

T.F.G. del Grado en Fundamentos de Arquitectura de la US



Universidad de Sevilla (US)

Escuela Técnica Superior de Arquitectura (ETSA)

Título del trabajo:

**DOS EDIFICIOS DE GRAN ALTURA EMBLEMÁTICOS DE LA
CD. DE MÉXICO: “TORRE LATINOAMERICANA Y TORRE
EJECUTIVA PEMEX”.**

Tutores:

José Sánchez Sánchez (ETSAS) / Mario Carmona y Pardo (UNAM)

Autor:

Juan Rafael Camargo García

Curso académico:

5º (Décimo semestre)

Año académico:

2014 / 2015

ÍNDICE

1. OBJETIVO Y JUSTIFICACIÓN	3
1.1 Motivación	3
1.2 Justificación y delimitación	3
2. METODOLOGÍA	4
2.1 Planteamiento general del trabajo	4
3. ESTADO DE LA CUESTIÓN	5
3.1 Evolución histórica	5
3.2 Actualidad	7
3.3 Marco normativo	9
3.4 Evolución histórica de los edificios de estudio	10
3.4.1 Torre Latinoamericana	10
3.4.2 Torre Ejecutiva Pemex	17
4. ANÁLISIS DEL MODELO	23
4.1 Estudio de antecedentes	23
4.1.1 Casos afines a la Torre Latinoamericana	23
4.1.2 Casos afines a la Torre Ejecutiva Pemex	27
4.2 Cálculo de acciones en la edificación	31
4.2.1 Hipótesis simples	32
4.2.2 Combinaciones de hipótesis	37
4.2.2.1 ELU Capacidad portante de la estructura	38
4.2.2.2 ELS Aptitud de servicio de la estructura	39
4.2.2.3 Envoltente de esfuerzos	40
4.3 Predimensionado de elementos estructurales	41
4.3.1 Elementos de la torre Latinoamericana	41
4.3.2 Elementos de la torre ejecutiva Pemex	46
4.4 Discretización del modelo de cálculo por elementos finitos	50
4.4.1 Adaptación de modelos 3D para el cálculo estructural MEF	50
4.4.2 Pre-proceso: Introducción del modelo de cálculo en SAP	51
4.4.2.1 Vínculos internos y coacciones externas	52
4.4.2.2 Materiales y secciones	53
4.5 Asignación de cargas y combinaciones de hipótesis	56

4.6 Post-Proceso: cálculo del modelo y análisis global de resultados para la Torre Latinoamericana	60
4.6.1 Verificación de modos/periodos de vibración	61
4.6.2 Verificación de deformaciones para ELS	61
4.6.3 Análisis de esfuerzos en barras	63
4.7 Post-Proceso: cálculo del modelo y análisis global de resultados para la Torre Ejecutiva Pemex	66
4.7.1 Verificación de modos/periodos de vibración	68
4.7.2 Verificación de deformaciones para ELS	69
4.7.3 Análisis de esfuerzos en barras	73
5. CONCLUSIONES	75
6. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	76
7. BIBLIOGRAFÍA	76
* ANEXO: Planos de ambos edificios	

1. OBJETIVO Y JUSTIFICACIÓN

1.1 Motivación

La elección del tema surge a partir de la situación académica concreta en la que me encuentro en el tiempo abarcado por el segundo cuatrimestre del quinto curso académico del Grado en Fundamentos de Arquitectura; manteniéndome pues en un periodo de intercambio académico en la Universidad Autónoma de México (UNAM) en el Distrito Federal.

En este lapso de tiempo pude comprender las adversidades que supone habitar en una de las ciudades más pobladas del planeta, donde la superpoblación ha generado innumerables contratiempos que minan el bienestar de sus ciudadanos entre los cuales destaca el desbordamiento de los transportes públicos, la escasez de recursos sanitarios, así como el abastecimiento de agua potable y de alimentos. En el campo de la edificación esta situación ha generado la autoconstrucción de viviendas; dando pie a enormes extensiones sin control de casas unifamiliares de una o dos plantas que carecen de servicios públicos a los que conectarse para satisfacer las necesidades básicas.

En consecuencia me parece relevante el planteamiento, por parte de muchos estudios de arquitectura, de una estrategia que ayude a aumentar la densidad edificatoria de la ciudad a través de edificios de gran altura con el fin de mejorar las condiciones de vida en la ciudad. Es por ello que me resultaba importante investigar acerca de las características de estas construcciones de gran altura, así como su comportamiento en lugares geológicamente tan concretos como la Ciudad de México por medio del estudio de dos rascacielos emblemáticos de la ciudad como son la “torre latinoamericana” y la “torre ejecutiva Pemex”.

Por otra parte pienso que es un campo de estudio muy fructífero debido a la complejidad y variabilidad de estas construcciones en las que se emplean gran cantidad de recursos y multitud de técnicos cualificados en temas concretos del proceso constructivo, lo cual abre la puerta a la especialización en uno de ellos.

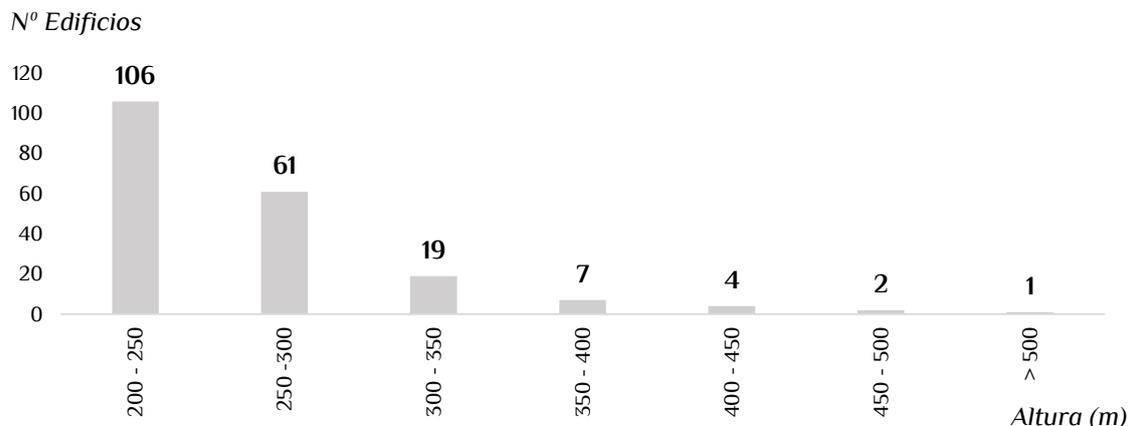
Asimismo es un tipo de construcción que no se suele abordar en las escuelas de arquitectura y que indudablemente aporta una perspectiva distinta del campo de la edificación para el arquitecto.

1.2 Justificación y delimitación

El uso de nuevas herramientas, el aprendizaje de tipologías constructivas así como el empleo de softwares específicos para la simulación y estudio de los edificios de gran altura (EGA) son varios de los objetivos fundamentales del trabajo.

Se tendrá una delimitación de altura comprendida entre los 100 y 300 metros para el estudio de los edificios nombrados en el trabajo. Esta delimitación es la más razonable si tenemos en cuenta que de los 200 edificios más altos del mundo solo 1

supera los 500 metros, 6 tienen entre 400 y 500 metros , 26 entre 300 y 400, y 167 entre los 200 y 300 metros. Lo vemos resumido a continuación.



Estos datos reflejan que el porcentaje de edificios de gran altura con alturas superiores a los 300 metros es muy reducido si lo comparamos con la totalidad de EGAs; siendo en la mayoría de los casos el intervalo de 100 a 200 metros el más común y en un elevado porcentaje de 200 a 300 m.

Por lo tanto podemos pensar que el intervalo que se ha delimitado es el más rentable y razonable desde el punto de vista económico en la construcción de los EGA, así como para su estudio en el trabajo.

2. METODOLOGÍA

2.1 Planteamiento general del trabajo

El trabajo tiene como objetivo esencial la profundización en el comportamiento de los edificios de gran altura. Para ello se realizará un estudio analítico de dos edificios representativos de la Cd. de México, a partir del conocimiento previo de los mismos en materia histórica y tipológica estructural. Asimismo se elaborará en paralelo un estudio de edificios análogos que nos ayuden a comprender la evolución de las tipologías correspondientes en los dos edificios, así como las técnicas, limitaciones y soluciones adoptadas en referencia al programa y contexto al cual se insertan.

Sin duda alguna el apartado más relevante del trabajo es el correspondiente al análisis del modelo, donde una vez realizado el volcado de datos y planimetrías para la modelización de los edificios en el software SAP2000 podremos evaluar el comportamiento de los modelos, así como la verificación de las hipótesis impuestas bajo el marco normativo que comentaremos más adelante.

Por último, en el apartado de conclusiones se examinarán y compararán con detalle los datos obtenidos previamente de las simulaciones para enunciar las causas de las diferencias y similitudes entre ellos y finalizar el trabajo.

3. ESTADO DE LA CUESTIÓN

3.1 Evolución histórica

Esta descripción tendrá un carácter limitado ya que existen numerosos libros extensos y especializados que tratan exhaustivamente la cuestión. Así pues se indagará únicamente en aquellos hitos (ya sean con edificios o invenciones) relevantes del proceso evolutivo.

Es sabido por todos que desde la antigüedad las construcciones en altura han sido fruto de las necesidades funcionales de defensa, observación o de emisión de señales visuales y acústicas demandadas por un grupo social determinado. Es el caso de construcciones como los campanarios, faros, alminares, etc; siendo su punto más alto aquel que concentraba dicha necesidad funcional a través de una plataforma utilizable a la cual se accedía por medio de escaleras y rampas.

Llama especialmente la atención que en todos los tratados dedicados a los edificios de gran altura se muestre como antecedente de los mismos a la mítica Torre de Babel, como sabemos, motivo de castigo divino a la presunción y soberbia del hombre por pretender con la misma llegar al cielo y salvarse de otros posibles diluvios universales que podrían acontecer en su futuro.



Figura 1. La torre de Babel, de Pieter Bruegel (1563)

Sin embargo (y efectuando un considerable salto temporal) la concepción sobre edificios de gran altura que conocemos en la actualidad, empezó a fraguarse en la segunda mitad del siglo XIX en las ciudades norteamericanas de Chicago y New York, sin lugar a dudas fruto del trabajo realizado por Elisha Graves Otis, que en 1854 creó el ascensor como medio de elevación de personas así como enseres de cualquier tipo, tal y como se muestra en la figura 2 en la cual realiza una demostración de su invención delante de todo el público.

Poco después, al producirse su electrificación en 1887, pudo incorporarse a los edificios con lo que puede afirmarse que la construcción de edificios altos comenzó a finales del siglo XIX, dando la oportunidad de agrupación a la industria en un único lugar donde poder aglutinar todas sus labores.



Figura 2. Otis mostrando su invento en 1854

A partir de la invención del ascensor y unido inequívocamente al avance técnico en las características de los materiales de construcción como el acero y posteriormente el hormigón armado se dio lugar a la lógica constructiva que caracteriza a los edificios de gran altura: el apilamiento de plantas; así como la concepción de las fachadas como elemento no estructural.

Podemos pues, empleando un criterio esencialmente historicista, caracterizar un edificio de gran altura o rascacielos como aquel edificio con más de diez plantas que emplea los ascensores como pieza fundamental de su funcionalidad. Es por ello que el edificio “Home Insurance Building de Chicago” es considerado para muchos críticos el primer rascacielos de la historia.



Figura 3. Home Insurance Building (Chicago 1885)

Para otros muchos expertos más recientes la calificación de edificio de gran altura se estima a partir de una esbeltez igual o superior a cuatro; momento en el cual las fuerzas horizontales comienzan a condicionar de manera palpable el diseño de una estructura.

Paralelamente cabe destacar algunos de los conceptos que han tomado peso en el lenguaje cotidiano de estos edificios como “esbeltez” (mencionado anteriormente) que hace referencia a la relación entre la altura y la base, así como otros tantos provenientes de la cultura anglosajona como “skyline” (línea del horizonte marcada por los edificios) o “downtown” / “city” (centro comercial de la ciudad), los cuales nos familiarizan día a día con este campo de la edificación.

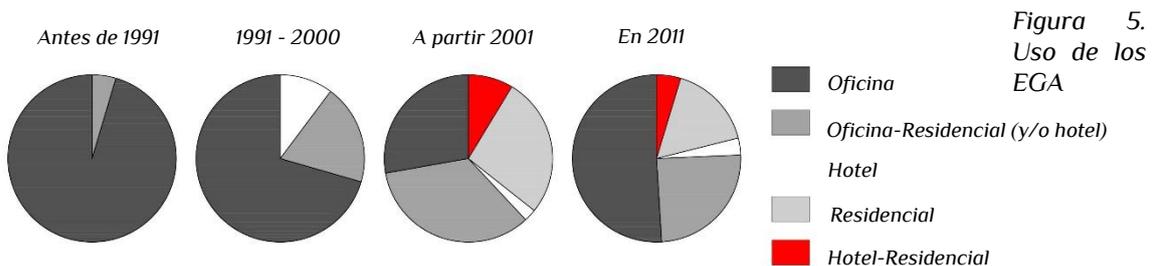


Figura 4.
Skyline de
New York

Qué duda cabe pues de que los tipos actuales han sido fruto de la evolución de la técnica moderna, así como de las nuevas herramientas desarrolladas en este siglo; dando pie a las majestuosas obras que podemos contemplar en las grandes capitales financieras mundiales, corolario del alarde de poder que estas estructuras manifiestan.

3.2 Actualidad

Es difícil vaticinar y dibujar el futuro de los rascacielos en el mundo teniendo en cuenta la exposición de estos edificios a los vaivenes de la actual economía. Sin embargo podemos valorar significativamente su abandono funcional al uso exclusivo de oficinas, ampliando su espectro de uso a hoteles, residencias, centros comerciales, etc., lo cual ha posibilitado el hecho de que se haya producido un incremento en la demanda de los mismos. Queda resumido en los siguientes gráficos.



La globalización ha convertido a muchas zonas del continente asiático como Hong Kong, Kuala Lumpur, Shanghái, así como otras tantas de oriente medio en lugares a la vanguardia en la construcción de edificios de gran altura, motivados por la económica mano de obra y unido al hecho de que en la mayoría de los casos son lugares con la etiqueta de paraísos fiscales, con lo que se han convertido en el punto de establecimiento de las administraciones centrales de grandes corporaciones y multinacionales.



Figura 6. La ciudad de Dubai en oriente medio.

Otro aspecto destacable que se muestra en la figura 7, es un cambio de tendencia en lo que respecta a los materiales utilizados para la construcción de los rascacielos, teniendo una mayor importancia las estructuras de hormigón; apostándose además por el desarrollo de nuevos sistemas de reacción mecánica opuesta a los movimientos denominados TMD (Tuned Mass Damper Sistem), los cuales amortiguan las oscilaciones, así como la optimización de la clásica fachada acristalada para lograr mejorar el comportamiento energético del edificio.

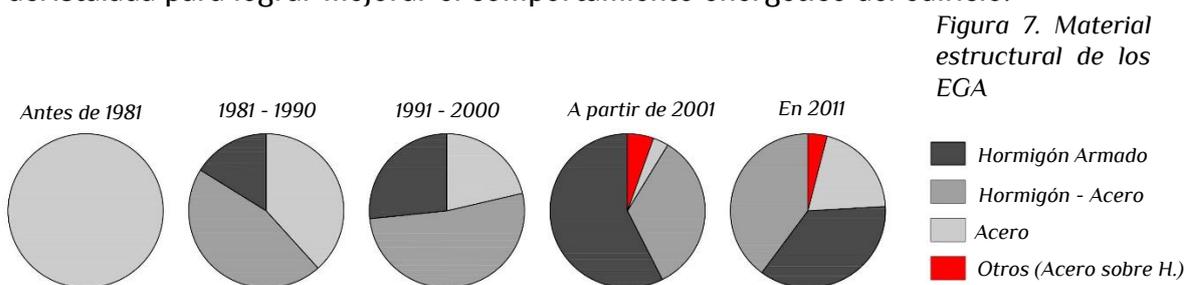


Figura 7. Material estructural de los EGA

Para concluir merece la pena recalcar las últimas actuaciones llevadas a cabo en nuestro país en materia de edificios en altura, que nada tienen que ver con las alturas o concentraciones experimentadas en otros lugares del mundo. Estas últimas actuaciones se han llevado a cabo en Madrid con la construcción de 4 torres de unos 250 metros en un área destinada a labores administrativas y de negocios.

Este tipo de agrupaciones denominadas “domwntown” no son muy reconocibles en nuestro país salvo escasas excepciones como la ciudad de Benidorm en Alicante o la zona Azca de Madrid.



Figura 8. CTBA en Madrid

3.3 Marco normativo

La especificidad de este tipo de construcciones no ha propiciado una normativa diferenciada que aglutine las exigencias mínimas de los edificios de gran altura en un documento propio. Sin embargo dichas exigencias quedan recogidas en los múltiples documentos desarrollados a nivel nacional, europeo o internacional, así como en múltiples guías de diseño que abordan exhaustivamente el tema.

Podemos destacar pues las siguientes normativas diferenciadas en los distintos ámbitos territoriales:

- **Ámbito nacional:**

CTE-DB-AE (Acciones en la Edificación)

CTE-DB-SE (Seguridad Estructural)

CTE-DB-SE-A (Acero)

EHE 08 (Instrucción Española del Hormigón Estructural)

NCSE-02 (Norma de Construcción Sismorresistente)

- **Ámbito Europeo:**

Eurocódigo 1: Acciones sobre las estructuras

Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón

Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero

Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón

- **Ámbito Internacional (México):**

RCDF (Reglamento de Construcciones del Distrito Federal)

3.4 Evolución histórica de los edificios de estudio

3.4.1 Torre Latinoamericana

La Torre Latinoamericana es un rascacielos ubicado en la esquina que forman las calles de Madero y el Eje central Lázaro Cárdenas en el Centro Histórico de la Ciudad de México. Su ubicación céntrica, su altura (188 metros, si se incluye la antena, con 44 pisos) y su historia la han convertido en uno de los edificios más emblemáticos de la Ciudad de México.



Figura 9. La Torre Latinoamericana en la CDMX.

Fue diseñada por el arquitecto Mexicano Augusto H. Álvarez, y ostentó el record de edificio más alto de Latinoamérica hasta 1972 cuando fue superado por el Hotel de México, actualmente el World Trade Center Ciudad de México. Se inauguró como el primer y más grande edificio en el mundo con fachada de vidrio y aluminio.

Además la torre fue el primer rascacielos en construirse en una zona de alto riesgo sísmico, lo cual sirvió de experimento para la cimentación y construcción de futuros edificios en el mundo. Para su construcción se contrató al siguiente grupo de profesionales: el Dr. Leonardo Zeevaert, el Arq. Augusto H. Álvarez y el Arq. Alfonso González Paullada. El inicio de las obras tuvo lugar en febrero de 1948; previamente a ello el Dr. Leonardo Zeevaert elaboró un amplio programa de investigación del subsuelo para conocer la vulnerabilidad sísmica a la que se enfrentaría la torre y así

poder dotar al edificio de un buen aislamiento sísmico para soportar sin problema los movimientos a los cuales sería sometido. El programa consistió en:

- Sondeo con muestras inalteradas hasta 50m, en el sitio del edificio.
- Instalación de piezómetros a 18, 28, 33 y 50m, en el lugar, en la acera y en la Alameda Central.
- Instalaciones de bancos de nivel en el lugar y en la Alameda.



Figura 10. La Torre Latinoamericana vista desde la alameda central.

Tras realizar el estudio, el Dr. Leonardo Zeevaert proyectó una cimentación y estructura que crearía paradigmas en la ingeniería moderna, fruto inequívocamente de las condiciones del subsuelo de la ciudad (fangoso y con consistencia esponjosa). Fue necesario hincar 361 pilotes especialmente diseñados, hasta una profundidad de 33 m para cimentar la torre.

Asimismo se colocó una losa de cimentación que permite que el edificio, literalmente "flote" en el subsuelo, independientemente del soporte que le proporcionan los pilotes. Esta tecnología, original de México, fue la primera de su tipo en el mundo y sigue siendo utilizada por todos los constructores de rascacielos para zonas de alto riesgo sísmico.

Para soportar un peso total de 25.000 toneladas, se construyó una estructura rígida de acero con un peso de 3.200 toneladas; que dan forma a 3 sótanos y a 44 pisos que se elevan a 134 metros, con una superficie de 27.700 metros cuadrados de cristal y 3.200 metros de lámina acanalada de aluminio; la instalación sanitaria por sí sola pesa 50 toneladas y existen más de 4.000 lámparas para iluminación.

La Torre Latinoamericana quedó finalizada a principios de 1956, siendo inaugurada oficialmente el 30 de abril del mismo año. Gran parte de la opinión pública tenía la idea de que representaba un gran peligro porque no podría resistir un terremoto, sin embargo, a menos de un año de haber sido inaugurada sufrió su prueba de fuego el 28 de Julio de 1957 a las 2:44 am, cuando la población de la ciudad capital se despertó

para vivir 90 segundos de terror, por un terremoto que alcanzó 8 grados en la escala de Mercalli, y 7.5 en la escala de Richter, considerado en su momento el movimiento de mayor impacto de cuantos registran los anales sísmicos.



Figura 11. Construcción de la Torre Latinoamericana

La torre ganó prestigio a nivel mundial por este hecho, y gracias a ello recibió el premio del American Institute of Steel Construction, por ser el edificio más alto que jamás haya sido expuesto a una enorme fuerza sísmica, como atestiguan inscripciones en sendas placas en el vestíbulo y mirador del edificio (se estima que durante este suceso la flexión de la estructura fue de 28 cm).



Figura 12. Conmemoración en el vestíbulo de la torre

En 1985 la torre resistió el terremoto del 19 de septiembre, cuya magnitud fue de 8,1 (MW) con epicentro en la costa de Michoacán, y con duración aproximada de poco más de 2 minutos; el 20 de septiembre de 1985 soportó la réplica más grande

de este terremoto, que alcanzó una magnitud de 7,5 (MW), con epicentro cerca de Zihuatanejo, Guerrero.



Figura 13. Estado de la torre tras el terremoto

No es el rascacielos más alto de la Ciudad de México, pero sí uno de los más prestigiosos por haber sido el primero en el mundo en construirse en una zona sísmica y en un suelo fangoso, así como por ser el rascacielos más alto del planeta fuera de Estados Unidos durante varios años tras su construcción.

- *Acerca de la estructura*

Cabe destacar previamente a la descripción del sistema estructural empleado, que la cimentación se resolvió mediante un sistema hidráulico de flotación con pilotes de hormigón recubiertos con funda de acero apoyados en una capa de arena compactada a 33 m de profundidad. Se estimó que dichos pilotes soportarían cargas estáticas de 36 Tn, siendo estas de 50 Tn al implementar el efecto sísmico.

Además la cimentación cuenta con una losa tapa de hormigón armado (que también actúa de encepado para los pilares) de la dimensión del terreno (1.100 m²) y de 13 metros de profundidad. Teniendo en cuenta el peso máximo de 25.000 toneladas del edificio, así como la compensación provocada por la extracción del volumen de tierra correspondiente a las 3 plantas de sótano, los ingenieros evaluaron positivamente el diseño de la cimentación.

Asimismo la cimentación se localizó en el centro del terreno, coincidiendo con el centro de gravedad de las cargas de la torre y también del área de la excavación y de los pilotes.

Figura 14. Procesos constructivos de la cimentación de la torre



FOTO 11. HILERAS DE PILOTES DE APOYO AL CONTRAVIENTO.



FOTO 10. ATAGUÍA MACHIMBRADA DE LA CIMENTACIÓN.

El sistema estructural de la torre se compone principalmente de un sistema de pórticos o marcos rígidos de acero. Esta estructura de acero (remachada) se encuentra reforzada por los forjados de losa maciza de hormigón armado; unidos a su vez a la estructura con conectores especiales; estas losas también fueron reforzadas con varillas diagonales que se pre-tensaron, para aumentar su rigidez en el plano de la losa. Las fachadas quedaron voladas del eje de los pilares 1.50 m y los pretiles se hicieron de hormigón, logrando una mayor rigidez en los forjados.

La ubicación del edificio en una de las zonas con mayor riesgo sísmico acarrea un diseño estructural en que estuviera presente la posibilidad de que ésta estuviera sometida a una deformación máxima aceptable (provocada por un sismo de gran magnitud). Dada esta condición es habitual que los edificios que sufren grandes desplazamientos generen desperfectos en los muros y particiones interiores unidos a la estructura fruto de la flexibilidad o falta de rigidez. Es por eso que la primera condición de cálculo de la torre fue que no tuviese muros ligados a la estructura (ya sean a los ejes de pilares o vigas), considerando pues que los acabados, fachada, particiones interiores, falsos techos, etc., podían diseñarse arquitectónicamente para un desplazamiento entre suelo y falso techo de 1.5 cm sin dañarlos, ya que habitualmente apenas toleran una deformación horizontal de 0.3 cm sin dañarse.

La torre Latinoamericana tiene un diseño simétrico y escalonado disminuyendo su base de 34.40 x 34.40 m a medida que se va subiendo en altura. Esta condición hace que su centro de gravedad se sitúe en un lugar inferior al que le correspondería si su diseño fuese un prisma regular, con lo que hace que sea más estable ante cargas horizontales. En los planos anexos puede observarse una clara simetría en rigideces en los dos ejes ortogonales y una ligera asimetría en masas provocada por la ubicación del núcleo de servicios verticales.

El aspecto exterior del edificio queda constituido por vidrio y aluminio. Las ventanas se conformaron por paneles de 2 cristales de 6mm separados 1 cm con aire seco. Estas hojas quedaron fijas en un marco con un eje central, con pernos centrales,

superior e inferior, de tal manera que todas puedan girar y abrirse. El pretil de hormigón se cubrió en parte con un cristal azul dejando una toma de aire al interior mientras que la otra parte se revistió con una lámina de aluminio. Entre las dos se colocó un canalón para recolectar el agua de lluvia.

- ***Planos estructurales del edificio***

Se muestran de manera adjunta en última parte del trabajo.

- ***Datos resumidos de la torre Latinoamericana***

- **Ubicación geográfica:** Centro Histórico, Cd de México, Av. Madero Esq. Eje Central Lázaro Cárdenas. Delegación Cuauhtémoc, Col. Centro, México DF
- **Propiedad:** Inmobiliaria Torre Latinoamericana S.A. de C.V.
- **Arquitecto:** Proyecto: Arq. Augusto H. Álvarez
- **Proyectista de la estructura:** Ingenieros Adolfo y Leonardo Zeevaert, Dr. Nathan M. Newmark
- **Constructor:** La Latinoamericana, Seguros, S.A.
- **Año de construcción:** 1948 - 1956
- **Uso:** Oficinas, mirador, museos y atracciones turísticas
- **Altura:** 188 m + 8 m (bajo rasante),
- **Nº de plantas:** 44 pisos más antena
- **Dimensiones en planta:** 34.40 x 34.40 m
- **Superficie total:** 1.100 m²
- **Tipología estructural:** Sistema de Pórticos o Marcos Rígidos
- **Materiales estructurales:** Acero
- **Tipo de cimentación:** Pilotes más cajón de compensación (sistemas de flotación combinado con pilotes a 33 m de profundidad)
- **Tipo de forjado:** Losas macizas de hormigón armado
- **Fachada:** Ligera, compuesta de ventanales de vidrio entre los forjados y pretilos de aluminio que cubren el frente de forjado.
- **Otros datos:** El edificio se encuentra en una zona de alta sismicidad (Zona III b RCDF), con un coeficiente sísmico básico ($C=0.45$) y un periodo natural de vibración ($T=3.7$ s). El peso de la estructura de acero es de 116 Kg/m³. La esbeltez es 5.27
- **Singularidades durante el proyecto y/o la construcción:** En años previos al inicio de la construcción se tenía planteado un proyecto para un edificio de menor altura en torno a 26 plantas. A partir de la aprobación del gobierno de la ciudad se pudo ejecutar la torre con los 44 pisos y la antena.

- Referencias:

* <http://zeevwolff.tripod.com/Torre-Latinoamerican/>

* <http://torrelatinoamericana.com.mx/>

* <http://www.scielo.org.mx/scielo>

- Records:

* Obtuvo el premio al edificio más alto fuera de EEUU.

* Edificio más alto de Latinoamérica hasta 1972.

* Primer edificio en el mundo en esa cuya construcción se usó vidrio y aluminio como cerramiento.

* Durante mucho tiempo fue el rascacielos más alto construido en una zona de alto riesgo sísmico.

* Se le considera uno de los rascacielos más seguros del mundo.

