



GUÍA PARA LA DEFINICIÓN DE UNA ESTRATEGIA ANTISÍSMICA EN EL PROYECTO DE EDIFICIOS DE NUEVA PLANTA

EJEMPLOS DE APLICACIÓN



Región de Murcia

CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y ORDENACIÓN DEL TERRITORIO



AYUNTAMIENTO DE LORCA

F H E C O R ■
Ingenieros Consultores

ISBN: 978-84-87138-68-3

Depósito legal: MU 954-2012

Contenido

INTRODUCCIÓN – ELECCIÓN DE LOS EJEMPLOS	5
EJEMPLO A	6
1 BREVE DESCRIPCIÓN DE EDIFICIO	7
2 BASES DE CÁLCULO	8
2.1 NORMATIVA	8
2.2 HIPÓTESIS DE CARGA	9
2.2.1 Cargas Permanentes	9
2.2.2 Sobrecarga de uso	9
2.2.3 Sobrecarga de nieve	10
2.2.4 Acción del viento	10
2.2.5 Acción sísmica	10
2.3 FORMATO DE SEGURIDAD	14
2.3.1 Coeficientes de mayoración de acciones	14
2.3.2 Combinación de acciones	15
2.3.3 Coeficientes de minoración de materiales	17
2.3.4 Características de los materiales y coeficientes de minoración	17
3 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL EDIFICIO A	18
4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	23
4.1 POSIBILIDADES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	23
4.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	23
4.2.1 Descripción del modelo	23
4.2.2 Alternativa I – Núcleo Central - Resumen de resultados	28
4.2.3 Alternativa II – Pantallas en fachadas - Resumen de resultados	43
4.3 ANÁLISIS SIMPLIFICADO	59
4.3.1 Alternativa I – Núcleo Central	60
4.3.2 Alternativa II – Pantallas en fachadas	69
5 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	73
5.1 ALTERNATIVA I – NÚCLEO CENTRAL – COEF. DUCTILIDAD $\mu = 1,00$	73
5.1.1 Pantallas	73
5.1.2 Cimentaciones	76
5.1.3 Forjados - diafragmas	79
5.1.4 Croquis de elementos estructurales	81
5.2 ALTERNATIVA I – NÚCLEO CENTRAL – COEF. DUCTILIDAD $\mu = 2,00$	84
5.2.1 Pantallas	84
5.2.2 Cimentaciones	87
5.2.3 Forjados - diafragmas	90

5.2.4	Croquis de elementos estructurales	92
5.3	ALTERNATIVA II – PANTALLAS PERIMETRALES – COEF. DUCTILIDAD $\mu = 1,00$	95
5.3.1	Pantallas	95
5.3.2	Cimentaciones	96
5.3.3	Forjados - diafragmas	98
5.3.4	Croquis de elementos estructurales	100
5.4	ALTERNATIVA II – PANTALLAS PERIMETRALES – COEF. DUCTILIDAD $\mu = 2,00$	101
5.4.1	Pantallas	101
5.4.2	Cimentaciones	102
5.4.3	Forjados - diafragmas	105
5.4.4	Croquis de elementos estructurales	107
6	DETALLES NO ESTRUCTURALES	109
6.1	ALTERNATIVA I – NÚCLEO CENTRAL	110
6.2	ALTERNATIVA II – PANTALLAS PERIMETRALES	111
7	CONSIDERACIONES ECONÓMICAS	113
7.1	ALTERNATIVA I – NÚCLEO CENTRAL	113
7.2	ALTERNATIVA II – PANTALLAS PERIMETRALES	113
	EJEMPLO B	114
1	BREVE DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	115
2	BASES DE CÁLCULO	116
2.1	NORMATIVA	116
2.2	HIPÓTESIS DE CARGA	117
2.2.1	Cargas Permanentes	117
2.2.2	Sobrecarga de uso	117
2.2.3	Sobrecarga de nieve	118
2.2.4	Acción del viento	118
2.2.5	Acción sísmica – Edificio B	118
2.3	FORMATO DE SEGURIDAD	122
2.3.1	Coefficientes de mayoración de acciones	122
2.3.2	Combinación de acciones	123
2.3.3	Coefficientes de minoración de materiales	125
2.3.4	Características de los materiales y coeficientes de minoración	125
3	CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL EDIFICIO B	126
4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	128
4.1	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	128
4.1.1	Descripción del modelo	128
4.1.2	Resumen de resultados	132
4.2	ANÁLISIS SIMPLIFICADO	153

5	DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	159
5.1	COEFICIENTE DE DUCTILIDAD $\mu = 1,00$	159
5.1.1	Pantallas	159
5.1.2	Cimentaciones.....	165
5.1.3	Forjados - diafragmas	166
5.1.4	Croquis de elementos estructurales	168
5.2	COEF. DUCTILIDAD $\mu = 2,00$	169
5.2.1	Pantallas	169
5.2.2	Cimentaciones.....	175
5.2.3	Forjados - diafragmas.....	177
5.2.4	Croquis de elementos estructurales	178
6	DETALLES NO ESTRUCTURALES	179
6.1	ANÁLISIS DE DEFORMACIONES	180
7	CONSIDERACIONES ECONÓMICAS.....	181
7.1	SOLUCIÓN 2 – COEF. DE DUCTILIDAD $\mu=2,00$	181
	BIBLIOGRAFÍA.....	182
	CROQUIS DE SOLUCIONES ANALIZADAS.....	183

EJEMPLOS DE APLICACIÓN DE LA GUÍA DE DEFINICIÓN DE UNA ESTRATEGIA ANTISÍSMICA EN PROYECTOS DE EDIFICIOS DE NUEVA PLANTA

INTRODUCCIÓN – ELECCIÓN DE LOS EJEMPLOS

En el presente documento se presentan dos ejemplos de aplicación de la GUÍA PARA LA DEFINICIÓN DE UNA ESTRATEGIA ANTISÍSMICA EN EL PROYECTO DE EDIFICIOS DE NUEVA PLANTA. Estos dos ejemplos se han desarrollado para dos edificios de viviendas muy similares a dos edificios de la ciudad de Lorca afectados en diferente medida por el sismo del 11 de mayo de 2011.

