

# Torre Citicorp, la estabilidad de un gigante supeditada a sus uniones: estudio comparativo

Autor: Alejandro Sánchez Tortosa  
Tutor: Fernando Gómez Martínez

Trabajo de Fin de Grado  
ETSAG 2021



UNIVERSIDAD  
DE GRANADA





## ÍNDICE

<b>Introducción .....</b>	<b>7</b>	<b>Análisis comparado .....</b>	<b>56</b>
El ensamblaje de la manzana.....	7	Combinación de acciones a ELS - Característica: gravitatoria y uso $(g_k + q_k)$ .....	56
El proyecto.....	9	- Análisis a axil y de la deformada de ambos modelos .....	56
La estructura .....	12	- Análisis a momento flector de ambos modelos.....	62
<b>Objetivo del Trabajo de Fin de Grado .....</b>	<b>18</b>	Combinación de acciones a ELU - Persistente: viento	
<b>Metodología empleada en la modelización.....</b>	<b>19</b>	$(1'35 \cdot g_k + 1'5 \cdot F_V + 1'05 \cdot q_k)$ .....	63
Planimetría realizada para el modelado.....	20	- Relación curvatura-desplazamiento entre soportes intermedios y laterales.....	63
- Tablas de cálculo realizadas.....	21	- Relación curvatura-flector-desplazamiento en los soportes centrales.....	65
- Planimetría elaborada.....	23	- Análisis a axil y de la deformada de ambos modelos .....	68
Proceso de simplificación y equiparación para el modelado tridimensional .....	33	Conclusiones.....	72
- Pilares en celosía de la base .....	33	<b>Bibliografía.....</b>	<b>73</b>
- Relación núcleo-pilares en celosía de la base .....	34		
- Núcleo de la torre en el tramo de la base .....	34		
- Acciones en el perímetro de la torre.....	36		
- Cálculo de secciones simples equivalentes a los perfiles americanos compuestos cuya área excede los prontuarios de perfiles europeos.....	39		
<b>Recálculo de cargas y obtención del modelo plano.....</b>	<b>40</b>		
Recálculo de las fuerzas de viento aplicadas al modelo plano.....	40		
- Estudio de los sistemas estructurales a través de la ley de Navier.....	40		
- Estrategia desechada .....	43		
- Estrategia adoptada .....	48		

*A mi abuela Dolores; por tus ganas de vivir, tu fortaleza y tu entrega*

## INTRODUCCIÓN

### El ensamblaje de la manzana <sup>1</sup>

Septiembre de 1968, sábado por la mañana, dos corredores de bienes raíces de la agencia Studley, Schnabel y McArthur, tomaban datos de la manzana flanqueada por la Avenida Lexington al oeste, las calles 53 al sur y 54 al norte y la Tercera Avenida al este, en la ciudad de Nueva York. Habían ido a tasar el valor de mercado de la iglesia luterana de San Pedro y sus propiedades adyacentes. Sin embargo, Schnabel vislumbró una operación de mayor calado para su agencia, unificar la manzana para construir una torre de oficinas u otro proyecto de gran escala. Esta operación haría que el valor de las parcelas se incrementara el doble respecto de su valor de manera independiente, proporcionándoles jugosas comisiones por ser intermediarios del proceso de compra. Para ello, necesitaban encontrar un comprador con gran poder adquisitivo que fuera capaz de comprar las parcelas una a una y mantenerlas durante años hasta acabar el proceso. Había comenzado el ensamblaje de la manzana, formada por 31 edificaciones, donde más tarde se construiría la torre Citicorp.

Estos intermediarios se pusieron en contacto con el First National City Bank, cuya sede estaba al otro lado de la avenida Lexington, y le plantearon la adquisición de la manzana. El banco aceptó debido a la necesidad de éste por igualar su sede al nivel de la de su competidor directo en esa época, el Chase Manhattan Bank. En junio de 1969, ambas partes firmaron un acuerdo preliminar y el proceso de adquisición de las parcelas de la manzana comenzó.

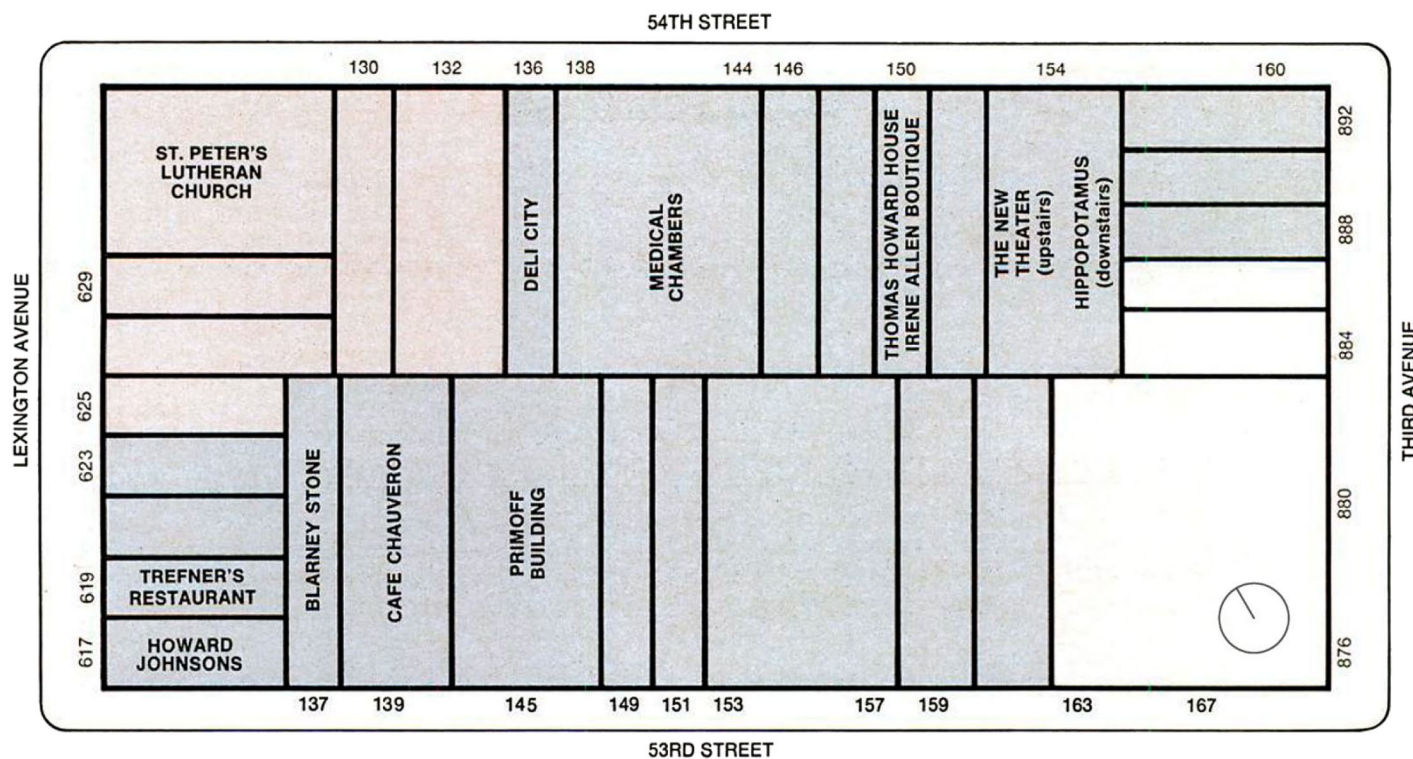


Figura 1. Parcelación de la manzana antes de su unificación y derribo. En marrón claro la parcela de la iglesia luterana de San Pedro y sus adyacentes. En blanco las parcelas que no fueron compradas para el ensamblaje. Tiempo empleado: 5 años y medio.

<sup>1</sup> Traducción y reelaboración propias, basadas en el artículo de HELLMAN, Peter: «How they assembled the most expensive block in New York's history», New York Magazine, 1974, pp. 31-37.

El primer contrato de compraventa se firmó el 13 de agosto de 1969, adquiriendo Schnabel el Café Chauveron, el edificio de apartamentos de Primoff y el Blarney Stone. Posteriormente se compraron, con sumas dificultadas en algunos casos, el resto de parcelas, excepto tres ubicadas en la esquina entre la calle 53 y la Tercera Avenida, que no eran necesarias para el proyecto de nueva sede del banco.

De especial relevancia fue la parcela ocupada por la iglesia luterana de San Pedro, debido a las condiciones impuestas por su comunidad: se construiría una iglesia nueva y más grande, de diseño propio, en la misma esquina, firmando un acuerdo de régimen de propiedad en condominio sobre los 45000 pies cuadrados (aproximadamente 4200 m<sup>2</sup>) del nuevo espacio de la iglesia; al menos el 66% de la estructura debía ser independiente y no tener más que el cielo como techo; y la compañía que adquiría la manzana debía desahuciar a los inquilinos de las demás parcelas sin perpetrar injusticias. Estas cláusulas fueron determinantes en el diseño de la torre Citicorp.

El 24 de julio de 1973, el banco anunció formalmente que construiría el Centro Citicorp y, a finales de ese mismo año, se adquirió definitivamente el último contrato de arrendamiento que permitía completar el ensamblaje de la manzana.

Tras cinco años y medio de trabajo y 40 millones de dólares gastados (la cantidad más alta pagada hasta entonces por adquirir una manzana para edificar en Nueva York), se podía empezar a construir la nueva sede del grupo Citicorp (actualmente Citigroup).

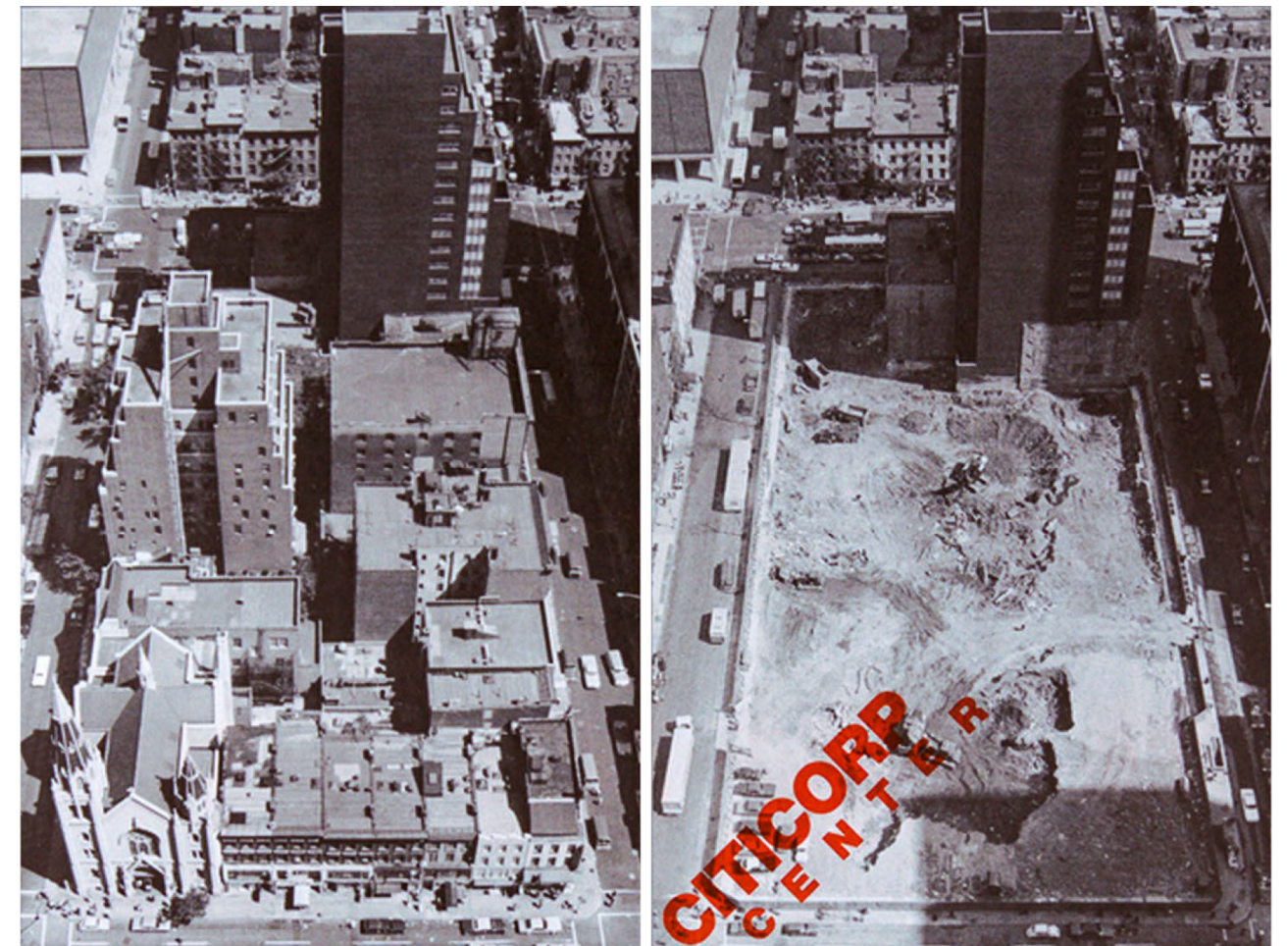


Figura 2. Parcelación de la manzana antes del ensamblaje (izquierda) y manzana demolida para la construcción del Centro Citicorp (derecha).

## El proyecto<sup>2</sup>

Las excavaciones del solar, ya libre de edificaciones, comenzaron en abril de 1974. Tres años y medio después, el 12 de octubre de 1977, se producía la apertura al público del Centro Citicorp.

En la década de 1970, Nueva York era una ciudad de edificios oscuros y aspecto mate y la gran mayoría de sus rascacielos tenían cubierta plana. El flamante edificio, recién inaugurado, de la torre de oficinas del Centro Citicorp destacaba poderosamente en el panorama urbano del distrito de Manhattan, gracias a su envolvente clara y resplandeciente y a su cubierta inclinada con un ángulo de 45 grados.



Figura 3. Panorama urbano de Nueva York en 1981. Imagen empleada en portada.

Sin embargo, lo más destacable del proyecto era su relación con la ciudad a nivel de calle, mediante la creación de espacio público de calidad en torno a su base, integrando una plaza hundida respecto al nivel de la calle, la iglesia luterana de San Pedro, un programa de tiendas y espacios públicos y la conexión con el metro. Fue un hito del planeamiento urbano en su momento (el único espacio público comparable en calidad era el del Centro Rockefeller, construido en la década de 1930), en una ciudad que buscaba desesperadamente ganar espacios libres frente a los asfixiantes rascacielos. La promulgación de leyes que ofrecían incentivos fiscales a aquellos promotores que añadiesen espacios públicos a sus altos edificios, lo acreditaba.

<sup>2</sup> Traducción y reelaboración propias, basadas en el artículo de MILDRED, Schmertz: «Citicorp Center: if you don't like its crown look at its base», Architectural Record, junio de 1978, pp. 107-116.



Figura 4. Relación de la base de la torre Citicorp con el espacio público de la plaza hundida y la iglesia luterana de San Pedro. La ciudad se introduce en el edificio, como una invitación al viandante a adentrarse en él.

En 1970, Hugh Stubbins escribió a Henry J. Muller, exvicepresidente del First National City Bank, lo siguiente: «Los nuevos e impecables edificios monolíticos que se elevan en las avenidas de Nueva York y otras ciudades estadounidenses son expresiones simbólicas de la Máquina. Son anónimos, fríos e inhumanos. Debemos usar los recursos de las grandes empresas, reforzados con ideas morales y sociales, para desarrollar una nueva generación de edificios de oficinas, planeados para la comunidad y como expresión de la humanidad de los individuos que los usan. Revitalizando el desarrollo urbano con un énfasis en la gente, podríamos generar lugares más agradables en los que vivir y trabajar. [...] Con la iglesia como catalizador y el banco como partidario, podemos diseñar un nuevo tipo de lugar, en el que cualquier persona querrá entrar y formar parte de él».

La iglesia fue la causa principal del diseño estructural único de la torre Citicorp, debido a la obligación de liberar su esquina y permitir al santuario, en al menos dos tercios de su superficie en planta, no tener más techumbre que el cielo. De este modo, se elevó la torre de oficinas, respecto del plano del suelo, varias decenas de metros sobre cuatro grandes pilares perimetrales y un núcleo central, liberando sus cuatro esquinas con voladizos de casi 20 metros a cada lado de los soportes perimetrales.



Figura 5. Visión de conjunto del Centro Citicorp. La fachada posee los vidrios de las ventanas y las enjutas de aluminio en el mismo plano, lo que abarató el coste de construcción y mantenimiento respecto a si se hubiera preferido mostrar el sistema estructural. Stubbins quiso dotar de funcionalidad a la cubierta, proyectándola como un gran captador solar, lo que justificaba su inclinación.

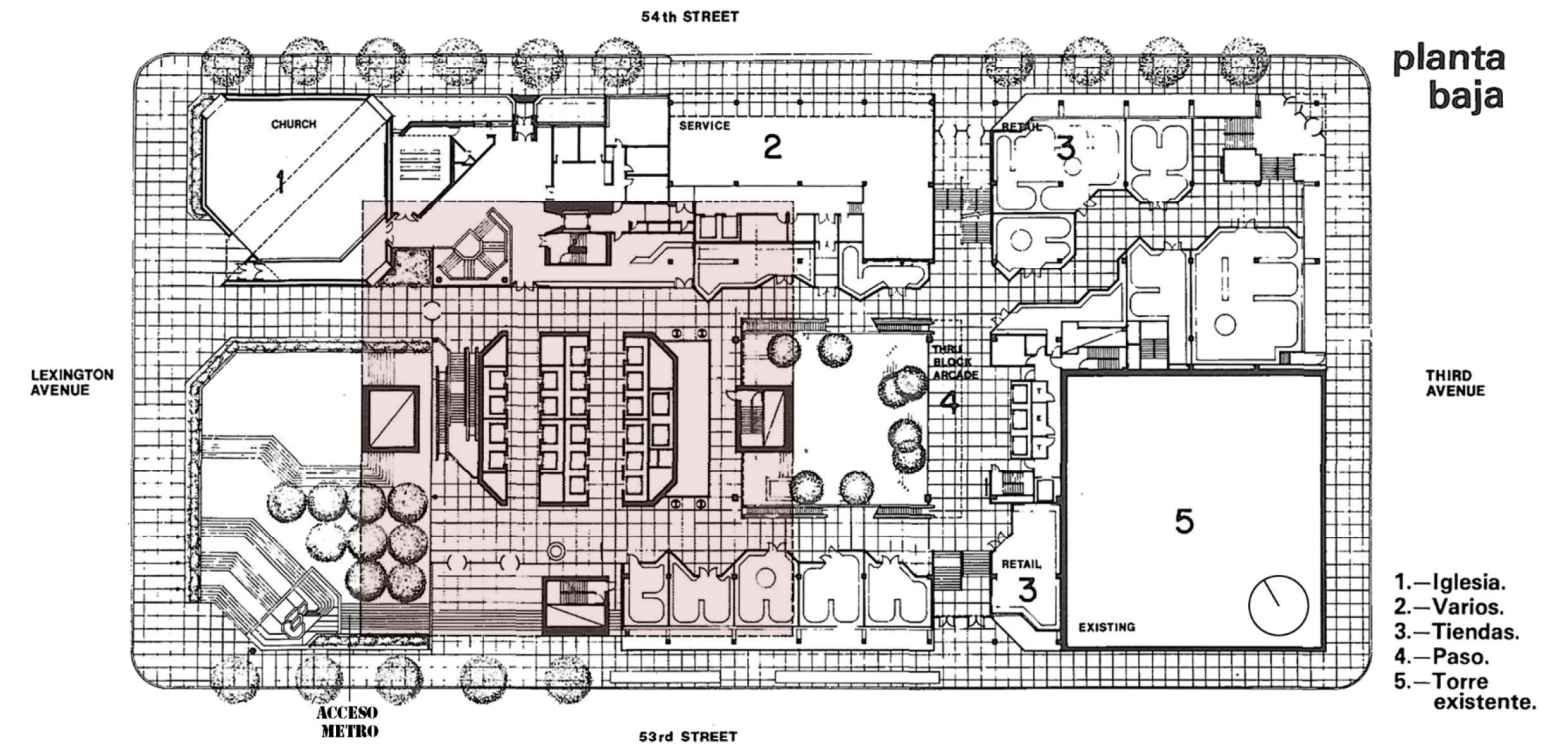


Figura 6. Planimetría de la planta baja del complejo multifuncional del Centro Citicorp. En rojo se muestra la proyección del volumen principal de la torre de oficinas.

### La estructura<sup>3</sup>

La singularidad de la estructura de la torre del Centro Citicorp radica en un condicionante único, la imposibilidad de emplear las esquinas para transmitir las cargas del rascacielos al terreno. El resultado fue un diseño estructural magistral y sumamente eficiente, que conducía las cargas a la parte central de cada una de las cuatro caras de la torre, ideado por William LeMessurier en colaboración con Hugh Stubbins. De este modo, se liberaron las esquinas y, a una distancia de más de 20 metros respecto a ellas desde el eje de simetría de cada fachada, cuatro enormes pilares en celosía, de decenas de metros de altura, elevarían el monolito junto a un núcleo central para liberar el suelo y permitir una relación más humana del rascacielos con la ciudad.

Fue una decisión atrevida dirigir la mayor parte de la carga (la mitad de la gravitatoria y la totalidad de la acción del viento) a la estructura perimetral del rascacielos. El resto de la carga gravitatoria la soporta el núcleo central, además de casi la totalidad del cortante global producido por el viento.

<sup>3</sup> Traducción y reelaboración propias, basadas en la publicación: «Engineering for architecture», Architectural Record, agosto de 1976, pp. 65-71.

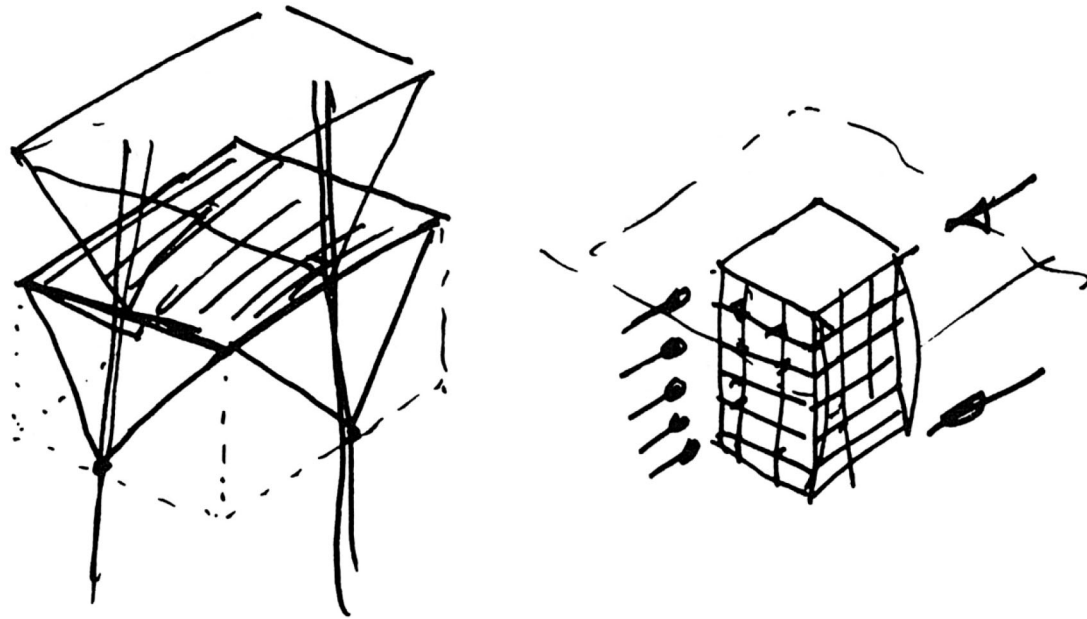


Figura 7. Esquemas del funcionamiento estructural del rascacielos. Cada módulo de ocho plantas es estructuralmente independiente (izquierda). La carga de viento es absorbida por el núcleo a lo largo de las ocho plantas de cada módulo estructural, para ser posteriormente trasladada al perímetro de la torre al finalizar el módulo (derecha).

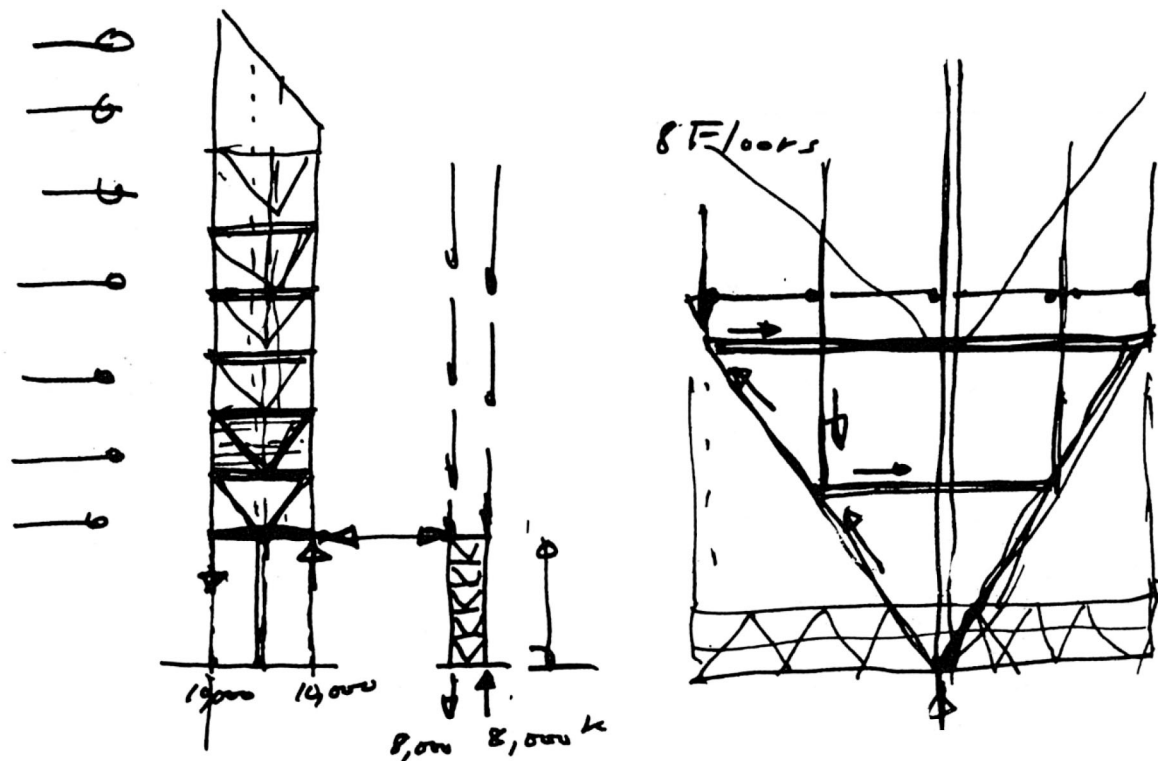


Figura 8. Esquemas del funcionamiento estructural del rascacielos. El perímetro estructural transmite la carga de viento que le aporta el núcleo a los pilares en celosía de la base, sin embargo, en las plantas de la transición estructural -cercha inferior-, casi la totalidad del cortante global producido por el viento se transfiere nuevamente al núcleo, mediante una densidad mayor de vigas diagonales en el forjado (izquierda). La carga gravitatoria se canaliza acumulativamente hacia los pilares centrales, a lo largo de los módulos estructurales. Estos soportes la trasladan a los pilares en celosía de la base y de ahí al terreno (derecha).



Figura 9. Vista en escorzo desde el este de la torre en construcción (1975). A primera vista, lo más llamativo de la estructura del Centro Citicorp, son los masivos pilares «mástil» centrales (de más de 1'5 metros de ancho) y las diagonales extendiéndose a través de las plantas. Si miramos nuevamente, llama la atención la esbeltez de los pilares de las esquinas en el alzado estructural y su interrupción en la octava planta de cada módulo. Todos los elementos del perímetro estructural, a excepción de los soportes centrales, trabajan sólo en las ocho plantas del módulo estructural que definen los chevrones invertidos de acero, canalizando todas las cargas gravitatorias a los pilares centrales.



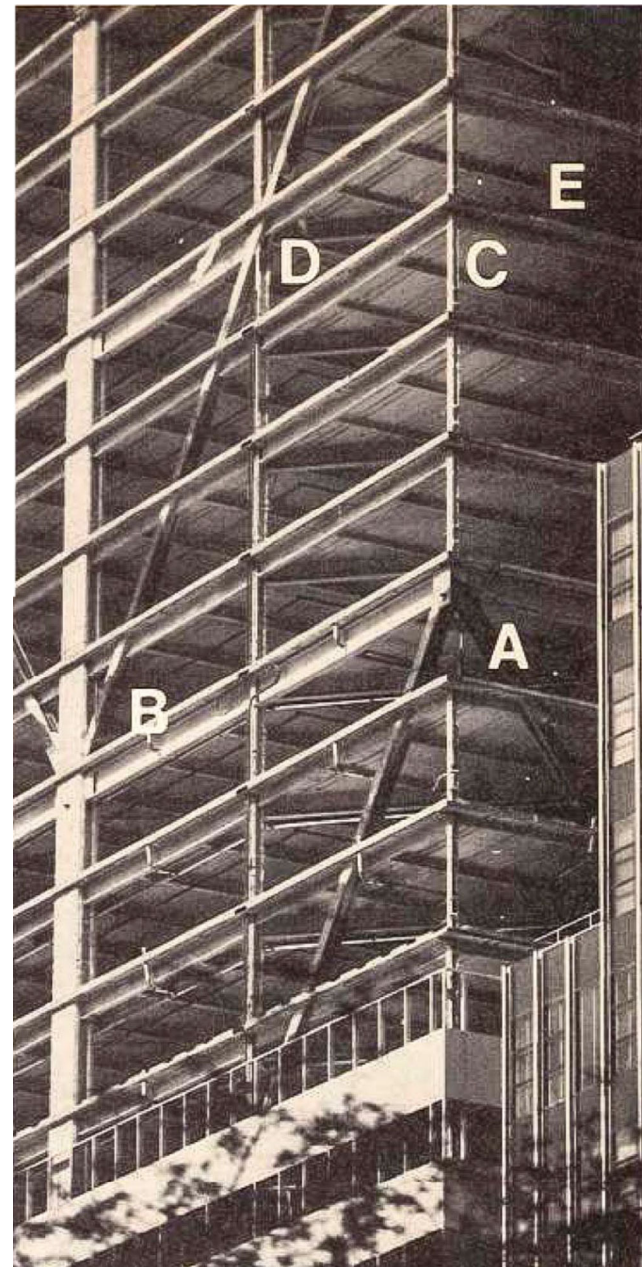


Figura 10. Detalle de la estructura. Desde el interior de la torre del Citicorp, la visión de la estructura varía dependiendo de la planta en la que se encuentre el usuario en el módulo estructural. Los soportes laterales se omiten en la octava planta de cada módulo, donde las diagonales se unen (A), canalizando la acumulación de la carga gravitatoria de las plantas superiores a los chevrones invertidos. La gran esbeltez de los pilares de las esquinas (C) es posible gracias a las vigas diagonales de cada forjado, ya que conectan los soportes intermedios del alzado y provocan que los pilares laterales asuman áreas tributarias pequeñas. En la base de los módulos, los soportes «mástil» centrales se unen a los chevrones invertidos en el eje de simetría de cada fachada (B). Por otro lado, en el cuarto nivel de cada módulo, las diagonales intersecan con los soportes intermedios (D), los cuales podrían eliminarse en el nivel inferior, al igual que los soportes laterales en la octava planta. Sin embargo, se mantienen para evitar fenómenos de pandeo en las diagonales. La idea de prolongar el espacio de oficinas sin pilares intermedios, se enfatiza al observar la vista panorámica más abajo recogida (E).

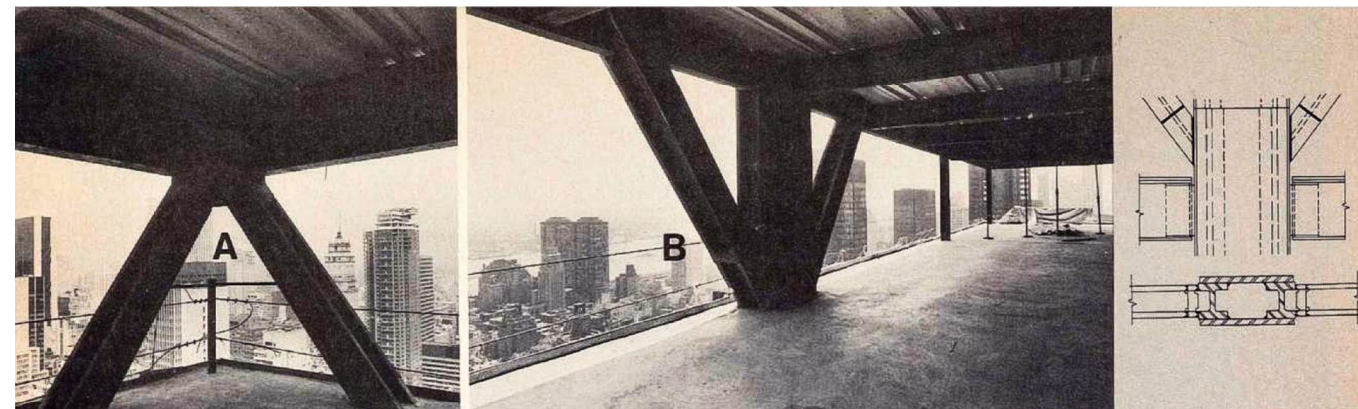


Figura 11. Vistas interiores del perímetro de la torre Citicorp, detalles A y B de la figura 10. Se adjunta a la derecha un detalle estructural de la unión de las diagonales a los soportes centrales en la base de los módulos.

