

# Refuerzo a sismo de colegios con tipología estructural de bloques prefabricados según construcción soviética de los años 60 en Tbilisi (Georgia)

*Seismic Retrofit of schools with Structure typology precast concrete blocks as Primary Structure built according Soviet Construction of the 60's in Tbilisi (Georgia)*

Ignacio López Picasso <sup>a</sup>, Roberto Marín Sampalo <sup>b</sup>

<sup>a</sup>Ingeniero Caminos, Canales y Puertos . TPF GETINSA EUROESTUDIOS. Jefe Sección Estructuras Edificación

<sup>b</sup>Ingeniero Aeroespacial . TPF GETINSA EUROESTUDIOS. Ingeniero Sísmico

## RESUMEN

Bajo un contrato de Evaluación estructural de 35 colegios públicos construidos entre los años 40 y 80 en la ciudad de Tbilisi en Georgia y financiado por el CEB, TPF Getinsa Euroestudios debió acometer el proyecto constructivo de Rehabilitación y Refuerzo estructural a sismo de tres colegios. Se expone la estrategia de Evaluación estructural y diseño de refuerzo ante cargas sísmicas de estas estructuras de construcción soviética consistentes en placas alveolares armadas apoyadas sobre muros ejecutados por medio de bloques de hormigón prefabricados de grandes dimensiones apilados por tratarse de una tipología ampliamente extendida por todo el país para todo tipo de construcciones.

## ABSTRACT

Under a Structural Evaluation contract of 35 public schools built between the 40s and 80s in the city of Tbilisi in Georgia and funded by the CEB, TPF Getinsa Euroestudios had to undertake the construction project of Structural Rehabilitation and Reinforcement of three schools. The strategy of structural evaluation and reinforcement design to seismic loads of these Soviet construction structures consisting of reinforced precast slabs supported on walls executed by means of prefabricated concrete blocks of large dimensions will be exposed due to the fact that this typology is widely extended throughout the country for all types of constructions.

**PALABRAS CLAVE:** Refuerzo, Sismo, Colegios, bloques prefabricados, construcción soviética.

**KEYWORDS:** Retrofit, Earthquake, Schools, Precast concrete blocks, Soviet construction

## 1. Alcance

Bajo un contrato de Evaluación estructural de 35 colegios públicos construidos entre los años 40 y 80 en la ciudad de Tbilisi en Georgia y financiado por el CEB, TPF Getinsa Euroestudios debió acometer el proyecto constructivo de Rehabilitación y Refuerzo estructural a sismo de tres colegios. Debido a que uno de los objetivos del contrato era la

creación de unas bases de diseño para la rehabilitación de todo el parque de colegios del país, se escogieron colegios con tipologías estructurales diferentes y más representativas.

Si bien no se puede hablar de tipologías puras, debido a que la gran mayoría de colegios habían sufrido reformas y actualizaciones con estructuras de hormigón armado 'in situ' más o

menos convencionales, las dos tipologías estructurales más habituales para los bloques más antiguos consisten en, por un lado, forjados de madera sobre muros de mampostería y, por otro lado, estructuras de hormigón prefabricado, según manuales de construcción soviética, consistentes en placas alveolares armadas apoyadas sobre muros ejecutados por medio de bloques de hormigón prefabricados de grandes dimensiones apilados. Se expondrá la estrategia de Evaluación estructural y diseño de refuerzo antes cargas sísmicas de estas estructuras de construcción soviética por tratarse de una tipología ampliamente extendida por todo el país para todo tipo de construcciones.

## 2. Descripción estructuras con construcción soviética

Se trata de estructuras compuestas por forjados de placas alveolares de hormigón armado apoyadas en alineaciones de elementos prefabricados de hormigón armado apilados.

Dichas alineaciones de construcción prefabricada de hormigón conforman tanto los cerramientos exteriores como los cerramientos o particiones interiores. Se puede decir que los prefabricados son al mismo tiempo la estructura, y el cerramiento sin existir más acabado que la pintura y sin trasdosados.

Entre las alineaciones exteriores e interiores, existen diferencias constructivas:

Mientras que en las alineaciones exteriores de fachada todos los elementos son prefabricados de hormigón (vigas, apoyos (muros o pilastras), alfeizar o dinteles, en las alineaciones interiores se disponen únicamente elementos verticales (muro-pilastra) y entre los mismos se cierra con tabiquería de ladrillo.

