

Sede de la Oficina de Armonización del Mercado Interior (O.A.M.I.) en Alicante

Hugo Corres Peiretti

Jorge Torrico Liz

José Romo Martín

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

FHECOR • Ingenieros Consultores, S.A.

Javier Asencio Marchante

Victor Ríos Berrazueta

Arturo Forcat Icardo

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Dragados y Construcciones

RESUMEN

El edificio que alberga la Sede Definitiva de la Oficina de Armonización del Mercado Interior tiene una solución estructural con algunas singularidades interesantes. Se han utilizado soluciones pretensadas con armadura adherente y no adherente. El edificio, de grandes dimensiones 170X70 m², se ha proyectado sin juntas. Debido a su situación en zona sísmica se ha adoptado una tipología de pantallas para resistir estos esfuerzos.

ABSTRACT

The building which is home to the headquarters of the Office of Harmonisation of Internal Trade has a number of interesting features in its structural design. Prestressed members have been used with both adherent and non-adherent reinforcement. This large building, 170 x 170 m², has been designed with no joints. Due to its location within a seismic area, diaphragm walls have been chosen as a means of resisting these forces.

1. INTRODUCCIÓN

El edificio que alberga la Sede Definitiva de la Oficina de Armonización del Mercado Interior, está situado en las afueras de la ciudad de Alicante, en el emplazamiento de Agua Amarga frente al mar.

El edificio tiene tres plantas de aparcamiento, bajo rasante, que ocupan un total de 16000 m². Sobre rasante el conjunto es-

tá formado por un módulo principal, de seis plantas, y otros dos módulos anexos, de sólo dos plantas, destinados a oficinas y otras actividades diversas, que ocupan un total de 15500 m².

La solución estructural adoptada presenta algunas singularidades interesantes.

En primer lugar, los edificios ubicados sobre rasante se han resuelto mediante soluciones pretensadas. Las distintas plantas del módulo principal, que presentan una gran diafaneidad con



Figura 1. Vista general del edificio.

luces de 15.0 x 7.2 m², están resueltas mediante un forjado bidireccional de casetones recuperables y pretensado con tendones no adherentes en la dirección de mayor longitud. Los dos edificios auxiliares, con luces y voladizos importantes, están resueltos mediante vigas de hormigón pretensado con armadura adherente sobre las que se apoya un sistema de losas de hormigón armado.

En segundo lugar, tanto las plantas situadas sobre rasante del módulo principal, con una dimensión máxima de 170.0 m de longitud, como la planta baja y las situadas bajo rasante, cuyas dimensiones máximas son de 170.0 m por 70.0 m, se han proyectado sin juntas de dilatación.

Por último, el edificio se ubica en una zona de sismicidad importante, con un valor de aceleración básica de 0.13g, lo que implica la disposición de un sistema estructural destinado a absorber los esfuerzos derivados de la acción sísmica. Este sistema estructural está compuesto por pantallas de hormigón armado.

El edificio ha sido diseñado por el estudio de arquitectura de D. Antonio Escario Martínez. El proyecto de estructura fue desarrollado por FHECOR Ingenieros Consultores y los Servicios Técnicos de Dragados y Construcciones. FHECOR Ingenieros Consultores también realizó la asistencia técnica durante la ejecución. La construcción ha sido realizada por la U.T.E. Sede OAMI formada por Dragados y Construcciones y ECISA. El control del proyecto y de la ejecución de la obra fue realizado de forma paralela por las empresas INTEINCO en España y TEKNE Ingeniería desde Italia.

2. SOLUCIONES PRETENSADAS

El pretensado, utilizado convenientemente, constituye una alternativa muy interesante para resolver, de forma adecuada y con ventajas, estructuras de edificación.

Lamentablemente, el uso del pretensado en edificación en España constituye una anécdota y contrasta con la utilización de esta tecnología en Europa y, en general, en el resto del mundo. Mientras que en España el número de edificios con estructuras pretensadas supera escasamente la docena [1] [2], la utilización del pretensado en edificación constituye la principal causa de consumo de este tipo de acero en EEUU.

Las causas de esta extraña realidad son múltiples y variadas. A continuación se indican algunas que pueden dar una idea sobre el porqué de esta situación.

▼ Conocimiento de las soluciones pretensadas y sus posibilidades.

El pretensado constituye una técnica común en la obra pública, especialmente en el proyecto y construcción de puentes, pero es casi desconocido en edificación.

La falta de ejemplos de utilización del pretensado en edificación y, consecuentemente, la poca difusión de sus posibilidades conduce a que no sea una opción cuya utilización se plantee en el proyecto.

A nivel de construcción el panorama no es más alentador. Mientras que las empresas constructoras tienen una experiencia amplísima de utilización del pretensado en puentes, los equipos

dedicados a edificación desconocen la técnica y, consecuentemente, tampoco favorecen su uso.

Frente a esta situación, la reciente publicación de la Instrucción EHE [3], que recoge de forma unificada el comportamiento del hormigón armado y pretensado, puede contribuir a una mayor difusión del pretensado y sus posibilidades en la edificación.

▼ Falsa idea de un coste elevado

En general, se tiene la idea de que las soluciones pretensadas en edificación son caras. Desde luego, al igual que en otros campos, el pretensado tiene unas condiciones óptimas de utilización, que se presentan generalmente para luces superiores a los 8.0 m.

Si se comparan distintas alternativas posibles para una situación específica (soluciones armadas, pretensadas, mixtas), y teniendo en cuenta todos los aspectos involucrados (costes de materiales, costes de medios necesarios, costes de protección a fuego adicional, etc.), las soluciones pretensadas suelen ser las más baratas para luces superiores a los 8.0 m.

▼ Servidumbres derivadas de la solución

La utilización del pretensado en forjados supone una cierta limitación en la actuación, una vez terminada la estructura, sobre los mismos. En general, el uso del pretensado requiere que se hayan definido, con cierta precisión, el paso de instalaciones para, de esta forma, poder obtener una disposición de cables compatible que evite actuaciones posteriores.