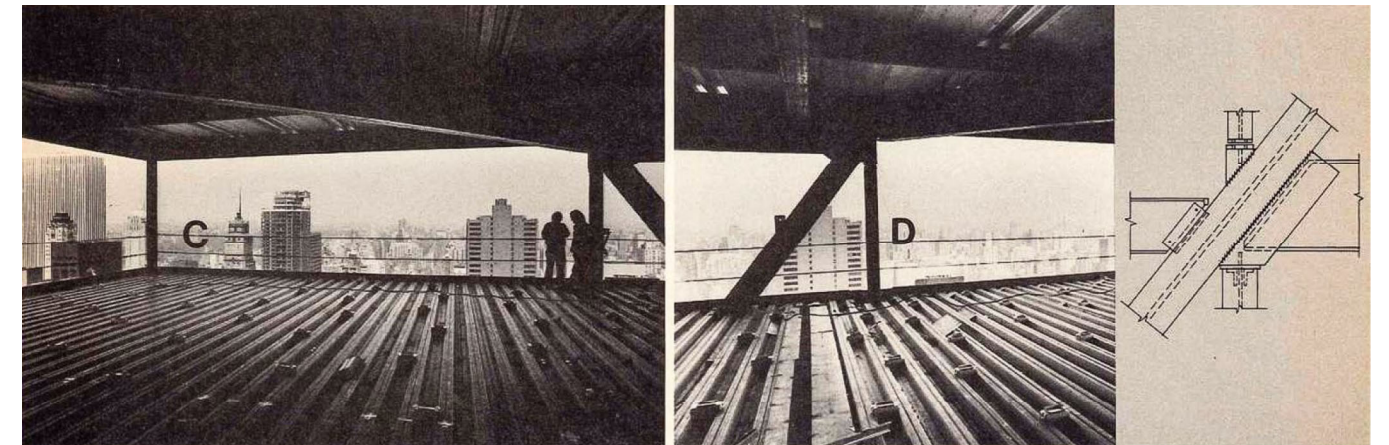


Figura 12. Vistas interiores del perímetro de la torre Citicorp, detalles C y D de la figura 10. Se adjunta a la derecha un detalle estructural de la unión de los soportes intermedios con las diagonales en la cuarta planta de los módulos.

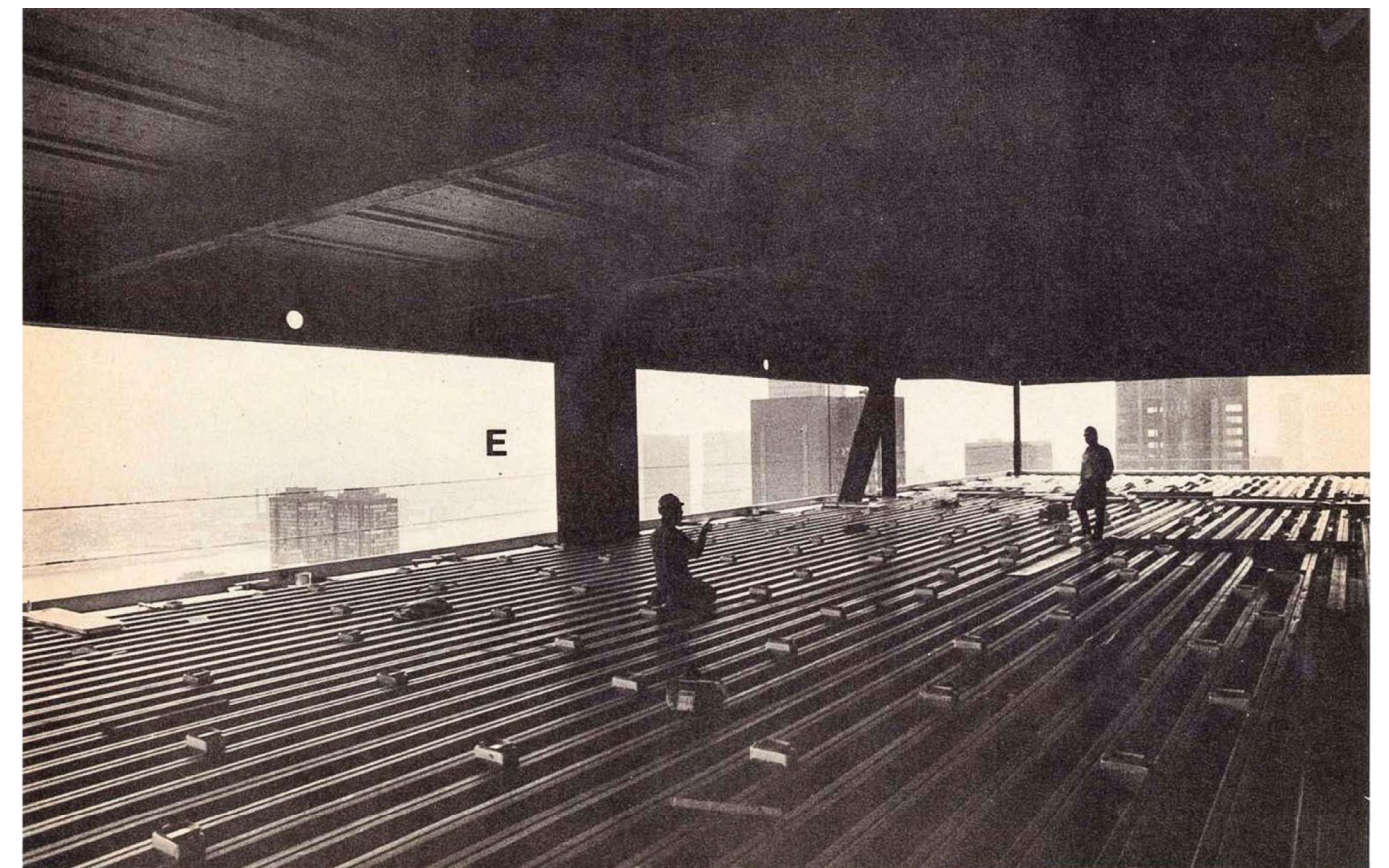


Figura 13. Vista panorámica interior del perímetro de la torre Citicorp, detalle E de la figura 10. El espacio de oficinas se libera de soportes intermedios, permitiendo una visual continua del interior entre el perímetro y el núcleo de la torre. También se aprecia el forjado de chapa colaborante, como en las anteriores imágenes de detalle.



Figura 14. Detalle de los arriostramientos del núcleo en la base (en segundo plano) y de uno de los pilares en celosía del perímetro (en primer plano).

En lo referente a la coronación inclinada del rascacielos, no sólo se pensó como un gran captador solar, sino que también alberga en su interior un amortiguador de masas hidráulico de 363 toneladas. Fue desarrollado por MTS Systems Corp. y es capaz de reducir el movimiento oscilatorio de la torre ante fuerzas de viento o sismo hasta en un 38%. El amortiguador de masas permitió abaratar en cuatro millones de dólares la estructura del edificio, al no ser necesario añadir más masa al rascacielos para conseguir el mismo efecto. No obstante, en este trabajo no se considera, al ser irrelevante para el análisis buscado de la torre del Centro Citicorp.



Figura 15. Amortiguador de masas hidráulico, ubicado en la coronación de la torre Citicorp.

### OBJETIVO DEL TRABAJO DE FIN DE GRADO

El objetivo de este trabajo es llegar a una conclusión fiable acerca de la idoneidad o no de eliminar, en la octava planta de cada módulo estructural, los pilares de las esquinas de la torre Citicorp. Para ello, se pretende elaborar un modelo plano representativo de fachada que permita un análisis certero de la cuestión. Llegar a ese modelo simplificado requiere la previa elaboración de otro modelo tridimensional más complejo, que incluya los elementos fundamentales del rascacielos: los pilares en celosía de la base, el perímetro estructural y el núcleo central, además de los forjados que solidarizan ambos. A este modelo 3D se le añadirán las cargas gravitatorias características, empleadas por los ingenieros, y las cargas de viento como si fuese un rascacielos ubicado en Granada.

Una vez se obtengan los datos necesarios del modelo tridimensional, se reajustará el modelo simplificado plano y se realizará el análisis con él.

### METODOLOGÍA EMPLEADA EN LA MODELIZACIÓN

La consultoría de ingeniería LeMessurier Consultants, ingenieros estructurales del Centro Citicorp, tuvo la generosidad de enviarme 84 planos de ejecución de la estructura del complejo edificado. Ante la complejidad y el detalle de los planos, se decide simplificar todo de la manera explicada en los siguientes apartados.

### Planimetría realizada para el modelado

Los siguientes 5 planos constituyen la base de todo el modelado, unidos a las tablas de cálculo realizadas.

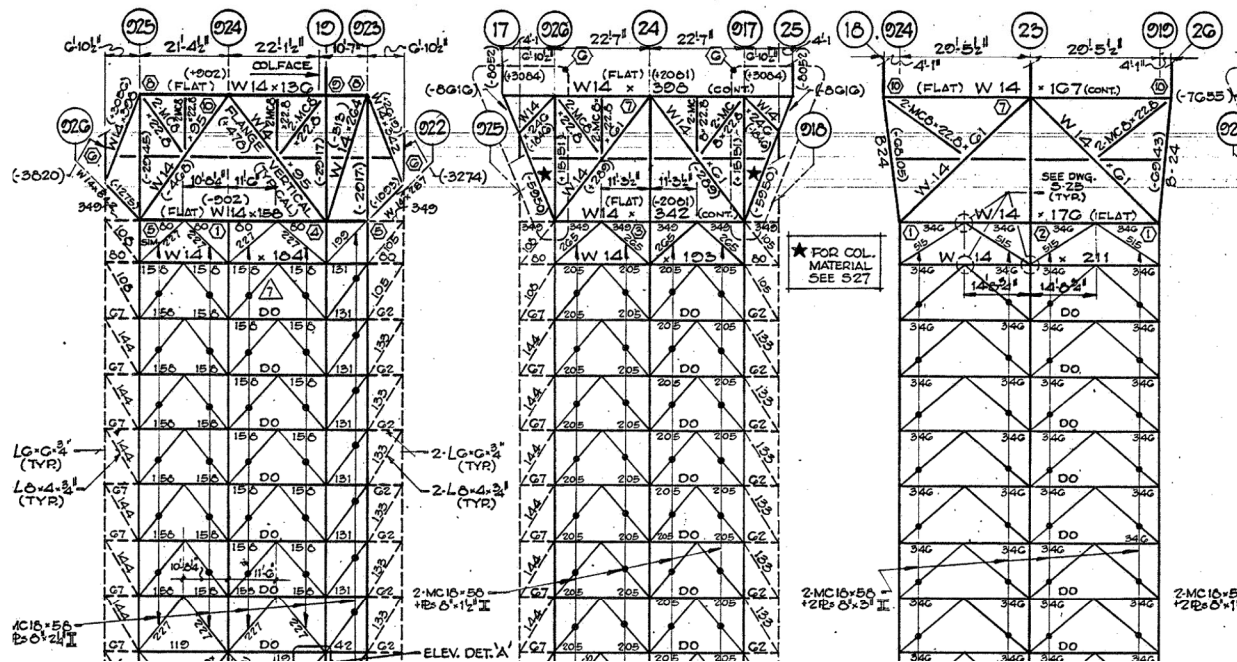


Figura 16. Fragmento del plano original de ejecución de los arriostramientos del núcleo.

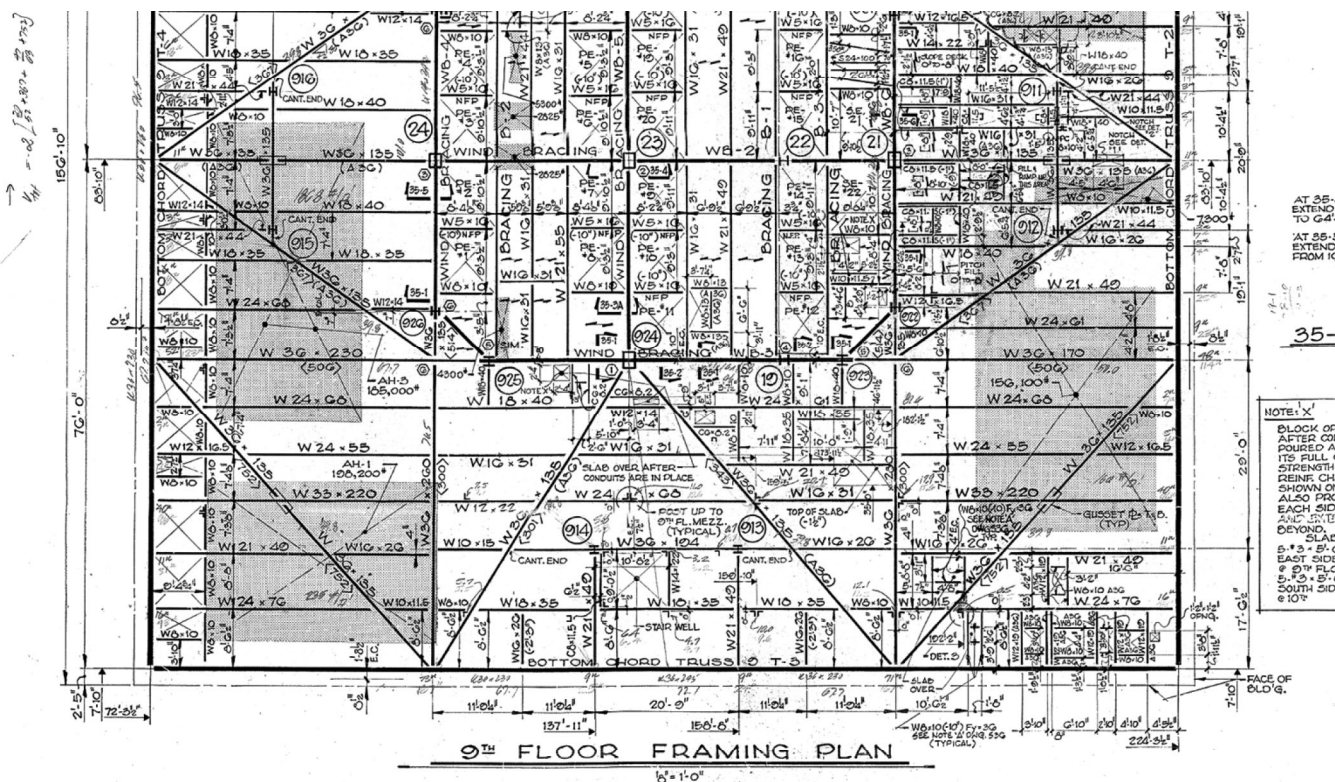


Figura 17. Fragmento del plano original de ejecución de la 9ª planta (planta base de la torre).

**Tablas de cálculo realizadas**

**SECCIONES SIMPLES EQUIVALENTES A PERFILES COMPUESTOS AMERICANOS QUE EXCEDEN ÁREAS DE PRONTUARIOS EUROPEOS**

	Área (cm <sup>2</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Ix (cm <sup>4</sup> )	Factor de área (f <sub>A</sub> )	20,0
Perfil base → HEB 300	149,1	25165,7	8562,8	185,1	Factor de inercia z-z, y-y (f <sub>A</sub> <sup>2</sup> *√f <sub>A</sub> )	1793,7
Perfil compuesto americano	2985	45138560,4	15358767,5	74179,0	Factor de inercia x-x (f <sub>A</sub> <sup>2</sup> )	400,9

**CONVERSIÓN DE PSF A kN/m<sup>2</sup> Y VICEVERSA**

kN/m <sup>2</sup>	PSF (lb <sub>f</sub> /ft <sup>2</sup> )
2	41,8
PSF (lb <sub>f</sub> /ft <sup>2</sup> )	kN/m <sup>2</sup>
66	3,2

g<sub>k</sub> ó q<sub>k</sub> (kN/m) 20,5

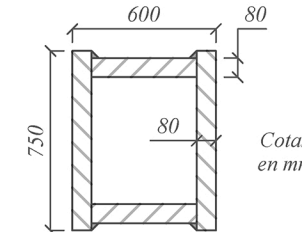
**CARGA SUPERFICIAL DE VIENTO**

Presión dinámica (q <sub>b</sub> ) [kN/m <sup>2</sup> ] → Granada	0,42
Altura sobre el terreno (z) [m]	176,6
Coefficiente de exposición (c <sub>e</sub> )	3,63
Coefficiente F	1,24
Parámetros	
k	0,24
L	1,0
Z	10,0

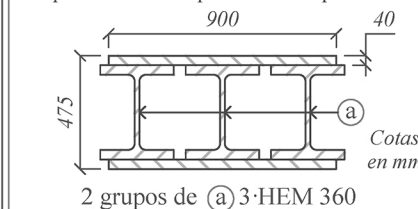
	Esbeltez (e) = 6,24	
	c <sub>p</sub> (presión)	c <sub>s</sub> (succión)
Presión estática (q <sub>e</sub> ) [kN/m <sup>2</sup> ]	0,8	-0,7
Carga lineal vigas modelo 3D [kN/m]	1,22	-1,07
Carga total viento (V) [kN/m <sup>2</sup> ]	4,75	-4,16
Carga puntual viento (F <sub>v</sub> ) [kN]	2,29	57,9
Ancho tributario [m]	6,5	
Altura tributaria [m]	3,90	

1. El acero utilizado es el ASTM A572 grado 50, con  $f_y = 345$  MPA. En la norma europea, se corresponde con un acero S 355.

2. Detalle de pilar en cajón, de los soportes S19, S23, S27, S30 y S31.



Equivalente con perfiles europeos:



3. El perfil utilizado en los soportes S17 a S29 y S32 (excepto S19, S23 y S27) es el W 14 x 550 → 3-HEM 550

1] W 12 x 27 → IPE 300

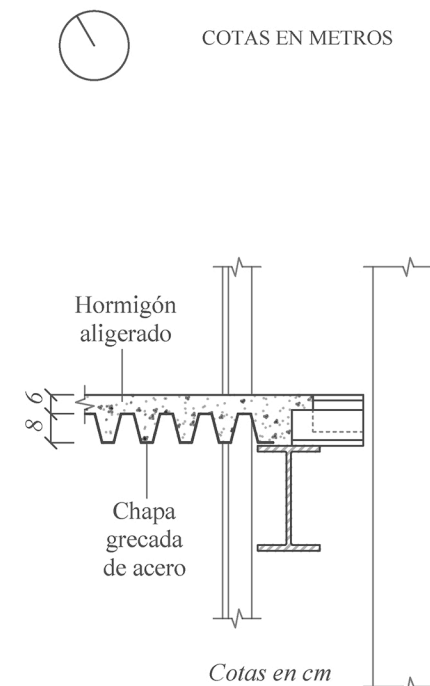
2] W 8 x 10 → IPE 160

3] W 16 x 31 → IPE 330

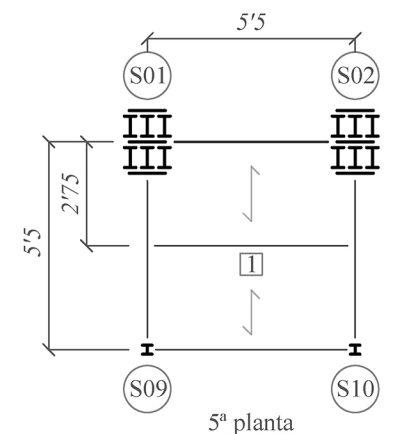
4] W 12 x 16'5 → IPE 220

↔ Forjado de chapa colaborante: hormigón aligerado de 6 cm de espesor y chapa grecada con 8 cm de altura.

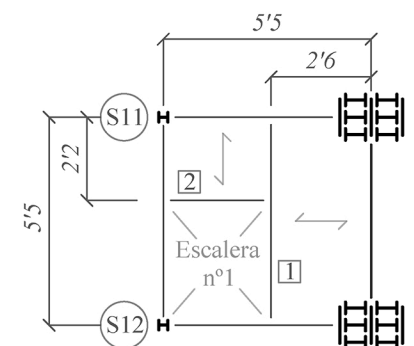
COTAS EN METROS



DETALLE TRANSVERSAL TIPO DE FORJADO COLABORANTE

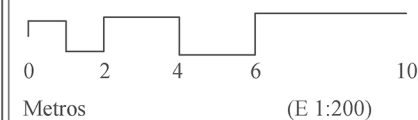


5ª planta SOPORTE BASE NORTE



5ª planta a nivel C SOPORTE BASE ESTE

DEFINICIÓN EN PLANTA DE LOS PILARES EN CELOSÍA Y EL NÚCLEO EN LA BASE DE LA TORRE



**TORRE DE OFICINAS DEL CENTRO CITICORP**

NUEVA SEDE PARA LA FIRST NATIONAL CITY CORPORATION

HUGH STUBBINS & ASSOC. INC ARQUITECTOS

LE MESSURIER ASSOCIATES INGENIEROS ESTRUCTURALES

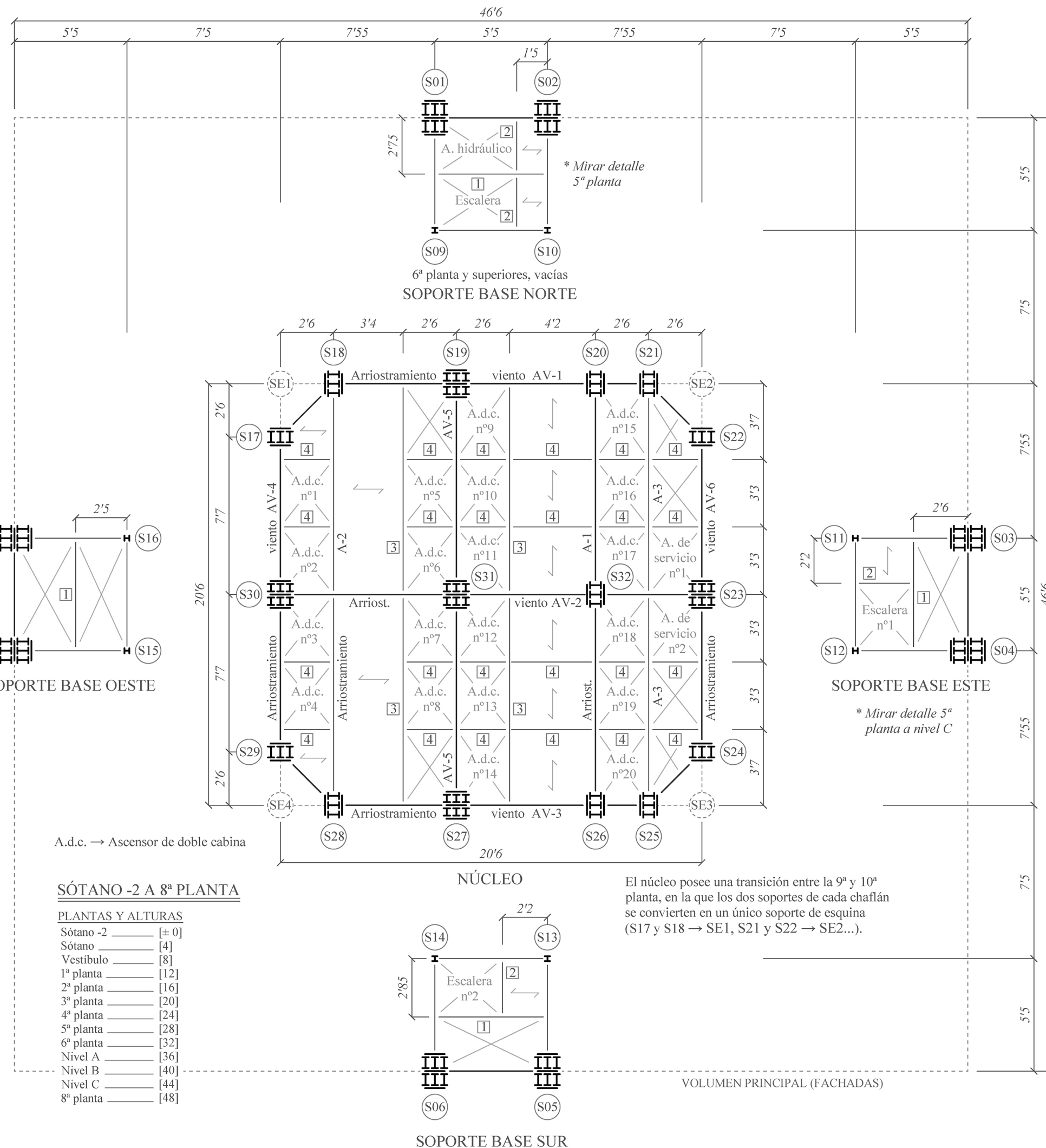
Planimetría basada en los planos cedidos por LeMessurier Consultants

ALEJANDRO SÁNCHEZ TORTOSA AUTOR



PLANO Nº

1



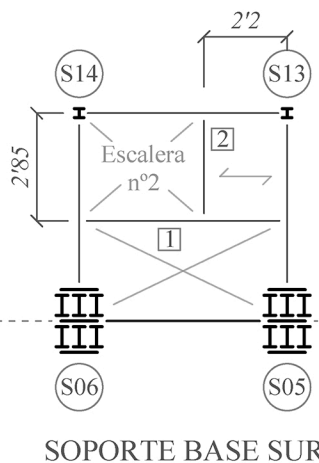
El núcleo posee una transición entre la 9ª y 10ª planta, en la que los dos soportes de cada chafalán se convierten en un único soporte de esquina (S17 y S18 → SE1, S21 y S22 → SE2...).

A.d.c. → Ascensor de doble cabina

**SÓTANO -2 A 8ª PLANTA**

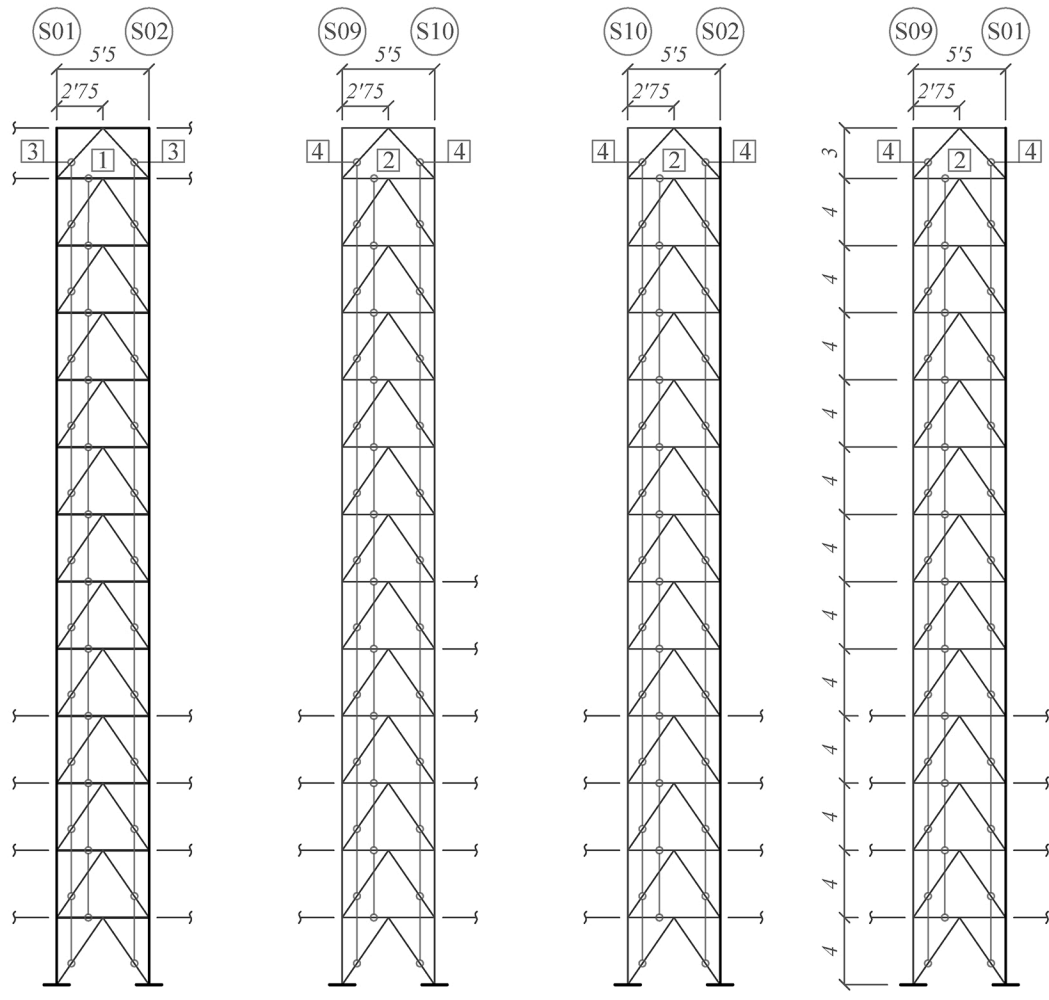
**PLANTAS Y ALTURAS**

Sótano -2	[± 0]
Sótano	[4]
Vestíbulo	[8]
1ª planta	[12]
2ª planta	[16]
3ª planta	[20]
4ª planta	[24]
5ª planta	[28]
6ª planta	[32]
Nivel A	[36]
Nivel B	[40]
Nivel C	[44]
8ª planta	[48]

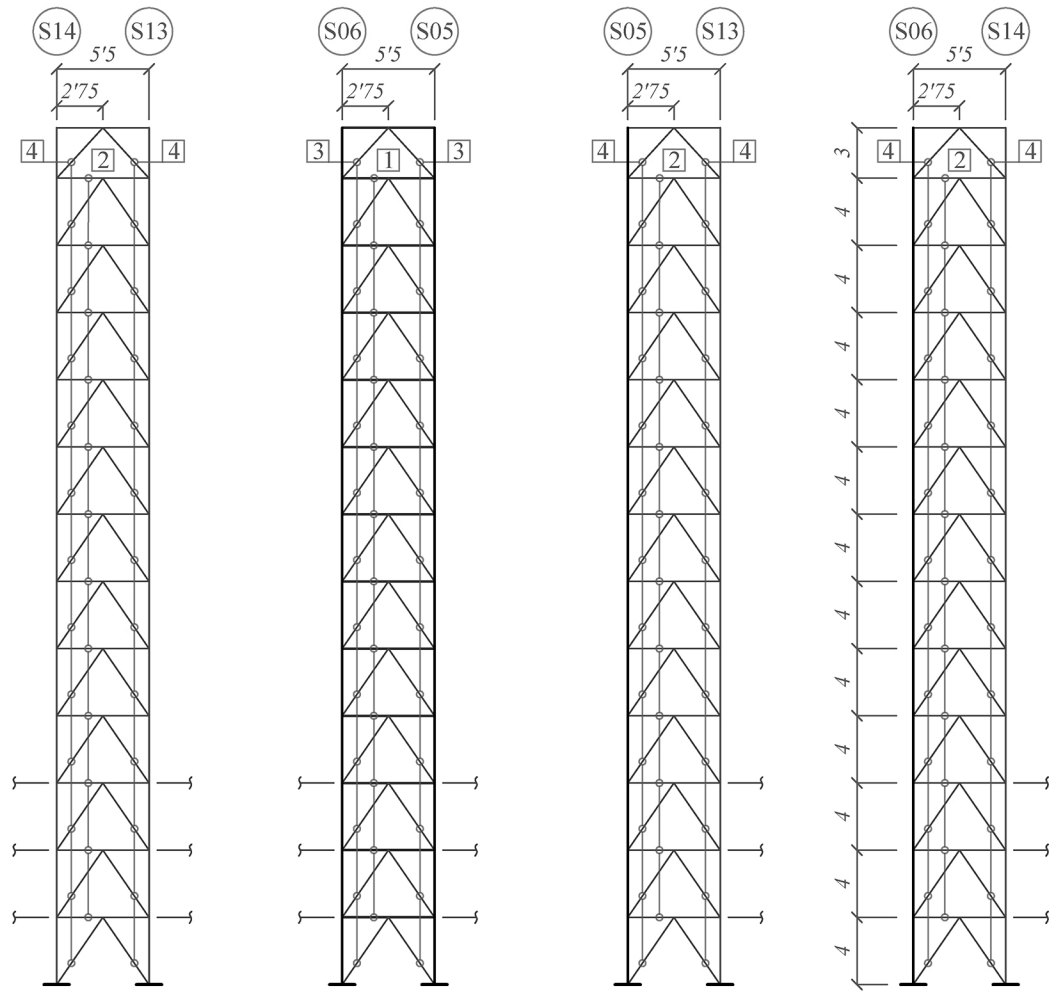


SOPORTE BASE SUR

VOLUMEN PRINCIPAL (FACHADAS)