- Reporte fotográfico:





3.4.2 Torre Ejecutiva Pemex

En los años sesenta, Petróleos Mexicanos alquilaba un cierto número de edificios, alrededor de 16, donde estaban ubicadas sus oficinas. En aquel tiempo México producía 400.000 barriles de petróleo diarios; en 1975 la producción era de 800.000 barriles, llegando en 1982 a casi 3 millones. Dependencia y personal se multiplicaron, al igual que el manejo de esta riqueza inesperada y, aunque la mayor inversión se hizo en infraestructuras de explotación, era necesario hacer crecer el área de oficinas administrativas.

No se buscó una expresión irracional para el edificio; su volumen, su sencillez geométrica y su amplia proporción, son ópticamente agradables. Basada en módulos cuadrados conserva esa misma base geométrica en las cuatro caras.



Figura 15.
Torre
Ejecutiva
Pemex.

El edificio consta de sótano, planta baja y 50 niveles; tres de ellos destinados a plantas técnicas y uno al helipuerto de evacuación. La planta de baja es, en realidad, un gran espacio de distribución que integra un majestuoso espacio de triple altura. En el núcleo central se localizan los vestíbulos de cada uno de los tres grupos de ascensores de público (seis cubos por cada uno de ellos).



Figura 16.
Vista del
helipuerto.

Estos ascensores son de diferentes recorridos progresivos y su velocidad va de menos a más, sirviendo el primer grupo hasta el piso 18 con velocidad de 2.5 m/s; el siguiente grupo da servicio hasta el piso 34, con una velocidad de 4 m/s y el tercero conduce hasta el piso 44 a 5 m/s. Para los ejecutivos se destinan dos ascensores desde el sótano hasta el piso 44 con velocidad de 7 m/s. Del piso 41 al 48 existen dos ascensores con velocidad de 1 m/s. La torre está dotada además de un ascensor de servicio del sótano hasta el piso 45. Los ascensores de público están resueltos con doble cabina en tándem, lo que permitió una economía de superficie construida del 100%. El edificio puede llenarse o evacuarse por sus 4000 usuarios en 30 minutos.

En los extremos oriente y poniente se localizan las escaleras de emergencia y los baños generales; en el núcleo central existe una escalera principal. Las plantas superiores están destinadas a la dirección general, contando con un salón de consejo de gran presencia por sus dimensiones y doble altura, dotado de cabinas de traducción simultáneas.

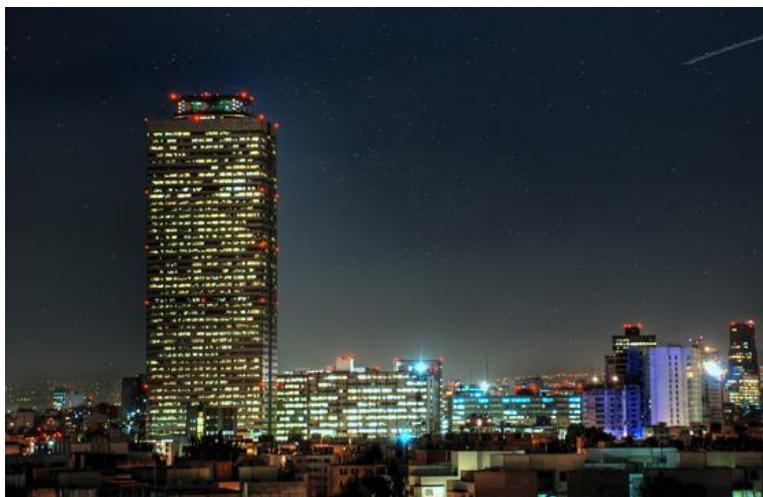


Figura 17.
Vista
nocturna de la
torre.

Para efectos de funcionamiento la torre se proyectó en tres cuerpos:

- Del sótano a la primera planta técnica en el piso 21.
- De este nivel a la siguiente planta técnica en el piso 37
- De este nivel a la azotea

Todos ellos cuentan con el equipo de bombeo correspondiente. Además es considerado un edificio inteligente, estando administrada por el Building Management System (BMS), un sistema inteligente que controla todas las instalaciones y equipos de forma armónica y eficiente para proteger la vida humana de los inquilinos. A este sistema están integrados los sistemas: eléctrico, hidro-sanitario, de elevadores y protección contra incendio y tiene la capacidad de controlar la iluminación del edificio.

El edificio cuenta con los siguientes sistemas:

- Sistema de Generación y distribución de agua helada ahorrador de energía.
- Sistema de Volumen Variable de Aire (Unidades de tratamiento de aire y preparaciones de conductos de alta velocidad en cada nivel de oficinas).
- Sistema de Extracción Sanitarios Generales en cada nivel de oficinas.
- Sistema de ventilación Mecánica de aire automático en aparcamientos.
- Sistema de Extracción Mecánica Cuarto de basura.
- Sistema de Acondicionamiento de Aire automático tipo Mini-Split para cuarto de control, administración, venta y sala de juntas.

En teoría, el edificio puede soportar un sismo de 8.5 en la escala de Richter, una fuerza que podría derrumbar cualquier otro edificio del tamaño de la Torre Pemex.

- ***Acerca de la estructura***

La cimentación se construyó con 164 pilas de 1.06 m de diámetro de hormigón armado, que se amplían cónicamente en su base de apoyo, a 32 m de profundidad. Estas pilas reciben una cimentación de hormigón armado que consta de un muro perimetral y de vigas de gran canto en ambos sentidos, formando una retícula que a su vez, crean las celdas utilizadas como aljibe. Éste aloja, solo para protección contra incendios, dos millones de litros de agua y provee además, independientemente, el volumen necesario para el consumo doméstico.

La estructura es de acero, y su diseño se basa en un sistema de macromarcos (o Sistema de pórticos arriostrados) a 45 grados que, partiendo de los pilares extremos, se ligan a la estructura cada dos niveles. Tanto en el primer forjado, como en la cubierta de azotea, se consideraron triangulaciones horizontales, con lo que se cierra la estructura en forma de paralelepípedo. Esta solución integral de macromarcos

tiene, sísmicamente, un mejor comportamiento que en un proyecto estructural a base de marcos simples convencionales.



Figura 18.
Estructura lateral.

En un edificio de la altura de la torre Pemex, se hizo indispensable conocer el desplazamiento relativo de una planta a otra. Además del diseño estructural convencional con macromarcos, se efectuó el estudio conocido como comportamiento modal en el espacio. El máximo desplazamiento relativo se determinó en 7.5 cm, que sirvió de base para el diseño en detalle de fachadas, muros interiores, escaleras, etc.

Los forjados se construyeron de chapa colaborante y hormigón ligero, ya que era indispensable obtener la mayor ligereza en todo el proyecto.

La fachada se compone de módulos de aluminio con cristal reflejante para disminuir los efectos de la penetración solar. Bajo la previsión de los fenómenos sísmicos de las fachadas, éstas son dinámicas y van provistas de machimbres o muelles que permiten a los módulos desplazarse horizontalmente en cualquier sentido sin chocar entre sí.

Todas las paredes interiores han sido construidas apoyadas en estructuras secundarias ancladas al forjado inferior y que nunca llegan de un forjado a otro, para evitar daños por deformaciones producidas por desplazamientos relativos.

- *Planos estructurales del edificio*

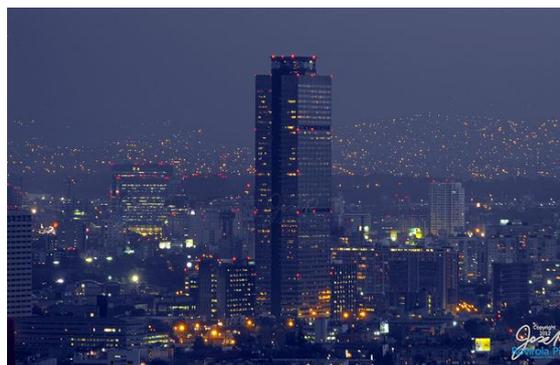
Se muestran de manera adjunta en última parte del trabajo.

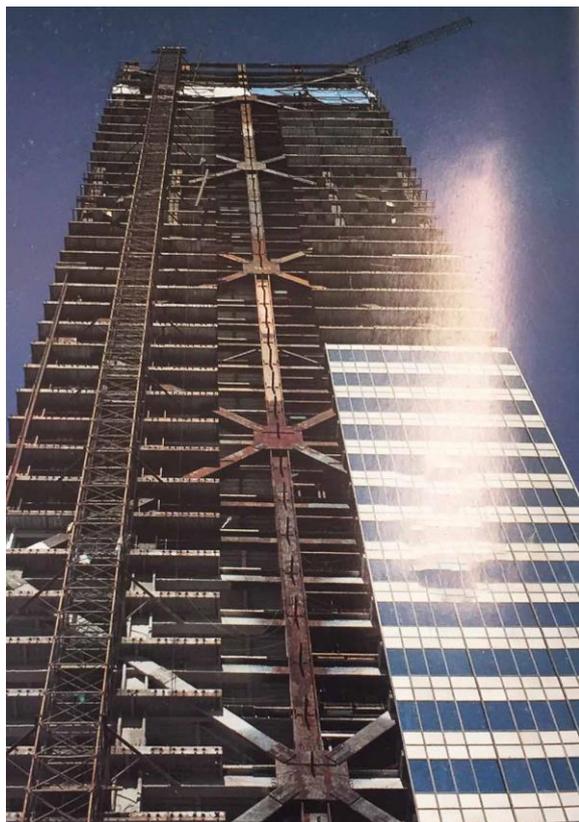
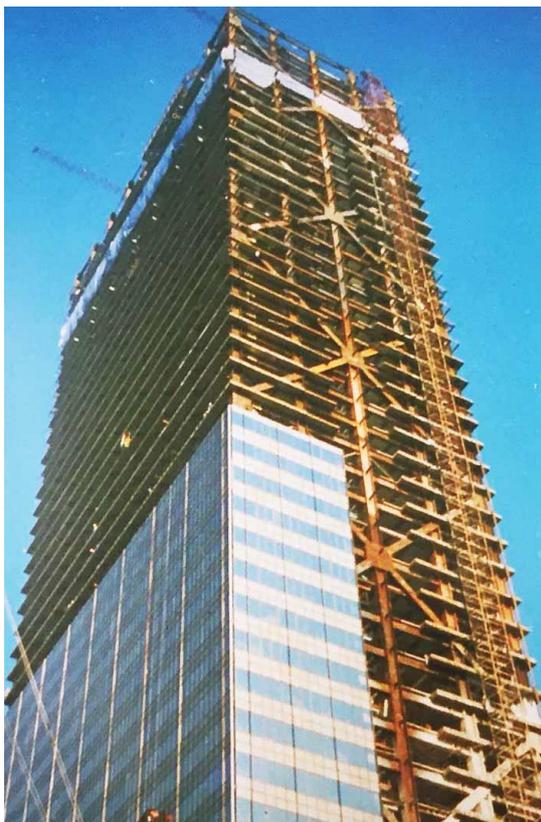
- *Datos resumidos de la torre ejecutiva Pemex*

- **Ubicación geográfica:** Av. Marina Nacional 329 con Bahía de Banderas, Col. Petróleos Mexicanos, Del. Miguel Hidalgo, México DF

- **Propiedad:** Petróleos Mexicanos (PEMEX)

- **Arquitecto:** Proyecto: Arq. Pedro Moctezuma
- **Proyectista de la estructura:** Ingeniero Eduardo Gómez Bustos
- **Constructor:** PEMEX (Petróleos Mexicanos)
- **Año de construcción:** 1980 – 1984
- **Uso:** Oficinas
- **Altura:** 211.32 m (incluyendo el helipuerto)
- **Nº de plantas:** 54
- **Dimensiones en planta:** 70 x 35
- **Superficie total:** 94.600 (construida)
- **Tipología estructural:** Sistema de Pórticos o Marcos Rígidos Arriostrados
- **Materiales estructurales:** Acero
- **Tipo de cimentación:** Pilas de hormigón armado apoyadas a 32 m
- **Tipo de forjado:** Chapa colaborante y hormigón ligero
- **Fachada:** Módulos de aluminio con cristal reflejante
- **Otros datos:**
- **Singularidades durante el proyecto y/o la construcción:** Al principio se pensó en la construcción de dos edificios de 25 niveles cada uno en diversos terrenos, pero finalmente se optó por la construcción de un único edificio de 50 pisos con 2000 m² de área por planta.
- **Referencias:**
 - * <http://quo.mx/noticias/2013/02/01/10-datos-de-la-torre-de-pemex>
 - * <http://www.arqhys.com/construccion/torre-pemex.html>
 - * http://www.edemx.com/citymex/rascacielos/T_PEMEX.html
- **Records:**
 - * Obtuvo el título de edificio más alto de latinoamerica.
- **Reporte fotográfico:**





4. ANÁLISIS DEL MODELO

4.1 Estudio de antecedentes

Se ha realizado una búsqueda de dos edificios análogos para cada uno de los edificios estudiados en el trabajo. Cabe destacar la similitud en cuanto al tipo de sistema estructural empleado, así como cierta proximidad en aspectos de forma, superficie y fecha de construcción.

4.1.1 Casos afines a la Torre Latinoamericana

- Edificio Lever House:



Figura 19.
Edificio
Lever
House

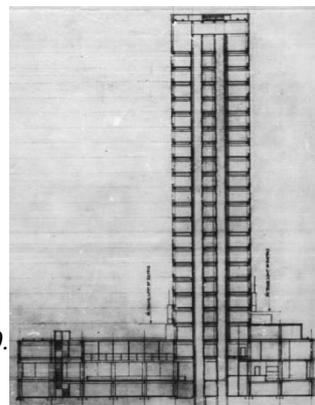


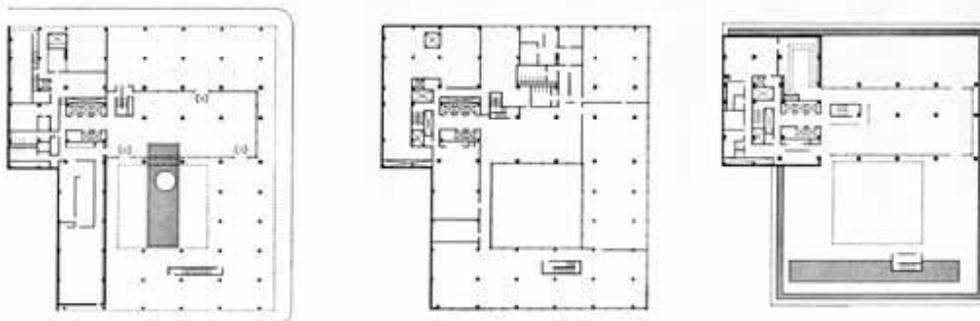
Figura 20.
Esquema
en corte



Figura 21.
Construc
ción

- **Ubicación geográfica:** 390 de Park Avenue (entre calles 53 y 54), New York, EEUU
- **Propiedad:** Compañía manufacturera Lever Brothers
- **Arquitecto:** Proyecto: Arq. Gorgon Bunshaft del gabinete: SOM
- **Proyectista de la estructura:** Skidmore, Owens and Merrill (SOM)
- **Constructor:** Weiskopf & Pickworth (estructuras) y Jaros, Baum & Bolles (instalaciones).
- **Año de construcción:** 1950 - 1952
- **Uso:** Oficinas

- **Altura:** 94 m
- **Nº de plantas:** 24
- **Dimensiones en planta:** La manzana mide 61 x 122 m
- **Superficie total:** Parcela de 3568 m²; sup. Construida de 20390 m²
- **Tipología estructural:** Sistema de Pórticos o Marcos Rígidos (crujía básica de 6.4 x 8.5 m)
- **Materiales estructurales:** Acero
- **Tipo de cimentación:** Pilotes
- **Tipo de forjado:** Chapa nervada de acero y hormigón (forjado colaborante).
- **Fachada:** Muro cortina efectuado con vidrios de color verde-azulado y perfiles auxiliares de aluminio.
- **Otros datos:** contaba con grandes superficies de suelos técnicos (denominados de acero celular) que posibilitaban la eficiente distribución de los diferentes cableados, además de falsos techos suspendidos (absorbentes acústicos) que incluían un sistema integrado y modulado de iluminación fluorescente, totalmente novedosos en aquel entonces. Tiene un ingenioso sistema de transporte interno de mensajes mediante conductos verticales y horizontales que convergían en el cuarto del correo.
- **Singularidades durante el proyecto y/o la construcción:** la ocupación de la torre no superaba la cuarta parte del total del área de la parcela. De éste modo se logró construir el perseguido conjunto de dos piezas contrapuestas que tan buenos resultados obtendría.
- **Referencias:**
 - * <http://www.arquine.com/lever-house/>
 - * <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/126621/TRC2de6.pdf>
- **Records:**
 - * Fue el segundo edificio de NYC con cerramiento de muro cortina
 - * Fue uno de los primeros rascacielos con aire acondicionado
 - * Fue innovador en el sistema de limpieza exterior de ventanales
- **Planos:**



- **Edificio Seagram:**

Figura 22. Edificio Seagram



Figura 23. Construcción edificio Seagram

- **Ubicación geográfica:** 375 de Park Avenue (entre calles 52 y 53), New York, EEUU
- **Propiedad:** Corporación Seagram Liquor Company
- **Arquitecto:** Proyecto: Mies van der Rohe, Philip Johnson
- **Projectista de la estructura:** Severud Associates
- **Constructor:**
- **Año de construcción:** 1954 - 1958
- **Uso:** Oficinas
- **Altura:** 157 m
- **Nº de plantas:** 39
- **Dimensiones en planta:** 5 x 3 módulos estructurales
- **Superficie total:** 80.000 m² construidos
- **Tipología estructural:** Sistema de Pórticos o Marcos Rígidos
- **Materiales estructurales:** Mixta: acero y hormigón
- **Tipo de cimentación:** Pilotes
- **Tipo de forjado:** Chapa nervada de acero y hormigón (forjado colaborante).
- **Fachada:** Muro cortina con perfiles de bronce y acero

- **Otros datos:**

- **Singularidades durante el proyecto y/o la construcción:** La construcción no ocupa la parcela completa, sino que genera una plaza pública entre el edificio y la avenida que hace más visible el edificio al espectador desde la avenida

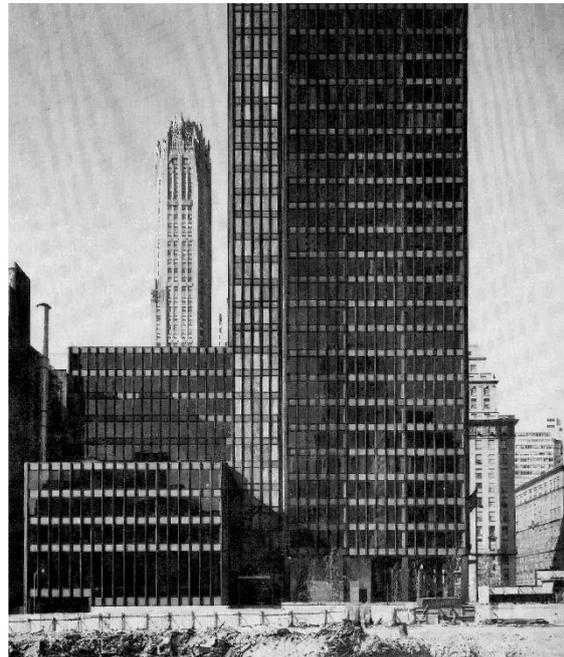
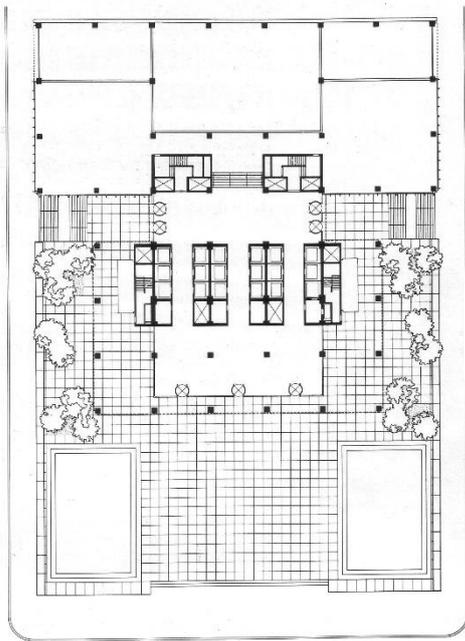
- **Referencias:**

* http://es.wikiarquitectura.com/index.php/Edificio_Seagram

* <http://www.archdaily.com/tag/seagram-building/>

- **Records:**

- **Planos:**



4.1.2 Casos afines a la Torre Ejecutiva Pemex

- *Hotel Arts:*



Figura 24. Hotel Arts



Figura 25. Construcción Hotel Arts

- **Ubicación geográfica:** Calle La Marina (Avenida Litoral 24–34), Barcelona, España
- **Propiedad:** Huvisa
- **Arquitecto:** SOM, Frank Ghery y BOMA
- **Proyektista de la estructura:** Brufau, Obiol y Moya, Arquitectos Asociados; y SOM
- **Constructor:** Bovis (gestión). Shimizu.
- **Año de construcción:** 1992
- **Uso:** Hotel
- **Altura:** 154 m
- **Nº de plantas:** 45 + 2 (bajo rasante)
- **Dimensiones en planta:** 35 x 35 m
- **Superficie total:** 70.000 m²
- **Tipología estructural:** Estructura metálica con forjados de chapa grecada conectada. La estabilización frente a sollicitaciones horizontales se canaliza a través de los potentes pórticos diagonalizados de las 4 fachadas. No hay núcleo central. Estructura interior con planteamiento isostático.

- **Materiales estructurales:** Acero calidad S-235. Perfilierías según series americanas en fachada. Perfiliería más convencional en la estructura interior. Tratamiento del acero exterior con pinturas especiales de protección a la corrosión y frente a incendios.

- **Tipo de cimentación:** Cimentación profunda con pilotes de gran diámetro. Se proyectó y construyó una losa de subpresión en la base.

- **Tipo de forjado:** Chapa grecada colaborante, convenientemente conectada a la perfiliería.

- **Fachada:** Muro cortina muy singular, a causa de las numerosas penetraciones de la estructura estabilizadora de las cuatro fachadas hacia el interior.

- **Otros datos:**

- **Singularidades durante el proyecto y/o la construcción:** SOM ejecuto una maqueta a escala 1:1 para demostrar el correcto funcionamiento de la misma.

- **Referencias:**

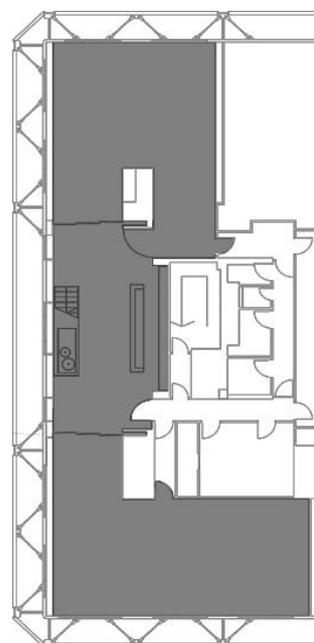
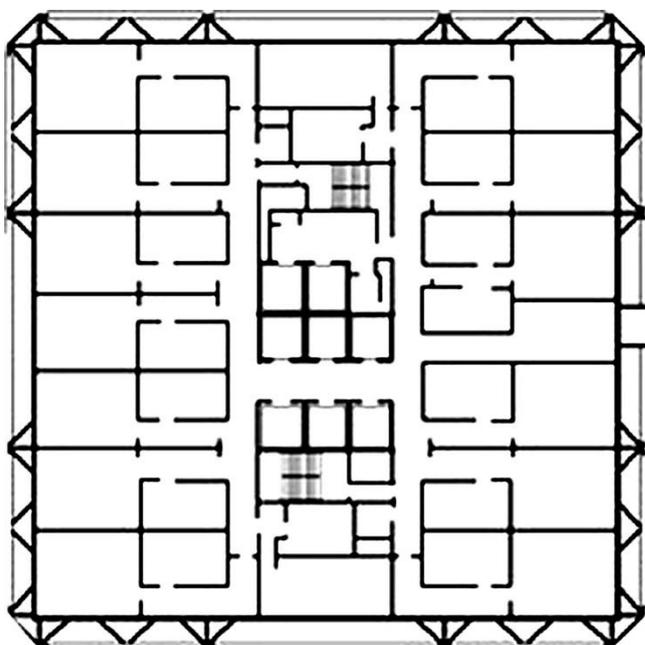
* http://es.wikiarquitectura.com/index.php/Hotel_Arts_en_Barcelona

* <http://www.e-zigurat.com/noticias/torres-gemelas-de-barcelona/>

- **Records:**

* Fue uno de los primeros edificios diseñados totalmente por ordenador

- **Planos:**



- **John Hancock Center:**



Figura 26. Edificio John Hancock



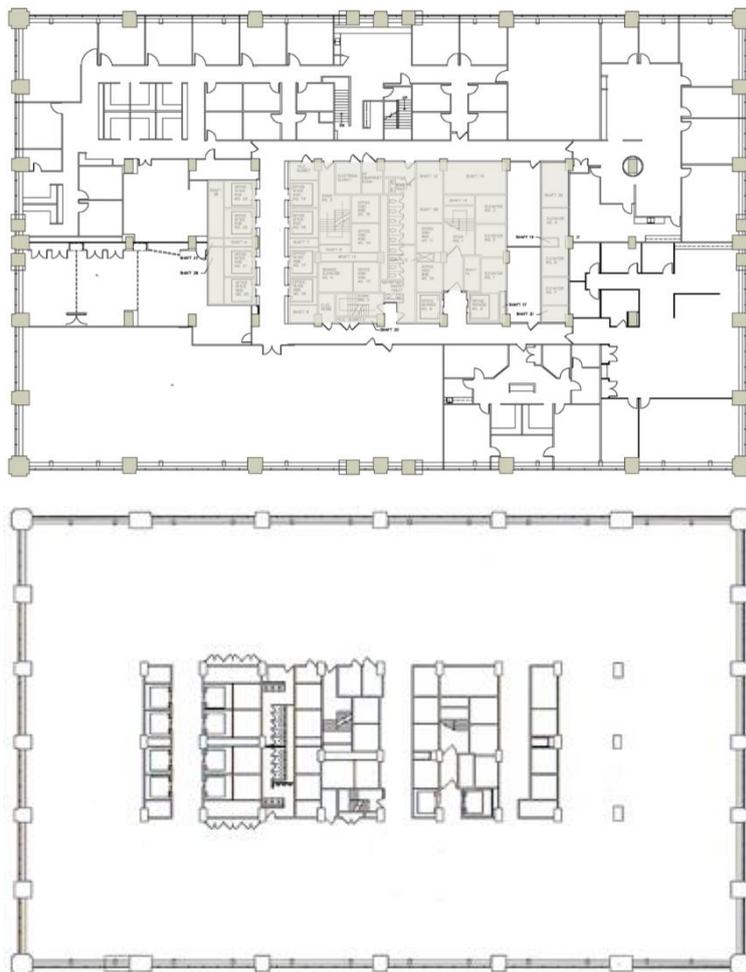
Figura 27. Skyline Chicago



Figura 28. Construcción

- **Ubicación geográfica:** 875 Michigan Avenue, Chicago, Illinois, EEUU
- **Propiedad:** The Hearn Company
- **Arquitecto:** Bruce Graham, SOM
- **Proyectista de la estructura:** Ingeniero estructural Fazlur Khany
- **Constructor:** Tishman Construction Company
- **Año de construcción:** 1965 - 1969
- **Uso:** Oficinas, restaurantes y residencias
- **Altura:** 344 (459 con la antena incluida)
- **Nº de plantas:** 100
- **Dimensiones en planta:** 80.77 x 50.29 m (en planta), 32 x 19.80 m (en cubierta)
- **Superficie total:** Construida 260.126 m², parcela 1966 m²
- **Tipología estructural:** Tubo en tubo estructural diagonalizado
- **Materiales estructurales:** Acero

- **Tipo de cimentación:** Pilotes
- **Tipo de forjado:** Chapa grecada colaborante
- **Fachada:** Muro cortina
- **Otros datos:** Su esbeltez es de 6.8. Es capaz de resistir vientos de 193 km/h
- **Singularidades durante el proyecto y/o la construcción:** Tiene el apodo de Big John. El edificio es más ancho en su base y se va estrechando con la altura.
- **Referencias:**
 - * http://es.wikiarquitectura.com/index.php/Hotel_Arts_en_Barcelona
 - * <http://www.e-zigurat.com/noticias/torres-gemelas-de-barcelona/>
- **Records:**
 - * Fue el rascacielos más alto del mundo fuera de New York
 - * Es el cuarto edificio más alto de Chicago
 - * En la planta 44 se encuentra la piscina climatizada más alta de América
- **Planos:**



4.2 Cálculo de acciones en la edificación

En este capítulo, destinado a definir las cargas aplicadas sobre las dos estructuras objeto de cálculo, cabe diferenciar dos apartados: por un lado el planteamiento individual de las hipótesis simples que sean de aplicación y por otro, las hipótesis adecuadas de combinaciones resultantes de la acción simultánea de acciones simples. Para ello se aplicarán los documentos de la norma CTE-DB-SE-AE (cálculo de acciones) y CTE-DB-SE (combinaciones de hipótesis) de acuerdo con las características de cada edificio.

