



edificios colgados

RAFAEL BUZON y PEDRO JUAN BLANCO

De Otep Internacional

843-3

sinopsis

Los edificios colgados comenzaron a proyectarse y construirse alrededor del año 1965, en los Países Bajos y Alemania, y desde entonces se han construido en diferentes partes del mundo, hasta un total de 17 en el momento actual.

En la Plaza de Colón, de Madrid, se ha iniciado la construcción de los dos primeros en España, bajo la promoción de Osinalde, S. A.

El autor del proyecto es el arquitecto Dr. Antonio Lamela, y ha colaborado en el estudio y cálculo de la estructura Otep Internacional, S. A.

Ventajas e inconvenientes del sistema

Estudiamos a continuación las estructuras de tipo colgado, desde los puntos de vista de funcionalismo arquitectónico, comportamiento estructural, ritmo de obra, construcción y economía.

Funcionalismo arquitectónico

Las ventajas de funcionalismo arquitectónico son obvias y fundamentalmente deciden la elección de un sistema colgado. La independencia total de la parte colgada permite adoptar la disposición más adecuada a las zonas inferiores, que son siempre las de mayor valor comercial.

En la planta tipo colgada, la disposición perimetral de los tirantes hace que la planta resulte absolutamente diáfana, permitiendo cualquier distribución, tanto si su utilización es para oficinas, como si es para viviendas, debiendo respetarse únicamente la situación vertical de los conductos de servicios. La superficie ocupada por el núcleo central, que es hueco y utilizable en su interior, no disminuye la eficacia de la planta, ya que es necesario para ascensores, escaleras, etc.

Comportamiento estructural

Desde el punto de vista de funcionamiento estructural, debemos analizar por separado cada uno de los componentes básicos de la estructura, y compararlos con los análogos de las soluciones tradicionales.

La cimentación debe transmitir una carga total al terreno, concentrada en el núcleo en las soluciones colgadas, y distribuida entre todos los pilares en las soluciones clásicas. En terrenos de buena resistencia no existe prácticamente diferencia de coste. No así en los de baja resistencia, porque la gran dimensión de la superficie de cimentación obliga a grandes vuelos alrededor del núcleo, que encarecen respecto de la solución clásica. Si el terreno necesita cimentación mediante pilotes, el costo no varía prácticamente entre la solución colgada y la tradicional; incluso, la posibilidad de utilizar pilotes de gran diámetro puede ser ligeramente ventajosa para la solución colgada.

El núcleo y los tirantes transmiten las cargas verticales. En la solución clásica los pilares incrementan su carga progresivamente desde el valor 0 en la coronación hasta el valor máximo en la cimentación. Admitiendo que la sección recta de los pilares sea proporcional a la carga transmitida, el volumen total de material empleado en la solución clásica es de $K \cdot \frac{1}{2} P \cdot H$, llamando P a la carga total en cimentación de todo el edificio, H a la altura total y K al coeficiente del material, ya que la variación de carga y, por tanto la variación de sección recta, es función de la altura en ley teóricamente lineal desde el valor 0 hasta el P .

En la estructura colgada los tirantes llevan hacia la estructura de cabeza una carga linealmente creciente desde el valor 0 para la planta colgada más baja, hasta un determinado valor $\alpha \cdot P$ para la más alta. El volumen de material necesario para los tirantes es, pues, $K \cdot \frac{1}{2} \alpha \cdot P \cdot H$. El núcleo soporta en su coronación la carga $\alpha \cdot P$ transmitida por los tirantes y al descender se incrementa de manera lineal hasta alcanzar en cimentación el valor P de todo el edificio. El volumen de material necesario para el núcleo es de $K \cdot \alpha \cdot P \cdot H + K \cdot \frac{1}{2} (1 - \alpha) \cdot P \cdot H$, suma del debido a la carga transmitida por los tirantes + el debido al incremento de carga recibido al descender hasta cimentación. En total, el volumen necesitado es de $K \cdot P \cdot H \cdot (\frac{1}{2} + \alpha)$, en donde, suponiendo $\alpha = \frac{1}{2}$, nos encontramos con $K \cdot P \cdot H$, doble volumen del necesitado por la solución tradicional.

Este aumento del 100 %, que parece tan desfavorable para la solución colgada, no es más que puramente teórico, y dista mucho de ser cierto, tanto en volumen como en costo. Los motivos son varios: en primer lugar se ha supuesto que las secciones rectas de los pilares empezaban con el valor 0, lo cual es prácticamente imposible; además, en la solución estructural clásica es necesario resolver los problemas de pandeo que en la solución colgada apenas existen, ya que los tirantes se hallan sometidos a tracción, y el núcleo, geoméricamente robusto, está muy poco afectado.

Asimismo, los efectos de momentos hiperestáticos debidos a cargas verticales u horizontales de viento y sísmico, que en la estructura tradicional afectan a todos los elementos aumentándolos en volúmenes muy importantes, en las estructuras colgadas sólo afectan al núcleo, que, para los efectos de cargas horizontales, está mucho mejor dispuesto que los pilares de las soluciones clásicas, porque, por una parte, actúa como carga estabilizadora la transmitida por los tirantes y, por otra, posee en su sección hueca una eficacia a flexión muy superior a la de los pilares clásicos.

También hemos considerado que las plantas colgadas correspondían a la altura total H del edificio, lo que no es normalmente cierto, puesto que siempre existirán unas plantas bajas y de sótanos cuyas cargas se transmitirán según la solución clásica, lo cual reduce muy sensiblemente el porcentaje de incremento de material, por corresponder a la zona donde existe mayor volumen en menor altura. Por otra parte, la valoración de los materiales no es independiente de su forma, pues los pequeños volúmenes, con mucha superficie encofrada, son unitariamente más caros que los grandes volúmenes con poca superficie encofrada. Análogamente, en estructura metálica los perfiles pequeños son unitariamente más caros que los grandes.

En resumen, aunque en un estudio puramente teórico el volumen de elementos verticales resultaba ser el doble del correspondiente a las soluciones clásicas, en la realidad hay una disminución de este volumen, hasta dejarlo reducido solamente al 20 % de los correspondientes a las soluciones clásicas, y ello comparando únicamente los elementos estructurales, sin considerar que los mismos en la solución colgada pueden constituir cerramientos que en las soluciones tradicionales es necesario prever adicionalmente.

Las plantas colgadas son de disposición estructural y funcionamiento idéntico al de las soluciones tradicionales. Sus luces de apoyo son iguales, incluso algo menores en las soluciones colgadas, ya que los tirantes de fachada, al no tener problemas de sección mínima por pandeo, pueden colocarse más

próximos, obteniéndose una reducción de luces para los elementos horizontales. Normalmente se emplean plantas de estructura ligera, con preferencia a las soluciones clásicas más pesadas.

La estructura de cabeza es el único elemento, distinto o nuevo en la solución colgada, respecto de las soluciones tradicionales. Su función es transmitir las cargas de los tirantes al núcleo central. Está integrado por varias grandes vigas en voladizo, a modo de gigantesco paraguas sobre el núcleo, por lo que este tipo de estructuras recibe también el nombre de «estructura de paraguas». Debe construirse con la mayor altura posible para reducir su costo y, además, para permitir en su interior el alojamiento de los servicios, maquinaria de ascensores, aire acondicionado, etc., con lo que no se pierde ninguna superficie útil de las plantas tipo.

Proceso de obra

El ritmo de obra de las estructuras colgadas es radicalmente distinto al de las estructuras clásicas, y en ello se basa una de sus grandes ventajas. En la solución tradicional, los pasos a seguir son: excavación, muros, cimentación, estructura de abajo hacia arriba y con un cierto desfase respecto de ella, albañilería e instalaciones.

En la solución colgada, el ritmo de obra es: excavación, cimentación del núcleo y hormigonado por deslizamiento hasta su coronación, estructura de cabeza o paraguas, excavación y cimentación del resto del edificio, ejecución de las plantas colgadas y de las bajas simultáneamente, realizando, con el correspondiente desfase, la albañilería y similares de las plantas colgadas, y de las bajas, simultáneamente.