La situación, en cualquier caso, no es tan rígida y estricta como puede parecer a primera vista. Por un lado, siempre es posible plantear un trazado de cables concentrado sobre pilares, por ejemplo, que permita dejar extensas áreas libres de cables y, consecuentemente, susceptibles de agujerear. Por otro lado, también puede utilizarse pretensado con armadura postesa adherente, que, con algunas limitaciones, permite disponer de las ventajas de una armadura de este tipo.

En contrapartida, las ventajas del uso del pretensado pueden ser muchas y también muy variadas.

▼ El uso del pretensado conduce a soluciones muy esbeltas.

El uso del pretensado permite la utilización de cantos muy estrictos, con relaciones canto/luz de 1/30 a 1/45, dependiendo de las condiciones de contorno. Esto conlleva una reducción de la magnitud del peso propio de los forjados, disminuyéndose la carga total del edificio.

Así mismo, la reducción del canto frente a soluciones convencionales, puede suponer un mejor aprovechamiento de la altura total del edificio, en especial cuando existe un gran número de plantas.

Por un lado, con un trazado adecuado, el efecto estructural del pretensado produce unos esfuerzos contrarios al de las fuerzas gravitatorias, permitiendo su compensación total o parcial. Como criterio de diseño del pretensado suelen compensarse las cargas permanentes, en un porcentaje entre 70% y el 100%, en

función de la magnitud de las sobrecargas. En el caso en que las sobrecargas tengan una magnitud muy importante el porcentaje de carga compensado puede ser menor.

Por otra parte, debido al estado de esfuerzos resultante producido por el pretensado más las cargas permanentes, generalmente compensados, y el efecto horizontal del pretensado, las secciones se fisuran solo ligeramente lo que permite mantener intacta la rigidez y, consecuentemente, controlar las deformaciones.

▼ Las soluciones pretensadas con tendones adherentes o no adherentes, permiten resolver un amplio espectro de problemas.

La tecnología actual del pretensado permite el uso de tres tipos de cables en edificación.

Cable monocordón no adherente.

Este tipo de armadura es la más frecuentemente utilizada en edificación. Al ser un monocordón, generalmente de 0.6", no requiere grandes recubrimientos y garantiza una gran flexibilidad para la definición del trazado.

Este sistema no adherente presenta ventajas constructivas, ya que no necesita la inyección posterior, sin embargo comporta, desde el punto de vista mecánico, no disponer, en Estado Límite Último, de toda la capacidad resistente del acero. Así mismo las operaciones de tesado son relativamente rápidas dado que el gato unifilar utilizado es fácilmente manejable.

Cable de cuatro cordones adherentes con vaina oval.

Este tipo de cables mantiene las mismas ventajas relativas al recubrimiento y flexibilidad de trazado del sistema anterior. En contrapartida es necesario inyectar el cable para conseguir la adherencia buscada.

Desde el punto de vista mecánico es posible aprovechar la máxima capacidad resistente del acero, en Estado Límite Último. Para cargas elevadas este sistema puede contribuir a un ahorro significativo en las cuantías.

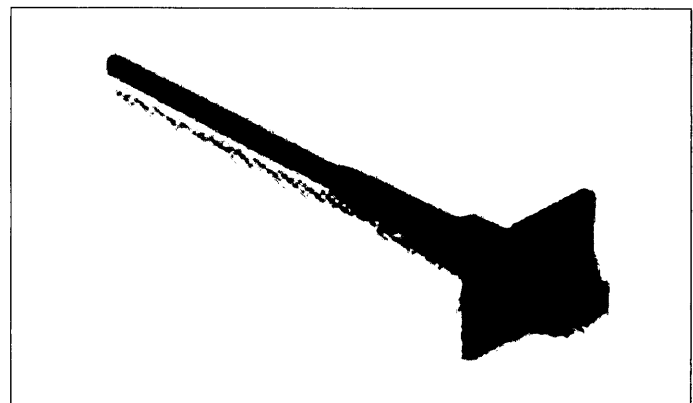


Figura 2.a. Monocordón no adherente.

Figura 2.b.
Cables
adherentes
con vaina
oval.

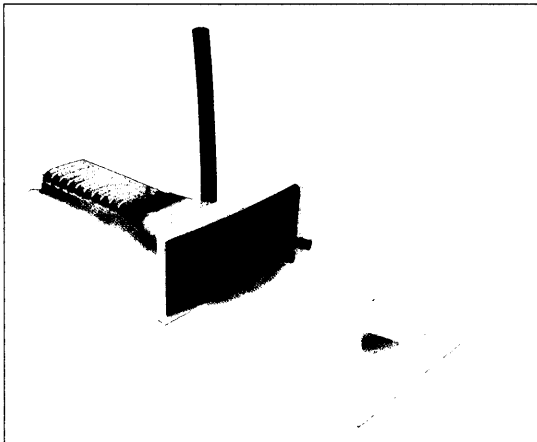
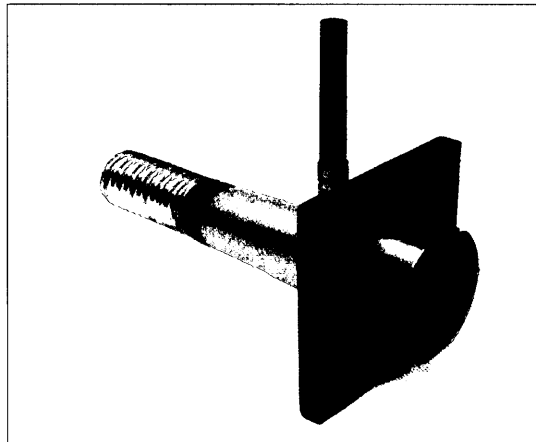


Figura 2.c.
Cables
adherentes
con vaina
circular.



Cable adherente con vaina circular.