Antes de abordar el apartado correspondiente a las hipótesis simples, vamos a enunciar resumidamente las características de los materiales utilizados en ambos edificios.

Para elementos estructurales sometidos a compresión y flexión se utilizará principalmente el acero S275JR; sus características son:

ACERO ESTRUCTURAL S275JR	
- Tensión de límite elástico (f_{yk}) espesor nominal $t \leq 16 \text{ mm}$	275 N/mm ²
- Tensión de límite elástico (f_{yk}) espesor nominal $16 < t \leq 40 \text{ mm}$	265 N/mm ²
- Resistencia de cálculo a compresión (f_{yd}) $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{Mo}= 275/1.05$	261,9 N/mm ²
- Resistencia de cálculo a compresión (f_{yd}) $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{Mo}= 265/1.05$	252,4 N/mm ²
- Tensión de resistencia a tracción (f_u)	410 N/mm ²
- Modulo de elasticidad longitudinal del acero (E_s)	210000 N/mm ²
- Modulo de rigidez (G)	81000 N/mm ²
- Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
- Coeficiente de dilatación térmica (A)	$1,2 \cdot 10^{-5} (\text{°C})^{-1}$
- Densidad (ρ)	7850 kg/m ³
- Nivel de control de la obra previsto	Normal

Para elementos de cimentación y forjados de losa maciza de hormigón armado se utilizará hormigón armado HA-25; las características se muestran a continuación:

HORMIGÓN ARMADO HA - 25	
- Resistencia característica especificada a los 29 días	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón (E_c)	28000 N/mm ²
- Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
- Tipo de cemento	CEM IIb/42.5 R
- Cantidad máxima / mínima de cemento	400 / 300 kg/m ³
- Máxima relación agua / cemento	55 %

- Recubrimiento mínimo	20 mm
- Tamaño máximo del árido	20 mm
- Tipo de ambiente de exposición	IIb
- Consistencia del hormigón	Blanda
- Asiento del cono de Abrams	6 a 9 cm
- Método de compactación	Vibrado
- Nivel de control de la obra previsto	Normal

4.2.1 Hipótesis simples

En el documento CTE-DB-SE-AE se establecen tres tipos de acciones sobre la edificación: permanentes, variables y accidentales. A continuación las iremos calculando detalladamente, de acuerdo con las características del proyecto, y cabe destacar la consideración de las acciones permanentes (peso propio del edificio) diferenciando entre aquellas cargas que se distribuyen de manera superficial y aquellas que se distribuyen lineal o puntualmente. Por otra parte las acciones originadas por el pretensado de elementos estructurales no serán tomadas cuenta ya que no consideraremos ningún elemento a tracción en el modelo de cálculo. Las estructuras de ambos edificios son íntegramente de acero exceptuando los forjados de losa maciza de h.a. en la torre latinoamericana; a los cuales no se les impondrá ninguna acción originada por el tesado de las mismas.

En cuanto a las acciones variables, se ha simplificado el cálculo considerando únicamente las sobrecargas de uso y nieve, así como la acción de viento, desechando por ejemplo la consideración de las acciones térmicas.

Por último, en lo referido a las acciones accidentales, no se ha tenido en cuenta la acción de sismo. Tampoco se tendrá en cuenta la acción de incendio, así como la de impacto.

- ACCIONES PERMANENTES

- Peso Propio

El peso propio de la estructura lo calcula directamente SAP al meter los materiales y las secciones de los elementos, por lo que no será necesario calcularlo previamente.

- ACCIONES VARIABLES

- Sobrecarga de Uso

Ambas torres (torre Latinoamericana y torre Pemex) están diseñadas para alojar oficinas en su interior, por lo que el valor de la sobrecarga de uso se corresponde a la categoría de zonas administrativas (B) cuya magnitud es de 2 KN/m², tal y como queda reflejado en la tabla 3.1 del apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE referido a los valores característicos de la sobrecarga de uso.

Según el artículo 2 del apartado 3.1.2 sobre las reducciones de las sobrecargas, la suma de las sobrecargas de un mismo uso que graviten sobre un elemento vertical u horizontal que quiera dimensionarse (pilar, muro, viga o nervio de forjado) puede reducirse multiplicándola por el coeficiente de la tabla 3.2 para las categorías de uso A,B,C y D.

Tabla 3.2. Coeficiente de reducción de sobrecargas

Elementos verticales			Elementos horizontales			
Número de plantas del mismo uso			Superficie tributaria (m ²)			
1 ó 2	3 ó 4	5 ó más	16	25	50	100
1,0	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	0,7

Finalmente la sobrecarga de uso tendría un valor de: $Q = 2 \cdot 0,8 = 1,6 \text{ KN/m}^2$

Cabe mencionar que la torre Latinoamericana posee un mirador público en una de sus últimas plantas, lo cual dotaría a esta planta de una sobrecarga de uso distinta del resto. Sin embargo eludiremos este aspecto ya que se trata de un mirador con una capacidad muy limitada y consideraremos el valor de la sobrecarga de uso igual para todas las plantas de la misma.

Un caso similar ocurre con el helipuerto de la torre Pemex, el cual simplificaremos también en el modelo de cálculo.

- Nieve

Las dos torres se hallan en la Ciudad de México (a 2250 msnm); revisando la tabla 3.8 del CTE-DB-SE-AE correspondiente a la sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas vemos como ninguna de las ciudades recogidas posee una altura parecida (la ciudad más alta es Ávila a 1130 msnm) que nos pueda servir como dato indicativo para asignar a nuestro modelo de cálculo.

Sin embargo podemos establecer una cierta similitud en cuanto a latitud se refiere con la zona climática número 7 (islas Canarias) de la figura E.2 del Anejo E.

La Ciudad de México posee una latitud de 19° 20' N; las islas Canarias 27° 37' N y un punto en la mitad sur de la península ibérica entorno a los 38° N. En este sentido podemos pensar que el clima de la Ciudad de México puede llegar a asemejarse al de las islas Canarias.

Asimismo tras revisar la tabla E.2 del Anejo E referente a la sobrecarga de nieve en función de la altitud, vemos como la zona climática 7 posee el menor de la tabla para cualquier altura; siendo éste de 0,2 KN/m².

Es por ello que finalmente adoptaremos ese valor base de referencia ($S_k=0,2 \text{ KN/m}^2$). Consideramos un factor de forma para las cubiertas de ambas torres $\mu = 1$ (inclinación < 30°). A pesar de que nos ha salido que $q_{\text{nieve}} = 0,2 \text{ KN/m}^2$, al tratarse de construcciones fuertemente expuestas al viento (por su altura), mayoramos el valor un 20% siguiendo las indicaciones de la normativa.

$$Q_{\text{nieve}} = 0,2 \cdot 1,2(20\%+) = 0,24 \approx 0,3 \text{ KN/m}^2$$

- Viento

Aunque en general las cargas producidas por el viento sobre las edificaciones en altura son fluctuantes, y por tanto no estáticas, basta con una estimación precisa de las cargas aerodinámicas adecuadamente promediadas en el tiempo (las cargas estáticas) para determinar los esfuerzos generados por el viento sobre la estructura de muchos edificios, particularmente en aquellos cuya primera frecuencia propia es elevada y la estructura tiene un amortiguamiento alto.

Así pues no tendremos en cuenta el posible efecto dinámico introducido por la variabilidad de intensidad de esta acción sobre los modelos de cálculo. La presión dinámica producida por el viento es máxima en el centro de la fachada por simetría, éste se llama punto de obstrucción y va disminuyendo en los bordes.

Según el apartado 3.3 del CTE-DB-SE-AE para el cálculo de la acción de viento tendremos que hallar la presión estática q_e , que se expresa como: $q_{viento} = q_b \cdot C_e \cdot C_p$

q_b = presión dinámica del viento. Según Anejo D para cálculo personalizado.

C_e = coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en el apartado 3.3.3 de la norma.

C_p = coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento. Su valor viene determinado en los apartados 3.3.4 y 3.3.5 de la norma.

Presión dinámica del viento q_b :

El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión: $q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot V_b^2$, siendo ρ la densidad del aire (en general puede tomarse este valor 1,25 kg/m³) y V_b el valor básico de la velocidad del viento.

Anteriormente hemos asemejado el comportamiento climático de la Ciudad de México a las islas Canarias en nuestra geografía nacional.

Sin embargo en este caso recurriremos a información proveniente del Reglamento de Construcciones del D.F. (RCDF) para determinar el valor básico de la velocidad del viento.

Así pues en la tabla 3.1 del RCDF quedan marcadas las velocidades en función de la delegación en la que se encuentran, así como el periodo de retorno de la acción de viento (valor cuya probabilidad de ser sobrepasado es de 0.02).

La torre Latinoamericana y la torre Pemex se encuentran en las delegaciones Cuauhtémoc y Miguel Hidalgo respectivamente; por lo que tomando un periodo de retorno habitual de 50 años, obtenemos un valor básico de la velocidad del viento de 36 m/s.

Tabla 3.1 Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s

Periodo de retorno, años	Importancia de la construcción		
	A	B	Temporal
200	50	10	
Zona I: Delegaciones de Alvaro Obregón, Azcapotzalco, Benito Juárez, Coyoacán, Cuauhtémoc, G.A. Madero, Iztacalco, Iztapalapa, Miguel Hidalgo y Venustiano Carranza	39	36	31
Zona II: Delegaciones de Magdalena Contreras, Cuajimalpa, Milpa Alta, Tlalpan y Xochimilco	35	32	28

Obtenemos que: $q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 36^2 = 0,81 \text{ KN/m}^2$

Coefficiente de exposición c_e :

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 3.4, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento (cota media de la fachada, “z”). Para alturas superiores a 30 m los valores deben obtenerse de las expresiones generales que se recogen en el Anejo D. En nuestro caso recurriremos a dicha expresión general en el apartado D.2

$$c_e = F \cdot (F + 7k) \quad (\text{D.2})$$

$$F = k \ln(\max(z, Z) / L) \quad (\text{D.3})$$

siendo k, L, Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

El valor de “z” para la torre Latinoamericana será: $H/2 = 188/2 = 94$

El valor de “z” para la torre Ejecutiva Pemex será: $H/2 = 211/2 = 105,5$

Por lo tanto los coeficientes de exposición de cada una de las torres serán respectivamente:

- Ce T. Latinoamericana = 3,54588
- Ce T. Pemex = 3,6498

Coefficiente eólico c_p :

El coeficiente eólico depende de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia. Sin embargo bastará para nuestro estudio considerar coeficientes globales a barlovento y sotavento, aplicando la dirección del viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción de viento. Para ello en primer lugar procederemos al cálculo de la esbeltez en ambos edificios. En el caso de la torre Latinoamericana la esbeltez será la misma en la dirección X e Y. La torre Pemex tendrá dos esbelteces al ser su planta rectangular, y se optará por la base menor de 35 metros para obtener este valor.

- Λ (torre Latinoamericana) = $H / L = 181,3 / 34,40 = 5,27$
- Λ (torre Pemex) = $H / L = 211,32 / 35 = 6,03$

Podemos determinar los coeficientes eólicos globales en la tabla 3.5 del Anejo D:

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	$\geq 5,00$
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Para ambos edificios los coeficientes son similares (0,8 y 0,7 respectivamente); no obstante para facilitar los cálculos y situándonos del lado de la seguridad tomaremos un valor de 0,8 para ambos coeficientes, por lo que $V+ = V-$.

Acción de viento final q_e :

A continuación obtendremos los valores para cada torre en ambos sentidos:

Para la torre Latinoamericana: $q = 0,81 \cdot 3,5458 \cdot 0,8 = 2,30 \text{ KN/m}^2$

Para la torre Pemex: $q = 0,81 \cdot 3,6498 \cdot 0,8 = 2,365 \text{ KN/m}^2$

- Acciones Térmicas

Según el Apartado 3.4 del CTE-DB-SE-AE se establecen las indicaciones necesarias para la consideración de la acción térmica, o en su caso, para el diseño de juntas de dilatación según el siguiente enunciado: “en edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas

cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 metros de longitud”.

De este modo no las incluiremos en los modelos de cálculo para ambos edificios.

- ACCIONES ACCIDENTALES

- Sismo

Se calcula según el apartado 4.1 del CTE-DB-SE-AE y la NCSE-02. No obstante, no la incluiremos en los modelos de cálculo por la falta de conocimientos así como de herramientas para añadir tal simulación. Podrá desarrollarse en futuras líneas de investigación.

- Incendio

Se calcula según el apartado 4.2 del CTE-DB-SE-AE. No la abordaremos en el trabajo; sin embargo consideraremos esta acción nada más que para el correcto dimensionado de los componentes constructivos de la misma en el aspecto de la protección frente al fuego.

- Impacto

Se calcula según el apartado 4.3 del CTE-DB-SE-AE. Pero no se considerará la existencia de este tipo de acciones de forma directa sobre nuestra estructura, por lo que no la tendremos en cuenta.

4.2.2 Combinaciones de hipótesis

En la verificación de los estados límite mediante los coeficientes parciales, para la determinación del efecto de las acciones, así como de la respuesta estructural, se utilizan los valores de cálculo de las variables, obtenidos a partir de sus valores característicos, u otros valores representativos, multiplicándolos o dividiéndolos por los correspondientes coeficientes parciales de seguridad para acciones y resistencias, respectivamente.

De esta forma, plantaremos de forma genérica todas las combinaciones de hipótesis simples que resulten de importancia para el dimensionado de las estructuras de los dos edificios objeto de estudio, y posteriormente, en el apartado correspondiente al cálculo pormenorizado de cada parte de la estructura se utilizarán aquellas combinaciones expuestas aquí que sean decisivas para el cálculo.

Los valores de los coeficientes de seguridad (γ) para la aplicación de los documentos del CTE, se establecen en la tabla 4.1 del documento CTE-DB-SE para cada tipo de acción, atendiendo a comprobaciones de resistencia o estabilidad y a si su efecto es desfavorable o favorable, considerado globalmente.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

Los coeficientes de simultaneidad para las acciones variables se establecen en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

4.2.2.1 E.L.U. Capacidad portante de la estructura

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación **persistente o transitoria**, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

A continuación vamos haciendo todas las combinaciones posibles con todos los tipos de acciones, tanto favorables y desfavorables. Esto produciría un elevadísimo número de combinaciones, así que se van a obviar las que se sabe a ciencia cierta que no son determinantes para el dimensionado de la estructura.

Hay que considerar las hipótesis de peso propio y sobrecargas. Al no haber hipótesis de alternancia de sobrecargas, todas las hipótesis que incluyen cargas verticales son

desfavorables para la estructura (de cada uno de nuestros edificios de estudio), ya que producen mayores esfuerzos en los componentes estructurales. Por el contrario el viento puede ser favorable o desfavorable, ya que al ser una carga horizontal, su acción producirá sobre los elementos verticales portantes de las estructuras axiles menores que si su acción fuese nula, si bien también afectará a los valores del flector y del cortante. El primer bloque será tomando la sobrecarga de uso como determinante, todas las demás como simultaneas, así como con el viento favorable y desfavorable.

No obstante, en el caso de la acción de viento, y dada la simplicidad de cálculo que asumimos en el apartado correspondiente del trabajo, según el cual consideramos todos los coeficientes eólicos para el cálculo de la hipótesis simple de viento en las dos direcciones y sentidos (tanto en presión como en succión) con un valor medio igual en todos los casos; es por eso que el valor de la acción variable del viento será igual en todos los casos ($V_{x+}=V_{x-}=V_{y+}=V_{y-}$), para cada uno de los edificios de estudio.

Además según la tabla 4.1 como para la acción favorable del viento se contempla un coeficiente parcial de seguridad nulo, las combinaciones serán iguales en cada bloque y por tanto las eliminamos porque el último miembro de cada combinación va multiplicando por cero. Como ya se anticipó no se considerará el pretensado en las combinaciones de hipótesis, por lo que eliminamos el miembro directamente.

De acuerdo con todo esto planteamos de forma simplificada la siguiente combinación de hipótesis:

$$ELU_{01} \rightarrow 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot sc\text{-uso} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot \text{nieve} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \text{viento}$$

A continuación tomamos la sobrecarga de nieve como determinante:

$$ELU_{02} \rightarrow 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot \text{nieve} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot sc\text{-uso} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \text{viento}$$

Por último la acción variable del viento será la determinante, aunque tan solo consideremos la situación desfavorable por lo comentado anteriormente.

$$ELU_{03} \rightarrow 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot \text{viento} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot sc\text{-uso} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot \text{nieve}$$

No tomaremos en consideración las combinaciones para *situación extraordinaria* ni para *situación accidental* (aquellas en la que la acción sísmica es la predominante), dado que como hemos explicado anteriormente, dichas acciones no se consideraran en el trabajo.

4.2.2.2 E.L.S. Aptitud de servicio de la estructura

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversible, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado *característica*, a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Con esta combinación se garantizará la integridad de la obra, y las combinaciones resultantes se establecen considerando una por una cada una de las sobrecargas variables como determinantes en cada caso:

$$ELS_{01} \rightarrow pp + sc\text{-}uso + 0,7 \cdot \text{nieve} + 0,6 \cdot \text{viento}$$

$$ELS_{02} \rightarrow pp + sc\text{-}nieve + 0,7 \cdot sc\text{-}uso + 0,6 \cdot \text{viento}$$

$$ELS_{03} \rightarrow pp + \text{viento} + 0,7 \cdot sc\text{-}uso + 0,7 \cdot \text{nieve}$$

Por otro lado el control de la obra se garantiza mediante las combinaciones de acciones de tipo denominado **frecuente**:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Dado que el coeficiente de simultaneidad para la acción de nieve, si no se considera como determinante, es nulo en este tipo de combinación solo tendremos:

$$ELS_{04} \rightarrow pp + 0,7 \cdot sc\text{-}uso + 0,2 \cdot \text{nieve}$$

$$ELS_{05} \rightarrow pp + 0,5 \cdot \text{nieve} + 0,3 \cdot sc\text{-}uso$$

$$ELS_{06} \rightarrow pp + 0,5 \cdot \text{viento} + 0,2 \cdot \text{nieve} + 0,3 \cdot sc\text{-}uso$$

Y finalmente, las combinaciones de acciones que garantizan la apariencia de la obra son las de tipo denominado **casi permanente**:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En este caso, tan solo tenemos una única combinación:

$$ELS_{07} \rightarrow pp + 0,3 \cdot sc\text{-}uso + 0,2 \cdot \text{nieve}$$

4.2.2.3 Envoltente de esfuerzos

El software de cálculo por el método de los elementos finitos SAP2000 que utilizaremos para el análisis estructural, dispone de una opción que permite obtener “envoltente de esfuerzos”, correspondientes a la combinación de hipótesis más desfavorable que actúa sobre el modelo estructural analizado.

Para ello será necesario establecer para cada modelo de cálculo nuevas combinaciones (una para ELU y otra para ELS) a las que se añadirán todas aquellas combinaciones de hipótesis simples establecidas en los apartados anteriores y que vayan a formar parte de la envoltente correspondiente.

Esto lo realizaremos con el programa a través del menú desplegable correspondiente a *CombinationType*, donde debe especificarse la opción *Envelope* además de añadir las combinaciones que sean de aplicación en cada caso, pero siempre con el valor *Scale Factor* igual a 1.

4.3 Predimensionado de elementos estructurales

4.3.1 Elementos torre Latinoamericana

En primer lugar determinaremos las cargas producidas por los elementos constructivos empleados en el edificio, para posteriormente definir las dimensiones (de forma indicativa) de aquellos que reparten las cargas hasta la cimentación (vigas y pilares de los pórticos tridimensionales de acero). Utilizaremos para ello la información proveniente del Anejo C del CTE-DB-AE sobre los pesos para los elementos constructivos:

- Cerramiento

La torre Latinoamericana posee un sistema de cerramiento ligero compuesto de ventanales de vidrio entre los forjados y pretilas de aluminio que cubren el frente de éste. Para simplificar optaremos por asemejarlo con el peso de un muro cortina;

Los muros cortina suelen tener (según fuentes consultadas) un peso que oscila entre 40-70 kg/m², y un espesor de 10 o 15cm. Tomaremos pues un valor intermedio: 50 kg/m² y 10 cm de espesor.

$$\cdot \text{Carga lineal cerramiento: } 500 \text{ N/m}^2 \cdot 0,1 \text{ m} = 75 \text{ N/m}$$

Las acciones provocadas por este elemento serán tomadas en cuenta para el dimensionado de las vigas perimetrales en las que apoya, así como en la corona de pilares exterior del edificio a los que confluye.

- Forjado

Los forjados del edificio son de losa maciza de hormigón armado. Debemos diferenciar entre el forjado de cubierta (debido a la exposición de éste a la carga de nieve) y el del resto de plantas.

Según el artículo 55.2 de la EHE el canto de una placa losa maciza de hormigón armado de espesor constante atenderá a la relación $L/32$. Como vemos en los planos del edificio, no disponemos de una separación mayor a 6 metros entre cualquiera de los soportes, por lo que el canto que obtenemos es:

$$h = 6 / 32 = 0,1875 \text{ m ; lo tomaremos finalmente de } \mathbf{0,20 \text{ m}}$$

El peso superficial de una losa de este canto será (teniendo en cuenta la densidad del hormigón en 2500 kg /m³) de: $\text{Peso (KN/m}^2) = 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} = 5 \text{ KN/m}^2$ (*idéntico valor al recogido en el Anejo C del DB-AE). A este valor sumaremos otros necesarios para conseguir el peso final del forjado de la planta base tipo. Los resumimos a continuación:

Forjado base tipo:

Acciones permanentes:

Peso Propio Losa maciza 5 KN/m²

Peso Propio Solería 1 KN/m²

Peso por Tabiquería 1 KN/m²

Acciones variables:

Sobrecarga de Uso 1,6 KN/m²

Carga Total del forjado **8,6 KN/m² (7 KN/m² sin A.V.)**

Forjado de Cubierta:

Acciones permanentes:

Peso Propio Losa maciza 5 KN/m²

Peso Propio Cubierta Plana 2,5 KN/m²

Acciones variables:

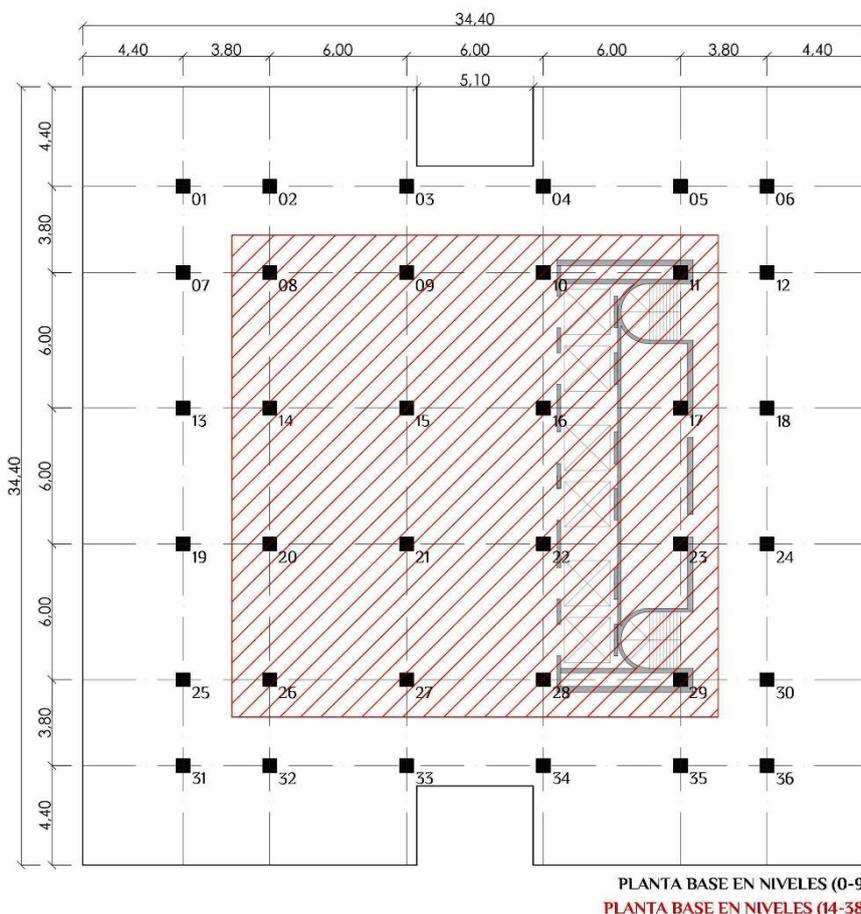
Sobrecarga de Uso (mantenimiento) 1 KN/m²

Nieve 0,3 KN/m²

Carga Total del forjado **8,8 KN/m² (7,5 KN/m² sin A.V.)**

- Pilares

Para el predimensionado de los soportes crearemos inicialmente en este apartado dos grupos. El primero de ellos (marcado en rojo en el gráfico) tendrá unas características similares ya que son los que asumen el peso del edificio en la totalidad de las plantas de éste.



Por otra parte tendremos un segundo grupo formado por una corona exterior de soportes, los cuales solo llegan hasta la planta 14. Realizaremos pues un predimensionamiento mecánico apoyándonos en las expresiones correspondientes a las estructuras de acero.

Comenzamos con el **GRUPO 1** (de rojo), y para ello tomaremos el pilar más solicitado (pilar 15). Una vez obtenida la sección más desfavorable la aplicaremos al resto de pilares del grupo. De forma simplificada resumimos todas las cargas que asumen los pilares:

AP	PP	FORJADO P.BASE	7 KN/m ²
AP	PP	FORJADO CUBERTA	7,5 KN/m ²
AP	PP	CERRAMIENTO	0,075 KN/m
AV	SU	SOBRECARGA DE USO	1,6 KN/m ²
AV	SM	SOBRECARGA POR MANTENIMIENTO	1 KN/m ²
AV	SN	NIEVE	0,3 KN/m ²
AV	SV	VIENTO	2,3 KN/m ²

*AP-acción permanente, AV-acción variable, PP-peso propio

Aplicamos los coeficientes para una situación en ELU, mayorando pues las cargas actuantes.

$$Q_{\text{base}} = 1,35 \cdot 7 + 1,5 \cdot 1,6 = 11,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{cubierta}} = 1,35 \cdot 7,5 + 1,5 \cdot (0,3 + 1) = 12,075 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{cerramiento}} = 1,35 \cdot 0,075 = 0,101 \text{ KN/m}$$

El área de influencia del pilar 15 es de 36 m² (6x6) en toda la longitud del mismo, es decir, desde la planta baja hasta la 42. Además sumaremos los 36 m² del forjado de cubierta con su correspondiente carga:

$$\text{El máximo será pues: } N_{\text{ced}} = (42 \cdot 36 \cdot 11,85) + (36 \cdot 12,075) = \mathbf{18.351,9 \text{ KN}}$$

Para obtener el área necesaria de acero utilizaremos la siguiente expresión:

$$f_{y,d} \geq N_{\text{ced}} / A$$

la resistencia de cálculo $f_{y,d}$ la calculamos según el apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, donde obtenemos que f_y tiene un valor de 265 N/mm² para aceros S275JR cuando el espesor nominal t esté entre 16 y 40 mm. El coeficiente parcial de seguridad γ viene especificado en el apartado 2.3.3, que toma un valor de 1,05 cuando nos referimos a la plastificación del material.

$$f_{y,d} = f_y / \gamma = 265 / 1,05 = 252,4 \text{ N/mm}^2$$

Obtenemos el área de acero necesaria para el pilar 15, en el que también tendremos en cuenta el coeficiente x (cuyo valor es de 0,6) para pilares traslacionales.

$$A = N_{\text{ced}} / (x \cdot f_{y,d}); 18.351.900 \text{ N} / (0,6 \cdot 252,4) = 121.182,65 \text{ mm}^2 = \mathbf{1.211,83 \text{ cm}^2}$$

Tras haber determinado el área mínima que cumpliría nuestras exigencias es necesario hacer varias reflexiones. En primer lugar el área determinada es muy

grande para cualquier perfil comercial en el mercado, por lo que debemos ir a una solución particular, con espesores poco habituales.