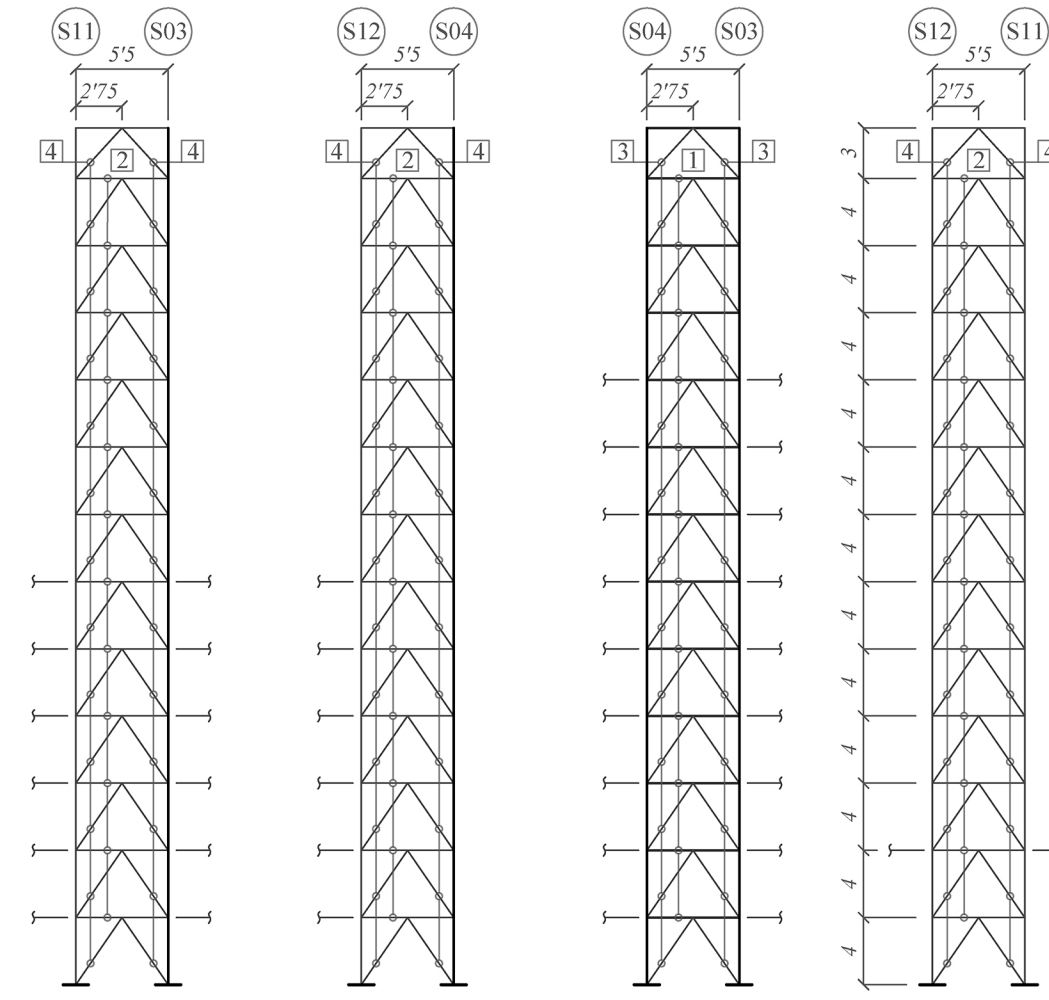
LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE NORTE



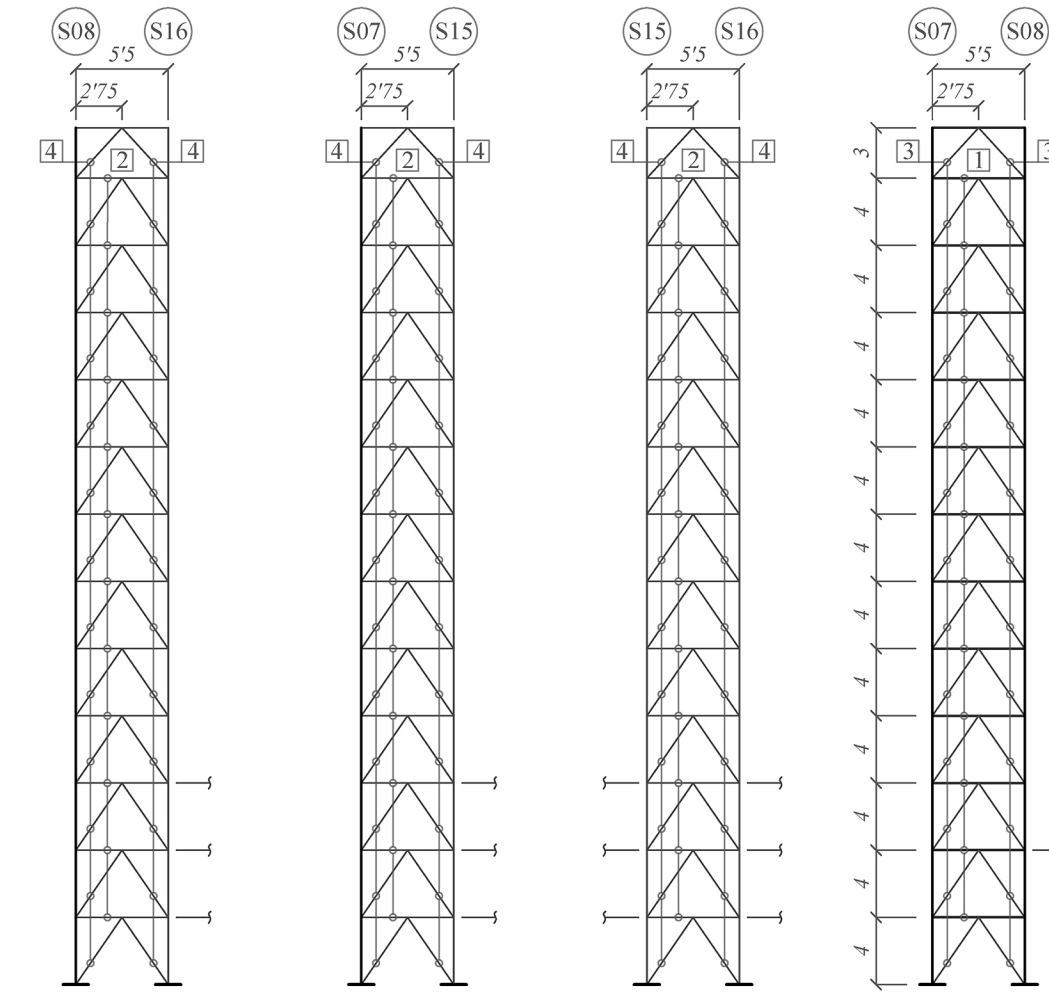
LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE ESTE



LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE SUR



LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE NORTE



LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE OESTE



LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE OESTE

COTAS EN METROS

9ª planta	[51]
8ª planta	[48]
Nivel C	[44]
Nivel B	[40]
Nivel A	[36]
6ª planta	[32]
5ª planta	[28]
4ª planta	[24]
3ª planta	[20]
2ª planta	[16]
1ª planta	[12]
Vestíbulo	[8]
Sótano	[4]
Sótano -2	[± 0]

LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE ESTE

9ª planta	[51]
8ª planta	[48]
Nivel C	[44]
Nivel B	[40]
Nivel A	[36]
6ª planta	[32]
5ª planta	[28]
4ª planta	[24]
3ª planta	[20]
2ª planta	[16]
1ª planta	[12]
Vestíbulo	[8]
Sótano	[4]
Sótano -2	[± 0]

LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE OESTE



LADO NORTE LADO SUR  
SOPORTE BASE SUR

ANOTACIONES

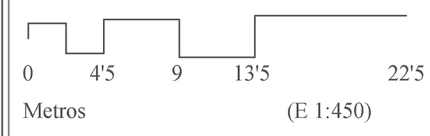
- El acero utilizado es el S 355.
- Detalle de perfil compuesto, de los soportes S01 a S08.
 

Equivalente con perfiles europeos:

2 grupos de (b) 3-HEM 550
- En los soportes S09 a S16, el perfil utilizado es el W 14 x 99 → HEM 240
  - 1 W 18 x 45 + W 12 x 50 + W 14 x 30 (de interior a exterior) → HEB 500
  - 2 W 12 x 40 → IPE 400
  - 3 2 ][ MC 10 x 28'5 → 2 ][ UPE 300
  - 4 2 ][ MC 6 x 15'3 → 2 ][ UPE 200

→ Arriostramiento → En el modelo 3D se consideran los pilares en celosía exentos

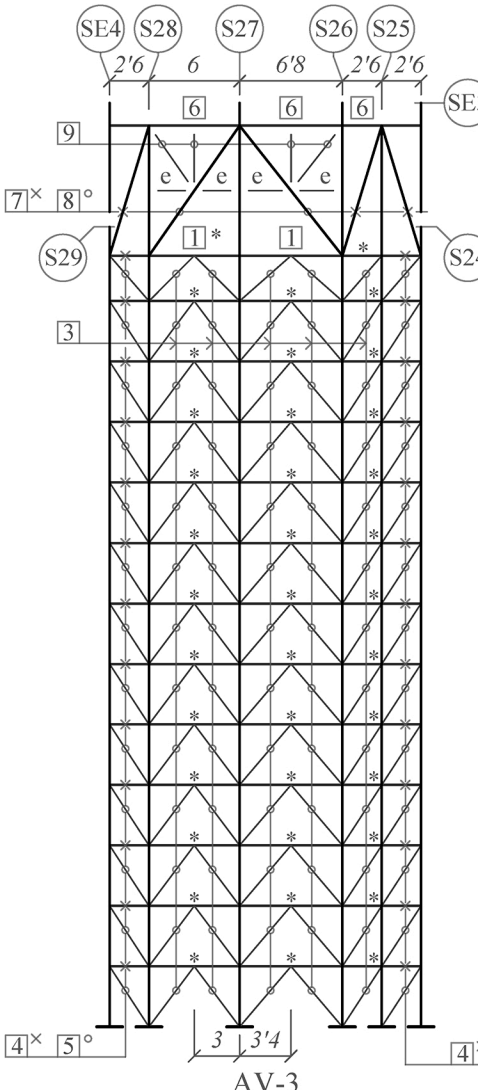
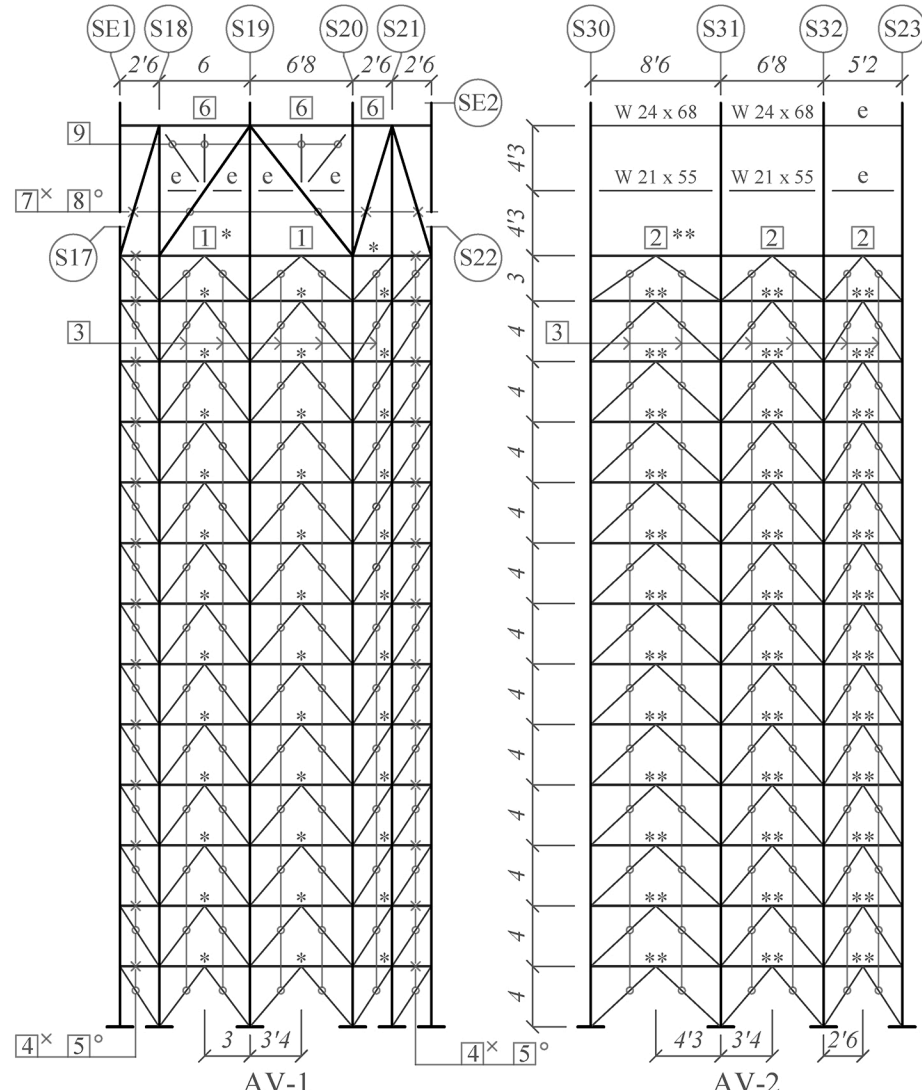
DEFINICIÓN EN ALZADO DE LOS PILARES EN CELOSÍA DE LA BASE DE LA TORRE



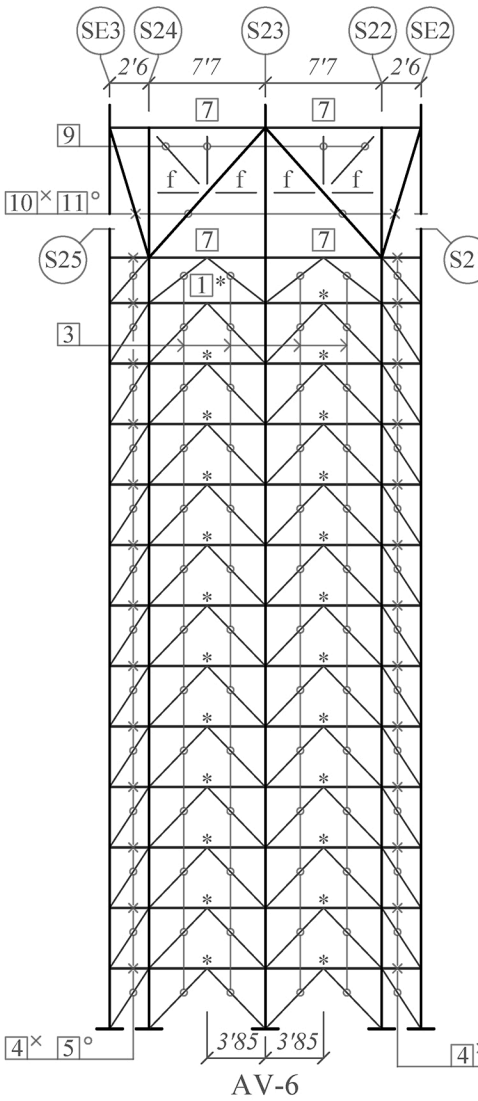
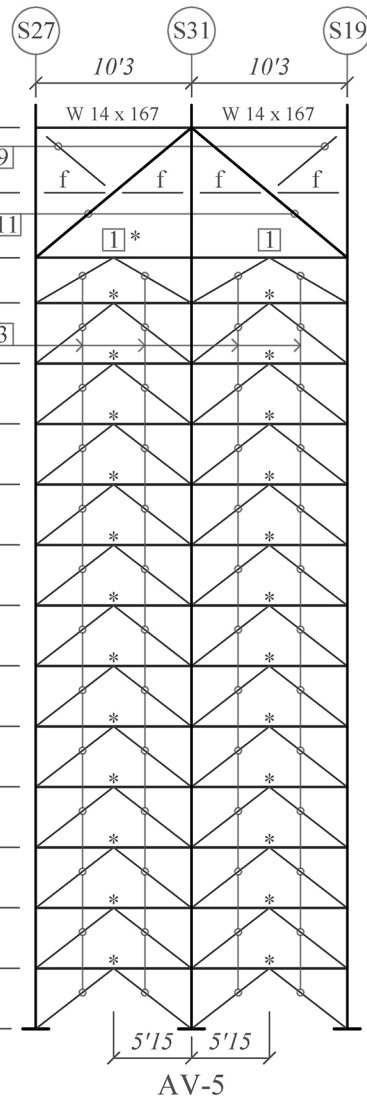
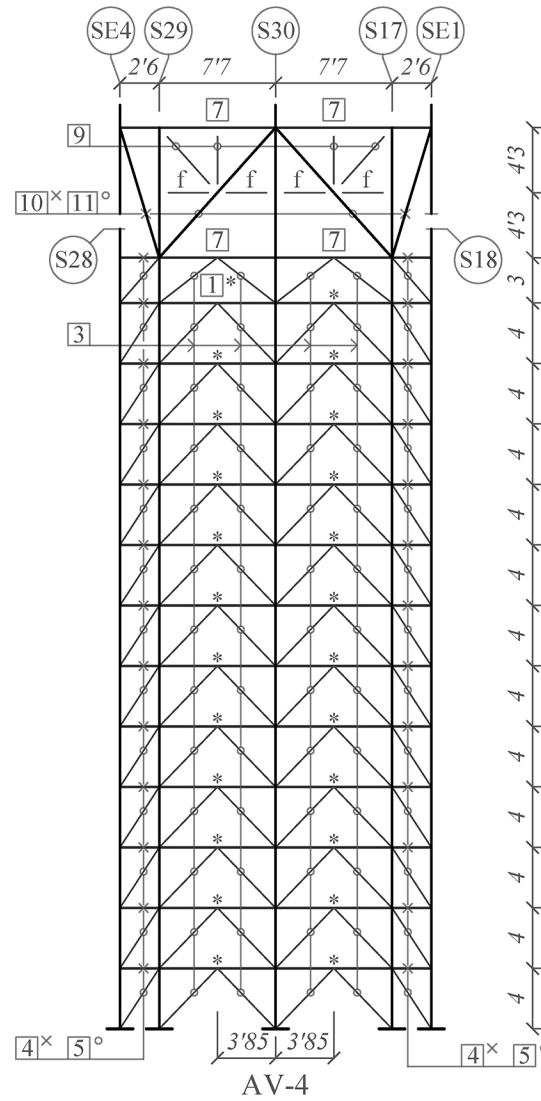
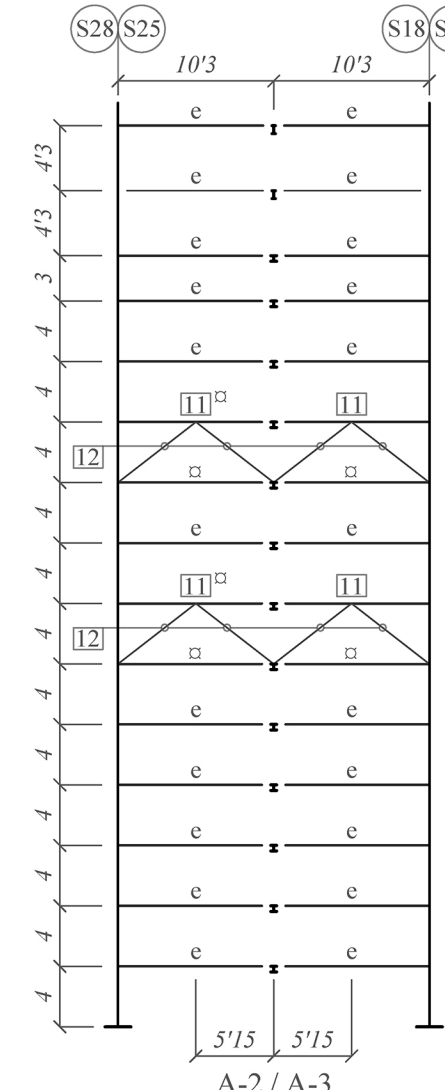
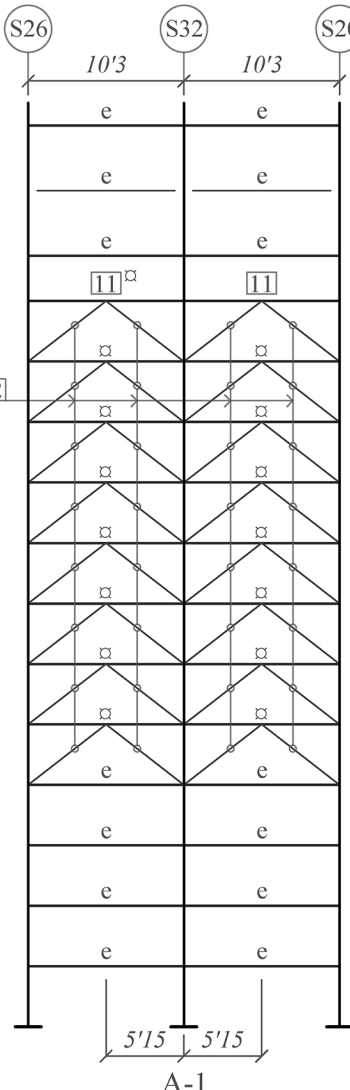
**TORRE DE OFICINAS DEL CENTRO CITICORP**  
 NUEVA SEDE PARA LA FIRST NATIONAL CITY CORPORATION  
 HUGH STUBBINS & ASSOC. INC ARQUITECTOS  
 LE MESSURIER ASSOCIATES INGENIEROS ESTRUCTURALES

Planimetría basada en los planos cedidos por LeMessurier Consultants

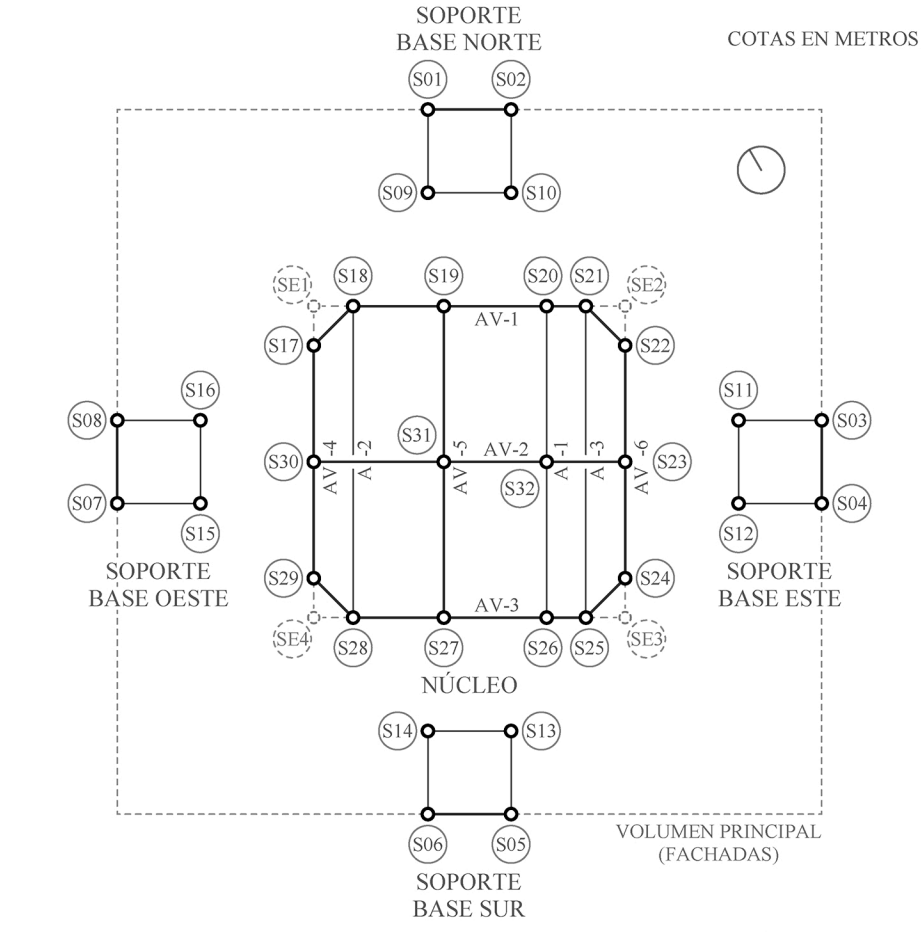
ALEJANDRO SÁNCHEZ TORTOSA  
 AUTOR



10ª planta	[59'6]
9ª planta (entrepantalla)	[55'3]
9ª planta	[51]
8ª planta	[48]
Nivel C	[44]
Nivel B	[40]
Nivel A	[36]
6ª planta	[32]
5ª planta	[28]
4ª planta	[24]
3ª planta	[20]
2ª planta	[16]
1ª planta	[12]
Vestíbulo	[8]
Sótano	[4]
Sótano -2	[± 0]

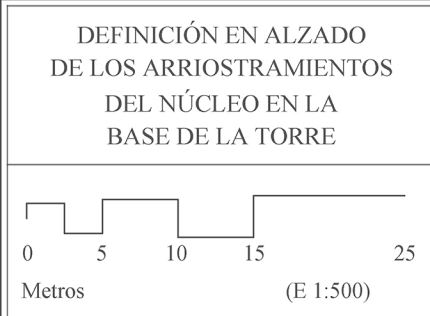


10ª planta	[59'6]
9ª planta (entrepantalla)	[55'3]
9ª planta	[51]
8ª planta	[48]
Nivel C	[44]
Nivel B	[40]
Nivel A	[36]
6ª planta	[32]
5ª planta	[28]
4ª planta	[24]
3ª planta	[20]
2ª planta	[16]
1ª planta	[12]
Vestíbulo	[8]
Sótano	[4]
Sótano -2	[± 0]



**PLANTA CON LOS ARRIOSTRAMIENTOS DEL NÚCLEO**  
 En el modelo 3D se omiten los arriostramientos A2 / A3 y los forjados y vigas menores, tanto del núcleo como de los pilares en celosía de la base. Los dos soportes de cada chafalán del núcleo tampoco se consideran, sustituyéndolos por un único pilar en la esquina correspondiente, cuya área es la suma de las áreas de los dos anteriores (mirar plano 5).

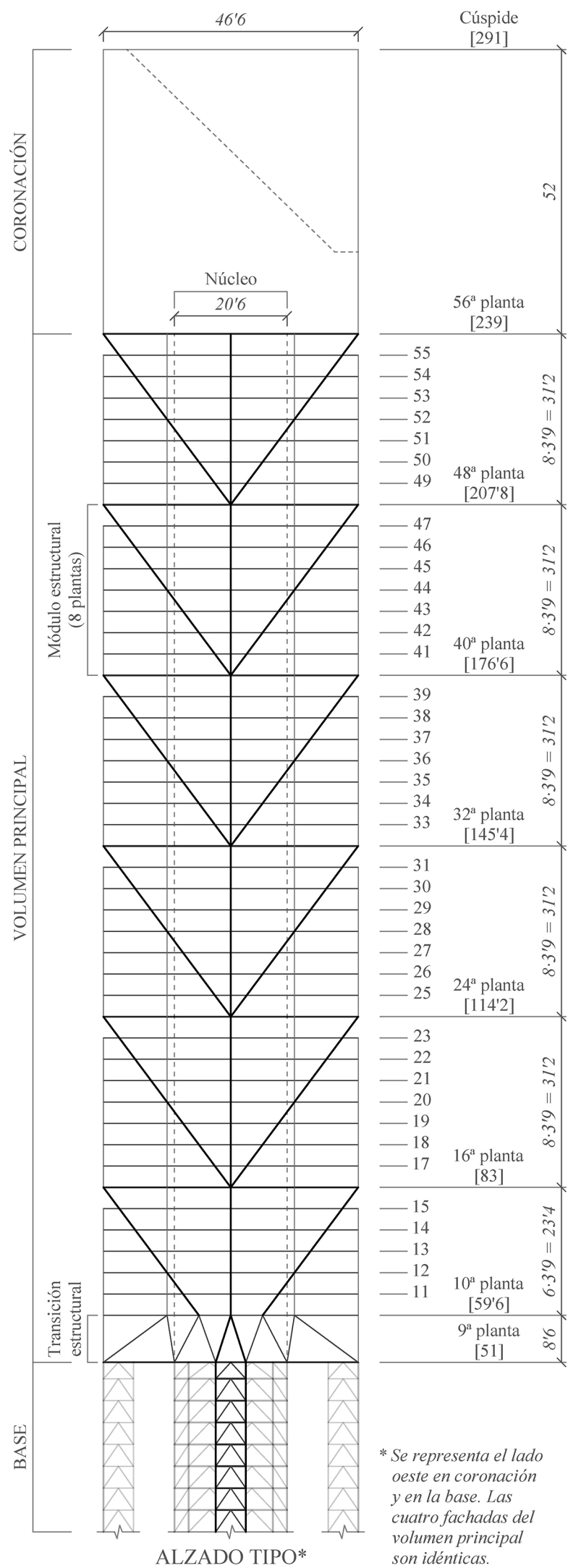
- ANOTACIONES
- El acero utilizado es el S 355.
  - W 14 x 193 → HEM 600
  - W 14 x 119 → HEM 280
  - 2 I MC 18 x 58 → I HEB 500
  - 2 L 6 x 6 x 3/4" → HEA 300
  - 2 L 8 x 4 x 3/4" → HEB 240
  - W 14 x 142 → HEM 300
  - W 14 x 342 → 2 HEM 340
  - W 14 x 95 → HEM 240
  - 2 I MC 8 x 22'8 → 2 I UPE 270
  - W 14 x 730 → 4 HEM 550
  - W 14 x 68 → HEM 200
  - 2 I MC 10 x 33'6 → 2 I UPE 330
  - W 16 x 31 → IPE 330
  - W 18 x 35 → IPE 360
  - W 24 x 68 → IPE 550
  - W 21 x 55 → IPE 500
  - W 14 x 167 → HEM 360



**TORRE DE OFICINAS DEL CENTRO CITICORP**  
 NUEVA SEDE PARA LA FIRST NATIONAL CITY CORPORATION  
 HUGH STUBBINS & ASSOC. INC ARQUITECTOS  
 LE MESSURIER ASSOCIATES INGENIEROS ESTRUCTURALES

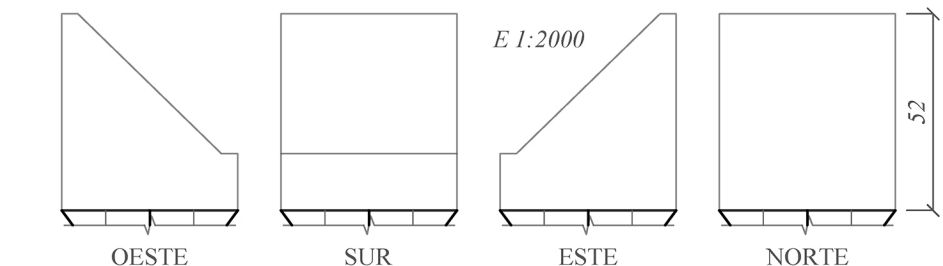
Planimetría basada en los planos cedidos por LeMessurier Consultants

ALEJANDRO SÁNCHEZ TORTOSA  
 AUTOR

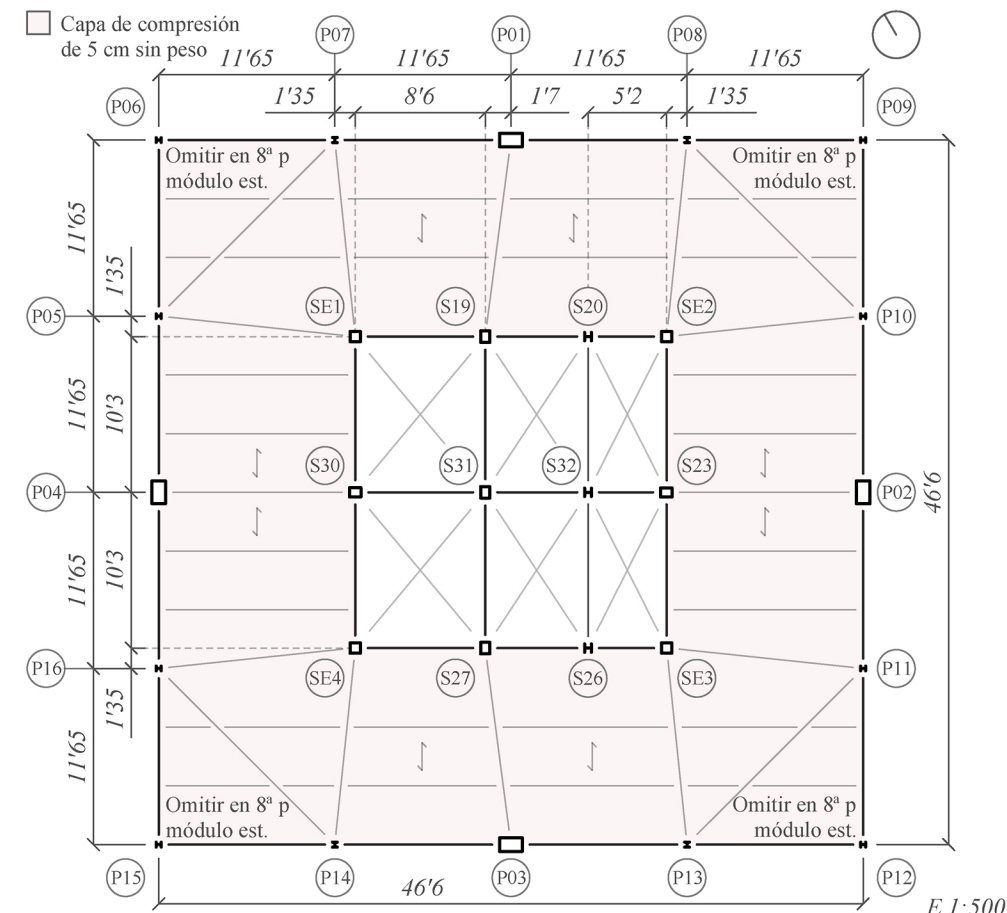


\* Se representa el lado oeste en coronación y en la base. Las cuatro fachadas del volumen principal son idénticas.