Este sistema es más frecuentemente utilizado en puentes y solo es viable en edificación para elementos estructurales con dimensiones importantes, donde la pérdida de recubrimiento debido a la forma y tamaño de la vaina no resulta significativa.

Es frecuente su utilización en elementos singulares y vigas de grandes luces.

▼ Estas soluciones son muy industrializables, desde el punto de vista constructivo.

La necesidad de disponer de una resistencia mínima elevada en el hormigón, para el tesado de la armadura activa, permite obtener grandes rendimientos de ejecución.

Si desde el inicio del proyecto se considera este aspecto, se puede prever el uso de mallas electrosoldadas, especialmente diseñadas, y sistemas de encofrados industrializados con los que se pueden ejecutar de 1500 a 2000 m² / semana por equipo.

En este edificio se han utilizado dos sistemas de pretensado diferentes: tendones monocordón no adherentes y cables multicordones adherentes con vaina circular.

El edificio principal, sobre rasante, tiene una planta trapezoidal de dimensiones medias 155.0 x 16.0 m². Estas plantas se apoyan en dos alineaciones de pilares, situadas en los bordes del edificio paralelos a la dimensión larga y configurando una cuadrícula de 15.0 x 7.2 m², y en las pantallas extremas de los

testeros e intermedias, correspondientes a los núcleos de circulación vertical.

Para conseguir la máxima diafanidad, la solución estructural adoptada está constituida por un forjado reticular de 40+5 cm de canto total, pretensado con tendones no adherentes, en la dirección de mayor luz y armado, en la dirección perpendicular de menor luz. La relación canto luz resultante es de 1/34 (Figura 3).

Todas estas plantas se proyectaron para una carga total de 11.2 kN/m², correspondiente a 6.50 kN/m² peso propio, 1.70 kN/m² de solado y 3.00 kN/m² de sobrecarga de uso. El diseño del pretensado se ha realizado para compensar un 80 % de la carga permanente dado que la sobrecarga es de magnitud moderada.

Debido a la disposición de los pilares, en los bordes del forjado, éste trabaja fundamentalmente en una dirección, la de mayor luz.

La solución adoptada permite disponer un canto suficiente y, al mismo tiempo, con un peso propio mínimo. El pretensado ubicado en la dirección de mayor luz compensa los mayores esfuerzos.

Los nervios del forjado están separados 0.80 m entre sí. En cada nervio se disponen dos tendones monocordón no adherente de 0.6" con un trazado parabólico.

El análisis estructural se ha llevado a cabo con un modelo de emparrillado espacial, utilizando el programa STATIK3 de Cubus AG [4].

Figura 3. Planta tipo del edificio principal sobre rasante. Solución estructural adoptada.

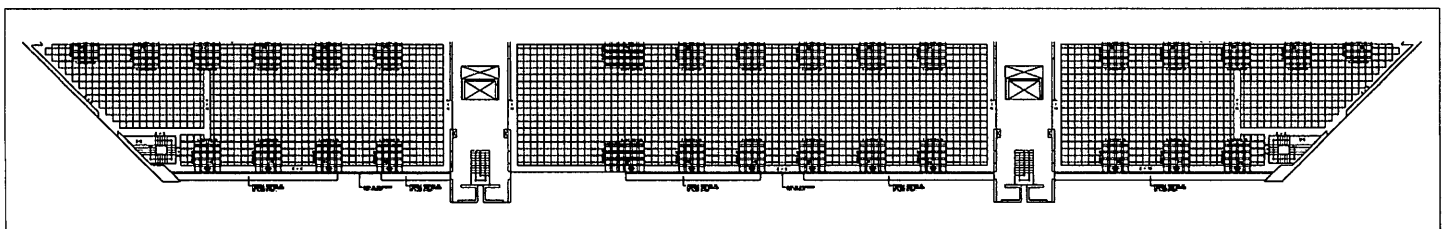




Figura 4. Vista del forjado reticular con cables monocordón.

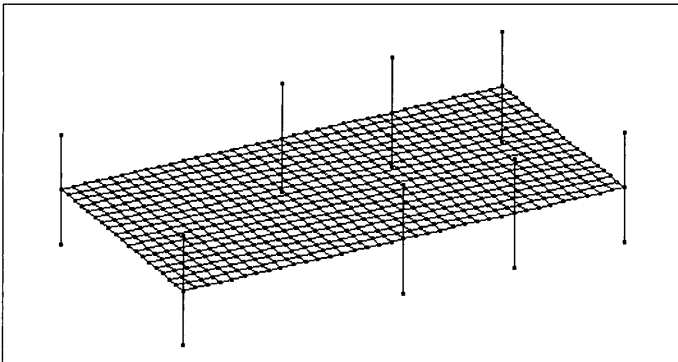
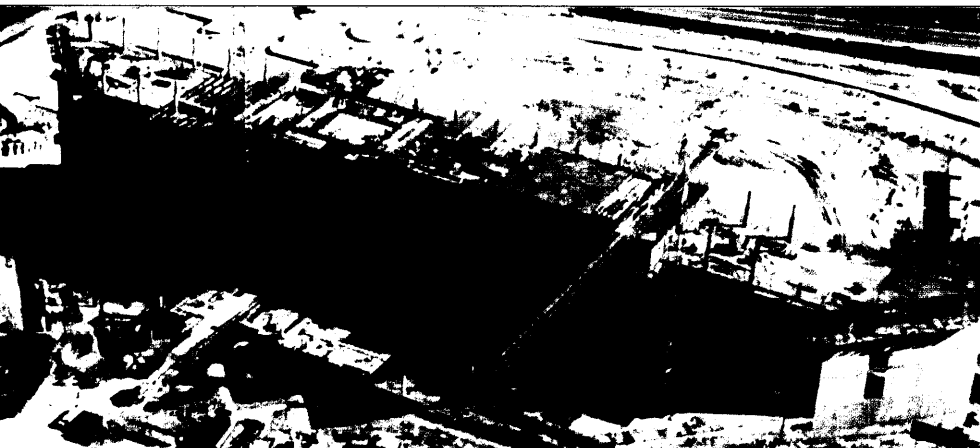


Figura 5. Modelo correspondiente a una zona del forjado del edificio principal.