Este ritmo de obra tiene grandes ventajas. En primer lugar, el núcleo central se erige en muy poco tiempo, pues el deslizamiento, imposible en las estructuras tradicionales, se realiza a un ritmo de una planta diaria, siendo suficientes 10 días para el montaje del andamio en el suelo y otros tantos para el desmontaje en la coronación.

A partir del momento en que el núcleo está terminado y se comienza la construcción de la estructura de cabeza se puede decir que está resuelto ya el problema de comunicaciones en el edificio, que tan gran dificultad supone en las soluciones tradicionales, porque inmediatamente se pueden colocar las escaleras y ascensores o montacargas de obra. También a partir de este momento se duplica el taajo de obra, pues de manera independiente se puede continuar trabajando en las zonas bajas y en las plantas colgadas.

Con ello se consigue, por una parte, que la duración total de la obra quede muy reducida y, por otra, que la terminación del edificio sea simultánea en ambas zonas. (En las soluciones tradicionales se realiza una inversión muy fuerte en zonas de garajes y comerciales, terminadas mucho antes que el resto de la edificación y sin utilidad posible hasta la terminación del conjunto.)

Otra gran ventaja del ritmo de obra es que, a partir de la construcción de la estructura de cabeza, todas las plantas sucesivas tienen encima alguna, ya construida, con lo que desaparecen las interrupciones de obra por inclemencias meteorológicas. Además, al realizarse la construcción de arriba hacia abajo, se consigue que las plantas terminadas no se utilicen como plantas de paso y se dé lugar al deterioro.

Construcción de la estructura colgada

La construcción de las estructuras de tipo colgado no requiere especialización alguna, aunque sí una Empresa constructora de solvencia técnica. Es necesario realizar una adecuada programación de los trabajos, con prefabricación de elementos, como la estructura de cabeza, tirantes, y plantas completas. También es necesario disponer de medios adecuados de transporte y elevación, cuya capacidad y potencia son superiores a los normales en la construcción clásica.

Dentro de las estructuras de tipo colgado existen variantes que exigen medios distintos de construcción, muy cuidados. Los andamios o cimbras son quizá el ejemplo más claro, y su uso está también muy ligado a la forma estructural particular.

Comparación económica

Atendiendo solamente a la estructura como tal, la descrita resulta más cara respecto a la de las soluciones clásicas en una cuantía variable entre el 15 y el 20 %; pero como la estructura viene a suponer el 25 % del total de la edificación, resulta un 4 ó 5 % de ese total, y son las otras ventajas señaladas (de

uso arquitectónico, mayor rendimiento de las plantas comerciales, menor tiempo de inversión, etc.) las que hacen aconsejable esta solución cuando se reúnen las condiciones particulares indicadas. En numerosas ocasiones la estructura colgada es la única solución posible y, por tanto, la única rentable.

Problemas técnicos de diseño

El proyecto y cálculo de las estructuras de tipo colgado o paraguas, exige la consideración de algunos problemas poco normales en las soluciones clásicas, y que son, a su vez, diferentes, según las distintas soluciones escogidas para cada uno de los elementos fundamentales de la estructura: cimentación, núcleo, estructura de cabeza, tirantes y plantas colgadas.

Cimentación

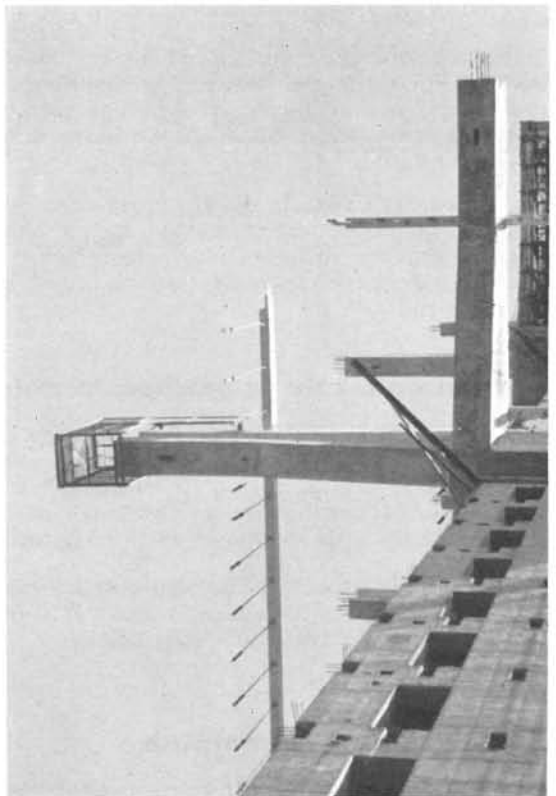
La cimentación, como ya hemos indicado antes, transmite la carga total del edificio a una sola superficie alrededor del núcleo; ello exige una gran losa, fuertemente solicitada por una carga vertical + las flexiones derivadas de las distintas hipótesis de cálculo (viento, sísmico, etc.).

Es necesario considerar los posibles asientos para las diferentes hipótesis de carga, porque existen normalmente una serie de plantas de sótano y baja cuya cimentación es independiente, aunque su estructura está unida rígidamente al núcleo, como luego veremos; y si los asientos de la cimentación del núcleo y de los restantes pilares de estas plantas fueran diferentes, podrían producirse fisuras en esa estructura adyacente.

Esfuerzos y deformaciones en el núcleo

El núcleo tiene tres etapas de cálculo: fijación de las cargas, estudio de los esfuerzos, y dimensionado y determinación de sus movimientos. Las cargas a considerar son: su peso propio, la carga transmitida por la estructura de cabeza y la carga transmitida en cada nivel por cada una de las plantas colgadas, y por cada una de las plantas bajas de solución tradicional; además, es necesario considerar las acciones horizontales del viento, sísmico, y la excentricidad en la sobrecarga de las diversas plantas colgadas.

Esta excentricidad de la sobrecarga ha sido considerada con distinta magnitud por los distintos proyectistas, pero normalmente se ha supuesto una acción excéntrica, equivalente a la producida por el tercio superior de las plantas colgadas, cuando sobre ellas actúa la sobrecarga máxima, distribuida en planta de manera que produzca el momento máximo para cada uno de los dos ejes principales de inercia del



Vista general.
Vigas principales.

núcleo, estando el resto del edificio sin sobrecargas. Por supuesto, en la consideración de todas las cargas indicadas, es necesario tener en cuenta las excentricidades geométricas tanto del núcleo como de las plantas, o de la distribución de cargas permanentes sobre ella.

El estudio de los esfuerzos sobre el núcleo es particularmente complejo, no solamente por la gran cantidad de hipótesis de cargas distintas posibles, sino también porque el núcleo no constituye un tubo de sección constante, pues lógicamente lleva una serie de huecos coincidentes con las diversas plantas, lo que incluso puede degenerar en un entramado con pilares de gran sección.

El cálculo detallado es prácticamente inabordable, pues las asimilaciones a entramados planos son bastante imprecisas, ya que las dimensiones de los pilares ficticios falsean el planteamiento teórico de la longitud de los tramos horizontales. Otro estudio puede realizarse a base de considerar su comportamiento, sin tener en cuenta los agujeros, y estudiar, a posteriori, la transmisión de las fuerzas cortantes a través de los dinteles de los huecos, dimensionándolos adecuadamente.

En cualquier caso es conveniente, si no se dispone de datos o experiencias anteriores, realizar ensayos sobre modelos, a escala, bien por procedimientos fotoelásticos, o con elementos especiales de medición de esfuerzos. En muchos casos la excentricidad del conjunto exige la consideración adicional de esfuerzos de torsión sobre el núcleo, que actuarán simultáneamente con otros según la consideración de las acciones que lo producen.

El estudio de las deformaciones del núcleo, que es el último a realizar, es fundamental, puesto que de él depende la habitabilidad del edificio. Dos son los movimientos a considerar:

En primer lugar, el movimiento horizontal debido a las acciones que hacen actuar al núcleo como una ménsula. Estos movimientos deben ser limitados en amplitud, para evitar las sensaciones de vibración horizontal, que, desde el punto de vista de habitabilidad, son profundamente desagradables; así, pues, se debe buscar para el núcleo la menor altura en voladizo posible, y por ello, en lugar de dejarlo libre desde cimentación, es aconsejable empotrarlo en las plantas baja y de sótanos, lo cual introduce cargas de reacción horizontal en estas plantas, pero limita la longitud del núcleo en voladizo en toda la profundidad de los sótanos.

