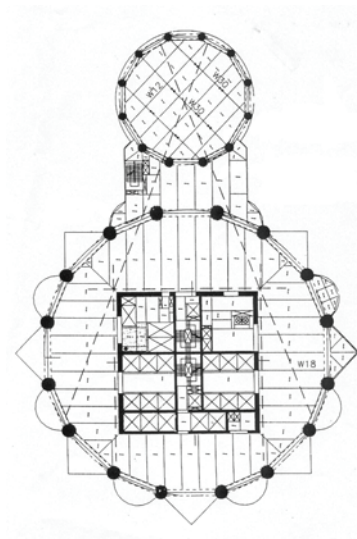
Puede citarse también la torre del **Commerzbank Headquarters**, en **Frankfurt**, construida en el año 1987, cuyos 6 pilares extremos, a través de los cuales descarga la torre de 298 m., fueron diseñados con un hormigón de 65 Mpa.



Fig. 52: Vista del Edificio Two Union Square en Seattle, U. S. A.

Las **Torres Petronas** (Fig. 53_a, _b y _c) Constituyen un referente significativo, ubicadas en Kuala Lumpur, Malasia, del Arq. Cesar Pelli, con sus 95 pisos y 452 m de altura, son, hasta el año 2001, los edificios más altos del mundo.

En ellas se utilizó el recurso de incrementar la resistencia del hormigón conforme aumentaban las cargas para evitar un aumento excesivo en las secciones de las columnas y tabiques del Núcleo. (Fig. 53_c).



En todo el sector superior las columnas perimetrales de 1.20m a 1.50 m de diámetro, utilizan un HAR de **40 Mpa**.

En el sector medio, con mayor carga, las columnas perimetrales, de 1.80 m a 2.10 m de diámetro, se eleva la resistencia del hormigón a **60 Mpa**, y en el sector inferior, donde las carga alcanzan su valor máximo, las columnas en la Planta baja incrementan su diámetro a 2.40 m y su resistencia se eleva a **80 Mpa**.

Una solución similar se utilizó en el **Walter Tower Place**, en Chicago, año 1975, con 261 m de altura, donde se partió en los pisos altos con un hormigón de 28 Mpa, que se fue incrementando conforme aumentaban las cargas hacia los pisos bajos a 41 y 52 Mpa, hasta alcanzar en las columnas de la Planta baja una resistencia de **62 Mpa**.

Fig. 53_a: Planta tipo de los niveles bajos.



Fig. 53_b: Vista de las torres, donde puede observarse la magnitud que alcanzan ambas torres con sus 452 m. de altura, unidas por un puente conector intermedio.

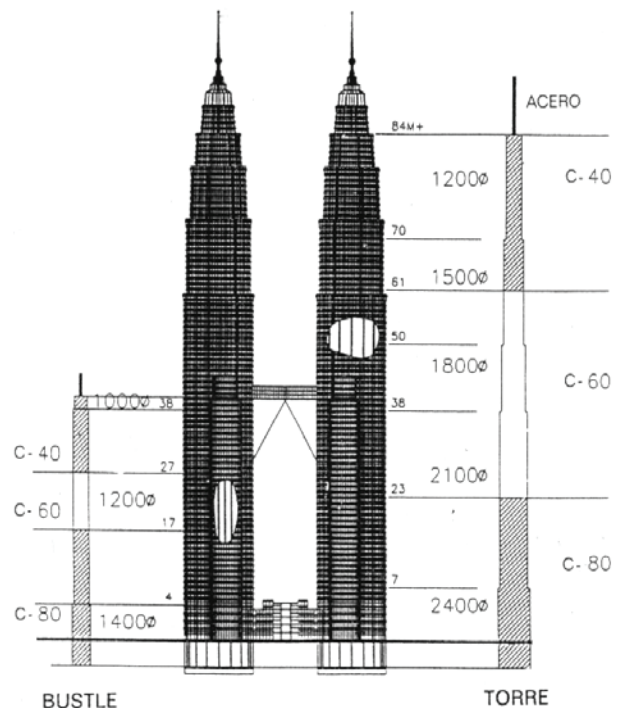


Fig. 53_c: Esquema en corte de la estructura del edificio. Se observa que medida que aumenta la altura disminuye la sección de las columnas, y se reduce la resistencia del hormigón empleado.