En este sentido, tras revisar varios catálogos de perfiles que no cumplían nuestras exigencias, hemos recurrido a la serie H de la gama de perfiles de alas anchas del grupo Arcelor Mittal. Queda reflejado a continuación:

	G	h	b	t _w	t _r	r	A	h ₁	d	Ø	P _{min}	P _{max}	A _c	A _g
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HD 400 x 677 ^{+/h}	677	483	428	51,2	81,5	15	863,4	320,0	290,0	M 27	144	316	2,550	3,762
HD 400 x 744 ^{+/h}	744	498	432	55,6	88,9	15	948,1	320,0	290,0	M 27	148	320	2,587	3,476
HD 400 x 818 ^{+/h}	818	514	437	60,5	97,0	15	1043	320,0	290,0	M 27	154	326	2,629	3,210
HD 400 x 900 ^{+/h}	900	531	442	65,9	106	15	1149	320,0	290,0	M 27	158	330	2,672	2,962
HD 400 x 990 ^{+/h}	990	550	448	71,9	115	15	1262	320,0	290,0	M 27	164	336	2,722	2,747
HD 400 x 1086 ^{+/h}	1086	569	454	78,0	125	15	1386	320,0	290,0	M 27	170	342	2,772	2,548
HD 400 x 1202 ^{+/h}	1202	580	471	95,0	130	15	1530	320,0	290,0	M 27	188	360	2,828	2,353
HD 400 x 1299 ^{+/h}	1299	600	476	100	140	15	1650	320,0	290,0	M 27	192	364	2,878	2,215

Por otra parte, hay que decir que se han tenido muy en cuenta el coeficiente de traslacionalidad provocado por el pandeo (aun sin saber con exactitud su valor); el cual unido, en mi opinión, al bajo coeficiente de reducción de la sobrecarga de uso, han sobredimensionado el axil de cálculo en exceso, lo que ha provocado este valor de área mínima tan grande.

Por último, he de decir que aunque en todas las fuentes consultadas se mencionaba a la estructura como metálica, nunca he sabido con precisión si los pilares eran únicamente de acero o por el contrario eran mixtos.

Viendo los planos del edificio cabe la posibilidad de que éstos sean mixtos, siendo perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón armado en su interior. De ser así las secciones serían mucho menores ya que se dispondría de un área interior de hormigón la cual asumiría conjuntamente con el acero los axiles de cálculo.

Para el predimensionado del **GRUPO 2** (recordemos que son la corona exterior de soportes) nos apoyaremos en aquel soporte con la situación más desfavorable; en este caso el número 1. Realizaremos el mismo procedimiento anterior:

El área de influencia del pilar 1 es de 39,69 m² (6,3 x 6,3) en toda la longitud del mismo, es decir, desde la planta baja hasta la 14. Sumaremos los 39,69 m² del forjado de cubierta con su correspondiente carga, así como la carga ejercida por el cerramiento de muro cortina en el perímetro:

El máximo será pues: $N_{ced} = (14 \cdot 39,69 \cdot 11,85) + (39,69 \cdot 12,075) + (0,101 \cdot 12,6) = 7.065,1 \text{ KN}$

$A = N_{ced} / (x \cdot f_{yd}); 7.065.100 \text{ N} / (0,6 \cdot 252,4) = 46.652,8 \text{ mm}^2 = 466,52 \text{ cm}^2$

El perfil seleccionado pertenece a la misma familia del anterior:

	G	h	b	t _w	t _r	r	A	h ₁	d	Ø	P _{min}	P _{max}	A _c	A _g
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HD 400 x 347 ^{+/h}	347	407	404	27,2	43,7	15	442,0	320,0	290,0	M 27	116	298	2,350	6,773
HD 400 x 382 ^{+/h}	382	416	406	29,8	48,0	15	487,1	320,0	290,0	M 27	118	300	2,371	6,200
HD 400 x 421 ^{+/h}	421	425	409	32,8	52,6	15	537,1	320,0	290,0	M 27	122	304	2,395	5,680

- Vigas

A pesar de que el forjado del edificio es una losa maciza de hormigón armado sería posible pensar que no es necesario la disposición de vigas que repartan las cargas hacia los soportes, ya que se trata de un forjado bidireccional.

Sin embargo el edificio está constituido por un sistema de pórticos rígidos espaciales que atan toda la estructura. Así pues simplemente lo consideraremos como un elemento que aporta rigidez (debido a su masa) en su plano ante acciones horizontales.

A continuación predimensionaremos una viga y homogenizaremos su resultado en el resto de la planta. Elegimos para ello la más sollicitada de la planta, es decir, la que une los pilares 14 y 15.

La calcularemos en ELU por resistencia, según la siguiente expresión de Navier:

$$W_{EL} \geq M_{Ed} / f_{yd}$$

Para ello calcularemos el máximo flector mayorado (M_{Ed}) que solicita a la viga, y conociendo la resistencia de cálculo (f_{yd}) del acero estructural utilizado, obtendremos el módulo resistente (W_{el}) mínimo que deberá tener la sección del perfil metálico laminado que escojamos. Para calcular el momento máximo lo haremos a través de la siguiente fórmula:

$$M_{Ed} = (Q \cdot L^2) / 12$$

De la cual calcularemos primeramente la carga lineal Q sobre la viga multiplicando el peso del forjado por el ancho de influencia, y posteriormente el M_{Ed} :

$$(1) Q = 11,85 \text{ KN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 71,10 \text{ KN/m}$$

$$(2) M_{Ed} = (71,10 \cdot 6^2) / 12 = 213,30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Una vez conocido el valor de cálculo de la resistencia del acero, la cual se determinó en apartados anteriores y adopta un valor de:

$$f_{yd} = f_y / \gamma = 275 / 1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

Por último hallamos el módulo resistente:

$$W_{EL} \geq M_{Ed} / f_{yd} ; 213,3 \text{ KNm} \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 261,90 \text{ Nmm}^2 = 814.433 \text{ mm}^3$$

De acuerdo con esto, buscamos en un catálogo una sección por ejemplo IPE cuyo módulo resistente sea mayor al obtenido:

G	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{x2}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	s_x	t_f	I_w	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 1002	EN 1002	EN 102	
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶										
IPE A 330	43,0	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓	
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓	
IPE O 330	57,0	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓	
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓	
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓	
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓	

4.3.2 Elementos torre Ejecutiva Pemex

Realizaremos a continuación el mismo procedimiento de predimensionado llevado a cabo anteriormente en la torre Latinoamericana:

- Cerramiento

La torre Pemex posee un sistema de cerramiento ligero compuesto de módulos de aluminio con vidrio reflejante. Para simplificar optaremos por asemejarlo con el peso de un muro cortina;

Los muros cortina suelen tener (según fuentes consultadas) un peso que oscila entre 40-70 kg/m², y un espesor de 10 o 15cm. Tomaremos pues un valor intermedio: 50 kg/m² y 10 cm de espesor.

$$\cdot \text{Carga lineal cerramiento: } 500 \text{ N/m}^2 \cdot 0,15 \text{ m} = 75 \text{ N/m}$$

Las acciones provocadas por este elemento serán tomadas en cuenta para el dimensionado de las vigas perimetrales en las que apoya, así como en la corona de pilares exterior del edificio a los que confluye.

- Forjado

Los forjados del edificio son de chapa colaborante. Debemos diferenciar entre el forjado de cubierta (debido a la exposición de éste a la carga de nieve) y el del resto de plantas.

Para determinar la carga transmitida por el forjado colaborante tomaremos la información de la tabla C.5 referente al peso propio de elementos constructivos. En este caso el valor para forjados de chapa grecada con capa de hormigón y espesor menor de 12 cm es de 2 KN/m². A este valor sumaremos otros necesarios para conseguir el peso final del forjado de la planta base tipo. Los resumimos a continuación:

Forjado base tipo:

Acciones permanentes:

Peso Propio F.Colaborante 2 KN/m²

Peso Propio Solería 1 KN/m²

Peso por Tabiquería 1 KN/m²

Acciones variables:

Sobrecarga de Uso 1,6 KN/m²

Carga Total del forjado **5,6 KN/m² (4 KN/m² sin A.V.)**

Forjado de Cubierta:

Acciones permanentes:

Peso Propio F.Colaborante 2 KN/m²

Peso Propio Cubierta Plana 2,5 KN/m²

Acciones variables:

Sobrecarga de Uso (mantenimiento) 1 KN/m²

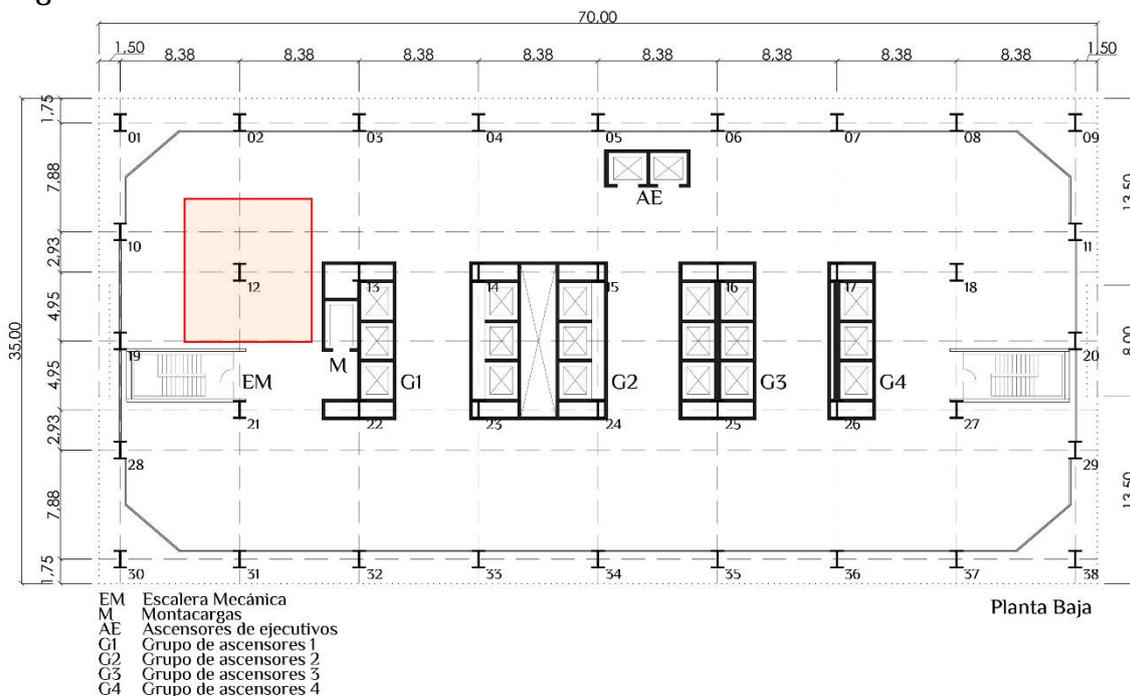
Nieve 0,3 KN/m²

Carga Total del forjado **5,8 KN/m² (4,5 KN/m² sin A.V.)**

- Pilares

Para el predimensionado de los soportes tomaremos el más solicitado de la planta, y una vez determinada la sección mínima de éste, la aplicaremos sobre el resto de soportes de la planta a pesar de existir una clara distinción entre los soportes centrales y los perimetrales.

El pilar seleccionado es el número 12; su situación queda marcada en rojo en gráfico siguiente:



De forma simplificada resumimos todas las cargas que afectan a los pilares:

AP	PP	FORJADO P.BASE	4 KN/m ²
AP	PP	FORJADO CUBERTA	4,5 KN/m ²
AP	PP	CERRAMIENTO	0,075 KN/m
AV	SU	SOBRECARGA DE USO	1,6 KN/m ²
AV	SM	SOBRECARGA POR MANTENIMIENTO	1 KN/m ²
AV	SN	NIEVE	0,3 KN/m ²
AV	SV	VIENTO	2,365 KN/m ²

*AP-acción permanente, AV-acción variable, PP-peso propio

Aplicamos los coeficientes para una situación en ELU, mayorando pues las cargas actuantes.

$$Q_{\text{base}} = 1,35 \cdot 4 + 1,5 \cdot 1,6 = 7,8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{cubierta}} = 1,35 \cdot 4,5 + 1,5 \cdot (0,3 + 1) = 8,025 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{cerramiento}} = 1,35 \cdot 0,075 = 0,101 \text{ KN/m}$$

El área de influencia del pilar 12 es de 86,68 m² (10,35 x 8,375) en toda la longitud del mismo, es decir, desde la planta baja hasta la 53. Además sumaremos los 86,68 m² del forjado de cubierta con su correspondiente carga:

$$\text{El máximo será pues: } N_{\text{ced}} = (53 \cdot 86,68 \cdot 7,8) + (86,68 \cdot 8,025) = 36.529,1 \text{ KN}$$

Para obtener el área necesaria de acero utilizaremos la siguiente expresión:

$$f_{yd} \geq N_{\text{ced}} / A$$

la resistencia de cálculo f_{yd} la calculamos según el apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, donde obtenemos que f_y tiene un valor de 265 N/mm² para aceros S275JR cuando el espesor nominal t esté entre 16 y 40 mm. El coeficiente parcial de seguridad γ viene especificado en el apartado 2.3.3, que toma un valor de 1,05 cuando nos referimos a la plastificación del material.

$$f_{yd} = f_y / \gamma = 265 / 1,05 = 252,4 \text{ N/mm}^2$$

Obtenemos el área de acero necesaria para el pilar 12, en el que también tendremos en cuenta el coeficiente χ (cuyo valor es de 0,8) para pilares intraslacionales (recordemos las triangulaciones existentes en las fachadas del edificio).

$$A = N_{\text{ced}} / (\chi \cdot f_{yd}); 36.529.100 \text{ N} / (0,8 \cdot 252,4) = 180.908,7 \text{ mm}^2 = 1.809,1 \text{ cm}^2$$

Tras haber determinado el área mínima que cumpliría nuestras exigencias es necesario hacer varias reflexiones. En primer lugar el área determinada es muy grande para cualquier perfil comercial en el mercado, por lo que debemos ir a una solución casi de fabricación particular, con espesores poco habituales.

En este sentido, tras revisar varios catálogos de perfiles que no cumplían nuestras exigencias, hemos recurrido a la serie H de la gama de perfiles de alas anchas del grupo Arcelor Mittal, el cual se asemejaba más (aunque sin cumplirla) a nuestra demanda. Queda reflejado a continuación:

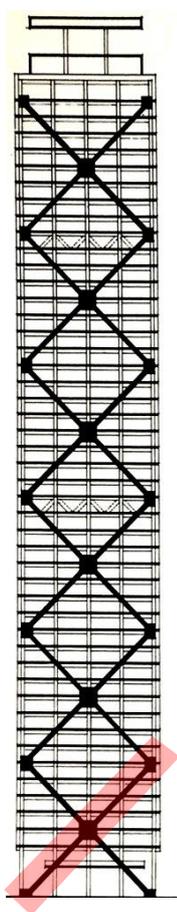
	G	h	b	t _w	t _r	r	A	h _x	d	Ø	P _{min}	P _{max}	A _x	A _c
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HD 400 x 900 ^{+/+}	900	531	442	65,9	106	15	1149	320,0	290,0	M 27	158	330	2,672	2,962
HD 400 x 990 ^{+/+}	990	550	448	71,9	115	15	1262	320,0	290,0	M 27	164	336	2,722	2,747
HD 400 x 1086 ^{+/+}	1086	569	454	78,0	125	15	1386	320,0	290,0	M 27	170	342	2,772	2,548
HD 400 x 1202 ^{+/+}	1202	580	471	95,0	130	15	1530	320,0	290,0	M 27	188	360	2,828	2,353
HD 400 x 1299 ^{+/+}	1299	600	476	100	140	15	1650	320,0	290,0	M 27	192	364	2,878	2,215

Este tipo de soportes que acumulan tal cantidad de axil en la base, posee una sección variable en su longitud, debido a la considerable variación de cargas que experimenta el edificio a medida que sumamos las cargas de cada planta. Esta consideración será tomada en cuenta en el modelo de cálculo final, como se verá en próximos apartados.

Una vez predimensionado el pilar más solicitado vamos a dimensionar los pilares o elementos arriostrantes de las fachadas cuya función es asumir la carga de viento trabajando a tracción.

El procedimiento será similar al realizado anteriormente, con la única diferencia de que la carga actuante será únicamente la del viento, estando ésta aplicada superficialmente en las fachadas. Dividiremos la carga total ejercida entre los pilares que los pilares oblicuos que la resisten.

Al ser el viento una carga superficial, su magnitud aumentará mientras mayor sea la superficie en la que actúa. Así pues lo aplicaremos en una de las fachadas de mayor dimensión (70 m de longitud), y calcularemos los pilares arriostrantes de las fachadas perpendiculares a ésta, subdividiendo la totalidad de la carga en dos partes que asumirán cada fachada pequeña respectivamente. Se puede ver en este corte:



Como vemos marcado en rojo, serán 6 los pilares oblicuos a 45° solicitados en el momento de actuación de una carga de viento sobre la fachada perpendicular izquierda, para el caso de esta fachada

La superficie de la fachada mayor es de 14.770 m^2 ($211 \times 70 \text{ m}$); por lo que para obtener el axil actuante en cada pilar multiplicamos por la acción de viento y dividimos entre 2 (mitad para cada fachada perpendicular) y entre 6. Así pues sería: (viento) $2,365 \text{ KN/m}^2 \cdot 14.770 \text{ m}^2 = 34.931,05 \text{ KN}$

Es decir que a cada pilar le llegan: $N = (34.931,05/2)/6 = 2.910,9 \text{ KN}$; este axil hay que mayorarlo (por 1.50) y multiplicarlo por el $\cos 45^\circ$ para disponer la carga en la dirección del pilar. Finalmente obtenemos:

$$N_{\text{ted}} = 2.910,9 \cdot 1,50 \cdot \cos 45^\circ = 3.087,47 \text{ KN}$$

Obtenemos el área necesaria como sigue:

$$A = N_{\text{ced}}/f_{yd}; 3.087.470/252,4 = 12.232,4 \text{ mm}^2 = 122,32 \text{ cm}^2$$

Seleccionamos un perfil HEB que cumpla el área mínima obtenida.

- Vigas

A continuación predimensionaremos una viga y homogenizaremos su resultado en el resto de la planta. Elegimos para ello la más solicitada de la planta, es decir, la que une los pilares 3 y 15.

La calcularemos en ELU por resistencia, según la siguiente expresión de Navier:

$$W_{EL} \geq M_{Ed} / f_{yd}$$

Para ello calcularemos el máximo flector mayorado (M_{Ed}) que solicita a la viga, y conociendo la resistencia de cálculo (f_{yd}) del acero estructural utilizado,

obtendremos el módulo resistente (W_{el}) mínimo que deberá tener la sección del perfil metálico laminado que escojamos. Para calcular el momento máximo lo haremos a través de la siguiente fórmula:

$$M_{ed} = (Q \cdot L^2) / 12$$

De la cual calcularemos primeramente la carga lineal Q sobre la viga multiplicando el peso del forjado por el ancho de influencia, y posteriormente el M_{ed} :

$$(1) Q = 7,8 \text{ KN/m}^2 \cdot 8,38 \text{ m} = 65,36 \text{ KN/m}$$

$$(2) M_{ed} = (65,36 \cdot 7,88^2) / 12 = 338,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Una vez conocido el valor de cálculo de la resistencia del acero, la cual se determinó en apartados anteriores y adopta un valor de:

$$f_{yd} = f_y / \gamma = 275 / 1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

Por último hallamos el módulo resistente:

$$W_{EL} \geq M_{Ed} / f_{yd} ; 338,23 \text{ KNm} \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 261,90 \text{ Nmm}^2 = 1.291.447,12 \text{ mm}^3$$

De acuerdo con esto, buscamos en un catálogo una sección por ejemplo IPE cuyo módulo resistente sea mayor al obtenido:

	G	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	I_z	A_x	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	S_x	I_x	I_w	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 1002	EN 1002	EN 102	
	kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹										
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓	
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓	
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓	

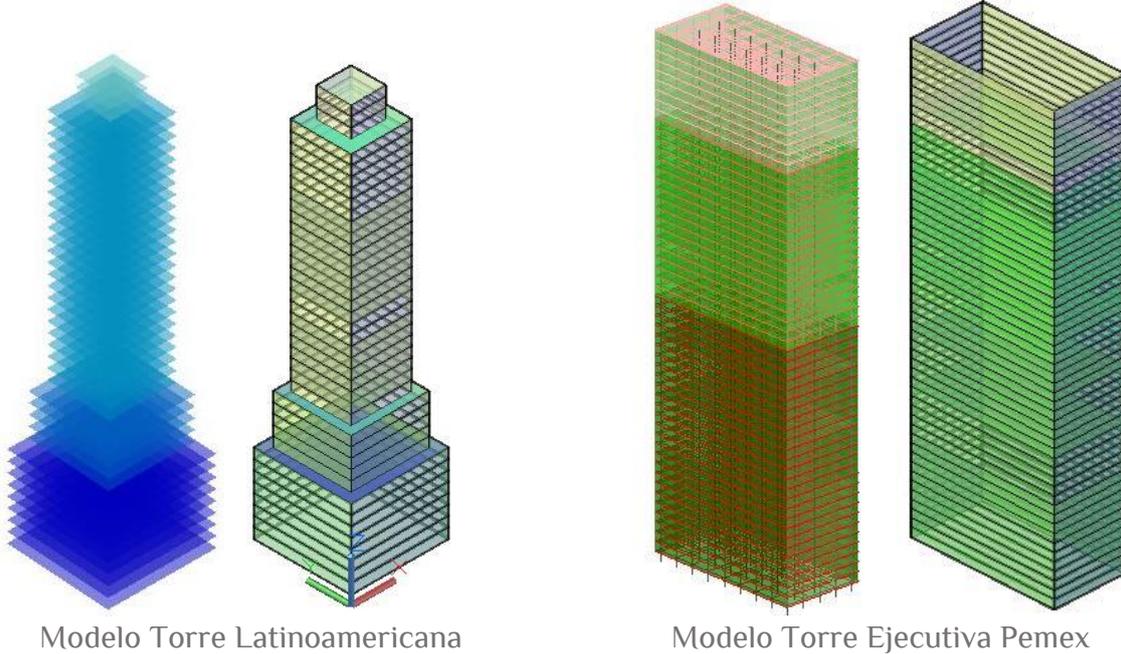
4.4 Discretización del modelo de cálculo por elementos finitos

A continuación exponemos los pasos genéricos básicos para la discretización de cada modelo estructural planteado para el cálculo de los mismos por el método de los elementos finitos por medio del software de aplicación SAP2000. De este modo no repetiremos de forma innecesaria algunas de las indicaciones básicas a seguir para la introducción de modelos en SAP cada vez que expliquemos en los apartados siguientes el cálculo de un modelo.

4.4.1 Adaptación de modelos 3D para cálculo estructural MEF

Se realizarán modelos de cálculo simplificados en cuanto a sus dimensiones y componentes, que quizás no sean exactamente como sería tal estructura en la realidad constructiva, pero de los cuales podamos obtener de forma más sencilla conclusiones claras extrapolables al diseño y dimensionado de estructuras físicas que funcionen de forma correcta. Para ello diseñaremos mediante software de CAD los modelos geométricos de nuestras estructuras estableciendo de forma clara los diferentes componentes: elementos longitudinales tales como barras, vigas, etc., mediante elementos “FRAME”, y elementos superficiales tales como losas, pavimentos mediante elementos “SHELL”.

Los modelos completos reales incluyen las escaleras, sin embargo, en nuestro caso hemos optado por utilizar un modelo que no las incluya, ya que no influyen mucho en el cálculo y dificultan el entendimiento de la estructura.



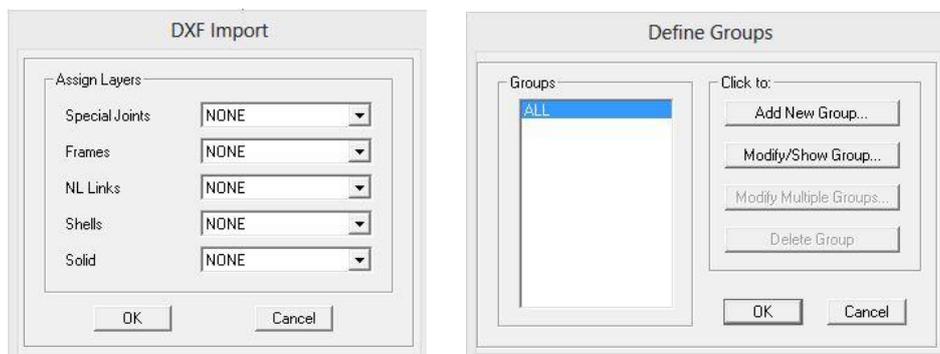
Modelo Torre Latinoamericana

Modelo Torre Ejecutiva Pemex

Una vez introducido el modelo geométrico en SAP2000 se iniciará el proceso de cálculo del modelo estructural, llevando a cabo en primer lugar el denominado como “*PRE-PROCESO*”, consistente en la introducción de todos los datos como materiales, secciones y acciones, necesarios para realizar el cálculo de las tensiones, esfuerzos y deformaciones sobre los elementos estructurales, estando el análisis de estos resultados obtenidos en la fase “*POST-PROCESO*”.

4.4.2 Pre-Proceso: Introducción del modelo de cálculo en SAP

Para la introducción del modelo geométrico realizado mediante CAD en el programa de análisis estructural SAP2000, generaremos un archivo en formato DXF compuesto por diferentes capas que establezcan de forma clara los diferentes componentes de la estructura del modelo, por ejemplo: una capa para los elementos superficie “*SHELL*” y otra para los lineales “*FRAME*”. A continuación introduciremos el modelo en SAP importando cada una de las capas de forma separada, y así las iremos asignando cada una a un determinado grupo.



Para esto, crearemos en primer lugar los grupos con el menú *Define/Groups*, y vamos asignando los elementos correspondientes a cada grupo mediante el menú *Assign/AssigntoGroup*.

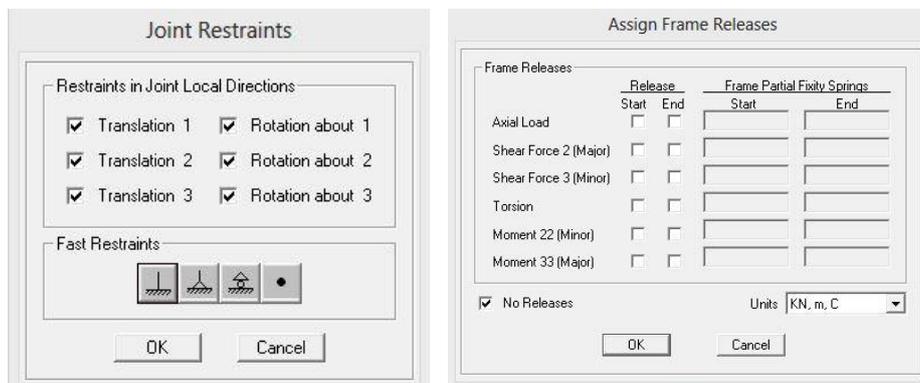
Cabe destacar, que para la correcta importación del modelo se deben tener en cuenta consideraciones especiales en la realización del archivo DXF, a saber: todos los componentes que forman los elementos “BARRA” son segmentos de línea; todos los elementos que componen superficies “SHELL” están creados mediante el comando 3DCARA de AutoCAD; uno de los puntos de la estructura se encuentra en el punto origen 0,0,0 del espacio modelo; el sistema de ejes de referencia globales ortogonal con el eje Z hacia arriba; las unidades de cálculo del modelo en SAP son las del sistema internacional (KN,m,°C)...

No obstante, una vez completada la importación de cada modelo y la asignación de grupos revisaremos las características particulares de todos los elementos mediante el menú *View/Set DisplayOptions*, para comprobar mediante las variables de representación que se pueden mostrar, aspectos como que todos los elementos “SHELL” tengan los ejes locales con la misma orientación, siendo aconsejable que el eje Z apunte hacia el exterior de las superficies. Si algunos elementos no están correctamente orientados, los seleccionaremos y los podremos modificar mediante el menú *Assign/Area/Reverse Local 3*.

De igual forma, para eliminar posibles desajustes en los nodos o puntos “JOINTS” por errores de construcción del modelo en CAD, seleccionaremos toda la estructura y mediante el menú *Edit/EditPoints/Mergejoints* le aplicamos una tolerancia de 0,0001 metros.

4.4.2.1 Vínculos internos y coacciones externas

Para considerar el modelo introducido en SAP como elemento estructural, deberá estar condicionado por una tipología de coacciones externas las cuales le impedirán comportarse como un simple mecanismo. La definición de estos vínculos con el exterior la realizaremos seleccionando primero aquellos puntos en los que van a estar estos vínculos coaccionados, y mediante el menú *Assign/Joints/Restraints* consideraremos nuestras coacciones como apoyos, articulaciones o empotramientos, según convenga para el modelo de cálculo correspondiente.