El efecto vertical del pretensado se ha tenido en cuenta utilizando unas cargas equivalentes que se sitúan en cada nervio, representando la disposición real de la armadura activa.

El efecto horizontal del pretensado se ha considerado sólo para tener en cuenta su influencia sobre los pilares pero se ha despreciado a los efectos del comportamiento del forjado. Este criterio, que resulta del lado de la seguridad, se justifica si se tie-

Figura 6. Vista general del forjado durante la construcción.



ne en cuenta la incertidumbre que supone considerar el efecto horizontal del pretensado en el forjado porque es un valor que depende directamente de la rigidez de los pilares y del resto de los elementos que constituyen el soporte vertical del forjado.

El forjado se ha proyectado con un hormigón de resistencia característica a 28 días de 30 Mpa.

El tesado de los cables se realizaba cuando el hormigón alcanzaba una resistencia de 20 MPa, lo que se producía a los dos o tres días después de hormigonado.

Para la comprobación de los Estados Límite correspondientes, el efecto del pretensado considerado es el que se obtiene con el modelo de cargas equivalentes indicado y para un valor del pretensado igual al inicialmente introducido en los anclajes deducidas las pérdidas correspondientes, en cada caso.

A los efectos de la comprobación del Estado Límite Ultimo debido a Flexión se ha despreciado el incremento de deformación de la armadura activa, que se produce debido a la deformación global de la estructura y el alargamiento total de cada tendón entre anclajes. Este efecto normalmente es pequeño y puede suponer incrementos de tensión de 100 MPa, aproximadamente.

El proyecto se ha resuelto con una cuantía de 2,8 kg/m² de armadura activa y 15 kg/m² de armadura pasiva.

Para la construcción de los forjados se han utilizado como encofrado unas mesas móviles, sobre la que se replanteaban los casetones y las armaduras activas y pasivas.

Para optimizar el uso de las mesas, el hormigonado de un forjado se realizaba sobre el anterior sin apeaar. Esta situación de construcción constituye la situación más desfavorable para forjados y pilares en la vida útil de la estructura.

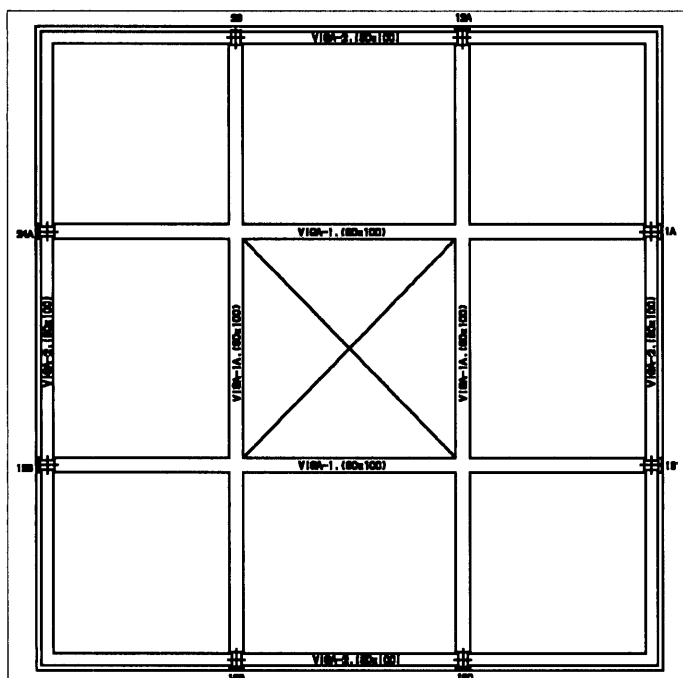
Por un lado, el peso propio de cada forjado es mayor que la suma de las cargas muertas más sobrecarga, por lo que el estado de sollicitación es superior al estado en servicio; y, por otro lado, el esquema estructural en esa situación es mucho más flexible para el forjado y mucho más exigente para los pilares, que en la situación final cuando el edificio esta totalmente construido.

Para los edificios anexos, con dos niveles sobre rasante y planta cuadrada de 26.00 m de lado se ha utilizado pretensado adherente con vaina circular.

Se trata de edificios muy diáfanos, donde las plantas están soportadas verticalmente por ocho pilares situados en el perímetro.

La solución estructural adoptada está constituida por un emparillado de vigas de 1.00 m de canto y 0.60 m de anchura. Las vigas principales, apoyadas sobre los pilares, son postesadas y el resto, situadas en el perímetro, son armadas. Sobre estas vigas se ha dispuesto una losa de hormigón armado de 0.30 m de espesor. Las vigas forman una cuadrícula con cuatro importantes zonas voladas.

El trazado de pretensado de las vigas es parabólico. En cada viga se han utilizado dos cables de 22 cordones de 0.6".



**Figura 7. Planta de los edificios anexos.
Solución estructural adoptada.**

Los criterios y medios utilizados para la definición del pretensado y su consideración estructural son idénticos a los descritos para los forjados reticulares. La única diferencia es la consideración especial de la adherencia de la armadura activa en la comprobación del Estado Límite Último debido a Flexión. En estos edificios las características del hormigón y las armaduras utilizadas son también las mismas que para los forjados reticulares.

Estos edificios se han resuelto con unas cuantías de 7,5 kg/m² de armadura activa y 22,00 kg/m² de armadura pasiva.

Para la construcción de estos edificios se ha utilizado una cimbra tradicional y el hormigonado de cada planta se ha realizado sobre la inferior apeada.

3. 170,0M SIN JUNTA DE DILATACIÓN

El efecto de la deformación impuesta, debido a los cambios de temperatura y los fenómenos reológicos del hormigón (retracción y fluencia), ha conducido generalmente a la utilización de juntas de dilatación cuando las dimensiones de la estructura superan los 30,0 ó 40,0 m. En edificios de viviendas estas limitaciones estructurales pueden realizarse sin grandes dificultades y, por ello, este criterio constituye la práctica habitual.