¿Existe algún requisito especial respecto a los agregados?

Mientras en los hormigones comunes resulta aconsejable el uso de piedra o canto rodado con una elevada granulometría, numerosos ensayos realizados demostraron que en los HAR ello puede originar serios problemas de adherencia, por ello, se recomiendan valores más reducidos, que al poseer mayor superficie específica de contacto, mejoran la adherencia. Estos valores oscilan entre 10 y 25 mm, siendo el más utilizado aquel que posee un tamaño máximo de 19 mm. Además, la selección de los áridos gruesos y finos es mucho más rigurosa.

Precisamente el uso de estos agregados de menor tamaño y la mayor cantidad de cemento que requieren estos hormigones impide la aplicación de los métodos de dosificación tradicionales de Fuller o de Bolomey, ideados para granulometrías más grandes y menor volumen de cemento. Quizá sea más apropiado el Método de Faury, aunque este tampoco garantiza resultados confiables. En definitiva, solo los ensayos y las experiencias de laboratorio permiten obtener valores convincentes.

A diferencia de los Aceros, al aumentar la resistencia del hormigón, su Módulo de elasticidad también se incrementa, y con ello se reducen los acortamientos por contracción de endurecimiento y por fluencia lenta, agregando una ventaja adicional muy significativa, en particular, en los hormigones pretesados y postesados, pues se reducen las caídas de tensión originadas por las deformaciones diferidas.

Las estructuras de hormigón, al poseer mayor masa que las de Acero, permiten alargar el período de oscilación del edificio, reduciendo la aceleración lateral provocada por el viento, lo que permite una mayor amortiguación, beneficiando a sus ocupantes con una mejor sensación de confort.

En cambio, para obtener la misma sensación de confort en las estructuras de acero, es necesario aumentar la rigidez mediante dispositivos de amortiguamiento externo, lo que afecta en gran medida a los costos, como es el caso de las World Trade Center de Nueva York.

A partir de los HAR el hormigón tuvo una evolución notable cuya consecuencia fue el nacimiento de una nueva generación de hormigones, que además de la resistencia, se orientaron a una mejora de todas sus propiedades, lo que permite afirmar que actualmente resulta más exacto denominarlos **Hormigones de alto desempeño HAD**, pudiendo citar, entre otros:

HORMIGONES DE POLVO REACTIVO HPR: Se prepara con partículas de agregados que poseen muy reducidas dimensiones, cercanas a las del cemento, a fin de crear una densidad de relleno óptimo, incluyéndose las mismas partículas de cemento no hidratadas. Alcanzan una resistencia cúbica a la compresión verdaderamente notable, de 200 a 800 Mpa, e incluso resistencias a la tracción entre 25 y 150 Mpa, algo absolutamente impensado hasta hace pocos años. Como el aumento de resistencia los hace más frágiles, resulta necesario agregarles fibras cortas de Acero que mejoran su ductilidad.

La máxima ductilidad se ha logrado con fibras de alta resistencia embebidas en lodo, lo que permite obtener un hormigón más impermeable. Se las denomina SIFCON, obteniéndose resistencias a la compresión de 90 a 105 Mpa.

Otra variedad lo constituyen los **HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES**, que mejoran notablemente la trabajabilidad, evitando el uso de los vibradores mecánicos, siendo en consecuencia muy útiles para aplicar en zonas de muy difícil acceso, o piezas muy armadas que dificultan el colado.

Se han desarrollado hormigones con armaduras no metálicas, ya que están constituidas por plásticos reforzados con fibras de Aramida, Vidrio o Carbono, siendo su ventaja principal el incremento de la resistencia a la corrosión, y la posibilidad, mediante una adecuada combinación de las fibras citadas, de obtener hormigones con el Módulo de elasticidad deseado.

En resumen, el desarrollo y la evolución del hormigón se ha acelerado notablemente en los últimos años, permanentemente aparecen nuevas variantes agregando otras propiedades que amplían sus posibilidades de aplicación, y ello seguramente conducirá a una modificación paulatina de los métodos de cálculo y dimensionado así como al uso de tecnologías cada vez más sofisticadas.