En nuestro caso, los vínculos externos para los dos edificios serán empotramientos en la base de los pilares. Sabemos que ambos edificios disponen plantas de aparcamiento en niveles subterráneos; sin embargo simplificaremos el modelo y no las tendremos en cuenta; pensaremos que la cimentación arrancara justo en la base de los pilares.

Para que SAP tome los frames como nudos rígido debemos asignárselo mediante *Assign/Frames/Releases/partial fixity* fijando la pestaña “no releases” (sin libertad), tal y como se observa en la imagen previa.

4.4.2.2 Materiales y secciones

En cuanto a la definición de materiales y secciones, esto dependerá muy concretamente del modelo estructural. Las características determinadas de cada uno de estos materiales se introducirán en el programa a través del menú Define/Materials según los valores característicos que se determinen para cada uno de ellos en la normativa de aplicación correspondiente, y que quedaron plasmados en el apartado 4.2 de esta trabajo.

The image displays three screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in SAP, showing the configuration for different materials.

Material 1: Steel

- General Data: Material Name and Display Color: S 275 JR (Estructura); Material Type: Steel; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass: Weight per Unit Volume: 78,5; Mass per Unit Volume: 8,0048; Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data: Modulus of Elasticity, E: 2,100E+08; Poisson's Ratio, U: 0,3; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,200E-05; Shear Modulus, G: 80769231
- Other Properties for Steel Materials: Minimum Yield Stress, Fy: 275000; Minimum Tensile Stress, Fu: 410000; Effective Yield Stress, Fye: 261904; Effective Tensile Stress, Fue: 328000

Material 2: Concrete

- General Data: Material Name and Display Color: Hormigón HA-25; Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass: Weight per Unit Volume: 24; Mass per Unit Volume: 2,4473; Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data: Modulus of Elasticity, E: 2,800E+08; Poisson's Ratio, U: 0,2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,200E-05; Shear Modulus, G: 1,167E+08
- Other Properties for Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 25000; Lightweight Concrete: ; Shear Strength Reduction Factor: []

Material 3: Other

- General Data: Material Name and Display Color: F.Colaborante; Material Type: Other; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass: Weight per Unit Volume: 10; Mass per Unit Volume: 1,0197; Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data: Modulus of Elasticity, E: 2,450E+08; Poisson's Ratio, U: 0,25; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,200E-05; Shear Modulus, G: 98000000

Para la introducción del forjado colaborante como material, se ha tomado el valor de 2 KN/m² de peso del DB-AE.

Para el resto de coeficientes requeridos se ha consultado fichas técnicas de fabricantes especializados en la comercialización del material.

En cuanto a la definición de las secciones de los elementos que componen los modelos estructurales, se realiza mediante el menú *Define/Section Properties*, seleccionando *Frame Section* para definir las secciones de elementos lineales o *AreaSection* para definir la sección de elementos superficiales. Para asignar a cada elemento su correspondiente sección, seleccionaremos por un lado sólo elementos “FRAME” y por otro lado solo los elementos “SHELL”.

Aunque en el apartado anterior de predimensionado de elementos estructurales para los edificios solo se llevó a cabo el cálculo de la sección más solicitada para cada elemento estructural, ahora introduciremos en los modelos secciones variables en pilares dependiendo de su posición en altura.

Al ser el número de plantas un factor directamente proporcional al axil máximo obtenido y en consecuencia al área mínima determinada, podremos hacer una estimación sobre la reducción de secciones en los perfiles de pilares según la planta en la que estos se encuentran. Así pues para simplificar esta cuestión se han dividido ambos edificios en grupos, a los cuales se les asignarán las mismas.

Dividiremos en tres tipos de secciones de pilares, las cuales tienen correspondencia con los niveles donde se producen escalonamientos en la torre Latinoamericana (plantas 0-9, 0-14, 14-38/41), así como en la posición de las plantas técnicas de la torre Pemex (plantas 0-27, 27-45, 45-54)

Así pues se asignarán las siguientes secciones a los elementos:

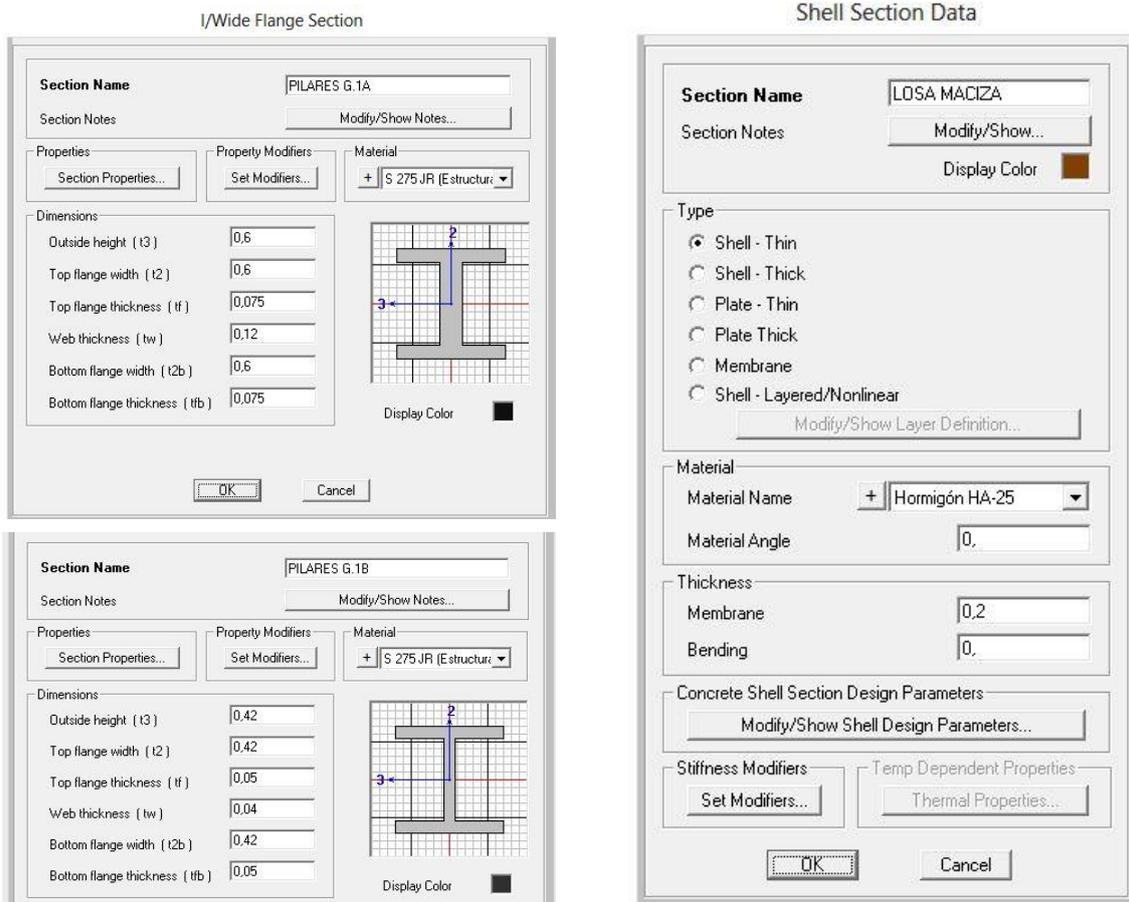
· Para la Torre Latinoamericana:

Pilares Grupo 1A (plantas 0-14 interior)-(1211,83 cm²)- **HD 400x990**
Pilares Grupo 1B (plantas 0-14 exterior)-(466,52 cm²)- **HD 400x382**
Pilares Grupo 2 (plantas 14-38 y 41)-(797,97 cm²)- **HD 400x634**
Vigas Generales: (814,43 mm³) – IPE 0330
Forjado: Losa maciza HA-25, espesor 20 cm

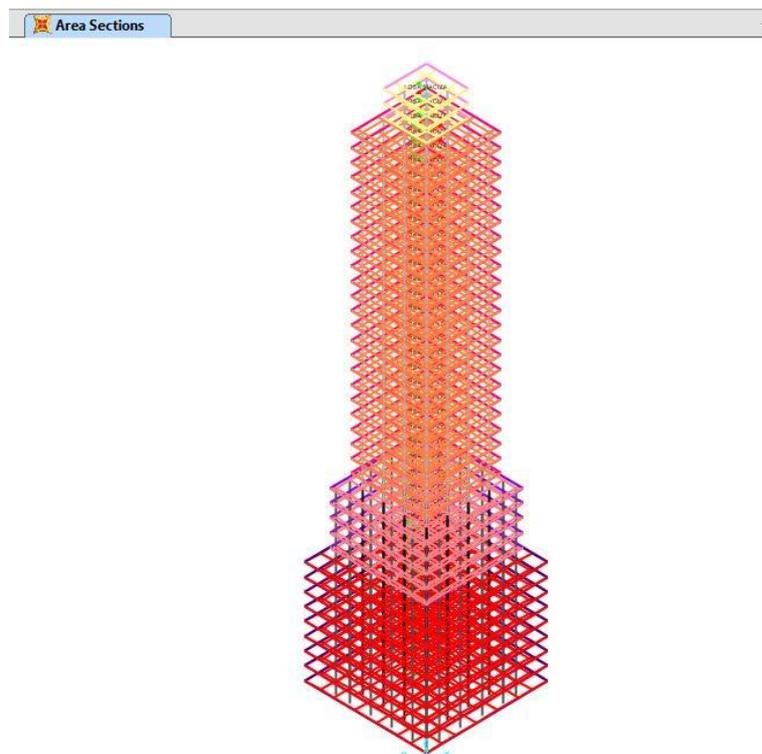
· Para la Torre Ejecutiva Pemex:

Pilares Grupo 1 (plantas 0-27)-(1809,1 cm²)- **HD 400x1299**
Pilares Grupo 2 (plantas 27-45)-(904,5 cm²)- **HD 400x744**
Pilares Grupo 3 (plantas 45-54)-(307,53 cm²)- **HD 260x299**
Pilares Grupo 4 (Arriostamiento)-(122,32 cm²)- **HD 320x97,6**
Vigas Generales: (1291,47 cm³) – IPE 0400
Forjado: Colaborante, espesor 12 cm

Se muestra algunos de los elementos introducidos en el programa, así como los valores asignados a los mismos:



Para confirmar la correcta asignación de estas secciones, ejecutaremos el menú *View/Set DisplayOptions* y seleccionando la opción *Extrude View* podemos verificar la correcta asignación de las secciones a cada elemento correspondiente. (En este caso mostramos el modelo de la torre Latinoamericana)



4.5 Asignación de cargas y combinaciones de hipótesis

A partir de aquí particularizaremos el trabajo para uno de los edificios de estudio, mediante el cual explicaremos paso a paso el proceso seguido para la obtención de resultados así como para la asignación de los mismos. Posteriormente aplicaremos la misma metodología para el otro de los edificios de estudio, la torre Pemex.

- Definición de hipótesis simples

La definición de hipótesis simples, se realiza mediante el menú *Define/Load Patterns*. En este caso, tendremos las 4 hipótesis definidas en el apartado 4.2.1.

- Asignación de cargas

Peso Propio

El peso propio lo tiene en cuenta SAP al haberle puesto en *Define/Load Patterns* el valor multiplicador 1.

Sobrecarga de Uso

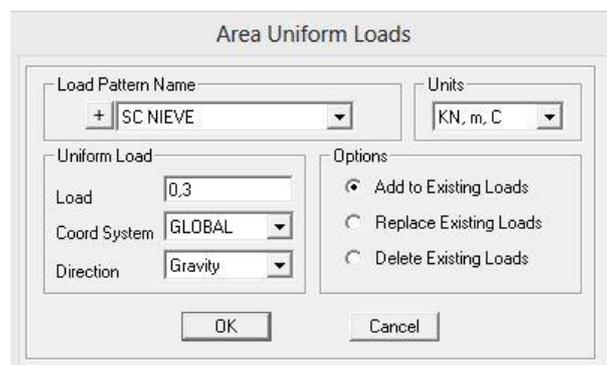
Tal y como se calculó en el apartado 4.2.1, introducimos la sobrecarga de uso del siguiente modo:

Seleccionamos cada elemento y le aplicamos su carga. Lo haremos a través del menú *Assign/Arealoads/Uniform*: En este caso el valor es de 1,6 KN/m².



Nieve

Tal y como se calculó previamente, la carga de nieve tendrá un valor de 0,3 KN/m² y se aplicará en el último forjado del edificio y no en el resto de forjados escalonados del mismo para simplificar.



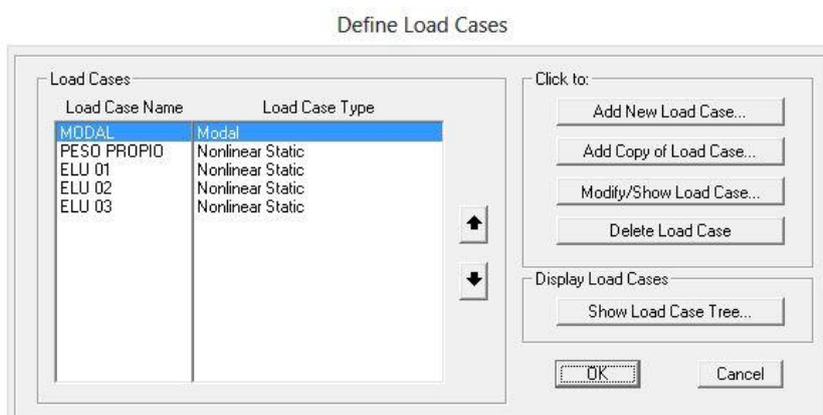
Viento

Tiene un valor de 2,30 KN/m², y lo aplicaremos en las fachadas perpendiculares XZ e YZ (aunque solo sería necesario en una de ellos dada la simetría del edificio). Para ello previamente se ha introducido el cerramiento como elementos cara del modelo de cálculo, para así poder introducir carga superficial sobre los mismos. Cambiamos asimismo la dirección de actuación de la acción, para que incida perpendicularmente sobre las fachadas.



- Combinaciones

Realizaremos un cálculo estático no lineal activando la pestaña “*NONLINEAR STATIC*” en el menú *Define/Load Cases*. Mediante este tipo de cálculo no lineal podremos tener en cuenta efectos de imperfecciones y deformaciones fruto de la acciones impuestas en el modelo de cálculo.



Al ser un análisis no lineal las combinaciones se harían dentro de este mismo apartado, por eso hemos metido ELU 01, ELU 02, ELU 03 y el Peso Propio (al que se le ha introducido el coeficiente de mayoración de 1,35).

En otro archivo realizaremos el mismo procedimiento anterior para ELS, y así no confundir coeficientes, ya que para este caso habrá coeficientes de distintos para los aplicados en ELU.

Se muestran a continuación las hipótesis introducidas en el modelo para la torre Latinoamericana:

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PESO PROPIO

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROPIO	1,35

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: ELU 01

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SC USO	1,5
Load Pattern	SC NIEVE	1,05
Load Pattern	SC VIENTO	0,9

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: ELU 02

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SC NIEVE	1,5
Load Pattern	SC USO	1,05
Load Pattern	SC VIENTO	0,9

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: ELU 03

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SC VIENTO	1,5
Load Pattern	SC USO	1,05
Load Pattern	SC NIEVE	1,05

Posteriormente a esto y para poder llevar a cabo otras comprobaciones, será necesario definir las combinaciones tal y como lo hacemos habitualmente, pero dándoles el coeficiente 1. Lo haremos para las tres combinaciones. Finalmente hacemos también la envolvente de dichas combinaciones como se muestra.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ELU 01

Load Combination Type: Linear Add

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
ELU 01	Nonlinear Static	1,
ELU 01	Nonlinear Static	1,

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ENV ELU

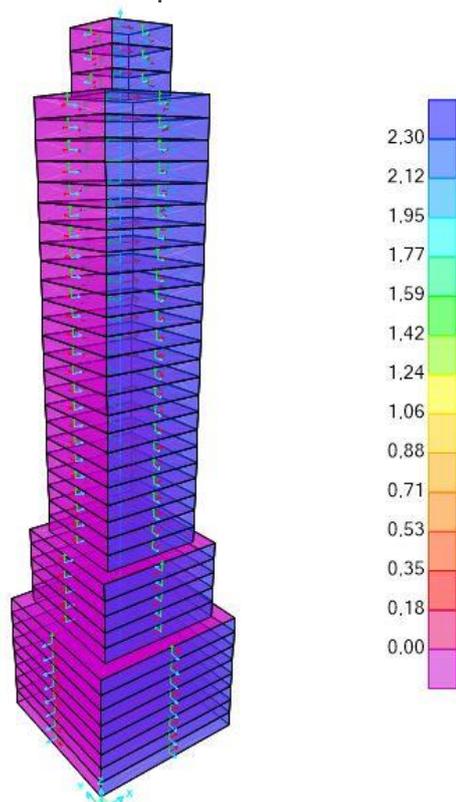
Load Combination Type: Linear Add

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
ELU 01	Combination	1,
ELU 02	Combination	1,
ELU 03	Combination	1,

Para comprobar si la aplicación de cargas de cargas se ha realizado correctamente, podemos visualizar los vectores y las magnitudes de carga sobre los elementos estructurales mediante los menús:

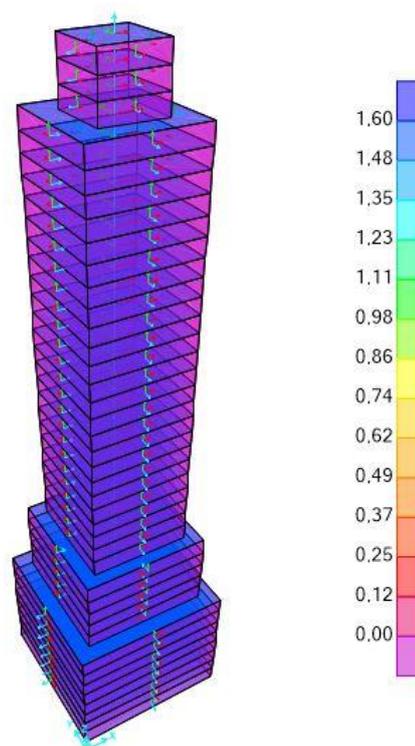
- Sobre elementos "SHELL" menú *Display/Show Loads Assigns/Area*.
- Sobre elementos "FRAME" menú *Display/Show Loads Assigns/Frame*.
- Sobre elementos "JOINTS" menú *Display/Show Loads Assigns/Joins*.

Viento en plano XZ



Vemos como se ha aplicado la acción de viento con valor 2,30 KN/m² en la dirección X, es decir en los plano XZ del edificio

Sobrecarga de Uso



La introducción de la sobrecarga de uso ha sido la correcta, al actuar ésta en todas las plantas del edificio con valor de 1,60 KN/m²

Cabe destacar por último que los elementos desarrollados en este apartado 4.5 del trabajo referente a la asignación de cargas y combinaciones de hipótesis han sido los pertenecientes al modelo de cálculo de la torre Latinoamericana.

Así pues repetiremos este mismo apartado para la realización del modelo de la torre ejecutiva Pemex pero no se mostrará en el trabajo con el objetivo de no duplicar la información, ya que la gran mayoría de los datos introducidos son similares para ambos edificios a excepción del viento y los materiales constitutivos de cada edificio.

4.6 Post-Proceso: Cálculo del modelo y análisis global de resultados para la Torre Latinoamericana

Una vez completada la correcta definición del modelo de cálculo de nuestra estructura en el programa SAP2000, realizaremos el cálculo estructural a través del menú Analyze/RunAnalysis.

Lo primero es comprobar a primera vista que no ha ocurrido algún tipo de fallo inesperado en el cálculo, como por ejemplo verificar que los periodos de vibración de la estructura en el cálculo para la hipótesis de vibración “MODAL”, predefinida por defecto en el programa, no alcanzan valores de magnitudes extremas, lo cual podría significar un error grave en el modelo. Esto podemos revisarlo en el informe de cálculo LOG.txt que el programa genera automáticamente o en la ventana que se abre de forma automática tras el cálculo.

Una vez realizado el cálculo de nuestro modelo, levaremos a cabo el análisis estructural, atendiendo a los diversos parámetros que podamos obtener de SAP. Mediante el estudio de tales resultados juzgaremos si el diseño estructural realizado es apropiado, correcto, viable o seguro, así como si se trata del diseño o dimensionado más óptimo posible.

Según la tipología estructural (malla de barras, elementos superficiales,...), el material (metal, madera, hormigón,...) o las acciones predominantes tendremos que obtener de SAP diferentes datos de cálculo a través de tablas de valores o diagramas gráficos.

No obstante a continuación exponemos las verificaciones más comunes, las cuales realizaremos en nuestros modelos de cálculo para ambas torres.

- **Verificación de modos/periodos de vibración**

Podemos obtener esta información en el cuadro de resultados que aparece tras el cálculo, a partir de la hipótesis “MODAL”.

- **Verificación de deformaciones para E.L.S**

Los valores y gráficas de deformación podremos obtenerlos mediante el menú Display/Show DeformedShape.

- **Análisis de esfuerzos en barras**

Para visualizar de forma diagramática los esfuerzos solicitantes sobre cada barra en el conjunto de nuestra estructura, elegimos a través del menú Display/Show Forces/Frames el tipo de esfuerzo (axiales, cortantes, flectores o torsores) que queremos analizar para la hipótesis simple o combinación de hipótesis deseada.

Con estos diagramas comprobaremos que el comportamiento estructural es el estimado para el diseño realizado.

4.6.1 Verificación de modos/periodos de vibración

La primera comprobación que realizaremos será verificar que para el análisis de vibración de la hipótesis “MODAL” no obtenemos valores extraños. Según queda reflejado en el cuadro de resultados, el periodo fundamental del edificio es $T=6,54$

```

FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME)      =      .0000000
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME)     =      -INFINITY-
ALLOW AUTOMATIC FREQUENCY SHIFTING      =              YES

Original stiffness at shift : EV= 0.0000000E+00, f=      .0000000, T=      -INFINITY-
Number of eigenvalues below shift =      0
Found mode      1 of      12: EV= 9.2228935E-01, f=      0.152846, T=      6.542538
Found mode      2 of      12: EV= 9.8051951E-01, f=      0.157597, T=      6.345294
Found mode      3 of      12: EV= 1.0659474E+00, f=      0.164319, T=      6.085720
Found mode      4 of      12: EV= 2.4489762E+00, f=      0.249065, T=      4.015019
Found mode      5 of      12: EV= 3.5417097E+00, f=      0.299521, T=      3.338669
Found mode      6 of      12: EV= 3.7694263E+00, f=      0.308999, T=      3.236251
Found mode      7 of      12: EV= 6.6003472E+00, f=      0.408887, T=      2.445662
Found mode      8 of      12: EV= 6.6838706E+00, f=      0.411466, T=      2.430333
Found mode      9 of      12: EV= 6.8278415E+00, f=      0.415874, T=      2.404574
Found mode     10 of      12: EV= 8.8908985E+00, f=      0.474562, T=      2.107206
Found mode     11 of      12: EV= 1.0855345E+01, f=      0.524375, T=      1.907032
Found mode     12 of      12: EV= 1.1307288E+01, f=      0.535179, T=      1.868532

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND              =      12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED           =      6
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS               =      0

```

Se entiende éste como un valor lógico para edificios de gran altura. Según lo comentado en el apartado 3 sobre “entramado de pórticos” de la revista “tipologías estructurales de edificios en altura, se entienden los periodos de vibración como un elemento característico de los edificios en altura.

4.6.2 Verificación de deformaciones para ELS

- Limitación del desplazamiento horizontal global

A continuación verificaremos el desplome total experimentado por la torre Latinoamericana a partir de los diagramas aportados por el SAP.

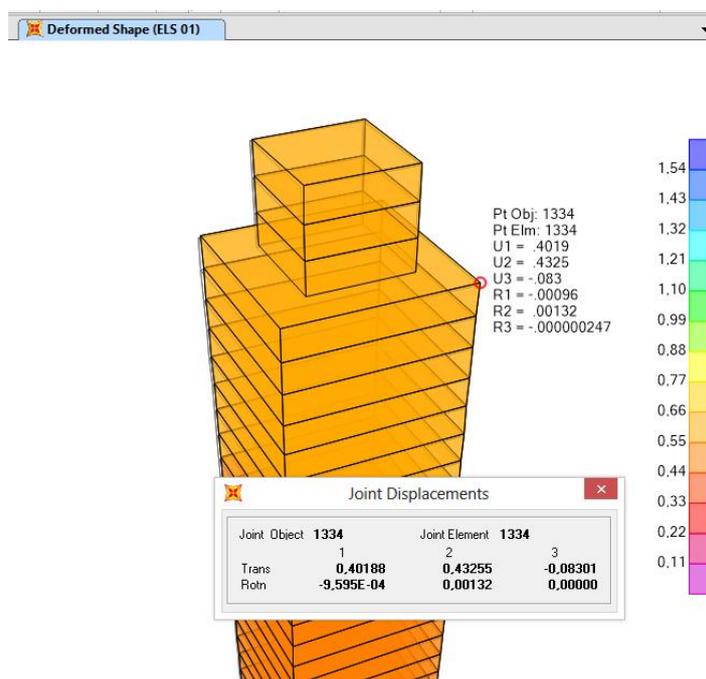
Según el apartado 4.3.3.2 “Desplazamientos horizontales” del CTE-DB-SE, cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura tiene la suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones características (ELS 01, 02,03 de nuestro modelo de cálculo) el desplome total es menor de 1/500 de la altura del edificio.

Al ser edificio simétrico, siendo la carga de viento de similar magnitud en eje X e Y, solo comprobaremos el desplome en el eje X para las tres combinaciones características que tenemos:

Recordemos nuestra limitación:

- Desplazamiento admisible= $188 / 500 = 0,375\text{m}$

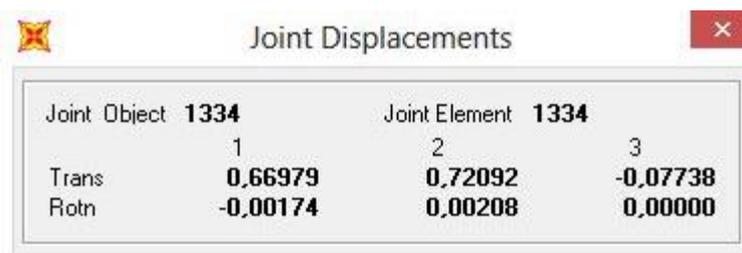
ELS 01; desplazamiento = 0,40 m



ELS 02; desplazamiento = 0,40 m



ELS 03; desplazamiento = 0,66 m



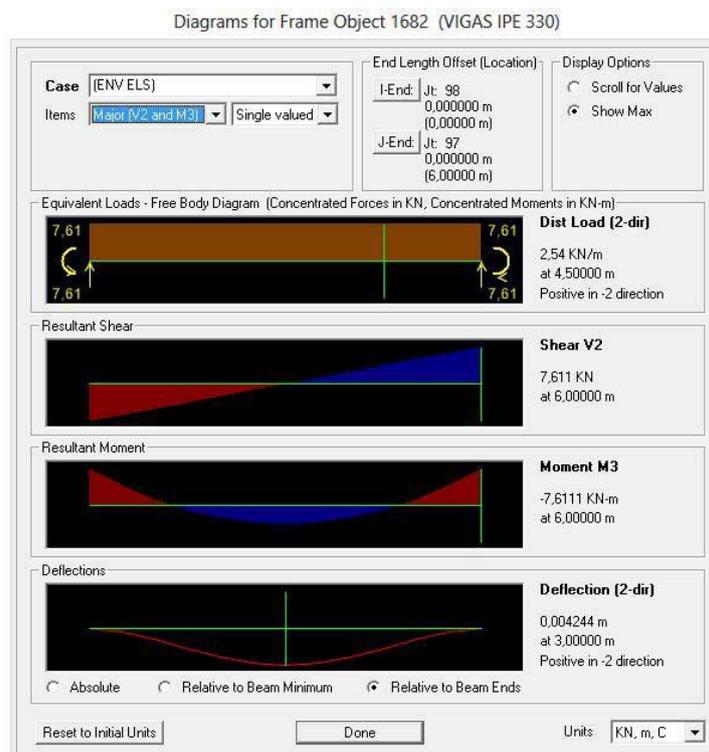
Vemos que para ninguna de las tres combinaciones características se cumple el límite establecido. La diferencia es pequeña entre el valor límite y el obtenido en las combinaciones.

Es más que probable que el incumplimiento se haya producido por el escalonamiento de secciones de los pilares de cada uno de los bloques determinados en el diseño de la estructura. Puede que ello haya provocado una falta de rigidez en las secciones superiores.