En otros edificios, por distintas y variadas razones de modulación, funcionales, estructurales, de explotación, etc., adoptar tales criterios para la definición de juntas de dilatación supone grandes inconvenientes y, consecuentemente, resulta muy interesante evitarlas. Desde el punto de vista estructural es posible

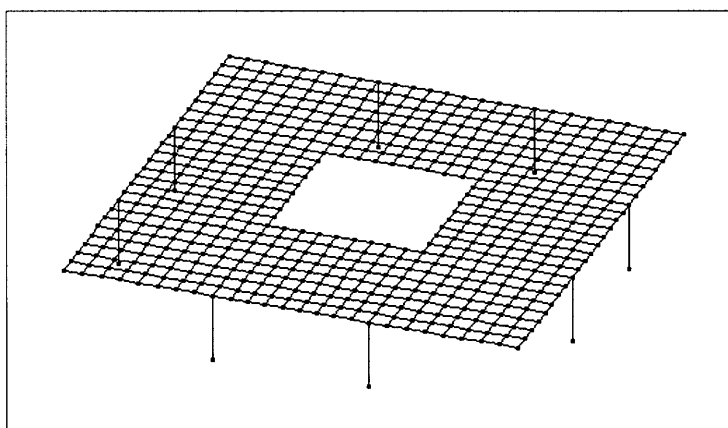


Figura 8. Modelo correspondiente a una planta de los edificios anexos.

proyectar estructuras teniendo en cuenta los efectos estructurales producidos por las deformaciones impuestas, y conseguir un comportamiento idóneo. En estos casos, no obstante, es necesario analizar otros elementos del edificio, (tabiques, cerramientos, solados, etc.) y disponer las medidas necesarias para garantizar su comportamiento adecuado compatible con los movimientos de la estructura.

En este edificio se ha adoptado una solución sin juntas, dando como resultado, bajo rasante, una planta de 170,0 x 70,0m² y en el edificio principal, sobre rasante, una planta de 170,0 x 16,00 m².

Por un lado, debido a la modulación, a aspectos funcionales y de continuidad estructural, la única posibilidad para ubicar las juntas eran los núcleos de circulación vertical. Estos dividen en tres partes, de magnitud semejante, la longitud total del edificio principal sobre rasante. En cualquier caso, la rigidez de éstos elementos y de las pantallas de los testeros exteriores coaccionaba muy fuertemente los edificios resultantes y, por lo tanto, restaban eficiencia a las juntas. Por otro lado, al tratarse de un edificio en zona sísmica las juntas deben tener una magnitud suficiente para permitir los movimientos de los módulos adyacentes sin interferencia y este aspecto, era asimismo inaceptable desde el punto de vista funcional y de explotación.

La solución adoptada no es nueva ni inédita en España, ya que existen otros ejemplos con condiciones, en algunos casos, mucho más exigentes que las del edificio que se presenta.

Uno de los primeros edificios proyectado sin juntas es la Facultad de Derecho de la Coruña, con unas dimensiones de 92,0 x 45,0 m². Este edificio construido hace ya algunos años ha demostrado un comportamiento excelente.

Otro ejemplo singular lo constituye el KURSAAL, Auditorio de San Sebastián, con unas dimensiones de 180,00 x 90,00 m². De similares características, aunque de menor magnitud puede citarse el Auditorio de Oviedo, también proyectado y ejecutado sin juntas, con unas dimensiones de 92,00 x 32,00 m².

En condiciones más extremas de temperatura y humedad se puede citar, entre otros, el edificio del Centro Comercial de Las



Figura 9. Vista general de una de las plantas del edificio anexo, durante la construcción.

Provincias, en Fuenlabrada, con unas dimensiones de 120.0 x 70.0 m², construido hace años y que ha mostrado asimismo un comportamiento excelente.

En Madrid otro ejemplo interesante, por sus dimensiones y tipología estructural es el Intercambiador de Avenida de América con unas dimensiones 219.0 x 49.0 m².

Por último, un ejemplo singularísimo por sus dimensiones es el Estadio Olímpico de Sevilla, recientemente inaugurado, que tampoco lleva juntas y que, en desarrollo, está próximo a una longitud de 1000.0 m.

El efecto estructural de las acciones reológicas y de la temperatura depende de las deformaciones impuestas que se derivan de estas acciones y tienen consecuencias diferentes para los elementos horizontales, (forjados, vigas, etc) que para los elementos verticales (pilotes, pantallas, muros, etc.). Los esfuerzos producidos por las deformaciones impuestas dependen, de las condiciones de rigidez de la estructura, cuanto mayor es la rigidez de la estructura mayores son los esfuerzos generados y, por el contrario, cuanto más degradada esté ésta, menores serán los esfuerzos inducidos.

Para estructuras de hormigón, suficientemente dúctiles, la pérdida de rigidez que se produce por efecto de otras acciones, en condiciones de Estados Límite Últimos, amortigua casi totalmente los esfuerzos producidos por las deformaciones impuestas. En general, el efecto de estas acciones puede despreciarse en relación con las comprobaciones y dimensionamientos en Estado Límite Último.

En servicio los esfuerzos producidos por las deformaciones impuestas no se amortiguan totalmente aunque son menores que los que corresponderían a una estructura no fisurada. El comportamiento más conveniente se obtiene si se permite una fisuración controlada, con una apertura máxima compatible con las condiciones de durabilidad y apariencia exigidas, que permi-

ta un amortiguamiento adecuado de esfuerzos y un mayor control de los movimientos totales del edificio.

Las deformaciones impuestas en elementos de hormigón armado producen una respuesta, desde el punto de vista de la fisuración, bien diferente a la que produce una acción directa. En la Figura 10 se muestra el comportamiento de dos tirantes de hormigón armado, uno sometido a una fuerza exterior y otro a una deformación impuesta.