Como conclusión de este capítulo resulta imprescindible referirse a “la primer torre ecológica del mundo energéticamente autosuficiente y de fácil manejo para el usuario”, tal cual califica Norman Foster a su Obra, el **Commerzbank Headquarters**, en Frankfurt, Alemania, concluida en el año 1997. (Fig. 54_a)

Fue en su momento, con sus 53 pisos y 298 metros de altura, el edificio más alto de Europa.

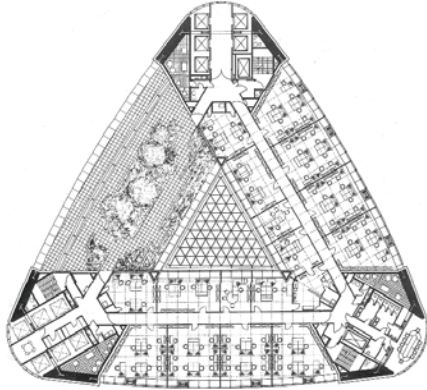


Fig. 54_a: Planta tipo donde se identifican 2 lados destinados a oficinas y 1 a jardines que abarcan la altura de cuatro plantas de oficinas.



Fig. 54_b: Vista de la torre cuyo basamento se integra al entorno.

Es una planta triangular con un gran atrio central que funciona como un pulmón que permite ventilar y acondicionar naturalmente todo el edificio, al estar conectado con 7 enormes jardines de 4 pisos de altura cada uno, ubicados alternativamente en cada uno de los lados del triángulo, con entradas de aire por rejillas ubicadas en la parte inferior de los cerramientos exteriores y salidas de aire por su parte superior, reguladas por un sistema “inteligente” combinado con el acondicionamiento térmico para Invierno y Verano. (Figs. 54_c y _d)

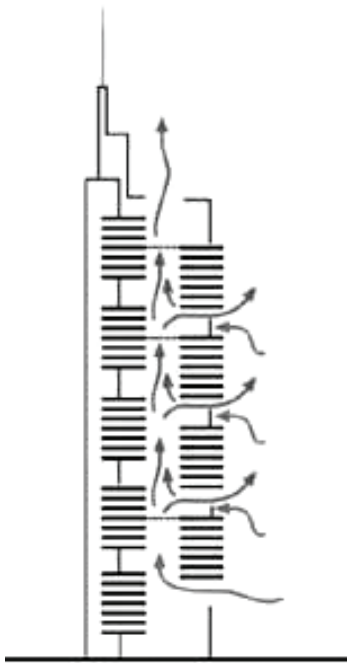


Fig. 54_c: Ventilación de las áreas de oficinas a través del pulmón central y los jardines en las distintas épocas del año.

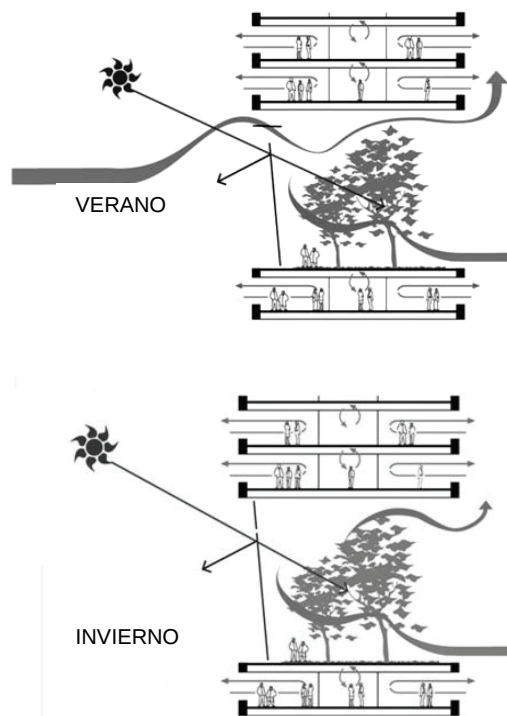


Fig. 54_d: Sistema ecológico de ventilación de la torre ideado por Foster en el cual tiene vital intervención la presencia de la vegetación existente en los jardines intermedios.