Esta configuración se encontró en todos los edificios inspeccionados con esta tipología, respondiendo con bastante fidelidad a los códigos soviéticos de construcción:

Las distintas piezas se exponen a continuación:

- Fachadas exteriores:
  - A) Pilastra vertical. Para las esquinas se dispone una variante (A')
  - B) Dintel
  - C) Alfeizar (de espesor menor para permitir disponer radiadores bajo cada ventana)

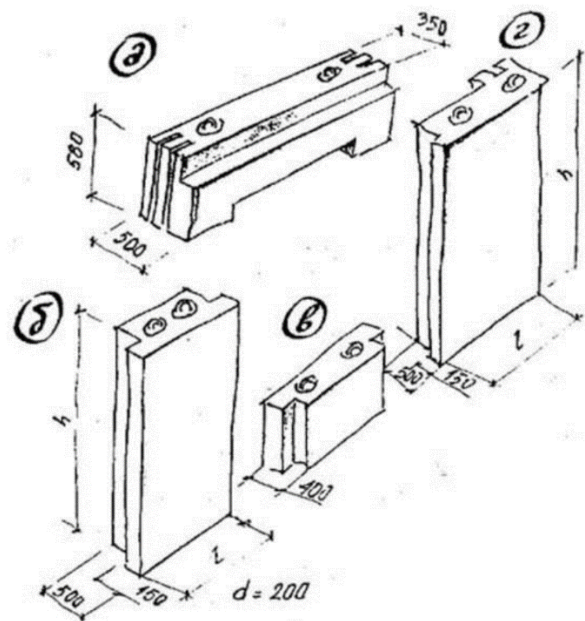


Figura 1. Piezas prefabricadas para fachadas según códigos soviéticos

- Fachadas interiores:
  - D) Pilastra mayor ancho

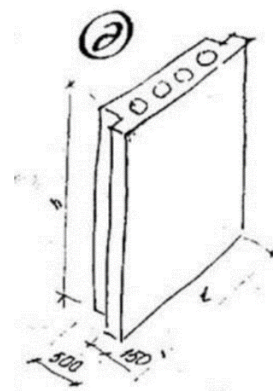


Figura 2. Pilastra para alineación interior.

Con estas piezas se configuran las fachadas según el siguiente esquema:

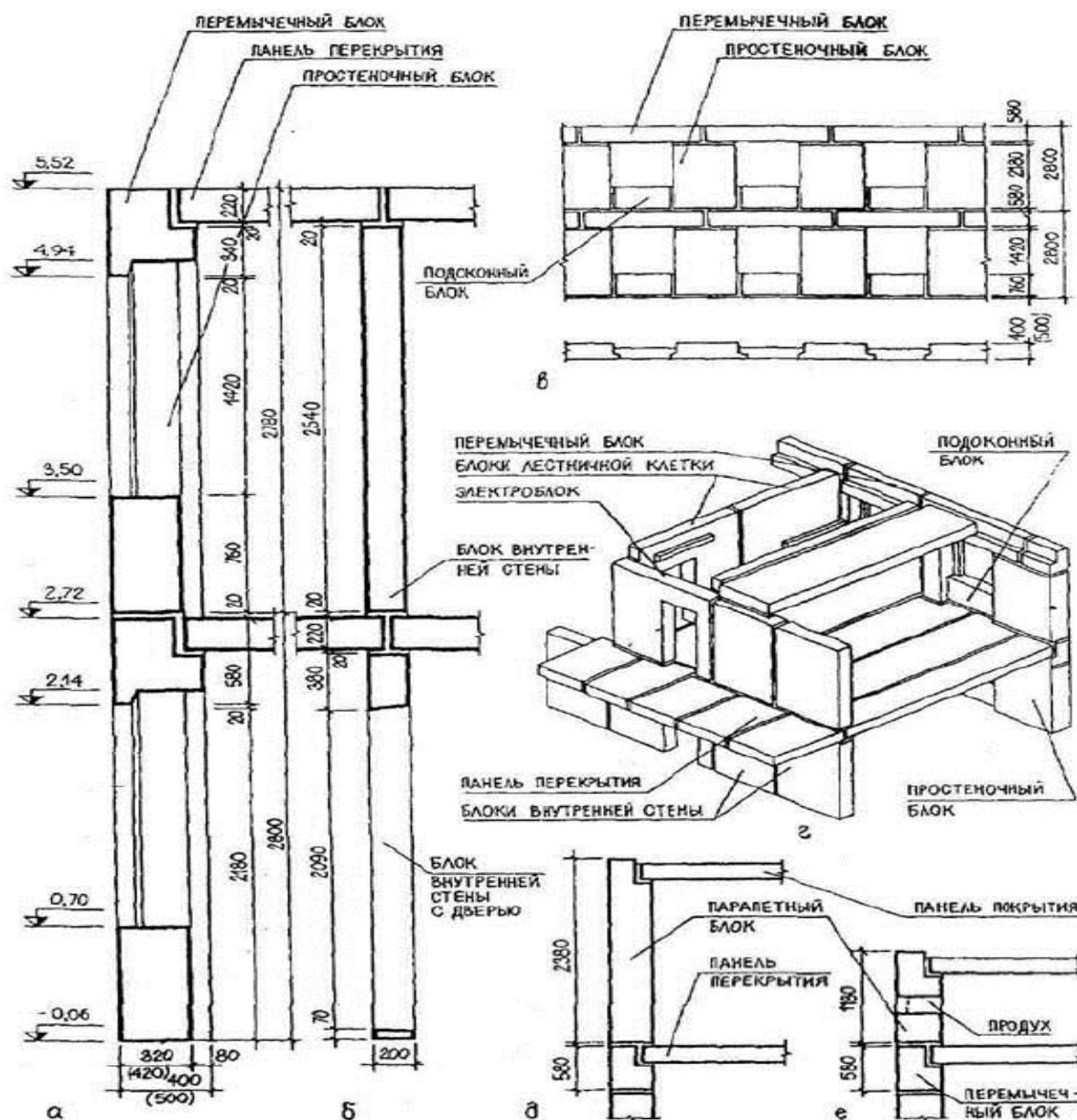


Figura 3. Resumen construcción edificios según códigos construcción soviéticos.

Esta descripción es bastante fiel a lo encontrado en las inspecciones de las estructuras de todos los colegios, especialmente en fachadas exteriores y para los apoyos de placas alveolares. Sin embargo, para las fachadas interiores se ha encontrado una variación no recogida en los códigos consistente en disponer los elementos verticales con separaciones de un módulo, y rellenando ese módulo sin pieza con fábrica de ladrillo. Para el apoyo de las placas, se dispone

una viga que sirva para salvar las zonas ejecutadas con fábrica. Estas zonas con menor espesor son aprovechadas en los colegios para disponer zonas para perchas.

Todo este entramado se modifica por debajo de planta baja, tanto en alineaciones interiores como en alineaciones exteriores para, por un lado, homogeneizar las cargas que llegan a cimentación, y por otro, para generar una estructura de mayor rigidez que pueda soportar

en perímetro el empuje de tierra que se produce en sótano hasta la cota de cimentación.

Se trata de la generación de un muro por medio de apilar bloques horizontales de mayor tamaño hasta la cimentación, consistente también en una pirámide de bloques prefabricados según el esquema inferior.

### 3. Ensayos

Una vez elegidos los edificios a reforzar por parte del ministerio, se contrataron una serie de ensayos geotécnicos y estructurales que permitiesen realizar una evaluación más detallada de los mismos llegando casi a una evaluación Tier -2 según el ASCE/SEI 31-03, ya que se realizaron análisis estructurales más específicos y cálculos de comportamiento de edificio y zonas localizadas.

Por un lado se realizó una campaña geotécnica sobre cada uno de los edificios y se concluyó en un Informe geotécnico y por otro lado, se realizaron ensayos estructurales para conocer la resistencia de los materiales, así como la existencia de armado para el caso de elementos de hormigón.

De esta forma, la prioridad consistía en obtener las resistencias de los distintos materiales y por otro lado, confirmar la existencia de armado en los elementos de hormigón armado, además de confirmar que la construcción se había realizado realmente como se reflejaba en los manuales soviéticos.

Como en la mayoría de estos proyectos, la fase de ensayos suele suponer grandes decepciones y suele colocarnos en escenarios peores que el más pesimista de los imaginados.