En el caso del tirante sometido a una deformación impuesta, como sucede en la estructura del forjado de las distintas plantas de este edificio, el axil crece hasta que se alcanza la máxima capacidad resistente a tracción del hormigón y en ese momento se produce la primera fisura. Si la armadura es suficiente, debido a la fisuración, el axil disminuye en el momento de creación de la fisura y las defor-

maciones impuestas siguientes producen nuevas fisuras sin que el axil supere el de fisuración ni la armadura entre las fisuras varíe considerablemente su tensión.

En el caso de un tirante sometido a una carga exterior el comportamiento es completamente diferente ya que el axil exterior crece constantemente y el axil resistente del elemento debe equilibrarlo.

En la figura 11 se muestran los resultados experimentales, realizados en Lausana por Jaccoud y Cámara [5]. En ellos se puede ver como, para cuantías pequeñas, una vez producida la primera fisura, ésta crece incontroladamente porque la armadura no es capaz de resistir el axil previamente resistido por el hormigón y, consecuentemente, se plastifica y se deforma al compás de la deformación impuesta.

Por el contrario si la cuantía de armadura es suficiente, es posible soportar grandes deformaciones impuestas sin que la tensión de la armadura varíe, ni aumente el axil solicitante. El control de la tensión de la armadura supone un control de la amplitud de la fisuración. El incremento de deformación impuesta se invierte en producir nuevas fisuras de tamaño controlado en función de la cuantía de armado del elemento estructural.

De estas observaciones se deduce que el único efecto que se produce debido a las deformaciones impuestas es la fisuración, que se controla con una adecuada cuantía de armadura y es independiente de las dimensiones de la estructura.

Si el edificio estuviera libre para permitir un movimiento, la deformación impuesta produciría solo deformaciones.

Si el edificio, tal como realmente sucede, tuviera impedido el movimiento, la deformación impuesta produciría axiles que aumentarían hasta que el hormigón alcanzara su resistencia a tracción y cuando esto sucediera se produciría una fisura. La fisura estará controlada si el acero existente en la sección es suficiente para absorber el axil que antes era resistido por tracción

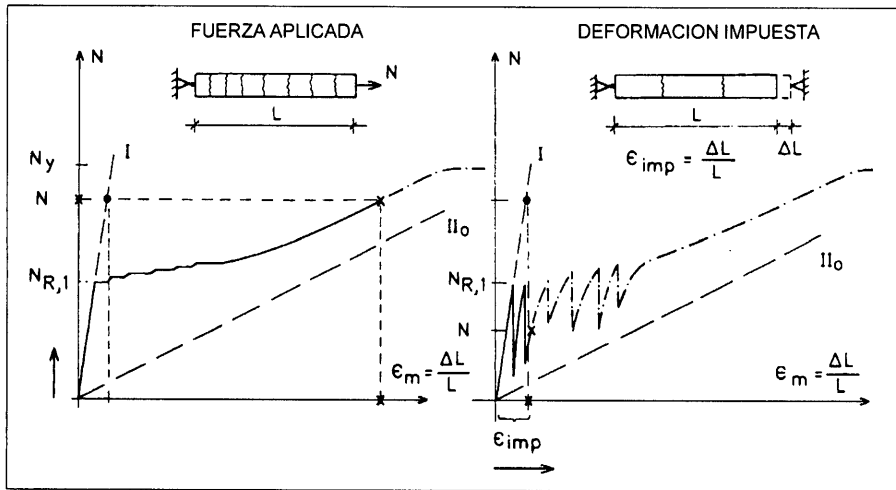


Figura nº 10. Comportamiento de tirantes sometidos a fuerzas exteriores y a deformaciones impuestas.

del hormigón. Para deformaciones ulteriores, si la cuantía es suficiente, se formaran nuevas fisuras hasta absorber la deformación impuesta.

Este fenómeno es independiente de la longitud del elemento ya que con las condiciones de empotramiento supuestas éste no depende de si el edificio tiene 1.00 o 1000.0 m.

En general en edificios reales las situaciones de coacción son más favorables ya que si bien la cimentación está fija al terreno, hasta el punto de poder considerarla empotrada, el resto de las plantas tendrán un grado de empotramiento diferente según las rigideces de los elementos verticales.

Para una estructura con pilares metálicos el grado de coacción será pequeño. En el caso de una estructura soportada con pilares de hormigón el grado de coacción será mayor y aumentará a medida que aumente la rigidez de estos elementos. Para una planta apoyada en muros de hormigón la coacción será total y consecuentemente las deformaciones impuestas tendrán que absorberse mediante fisuración controlada.

La clave de un comportamiento adecuado, tal como ya se ha dicho, es la existencia de una cuantía suficiente.

Para edificios de dimensiones modestas aun cuando no se controle explícitamente la existencia de una cuantía suficiente, se supone que la flexibilidad de los elementos horizontales garantiza el movimiento requerido.

En cualquier caso, como las cuantías mínimas normalmente utilizadas son menores que las que permiten un buen control de la fisuración, en edificios de dimensiones pequeñas con elementos verticales de gran rigidez pueden encontrarse fisuras grandes concentradas en uno o dos sitios que son una manifestación del fenómeno que se describe y de la vulnerabilidad de la regla general de no tomar medidas especiales para edificios con dimensiones modestas.

Para edificios de grandes dimensiones la cantidad y características de los elementos verticales de soporte suponen una mayor coacción y, por ello, es imprescindible la necesidad de dis-

poner de cuantías mínimas importantes y suficientes para controlar el efecto de la fisuración. En este tipo de estructuras las fisuras son además importantes para absorber las deformaciones impuestas y evitar grandes movimientos.

El comportamiento de los elementos verticales está condicionado por los movimientos horizontales relativos que se producen entre dos plantas.

En primer lugar, debe tenerse en cuenta que las fisuras generadas permiten absorber parcialmente, al menos, los movimientos generados por las deformaciones impuestas. La red de fisuras constituye asimismo una red de pequeñas juntas que se abren y cierran dependiendo de la magnitud de los movimientos.