### CONTORNO DE LOS ALZADOS DE LA CORONACIÓN DE LA TORRE



Para la obtención simplificada de las cargas de viento, se considera prismática la coronación inclinada de la torre. Se emplea la altura del alzado norte (52 metros) como altura del prisma.



PLANTA TIPO SIMPLIFICADA DEL VOLUMEN PRINCIPAL E 1:500

El forjado de chapa colaborante (mirar detalle tipo plano 1) y el entramado de vigas se sustituyen en el modelo 3D por una capa de compresión de 5 cm sin peso (hormigón de rigidización), para solidarizar el núcleo con las fachadas del volumen principal. A esta capa de compresión, formada por elementos finitos, se le asigna carga gravitatoria:  $G_k$  y  $Q_{k1}$  (mirar apartado *Acciones en el perímetro de la torre*). En el interior del núcleo se omiten los forjados y las vigas menores.

#### MÓDULO ESTRUCTURAL (FACHADAS)

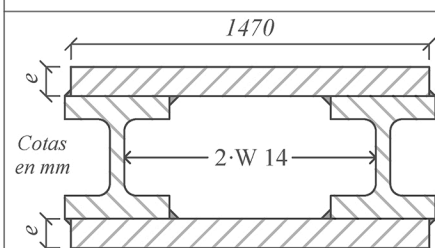
Diagonales	Vigas trabajando a flexor	Vigas trabajando a axil
W 14 x 605 → 3-HEM 600 (10ª - 16ª p)	W 21 x 55 → IPE 500	W 36 x 194 → HEM 600
W 14 x 550 → 3-HEM 450 (16ª - 24ª p)	W 21 x 44 → IPE 360	W 36 x 135 → HEB 550
W 14 x 500 → 3-HEM 300 (24ª - 32ª p)	W 16 x 31 → IPE 360	W 36 x 300 → 2-HEB 600
W 14 x 426 → 3-HEB 550 (32ª - 40ª p)	W 12 x 19 → IPE 270	
W 14 x 370 → 2-HEM 400 (40ª - 48ª p)		
W 14 x 665 → 3-HEM 600 (48ª - 56ª p)		

#### Pilares exteriores (P6, P9, P12, P15)

W 8 x 48 → HEM 160 (base - 2ª p mód. est.)
W 8 x 31 → HEM 120 (2ª - 4ª p mód. est.)
W 8 x 24 → HEM 100 (4ª - 7ª p mód. est.)

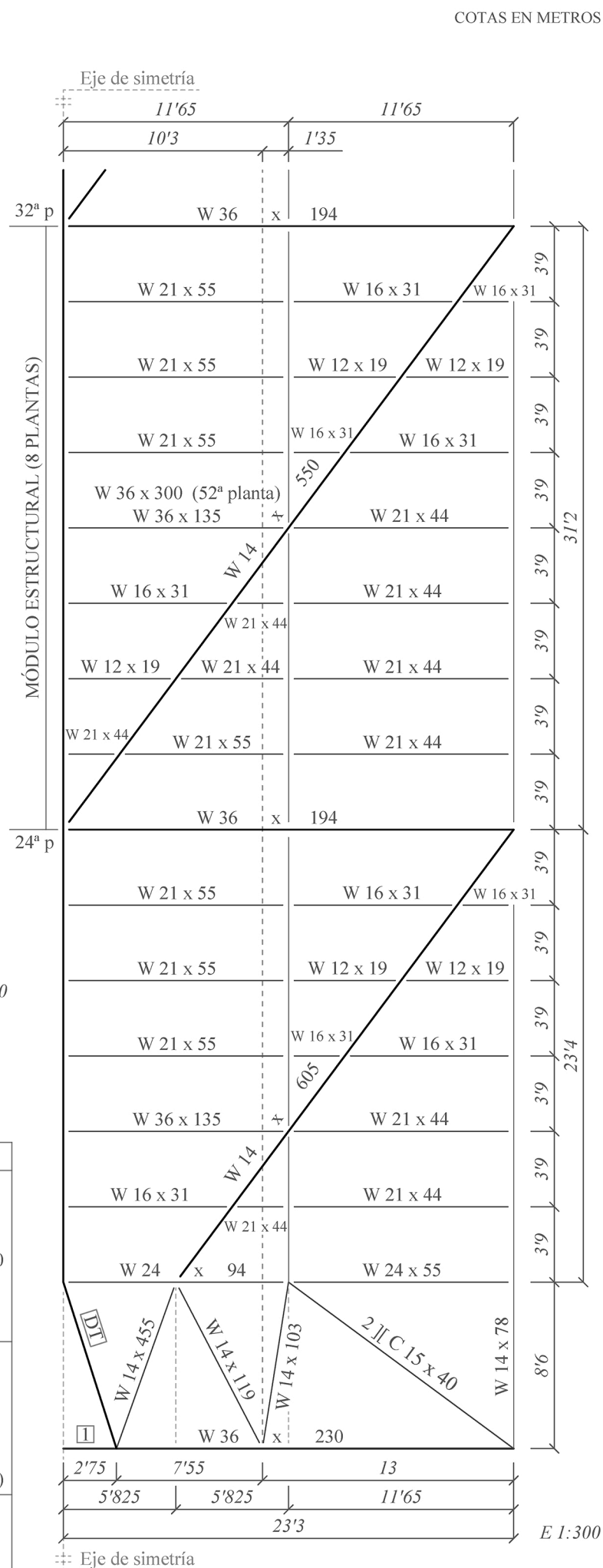
#### Pilares intermedios (P5, P7, P8, P10, P11, P13, P14, P16)

W 12 x 85 → HEM 240 (6ª - 8ª p mód. est.)
W 12 x 120 → HEM 280 (4ª - 6ª p mód. est.)
W 12 x 40 → HEM 140 (2ª - 4ª p mód. est.)
W 12 x 58 → HEM 180 (base - 2ª p mód. est.)



#### Pilares centrales (P1 a P4)

2 · W 14 x 550 / 120 (e) → A = 5618 cm <sup>2</sup> (10ª - 16ª p)
2 · W 14 x 550 / 70 (e) → A = 4148 cm <sup>2</sup> (16ª - 24ª p)
2 · W 14 x 550 / 50 (e) → A = 3560 cm <sup>2</sup> (24ª - 32ª p)
2 · W 14 x 426 / 40 (e) → A = 2789 cm <sup>2</sup> (32ª - 40ª p)
2 · W 14 x 219 / 40 (e) → A = 1986 cm <sup>2</sup> (40ª - 48ª p)
W 14 x 264 → 2-HEB 450 (48ª - 56ª p)



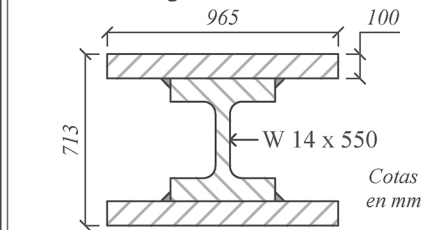
MEDIA FACHADA TIPO DEL VOLUMEN PRINCIPAL

COTAS EN METROS

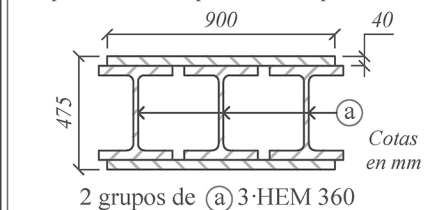
#### ANOTACIONES

1. El acero utilizado es el S 355.
2. Definición y equivalencias entre perfiles de la transición estructural:

Detalle de diagonal conformada DT.

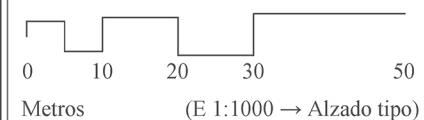


Equivalente con perfiles europeos:



- W 36 x 280 → 2-HEB 600
- W 36 x 230 → 2-HEB 450
- W 14 x 455 → 3-HEB 600
- W 14 x 119 → HEM 280
- W 14 x 103 → HEM 240
- 2 ][ C 15 x 40 → 2 ][ UPE 360
- W 14 x 78 → HEM 220
- W 24 x 94 → HEB 360
- W 24 x 55 → IPE 550

#### DEFINICIÓN EN ALZADO Y PLANTA DEL VOLUMEN PRINCIPAL DE LA TORRE Y LA CORONACIÓN



### TORRE DE OFICINAS DEL CENTRO CITICORP

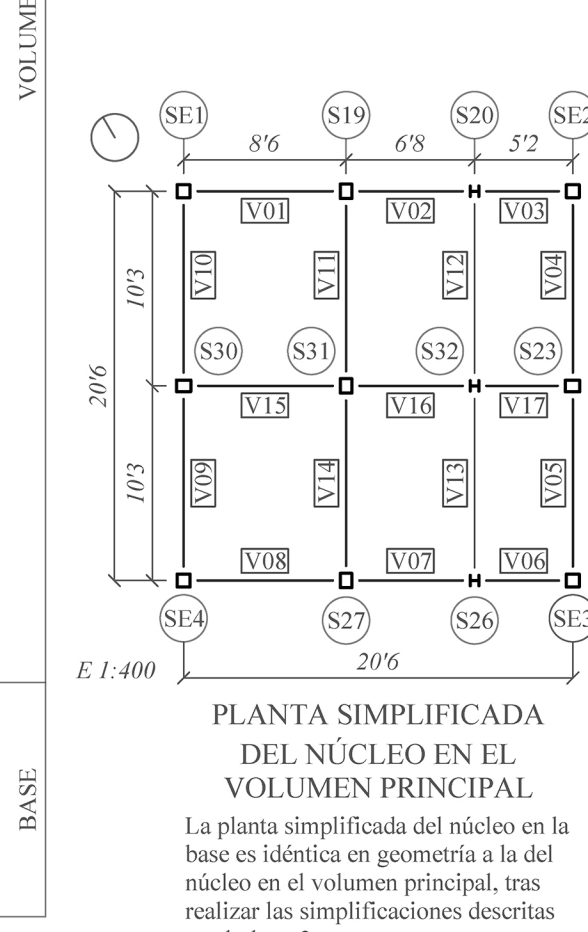
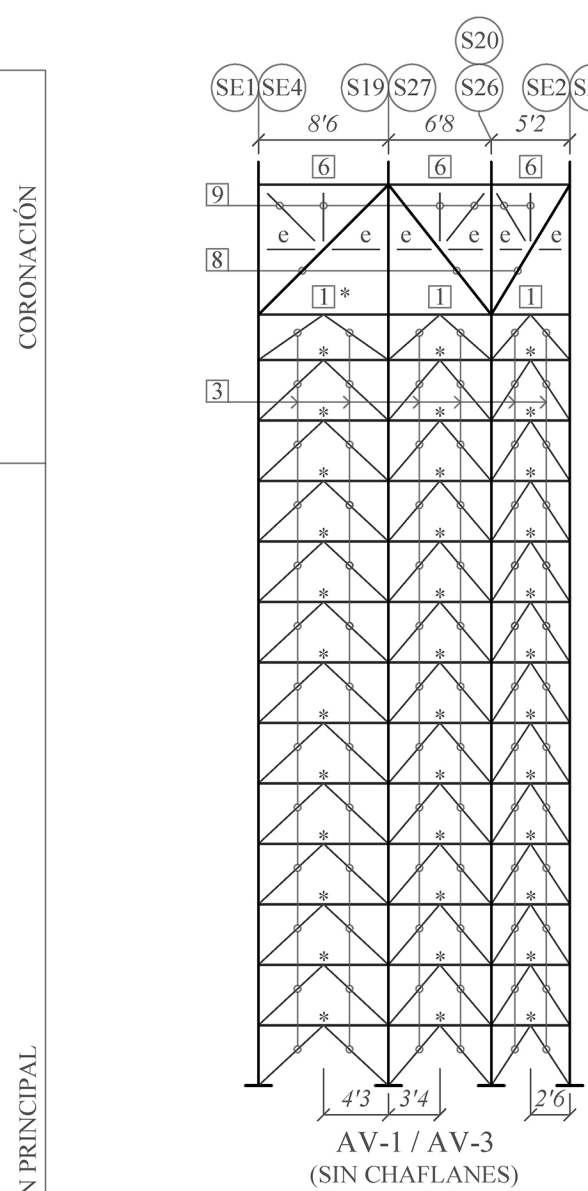
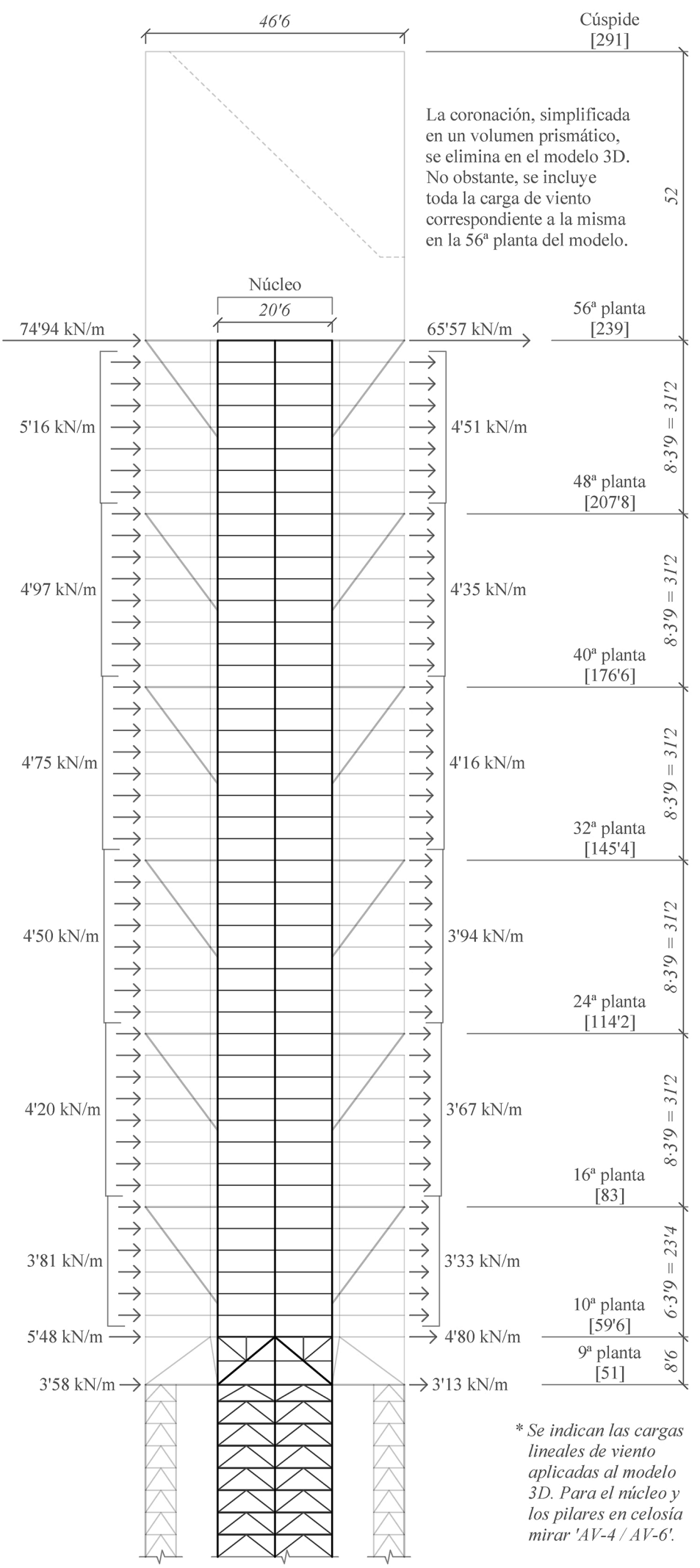
NUEVA SEDE PARA LA FIRST NATIONAL CITY CORPORATION

HUGH STUBBINS & ASSOC. INC  
ARQUITECTOS  
LE MESSURIER ASSOCIATES  
INGENIEROS ESTRUCTURALES

Planimetría basada en los planos cedidos por LeMessurier Consultants

ALEJANDRO SÁNCHEZ TORTOSA  
AUTOR





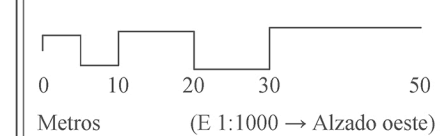
COTAS EN METROS

10ª planta	[59'6]
9ª planta (entreplanta)	[55'3]
9ª planta	[51]
8ª planta	[48]
Nivel C	[44]
Nivel B	[40]
Nivel A	[36]
6ª planta	[32]
5ª planta	[28]
4ª planta	[24]
3ª planta	[20]
2ª planta	[16]
1ª planta	[12]
Vestíbulo	[8]
Sótano	[4]
Sótano -2	[± 0]

Se aplica el mismo esquema de cargas lineales de viento para cada uno de los pilares en celosía, con idénticos valores en cada altura.

- ANOTACIONES
- El acero utilizado es el S 355.
  - W 14 x 193 → HEM 600
  - 2 I MC 18 x 58 → I HEB 500
  - W 14 x 142 → HEM 300
  - W 14 x 342 → 2-HEM 340
  - W 14 x 95 → HEM 240
  - 2 I MC 8 x 22'8 → 2 I UPE 270
  - W 14 x 68 → HEM 200
  - W 16 x 31 → IPE 330
  - W 18 x 35 → IPE 360

DEFINICIÓN EN ALZADO Y PLANTA DEL NÚCLEO Y LAS CARGAS DE VIENTO PARA EL MODELO 3D



**TORRE DE OFICINAS DEL CENTRO CITICORP**

NUEVA SEDE PARA LA FIRST NATIONAL CITY CORPORATION

HUGH STUBBINS & ASSOC. INC  
 ARQUITECTOS

LE MESSURIER ASSOCIATES  
 INGENIEROS ESTRUCTURALES

Planimetría basada en los planos cedidos por LeMessurier Consultants

ALEJANDRO SÁNCHEZ TORTOSA  
 AUTOR

UNIVERSIDAD DE GRANADA

PLANO Nº 5

**Proceso de simplificación y equiparación para el modelado tridimensional****- Pilares en celosía de la base: (mirar planos 1 y 2)**

Las alturas de los niveles de los pilares en celosía varían. Como interesa el comportamiento global de la estructura, se regularizan alturas y se incluyen dos diagonales en cada nivel, omitiendo la ausencia de éstas en algunas plantas, la disposición de solamente una diagonal en ocasiones, o la variación de la inclinación de las mismas debido a la presencia de puertas u otros elementos. En cada nivel, las diagonales se unen en la mitad del perfil horizontal superior. La altura habitual de cada nivel será de 4 metros, excepto en la 8ª planta, cuya altura será de 3 metros. En cuanto al ancho de cada cara de los pilares en celosía, de eje a eje de perfil, se adoptan 5'5 metros.

En planta, se omiten las vigas y los forjados interiores de los pilares en celosía, aunque se reproducen y simplifican en el plano 1, pues la opción inicial fue considerarlos para el modelado.

Los niveles inferiores de los pilares se arriostran, en algunas zonas, con la edificación de baja altura adyacente, a través de vigas que solidarizan ambos elementos. Estos arriostramientos se omiten, pues interesa el análisis de la estructura exenta.

En los perfiles compuestos de los soportes exteriores (respecto al núcleo de la torre) de los pilares en celosía (S01 a S08), se emplean dos perfiles americanos de alas anchas paralelas<sup>1</sup> W 14 x 550 en acero ASTM A572 grado 50, unidos por dos pletinas de 10 cm de espesor y 90 cm de ancho. Haciendo una equiparación con la normativa europea, cada perfil W se corresponde con tres perfiles HEM 550 en acero S 355<sup>2</sup>, unidos con dos pletinas soldadas de 4 cm de espesor y el ancho necesario para unir los HEM. Por lo tanto, el perfil compuesto resultante estaría conformado por dos grupos unidos de 3 HEM 550.

Para los restantes soportes de los pilares en celosía (S09 a S16), se designan perfiles W 14 x 95, en ASTM A 572 grado 50. Al buscar sus propiedades mecánicas en la norma ASTM A6, se observa que no aparece ese perfil, siendo los más cercanos el W 14 x 90 y el W 14 x 99, de tal modo que se escoge un W 14 x 99 para equipararlo al perfil europeo, correspondiéndole un HEM 240 en acero S 355.

Para unir los soportes exteriores (S01 a S08) entre sí, en los planos originales se emplean tres perfiles en cada nivel, que solidarizan el alma y las alas de cada soporte exterior con su adyacente. Para solidarizar las almas, se designan los siguientes perfiles: W 12 x 40, W 12 x 50 y W 12 x 53. Se asume el perfil W 12 x 50, por su predominio. En el arriostramiento de las alas se emplean, en las perimetrales, un W 14 x 30 y, en las alas interiores, un W 18 x 45. Conociendo el área de los tres perfiles W, se hará la equivalencia con un perfil europeo cuya área sea igual o superior al sumatorio de las anteriores. De este modo, se simplifica el modelo estructural colocando un único perfil que una las almas de los soportes exteriores. El perfil equivalente es el HEB 500.

<sup>1</sup> En un perfil americano de ala ancha paralela W  $h \times p$ ,  $h$  indica la altura del perfil (en pulgadas), y  $p$  el peso del mismo (en libras/pie).

<sup>2</sup> En el rascacielos se emplean varios tipos de acero estructural. Se escoge el acero S 355 en todo el modelo, al ser el acero de mayor resistencia de los que se utilizan.

En el resto de vigas, que arriostran algún soporte no exterior (S09 a S16), se asignan los siguientes perfiles: W 18 x 35, W 12 x 40, W 14 x 43, W 12 x 50... Se asume el perfil W 12 x 40, ya que es el más usado. Su equivalente europeo es el HEB 200.

En las diagonales de cada nivel, se colocan perfiles de alas paralelas MC, siendo cada diagonal el resultado de 2 MC unidos, por su cara plana, en las cartelas de los extremos. En el proyecto de ejecución, las diagonales de las caras externas de los pilares en celosía se definen con los siguientes perfiles: MC 10 x 25'3, MC 10 x 28'3, MC 12 x 32'9 y MC 12 x 37. Se asume el perfil MC 10 x 28'5 (más próximo en la norma) para el conjunto de diagonales, cuyo equivalente europeo es el UPE 300. Para las diagonales de las restantes caras, se emplea el perfil MC 6 x 15'3, al que le corresponde un UPE 200.

**- Relación núcleo-pilares en celosía de la base: (mirar plano 1)**

La separación de los pilares en celosía respecto del núcleo, en los planos originales, es de 8'8 metros en los soportes norte y sur y de 7'5 metros en los soportes este y oeste. En los pilares norte y sur, esa distancia respecto del núcleo central se modifica, reduciéndola hasta 7'5 metros, debido a que, en la 10ª planta del proyecto de ejecución, se realiza una transición en la estructura, ampliando los laterales norte y sur del núcleo 1'3 metros hacia el exterior. La intención de aumentar en dirección norte-sur los lados del núcleo, desde su base hasta la 10ª planta, es eliminar la transmisión inclinada de cargas entre pilares en la transición estructural, con el objetivo de evitar singularidades que puedan distorsionar el análisis estructural global posterior.

Con la excepción de lo descrito en el párrafo anterior, las demás medidas del perímetro del núcleo de la torre no se modifican, aunque sí se regularizan distancias entre soportes y vigas para modelizar la planta del núcleo lo más regular posible.

**- Núcleo de la torre en el tramo de la base: (mirar planos 1 y 3)**

A los soportes del núcleo, S17 a S29 y S32 (exceptuando S19, S23 y S27), se les asignan perfiles americanos de alas anchas paralelas: W 14 x 455, W 14 x 500, W 14 x 550, W 14 x 605, W 14 x 665 y W 14 x 730. Se asume el perfil W 14 x 550 por su predominio, correspondiéndose en la normativa europea cada perfil W con tres perfiles HEM 550, unidos con dos pletinas soldadas de 4 cm de espesor y el ancho necesario para unir los HEM.

Para los soportes S19, S23, S27, S30 y S31 se diseñan, en los planos originales, pilares en cajón conformados por cuatro pletinas de longitudes y espesores diversos. Estos pilares compuestos poseen áreas de sección que van desde los 1435 cm<sup>2</sup> a los 2375 cm<sup>2</sup>. Se escoge un área de 1910 cm<sup>2</sup>, por ser la más representativa del conjunto, lo que equivale en la normativa europea a un pilar conformado por 2 grupos de 3 HEM 360 unidos con dos pletinas soldadas de 4 cm de espesor y el ancho necesario para solidarizar los HEM.<sup>3</sup>

Todos los forjados son de chapa colaborante de 8 cm de altura de greca y capa de hormigón aligerado de 6 cm de espesor (mirar detalle tipo de forjado colaborante en el plano 1).

<sup>3</sup> En fases posteriores, se optó por incluir, desde el sótano -2 a la 10ª planta, todos los perfiles reales de los soportes del núcleo definidos en los planos originales, sin simplificación. Así, se aumentó la precisión del comportamiento de la zona arriostrada en el análisis.

El núcleo de la torre se rigidiza en toda su altura hasta la 10ª planta, con seis cerchas que arriostran frente a la acción del viento (AV-1 a AV-6) y otras tres de menor importancia (A-1 a A-3). Para las restantes vigas del interior del núcleo se utilizan los siguientes perfiles: W 8 x 10, W 5 x 16, W 12 x 16'5, W 16 x 26 y W 16 x 31. Se escoge el perfil W 12 x 16'5 para las vigas con dirección este-oeste de los forjados y las particiones de las cajas de ascensor. El perfil W 16 x 31 es el utilizado para las vigas con dirección norte-sur de los forjados. Sus equivalentes en la normativa europea son el IPE 220 y el IPE 330, respectivamente.

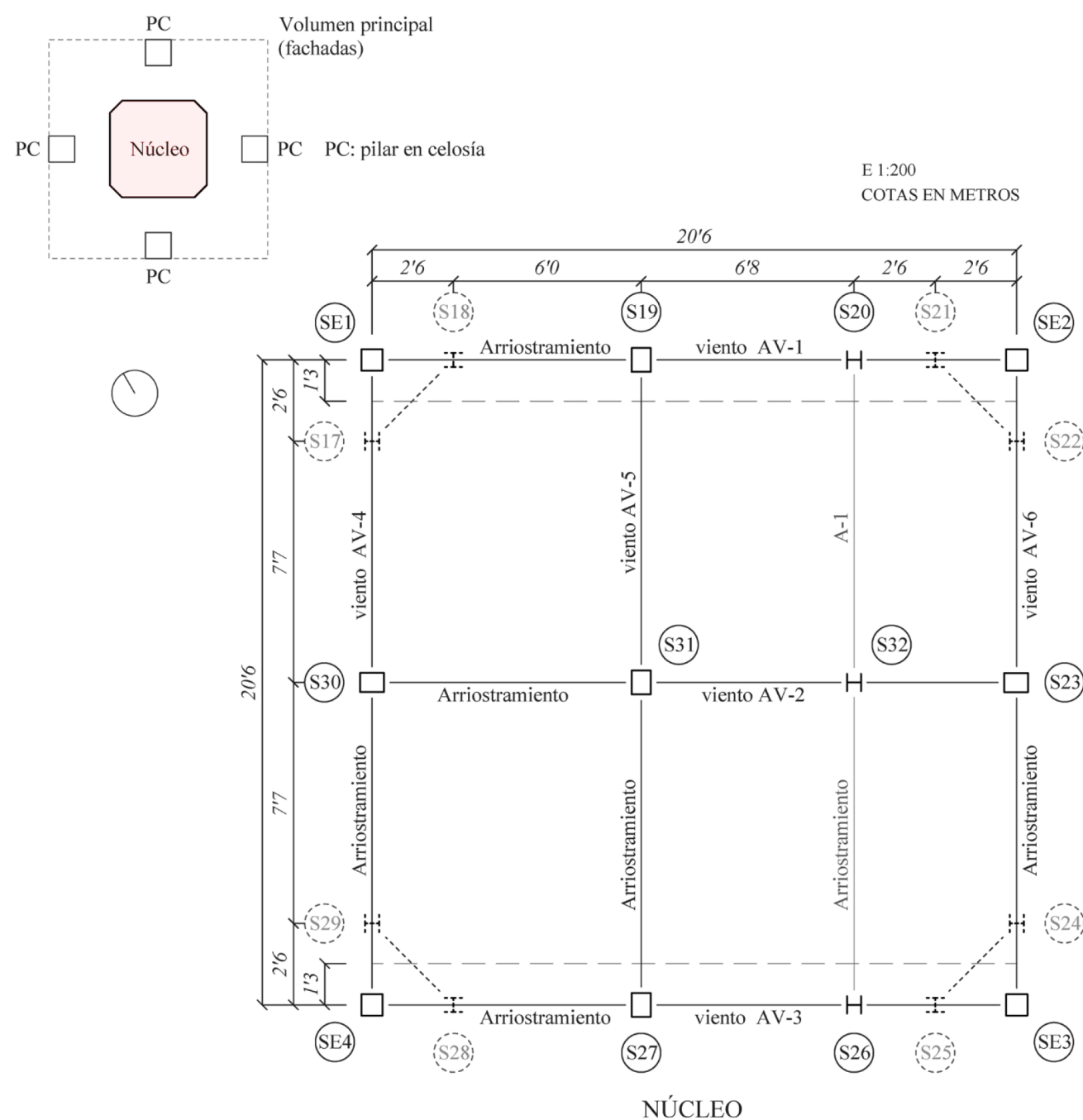


Figura 18. Simplificación final del núcleo de la torre Citicorp para el modelo tridimensional. Se omiten los arriostramientos A2 y A3 y se eliminan los chaflanes, para evitar soportes inclinados en la transición estructural de la 9ª- 10ª plantas. Tampoco se incluyen las vigas y forjados interiores. Mirar plano 3.

A partir de aquí, se redactarán aspectos puntuales o significativos del modelado de la estructura no contemplados en los planos elaborados, con el objetivo de agilizar la lectura de este trabajo. Téngase en cuenta que, desde los planos originales hasta su plasmación en la planimetría propia, todos los elementos modelizados han seguido el mismo proceso de cribado objetivo.

**- Acciones en el perímetro de la torre:**

**PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO**

A través de unas anotaciones realizadas por los ingenieros en los planos de ejecución, se pueden obtener de manera aproximada las acciones gravitatorias consideradas en el cálculo.

El perímetro de la torre experimenta una deformación mayor a carga gravitatoria que el núcleo de ésta, por lo que soportaría porcentualmente menos carga que el núcleo (asiento diferencial). Este porcentaje de reparto se obtendrá de la comparación entre el modelo 3D y el modelo 2D, reajustando la rigidez de la cercha de la transición estructural en el modelo plano hasta que su descenso, a carga gravitatoria, coincida con el descenso del voladizo en el modelo 3D. Inicialmente se considera, para el modelo plano, un reparto equitativo del 50% de la carga gravitatoria entre el perímetro y el núcleo de la torre.

$$\text{Ancho tributario} = \frac{13}{2} = 6'5 \text{ m}$$

**9ª y 56ª plantas (plantas técnicas)<sup>4</sup>:**

Peso propio ( $G_k$ ) → 91 PSF = 4'4 kN/m<sup>2</sup> (forjado de chapa colaborante con hormigón aligerado y un espesor aproximado de 0'23 m) →  $g_k = 28'3$  kN/m

Sobrecarga de uso ( $Q_{kl}$ ) → 50 PSF = 2'4 kN/m<sup>2</sup> →  $q_{kl} = 15'6$  kN/m

**10ª planta<sup>5</sup>:**

Peso propio ( $G_k$ ) → 150 PSF = 7'2 kN/m<sup>2</sup> (forjado de chapa colaborante de doble capa y un espesor global aproximado de 0'34 m) →  $g_k = 46'7$  kN/m

Sobrecarga de uso ( $Q_{kl}$ ) → 50 PSF = 2'4 kN/m<sup>2</sup> →  $q_{kl} = 15'6$  kN/m

**11ª planta (planta tipo):**

Peso propio ( $G_k$ ) → 66 PSF = 3'2 kN/m<sup>2</sup> (forjado de chapa colaborante con hormigón aligerado y un espesor aproximado de 0'14 m) →  $g_k = 20'5$  kN/m

Sobrecarga de uso ( $Q_{kl}$ ) → 50 PSF = 2'4 kN/m<sup>2</sup> →  $q_{kl} = 15'6$  kN/m

<sup>4</sup> No se considera la sobrecarga puntual producida por equipamiento mecánico en las plantas técnicas, con el objetivo de evitar peculiaridades en el estudio de la macroestructura de la torre. En su lugar, se aplica la sobrecarga de uso atribuida a la planta tipo del rascacielos.