Los ensayos realizados sobre los bloques prefabricados de hormigón, revelaron que se trataban de bloques de hormigón armado con resistencias aceptables tanto para los hormigones, como para el acero incluido en los mismos, mientras que por el contrario las llaves y armado de juntas reflejados en algunos de los manuales no se habían seguido en la práctica

mayoría de los casos. Por tanto, nos encontrábamos ante un edificio construido por grandes bloques a hueso en el que la carga horizontal debía transmitirse únicamente por rozamiento de unos bloques con otros.

## 3. Proyecto de refuerzo

### 3.1. Modelado estructural

Por un lado, teníamos estructuras de bloques completos o partes de estructuras con hormigón armado.

En general en este tipo de estructuras existe bastante bibliografía para su evaluación y refuerzo y disponíamos de suficiente experiencia después de haber reforzado más de 50 edificios en proyectos similares en Turquía y Guatemala. Se trata de estructuras con una geometría de sencilla toma de datos, y una vez conocidas las resistencias de los materiales (hormigón y acero), con la obtención de la distribución de armados, el cálculo estructural es sencillo y puede realizarse con la gran mayoría de software del mercado.

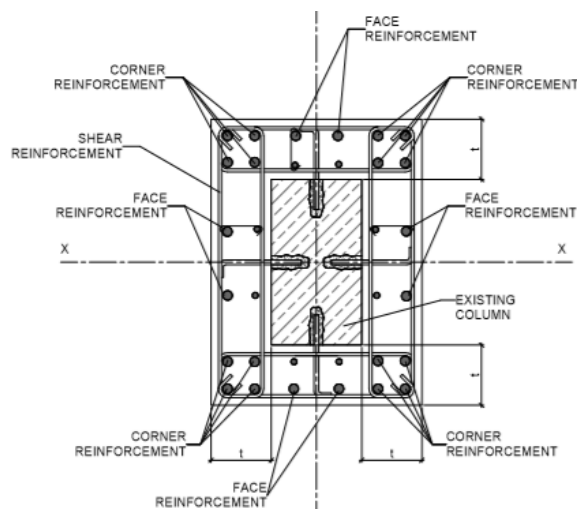


Figura 4. Refuerzo clásico para pilares HA.

Por el contrario, el cálculo de edificios de mampostería necesita de un cálculo no-lineal que permita considerar la no linealidad de los muros de mampostería que no pueden soportar tracciones.

Si bien, se pueden definir puntos donde interrumpir los elementos finitos y disponer

elementos no lineales con esta consideración, esto no puede hacerse de forma extensiva a toda la superficie de los muros, ya que su modelado sería inabordable y en muchos casos resultaría modelos con difícil convergencia.

Sin embargo, este inconveniente se elimina en el momento en que aseguramos que dicho despegue no se produce en ningún punto. En estas condiciones podríamos modelar con elementos lineales sin afectar considerablemente la matriz de rigidez del edificio, fundamental en los cálculos sísmicos que debíamos realizar.

En estas condiciones, comenzamos por modelar todos los edificios con elementos “Shell” o “lámina” y realizamos los cálculos mediante análisis modal espectral para posteriormente evaluar si se producían zonas con tracciones que invalidasen el modelo.

El resultado inicial fue que en todos los edificios se producían zonas con tracciones y en muchos casos, dichas tracciones eran generalizadas.

Como norma general, las tracciones se producirán en plantas superiores debido a que en las plantas inferiores la acumulación de cargas axiles de las distintas plantas compensaba las tracciones producidas por los flectores en cada elemento debido a las cargas horizontales. Esta compensación no se producía en las plantas superiores.

Por otro lado, el otro comportamiento que invalidaba el modelo de cálculo era no poder considerar la unión por rozamiento entre los elementos estructurales. El modelo únicamente era válido si el cortante de cálculo en todas las sección horizontales de contacto (en la fábrica de ladrillo podía considerarse que era en todas las posibles secciones horizontales) no supera el cortante resistente por rozamiento.

Como punto añadido, la metodología de cálculo y evaluación estructural definida en el ASCE para estructuras de fábrica está basada en comprobar los axiles máximos en la estructura y limitarlos con axiles resistente definidos y por otro lado, una comprobación de cortantes dentro y fuera de los planos de los muros para

limitarlos a valores dependientes del rozamiento y de la resistencia a cortante del mortero.