Por otra parte los mayores desplazamientos relativos entre plantas y, por lo tanto, los que afectan a pilares y elementos de soporte vertical se suelen producir entre la cimentación y las plantas siguientes más próximas a ésta.

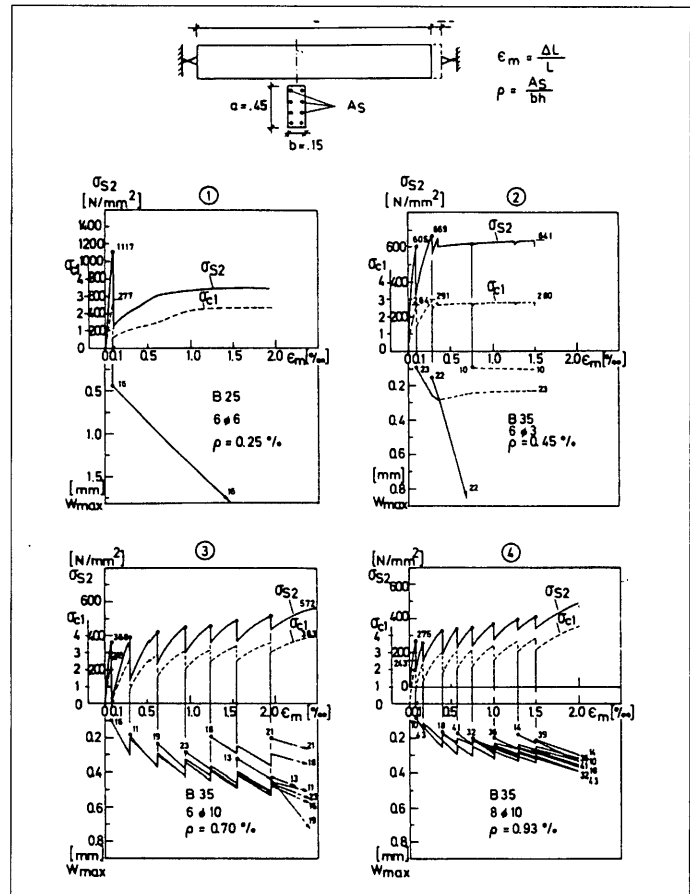


Figura nº 11. Comportamiento de tirantes con diferentes cuantías sometidas a deformaciones impuestas.

La cimentación generalmente constituye un punto fijo donde el movimiento horizontal esta impedido. En algunos casos este efecto puede minimizarse con detalles de proyecto adecuados.

Por último el análisis del efecto de los movimientos relativos entre plantas en los elementos verticales debe hacerse estudiando detalladamente las condiciones de rigidez del elemento. Aunque, como ya se ha dicho, en condiciones de servicio las condiciones de rigidez de la estructura, en general, y de los elementos verticales, en particular, no tienen el grado de degradación que en condiciones de Estados Límite Últimos, debe tenerse en cuenta que la fisuración controlada que puede existir en estos elementos es suficiente para amortiguar de forma importantísima estos efectos.

En el edificio del OAMI, se adopta una cuantía mínima para el forjado del 2%, tanto para los nervios como para la capa de compresión. Estas cuantías son las recomendadas por Jaccoud y Cámara [5] y del mismo orden de magnitud que las utilizadas en otros edificios de grandes dimensiones, como los indicados al principio de este apartado, con excelentes resultados.

En cuanto a los elementos verticales y los movimientos horizontales la tipología estructural resistente para los efectos sísmicos, tal como se describen en el siguiente apartado, impone un empotramiento de todos los forjados en los muros perimetrales para las plantas bajo rasante, y en los testeros extremos y pantallas de núcleos de circulación vertical, en el edificio principal sobre rasante.

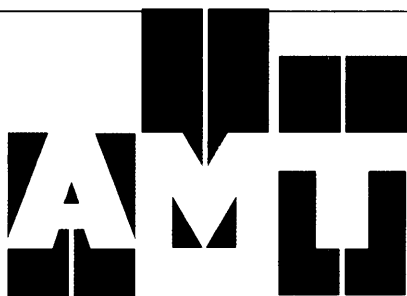
Con estas condiciones se evaluaron los esfuerzos debidos a las deformaciones impuestas con rigideces brutas para los elementos verticales y fisuradas para los elementos horizontales, obteniéndose unos esfuerzos en servicio menos condicionantes en el armado, que los esfuerzos debidos al sismo en Estado Límite Último.

4. COMPORTAMIENTO FRENTE AL SISMO

La solución estructural adoptada para la rigidización del edificio frente a las acciones debidas al sismo ha consistido en pantallas de hormigón armado. Estas pantallas se encuentran localizadas en los extremos del edificio principal (testeros Norte y Sur) y en los núcleos de circulación vertical. En las plantas bajo rasante esta acción rigidizadora se ve favorecida por la existencia de los muros perimetrales.

Debido a la topografía de la parcela y el desnivel existente en dirección hacia el mar, los empujes del terreno estaban descompensados entre la fachada Norte y Sur y este efecto aumentaba por efecto del sismo. La situación en planta de los muros - perimetrales y la capacidad de absorción como diafragmas de los forjados de los distintos niveles, constituye un sistema óptimo para resistir estos esfuerzos.

En el edificio principal, sobre rasante, la diferencia de rigidez entre los testeros y las pantallas de los núcleos de circulación



MONTES TALLON, S/A

VIRGEN DEL SOCORRO, 58-60, BAJO • TEL.: 965 16 04 75 • FAX: 965 26 60 32 • E-mail:mtallon@alc.es
03002 ALICANTE

ISO 9001
CALIDAD Y SERVICIO



HEMOS PARTICIPADO EN LA U.T.E.