El segundo movimiento a considerar, es el longitudinal. Este movimiento carece de importancia para las estructuras tradicionales, pues es aproximadamente el mismo para todos los soportes, y no supone más que un descenso uniforme de las plantas; pero en las estructuras de tipo colgado es fundamental, ya que las plantas colgadas apoyan, por un lado, en el núcleo, y por otro, en los tirantes.

Considerando una planta cualquiera, el apoyo sobre el núcleo sufre un descenso correspondiente a tres sumandos: uno, el acortamiento del núcleo hasta esa planta por retracción; otro, el acortamiento del núcleo hasta esa planta por deformación elástica; y el tercero, el acortamiento debido a la deformación horizontal del núcleo.

Si ahora consideramos la misma planta, pero en su apoyo en el tirante, encontraremos que éste desciende por dos motivos: descenso de la estructura de cabeza y alargamiento elástico de los tirantes. Pero el descenso de la estructura de cabeza está, a su vez, motivado por los siguientes factores: descenso de su apoyo, que es la coronación del núcleo, por su acortamiento elástico y por retracción, deformación elástica y giro de la estructura de cabeza, debido a la deformación horizontal del núcleo.

En resumen, los movimientos de los dos puntos de apoyo de la planta son diferentes, y, para conseguir que las plantas en servicio resulten horizontales, es necesario conocerlos exactamente, y dimensionar los diversos elementos de acuerdo con ellos.

Estructura de cabeza

La estructura de cabeza soporta las cargas de los tirantes y las transmite en voladizo al núcleo. Debe dimensionarse lo más ligera posible y con mucho canto, por rigidez y por economía. No existe en ella problemas particulares de diseño o cálculo, salvo los correspondientes a la elección del material y forma de ejecución.

Las estructuras de cabeza, totalmente metálicas, tienen la ventaja de su ligereza, permiten su prefabricación, y el montaje se realiza sin andamiajes ni cimbras auxiliares; tienen, en cambio, el inconveniente de tener que ser protegidas contra el fuego, y las uniones a tracción, a realizar en obra, no deben ser soldadas sino resueltas mediante tornillos de alta resistencia, lo que puede dar lugar, en las zonas de esquina fundamentalmente, a piezas complicadas.

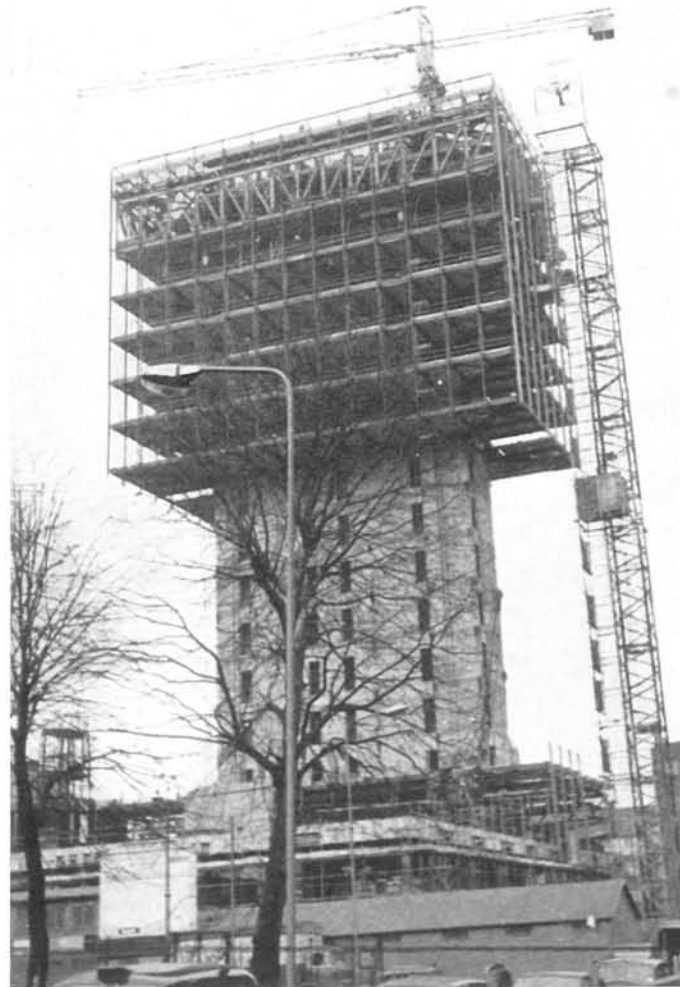
Hearts of Oak. Londres

Las estructuras de cabeza, totalmente de hormigón, tienen el inconveniente de su mayor peso, así como el de necesitar cimbras o encofrados; también su ejecución es más lenta. En ellas, necesariamente, el tirante y zona superior de tracción deben resolverse mediante procedimientos de pretensado, para evitar la fisuración en el hormigón. Este pretensado da lugar a deformaciones horizontales adicionales, que es necesario considerar por su acción sobre los tirantes, en su unión a la viga de cabeza.

Existe una solución intermedia para la estructura de cabeza, entre la metálica y la de hormigón, que tiene las ventajas de ambas; en ella los elementos en voladizo son metálicos y, por tanto, ligeros y de fácil montaje, y su unión sobre el núcleo se realiza atándolos en la zona superior de tracción por medio de una losa de hormigón pretensado, con lo que desaparecen los inconvenientes de las uniones metálicas en zona de fuertes tracciones.

Tirantes

Los tirantes son elementos a tracción, con carga creciente desde abajo hacia arriba, y su cálculo no ofrece ninguna complicación especial, así como el cálculo de sus deformaciones; pero en ellos el problema radica en su ejecución, su continuidad y su unión a la estructura de cabeza y plantas colgadas. Para obtener el máximo beneficio del trabajo a tracción debe articularse la unión a las plantas, evitándose así las flexiones.

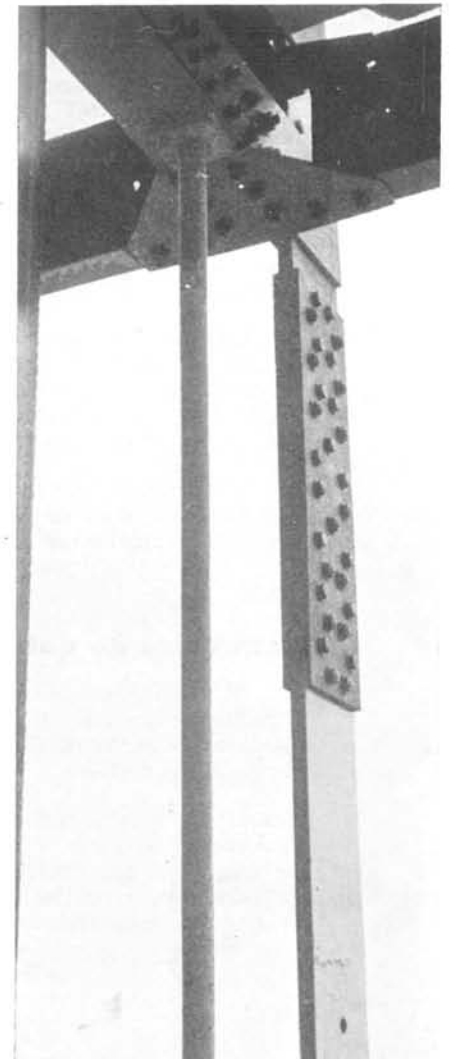


Vista general.



Disposición de tirantes.

Detalle del empalme del tirante.



El material idóneo para los tirantes es chapa de acero, que tiene las ventajas del material más adecuado para el trabajo a tracción. Permite la ejecución simple de las uniones articuladas; la sección variable a tenor de las cargas, se obtiene modificando el espesor de las chapas y su número; su unión se ejecuta mediante tornillos de alta resistencia, y su montaje se realiza con gran sencillez de arriba hacia abajo, colgando cada tramo, correspondiente a varios pisos, del tramo superior, sin necesidad de ningún elemento auxiliar.