<sup>5</sup> Se omite la entreplanta técnica, puesto que la carga que transmite es insignificante.

## SOBRECARGA DE VIENTO

Se calcula el viento empleando el Documento Básico de Seguridad Estructural del Código Técnico de la Edificación (CTE-DBSE). Para el cálculo de las cargas de viento, se ubica el rascacielos en Granada.

$$\text{Esbeltez } (e) = \frac{h}{b} = \frac{291}{46'6} = 6'24 \rightarrow c_p = 0'8; c_s = -0'7 \text{ [DBSE-AE, tabla 3.5]}$$

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \text{ ó } c_s = 0'42 \cdot c_e \cdot 0'8 \text{ ó } (-0'7)$$

$$q_b = 0'5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0'5 \cdot 1'25 \cdot 26^2 = 422'5 \text{ N/m}^2 = 0'42 \text{ kN/m}^2$$

Granada  $\rightarrow v_b = 26 \text{ m/s}$  [DBSE-AE, figura D.1]

$c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k)$  si  $z \leq 200 \text{ m}$  [DBSE-AE, D.2]<sup>6</sup>

$$F = k \cdot \ln\left(\frac{\text{máx}(z, Z)}{L}\right)$$

Como norma general, se calculará el valor de la carga de viento en el punto más alto de cada módulo estructural, aplicándose al resto de las plantas del módulo la misma carga superficial. Se realizarán cálculos específicos en las plantas con singularidades.

Para el modelo 3D, se desglosan las cargas de viento de presión y succión en alzados enfrentados y, en la 56ª planta, se aplica la carga total de viento correspondiente a la coronación. Las cargas superficiales, al multiplicarlas por la altura tributaria, se transforman en cargas lineales aplicadas en las vigas. Mirar plano 5.

$$h_{rib} = \frac{h_{ps} + h_{pi}}{2} \text{ (m)}$$

En el modelo 2D, la carga de viento superficial calculada para cada módulo o planta singular, se convierte en carga puntual, aplicándose en el soporte central del frente de fachada. La intención es evitar las deformaciones locales por pandeo en los pilares extremos del alzado. Para aglutinar las cargas de presión y succión, se suman ambos coeficientes en valor absoluto: carga total de viento ( $V$ ).

$$V = q_b \cdot c_e \cdot (c_p + |c_s|) \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Se considera un reparto equitativo del 50% de la carga superficial de viento entre el perímetro de la torre y el núcleo, ya que establecer repartos entre ambos elementos en función de su rigidez es algo que se obtendrá posteriormente, al comparar el desplazamiento horizontal a viento del modelo 3D y el modelo 2D.

$$\text{Ancho tributario} = \frac{13}{2} = 6'5 \text{ m}$$

<sup>6</sup> Para alturas  $z$  sobre el terreno mayores a 200 metros, se obtienen los coeficientes de exposición  $c_e$  aplicando las fórmulas dadas en el DBSE-AE, D.2. Este cálculo se asume como válido al no superarse por mucho el valor límite de 200 metros a la cota más elevada considerada: 291 metros.

### Altura sobre el terreno: 291 m

La altura tributaria de la coronación es de 52 metros.

$$F = 0'24 \cdot \ln\left(\frac{\text{máx}(291, 10)}{1}\right) = 1'36 \rightarrow c_e = 1'36 \cdot (1'36 + 7 \cdot 0'24) = 4'14$$

$$V = 0'42 \cdot 4'14 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 2'61 \text{ kN/m}^2$$

$$q_v = 2'61 \cdot 6'5 = 16'96 \text{ kN/m} \rightarrow F_v = 881'9 \text{ kN}$$

### Altura sobre el terreno: 239 m

$$F = 0'24 \cdot \ln\left(\frac{\text{máx}(239, 10)}{1}\right) = 1'31 \rightarrow c_e = 1'31 \cdot (1'31 + 7 \cdot 0'24) = 3'94$$

$$V = 0'42 \cdot 3'94 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 2'48 \text{ kN/m}^2$$

$$q_v = 2'48 \cdot 6'5 = 16'12 \text{ kN/m} \rightarrow F_v = 62'9 \text{ kN}$$

$$F_v \text{ en coronación se aplica en } z = 239 \text{ m} \rightarrow F_{v_T} = 881'9 + 16'12 \cdot \frac{3'9}{2} = 913'3 \text{ kN}$$

### Altura sobre el terreno: 207'8 m

$$V = 0'42 \cdot 3'79 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 2'39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_v = 2'39 \cdot 6'5 = 15'53 \text{ kN/m} \rightarrow F_v = 60'6 \text{ kN}$$

### Altura sobre el terreno: 176'6 m

$$V = 0'42 \cdot 3'63 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 2'29 \text{ kN/m}^2$$

$$q_v = 2'29 \cdot 6'5 = 14'86 \text{ kN/m} \rightarrow F_v = 57'9 \text{ kN}$$

### Altura sobre el terreno: 145'4 m

$$V = 0'42 \cdot 3'44 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 2'16 \text{ kN/m}^2$$

$$q_v = 2'16 \cdot 6'5 = 14'07 \text{ kN/m} \rightarrow F_v = 54'9 \text{ kN}$$

### Altura sobre el terreno: 114'2 m

$$V = 0'42 \cdot 3'20 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 2'02 \text{ kN/m}^2$$

$$q_v = 2'02 \cdot 6'5 = 13'12 \text{ kN/m} \rightarrow F_v = 51'2 \text{ kN}$$

### Altura sobre el terreno: 83 m

$$V = 0'42 \cdot 2'91 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 1'83 \text{ kN/m}^2$$

$$q_v = 1'83 \cdot 6'5 = 11'90 \text{ kN/m} \rightarrow F_v = 46'4 \text{ kN}$$

Altura sobre el terreno: 59'6 m

$$V = 0'42 \cdot 2'61 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 1'64 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V = 1'64 \cdot 6'5 = 10'69 \text{ kN/m} \rightarrow F_V = 66'8 \text{ kN}$$

Altura sobre el terreno: 51 m

$$V = 0'42 \cdot 2'48 \cdot (0'8 + |-0'7|) = 1'56 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V = 1'56 \cdot 6'5 = 10'14 \text{ kN/m} \rightarrow F_V = 43'6 \text{ kN}$$

**- Cálculo de secciones simples equivalentes a los perfiles americanos compuestos cuya área excede los proutarios de perfiles europeos:**

Se procede a la comprobación de equivalencias entre los perfiles HEB 200 y HEB 300.<sup>7</sup>

	Altura (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )
HEB 300	300	149'1	25166	8563	185
HEB 200	200	78'1	5696	2003	59
$\left(\frac{\text{HEB 300}}{\text{HEB 200}}\right)$	1'5	1'91 ≈ 2'25	4'4 ≈ 5'04	4'3 ≈ 5'04	3'1 ≈ 3'65

$$f_h \quad f_A \approx f_h^2 \quad f_{I_z} \approx f_A^2 \cdot \sqrt{f_A} \quad f_{I_y} \approx f_A^2 \cdot \sqrt{f_A} \quad f_{I_x} \approx f_A^2$$

Al dividir los valores de ambos perfiles, se observan relaciones proporcionales bastante aproximadas con su factor de área. Por lo tanto, a través de las fórmulas de los coeficientes de inercia, obtenidas operando con el factor de área, puede utilizarse el perfil HEB 300 para el cálculo del perfil simple que equivale al perfil americano compuesto.

**RECÁLCULO DE CARGAS Y OBTENCIÓN DEL MODELO PLANO**

**Recálculo de las fuerzas de viento aplicadas al modelo plano**

Con el objetivo de hacer más exacto el análisis comparado del alzado con interrupción de pilares laterales y el alzado sin interrupción, se recalculan las cargas de viento que se aplicarán a ambos modelos; debido a que las cargas, calculadas en el apartado anterior, son artificialmente altas si se aplican a los alzados aislados.

**- Estudio de los sistemas estructurales a través de la ley de Navier:**

Como estudio previo a establecer las hipótesis de recálculo de las fuerzas de viento aplicadas al alzado, se comprueba si el modelo, al aproximar su comportamiento al de una ménsula pura, se comporta según la ley de Navier ante el viento, con incrementos tensionales en los soportes más alejados del centro de gravedad del alzado (CDG).

Se procede al estudio comparativo del momento total producido por el viento en el corte escogido y el momento generado en el CDG de la sección, considerando los soportes y diagonales como fibras. Si ambos momentos son significativamente parecidos, podremos concluir que el comportamiento del alzado ante la acción del viento se aproxima a la ley de Navier (comportamiento de ménsula pura).

<sup>7</sup> En el programa de cálculo estructural utilizado, el eje fuerte es z-z y el débil y-y. El momento de inercia en el eje x-x se corresponde con el momento de inercia de torsión.

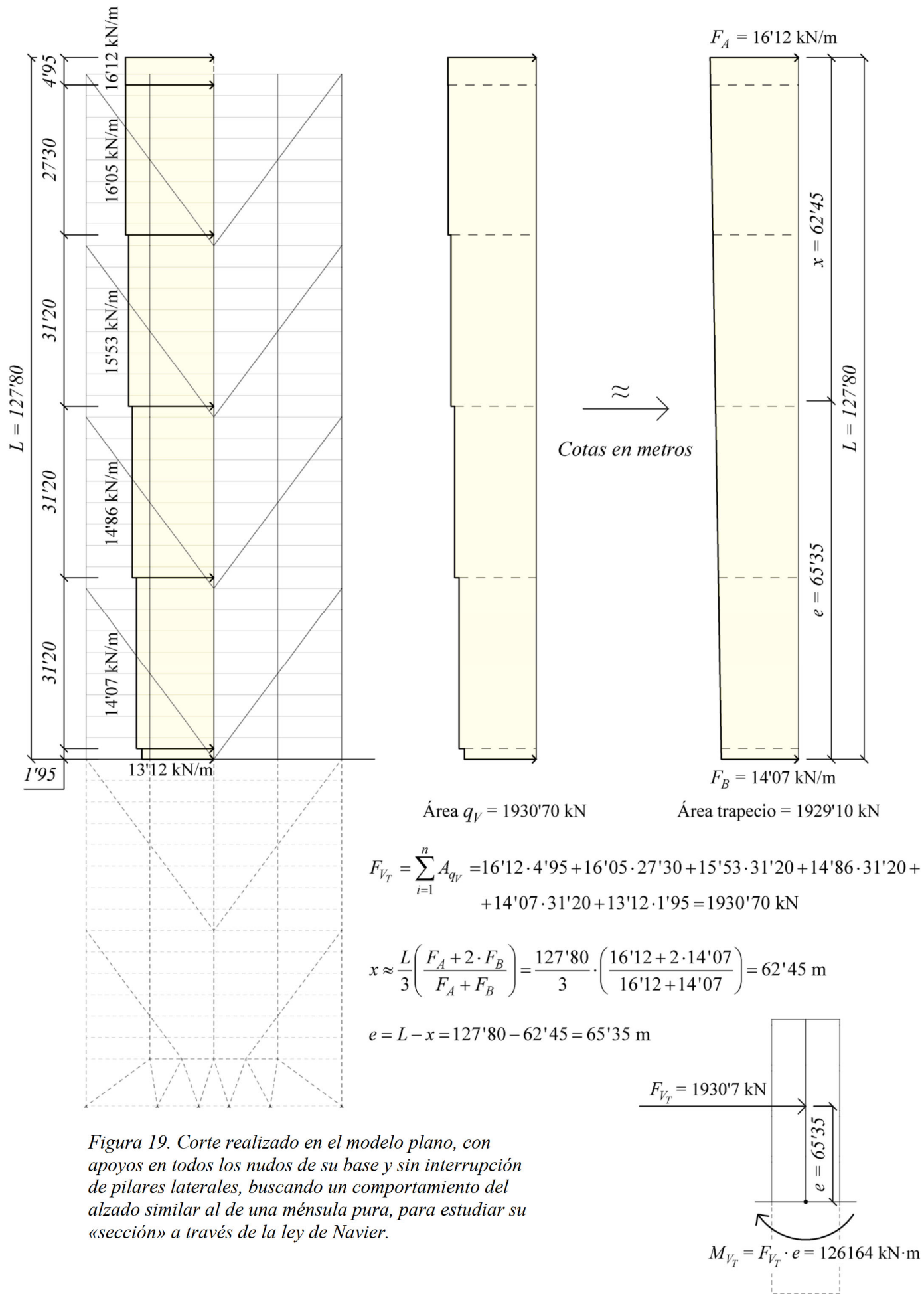


Figura 19. Corte realizado en el modelo plano, con apoyos en todos los nudos de su base y sin interrupción de pilares laterales, buscando un comportamiento del alzado similar al de una ménsula pura, para estudiar su «sección» a través de la ley de Navier.

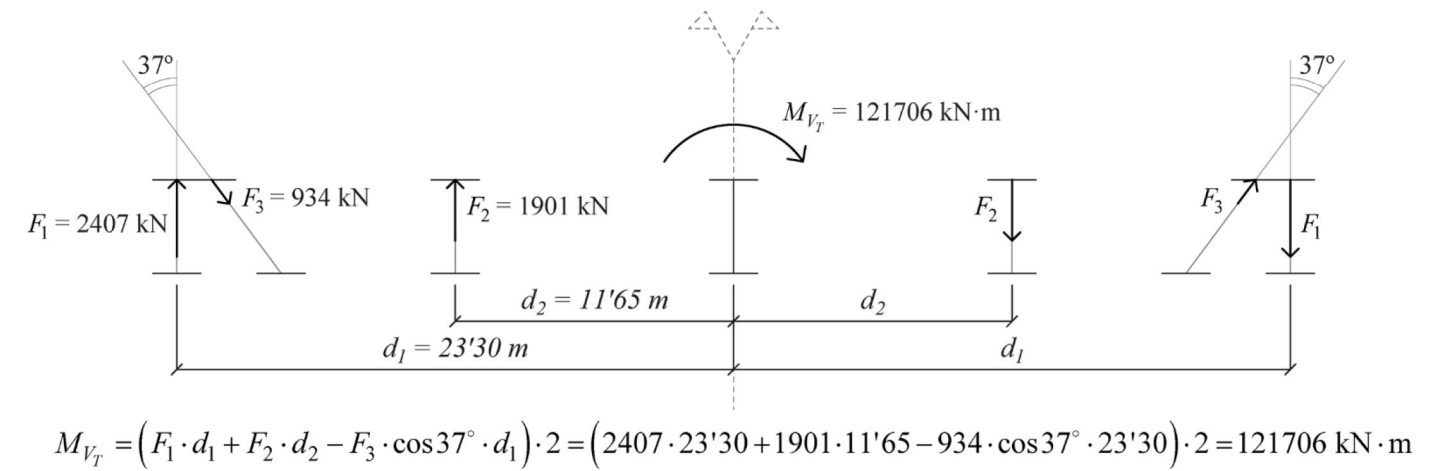


Figura 20. Cálculo del momento aplicado en el CDG de la sección considerando los soportes y diagonales como fibras. Si comparamos el momento aplicado en el CDG con el momento obtenido a través de las fuerzas de viento del modelo, vemos que ambos momentos son bastante similares:  $121706 \approx 126164$ . Por lo tanto, en el modelo sin interrupción de pilares laterales, el comportamiento global es bastante próximo al de ménsula, aproximándose a la ley de Navier. Esto permite tener la certeza de que el esfuerzo axial en los soportes es directamente proporcional a la distancia al CDG en este alzado, siguiendo una progresión similar a una línea recta si se relacionan ambas variables.

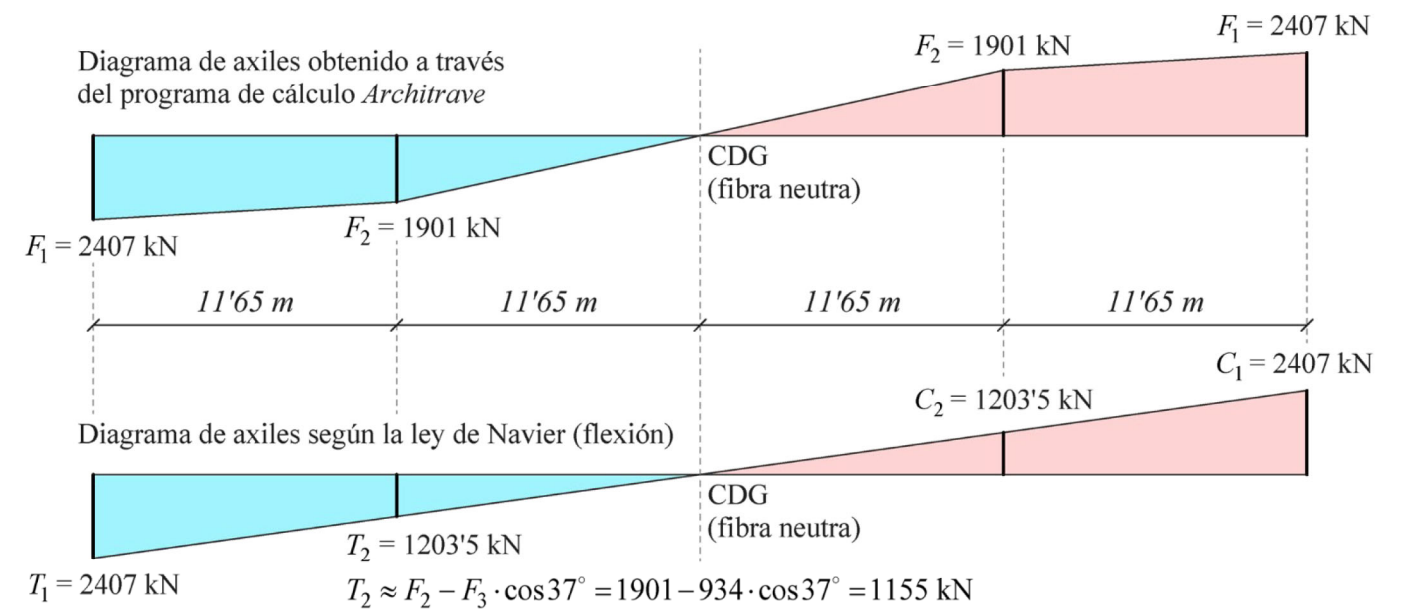


Figura 21. Diagramas de axiles en el modelo sin interrupción de pilares y con la base empotrada. El chevrón comprimido (fibra inclinada dentro de la sección) distorsiona el diagrama real de axiles, alejándolo de la recta del diagrama de la ley de Navier. Si restamos su acción vertical a la tracción  $F_2$  en el soporte intermedio, obtenemos un resultado muy próximo a la tracción  $T_2$  de Navier, lo que indica que las distorsiones a flexión son producidas casi en su totalidad por los chevrones en el modelo sin interrupción de pilares. El porcentaje de variación restante se produce por el trasvase de fuerzas entre las demás barras menores.

Para un resultado más preciso, deberían haberse distribuido las fuerzas de las diagonales entre sus soportes adyacentes. Sin embargo, esta aproximación sirve para constatar que el modelo sin interrupción de pilares se comporta muy próximo a la ley de Navier.

**- Estrategia desechada:**

Esta estrategia consistía en obtener las fuerzas de viento sobre los modelos planos como proporcionales a la rigidez entre el núcleo y el perímetro estructural del rascacielos. Las rigideces se obtendrían en base a las inercias, calculadas mediante el primer teorema de Steiner, como si fueran ménsulas perfectas ambos elementos. Sin embargo, la estrategia de recálculo no es válida, puesto que el núcleo no está triangulado en el volumen principal del rascacielos. No obstante, se explica el proceso seguido hasta su interrupción, al percibir la invalidez de la hipótesis.

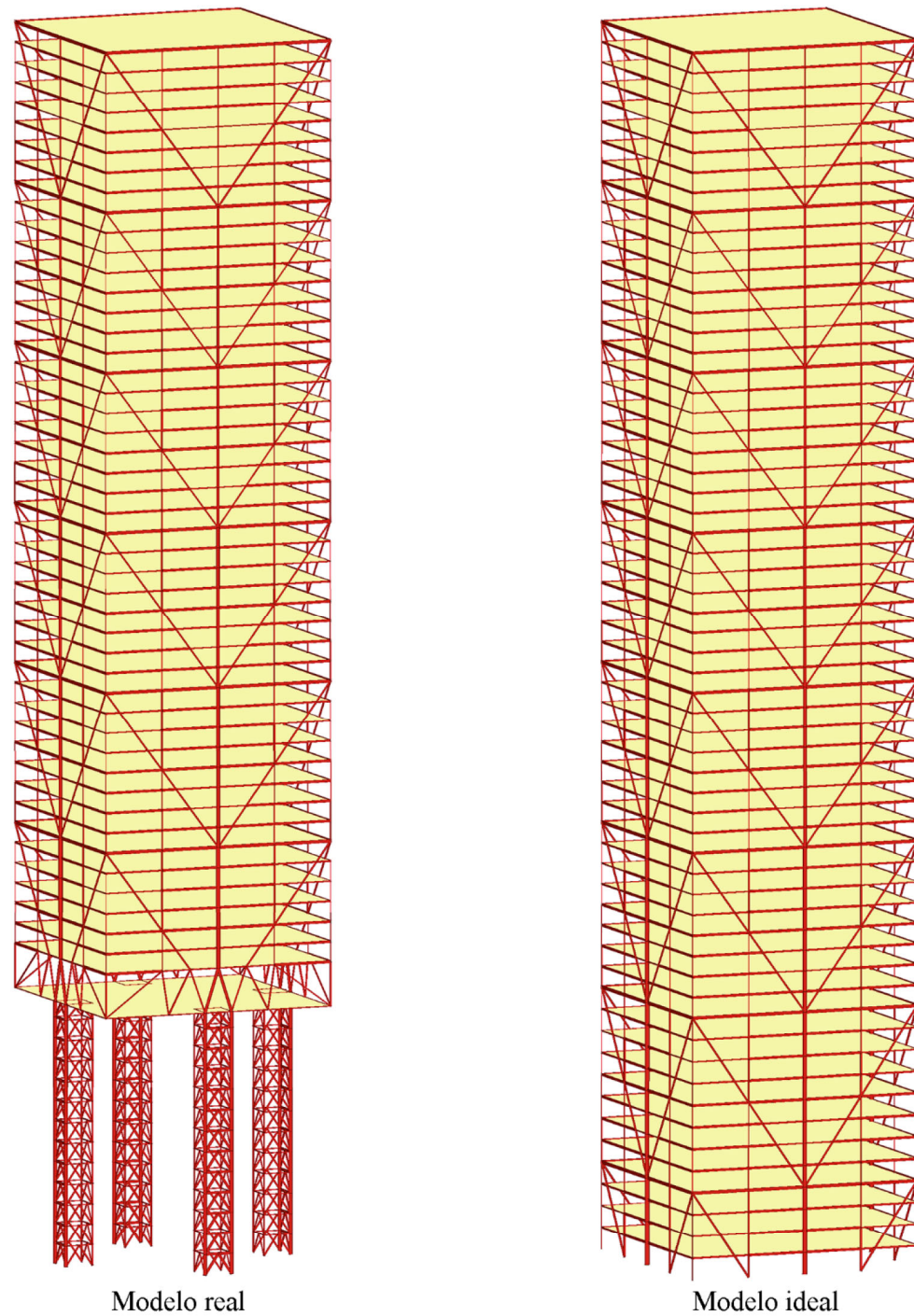


Figura 22. Modelos tridimensionales elaborados para recalculer las cargas de viento aplicadas a los alzados aislados.

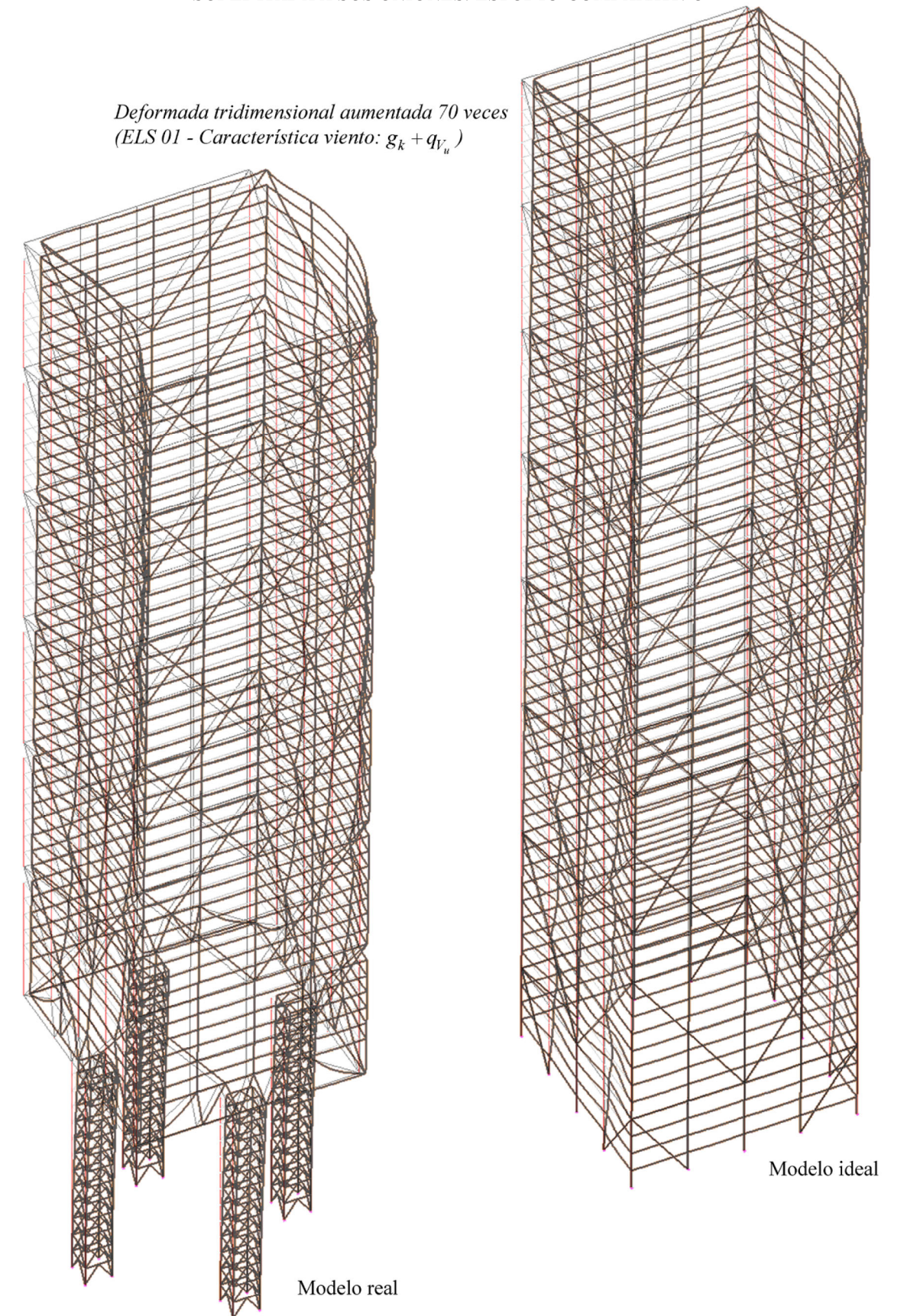


Figura 23. Deformada tridimensional de los modelos. Se aprecian deformaciones no buscadas en las fachadas en las que se aplican las fuerzas de viento, debido a que los diafragmas incluidos en el programa de cálculo, áreas de reparto bidireccionales que debían unificar cada nivel, no se aplicaron correctamente. Al desecharse esta hipótesis de forma prematura, no se corrigieron los modelos para solventar el error.

Se elaboran dos modelos tridimensionales a los que se aplica una carga unitaria superficial de viento. Uno de los modelos es el real, con los pilares en celosía de la base y la interrupción de los soportes laterales en la 8ª planta de cada módulo estructural. El otro modelo se diseña como una ménsula pura, prolongando el volumen principal del edificio hasta la cota del suelo y empotrándolo en su totalidad; la altura de los pilares en celosía se completa con módulos estructurales y se da continuidad a los soportes de las esquinas.

En el dimensionado de los módulos estructurales añadidos en el segundo modelo, se mantienen los perfiles de las vigas, idénticos en cada módulo estructural, y se incrementan los de los chevrones y el soporte central, continuando la tendencia de crecimiento apreciada en los módulos superiores.

Una vez creados ambos modelos e importados al programa de cálculo, hallamos en cada uno el desplazamiento horizontal debido al viento en su coronación.

$$D_{H_1} = 5'00 \text{ cm (modelo real)}$$

$$D_{H_2} = 3'55 \text{ cm (modelo ideal)}$$

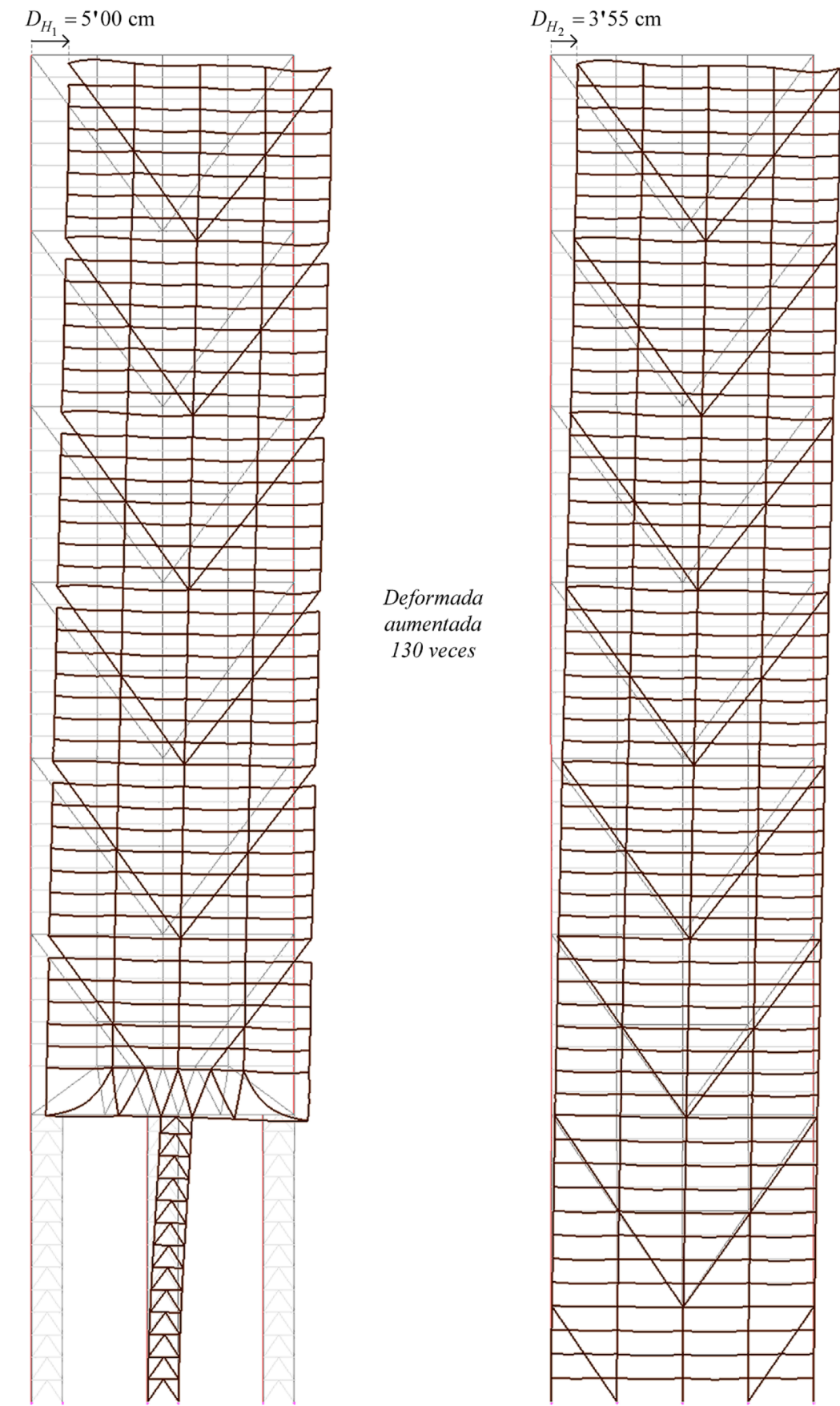


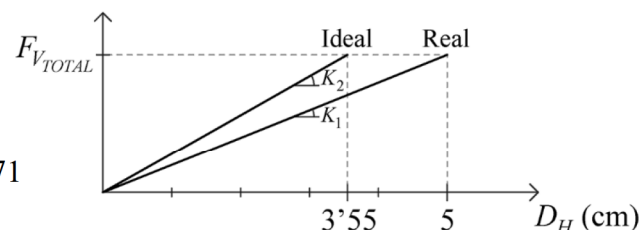
Figura 24. Deformada a viento de los alzados de los modelos tridimensionales. Se emplea la combinación de acciones ELS 03 - Característica viento:  $g_k + q_{V_u}$ .