La estructura está constituida por Mega vigas Vierendel que abarcan ¡8 pisos de altura! cada una, asegurando una rigidez a flexión enorme, lo que les permite salvar holgadamente una luz de más de 30 metros, soportar adecuadamente las 8 plantas que se apoyan sobre cada una de ellas, **eliminando todas las columnas interiores**, para apoyarse finalmente en super columnas de hormigón de grandes dimensiones, situadas en los vértices del triángulo, donde se encuentran los 3 núcleos de circulación vertical. (Fig. 54 e)

Estas Vigas Vierendel actúan además como piezas de enlace del total de 6 pilares exteriores, pudiendo asimilar su comportamiento a verdaderas “presillas gigantes” que absorben el cortante generado por la acción del viento. (Fig. 54 f)



Vista de uno de los jardines desde el pulmón central.

La fundación se resuelve mediante un conjunto de 111 pilotes de 1.80m de diámetro y 48,50m. de profundidad, conectándose las columnas a estos pilotes con una gran viga de transferencia que envuelve todo el perímetro de la planta y encierra a 3 subsuelos, para conectarse con una enorme platea, que sirve de cabezal desde donde nacen los pilotes. (Fig. 54 g)

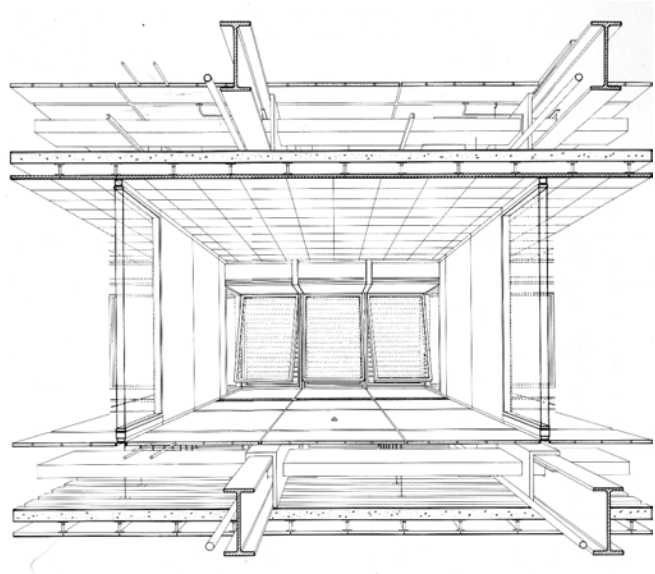


Fig. 54 e: Detalle del entrepiso de las plantas de oficinas.

VIGAS VIERENDEL

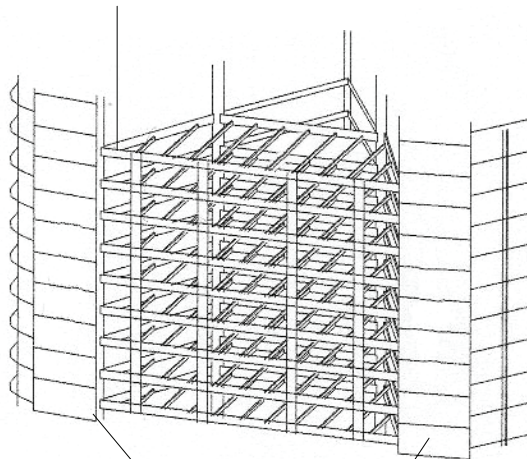
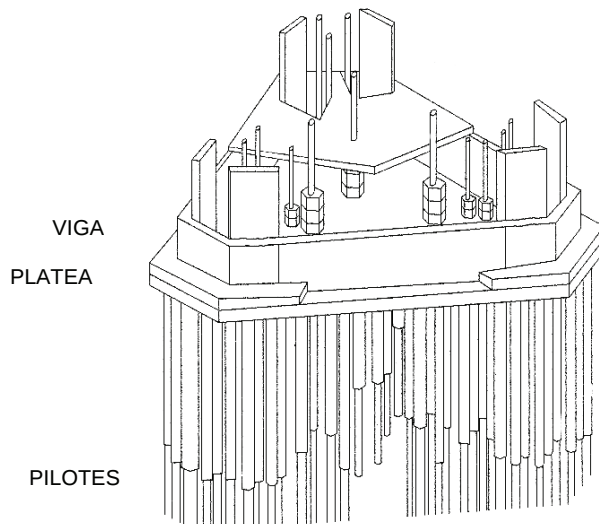


Fig. 54 f y g:
Esquema
estructural de
la torre.

PILARES



VIGA

PLATEA

PILOTES