La protección necesaria contra el fuego se obtiene mediante asbestos proyectado o en planchas, y su forma estrecha y larga la permite ocultarse perfectamente, bien en los maineles de la carpintería de huecos, o bien en la cámara de aire de las fachadas.

En alguna ocasión los tirantes se han realizado en hormigón armado, aunque supone problemas adicionales sobre la solución de chapa metálica, ya que, en primer lugar, es necesario pretensarlos para evitar la fisuración del hormigón; y en segundo lugar, su unión con las plantas colgadas no puede realizarse articulada, por lo que sufren momentos de flexión de la planta y de asiento del punto de apoyo, que tienen una gran importancia.

Por otra parte, su ejecución exige disponer de una plataforma o cimbra de trabajo, y además, su sección recta, mucho mayor que la de los tirantes de acero, hace mucho más difícil la ocultación en la fachada. También la operación de pretensado debe realizarse en etapas, determinando que, para cada una de éstas, los movimientos máximos no superen los admisibles para cada una de las plantas.

Plantas de pisos

La planta colgada no presenta problemas especiales en su diseño y cálculo, salvo los correspondientes a su proceso de ejecución y materiales empleados. Al igual que en los restantes elementos, son dos aquí las soluciones posibles: solución metálica y solución de hormigón.

La solución metálica tiene numerosas ventajas: en primer lugar, su ligereza; en segundo lugar, su montaje se realiza en el suelo alrededor del núcleo, izando la vigería fundamental por medio de cabrestantes, de mando único, hasta su posición definitiva, momento en el cual se une al núcleo y a los tirantes y ya únicamente queda rellenarla, bien con bloques o con losas ligeras prefabricadas. Las uniones son sencillas y rápidas todas ellas, por medio de tornillos de alta resistencia; y el tiempo normal para montaje, elevación y unión definitiva en todos los edificios que han adoptado este sistema oscila alrededor de las 36 horas por planta.

La solución de hormigón es mucho más pesada; su elevación en paneles es prácticamente imposible, siendo únicamente realizable con poderosísimos medios de elevación, por lo que normalmente exige la ejecución de una cimbra, la cual puede ser la misma que sirvió para la ejecución de la estructura de cabeza y que se va bajando, deteniéndose en cada nivel para la ejecución de la planta correspondiente; en estas condiciones el ritmo de obra es más lento, pues es necesario esperar el endurecimiento del hormigón para poder retirar la cimbra al nivel inferior. Las uniones al núcleo y a los tirantes, hormigonadas junto con el piso, resultan rígidas y, como ya hemos indicado, esto produce efectos hiperestáticos importantes.

Resumen

Se puede decir que los dos problemas básicos del diseño de los edificios colgados son la elección de los materiales y el estudio de los movimientos, tanto horizontales como verticales.

Las estructuras colgadas metálicas proporcionan soluciones más ligeras, de montaje mucho más rápido y soluciones constructivas más simples; en ellas, los movimientos longitudinales son conocidos individualmente y las nivelaciones de montaje se realizan de manera que en servicio las plantas resulten horizontales.

Las estructuras colgadas de hormigón, proporcionan soluciones más pesadas, de ejecución más lenta, exigiendo medios auxiliares especiales; en ellas, los movimientos se contrarrestan en sucesivas operaciones de pretensado, tanto de la estructura de cabeza como de los tirantes.

EDIFICIO	Estado actual	Situación	Altura (m)	Plantas colgadas	Núcleo	Vigas de cabeza	Trantes	Pisos
1. OVERBEEK HUIS.	Terminado 1965.	Rotterdam	56	14	Hormigón armado.	Hormigón pretensado.	Barras acero alta resistencia.	Vigas de acero.
2. FINNLAND HOUSE.	Terminado 1966.	Hamburgo	50	13	Hormigón armado.	Hormigón pretensado.	Chapas de acero.	Vigas hormigón armado.
3. BERLAYMONT CENTRE.	Terminado 1966.	Bruselas	43	13	Hormigón armado.	—	Chapas de acero.	Vigas de acero.
4. MINISTRY OF PENSIONS.	Terminado 1966.	Bruselas	112	35	Hormigón armado.	—	Chapas de acero.	Vigas hormigón armado.
5. CITY HALL CENTRE.	Terminado 1967.	MARL (Alemania)	35	8	Hormigón armado.	Hormigón armado.	Hormigón pretensado.	Hormigón armado.
6. B. P. HOUSE.	Terminado 1967.	ANTWERP	52	13	Hormigón armado.	Hormigón pretensado.	Cables de acero.	Vigas de acero.
7. SHERMANOAKS BANK.	Terminado 1967.	CALIFORNIA	34	8	Estructura de acero con hormigón.	Vigas metálicas.	Chapas de acero.	Vigas de acero.
8. PACIFIC TRADE CENTRE.	Terminado 1967.	CALIFORNIA	42	11	Hormigón armado.	Vigas metálicas.	Chapas de acero.	Vigas de acero.
9. LINCOLN LIFE.	Terminado 1968.	LOUISVILLE		15	Hormigón armado.	Vigas metálicas.	Vigas metálicas.	Vigas de acero.
10. CASA DEL IRAN, PARIS.	Terminado 1968.	Paris	38	8	Estructura de acero.	Vigas metálicas.	Chapas de acero.	Vigas de acero.
11. CASA PARA ENFERMERAS.	Terminado 1968.	EINDOVEN	36	11	Hormigón armado.	Vigas metálicas	Chapas de acero.	Vigas de acero.
13. P. y O.	Terminado 1968.	LONDRES	58	13	Hormigón armado.	Vigas metálicas cosidas al núcleo con cables de pretensado.	Chapas de acero.	Vigas de acero.
14. COMERCIAL UNION.	Terminado 1968.	LONDRES	118	29	Hormigón armado.	Vigas metálicas cosidas al núcleo con cables de pretensado.	Chapas de acero.	Hormigón ligero armado.
15. STANDARD BANK.	En construcción.	JOHANNESBURGO	140	34	Hormigón armado.	Vigas hormigón pretensado.	Hormigón pretensado.	Hormigón ligero armado.
16. OAK SOCIETY OFFICES.	En construcción.	LONDRES	60	15	Hormigón armado.	Vigas metálicas cosidas al núcleo con cables de pretensado.	Chapas de acero.	Vigas de acero.
17. EDIFICIO DE OFICINAS.	En construcción.	VANCOUVER	80	12	Hormigón armado.	Arcos de hormigón armado.	Cables de acero.	Vigas de acero.

Comercial Union Assurance. Londres



Edificios colgados en el mundo

En la tabla anterior presentamos las características esenciales de los 17 edificios anteriormente proyectados. Las variables son: tipo de estructura de cabeza, material de los tirantes, estructura de las plantas colgadas y sistema de ejecución del núcleo.



Vista general.

Tirantes y última planta colgada.



Los edificios colgados de la Plaza de Colón

Arquitecto: Dr. ANTONIO LAMELA

Introducción

En la Plaza de Colón, de Madrid, esquina a la calle Génova, en un solar aproximadamente cuadrado de 1.500 m² de superficie, se ha proyectado un conjunto de 30.000 m² de superficie edificada, compuesto genéricamente por 6 plantas de sótano para estacionamiento y servicios, planta baja comercial, 2 plantas de oficinas, y planta ajardinada, desde donde emergen dos torres de viviendas de 20 plantas cada una. El proyecto es obra del Arq. Dr. Antonio Lamela.

La disposición estructural teóricamente óptima es distinta para las zonas descritas, ya que mientras las bajas de oficinas, comercios y estacionamientos necesitan una gran diafanidad entre soportes, en la torre de viviendas las grandes luces significarían un encarecimiento innecesario. Por otra parte, si se dispusiera una estructura adaptada a las torres, las cargas transmitidas por los pilares obligarían a grandes secciones aparentes, y su proximidad haría inutilizables las plantas bajas. Es decir, nos encontramos con un problema de incompatibilidad en la distribución de los pilares.

Núcleos de hormigón realizados con encofrado deslizante.