Habiendo hallado los desplazamientos horizontales a viento de los modelos, podemos calcular la relación de rigideces entre ambos. Esto nos permite obtener un coeficiente reductor, que servirá para ajustar la inercia del modelo ideal, calculada mediante Steiner, a la inercia del modelo real.<sup>1</sup>

$$F_{V_{TOTAL}} = D_H \cdot K \rightarrow F_1 = F_2 = F_{V_{TOTAL}}$$

$$D_{H_1} \cdot K_1 = D_{H_2} \cdot K_2 \rightarrow \frac{K_1}{K_2} = \frac{D_{H_2}}{D_{H_1}} = \frac{3'55}{5'00} = 0'71$$



CÁLCULO DE LA INERCIA DEL PERÍMETRO DEL MODELO REAL

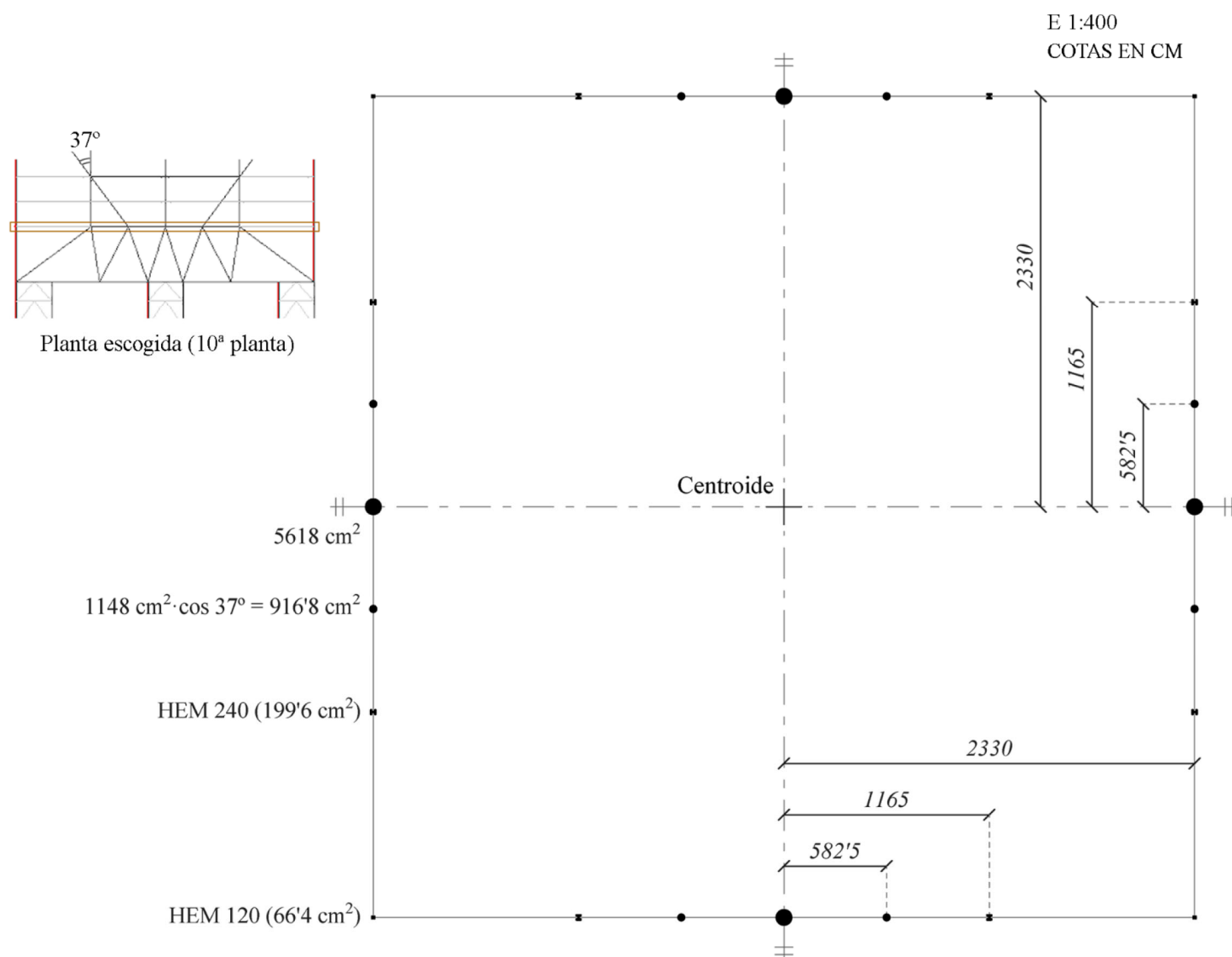


Figura 25. Planta representativa del volumen principal del rascacielos, con indicación de áreas de perfiles y distancias al centroide, para el cálculo de la inercia mediante Steiner.

<sup>1</sup> En el modelo real, la base posee una rigidez menor que el volumen principal, por lo que su rigidez global será menor a la rigidez global del modelo ideal, ya que éste es una ménsula completa con el volumen principal como sección. Por ello, el coeficiente de rigideces permite hacer efectiva esa reducción de rigidez en el modelo real, al multiplicarse por la inercia del ideal.

Mediante el primer teorema de Steiner, se calcula la inercia de fachada del modelo ideal, a la que posteriormente se le aplicará el coeficiente corrector de la razón de las rigideces. De esta forma, se obtiene la inercia de fachada del modelo real.

PERFIL	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	DISTANCIA CENTROIDE (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
Central	5618,0	0	219351800	74636259
Diagonal	916,8	582,5	2360009	803013
HEM 240	199,6	1165	24289	8153
HEM 120	66,4	2330	2018	703

$$I_{fach,id} = \sum_{i=1}^n I_i + \sum_{i=1}^n A_i \cdot d_{c_i}^2 = 2 \cdot I_{y_{CENT}} + 4 \cdot (I_{y_D} + A_D \cdot 582'5^2) + 4 \cdot (I_{y_{HEM240}} + A_{HEM240} \cdot 1165^2) + 4 \cdot (I_{z_{HEM120}} + A_{HEM120} \cdot 2330^2) + 4 \cdot (I_{z_{HEM240}} + A_{HEM240} \cdot 2330^2) + 4 \cdot (I_{z_D} + A_D \cdot 2330^2) + 2 \cdot (I_{z_{CENT}} + A_{CENT} \cdot 2330^2) \quad [cm^4]$$

$$I_{fach,id} = 8961378'5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{fach,real} = I_{fach,id} \cdot \frac{K_1}{K_2} = 8961378'5 \cdot 10^4 \cdot 0'71 = 6362578'7 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Una vez obtenida la inercia del perímetro del modelo real, se obtendría la inercia del núcleo, no siendo necesaria su modelización tridimensional, ya que simplemente se necesitaría conocer la inercia de su planta representativa. El cálculo por Steiner se haría con la planta simplificada de la figura 18, diferenciando entre la zona rigidizada (desde la base hasta la 10ª planta) y la zona sin diagonales del núcleo.

El último paso sería relacionar las inercias obtenidas, tanto la del perímetro como la del núcleo, para hallar la fuerza de viento real aplicada a fachada.

$$F_{fach,real} = F_{V_{TOTAL}} \cdot \frac{\frac{I_{fach,real}}{I_{núcleo}}}{1 + \frac{I_{fach,real}}{I_{núcleo}}}$$

**- Estrategia adoptada:**

Tras desechar la anterior hipótesis, se diseña una nueva estrategia para hallar las cargas equivalentes de viento aplicadas en el modelo plano y, además, reajustar el descenso de su cercha inferior (transición estructural) a carga gravitatoria. La idea es elaborar un modelo tridimensional lo más real posible, que reproduzca el perímetro estructural con los pilares en celosía de la base, el núcleo central y el movimiento unitario logrado a través de los forjados. Una vez realizado el modelo, se le aplicarán las cargas gravitatorias y de viento calculadas en el subapartado «Acciones en el perímetro de la torre».<sup>2</sup>

<sup>2</sup> Para una mayor concreción mirar los planos elaborados, ubicados en el subapartado «Planimetría realizada para el modelado».

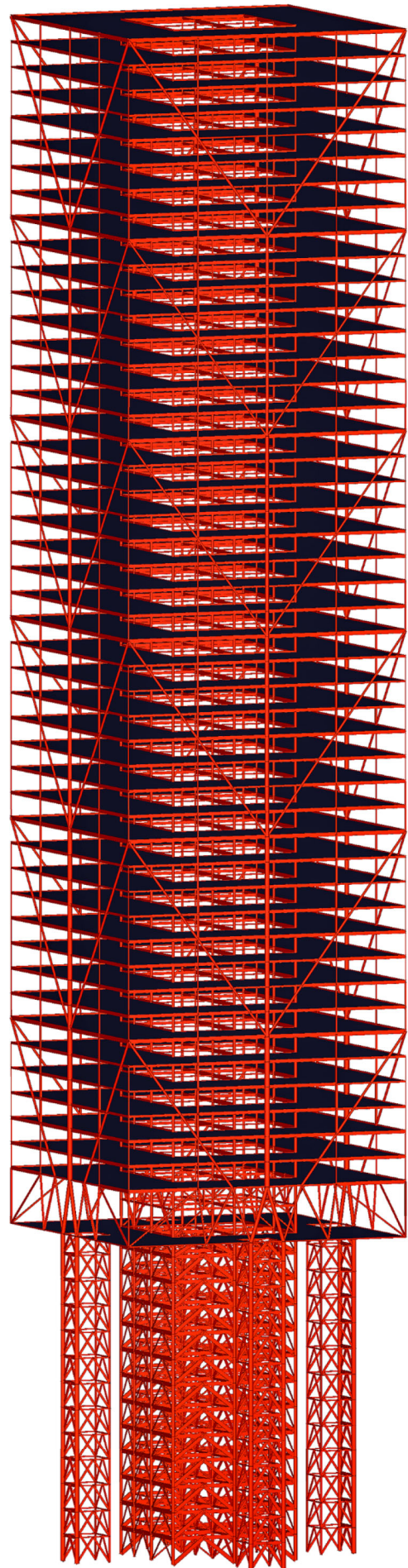


Figura 26. Nuevo modelo tridimensional, creado para recalculer las fuerzas de viento aplicadas al alzado aislado y, además, reajustar el descenso de su cercha inferior a carga gravitatoria. Se han modelizado el perímetro estructural con los pilares en celosía de la base, el núcleo central diferenciando su zona rigidizada y su zona sin rigidizar y los forjados, realizados mediante elementos finitos que solidarizan el movimiento del perímetro con el del núcleo. La coronación se omite, aunque se aplica, en la última planta del modelo, la carga de viento correspondiente a ésta.

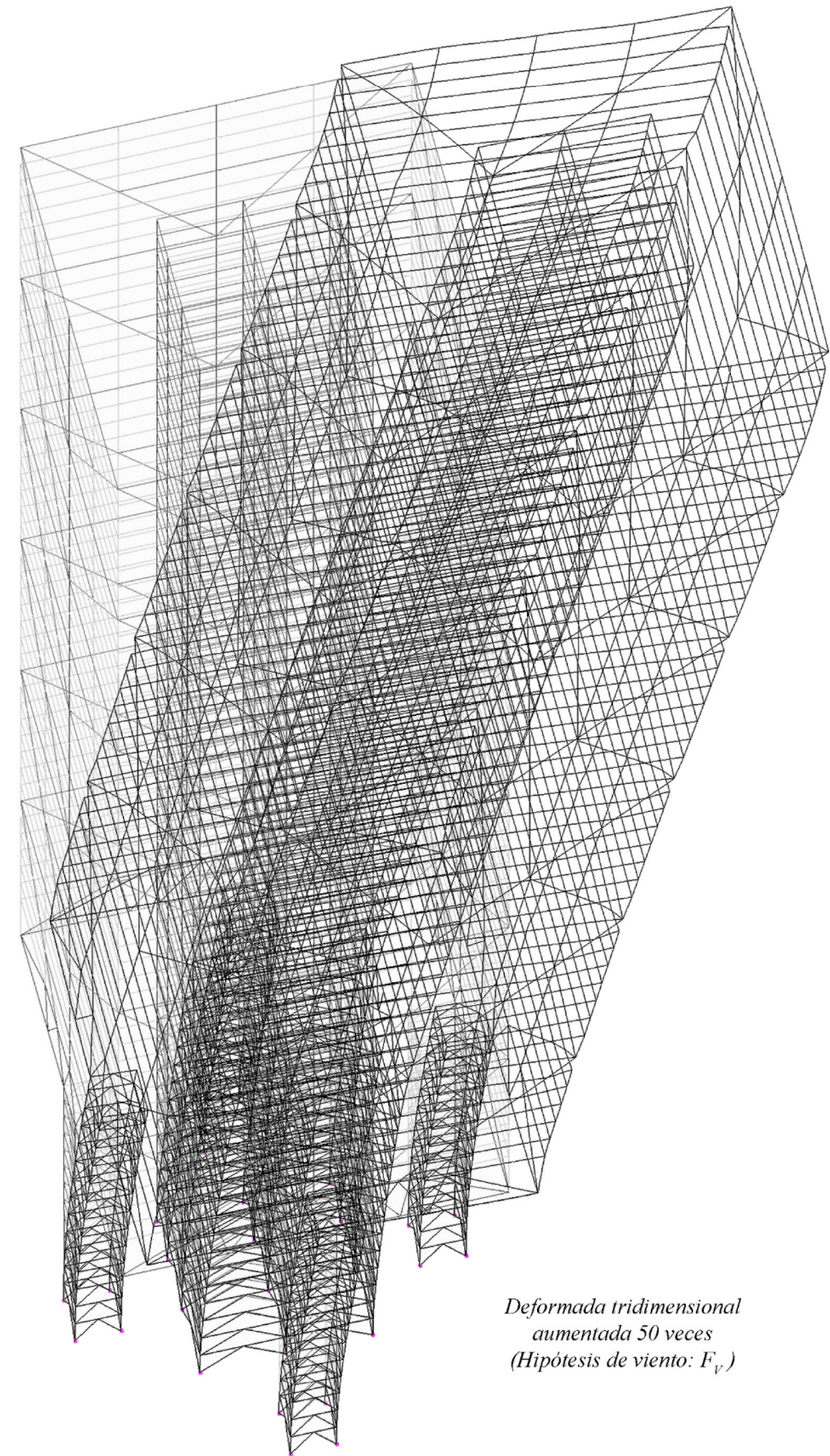
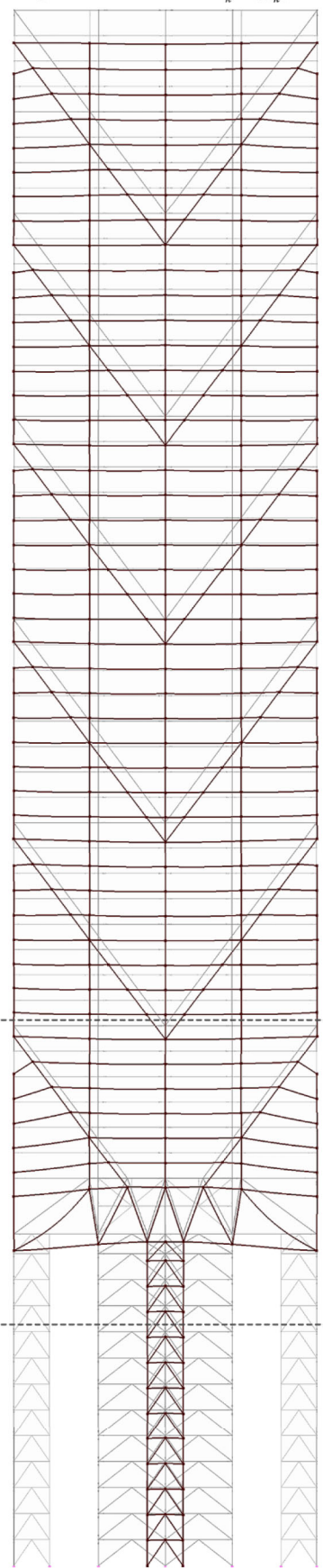


Figura 27. Deformada tridimensional a viento. Todo el modelo se mueve de forma unitaria y no se aprecian deformaciones locales no deseadas, por lo que en este modelo se ha corregido el error apreciado en la figura 23.

Deformada aumentada 50 veces  
(ELS 01 - Característica gravitatoria, uso:  $G_k + Q_k$ )



Una vez comprobado el funcionamiento adecuado del modelo tridimensional, se obtienen de éste los valores buscados para reajustar el modelo plano.

REAJUSTE A CARGA GRAVITATORIA

En primer lugar, se analiza el descenso de los nudos de la cercha de la transición estructural en el alzado oeste, ante la combinación de acciones ELS 01 - Característica gravitatoria, uso:  $G_k + Q_k$ . Acto seguido, se compara el descenso de esos nudos con los del alzado aislado y, aumentando la rigidez de la cercha inferior de éste, se igualan ambas deformaciones verticales.<sup>3</sup>

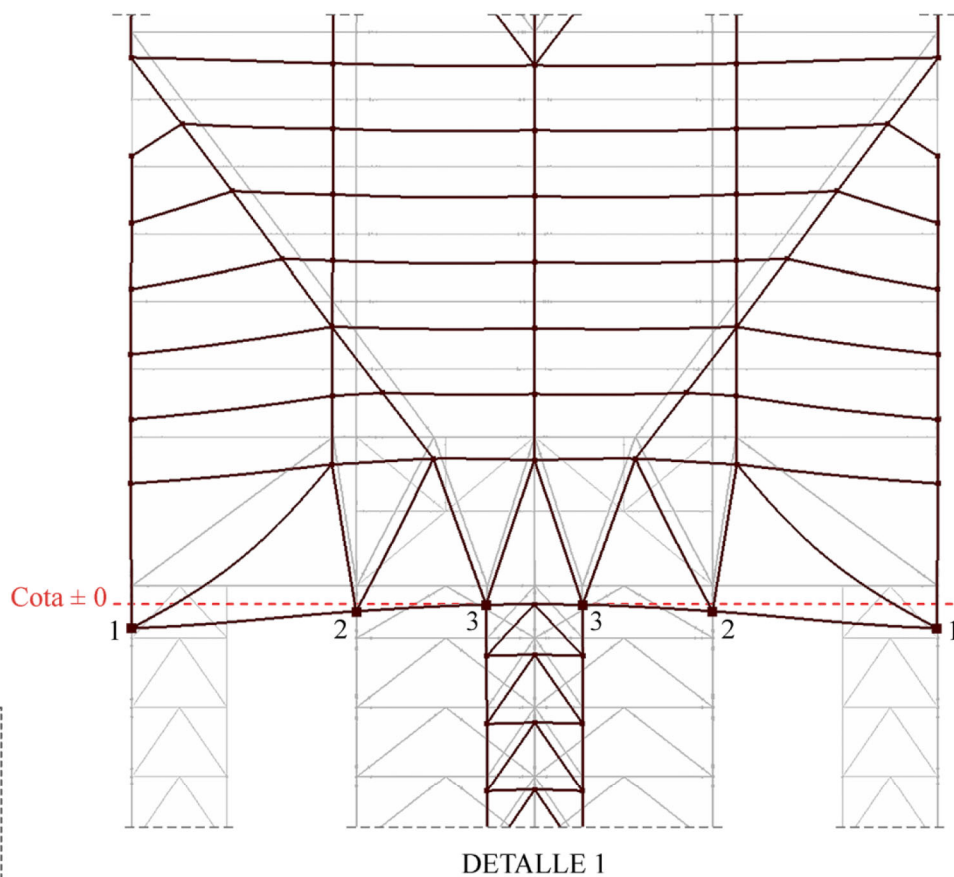


Figura 28. Deformada del alzado oeste a carga gravitatoria en el modelo tridimensional. Al tener el perímetro estructural doble simetría y el núcleo ser simétrico respecto a la dirección este-oeste, ante cargas superficiales aplicadas uniformemente en cada nivel, se obtiene una deformada vertical simétrica respecto al soporte central en el alzado oeste. La cota  $\pm 0$  se establece en los nudos número 3 puesto que, en el modelo plano, en esos nudos se colocarán los apoyos, impidiendo su movimiento vertical. Los descensos experimentados en los nudos 1 son de  $-2'71$  cm y en los nudos 2 de  $-0'77$  cm, respecto a la cota  $\pm 0$ .

<sup>3</sup> Se obvian fenómenos como el del acortamiento diferencial de pilares en la secuencia constructiva.

Deformada aumentada 25 veces (ELS 01 - Característica gravitatoria, uso:  $g_k + q_k$ )

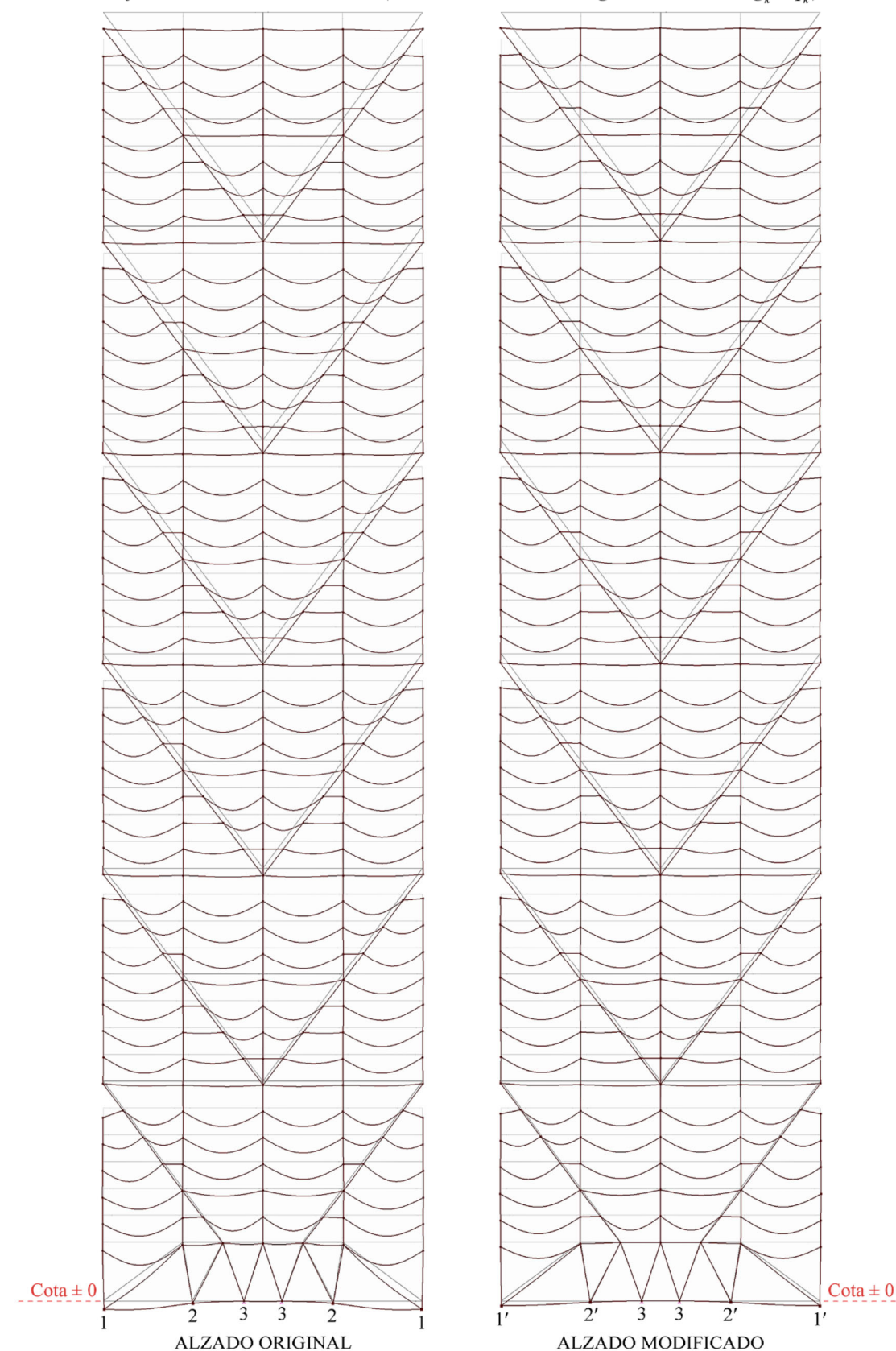


Figura 29. Deformada a carga gravitatoria del modelo plano original y del modelo modificado. En el alzado original, los descensos experimentados en los nudos 1 son de  $-4'54$  cm y en los nudos 2 de  $-1'18$  cm, respecto a la cota  $\pm 0$ . Tras realizar un reajuste de la rigidez de la cercha inferior del modelo, explicado en la figura 30, se igualan las deformaciones verticales de los nudos 1' y 2' a las del modelo tridimensional en su alzado oeste, siendo éstas  $-2'71$  cm y  $-0'77$  cm respectivamente (mirar figura 28).

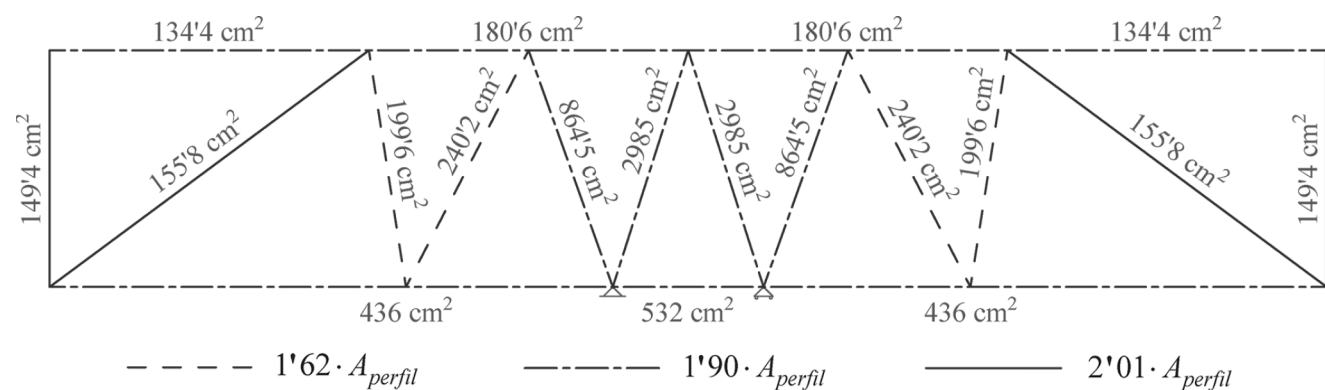


Figura 30. Cercha inferior del modelo plano original, con indicación de las áreas de los perfiles que la componen. Mediante distintos tipos de línea, se representan en la cercha los coeficientes de incremento de rigidez aplicados a cada uno de sus elementos. Las áreas originales se multiplican por estos coeficientes y, mediante un proceso iterativo, se reajusta la rigidez global de la cercha, para que coincidan los descensos en los nudos de su cordón inferior con los descensos obtenidos, en esos mismos nudos, en el alzado oeste del modelo tridimensional. Por otro lado, los apoyos escogidos en la parte central de la cercha son una articulación y un apoyo articulado móvil, ya que se aproximan bastante al comportamiento del alzado exterior del pilar en celosía en el modelo tridimensional.

### RECÁLCULO DE LAS FUERZAS DE VIENTO

Con la intención de conocer cómo se resisten las cargas de viento entre el núcleo y el perímetro estructural, estableciendo qué porcentaje de las mismas absorbe cada elemento, se comparan los desplazamientos horizontales a viento del modelo tridimensional y del alzado modificado a carga gravitatoria.<sup>4</sup>

Una vez conocidos los valores de los desplazamientos horizontales, se obtiene el coeficiente reductor de las fuerzas de viento en el modelo plano (mirar figuras 31 y 32).

$$C_r = \frac{D_{H_1}}{D_{H_2}} = \frac{76'78}{769'48} = 0'01$$

Esto indica que el núcleo absorbe la práctica totalidad de la acción del viento, puesto que al alzado aislado solamente le corresponde el 1% del total de las cargas. El funcionamiento estructural global a viento del rascacielos se explica en el subapartado «La estructura», más concretamente en las figuras 7 y 8.

<sup>4</sup> Los desplazamientos horizontales se miden en la coronación de los soportes centrales de ambos modelos, ante las mismas fuerzas superficiales de viento.

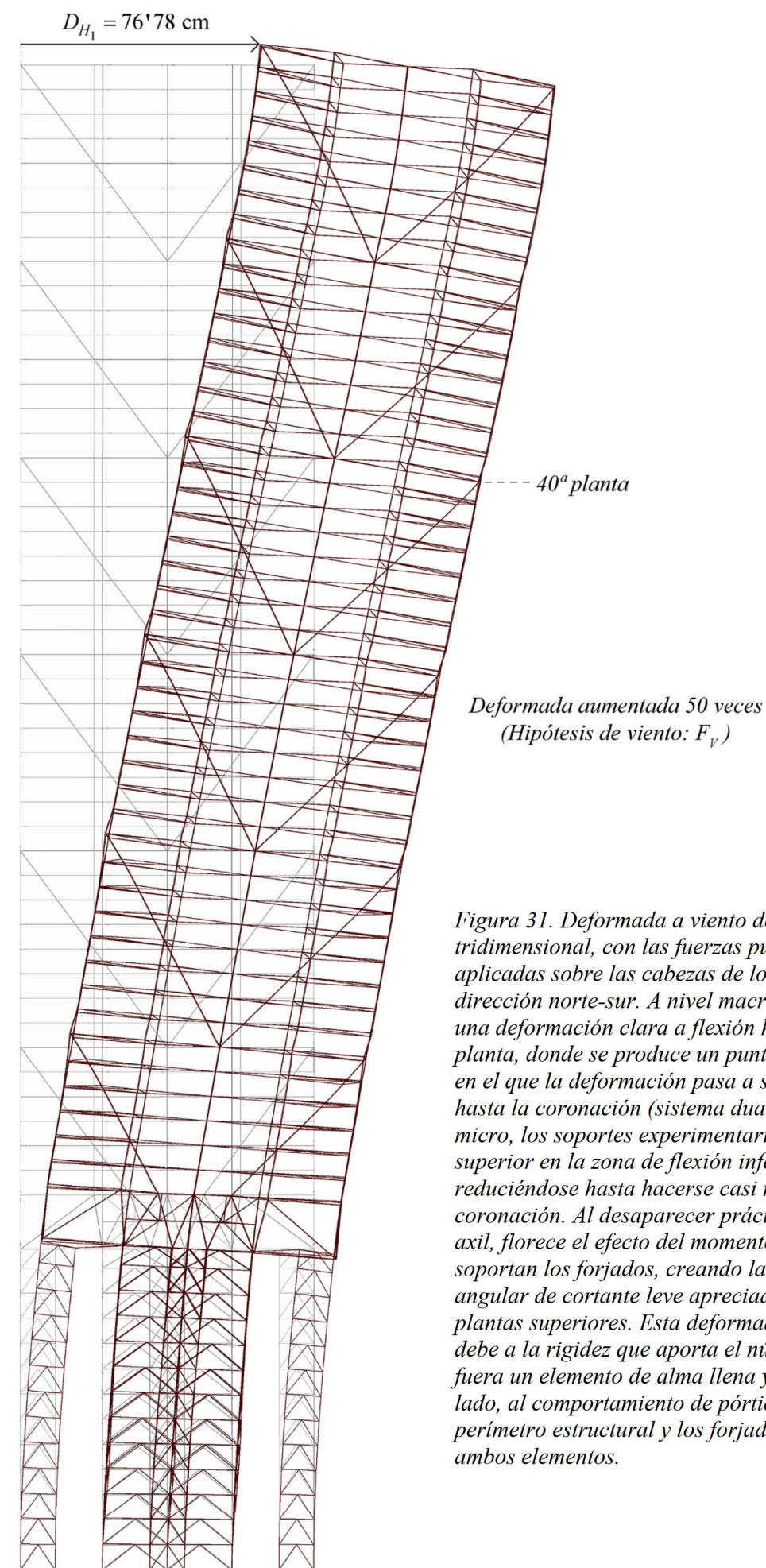
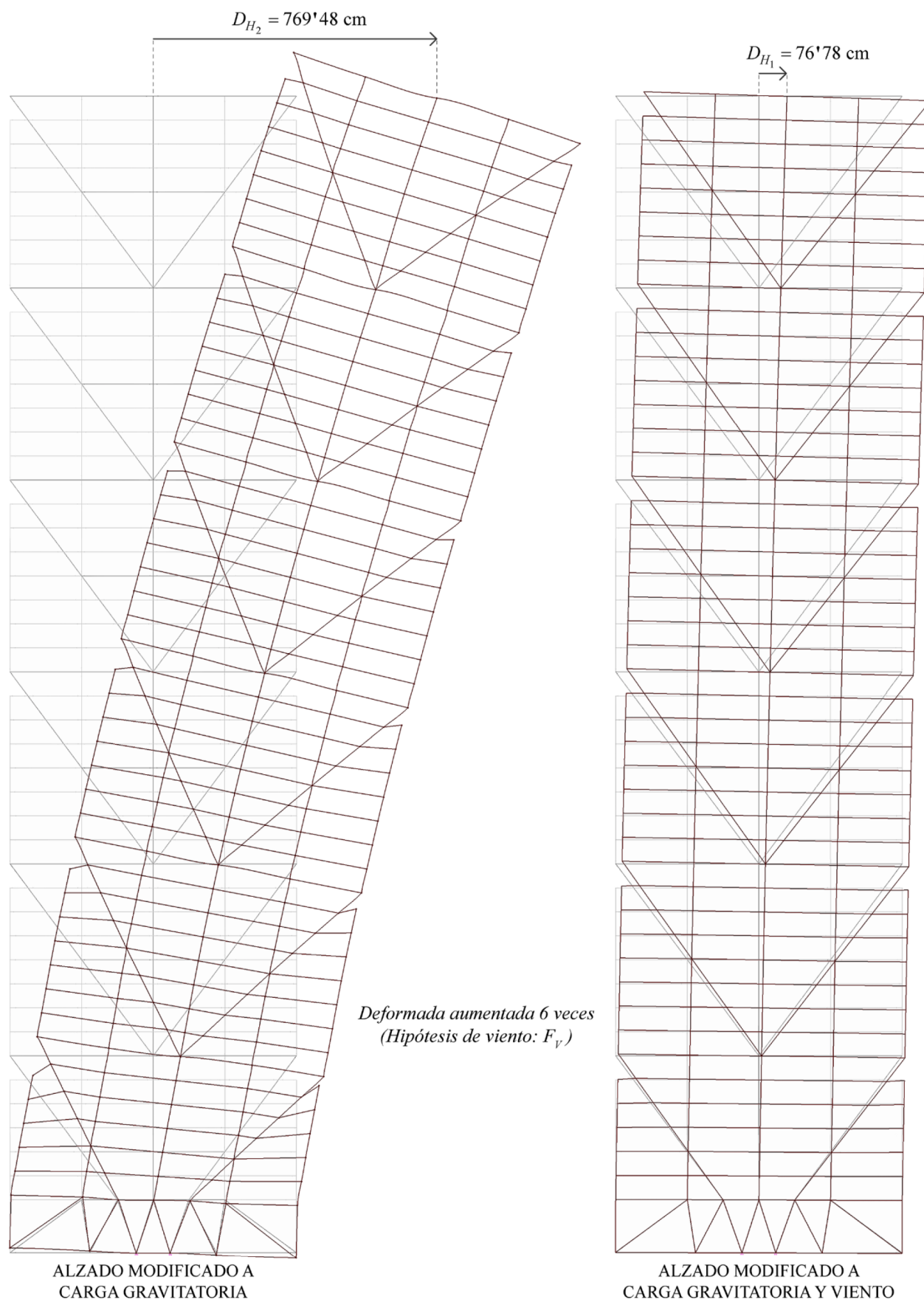


Figura 31. Deformada a viento del modelo tridimensional, con las fuerzas puntuales aplicadas sobre las cabezas de los pilares, en dirección norte-sur. A nivel macro, se aprecia una deformación clara a flexión hasta la 40ª planta, donde se produce un punto de inflexión, en el que la deformación pasa a ser de cortante hasta la coronación (sistema dual). A nivel micro, los soportes experimentarían un axil muy superior en la zona de flexión inferior, que iría reduciéndose hasta hacerse casi nulo en coronación. Al desaparecer prácticamente el axil, florece el efecto del momento flector que soportan los forjados, creando la distorsión angular de cortante leve apreciada en las plantas superiores. Esta deformada mixta se debe a la rigidez que aporta el núcleo, como si fuera un elemento de alma llena y, por otro lado, al comportamiento de pórtico del perímetro estructural y los forjados que unen ambos elementos.