SEDE OAMI DRAGADOS - ECISA

INSTALANDO 10 ASCENSORES (3 DE ELLOS PANORAMICOS)
DOTADOS CON LAS MAS AVANZADAS TECNOLOGIAS
Y ULTIMAS DIRECTIVAS EUROPEAS

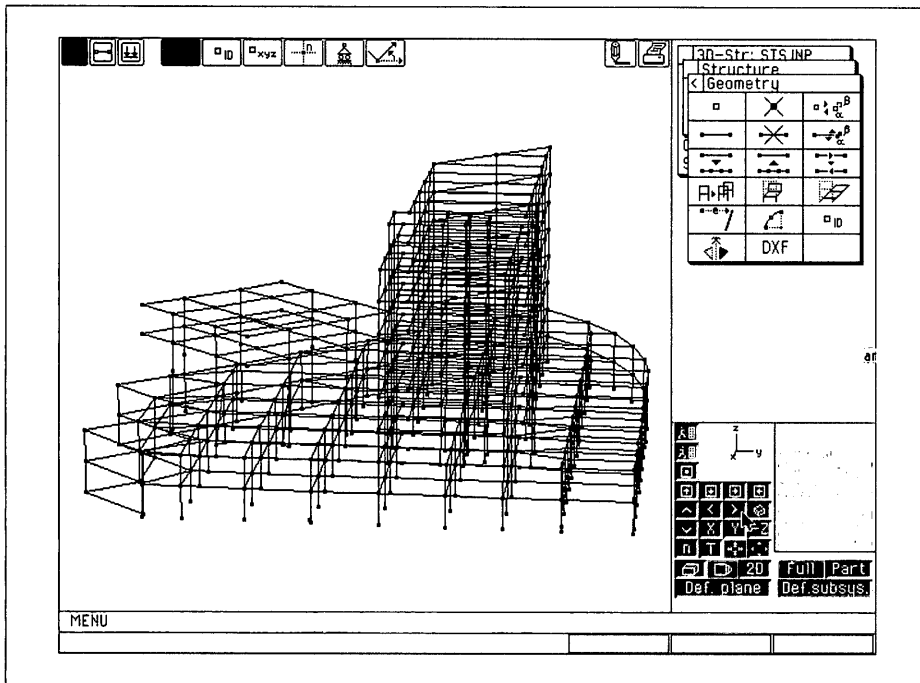


Figura nº 12. Modelo tridimensional del edificio para análisis modal

vertical conduce a que la mayor parte de la sollicitación debida al sismo deba ser resistida por los testeros extremos. Esto implica que el forjado debe actuar como diafragma horizontal requiriéndose un refuerzo del mismo. El refuerzo del forjado se produjo fundamentalmente en los zunchos perimetrales paralelos a la dirección larga del edificio. Con este refuerzo se garantizaba que el forjado trabajase como una gran viga horizontal de 170,0 m de luz, empotrada en los testeros, y 16,00 m de canto.

Debido a la singularidad geométrica del edificio el estado de los efectos de la acción sísmica se realizó mediante un análisis modal tridimensional del edificio [4].

De acuerdo con estos resultados se pudo ver claramente que las pantallas eran los únicos elementos resistentes frente a la acción sísmica, verificándose que los esfuerzos transmitidos a los pilares eran prácticamente nulos. Se realizó un segundo análisis modal más detallado sobre un modelo que sólo tenía en cuenta el efecto rigidizador de las pantallas despreciando la rigidez de los pilares. Este segundo análisis permitió, a su vez, tener en cuenta agujeros y otras singularidades geométricas que presentaban tanto los testeros como las pantallas interiores [7].

5. CONSIDERACIONES FINALES

El edificio del OAMI constituye otro buen ejemplo de uso del pretensado en la edificación. En este caso se han empleado cables monocordón no adherentes, en los forjados del edificio principal sobre rasante, y cables multicordón adherente con vaina cir-

cular, para las vigas principales de los edificios secundarios.

El pretensado idóneamente utilizado constituye un excelente recurso para resolver distintos problemas de edificación con soluciones diáfanos y adoptadas a las exigencias de la arquitectura pero, al mismo tiempo, con soluciones constructivas y económicamente muy recomendables.

El edificio del OAMI se ha resuelto sin juntas de dilatación, con plantas de 170,0 x 70,0 m², bajo rasante, y 170,0 x 16,00 m², en el edificio principal sobre rasante. La ausencia de juntas permite resolver muchos de los problemas estructurales, de comportamiento frente a sismo, funcionales, de explotación, etc., que producen las juntas.

El proyecto debe tener en cuenta los efectos de las deformaciones impuestas de temperatura y retracción tanto en lo que respecta a la estructura como a todos los elementos no estructurales que constituyen el edificio. El estado del conocimiento ha permitido comprender estos fenómenos y cuantificarlos y, por ello, existen en este momento numerosos

ejemplos de edificios de grandes dimensiones sin juntas cuyo comportamiento es excelente.

El edificio del OAMI, está en zona sísmica y, por lo tanto, se ha adoptado una tipología específica, formada por muros verticales y los forjados trabajando como diafragmas horizontales, para hacer frente a estos esfuerzos. La singularidad geométrica del edificio ha abogado a un análisis modal general del edificio y a un análisis modal detallado de los elementos más comprometidos.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Centro Comercial Avenida de las Provincias. Losas postesadas adherentes con vaina oval. H. Corres, J. Romo, J. Torrico. Madrid 1996.
- [2] Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes. H.P.9-96. Asociación Técnica Española de Pretensado
- [3] Instrucción de Hormigón Estructural EHE. Madrid 1999
- [4] Statik-3 User's Manual. Analysis of Plane and Spatial Frameworks Cubus AG. Zurich 1998
- [5] Comportamento em serviço de estruturas de betao armado e pré-esforçado. Universidade Técnica de Lisboa. José Manuel Matos Noronha da Câmara. Lisboa 1988.
- [6] Norma de Construcción Sismorresistente NCS-94. 1995
- [7] Cedrus-3 User's Manual. Analysis of concrete plates and shells with the Finite. Element Method. Cubus AG. Zurich 1993. ●