### ***3.2. Estrategia de Refuerzo***

Esta doble condición para la validez del modelo, combinada con la formulación de cortantes y axiles resistentes se convirtió en nuestra estrategia de refuerzo global de la estructura para una vez cumplida proceder a realizar refuerzos parciales concretos.

De este modo, procedimos a realizar una “Deficiency – Based - Retrofit” consistente en conectar elementos o añadir para modificar la rigidez general de la estructura y así poder cumplir con los requisitos que validaran el modelo y que a su vez permitían cumplir las exigencias de la ASCE/SEI 31-03.

De este modo se adoptaron las siguientes estrategias de refuerzo estructural:

#### ***3.2.1. Reducción de masa***

Se eliminó las plantas dobles de cubierta de los edificios de hormigón prefabricado cuya misión era generar una cubierta ventilada, sustituyéndola por una cubierta plana impermeabilizada.



**Figura 5. Vista cubierta ventilada.**

Esta eliminación implicaba dos ventajas:

- Por un lado eliminábamos masa de la parte superior de la estructura y por tanto reducíamos las cargas horizontales sísmicas en todas las plantas.

- Se reducían las cargas que llegaban a cimentación. Este punto tenía especial relevancia debido a una de las actuaciones posteriores implicaría el aumento de cargas en cada una de las plantas

### 3.2.2. Incremento de Rigidez

Una de las primeras comprobaciones realizadas para decidir sobre la estrategia de refuerzo sísmica a elegir, fue la de comprobar en que rangos de aceleraciones se encontraban las estructuras en función de sus modos principales de vibración, para ver cómo podía afectar la modificación de la rigidez de la estructura en las acciones sísmicas a soportar, ya que si bien podía presumirse un comportamiento rígido por tratarse de un edificio con muros de carga, no quedaba tan claro para el caso de los edificios con los bloques prefabricados al existir un ratio mayor de huecos.

Al comprobarse que los primeros modos se encontraban dentro de la meseta, se concluyó que una estrategia de aumento de la rigidez del sistema no implicaría grandes aumentos en las aceleraciones a soportar por el edificio.

Debido a que las fachadas se conforman con los mismos bloques de hormigón prefabricado y que dichos elementos forman parte del entramado principal de la estructura y que su refuerzo implicaría el cierre de ventanas y la aparición de detalles de refuerzo no deseables en fachada, se optó no realizar modificaciones en el esquema estructural del edificio centrándonos en alineaciones interiores uniéndose piezas independientes entre sí para formar conjuntos de mayor rigidez que absorbieran el mayor cortante posible, para liberar de cortante los elementos de fachada.

Esta estrategia tenía el inconveniente de que si bien el cortante se distribuye por medio de diafragmas rígidos en función de las rigideces a cortante de los distintos elementos, los elementos que dejábamos sin reforzar eran los que menos carga vertical tenían y por tanto también su cortante resistente era menor. Por

tanto, el trasvase de rigideces debía ser contundente.

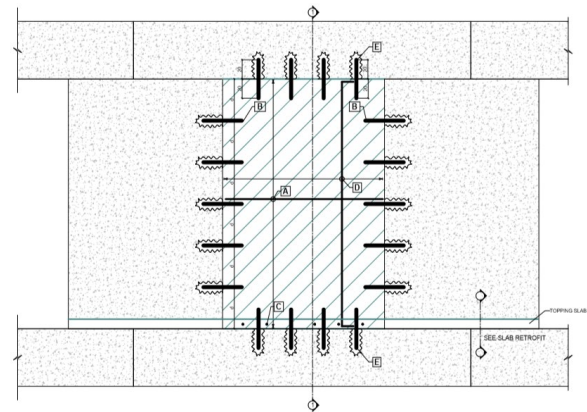


Figura 6. Unión piezas prefabricadas con hormigón armado y conexión con pasadores.

Estas estrategias generales de modificación del comportamiento general del edificio nos permitieron asegurar la no aparición de tracciones en ningún punto de la estructura o limitar estos puntos a zonas donde era posible ejecutar un recrecido exterior de hormigón armado que realmente si pudiera asumir dichas tracciones.