Surge, como solución ideal, una estructura en la que fuese posible independizar las dos zonas de necesidades estructurales diferentes, y esta necesidad es la que cubre la estructura colgada, en la que los pilares (tirantes) de las torres, en lugar de llegar a cimentación, cuelgan desde una gran viga de cabeza (paraguas) que apoya en un núcleo central, que es el que transmite las cargas a cimentación.

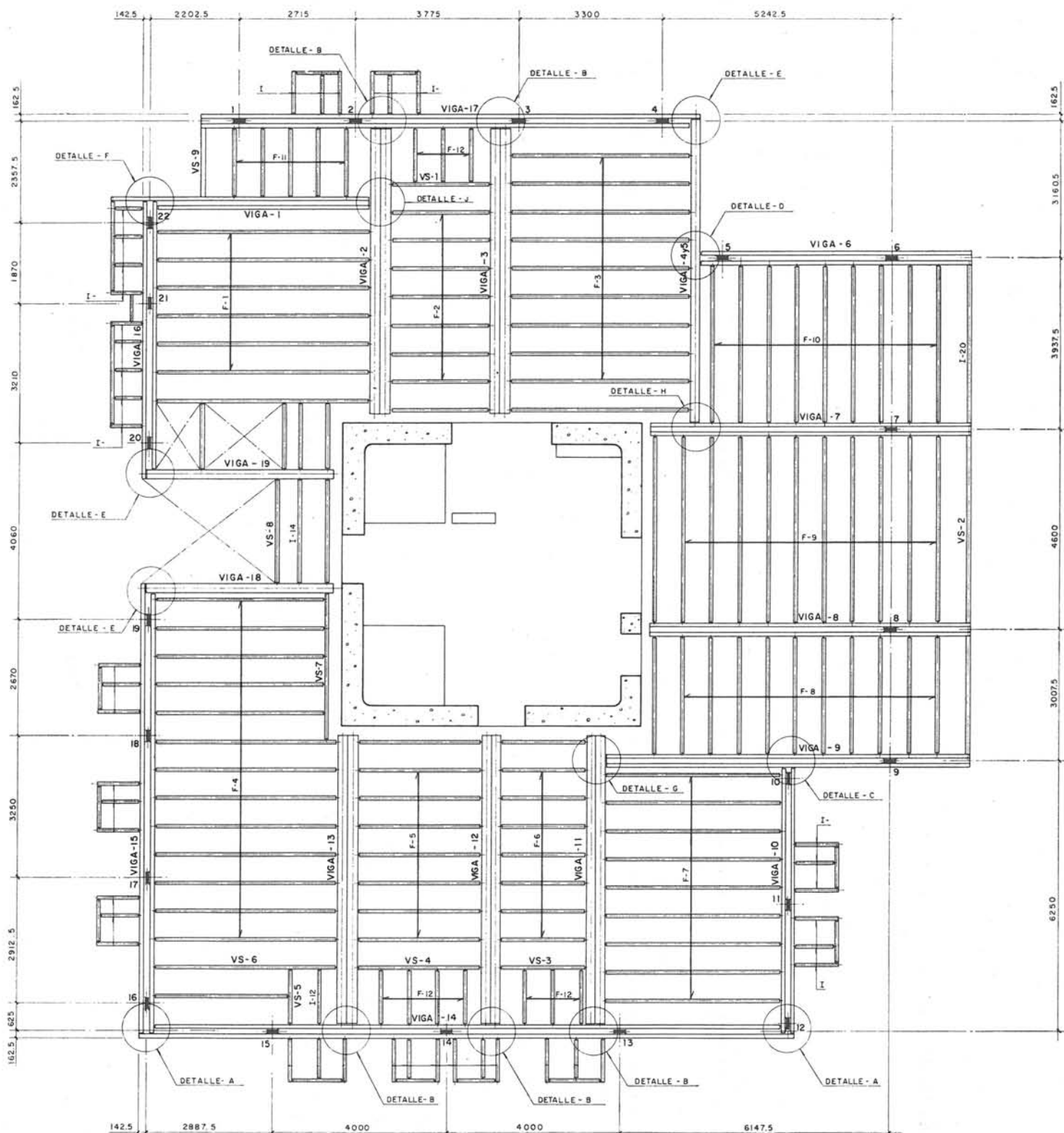
Descripción

La concepción estructural general responde a la idea de estructura metálica, es decir, la estructura de cabeza, los tirantes y las plantas colgadas son metálicos.

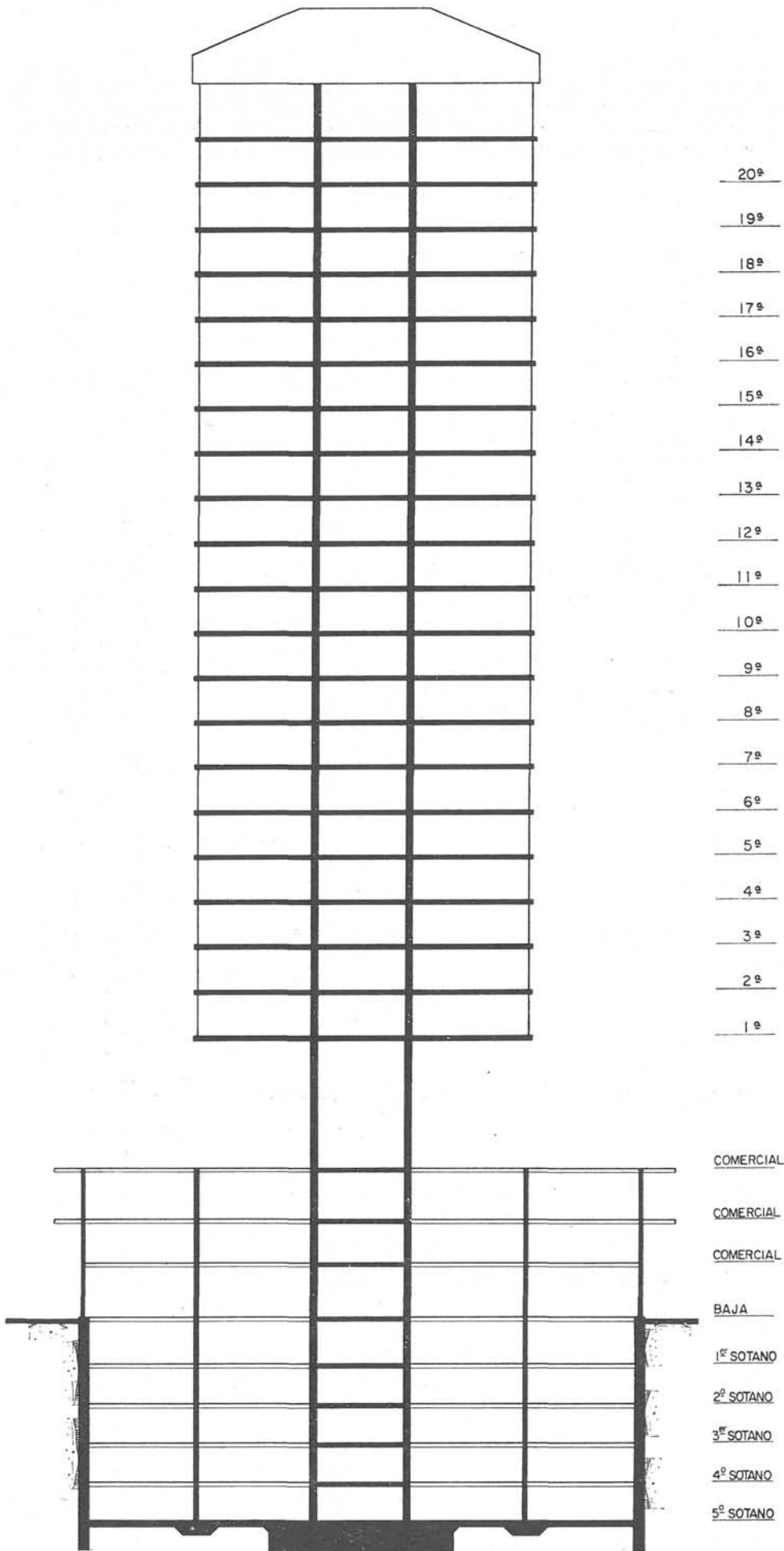
La cimentación se realiza a la cota -18,45, en la que el terreno admite una carga de trabajo de 10 kp/cm². Su disposición es mediante zapatas armadas, independientes también para todos los pilares de las plantas bajas. Cada una de las zapatas de las torres gemelas es un cuadrado de 12 x 12 m, con un espesor de 2 metros.