Para la elección de los ejemplos se han tenido en cuenta los siguientes factores:

- Los daños causados por el sismo de mayo de 2011 en el edificio, y la existencia o no de factores asociados a daños comunes en los edificios de Lorca tras el sismo como la existencia de plantas bajas diáfanos o de pilares cortos, entre otros.
- El esquema estructural del edificio original, y las posibilidades de actuación para plantear una estrategia antisísmica diferente a la original respetando los condicionantes impuestos por la arquitectura.
- La existencia de documentación relativa a las características de la estructura de los edificios, sobre su arquitectura y sobre las propiedades del terreno de cimentación, para poder asegurar que los condicionantes a analizar en los ejemplos son similares a casos reales, aunque algunos de los detalles de la documentación disponible no se correspondan exactamente con la realidad construida.

El objeto del presente anejo a la GUÍA PARA LA DEFINICIÓN DE UNA ESTRATEGIA ANTISÍSMICA EN PROYECTOS DE EDIFICIOS DE NUEVA PLANTA es mostrar unos ejemplos que, siguiendo la propia guía y la normativa vigente, permitan al técnico encargado del proyecto plantear una estrategia antisísmica adecuada.

La organización de este documento de aplicación de la guía es el siguiente:

- Se describen de forma breve cada uno de los edificios que se han tomado como ejemplo.
- Se definen las bases de cálculo a considerar en el proyecto de la estructura, de acuerdo con la normativa vigente.
- Se exponen los criterios seguidos en cada caso para buscar un esquema resistente eficaz frente al sismo.
- Se desarrollan los aspectos básicos para el encaje de la solución empleando diferentes métodos de análisis.
- Se exponen detalles estructurales y no estructurales asociados a los resultados de los análisis realizados.
- Finalmente se da una estimación del coste de intervenciones de este tipo en una obra nueva.

EJEMPLO A

1 BREVE DESCRIPCIÓN DE LEDIFICIO

El Ejemplo A corresponde a un edificio de planta aproximadamente rectangular, de dimensiones 30,00 x 17,50 m. La planta del edificio es simétrica respecto a un eje paralelo a su dimensión menor, y prácticamente simétrica respecto a un eje paralelo a su dimensión mayor. Presenta sin embargo algunas irregularidades en planta en las zonas de esquina y en las zonas de borde del centro del edificio, en la dirección paralela a su dimensión mayor.

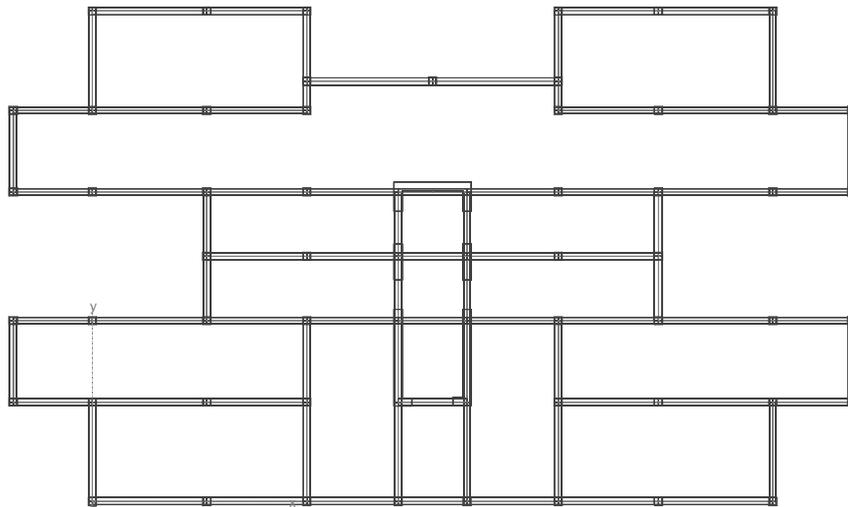


Figura1.- Planta tipo del edificio del Ejemplo A.

El edificio consta de planta baja+4. Sobre la planta cuarta se tiene una cubierta plana.

La estructura del edificio está formada por una serie de pórticos de hormigón armado, paralelos en general a su dimensión mayor, sobre los que se apoya un forjado unidireccional, con luces máximas del orden de 3,60 m. Las luces máximas entre pilares de los pórticos son de unos 4,50 m.

La altura entre plantas es de 2,75 m.

Las características del terreno de cimentación, que se describen en detalle al definir la acción sísmica, aconsejan el empleo de una cimentación profunda mediante pilotes.

Las fachadas se han considerado formadas, de acuerdo con la información disponible, por un muro exterior de ½ pie de ladrillo, una cámara de aire y un tabique interior de 4,5 cm de espesor.

2 BASES DE CÁLCULO

2.1 NORMATIVA

A continuación se presenta una relación de las normas, instrucciones o reglamentos y recomendaciones consideradas en el desarrollo de los ejemplos de aplicación de la guía.

REGLAMENTACIÓN TÉCNICA

Código Técnico de la Edificación, CTE.

Aprobado por Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo.

Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02).

Aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre.

Instrucción de hormigón estructural, EHE-08.

Aprobada por Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio.