- Limitación de flecha en vigas

Verificaremos seguidamente la flecha de una de las vigas con mayor luz. Al ser la carga aplicada en todas las plantas la misma, la única diferencia entre las vigas será la longitud, posición y la aplicación de la carga de cerramiento sobre ellas.

En este caso hemos optado por el estudio de una viga, con el mayor ancho de carga tributario, así como su longitud (6m). Estos son los resultados obtenidos en el programa para la envolvente de esfuerzos en ELS:



En el apartado 4.3.3.1 sobre flechas del DB-SE vemos que la restricción de flecha relativa para cualquier combinación de acciones característica debe ser menor de 1/500 para pisos con tabiques frágiles (tomaremos este valor por ser el más desfavorable)

Flecha máxima = $6 / 500 = 0,012 \text{ m} = 12 \text{ mm} > 4,2 \text{ mm}$; **CUMPLE**

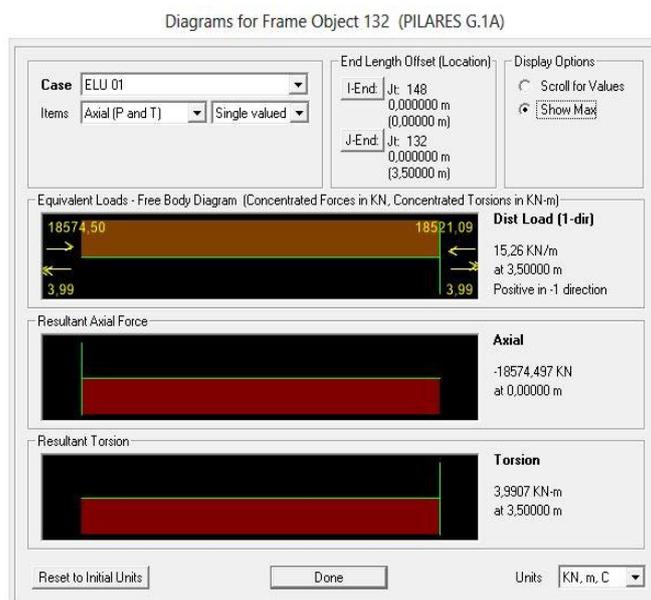
4.6.3 Análisis de esfuerzos en barras

Realizaremos el análisis de los tres grupos de pilares aplicados en el diseño (tal y como se muestra en el gráfico anexo), viendo en cuál de las combinaciones se produce su máximo estado de carga, y contrastándola por último con la hallada inicialmente en el predimensionado.

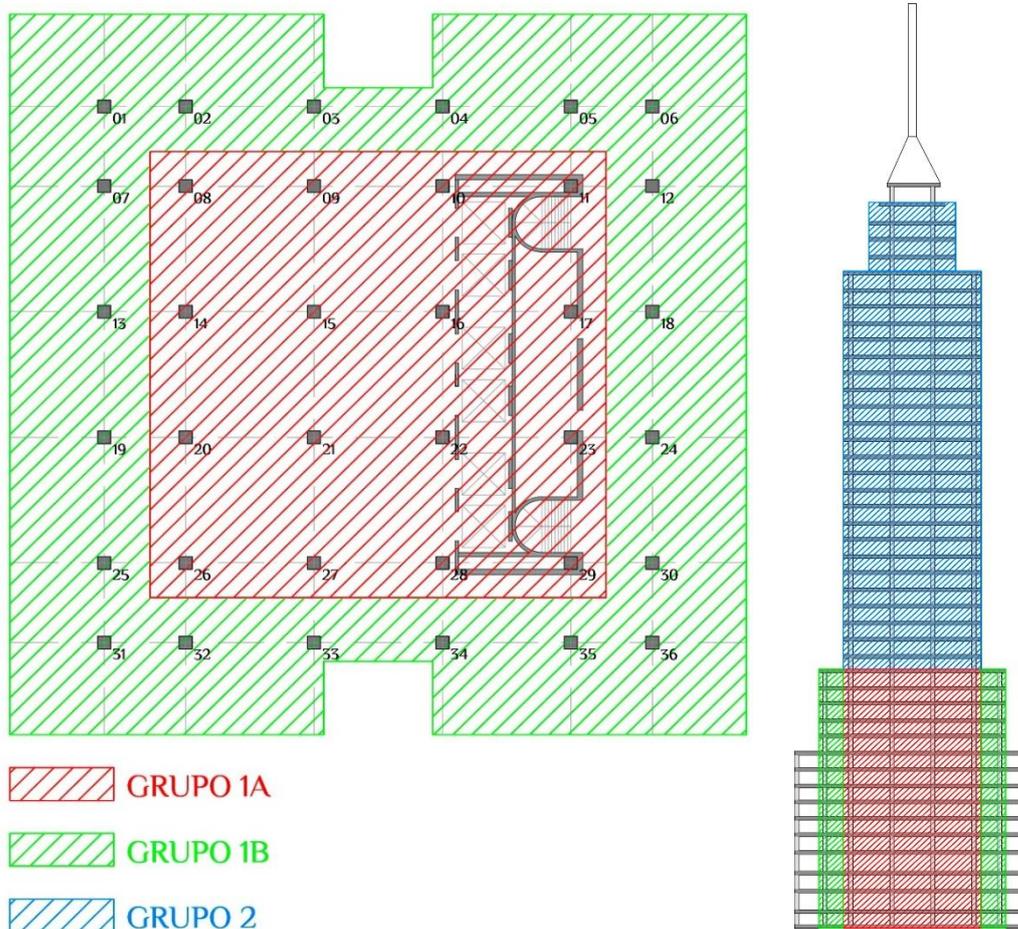
- Análisis de pilar en grupo 1A

Como puede verse en el cuadro resumen anexo se trata del pilar más solicitado de la estructura. La combinación más desfavorable en este caso la primera de la situación persistente o transitoria. Sorprende la similitud en cuanto al axil máximo se refiere;

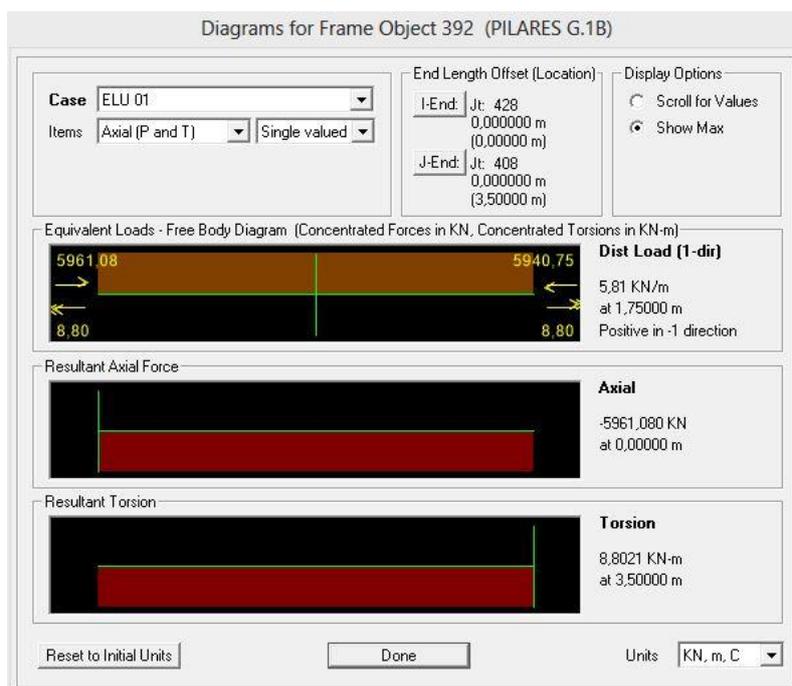
recordemos que habíamos obtenido en predimensionado un axil máximo de 18.574 KN; en el software obtenemos 18.351 KN. Este dato nos hace pensar que la asignación de cargas realizada por el programa es correcta.



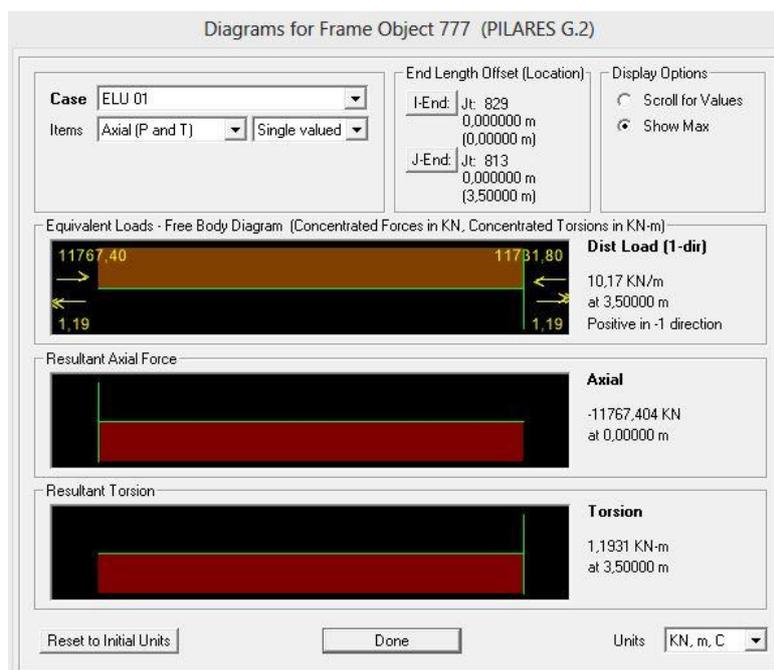
* Posicionamiento del grupo de pilares estudiado:



- Análisis de pilar en grupo 1B



- Análisis de pilar en grupo 2



Tras ver los axiles máximos a los que están sometidos los distintos grupos, parece razonable la división que se hizo al principio para establecer distintas secciones a los grupos acorde a sus cargas. Desde este punto de vista quizás las secciones aplicadas en el modelo provenientes del predimensionado sean óptimas.

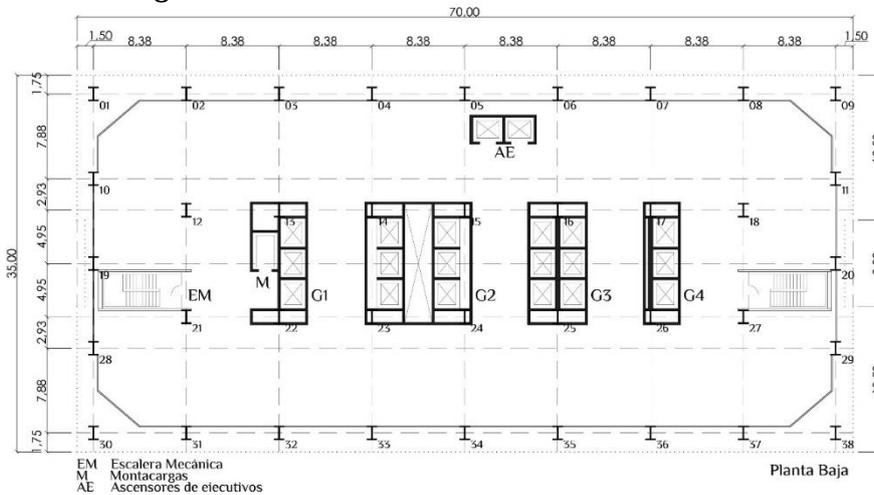
Sin embargo el no cumplimiento de las deformaciones en ELS obliga a un ajuste en lo que a secciones de pilares se refiere, en especial a los del grupo 2.

4.7 Post-Proceso: Cálculo del modelo y análisis global de resultados para la Torre Ejecutiva Pemex

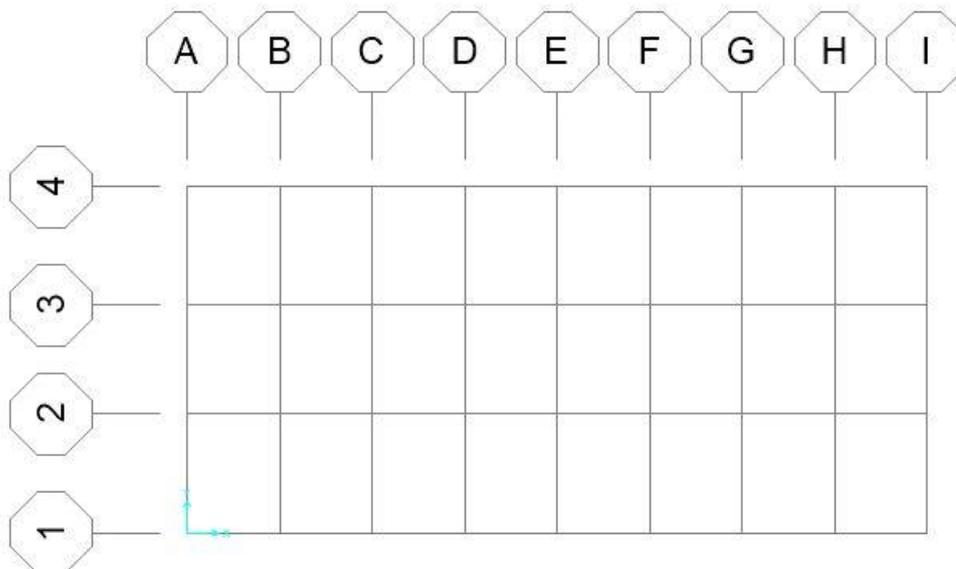
Es relevante enunciar brevemente la introducción de simplificaciones, así como los elementos recurrentes en el comportamiento ante las acciones de viento actuantes en el edificio, antes de abordar enteramente el apartado de verificaciones.

La introducción del modelo en el software de la torre ejecutiva Pemex ha sido distinta a la llevada a cabo para la torre Latinoamericana, ya que en esta ocasión no hemos tenido que importar todas las capas de nuestro modelo en CAD sino que hemos utilizado la orden *3D FRAMES* al inicio. Por otra parte ello ha sido posible gracias al mayor grado de modulación de la planta del edificio. Sin embargo hemos simplificado los vanos de las fachadas laterales de menor tamaño, tal y como queda expuesto a continuación:

- Planta Original



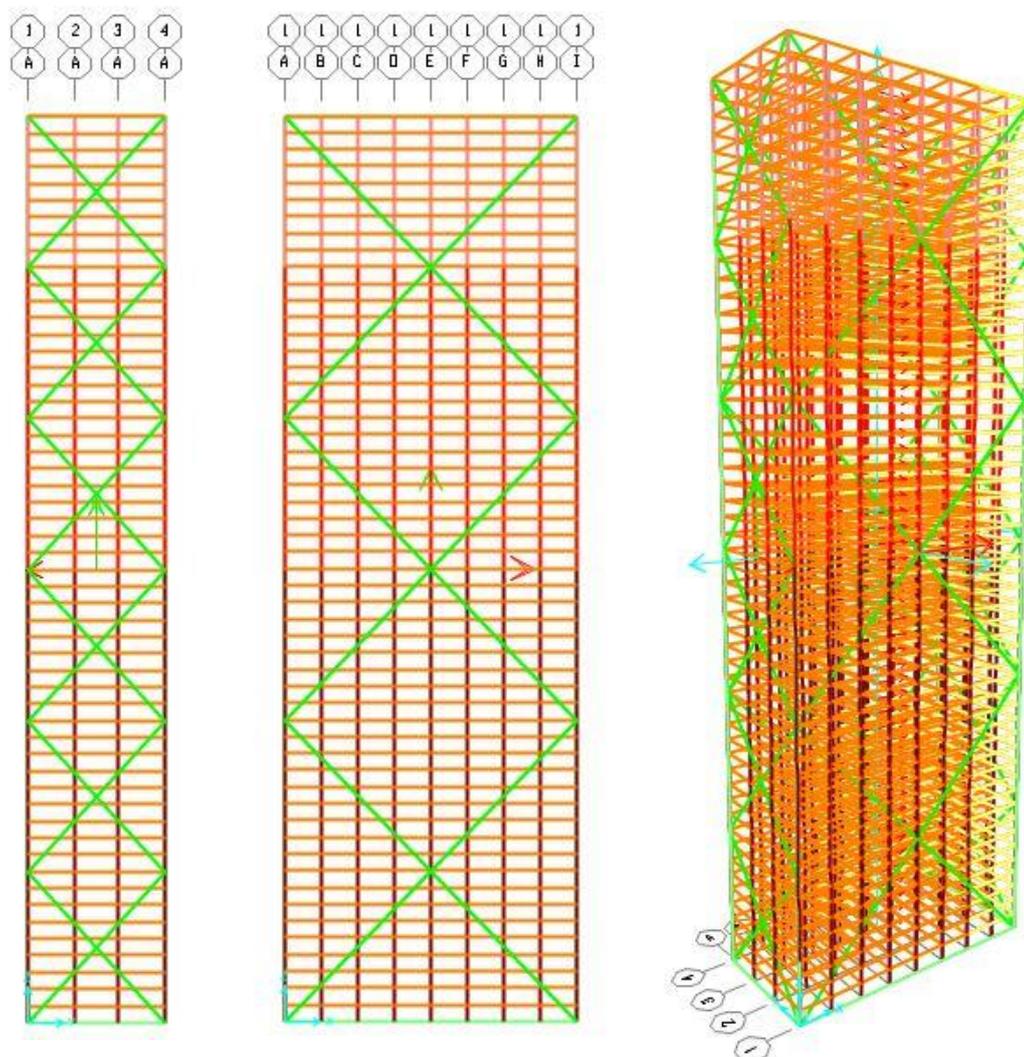
- Planta Modificada para el modelo de cálculo:



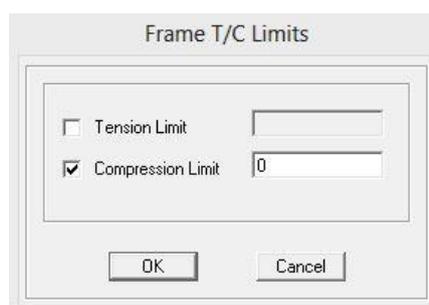
Se observa la disposición de una retícula uniforme con las dimensiones de los vanos interiores de la planta original.

Además de ello se ha tenido muy en cuenta la modelización de los elementos arriostrantes de las fachadas, para que el programa los considere fundamentalmente como elementos solicitados a tracción fruto de la acción de viento sobre la fachada perpendicular a la acción de éste.

Han sido introducidos en grupos diferentes al del resto de elementos FRAME como se ve en estas imágenes obtenidas en el programa.

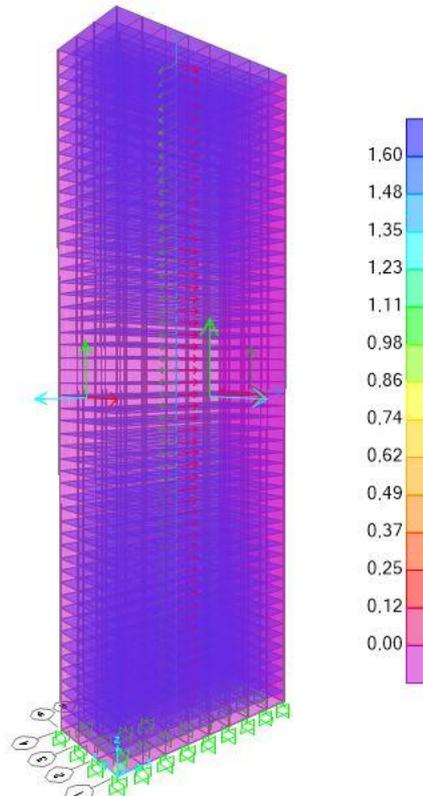


Esto ha sido posible gracias a la consideración necesaria para que estos elementos no soporten carga de compresión. Para ello hemos establecido el límite de compresión con valor 0 en el menú Assign/Frame/TensionCompression Limits, tal y como se ve a continuación.



Una vez mencionadas estas consideraciones previas, abordaremos de lleno el apartado de verificaciones con la misma estructura seguida en la torre Latinoamericana, por lo que no repetiremos parte de la información tratada ya con anterioridad acerca de la obtención en el programa de la información para las verificaciones.

Podemos comprobar a partir de este gráfico, como la asignación de cargas (SC USO) por parte del programa ha sido la correcta; correspondiéndose fielmente los valores con los calculados.



4.7.1 Verificación de modos/periodos de vibración

La primera comprobación que realizaremos será verificar que para el análisis de vibración de la hipótesis “MODAL” no obtenemos valores extraños. Según queda reflejado en el cuadro de resultados, el periodo fundamental del edificio es $T=10,89$

```

FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME)      =      .000000
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME)     =      -INFINITY-
ALLOW AUTOMATIC FREQUENCY SHIFTING      =      YES

Original stiffness at shift : EV= 0.0000000E+00, f=      .000000, T=      -INFINITY-
Number of eigenvalues below shift =      0
Found mode      1 of      12: EV= 3.3252370E-01, f=      0.091776, T=      10.896037
Found mode      2 of      12: EV= 8.0846671E-01, f=      0.143104, T=      6.987934
Found mode      3 of      12: EV= 1.0255958E+00, f=      0.161179, T=      6.204285
Found mode      4 of      12: EV= 1.5024215E+00, f=      0.195081, T=      5.126063
Found mode      5 of      12: EV= 1.5406168E+00, f=      0.197546, T=      5.062121
Found mode      6 of      12: EV= 2.0664258E+00, f=      0.228786, T=      4.370891
Found mode      7 of      12: EV= 2.5461677E+00, f=      0.253959, T=      3.937643
Found mode      8 of      12: EV= 3.0511711E+00, f=      0.278006, T=      3.597051
Found mode      9 of      12: EV= 3.0605095E+00, f=      0.278431, T=      3.591559
Found mode     10 of      12: EV= 3.0995008E+00, f=      0.280199, T=      3.568897
Found mode     11 of      12: EV= 3.5939868E+00, f=      0.301723, T=      3.314299
Found mode     12 of      12: EV= 4.6738720E+00, f=      0.344079, T=      2.906307

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND              =      12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED           =      14
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS               =      0
    
```

Se entiende éste como un valor lógico para edificios de gran altura. Según lo comentado en el apartado 3 sobre “entramado de pórticos” de la revista “tipologías estructurales de edificios en altura, se entienden los periodos de vibración como un elemento característico de los edificios en altura.

4.7.2 Verificación de deformaciones para ELS

- Limitación del desplazamiento horizontal global

Según el apartado 4.3.3.2 “Desplazamientos horizontales” del CTE-DB-SE, cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura tiene la suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones características (ELS 01, 02, 03 de nuestro modelo de cálculo) el desplome total es menor de 1/500 de la altura del edificio (h=211m).

Al no ser el edificio simétrico, como en el caso anterior, comprobaremos el desplome en los ejes X e Y para las tres combinaciones características tal y como indica la norma. Aunque la carga tiene el mismo valor para ambas fachadas (tal y como se dijo en el apartado de cálculo de acciones), la dimensión de las mismas puede influir claramente en el desplome producido.

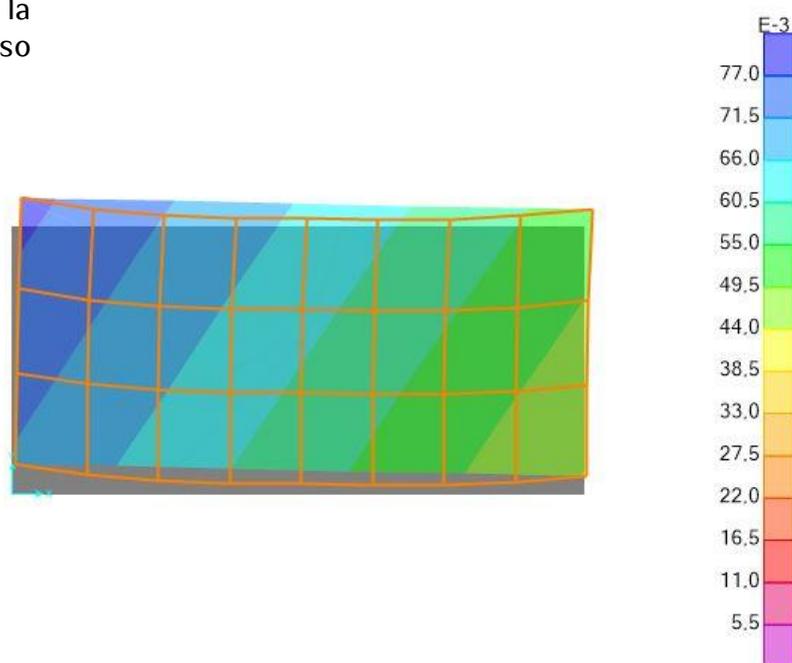
Recordemos nuestra limitación:

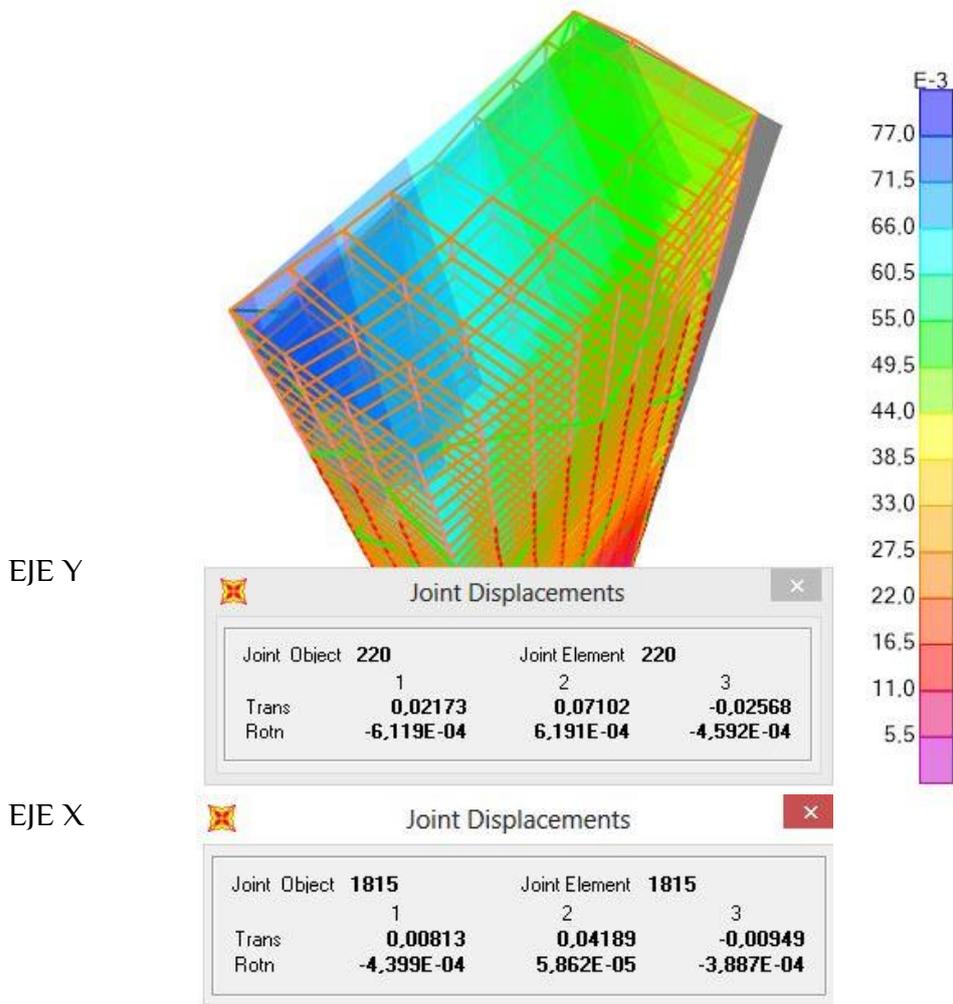
- Desplazamiento admisible= $211 / 500 = 0,422 \text{ m}$