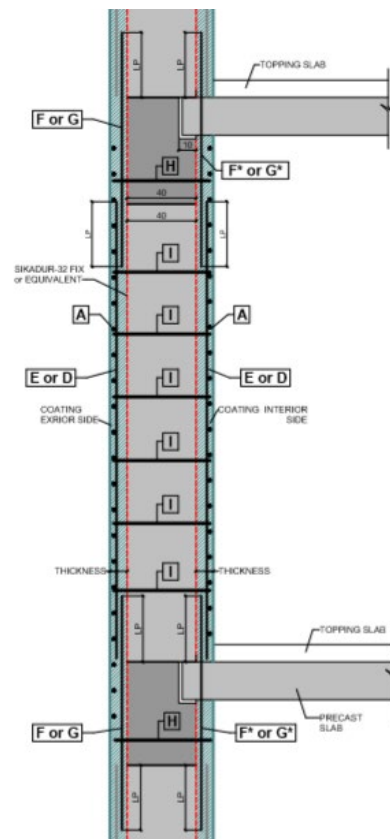
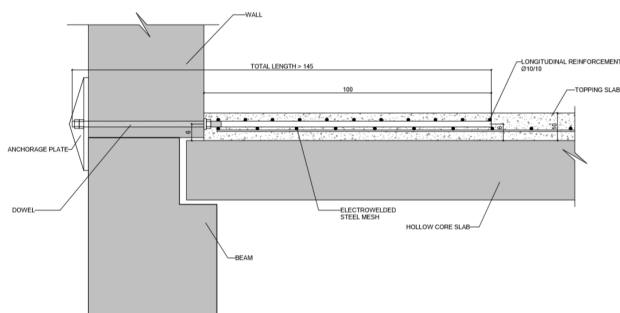


Figura 7. Recreido exterior en zonas con tracciones.

Sin embargo, aún nos restaba asegurar que no se superaban los cortantes resistentes en los distintos contactos entre piezas en algunas zonas localizadas. Para ello, se realizaron comprobaciones de cortante según se establece en la ASCE/SEI 31-03 y para los casos en los que la condición no se cumplía se optó por unir las piezas con un recreado exterior que pudiera absorber los cortantes y en ocasiones transmitir tracciones de unas plantas a otras.

### 3.2.2. Creación de diafragma rígido

Finalmente se proyectó la ejecución de una capa de compresión sobre todos los forjados de los edificios que pudiera asegurar el comportamiento de diafragma rígido de los forjados, ya que la estrategia de rigidización de alineaciones interiores para trasvase de cortantes a los nuevos conjuntos de elementos de mayor rigidez necesitaba de la certeza sobre el comportamiento del diafragma. De esta forma se dispuso una capa de compresión sobre las placas alveolares tras comprobarse que dichas placas admitían en todos los casos dicho aumento de carga.



**Figura 8. Capa compresión para diafragma rígido y conexión a fachadas.**

Esto fue debido a que según el manual soviético, solo se ejecutaban en la época de construcción de estas edificaciones tres tipos de placas alveolares en función de su longitud. Para el caso de los colegios, las luces de las placas se encontraban en el margen inferior del intervalo, por lo que existía un margen amplio para el añadido de cargas, aún sin considerar la capa de compresión como parte de la sección resistente.

Durante la fase de inspección y realización de ensayos se midieron los cantos de las placas de las distintas zonas y se inspeccionaron los armados para comprobar si éstas se correspondían con las definidas en los manuales rusos, siendo este el único elemento que realmente se ajustaba a los manuales en la práctica totalidad de los elementos inspeccionados.

Por otro lado, la eliminación del nivel superior de cubierta, con la retirada de una carga total media de unos  $10 \text{ kN/m}^2$ , permitía la adición de estos 8 cm de capa de compresión sobre el forjado de todas las plantas.

### 3.2.3. Cimentación

Por último restaba asegurar la bajada de las cargas al suelo por medio de la cimentación y en especial acomodar una cimentación concebida para la bajada de cargas gravitatorias a las tensiones producidas en la hipótesis sísmica y, en especial, a la redistribución de dichas cargas hacia las alineaciones interiores, donde ya se encontraban las mayores cargas.

Este punto resultó realmente sensible e implicó el refuerzo de la cimentación de todos los nuevos muros rígidos creados por medio de recreado de zapatas.

Siendo que en un edificio standard podría significar un aumento de presupuesto inasumible, las condiciones de contorno de estos edificios reducían sensiblemente estos casos.