Los núcleos de las dos torres son de sección cuadrada de 7 x 7 m de lado y espesor variable escalonadamente desde un máximo de 70 cm en las plantas bajas hasta un mínimo de 40 cm, en las plantas altas. Existen en ellas dos pasos mayores, uno en cada uno de los cuatro lados, no simétricos, siendo el mayor de 2,20 m de ancho. La altura de estos huecos es de 2,15 m, y la separación entre pisos, de 2,95 m, con lo que resultan dinteles de 80 cm; pero la necesidad de huecos de paso de aire acondicionado reduce aún esta dimensión en algunos dinteles en 20 cm, siendo en ellos necesario contar con refuerzos de perfiles lamina-

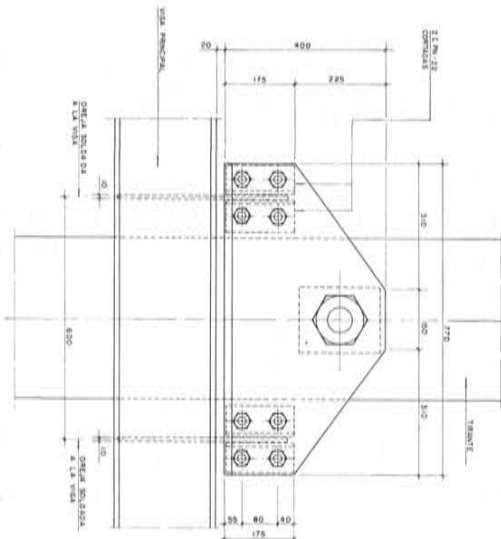
dos para absorber los momentos flectores y fuerzas cortantes transmitidos a su través. En el interior del núcleo están alojados dos ascensores de las plantas de viviendas, que llegan hasta coronación. La no simétrica distribución de puertas, hace que el centro de gravedad de la sección recta del núcleo no coincida con su centro geométrico y que los ejes principales no coincidan con los lados perpendiculares.



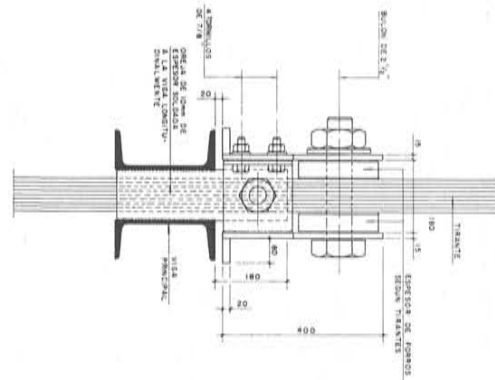
planta de pisos



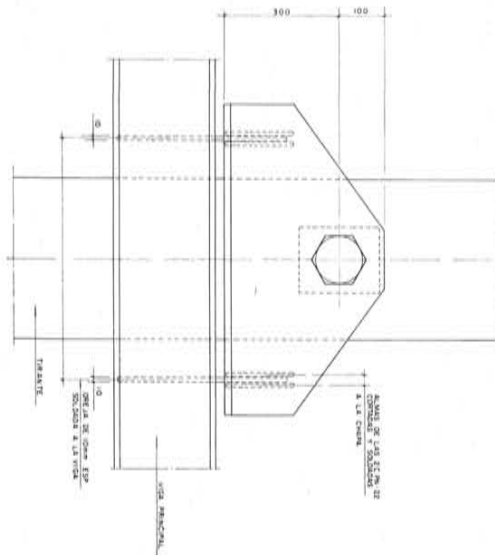
**sección
esquemática**



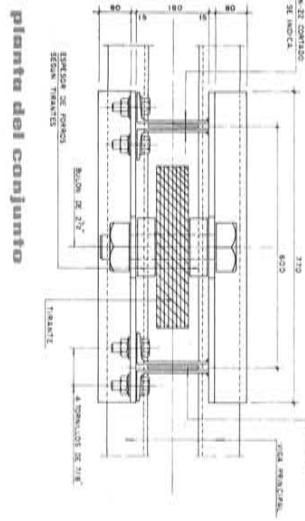
alfarado anterior



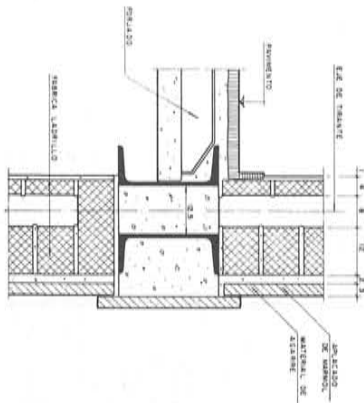
perfil lateral



alfarado posterior



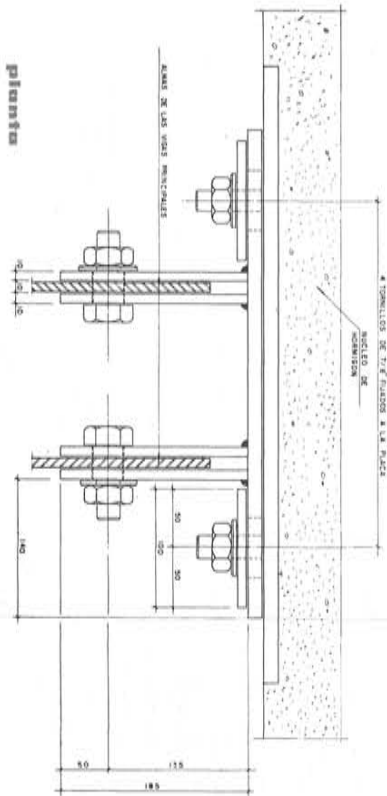
planta del conjunto



sección tipo muro de ceramienento

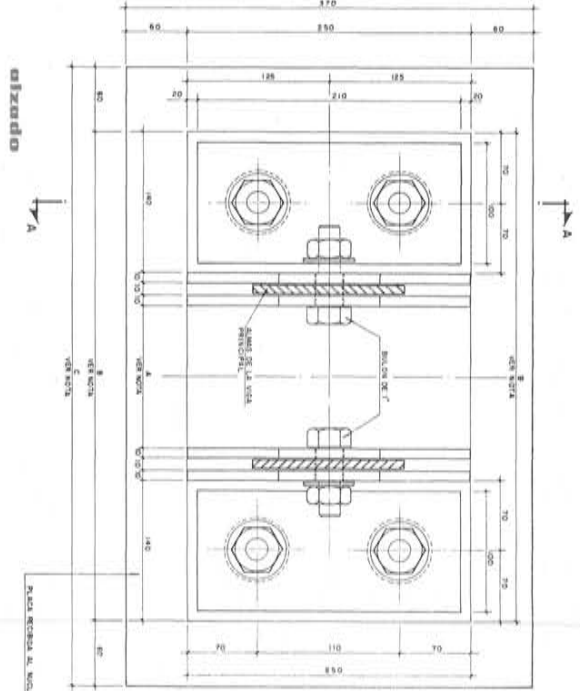
balancin tipo de unión de tirante a planta