Instrucción de acero estructural, EAE.

Aprobada por Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.

Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación

RECOMENDACIONES TÉCNICAS

Guía de Planificación de Estudios Geotécnicos para Edificación en la Región de Murcia.

Publicada por Orden de 27 de marzo de 2007, de la Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes.

UNE-EN 1998-1-1. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.

Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación

2.2 HIPÓTESIS DE CARGA

Las acciones consideradas en los ejemplos desarrollados en el presente documento son las siguientes.

2.2.1 Cargas Permanentes

PESO PROPIO

Para la estimación del peso propio de la estructura se ha supuesto un peso específico de los distintos materiales de:

- Acero estructural 78,50 kN/m³
- Hormigón 25,00 kN/m³

El peso de los forjados unidireccionales se ha estimado en 3,00 kN/m², de acuerdo con las recomendaciones para forjados de esta tipología con luces menores de 5,00 m y cantos inferiores a 0,28 m recogidas en la Tabla C.5 del Anejo C del Documento Básico AE del CTE.

CARGA MUERTA

Se ha considerado una carga muerta de 2,00 kN/m² en todas las plantas.

TABIQUERÍA

Se ha considerado un peso propio de la tabiquería de 1,00 kN/m² en toda la superficie, de acuerdo con las indicaciones recogidas en el apartado 2.1 del Documento Básico AE del CTE para edificios de viviendas.

CERRAMIENTOS DE FACHADA

Se ha estimado el peso de los cerramientos de fachada conforme a la información recogida en los planos de proyecto, obteniéndose valores ligeramente inferiores a los recogidos en la Tabla C.5 del Anejo C del Documento Básico AE del CTE, por lo que se ha adoptado un peso de los cerramientos de fachada de 7,00 kN/m.

2.2.2 Sobrecarga de uso

PLANTAS BAJO CUBIERTA

Los forjados de plantas bajo cubierta se han considerado, de acuerdo con la clasificación del CTE, plantas con una categoría de uso A – ZONAS RESIDENCIALES, y con una subcategoría A1 – VIVIENDAS Y ZONAS DE HABITACIONES, por lo que se ha considerado una sobrecarga de uso de 2,00 kN/m².

CUBIERTA

El forjado de cubierta se ha considerado, de acuerdo con la clasificación del CTE, con una categoría de uso G – CUBIERTAS ACCESIBLES SÓLO PARA CONSERVACIÓN, y con una subcategoría G1 – CUBIERTAS CON INCLINACIÓN MENOR A 20°, por lo que se ha considerado una sobrecarga de uso de 1,00 kN/m².

2.2.3 Sobrecarga de nieve

La sobrecarga de nieve a considerar es de $0,20 \text{ kN/m}^2$.

Dado que este valor de la sobrecarga es inferior a la sobrecarga de uso en cubierta, no se ha considerado en los análisis realizados.

2.2.4 Acción del viento

Las acciones de presión y succión debidas a la acción del viento sobre los paramentos del edificio se han obtenido de las expresiones recogidas en el Código Técnico de la Edificación. Los parámetros considerados para el cálculo de la presión son:

- Presión dinámica básica del viento de $0,45 \text{ kN/m}^2$, correspondiente a una velocidad básica del viento de 27 m/s .
- Coeficiente de exposición C_e para una zona con grado de aspereza tipo IV y una altura de unos $15,00 \text{ m}$, con un valor de $2,10$.
- Coeficiente de presión eólico c_p ha estimado a partir de la altura y dimensiones en planta de los edificios. En el edificio A el coeficiente eólico toma un valor de $1,10$ en la dirección paralela a la dimensión mayor del edificio y de $1,30$ en la dirección perpendicular.

A partir de estos valores, la presión de viento a considerar en cada dirección resulta:

Presión (kN/m^2)	Dir X	Dir Y
EDIFICIO A	1,05	1,25

2.2.5 Acción sísmica

Para la definición de la acción sísmica de cálculo se ha considerado:

- Que el edificio se encuentra situado en la ciudad de Lorca.
- Que de acuerdo con el Art. 1.2.2 de la NCSE-02, los edificios de viviendas pueden clasificarse como edificios de importancia normal.
- Que el terreno de cimentación está formado, según el parte de los testigos disponibles, por un espesor de unos $0,50 \text{ m}$ de suelo vegetal, bajo el cual se tienen unas “arcillas con algo de arena, de consistencia moderadamente firme, de color marrón” en el resto de la profundidad de los sondeos realizados, de unos $11,00 \text{ m}$ de longitud.

A partir de los datos anteriores se han adoptado o deducido los siguientes valores:

Aceleración sísmica básica	$a_b = 0,12 \cdot g$
Coeficiente de contribución de la falla Azores Gibraltar	$K = 1,00$
Coeficiente adimensional de riesgo	$\rho = 1,00$
Coeficiente de terreno	$C = 1,60$

En relación al coeficiente de terreno C , se ha considerado en primer lugar que en las partes de los sondeos se aporta la descripción previamente citada, asignando a las

arcillar una consistencia moderadamente firme, por lo que cabría alguna duda sobre si este terreno podría llegar a clasificarse como tipo III según la clasificación de la NCSE-02, que se basa en valores de la velocidad de las ondas elásticas transversales y en descripciones cualitativas de la compacidad del terreno.

Así, y de acuerdo con las recomendaciones de la Guía, se han tenido en cuenta los comentarios de la parte de puentes de la norma de construcción sismorresistente (NCSP-07) que permite clasificar el tipo de terreno en función de la resistencia a compresión de los suelos y de los resultados de ensayos de penetración. Los datos a obtener y los criterios a tener en cuenta según esta clasificación de la NCSP-07 se han incluido en el texto de la guía.