Por un lado, se trataba en todos los casos de edificios aislados dentro de parcelas propias y con distancias considerables a otros elementos. Por otro lado, todos ellos disponían de sótanos sin uso de gran altura que permitían un trabajo relativamente cómodo y el acceso a todas las caras de las distintas cimentaciones. Por último, todas las cimentaciones se encontraban sobre el terreno. Al haberse rigidizado las alineaciones interiores, no fue necesario realizar refuerzos por sismo en ninguna cimentación perimetral, lo que hubiera obligado a la excavación del trasdós perimetral.

### 3.1. Cálculos y comprobaciones

Para el cálculo y comprobación de los edificios, se realizaron modelos de elementos finitos de todos los bloques que componían cada complejo, haciendo especial hincapié en reflejar lo más fielmente posible cada una de las secciones horizontales de comprobación así como el modelado de cada uno de los “pier” que son la base para poder realizar las comprobaciones que se exigían desde el ASCE/SEI 31-03.

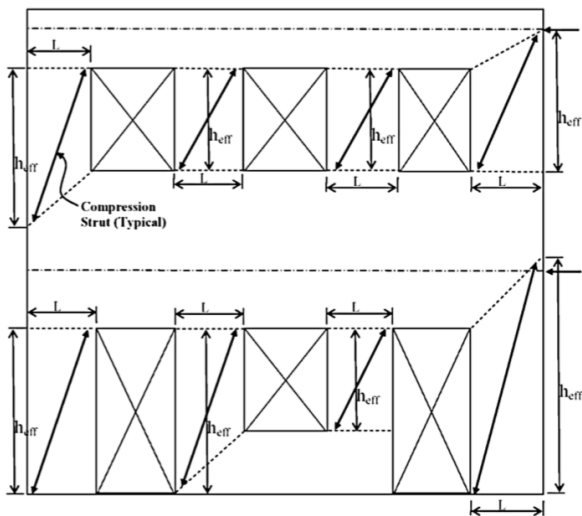


Figura 9. Descripción de “pier” s/ ASCE/SEI 31-03.

Tras realizar los cálculos de acciones horizontales mediante un análisis modal espectral, se obtenían de los modelos los esfuerzos concentrados en cada uno de los “pier” que define el código para posteriormente realizar las comprobaciones definidas para asegurar su estabilidad.

Así, el código define comprobaciones para los esfuerzos contenidos dentro del plano de la alineación, así como para las acciones perpendiculares a dicho plano.

Con los esfuerzos definidos para cada “pier” dentro del plano, se debe comprobar en función de la geometría de cada elemento si su posible rotura está controlada por deformaciones o por fuerza.

Una vez clasificado cada elemento, se realizan las comprobaciones de a rotura correspondientes:

- Elementos “Deformation - controlled”:
  - Rocking
  - Bed-joint sliding
- Elementos “Force - controlled”:
  - Toe crushing
  - Diagonal Tension
  - Vertical compression

En nuestro caso, la gran mayoría de los elementos se encontraban limitados por las comprobaciones controladas por deformación. Es por ello que los refuerzos propuestos consisten en la disposición de un recocado exterior para solventar tracciones o recoger cortantes en el apoyo de unas piezas con otras. Respecto a las comprobaciones fuera del plano, debido a su complejidad, se buscó cumplir el requisito definido en la norma para poder despreciar su efecto. En los casos en los que no fue posible, se definió un atado de los elementos a la estructura principal mediante anclajes a los forjados.

Table 11-5. Permissible  $h/t$  Ratios for URM Subject to Out-of-Plane Actions

Wall Types	$S_{x1} \leq 0.24 g$	$0.24 g < S_{x1} \leq 0.37 g$	$S_{x1} > 0.37 g$
Walls of one-story buildings	20	16	13
First-story wall of multistory building	20	18	15
Walls in top story of multistory building	14	14	9
All other walls	20	16	13

### Agradecimientos

Agradecer su confianza al equipo Técnico del CEB (The Council of Europe Development Bank), que desde el principio entendió las dificultades del proyecto y supo acomodarse a las cambiantes condiciones de contorno.

Gracias también al equipo de diseño de TPF Getinsa Euroestudios, en especial al equipo de estructuras, que en mi opinión, hicieron un gran trabajo en unas condiciones muy desfavorables.

### Referencias

- [1] ASCE/SEI 31-03 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”