planta

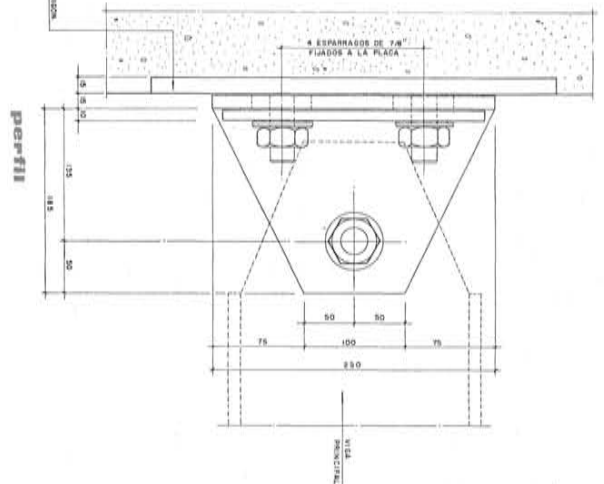


**pieza de unión de planta tipo
a núcleo de hormigón**

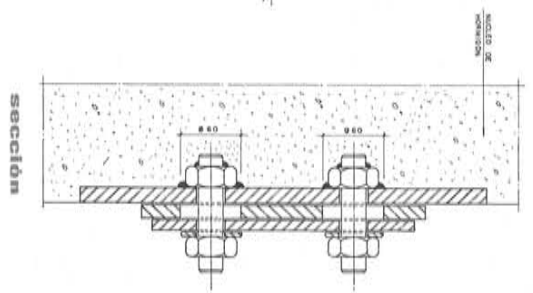
alzado

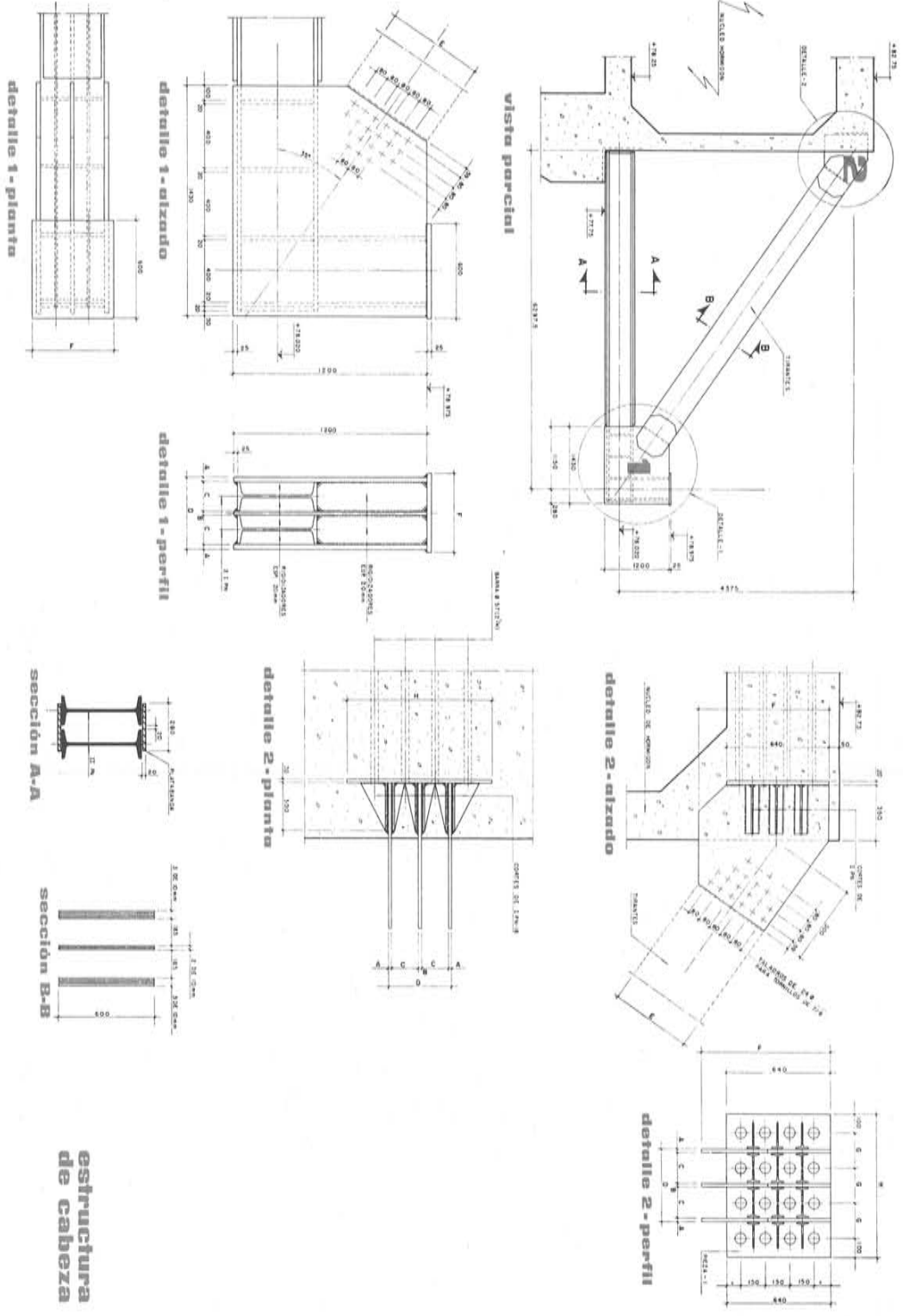


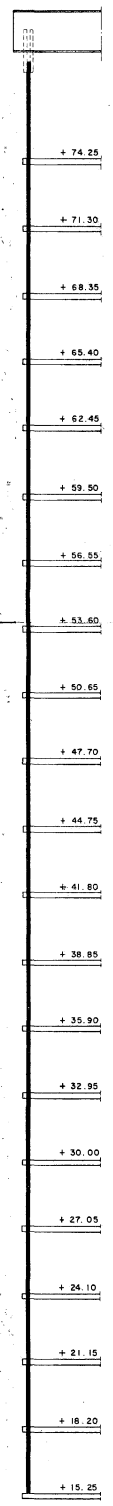
perfil



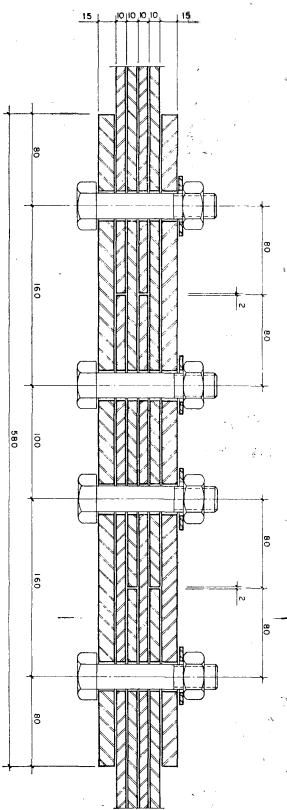
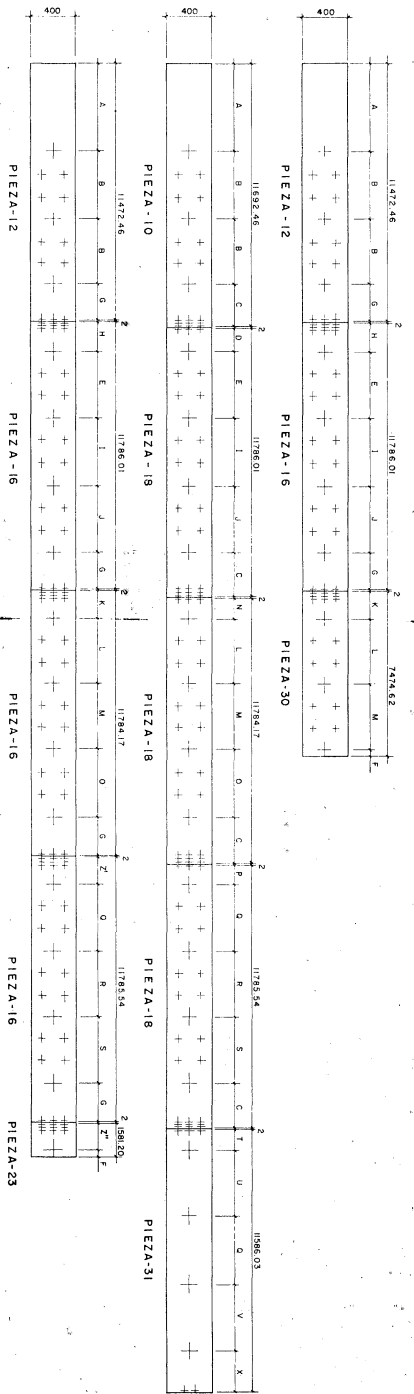
sección







despiece



detalle de unión

tirante

A partir del nivel de cubierta de la última planta de viviendas, el núcleo se ensancha, abandonando su forma prismática para permitir el fácil apoyo de la estructura de cabeza, cuyo nivel superior coincide con el del núcleo, que es de 100 m aproximadamente. Para el efecto de las cargas horizontales, el núcleo actúa en voladizo a partir de la planta baja, cota «0», última planta que lo arriostra a los muros perimetrales, estando, por tanto, empotrado en siete niveles (los seis sótanos y la baja), y en voladizo los 24 restantes.