En este caso se tienen valores del N del ensayo de penetración del orden de 15, y valores de la resistencia a compresión simple del orden de 0,25 MPa, por lo que se tienen unas condiciones que, aun en el límite, permiten clasificar el terreno de cimentación como un terreno tipo III.

A partir de estos valores se obtienen el valor del coeficiente S de amplificación del terreno, y la aceleración de cálculo, mediante las expresiones siguientes:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,10 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Resultando así:

Coeficiente de amplificación del terreno $S = 1,26$

Aceleración de cálculo $a_c = 0,151 \cdot g$

Dado que la estructura de los edificios es de hormigón armado, se ha considerado un valor del amortiguamiento del material del 5%.

En cuanto al coeficiente de comportamiento por ductilidad, el valor adoptar depende de la configuración estructural del edificio, de los materiales empleados, de la existencia de detalles estructurales y constructivos coherentes con el valor adoptado, y con el hecho de que el empleo de la ductilidad como herramienta de proyecto implica la existencia de daños, por lo que debe ser un parámetro pactado con el cliente final.

En este sentido, el autor del proyecto debe ser consciente de que la ductilidad permite contemplar una reducción de los esfuerzos debidos a la acción sísmica, reducción que implícitamente supone que se formen rótulas plásticas, en sitios adecuadamente establecidos de acuerdo con el proyecto realizado, y que esta formación de rótulas lleva aparejada la existencia de daños. Por otro lado, la adopción de un criterio de comportamiento dúctil requiere que las deformaciones estimadas con estas hipótesis sean admisibles, sin causar daños en tabiquerías y cerramientos.

Así, se han realizado dos análisis considerando dos valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad. En primer lugar se ha tomado un valor del coeficiente $\mu=1$, factor que supone despreciar completamente la capacidad de disipación de

energía por deformación de la propia estructura, y posteriormente se ha considerado un valor de $\mu=2$, correspondiente al valor permitido por la normativa para una configuración estructural en la que se empleen losas, reticulados o vigas planas.

Como se verá más adelante, se ha planteado una concepción estructural frente al sismo consistente en la disposición de una serie de pantallas de hormigón. Esta configuración estructural permitiría, en estricto cumplimiento de la normativa, adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad de $\mu=3$, pero se ha optado por un valor más conservador para reducir daños en los elementos estructurales y limitar las deformaciones que afectarían a los elementos no estructurales.

Los períodos característicos considerados del espectro de respuesta definido en la norma son los siguientes:

$$T_A = 0.16s \quad T_B = 0.64 s$$

En la siguiente figura se muestra el espectro de cálculo obtenido a partir de los valores anteriores para un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad de $\mu= 1,00$.

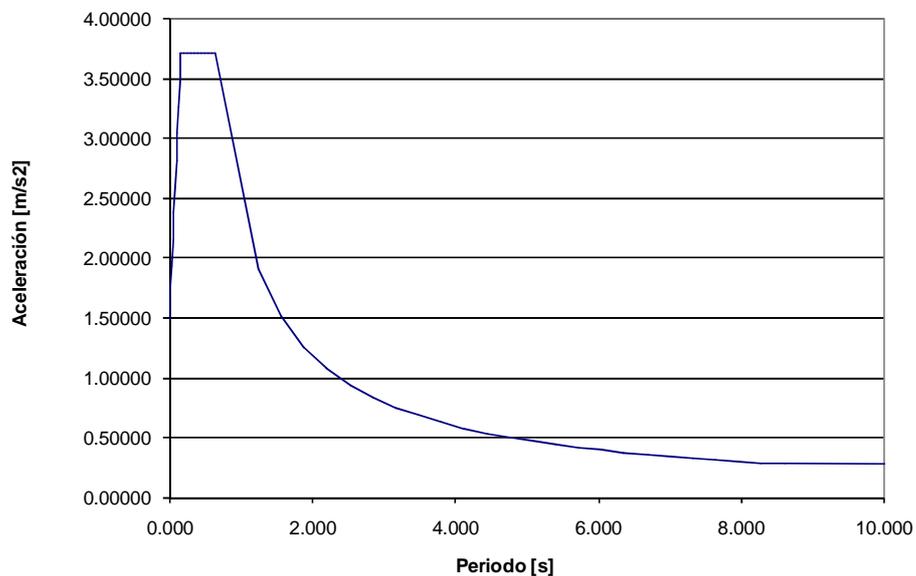


Figura2.- Espectro de cálculo para un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu= 1,00$.

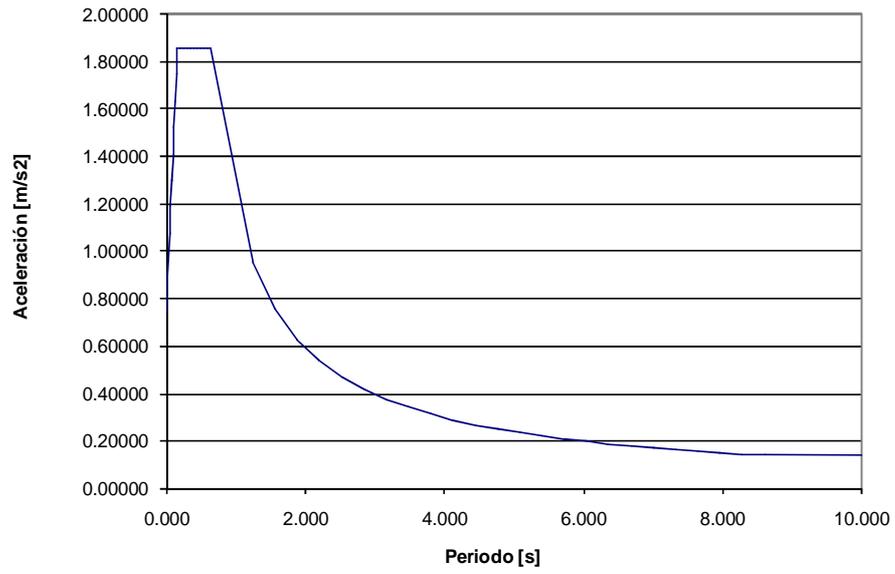


Figura3.- Espectro de cálculo para un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu= 2,00$.