ALZADO MODIFICADO A CARGA GRAVITATORIA

ALZADO MODIFICADO A CARGA GRAVITATORIA Y VIENTO

Figura 32. Deformada a viento del alzado modificado sólo a carga gravitatoria y del alzado reajustado completamente, a carga gravitatoria y a viento. Se observa una reducción notable de la deformación del modelo plano tras el reajuste, lo que indica que las fuerzas de viento que se le asignaron inicialmente, eran artificialmente altas.

### ANÁLISIS COMPARADO

A partir de la obtención del alzado representativo del modelo tridimensional, con los apoyos centrales, la cercha inferior modificada a carga gravitatoria y las fuerzas de viento reajustadas, reflejando el porcentaje que absorbe el núcleo, se procede al análisis. Se trata de un análisis comparado del alzado representativo obtenido, con y sin interrupción de pilares en la 8ª planta de cada módulo estructural; objetivo de este TFG.

#### Combinación de acciones a ELS - Característica: gravitatoria y uso ( $g_k + q_k$ )

##### - Análisis a axil y de la deformada de ambos modelos:

El axil a carga gravitatoria muestra el comportamiento global para el que se diseñó la estructura original, permitiendo dilucidar la influencia real, en el sistema macroestructural, de la inclusión de pilares en la 8ª planta de cada módulo.

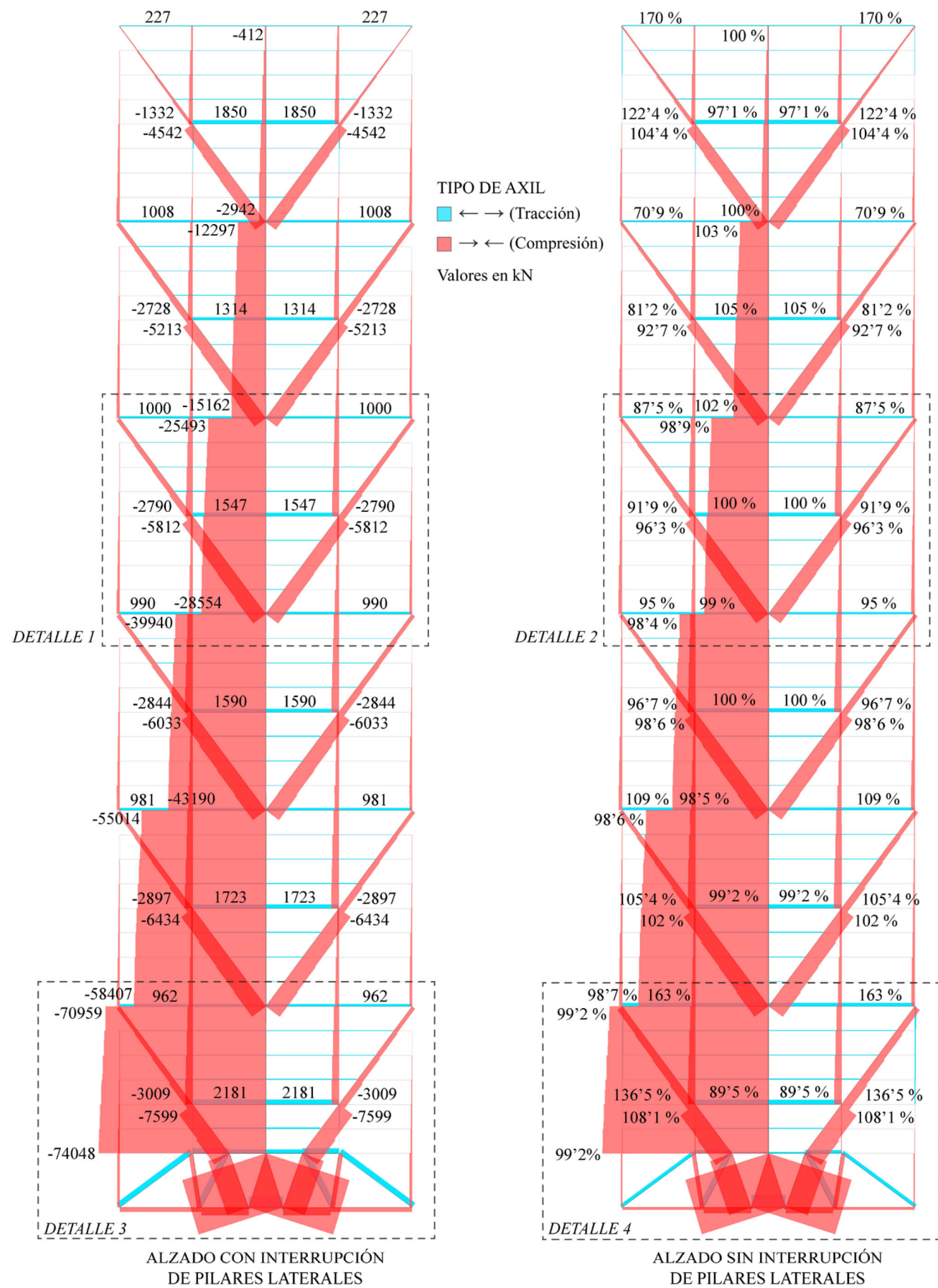


Figura 33. Diagramas de axiles del alzado representativo con y sin interrupción de pilares laterales. En el modelo de la derecha, se indican los porcentajes del valor de sus axiles con respecto al modelo de la izquierda.

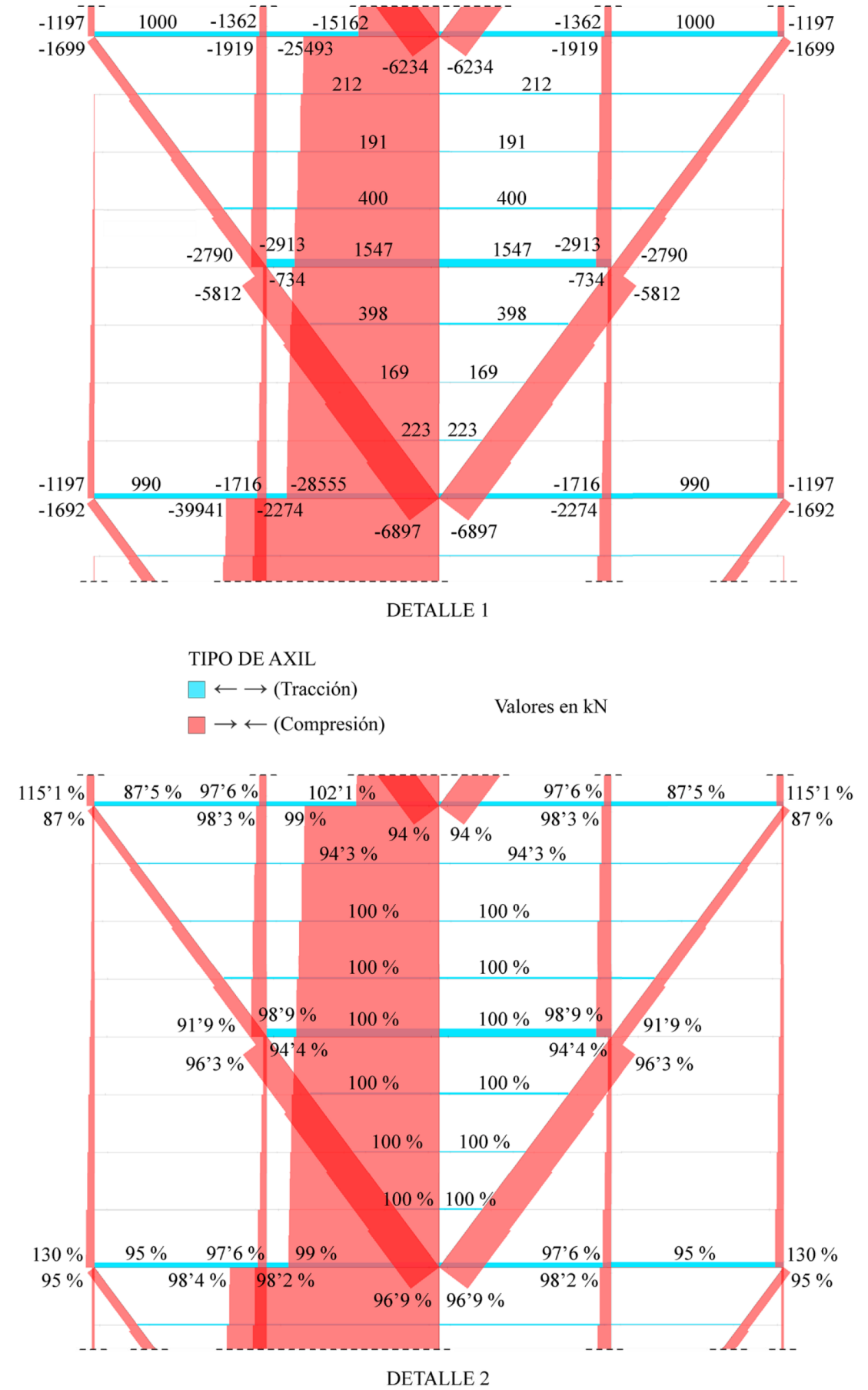


Figura 34. Diagramas de axiles en detalle de uno de los módulos estructurales del alzado representativo, con (detalle 1) y sin (detalle 2) interrupción de pilares laterales. En el modelo inferior, se indican los porcentajes del valor de sus axiles con respecto al modelo superior.

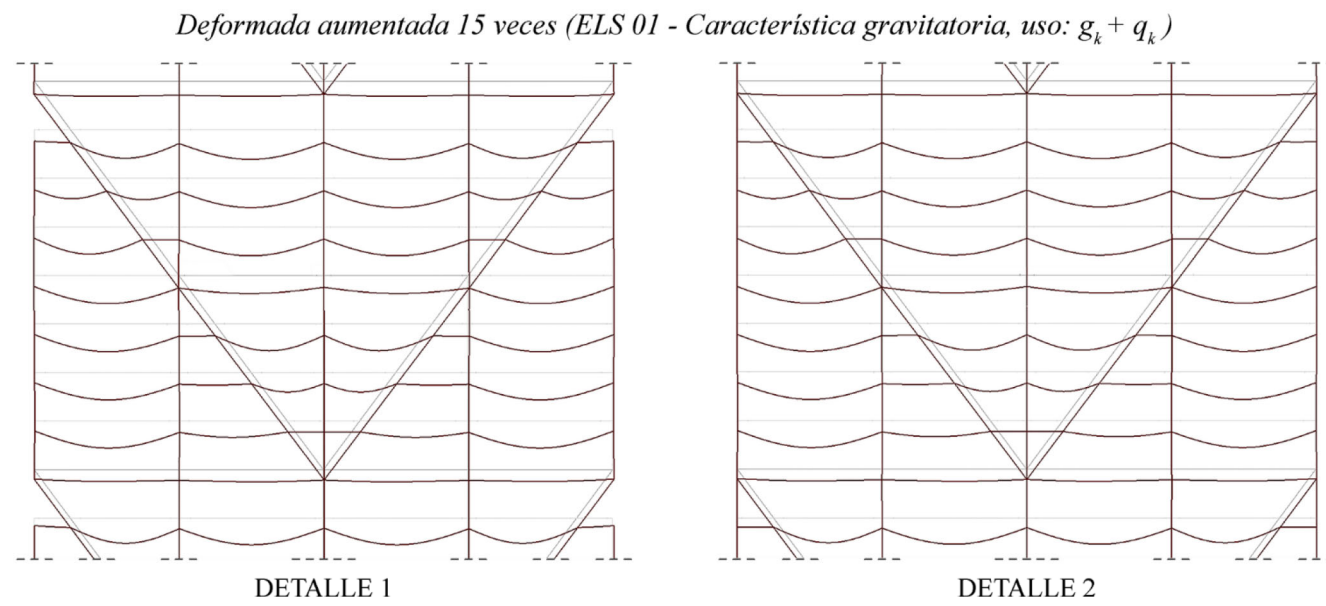


Figura 35. Deformadas del alzado representativo en uno de sus módulos estructurales con (detalle 1) y sin (detalle 2) interrupción de pilares laterales. A simple vista, no se aprecia diferencia alguna entre las deformadas de ambos modelos, excepto la interrupción de los soportes.

Los dos modelos presentan solicitaciones muy similares, no apreciándose diferencias notables a escala global. Esto se debe a la gran rigidez de los chevrones, que absorben las cargas superiores sin grandes deformaciones y las transmiten al soporte central, descargando los pilares que se encuentran por debajo de ellos. Lo que provoca que, en el comportamiento a carga gravitatoria de ambos modelos, la interrupción o no de los soportes laterales en la 8ª planta de cada módulo estructural sea irrelevante.

Casi la totalidad de los axiles generados en cada módulo estructural, se transmiten al soporte central. Por un lado, los pilares intermedios de estos módulos, en su encuentro con los chevrones, se liberan del axil que le trasladan los forjados, originando un incremento significativo del esfuerzo axil en esas uniones. Por otro lado, los pilares perimetrales siguen el mismo patrón, canalizando la sollicitación acumulada por los forjados y transmitiéndola a los chevrones al intersecar con ellos. Tanto las vigas principales superiores como las intermedias de los chevrones, absorben esfuerzos significativos de tracción debido a su rigidez, lo que contrarresta la apertura lateral del chevrón y completa un módulo estructural rígido, diseñado para dirigir los esfuerzos al soporte central y liberar sus laterales.

El aumento lineal del axil en las diagonales de los chevrones, en los pilares intermedios y en los soportes laterales, se debe a la acumulación paulatina de pequeños esfuerzos aportados por las vigas menores, que recogen las cargas verticales de los forjados. Por lo tanto, podemos hablar de un sistema estructural multiescalar en la transmisión de las sollicitaciones.

La diferencia más relevante en el comportamiento estructural de los modelos a carga gravitatoria, se encuentra en la transición estructural, aunque a nivel macro es insignificante.

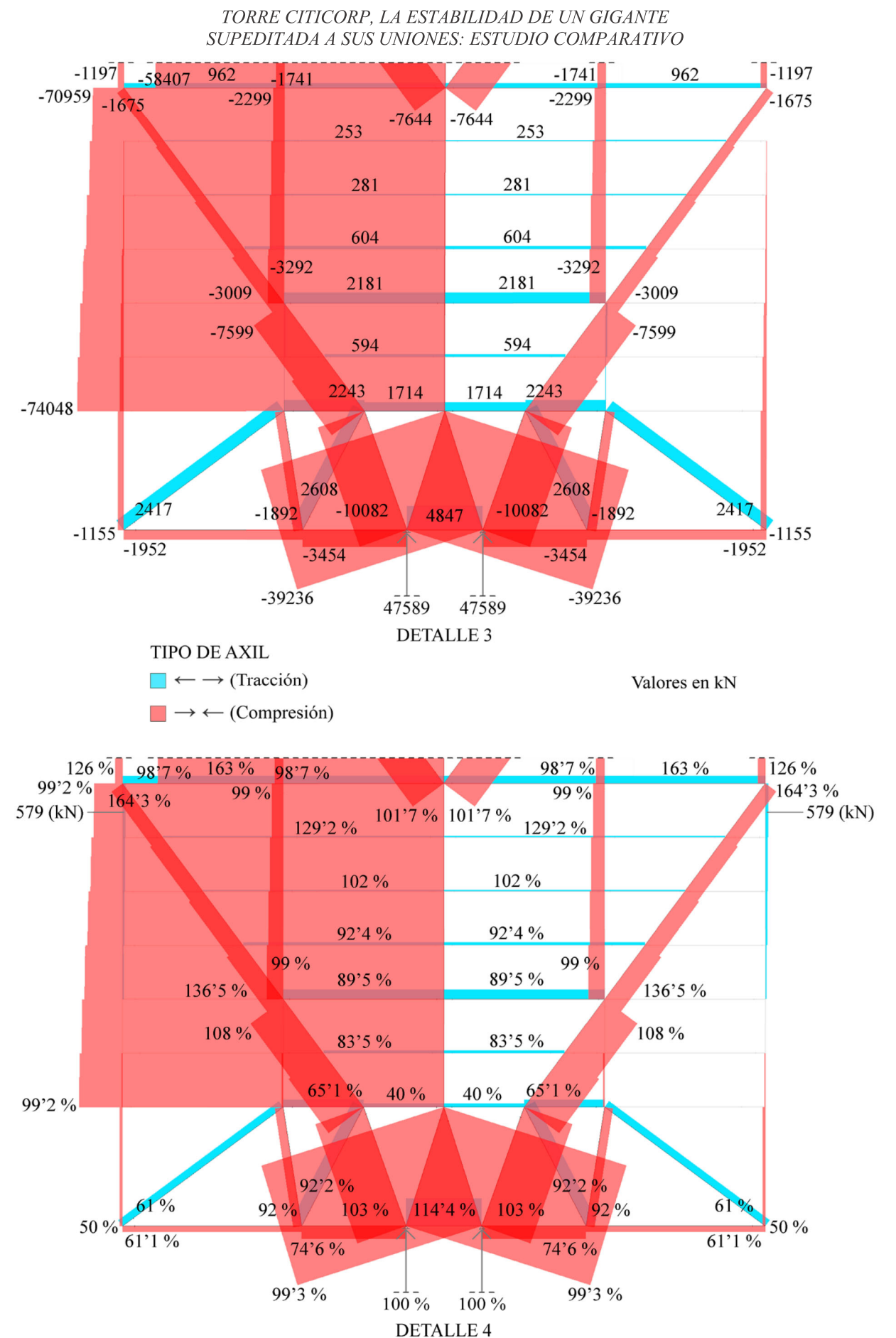


Figura 36. Diagramas de axiles en detalle de la transición estructural del alzado representativo, con (detalle 3) y sin (detalle 4) interrupción de pilares laterales. En el modelo inferior, se indican los porcentajes del valor de sus axiles con respecto al modelo superior.

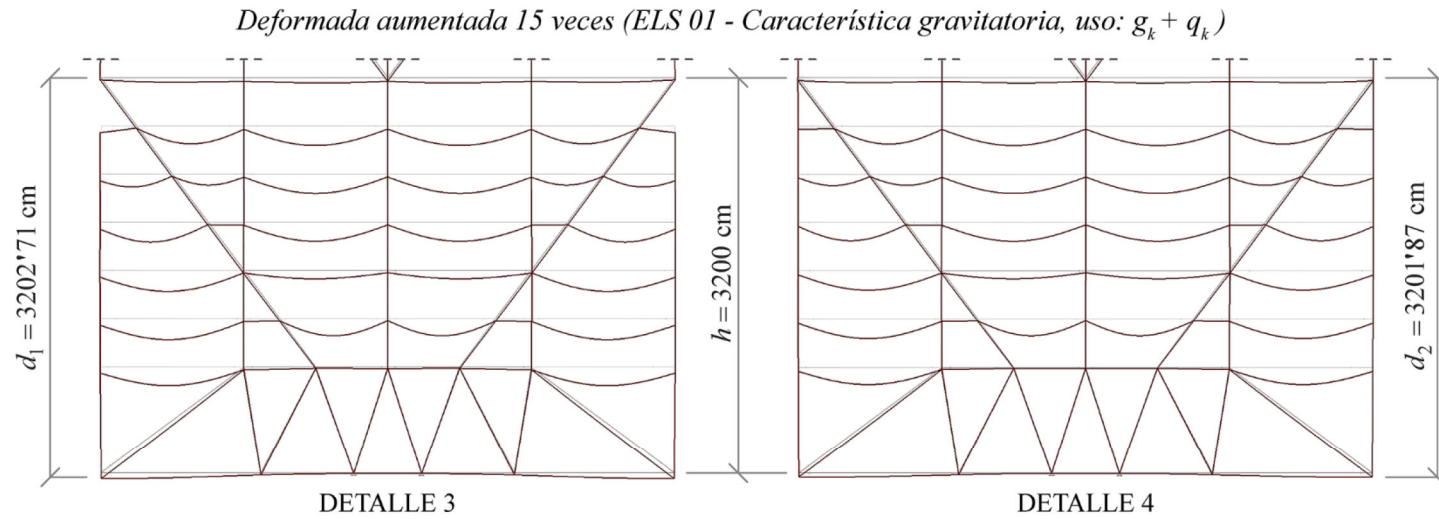


Figura 37. Deformadas de la transición estructural del alzado representativo con (detalle 3) y sin (detalle 4) interrupción de pilares laterales. Se observa un descenso mayor de los nudos perimetrales en el modelo con interrupción de pilares.

En el modelo con interrupción de pilares, los soportes laterales del módulo estructural más próximo a la transición (cercha inferior), están solicitados de forma similar a los de los demás módulos. Los esfuerzos que transmiten a la cercha, traccionan sus diagonales laterales y su cordón superior y comprimen su cordón inferior en mayor medida que en el modelo sin interrupción de pilares. Esta diferencia se debe a la continuidad de los soportes perimetrales en el segundo modelo, que permite conectar directamente los voladizos de las esquinas al chevrón superior, de gran rigidez. De esta forma, se modifica el camino de las cargas gravitatorias en los soportes laterales del segundo modelo (detalle 4) respecto al primero (detalle 3).

Al observar el detalle 4, se aprecian tracciones en los soportes laterales de las cinco plantas inferiores a la viga superior del chevrón, debido a que, al no deformarse éste apenas, impide gran parte de la deformación descendente de los voladizos, generando las tracciones en los pilares. Esta menor deformación descendente de las esquinas, tracciona y comprime menos las diagonales laterales y los cordones superior e inferior de la transición estructural. El resto de diagonales de la cercha inferior, se solicitan de forma similar en ambos modelos, al canalizar los esfuerzos trasladados por el chevrón superior y el soporte central.

Por lo tanto, podemos deducir que la inclusión de los pilares en la última planta de este módulo estructural, es determinante para invertir las solicitaciones a axil en los soportes laterales y reducir los esfuerzos perimetrales en la transición, al disminuir su flecha máxima un 31 % respecto al modelo con interrupción de pilares laterales.

$$f_1 = d_1 - h = 2'71 \text{ cm}$$

$$f_2 = d_2 - h = 1'87 \text{ cm}$$

$$\frac{f_2}{f_1} = \frac{1'87}{2'71} = 0'69 \rightarrow f_2 = 0'69 \cdot f_1$$

**- Análisis a momento flector de ambos modelos:**

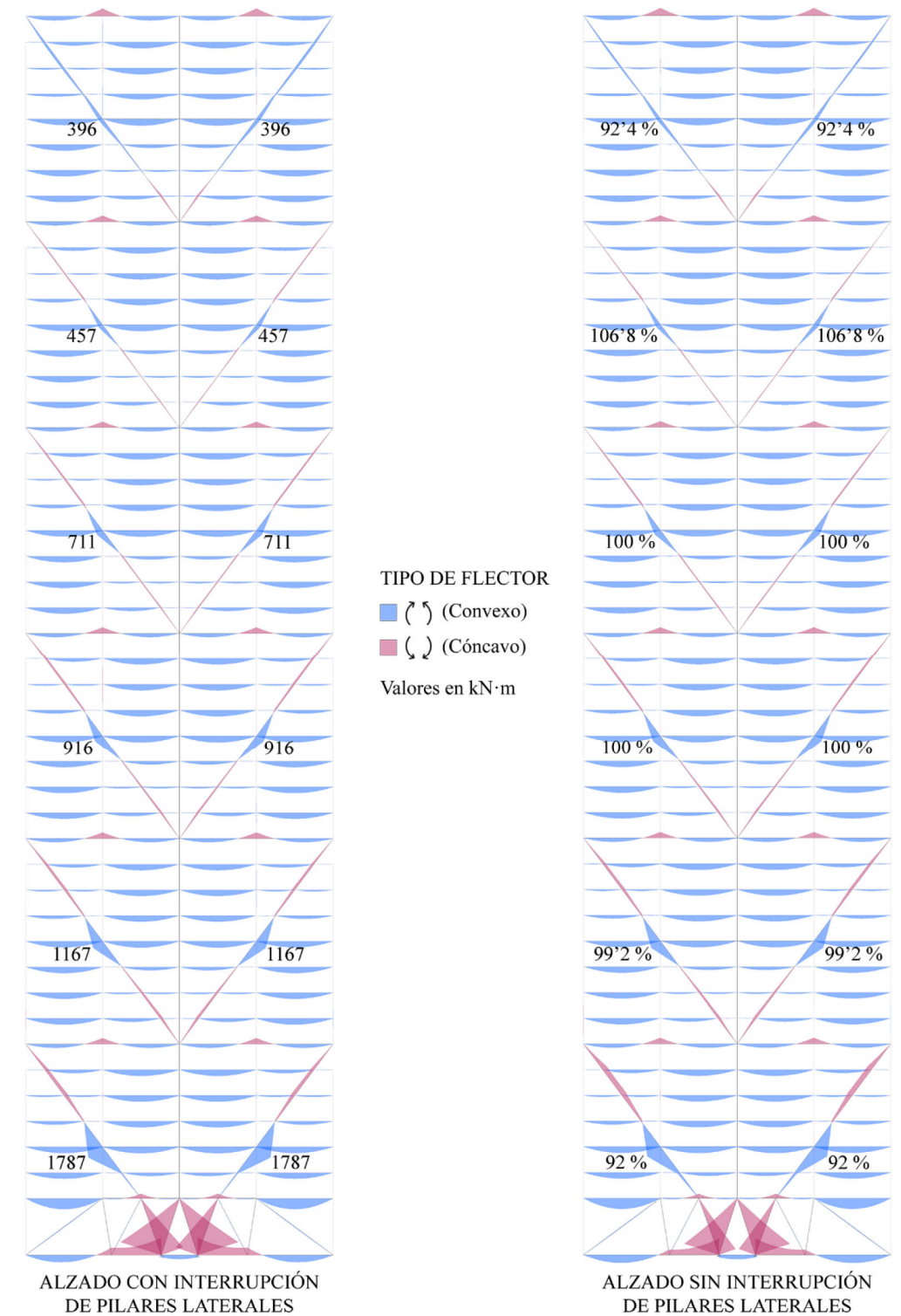


Figura 38. Diagramas de momentos flectores del alzado representativo con y sin interrupción de pilares laterales. En el modelo de la derecha, se indican los porcentajes del valor de sus flectores con respecto al modelo de la izquierda. Los diagramas de flectores de ambos modelos tienen variaciones apenas perceptibles, solicitándose ambas estructuras de forma muy similar. En los encuentros de los chevrones con los soportes intermedios se aprecian picos del flector, esto se debe a la deformación de la diagonal al absorber las cargas que le transmiten los pilares intermedios superiores. También se observa una mayor sollicitación en la transición estructural del modelo con interrupción de pilares, debido a su mayor flecha.



### Combinación de acciones a ELU - Persistente: viento ( $1'35 \cdot g_k + 1'5 \cdot F_V + 1'05 \cdot q_k$ )

Se decide adoptar la combinación de acciones más desfavorable a viento, empleando las fuerzas originales para potenciar los efectos provocados en la estructura. De esta forma, se obtiene una percepción aumentada artificialmente del comportamiento del modelo plano, lo que permite conocer más detalles de su respuesta ante el viento.

#### - Relación curvatura-desplazamiento entre soportes intermedios y laterales:

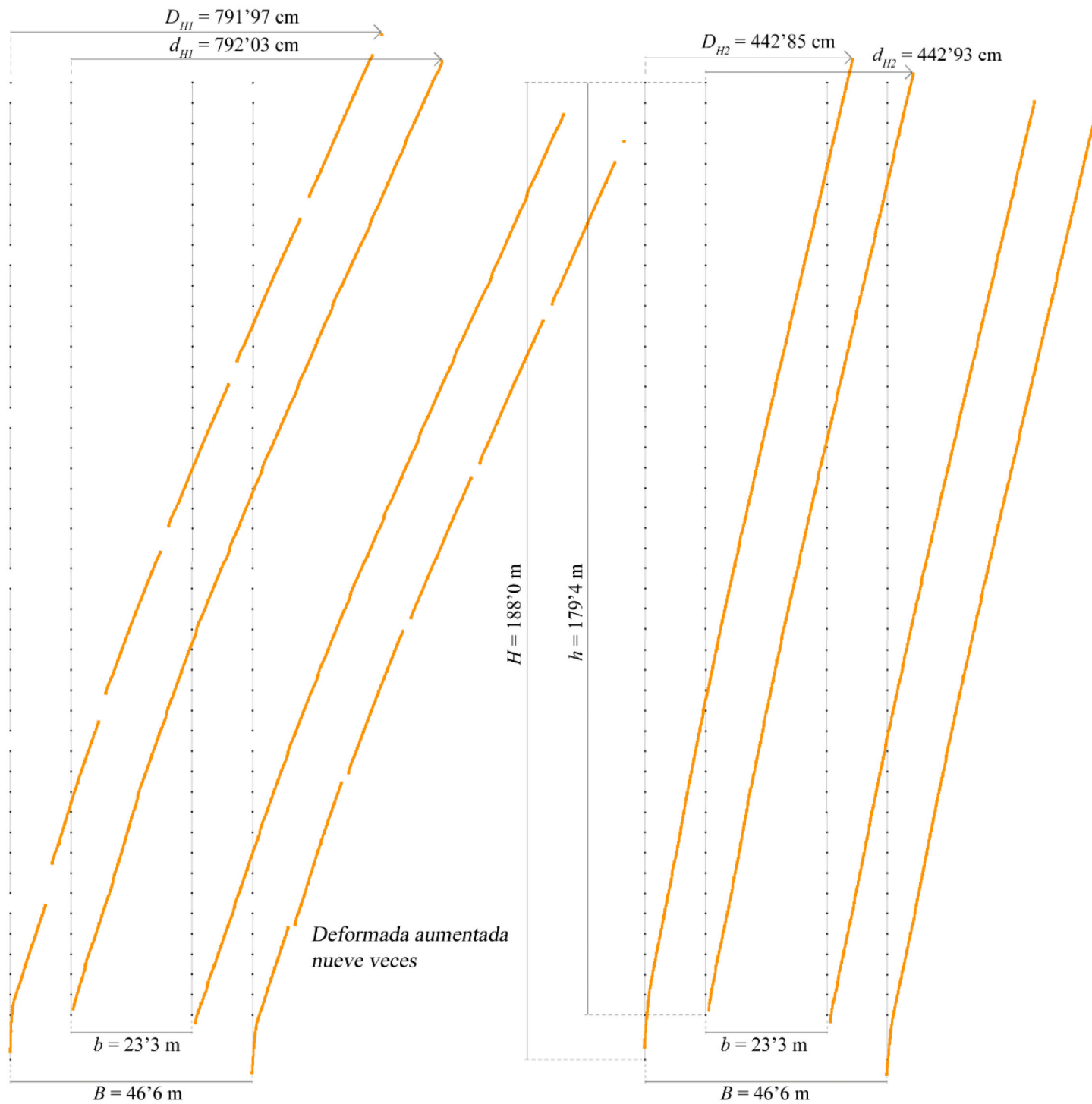


Figura 39. Deformadas a viento de los soportes intermedios y exteriores del alzado representativo, con (izquierda) y sin (derecha) interrupción de pilares laterales.