Las plantas bajas se han resuelto, como ya se ha indicado, por el procedimiento clásico, apoyando en los dos núcleos gemelos y en una serie de pilares que le dan una luz media de apoyo de 8 m. Su estructura es del tipo plano, sin vigas. Los forjados de sótanos se han calculado, además de para su peso propio y sobrecargas, para la acción horizontal producida por el empotramiento en el núcleo. Los pilares tradicionales que soportan estas plantas son de hormigón armado.

La estructura de cabeza tiene forma en planta rectangular de 21×17 m. El ensanchamiento producido en la parte superior del núcleo permite que el voladizo máximo sea solamente de 6 m. Su disposición estructural consiste en una serie de vigas metálicas triangulares, de elemento inferior horizontal y elemento superior o tirante inclinado, que apoyan sobre el ensanchamiento del núcleo, y se unen simétricamente con la del lado opuesto a través de una gran losa de hormigón de coronación del núcleo. Se disponen en planos perpendiculares a las caras laterales del núcleo, en número de cinco por cada cara.

Sobre el borde exterior de las vigas metálicas triangulares apoya una gran viga perimetral, continua en los cuatro lados, que es de la que cuelgan los distintos tirantes en sus posiciones adecuadas conforme a las plantas tipo. El montaje previsto consiste en izar cada una de las 20 vigas triangulares y colocarlas en su posición definitiva; y una vez así, izar en 8 tramos la gran viga perimetral. Todas las uniones de obra se han resuelto mediante tornillos de alta resistencia. El canto útil resultante de la estructura de cabeza es de 4 m y en su montaje no se dispone ningún elemento de nivelación o ajuste, que, como ya veremos, se confía únicamente a cada una de las plantas tipo.

Los tirantes, en número total de 22, están dispuestos perimetralmente sobre la planta tipo. La carga transmitida por ellos es desigual, debido a la irregular disposición derivada de las exigencias arquitectónicas; no obstante, todos ellos se han resuelto a partir de un mismo elemento básico, chapa de acero normal de 400 mm de ancho y 10 mm de espesor, en longitudes variables, con un máximo por fabricación y transporte de 12.000 mm. La carga creciente sobre ellos desde la primera planta colgada (la más baja) hasta cubierta, hace que la sección recta del tirante en cada nivel sea un paquete con distinto número de chapas, desde una en el arranque hasta seis en la parte superior para el tirante más cargado. El cambio de sección, es decir, la desaparición de una chapa, se produce siempre debajo de una planta, y el empalme sucesivo, realizado con tornillos de alta resistencia, se produce siempre entre dos plantas, en un punto situado a 1 m por encima de la planta inferior.

Ello facilita extraordinariamente el montaje, que es como sigue: una vez terminada la ejecución del núcleo y de la estructura de cabeza, se monta la primera planta que va a ser levantada y sobre ella se unen los primeros tramos de cada uno de los tirantes, de tal manera, que al izarla lo hacen a la vez la planta y los tirantes en su posición; una vez arriba los tirantes se unen a la viga perimetral

y la planta al núcleo. A continuación puede disponerse la elevación de la planta siguiente, que una vez en posición se une a los tirantes y al núcleo, y así, sucesivamente, hasta que se termine el primer tramo de tirantes.

La próxima planta se monta con los segundos tramos de los tirantes de tal forma que, una vez en posición y a una altura de trabajo cómoda, 1 m, se realiza el empalme con el tramo superior de tirante, con lo que ya pueden izarse las plantas siguientes.

La planta tipo está inscrita en un rectángulo de 21×20 m; pero su distribución alrededor del núcleo no es regular ni simétrica, estando alejada de la cara exterior, en su punto máximo, 8 m. Su organización estructural consiste en una viga perimetral, coincidente con la línea de fachada, compuesta con dos perfiles U con las alas hacia afuera y separadas 125 mm, de modo que permita el paso de los tirantes.

De esta viga principal y perimetral salen 9 vigas que van hacia el núcleo sobre el que apoyan, y entre éstas se realiza un forjado clásico de viguetas metálicas, que se rellena una vez que la planta está izada en su posición definitiva. La planta es autoportante, soportada únicamente en cuatro puntos, lo que facilita su elevación. La unión de los tirantes a la viga perimetral se efectúa mediante una pieza especial en balancín, idéntica para todos los tirantes en todas las plantas, que posee bulones en dos ejes perpendiculares, con lo que se consigue que el apoyo sea isostático y que el tirante no tome momentos hiperestáticos.

La viga perimetral está dimensionada de tal manera que, supuesta la rotura de un tirante cualquiera, transmitiría la carga correspondiente a los dos contiguos y éstos soportarían, sin alcanzar su límite de trabajo, la carga adicional.

La unión de las vigas al núcleo se ejecuta mediante unos simples bulones, que proporcionan apoyo isostático; pero la pieza del apoyo correspondiente al núcleo se une a él en una posición que permite una diferencia de nivel de ± 30 mm, respecto de la posición teórica. Con ellos se pretenden absorber pequeñas diferencias de nivelación o errores en la posición original, ya que el estado general de nivelaciones se resuelve calculando en cada nivel, y para cada tirante, su posición final (lo mismo para el núcleo) y situando la unión de manera que tenga una contraflecha igual al movimiento total hasta la puesta en servicio.

Estos edificios, singulares por su situación y su programa de necesidades, han planteado una serie de problemas simultáneos cuya solución más adecuada ha sido la expuesta de estructura colgada. En marcha su construcción, esperamos que en breve la novedad del sistema empleado despierte interés y sea preludio de nuevas realizaciones en nuestro país.

En el momento actual la Empresa constructora adjudicataria de las obras, HUARTE Y CIA., S. A., a través de la oficina de proyectos FERNANDEZ CASADO, S. A., está estudiando, sobre la misma idea original de disposición colgada, una variante todo hormigón, con estructura de cabeza, tirantes y plantas colgadas en hormigón pretensado, que se llevará a efecto si la especialización y mayor dificultad que supone, dominada por la Empresa constructora, repercute en una mayor economía o conveniencia en su construcción.

Edifices suspendus

Rafael Buzón et Pedro Juan Blanco, Otep International, S. A.

Les premiers édifices suspendus ont été conçus et construits aux Pays-Bas et en Allemagne, vers l'année 1965. Depuis cette date, il en existe actuellement un total de 17, exécutés en différentes parties du monde.

A présent, la société Osinalde, en tant que maître d'ouvrage, fait construire, sur la place de Colón à Madrid, les deux premiers édifices suspendus en Espagne.

L'architecte, Antonio Lamela, est l'auteur du projet et Otep International, S. A., a collaboré dans l'étude et le calcul de la structure.

Suspended buildings

Rafael Buzón and Pedro Juan Blanco, of Otep International, S. A.

Suspended buildings were first designed and constructed around the year 1965 in Holland and Germany, and since then they have been erected in various parts of the world. Altogether there are 17 of them at present.

At the Plaza de Colón, in Madrid, the construction of the first two in Spain has been initiated, by the firm Osinalde, S. A.

The author of the project is the architect Dr. Antonio Lamela, and Otep International, S. A. has collaborated in the study and calculation of the structure.

Freischwebende Gebäude

Rafael Buzón und Pedro Juan Blanco, von Otep International, S. A.

Um das Jahr 1965 begann man in den Niederlanden und in Deutschland mit der Planung und Errichtung freischwebender Gebäude, und seither wurden in verschiedenen Teilen der Welt insgesamt 17 solcher Gebäude errichtet.

Auf der Plaza de Colón in Madrid wurde nun unter der Förderung von Osinalde, S. A., mit den Bauarbeiten zu den ersten freischwebenden Gebäuden in Spanien begonnen.

Die Planung dieses Projekts übernahm der Architekt Dr. Antonio Lamela; bei der Studie und den Strukturberechnungen wurde Otep International, S. A., zur Mitarbeit herangezogen.