2.3 FORMATO DE SEGURIDAD

2.3.1 Coeficientes de mayoración de acciones

Se han considerado los siguientes coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límites Últimos, tomados de la Tabla 12.1.a de la Instrucción EHE.

TIPO DE ACCIÓN	SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA		SITUACIÓN ACCIDENTAL	
	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Se han considerado los siguientes coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límites de Servicio, tomados de la Tabla 12.2 de la Instrucción EHE.

TIPO DE ACCIÓN		EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

2.3.2 Combinación de acciones

Las combinaciones de acciones consideradas se han definido de acuerdo con los siguientes criterios:

ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (E.L.S.)

Combinación poco probable:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante.
- $\Psi_{o,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (E.L.U.)

Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante.
- $\Psi_{o,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_k Valor característico de la acción accidental.
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

Se han adoptado los siguientes factores de combinación, según el Documento Básico Seguridad Estructural del CTE.

TIPO DE ACCIÓN	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga de uso en viviendas	0,70	0,50	0,30
Sobrecarga de uso en cubierta	0,70	0,70	0,60
Viento	0,60	0,50	0,00
Nieve	0,50	0,20	0,00
Temperatura	0,60	0,50	0,00
Acciones variables del terreno	0,70	0,70	0,70

Respecto al coeficiente de combinación Ψ_2 que afecta a la sobrecarga de uso en el ELU accidental de sismo, se ha tomado un valor de 0,50 en todas las plantas, de acuerdo las prescripciones del artículo 3.2 de la NCSE-02, al ser más conservador que los recogidos en la tabla anterior, de 0,30 en plantas de viviendas y de 0,60 en la cubierta.

En relación a la acción sísmica, la designación de $A_{E,k}$ se refiere a la combinación de los esfuerzos generados por la acción sísmica en dos direcciones ortogonales en planta, combinando las de una dirección con el 30% de los de la otra.

2.3.3 Coeficientes de minoración de materiales

Se han adoptado los siguientes valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales, de acuerdo con la tabla 15.3 de la EHE:

SITUACIÓN DE PROYECTO	HORMIGÓN γ_c	ACERO ACTIVO Y PASIVO γ_s
Persistente o transitoria	1.50	1.15
Accidental	1.30	1.00

2.3.4 Características de los materiales y coeficientes de minoración

Para el desarrollo de los ejemplos de aplicación de la guía se han considerado los siguientes materiales:

Hormigón $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Armadura pasiva $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

3 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL EDIFICIO A

Tal y como se expone en la guía, una adecuada concepción estructural es una condición necesaria y fundamental para que el comportamiento del edificio frente a las acciones sísmicas sea correcto.

Este diseño conceptual debe iniciarse al inicio del proyecto junto a la concepción arquitectónica.

Se plantea en este punto el ejercicio consistente en encajar una solución estructural apropiada tras la definición de una determinada configuración arquitectónica, imponiendo además algunos condicionantes adicionales asociados a la distribución de las viviendas y sus accesos.

Los datos de partida para la realización de la concepción estructural frente al sismo del Edificio A son los siguientes:

- Las luces planteadas en el proyecto básico de arquitectura son pequeñas, por lo que se ha adoptado una tipología de forjados unidireccionales con vigas planas.
- El edificio tiene una distribución en planta bastante regular, con un eje de simetría paralelo a su dimensión menor y siendo casi simétrico en la dirección ortogonal. La distribución de las viviendas es igualmente simétrica alrededor de estos ejes.
- Esta simetría en la planta del edificio y en la distribución interior es favorable para plantear un esquema resistente igualmente simétrico.
- La escalera del edificio está situada centrada en el eje de simetría vertical, y la zonas de desembarco en cada planta está aproximadamente centrada según el eje central del edificio paralelo a su dimensión mayor.
- El edificio tiene una distribución en alzado igualmente regular, sin voladizos o perímetros de plantas diferentes entre plantas sucesivas, y una altura similar en todas las plantas, incluida la baja.
- Esta regularidad en alzado permite que los elementos que se planteen dentro del esquema resistente sean igualmente continuos en toda la altura.
- Los cerramientos de fachada previstos tienen continuidad hasta planta baja, lo que permite disponer elementos resistentes en el perímetro del edificio respetando las zonas de fachada con huecos de ventanas.
- El edificio no tiene juntas de dilatación, dada sus reducidas dimensiones en planta, y es exento, por lo que las deformaciones asociadas al sismo pueden producirse sin coacciones de edificios medianeros.