Se puede considerar el edificio como una gran viga en ménsula, para estudiar su deformación en relación a su curvatura mediante el principio de pequeñas deformaciones. Consideramos las siguientes propiedades:

- El desplazamiento horizontal  $[D_H]$  es mucho menor al radio de curvatura  $[R]$ .
- Al darse un ángulo de giro  $[\varphi]$  menor a  $10^\circ$ , se considera  $tg(\varphi) \approx \varphi$  (en radianes).
- La deformada real se asemeja a una parábola, cumpliendo la propiedad de que la línea tangente en su extremo corta a la vertical por el empotramiento a una distancia  $2 \cdot D_H$ .

Por lo tanto, al hacer una semejanza entre los triángulos obtenidos teniendo en cuenta estas consideraciones, resulta la siguiente fórmula para los pilares laterales:

$$|\kappa| = 2 \cdot \frac{D_H}{H^2} \rightarrow K_H = \frac{|\kappa_1|}{|\kappa_2|} = \frac{D_{H1}}{D_{H2}} = \frac{791'97}{442'85} = 1'79$$

En ella se relaciona «flecha» (entendida como  $[D_H]$ ) y curvatura  $[\kappa]$ , a través de la longitud de la «viga» (entendida como la altura del edificio  $[H]$ ). Conociendo la curvatura, podemos obtener el coeficiente de relación de las mismas en los pilares laterales  $[K_H]$ .

Siguiendo el mismo procedimiento, se emplea la fórmula considerando «viga en ménsula» al par de pilares intermedios:

$$|\kappa| = 2 \cdot \frac{d_H}{h^2} \rightarrow K_h = \frac{|\kappa_3|}{|\kappa_4|} = \frac{d_{H1}}{d_{H2}} = \frac{792'03}{442'93} = 1'79$$

$K_H = K_h = 1'79 \rightarrow$  Esto indica que la deformación en cada modelo, de los pilares intermedios respecto a los exteriores, es muy similar.

Comprobada la deformación unitaria de los alzados, se confirma su funcionamiento macroestructural como una especie de vigas en ménsula con un nudo semirrígido, formado por los apoyos centrales, lo que les provoca un giro inicial a los modelos, desplazándolos en su conjunto. Por lo tanto, no influye la interrupción o no de los soportes perimetrales en esta comparativa.

La relación de las curvaturas de sendos modelos, muestra una mayor rigidez en el alzado sin interrupción de pilares laterales, ya que:

$$|\kappa_{2,4}| = 0'56 \cdot |\kappa_{1,3}| \rightarrow |\kappa_{2,4}| < |\kappa_{1,3}|$$

Esto es lógico, debido a que la rigidez a flexión de las secciones de los pilares laterales introducidos  $[E \cdot I]$ , se suma al conjunto de la vertical. La rigidez se relaciona con la curvatura a través de la siguiente fórmula:

$$\kappa = \frac{M}{E \cdot I} ;$$

donde M es el momento flector y el producto  $[E \cdot I]$  depende del material y la forma de la sección. Por lo tanto, a igual momento flector, si aumenta la rigidez global a flexión, se reduce la curvatura.

- Relación curvatura-flector-desplazamiento en los soportes centrales:

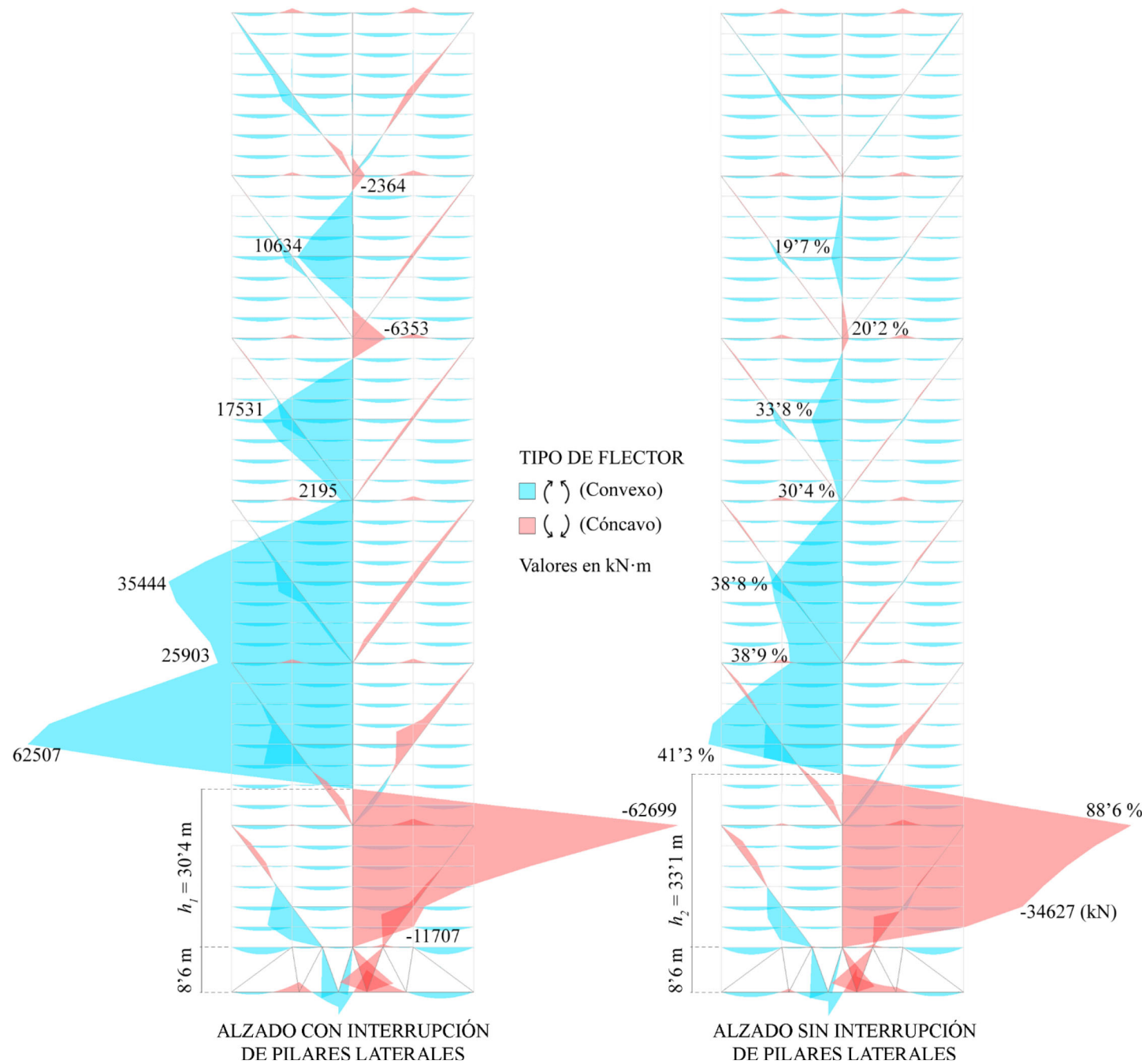


Figura 40. Diagramas de momentos flectores del alzado representativo con y sin interrupción de pilares laterales. En el modelo de la derecha, se indican los porcentajes del valor de sus flectores con respecto al modelo de la izquierda. Se aprecia una reducción notable de las solicitaciones a flector en el modelo sin interrupción de pilares, lo que muestra un mayor comportamiento de ménsula global ( $\downarrow M$ ;  $\uparrow N$ ).

El soporte central absorbe la práctica totalidad de la sollicitación global a momento flector producida por el viento. Los chevrones, que forman el ritmo de módulos estructurales, muestran también un flector significativo, debido a que contribuyen en gran medida a la rigidización lateral de la estructura. Otro elemento importante en los diagramas es la transición estructural, ya que aporta un entramado rígido que reduce la deformación global y transmite las sollicitaciones a los apoyos.

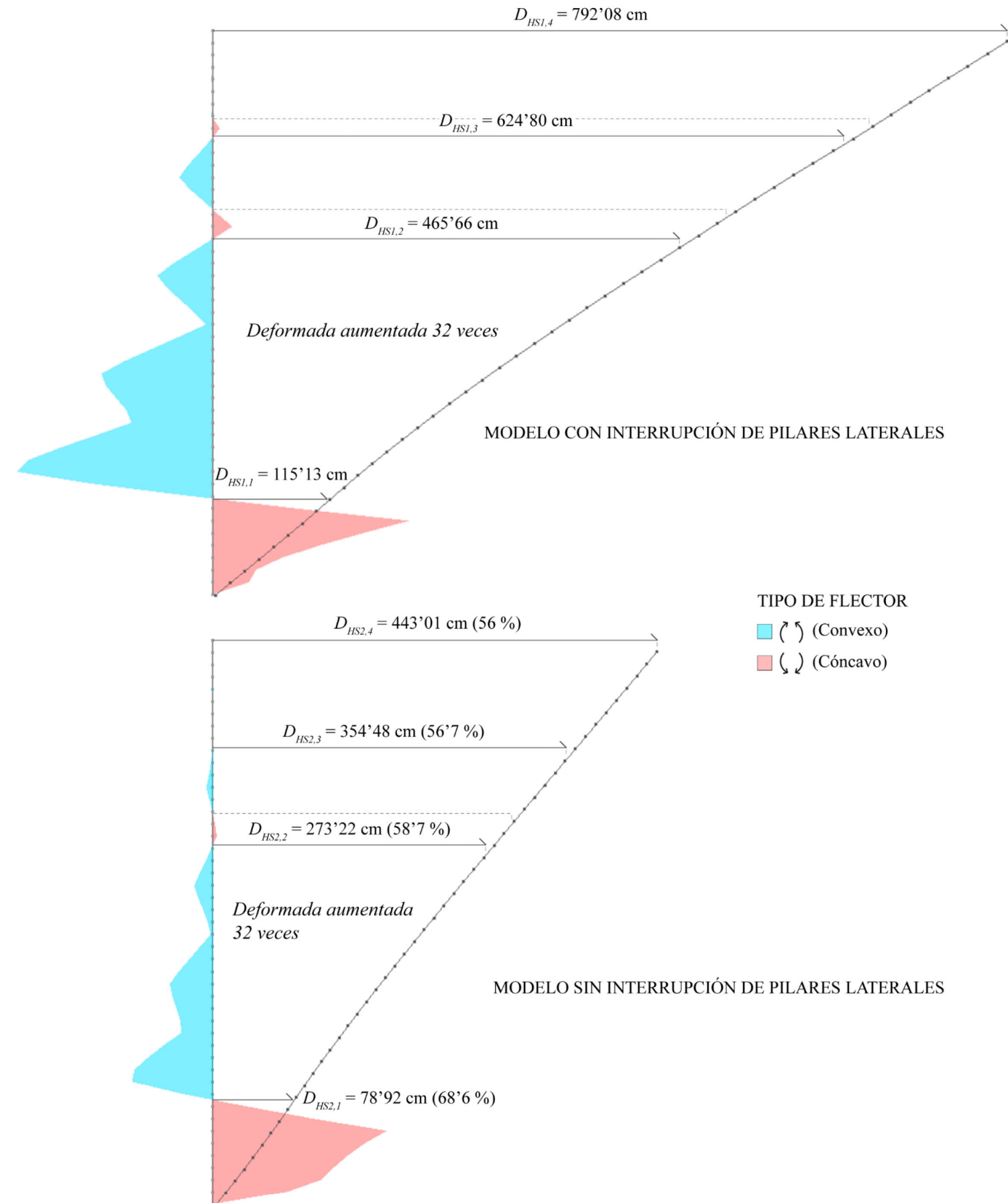


Figura 41. Deformada del soporte central del modelo representativo con y sin interrupción de pilares laterales. Se incluyen los diagramas de momentos flectores. En el modelo inferior, se indican los porcentajes del valor de sus desplazamientos con respecto al modelo superior.

Considerando la fórmula anteriormente citada  $\left(\kappa = \frac{M}{E \cdot I}\right)$ , se observa que, a igual sección y material, la curvatura es directamente proporcional al momento flector. Esto se aprecia notablemente en la figura 41.

En el módulo estructural inferior del modelo, se observa un fenómeno de ménsula de canto variable<sup>1</sup>, debido a la heterogeneidad estructural en ese módulo del alzado, con los voladizos y la cercha inferior de gran rigidez. Estas particularidades, provocan la traslación del inicio del comportamiento, en ménsula «pura», del modelo con interrupción de pilares a la altura de 30'4 metros, desde la base del soporte central. En el modelo sin interrupción de pilares, la traslación es de 33'1 metros desde la base del soporte central. A partir de estas cotas, los modelos tienen un comportamiento razonablemente similar al de una viga en ménsula, hasta llegar a la coronación del cuarto módulo estructural, donde la curvatura vuelve a experimentar un punto de inflexión, debido a que el flector es cada vez menor y permite que aflore la deformación de cortante<sup>2</sup>. Además, conforme se va ganando altura, el flector convexo se reduce periódicamente en ambos modelos en las coronaciones de los chevrones, hasta llegar al segundo punto de inflexión mencionado. Esto se debe a la gran rigidez lateral de los chevrones, que disminuyen drásticamente en su zona de coronación el flector, alterando el esquema de comportamiento habitual de ménsula pura.

La diferencia de alturas entre ambos modelos en el primer punto de flector nulo, se debe a la rigidez que incorporan los pilares laterales añadidos en la 8ª planta de cada módulo estructural del segundo modelo. A mayor rigidez del módulo estructural, mayor altura del punto de inflexión y una reducción más drástica de las solicitaciones a flector en todo el modelo, como se observa al comparar los momentos de ambos alzados a lo largo de su altura.

#### Modelo con interrupción de pilares laterales

$$\text{- Primera reducción de flector convexo} \rightarrow \frac{62507}{25903} = 2'41$$

$$\text{- Segunda reducción de flector convexo} \rightarrow \frac{35444}{2195} = 16'15$$

#### Modelo sin interrupción de pilares laterales

$$\text{- Primera reducción de flector convexo} \rightarrow \frac{25820}{10065} = 2'57$$

$$\text{- Segunda reducción de flector convexo} \rightarrow \frac{13732}{668} = 20'56$$

$$2'41 < 2'57 \quad 16'15 < 20'56$$

<sup>1</sup> La variación del canto de la ménsula la definen las diagonales del chevrón de ese módulo, transmitiendo los esfuerzos a los apoyos centrales, como si de una biela invertida en la transmisión de las cargas de los pilares a un muro se sótano se tratara. Ángulo de bielas: 53° (ángulo de la diagonal del chevrón inferior del modelo respecto a la viga superior de éste).

<sup>2</sup> Mirar figura 31. Tanto el modelo plano, como el modelo tridimensional, experimentan una deformación a viento propia de los sistemas duales.

Esto indica que, al aumentar la altura, las reducciones entre valores de flector convexo son mayores en el modelo sin interrupción de pilares. Además, este modelo está menos solicitado a flector en toda su estructura, por lo que es más eficaz que el modelo con interrupción de pilares ante estos esfuerzos, en la combinación de acciones a ELU persistente, con el viento como carga variable principal.

#### **- Análisis a axil y de la deformada de ambos modelos:**

La inexistencia de pilares en la 8ª planta de cada módulo estructural, libera del axil producido por el viento al perímetro del alzado representativo, trasladando la sollicitación a los soportes intermedios. En cambio, el alzado sin interrupción de pilares laterales, absorbe la sollicitación de axil generada por el viento a través de su perímetro, al haber una continuidad de soportes en toda su altura.

Estos comportamientos diferenciados son lógicos si consideramos los modelos como vigas en ménsula, teniendo el primero 23'3 metros de canto (*b*) y el segundo 46'6 metros (*B*). Al flectar ante la acción del viento, la fibra superior a barlovento es la más traccionada y la fibra inferior a sotavento la más comprimida.

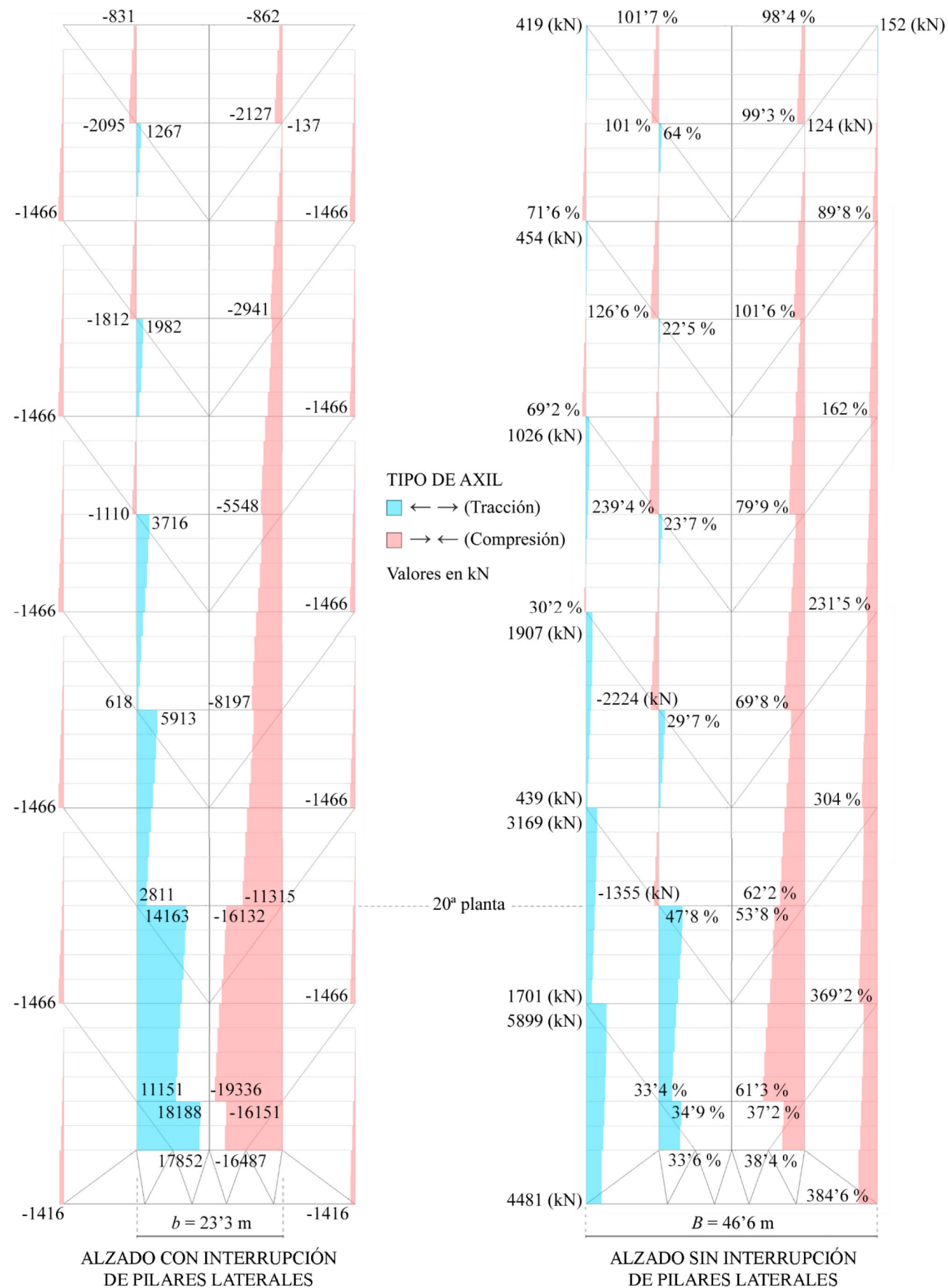


Figura 42. Diagramas de axiles de los pilares intermedios y exteriores del alzado representativo, con y sin interrupción de pilares laterales. En el modelo de la derecha, se indican los porcentajes del valor de sus axiles con respecto al modelo de la izquierda.

En la 20ª planta, se produce un salto cuantitativo notable en el valor del axil. Esto se debe a la mayor curvatura apreciada en la base de los modelos<sup>3</sup>, que aumenta la deformación y, con ello, las solicitaciones de compresión o tracción según corresponda. La rigidez que posee la transición estructural favorece ese incremento de curvatura, puesto que, al no girar de forma similar al resto del modelo, actúa como un semiempotramiento que acentúa la curvatura en los soportes de los módulos próximos a la base, con el consecuente incremento de la deformación en éstos.

RELACIÓN ENTRE FLECHAS MÁXIMAS EN MÉNSULAS DE SECCIÓN RECTANGULAR (MODELOS IDEALES)

Modelo con interrupción de pilares laterales

$$f_{máx_1} = \frac{q_V \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I_1} ; I_1 = \frac{L \cdot b^3}{12} \rightarrow f_{máx_1} = \frac{2}{3} \cdot \frac{q_V \cdot L^3}{E \cdot b^3}$$

Modelo sin interrupción de pilares laterales

$$f_{máx_2} = \frac{q_V \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I_2} ; I_2 = \frac{L \cdot (2 \cdot b)^3}{12} \rightarrow f_{máx_2} = \frac{3}{16} \cdot \frac{q_V \cdot L^3}{E \cdot b^3}$$

Relación entre flechas máximas:  $\frac{f_{máx_1}}{f_{máx_2}} = 3.56$

Este coeficiente indica que la ménsula que representa al alzado con interrupción de pilares laterales, al poseer la mitad del canto efectivo de la ménsula que equivale al alzado sin interrupción de pilares y la misma longitud, material y carga de viento, experimenta una flecha 3.56 veces mayor, lo que se corrobora en la figura 43, obviando las diferencias por la idealización de los modelos para este cálculo.

En los alzados de análisis (figura 43), la proporción real entre flechas máximas es:

$$\frac{f_{máx_1}}{f_{máx_2}} = \frac{792.03}{442.85} = 1.79 \rightarrow \frac{f_{máx_1}}{f_{máx_2}} \approx \frac{B}{b}$$

<sup>3</sup> Mirar figuras 41 y 43.

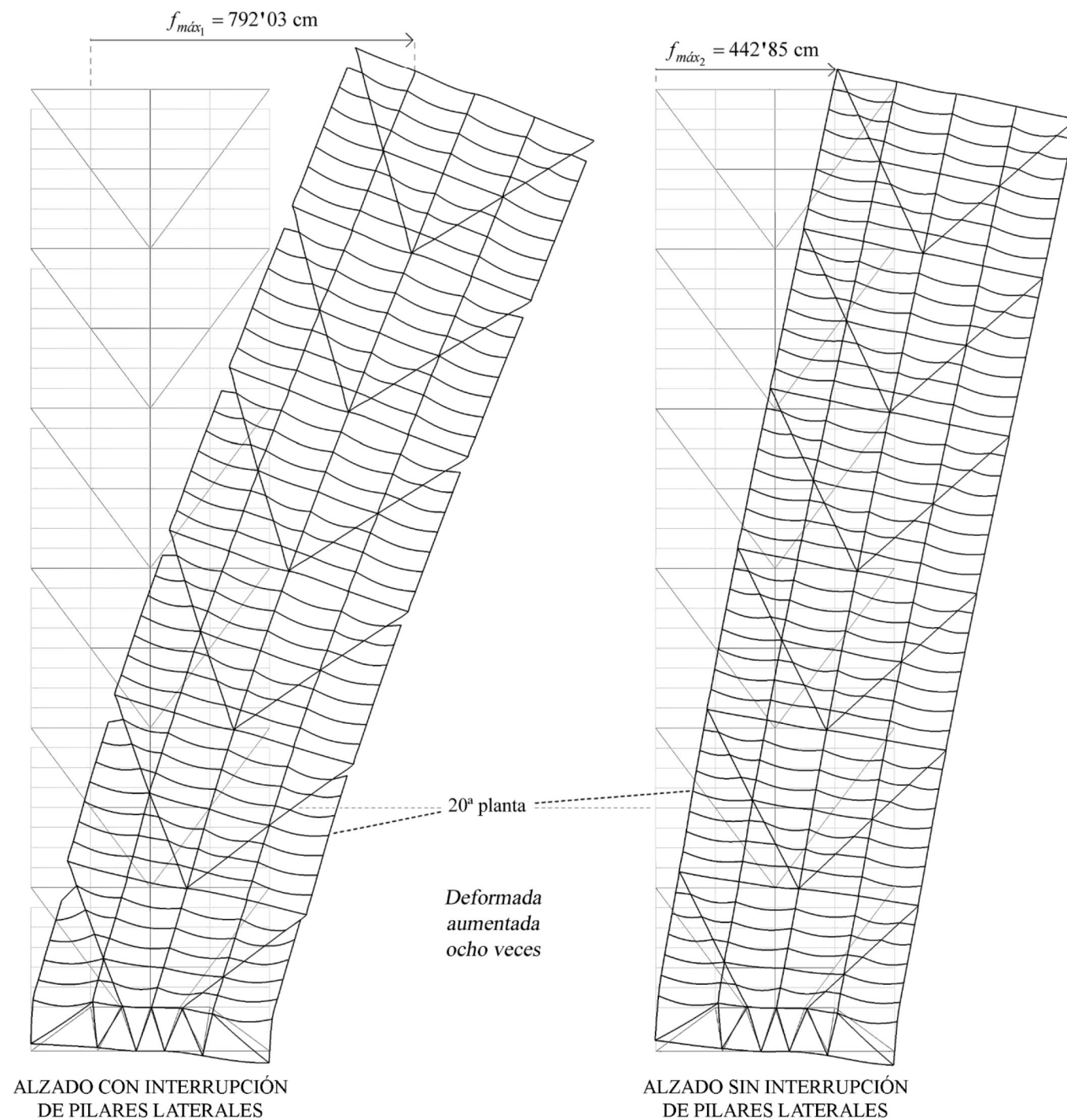


Figura 43. Deformadas a viento del alzado representativo con y sin interrupción de pilares laterales. En el módulo inferior, se aprecia la heterogeneidad estructural a la que se hizo referencia en el subapartado «Relación curvatura-flector-desplazamiento en los soportes centrales», con la cercha inferior, los apoyos centrales, los voladizos y las diagonales de los chevrones junto a sus vigas interiores. Las bielas de transmisión de esfuerzos estarían formadas por las diagonales de los chevrones de los módulos estructurales inferiores.

Puede concluirse que, el modelo con interrupción de pilares laterales, es mucho más eficaz liberando las esquinas de esfuerzos axiales ante cargas de viento. Aunque, para ello, se sacrifica la deformada global del modelo, con una flecha máxima 1'79 veces mayor a la del modelo sin interrupción de pilares laterales.

## Conclusiones

A principios de la década de 1970, se realizó el diseño y el cálculo del alzado estructural de la torre del Centro Citicorp, con la tecnología disponible en ese momento. Parece lógico pensar que los ingenieros, ante la falta de programas de cálculo estructural, quisieran asegurar la interrupción de las cargas en los soportes laterales, eliminando los pilares de la 8ª planta de cada módulo estructural. Sin embargo, como se ha demostrado en este análisis, la transmisión de los esfuerzos no depende tanto de esa interrupción como de la rigidez relativa entre los elementos estructurales, algo evidenciado con las elevadas rigideces de los chevrones, el soporte central y la transición estructural.

Por lo tanto, podría concluirse que, introduciendo pilares en la 8ª planta de cada módulo del modelo original, el funcionamiento macroestructural comparado, entre el alzado con interrupción de pilares laterales y el alzado sin interrupción, sería el siguiente:

En la hipótesis a carga gravitatoria, ambos modelos se comportan de forma casi idéntica, con leves variaciones en el valor de las solicitaciones, siendo la transición estructural el elemento más destacado en esas variaciones. Los laterales de la misma están algo más solicitados en el modelo con interrupción de pilares, siendo la deformación vertical en sus voladizos, en el modelo que incluye soportes en la 8ª planta de cada módulo estructural, un 31% menor.

En la hipótesis de viento, el ancho efectivo para absorber el empuje horizontal de las cargas, es dos veces mayor en el modelo sin interrupción de pilares laterales, repartiéndose en éste las solicitaciones de forma más equitativa entre los distintos soportes (centrales, intermedios y laterales). Esto reduce significativamente las solicitaciones a flector en el soporte central, respecto al alzado con interrupción de pilares; también disminuye en un 44 % el desplazamiento horizontal máximo en coronación, respecto al modelo con interrupción de pilares.

Al hacer el resumen comparado, el modelo con pilares en la 8ª planta de cada módulo estructural se muestra más solvente y eficaz, aunque no libera los laterales tan radicalmente como el modelo original (con interrupción de pilares). No obstante, las solicitaciones que transmite a su perímetro, son fácilmente asumibles y no condicionan la ubicación central de los apoyos en la base para liberar las esquinas, premisa fundamental del proyecto del Centro Citicorp.

## BIBLIOGRAFÍA

### Figuras

- FIGURA 1. Plano obtenido del artículo de HELLMAN, Peter: «How they assembled the most expensive block in New York's history», New York Magazine, 1974, p. 33.
- FIGURA 2. Imagen modificada: FRIEDMAN, Dan [póster] «Citicorp Center 3», 1975.
- FIGURA 3. Imagen modificada: SAKS, Arnold [póster] «The World of Otis. Citicorp Building, New York City», 1981.
- FIGURA 4. Fotografía de MCGRATH, Norman.
- FIGURA 5. Fotografía de JACOBY, Edward.
- FIGURA 6. Plano modificado, obtenido de la publicación: «Centro Citicorp, Nueva York - EE. UU.», Informes de la Construcción, vol. 32, nº 313, septiembre de 1979, p. 13.
- FIGURAS 7 y 8. Croquis obtenidos de la publicación: «Engineering for architecture», Architectural Record, agosto de 1976, p. 68.
- FIGURA 9. Imagen modificada: FRIEDMAN, Dan [póster] «Citicorp Center 1», 1975.
- FIGURAS 10, 11, 12 y 13. Imágenes obtenidas de la publicación: «Engineering for architecture», Architectural Record, agosto de 1976, pp. 70-71.
- FIGURAS 14 y 15. Fotografías obtenidas de la página web: [https://www.lemessurier.com/citigroup\\_center](https://www.lemessurier.com/citigroup_center)
- FIGURAS 16 y 17. Capturas realizadas a los planos originales cedidos por LeMessurier Consultants.
- FIGURAS 18 a 43. Elaboración propia.

### Revistas y publicaciones

- «Engineering for architecture», Architectural Record, agosto de 1976, pp. 65-71.
- MILDRED, Schmertz: «Citicorp Center: if you don't like its crown look at its base», Architectural Record, junio de 1978, pp. 107-116.
- «This high-rise hardly sways», Business Week, noviembre de 1977, pp. 84 G-84 I.
- GOLDSTEIN, Stanley / RUBIN, Robert: «Engineering ethics», Civil Engineering, octubre de 1996, pp. 40-44.
- «Centro Citicorp, Nueva York - EE. UU.», Informes de la Construcción, vol. 32, nº 313, septiembre de 1979, pp. 9-16.
- «Legs centered under each face carry diagonally braced tower», Engineering News-Record, junio de 1976.
- GUISE, David. *Design and Technology in Architecture*, «Citicorp Tower», 1985, pp. 156-163.

- MEHLMAN, Robert: «Elevating the urban environment», Industrial Design, mayo de 1977, pp. 42-48.
- HELLMAN, Peter: «How they assembled the most expensive block in New York's history», New York Magazine, 1974, pp. 31-37.
- «At the core of the Apple», Progressive Architecture, diciembre de 1978, pp. 54-58.

### Webgrafía

- [https://elpais.com/elpais/2019/10/02/icon\\_design/1570041356\\_078765.html](https://elpais.com/elpais/2019/10/02/icon_design/1570041356_078765.html)
- <https://estructurando.net/2016/10/18/citicorp-center-el-rascacielos-que-pudo-colapsar/>
- [https://www.lemessurier.com/citigroup\\_center](https://www.lemessurier.com/citigroup_center)

### Planimetría base

- 84 planos de ejecución de la estructura del complejo edificado del Centro Citicorp, cedidos por HENIGE, Richard, vicedirector de la consultoría de ingeniería LeMessurier Consultants.

### Programa de cálculo estructural

- Architrave 2019, v2.12. Desarrollado por ALONSO ÁVALOS, José Miguel / ALONSO DURÁ, Adolfo / GÓMEZ MARTÍNEZ, Fernando / LOZANO LLORET, Pau / PÉREZ GARCÍA, Agustín. Página web: [www.architrave.es](http://www.architrave.es)

### Normativa

- Código Técnico de la Edificación (CTE), Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE).
- Eurocódigo 8, parte 1 (EC 8-1).