(1) ELS 01 ; desplazamiento en X e Y = (X) 0,04 / (Y) 0,07 m - CUMPLE

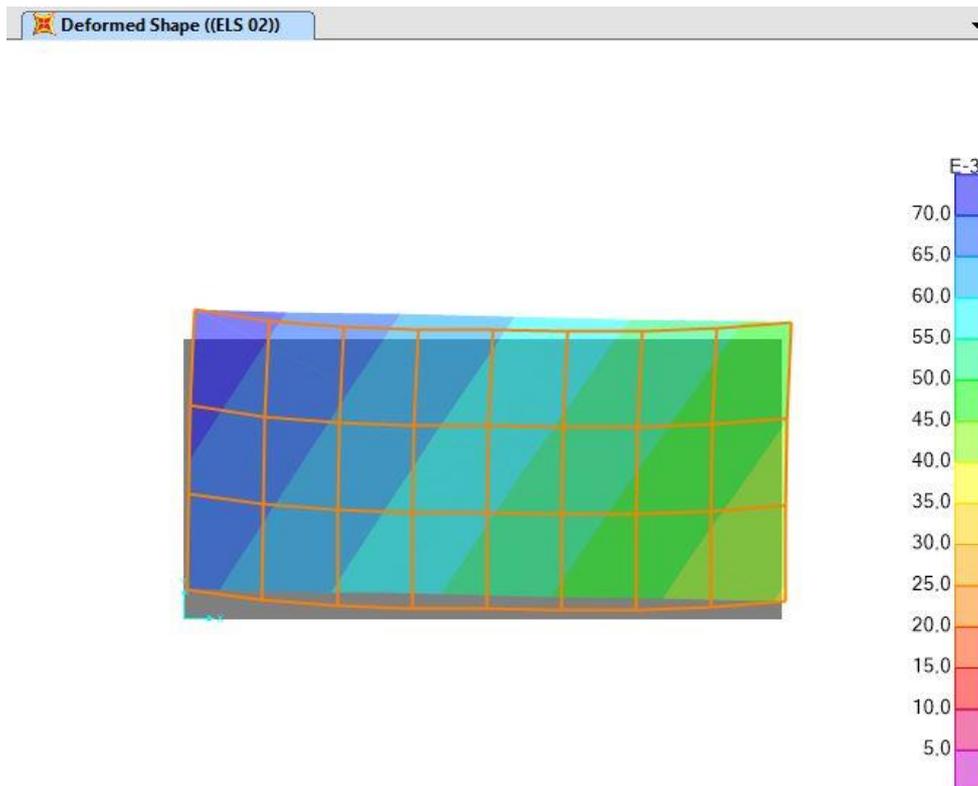


* Se muestra la última planta de la torre Pemex (piso 54)





(2) ELS 02 ; desplazamiento en X e Y = (X) 0,03 / (Y) 0,06 m - CUMPLE



EJE Y

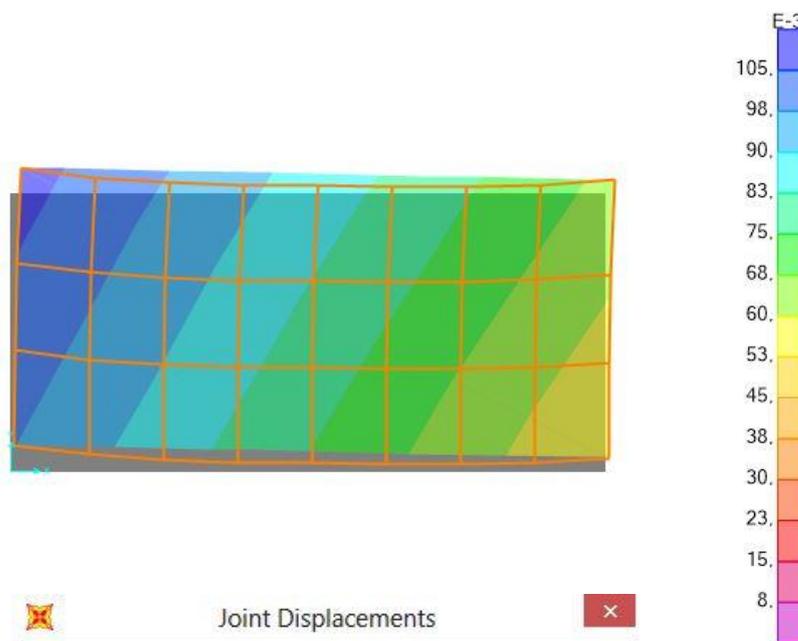
Joint Displacements				
Joint Object	220	Joint Element	220	
	1	2	3	
Trans	0,02170	0,06661	-0,02411	
Rotn	-5,729E-04	6,126E-04	-4,576E-04	

EJE X

Joint Displacements				
Joint Object	1815	Joint Element	1815	
	1	2	3	
Trans	0,00811	0,03752	-0,00925	
Rotn	-3,955E-04	5,891E-05	-3,899E-04	

(3) ELS 03 ; desplazamiento en X e Y = (X) 0,04 / (Y) 0,09 m - CUMPLE

Deformed Shape (ELS 03)



EJE Y

Joint Displacements				
Joint Object	220	Joint Element	220	
	1	2	3	
Trans	0,03576	0,09764	-0,02999	
Rotn	-8,547E-04	7,070E-04	-7,382E-04	

EJE X

Joint Displacements				
Joint Object	1815	Joint Element	1815	
	1	2	3	
Trans	0,01310	0,04960	-0,00918	
Rotn	-5,090E-04	1,059E-04	-6,752E-04	

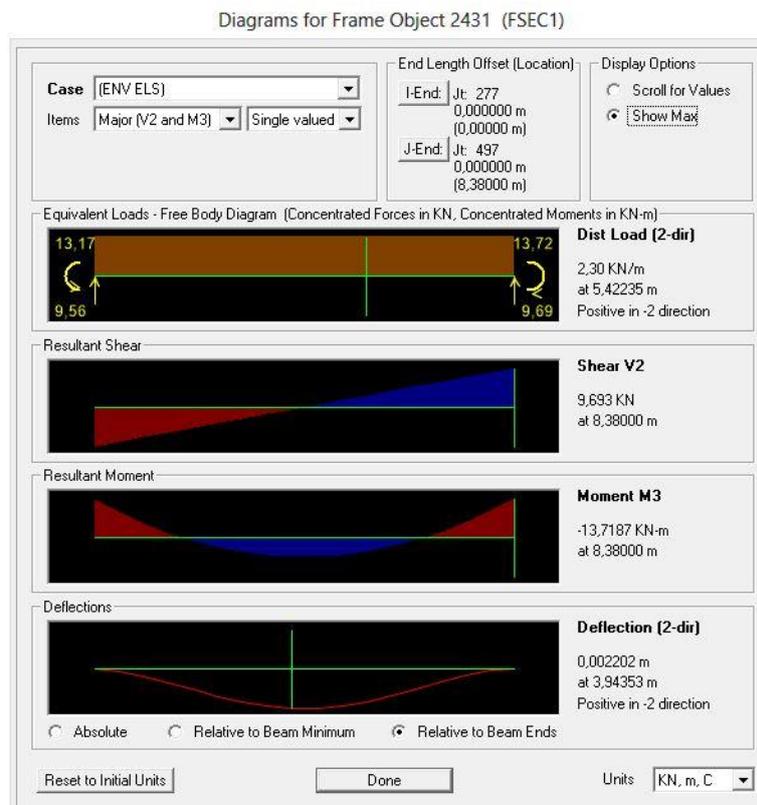
Tras ver los resultados obtenidos cabe destacar la función arriostrante de las pantallas de cruces de San Andrés en el perímetro, ya que gracias a ellas la acción de viento no ha provocado la misma situación de incumplimiento del valor máximo de desplome permitido como en la torre Latinoamericana.

Por otra parte si observamos los datos vemos como los desplazamientos producidos en el eje Y son mayores que los del X en las tres combinaciones analizadas de la situación característica en ELS. Este hecho tiene mucho sentido dado que las fachadas YZ (de menor tamaño) deben soportar mayor carga de viento que las perpendiculares XZ al tener estas últimas mayor superficie, lo que conlleva una mayor carga total de viento a soportar.

- Limitación de flecha en vigas

Verificaremos seguidamente la flecha de una de las vigas con mayor luz. Al ser la carga aplicada en todas las plantas la misma, la única diferencia entre las vigas será la longitud, posición y la aplicación de la carga de cerramiento sobre ellas.

En este caso hemos optado por el estudio de una viga, con el mayor ancho de carga tributario, así como su longitud (8,38m). Estos son los resultados obtenidos en el programa para la envolvente de esfuerzos en ELS:

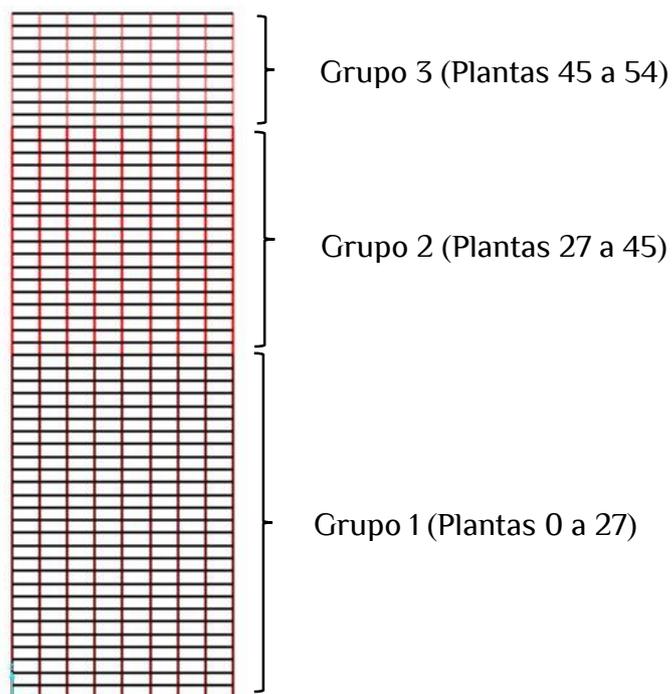


En el apartado 4.3.3.1 sobre flechas del DB-SE vemos que la restricción de flecha relativa para cualquier combinación de acciones característica debe ser menor de 1/500 para pisos con tabiques frágiles (tomaremos este valor por ser el más desfavorable)

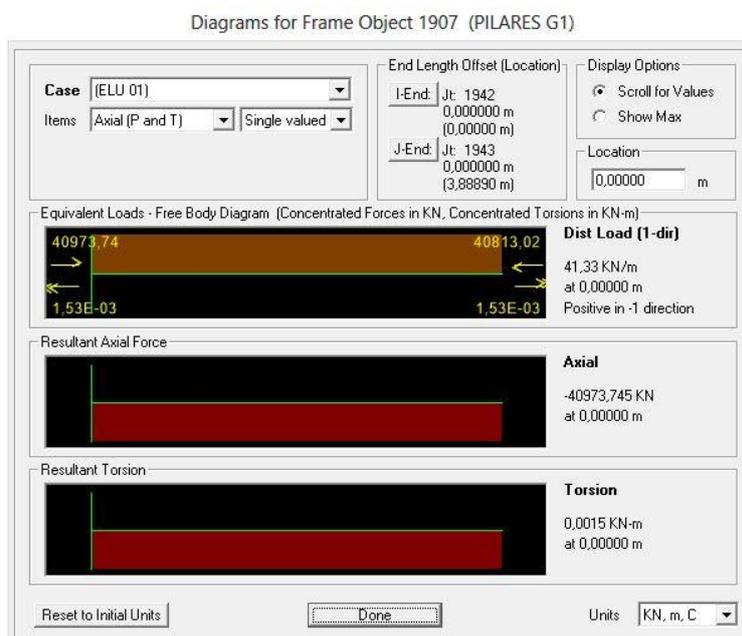
Flecha máxima = $8,38 / 500 = 0,0167 \text{ m} = 17 \text{ mm} > 2,2 \text{ mm}$; **CUMPLE**

4.7.3 Análisis de esfuerzos en barras

Realizaremos el análisis de los tres grupos de pilares aplicados en el diseño (tal y como se muestra en el gráfico anexo), viendo en cuál de las combinaciones se produce su máximo estado de carga, y contrastándola por último con la hallada inicialmente en el predimensionado.



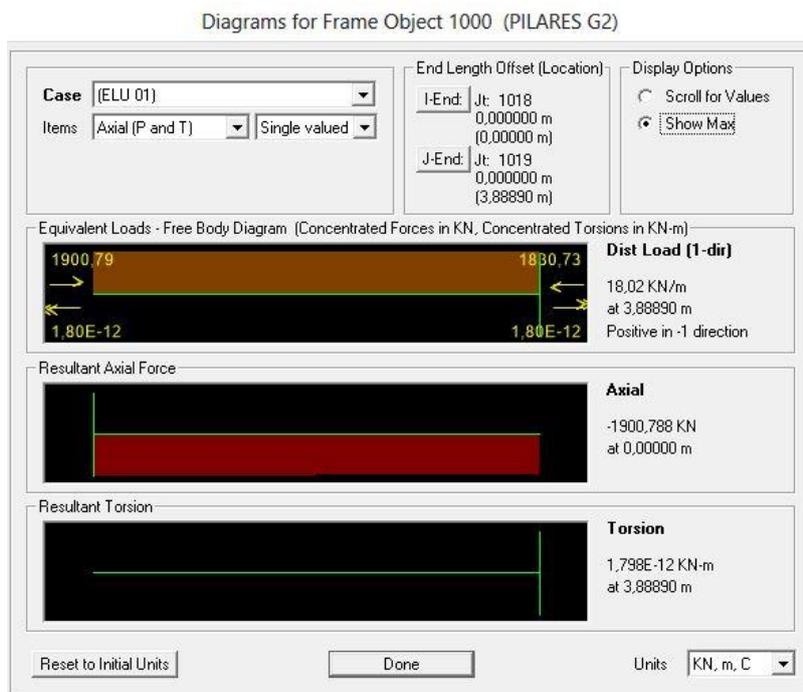
- Análisis de pilar en grupo 1 (Pilar 12)



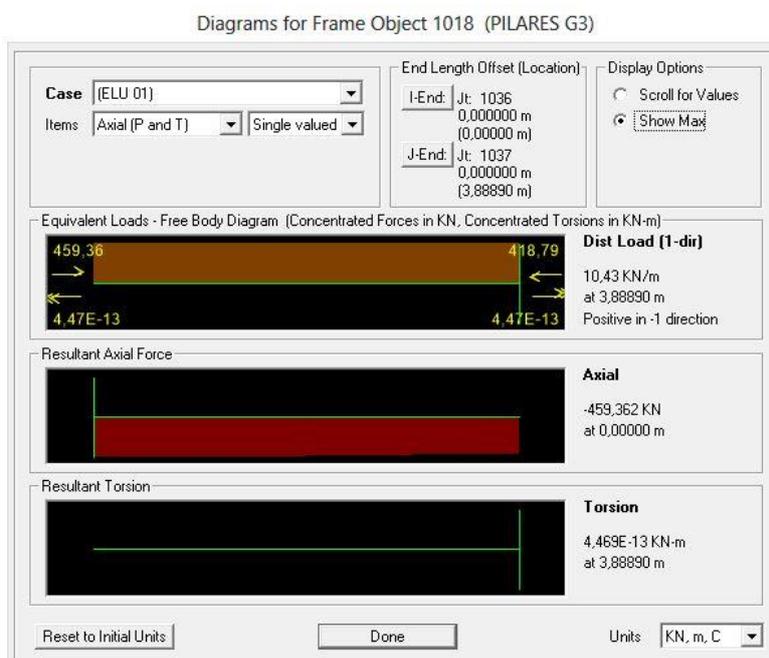
Como puede verse en el cuadro resumen anexo se trata del pilar más solicitado de la estructura. La combinación más desfavorable es en este caso la primera de la situación persistente o transitoria.

Hay cierta similitud entre el dato de axil máximo obtenido en la base (40.973 KN) y el que hallamos para el predimensionado, cuyo valor era 36.529,1 KN.

- Análisis de pilar en grupo 2 (Pilar 12)



- Análisis de pilar en grupo 3 (Pilar 12)



Una vez analizado los resultados vemos que se cumplen con cierta holgura las limitaciones establecidas en materia de desplazamiento. Esta situación nos hace pensar en la posibilidad de redimensionar las secciones de pilares y vigas o simplemente en la confección de nuevos grupos un poco menores que posiblemente cumplan con las exigencias tratadas anteriormente.

5. CONCLUSIONES

Tras realizar el estudio de estas dos estructuras no convencionales, su análisis estructural, así como su dimensionado cabe destacar varias conclusiones a través de la comparación entre ambas. Por una parte queda claro que aunque sendos edificios poseen sistemas estructurales de acero, el comportamiento de ambos ante acciones horizontales es muy desigual.

La torre Latinoamericana posee un sistema de pórticos rígidos tridimensional. Su diseño llama especialmente la atención por su simetría y por el escalonamiento progresivo que sufren sus plantas (siendo su estrechamiento naturalmente ascendente). Estas directrices de diseño provocan, a priori, una buena distribución de cargas y un comportamiento ante acciones horizontales más que razonable; originando, entre otras cosas, que los centros de masa y de rigidez del edificio se encuentren en una posición central-baja del edificio, lo que mejora considerablemente el comportamiento y la estabilidad del edificio ante sismo y viento.

Sin embargo según los resultados obtenidos, una de las claves para el diseño de pórticos en edificios altos sería la rigidez que aporta el forjado en su plano y sobre todo una adecuada relación entre rigidez de viga y rigidez de pilar, lo que conlleva inequívocamente a una limitación de desplazamiento horizontal que evitaría por ejemplo el pandeo; elementos éstos que no se dan en la torre Latinoamericana.

A pesar de las bondades en cuanto a las directrices de diseño señaladas con anterioridad pienso que la desconsideración del núcleo de comunicaciones verticales del edificio como un elemento fundamental para incrementar la rigidez y con ello mejorar el comportamiento ante acciones horizontales tiene como consecuencia las grandes deformaciones experimentadas por el edificio, tal y como hemos visto en el modelo de cálculo.

En cambio el comportamiento de la torre ejecutiva Pemex es totalmente diferente al de la torre Latinoamericana, aun teniendo mayor altura y sobre todo unas directrices de diseño peores que ésta (planta rectangular y sin escalonamientos...). Ambas comparten un sistema estructural de entramado de pórticos tridimensionales, pero la característica fundamental que hace a la torre Pemex muy rígida y estable ante acciones horizontales son las pantallas metálicas o arriostamientos mediante cruces de San Andrés que conforman un tubo perimetral diagonalizado en sus cuatro fachadas.

Este comentario se hace evidente si observamos simplemente una tabla comparativa de rigideces ante cargas horizontales. En ella podemos ver, como datos significativos, que la rigidez de un pórtico tiene valor 1, la de una pantalla de hormigón 140 y la de una pantalla metálica entre 140 y 210 dependiendo de la densidad de barras de la misma.

Finalmente pienso que la falta de rigidez, o mejor dicho, la mala relación y concentración de ésta por todo el edificio es la clave para comprender fielmente el comportamiento de la torre Latinoamericana en comparación con la torre Pemex.

Por ultimo quiero destacar mi satisfacción personal por el amplio aprendizaje que he experimentado a partir del estudio de estas dos estructuras no convencionales, el cual me ha reportado grandes conocimientos en un campo de la edificación que desconocía y sobre todo me ha posibilitado utilizar herramientas informáticas como el software SAP2000 que me serán de gran utilidad para la realización del PFC próximamente.

Este trabajo me ha permitido aglutinar la mayoría de los conocimientos sobre estructuras aprendidos a lo largo de la carrera y ponerlos en práctica en un caso real, algo sinceramente muy útil para el curso académico en el que me encuentro.

6. FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

De forma resumida se han expuesto varias orientaciones, recomendables desde mi punto de vista, que podrían incrementar el conocimiento ante este tipo de estructuras no convencionales:

- Estudio de los sistemas de cimentación para los edificios en altura (y no convencionales).
- Estudio de los sistemas de seguridad y control de personal adoptados en los edificios en altura.
- Diseño en la planificación de espacios para la integración de instalaciones en edificios en altura.
- Procedimientos constructivos y organizativos, así como equipos necesarios para la realización de edificios en altura.
- Estudio de materiales en cerramientos y pieles exteriores para la mejora de la eficiencia térmica de los edificios en altura.
- Estudio sobre el análisis dinámico estructural de los edificios en altura.

7. BIBLIOGRAFÍA

- (1) Título: *Tipologías estructurales de edificios en altura / Miguel Ángel Cobreros; prólogo de Félix Ecrivá ; Grupo de Investigación Tecnología de Arquitectura de la Universidad de Sevilla.*

Autor: *Cobrerros Vime, Miguel Ángel*

(2) Título: *Construcción de edificios altos*

Autor: *Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid*

(3) Título: *Construir en altura: sistemas, tipos y estructuras / Ramón Araujo; prólogo Enrique Álvarez-Sala; edición Jorge Sainz*

Autor: *Araujo Armero, Ramón*

(4) Título: *Proyecto de edificios altos Grupo de Trabajo 1/5, Proy. Edificios Altos*

Autor: *ACHE D.L. 2013*

(5) Título: *La Torre Latinoamericana*

Autor: *Adolfo Zeevaert, Luis Cuevas Barajas*

(6) Título: *Pedro Moctezuma. Arquitectura y Urbanismo*

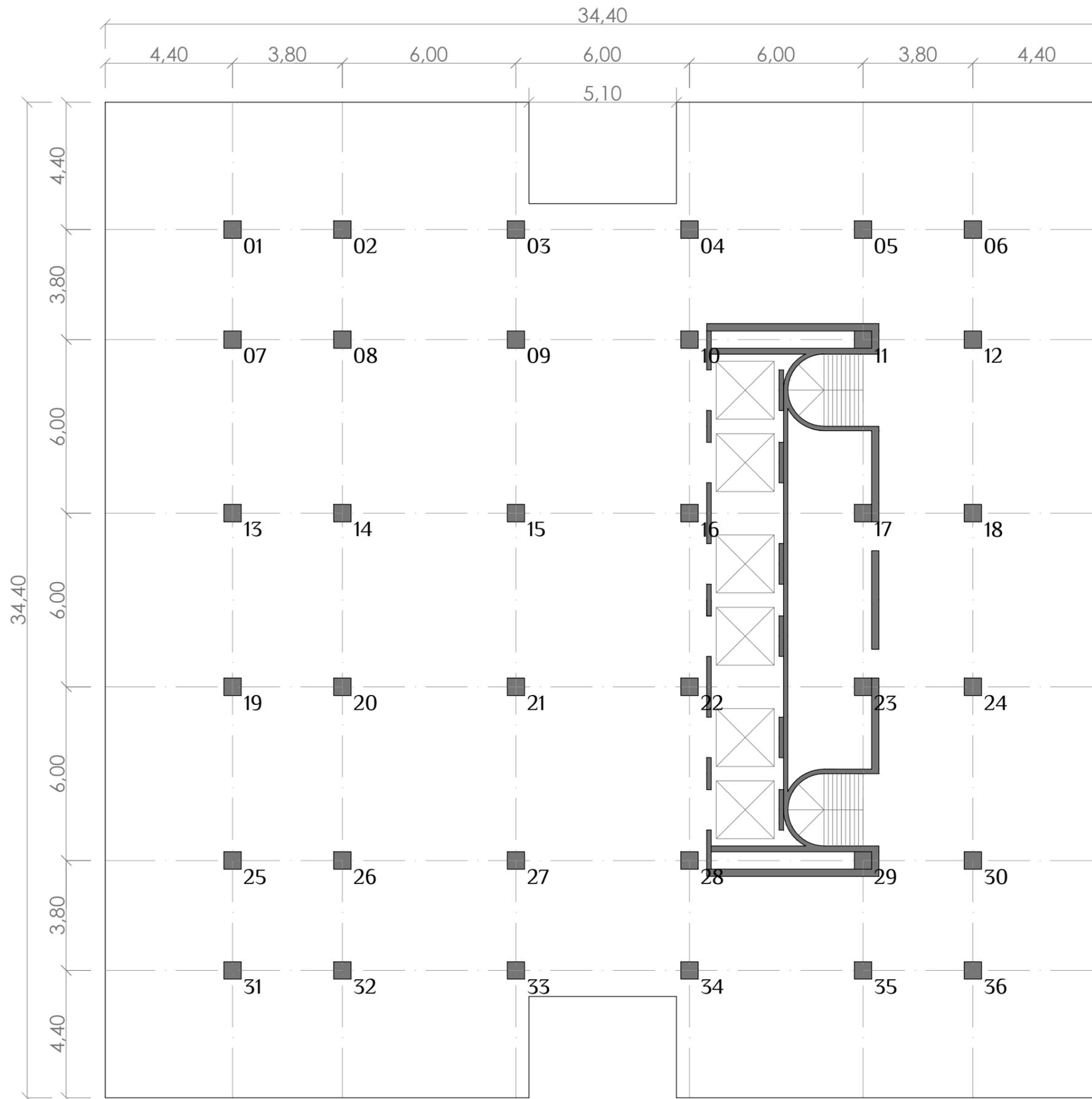
Autor: *Pedro Moctezuma Díaz Infante*

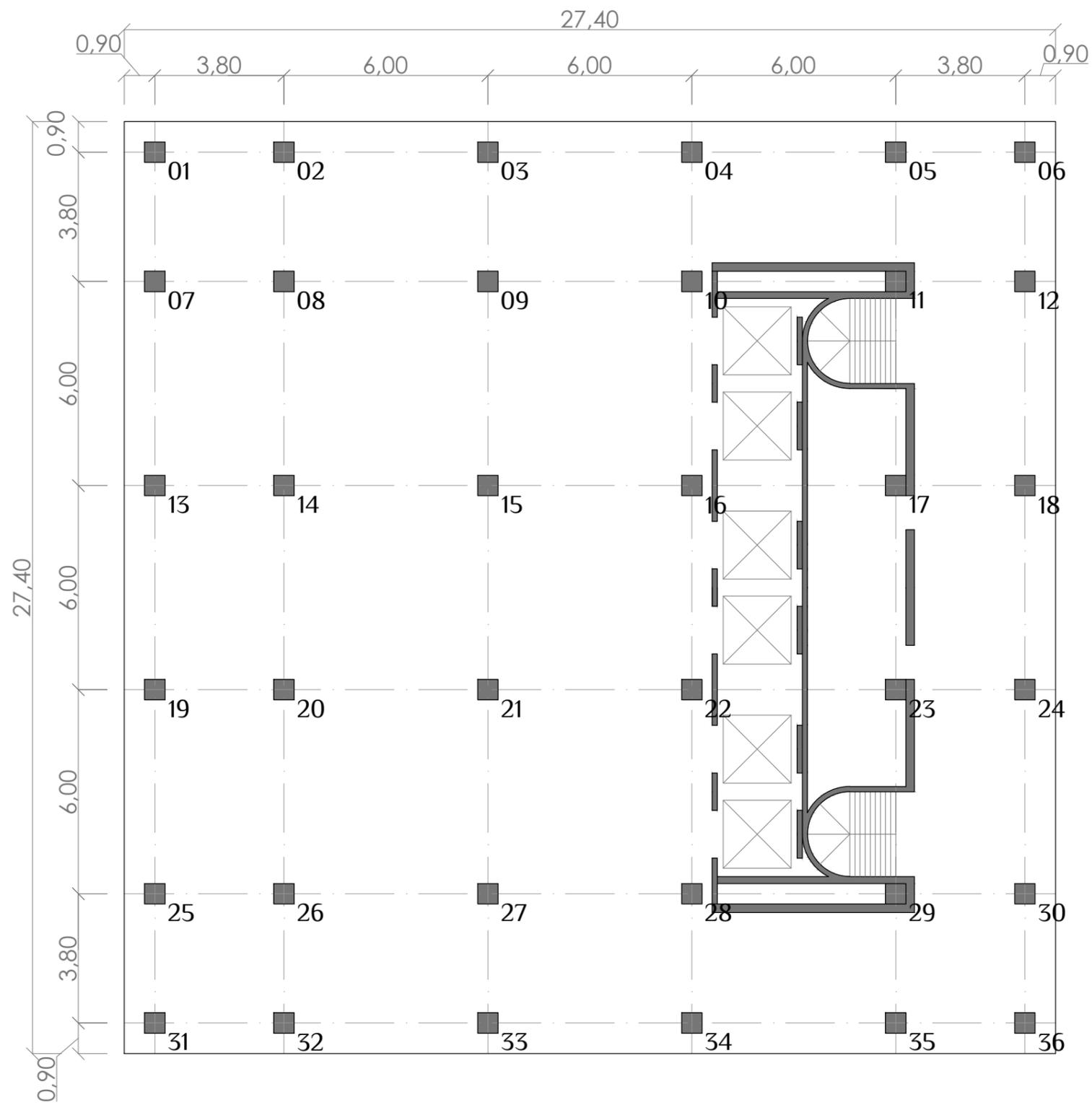
(7) Título: *Análisis de edificios de altura sometidos a acciones horizontales*