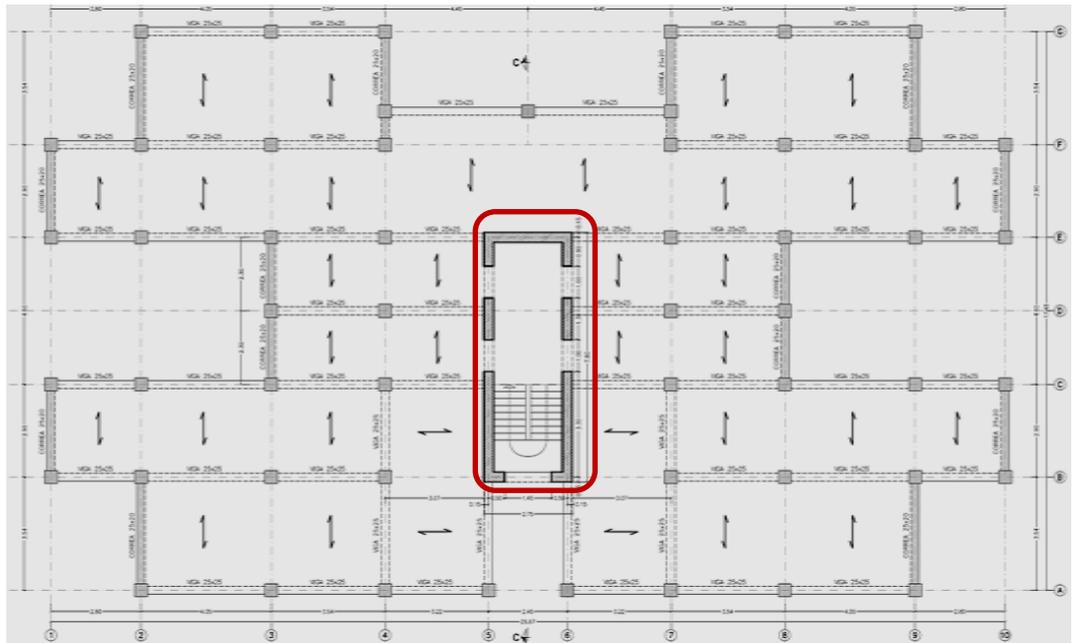


Figura 4.- Planta tipo. Muros formando núcleo rígido en zona de escalera y acceso a viviendas.

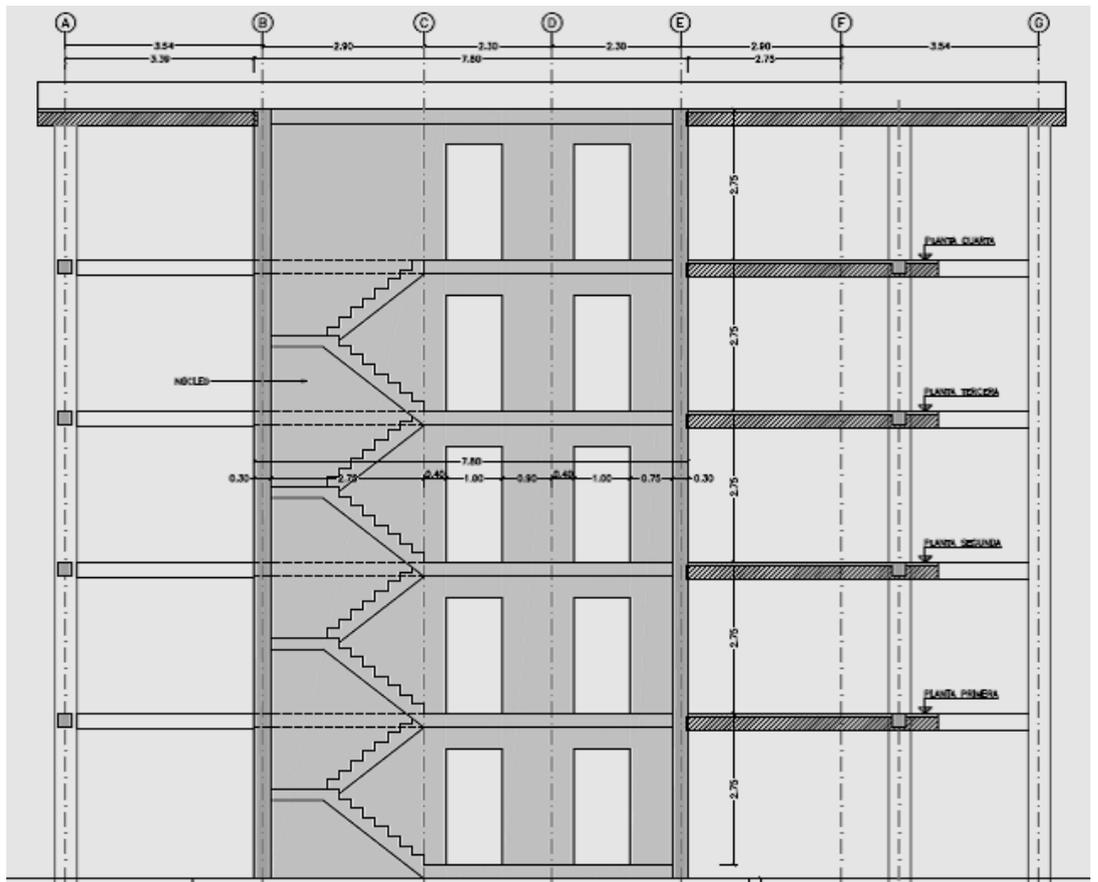


Figura 5.- Sección por la zona de la escalera con puertas de acceso a viviendas.

Teniendo en cuenta los datos de partida anteriores, se han encajado dos posibles esquemas estructurales que se describen a continuación.

Como **ALTERNATIVA I** se ha encajado un núcleo central aprovechando la zona delimitada por las escaleras y su zona de desembarco en los accesos a las viviendas en cada planta.

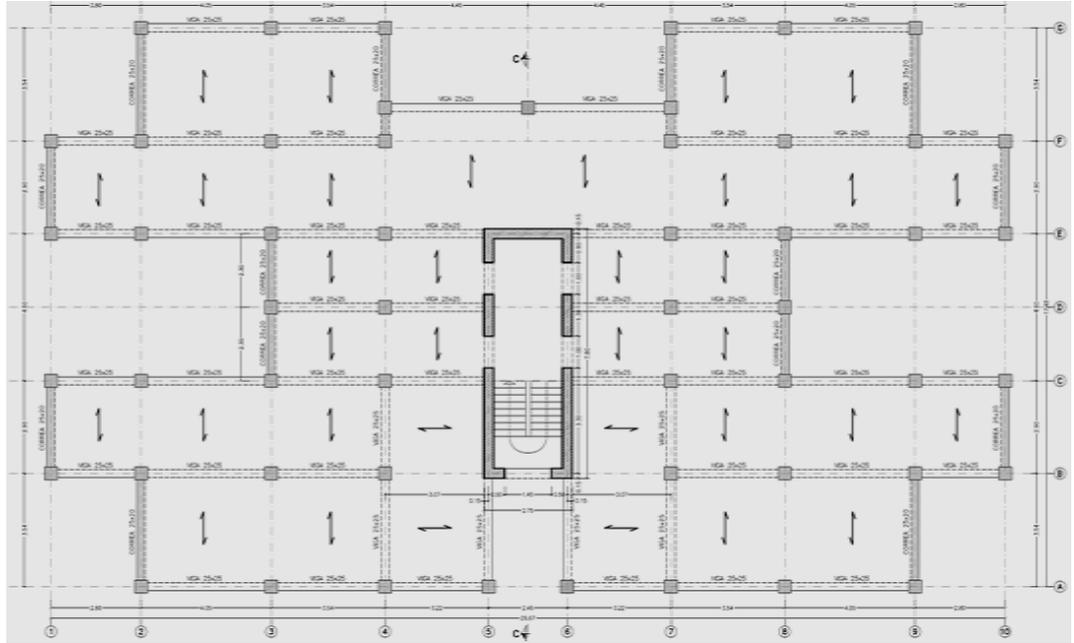


Figura6.- Planta tipo con la configuración del núcleo central.

Las formas del núcleo se han encajado respetando la posición de las puertas de acceso a las viviendas, así como el condicionante impuesto por el acceso al edificio en la planta baja, como se puede ver en las figuras anteriores.

Las dimensiones del núcleo, cuyas esquinas coinciden con intersecciones de ejes definidos por los pórticos de los forjados, son de 7,80 m x 2,75 m. Se ha planteado un espesor de pared de 30 cm, similar a la escuadría de la mayoría de pilares del edificio.

Las cargas verticales son resistidas por un sistema de vigas planas y pilares, que no contribuyen a resistir las cargas de sismo.

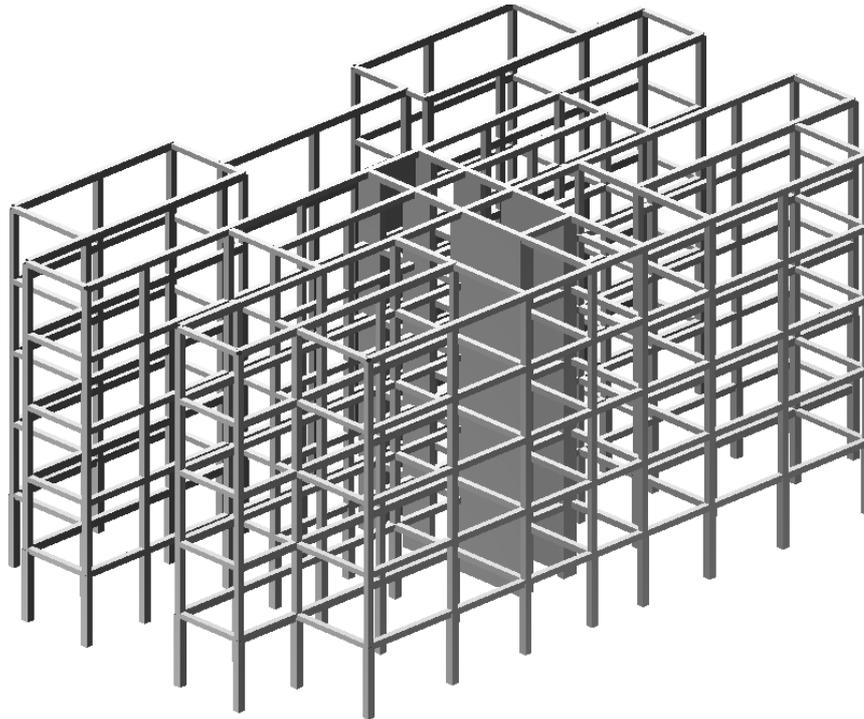


Figura7.- Perspectiva de elementos estructurales, pilares, vigas y pantallas de núcleo central.

Como **ALTERNATIVA II** se han planteado una serie de pilares apantallados dispuestos en las fachadas del edificio en aquellas zonas en que la disposición de los huecos de ventana lo permite.