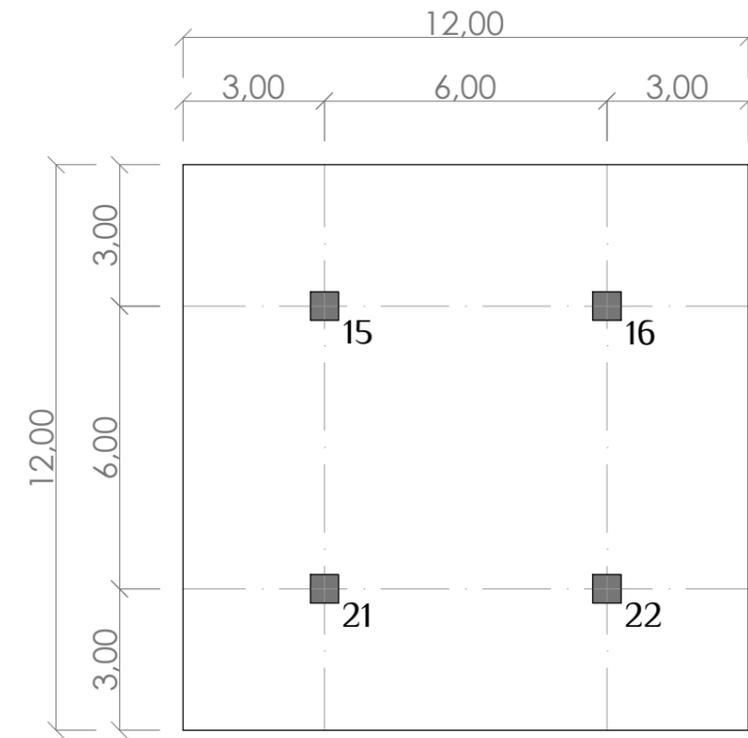
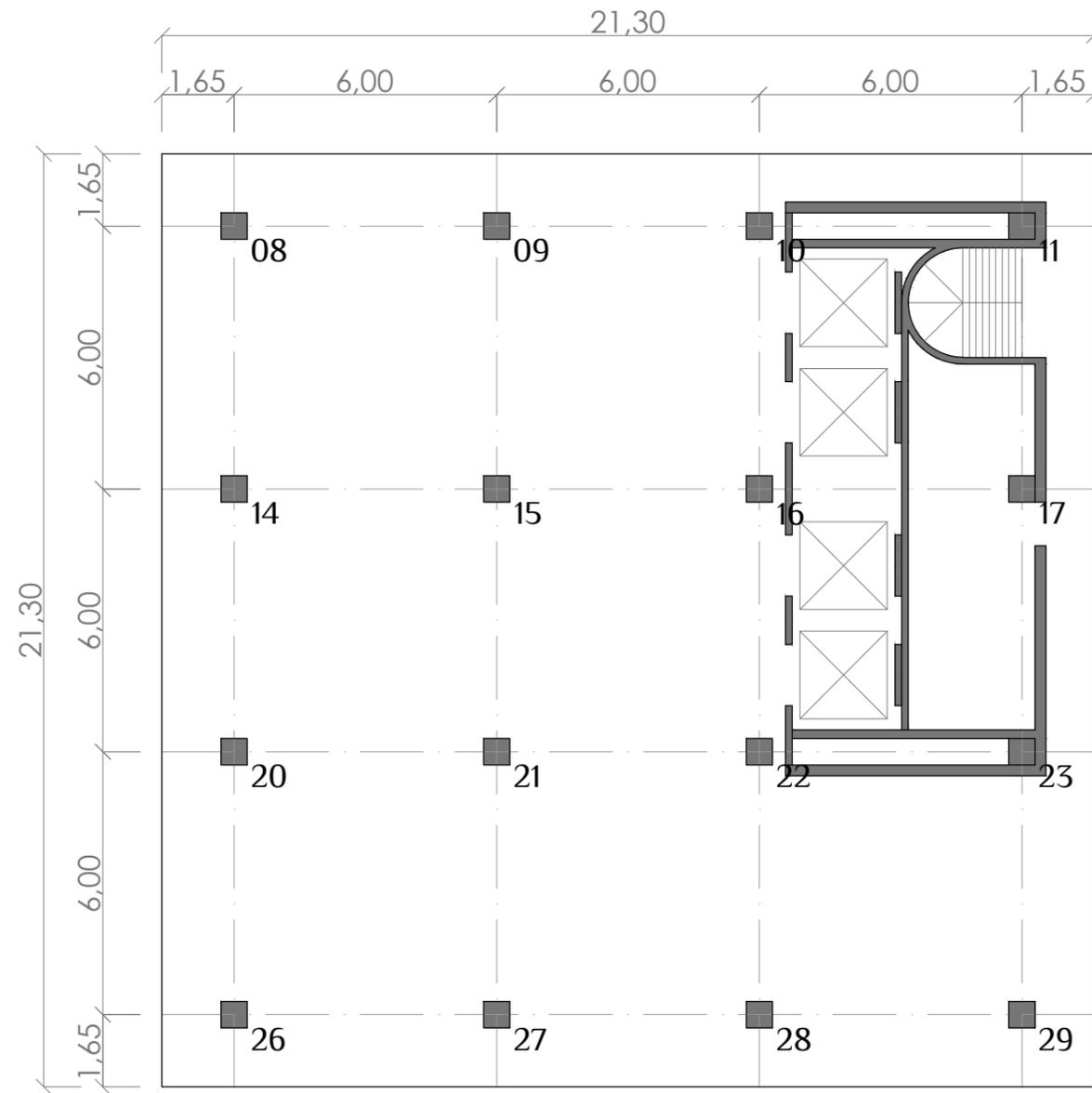
Autor: *Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento 1976*

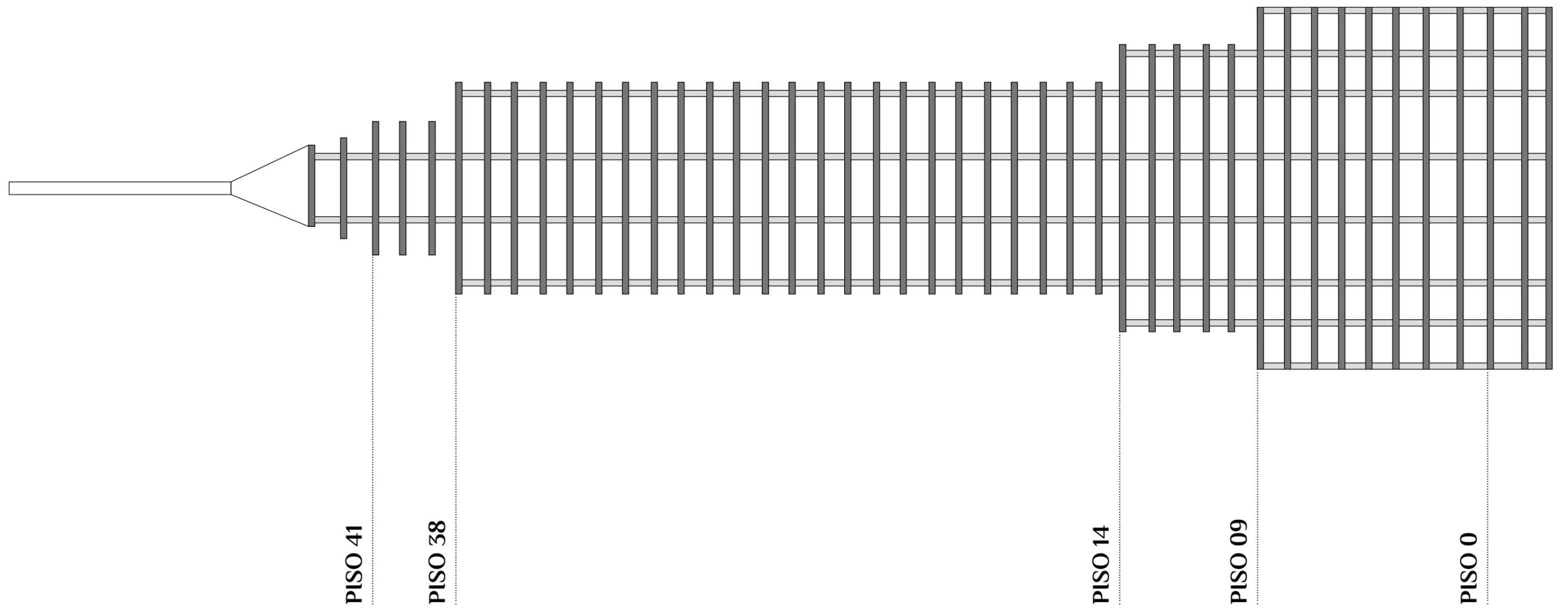
(8) Título: *Sistemas de rigidización de edificios en altura frente a acciones de viento y sismo*

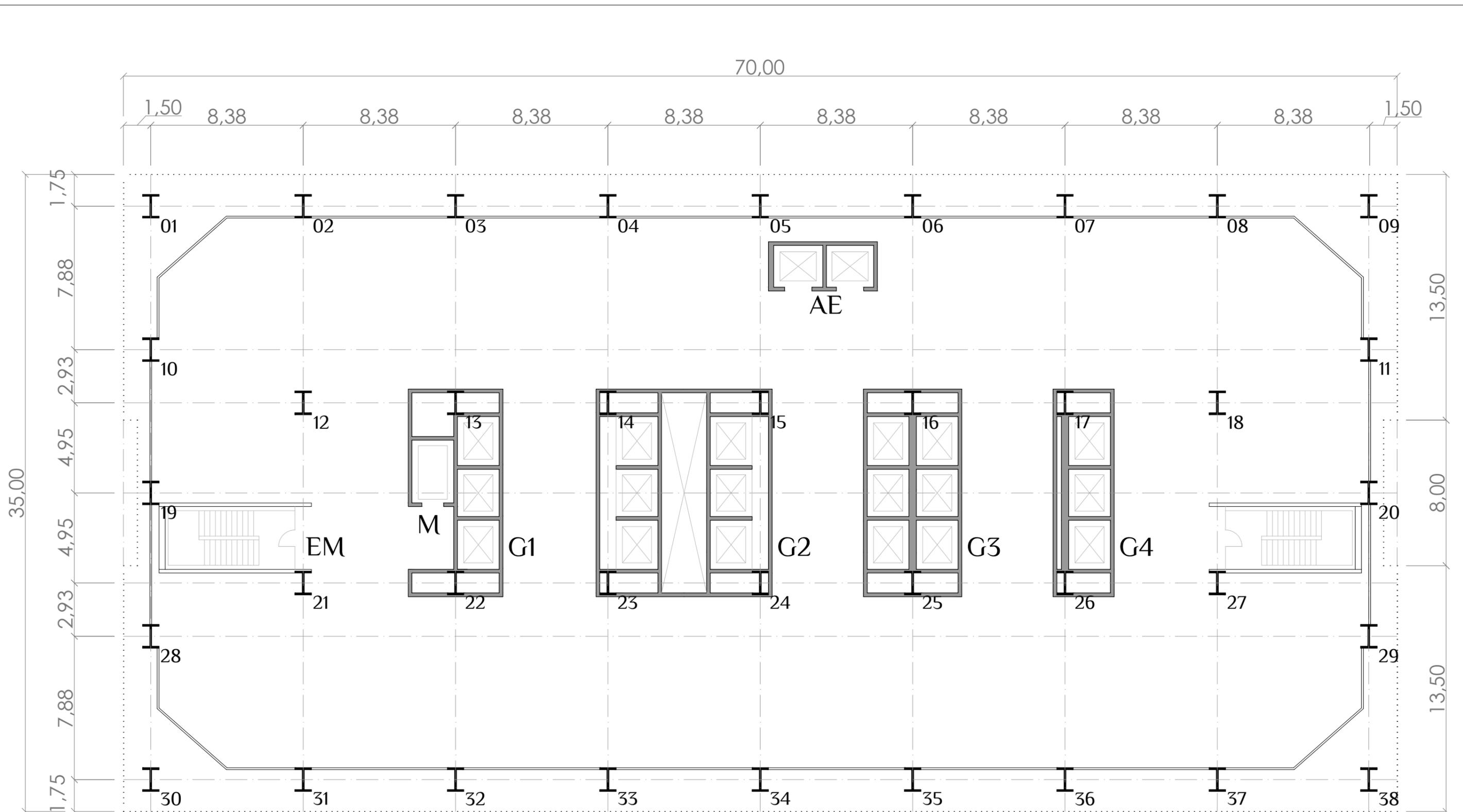
Autor: *Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento 1977*



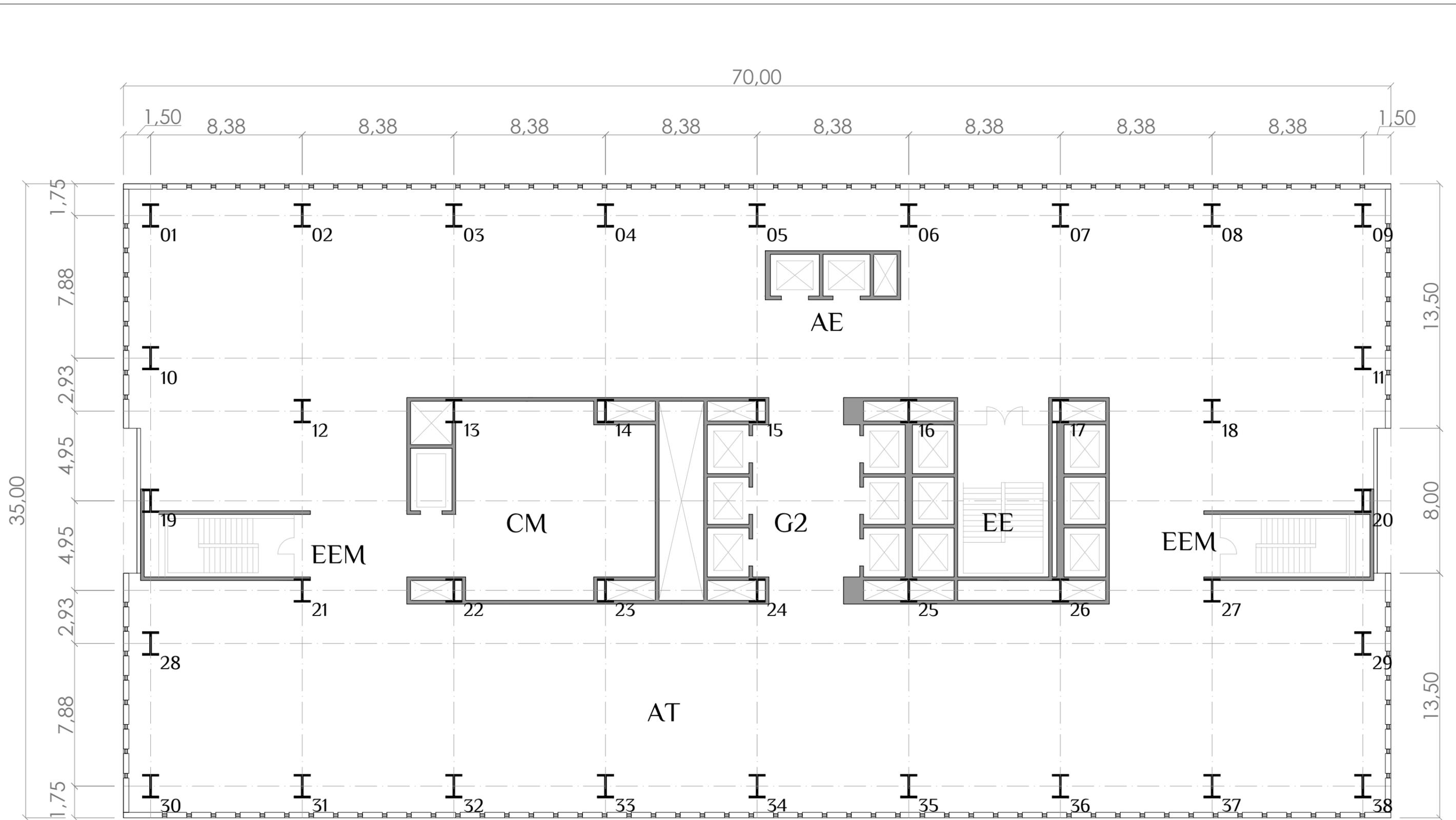




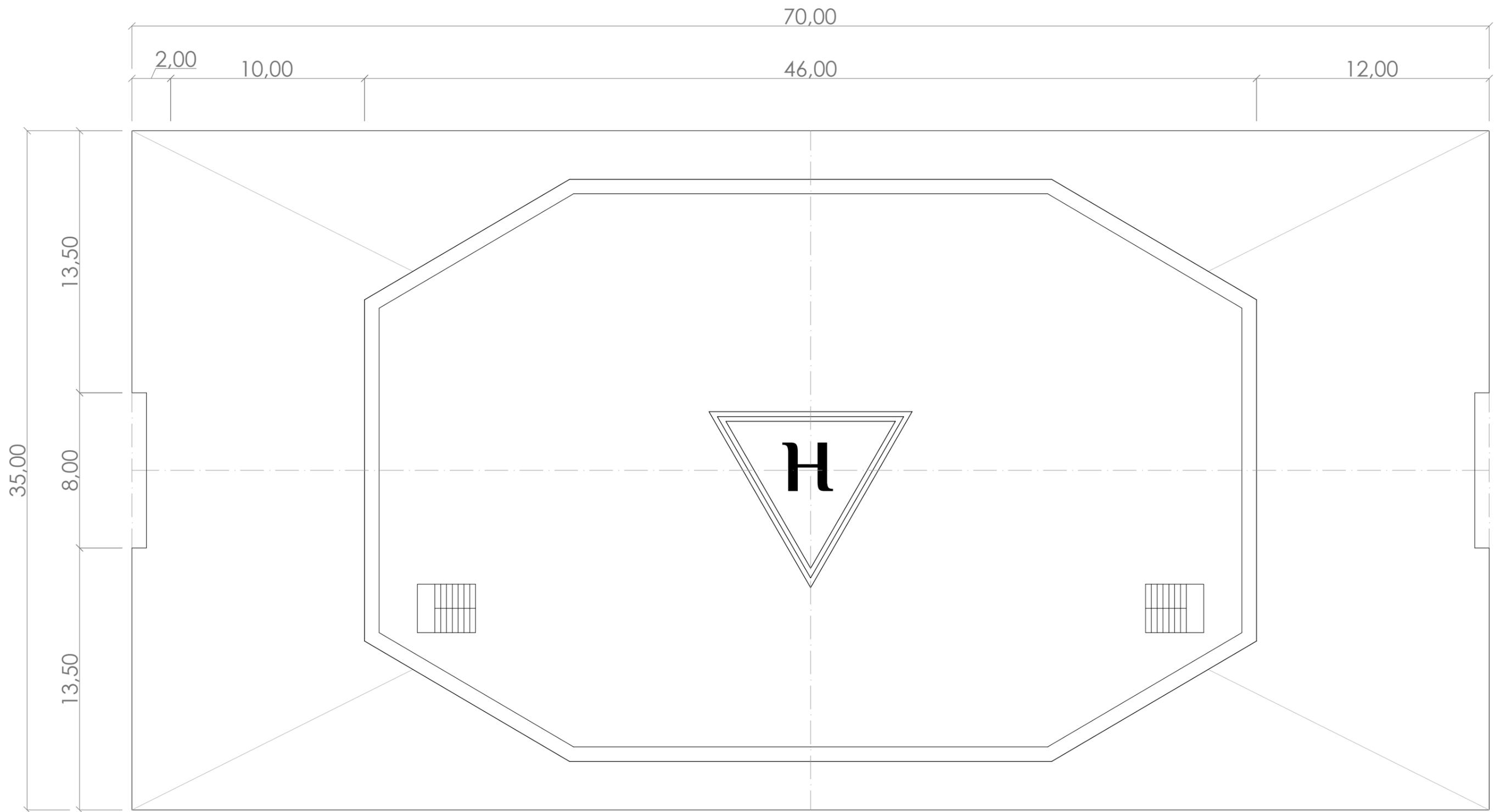


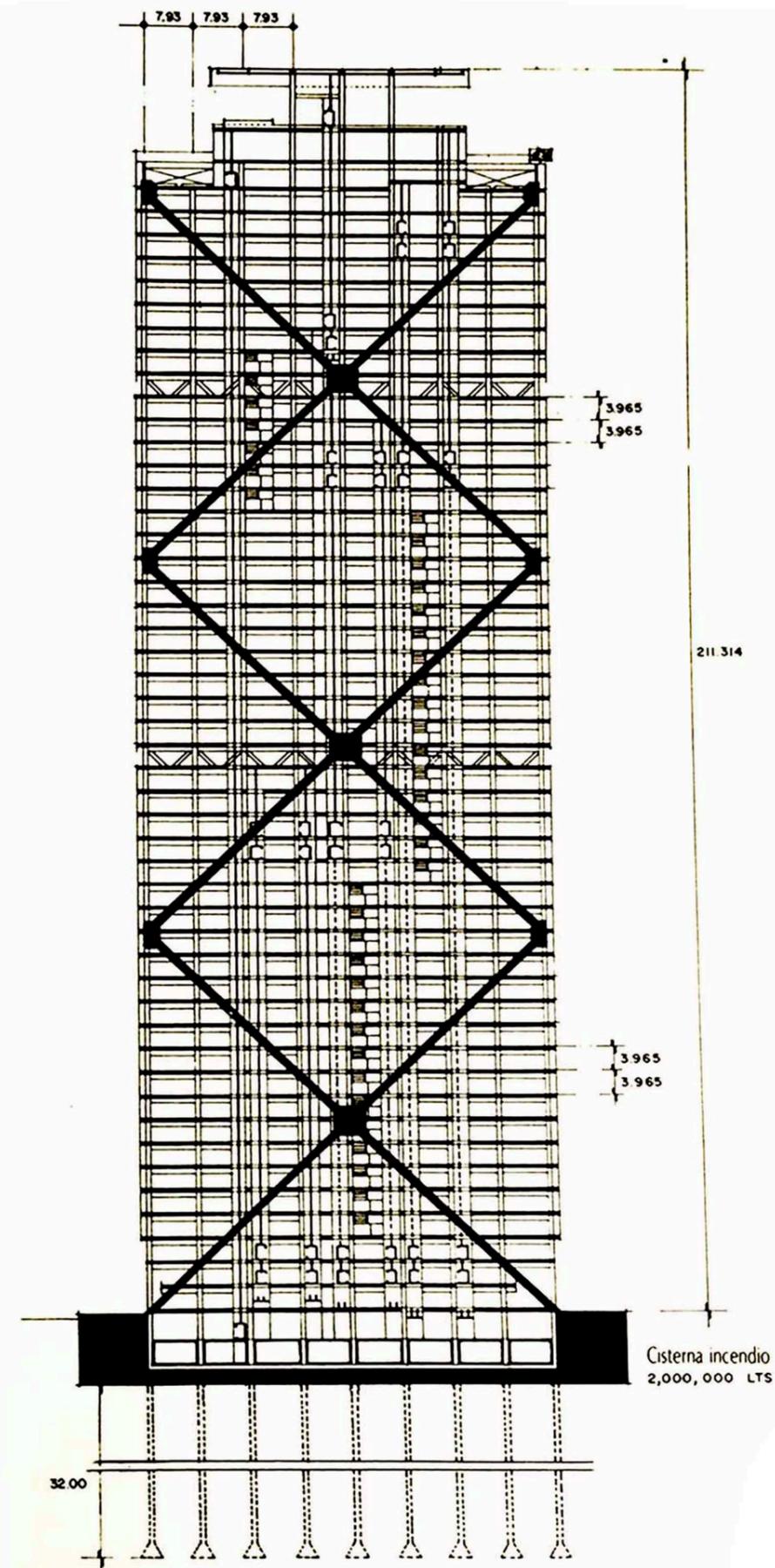
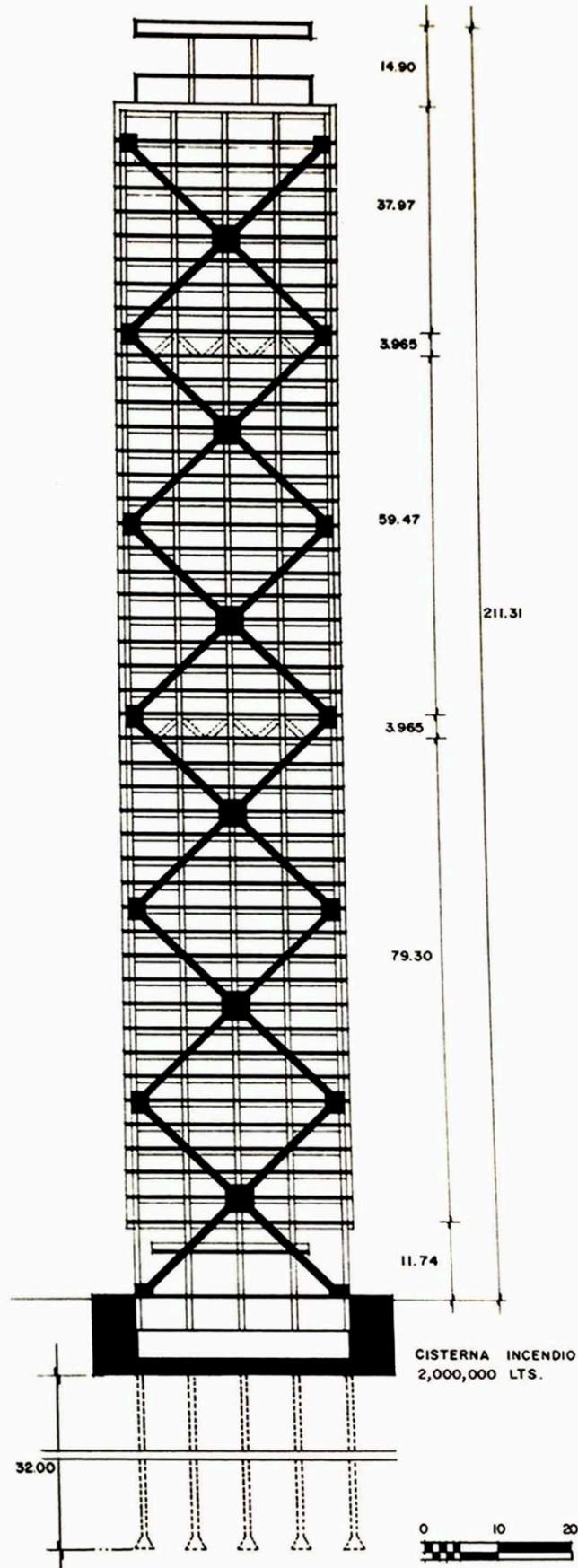
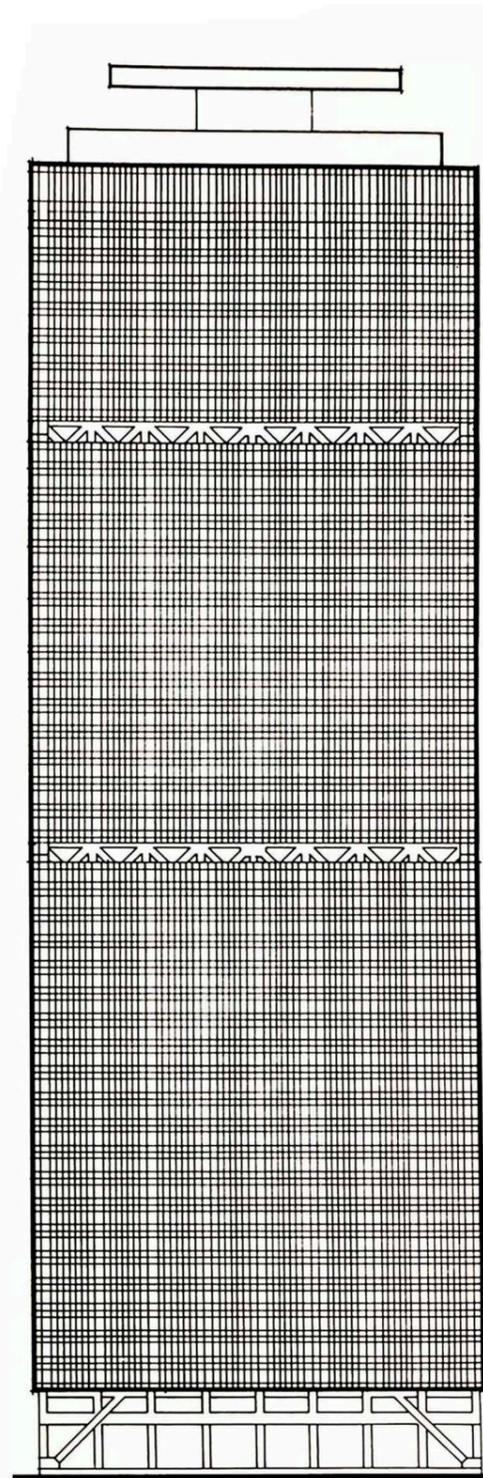


- EM Escalera Mecánica
- M Montacargas
- AE Ascensores de ejecutivos
- G1 Grupo de ascensores 1
- G2 Grupo de ascensores 2
- G3 Grupo de ascensores 3
- G4 Grupo de ascensores 4



- AT Area de trabajo
- CM Cuarto de máquinas
- AE Ascensores de ejecutivos
- EE Escalera estática
- G2 Grupo de ascensores 2
- EEM Escalera de emergencia





PLANOS *TORRE EJECUTIVA PEMEX*

SECCIONES Y ALZADO