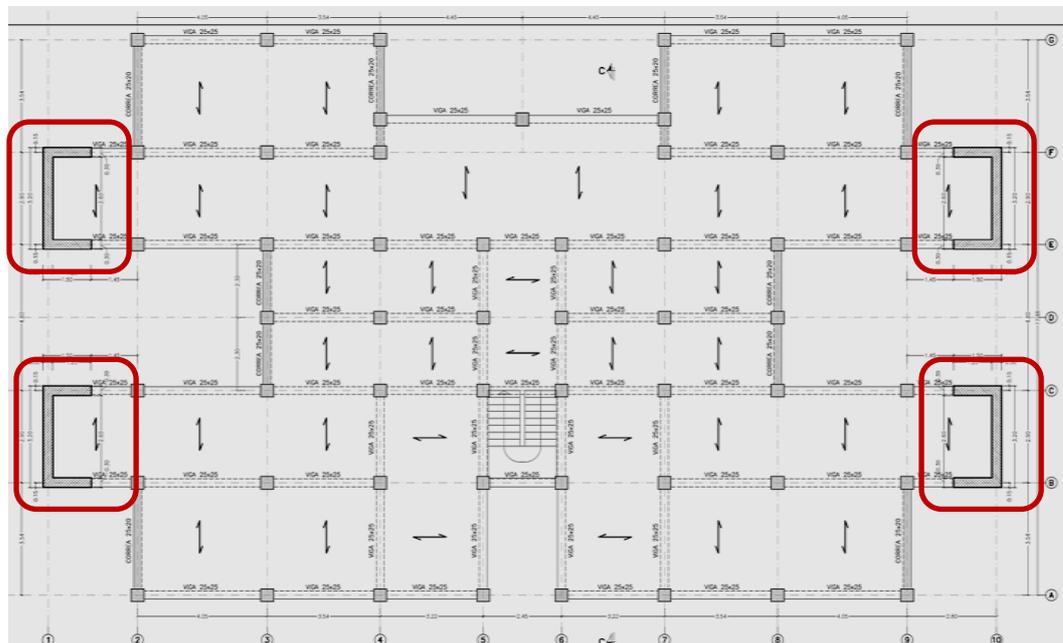


Figura8.- Planta tipo con la configuración de elementos apantallados en la fachada.

Las formas compatibles con la arquitectura en las fachadas han llevado a disponer 4 pilares de hormigón armado con forma de C, con una dimensión del lado mayor de 3,20 m, y una dimensión de los lados cortos de 1,50 m. El espesor de las pantallas es de 30 cm, similar a la escuadría de la mayoría de pilares del edificio.

La solución planteada es prácticamente simétrica, al igual que la planta del edificio.

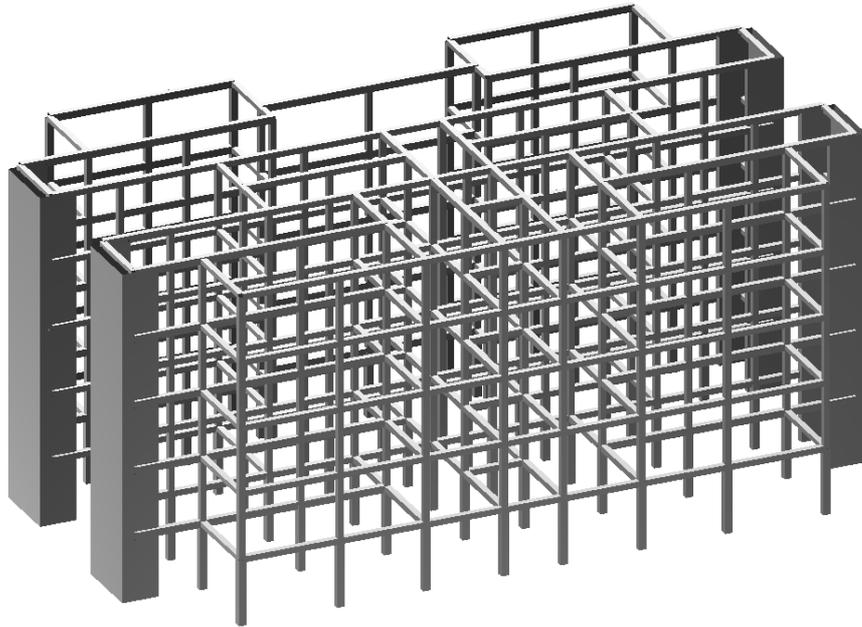


Figura9.- Perspectiva de elementos estructurales, pilares, vigas y pantallas de fachada.

4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 POSIBILIDADES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Tal y como se recuerda en la Guía, la NCSE-02 permite aplicar un método de cálculo simplificado en edificios de cualquier tipo que cumplan una serie de requisitos relacionados con su altura máxima, número de plantas, regularidad en planta y alzado, continuidad de soportes y regularidad mecánica.

El empleo del método simplificado está permitido, además, en cualquier edificio de importancia normal de hasta cuatro plantas, con independencia de que no se cumplan los requisitos de regularidad citados. Esta posibilidad, que la norma expresa mediante un condicional, sin precisar en qué condiciones puede aplicarse, no parece lógica para casos de edificios con irregularidades de cualquiera de los tipos citados.

En el presente documento se han desarrollado dos métodos de análisis diferentes. En primer lugar se ha realizado un análisis modal espectral, y en segundo lugar ese ha desarrollado el mismo ejemplo siguiendo el método simplificado de cálculo recogido en la normativa.

4.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

4.2.1 Descripción del modelo

El análisis dinámico del edificio A se ha realizado en primer lugar empleando el método de análisis modal espectral. Este método es uno de los más utilizados en el cálculo sísmico de estructuras. Las hipótesis fundamentales que se realizan son las siguientes:

- El movimiento del suelo, que se aplica a todos los soportes simultáneamente, se define en forma de espectro de respuesta.
- El comportamiento de la estructura es lineal, y por tanto se puede utilizar la superposición de modos.

El método consiste en la obtención de las frecuencias propias y modos de vibración (resolución de un problema de autovalores) y en el cálculo de la respuesta máxima de cada modo de acuerdo con el espectro de respuesta elegido.

Se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo barra de la estructura del edificio que se ha descrito en el apartado previamente.

En el modelo se han introducido elementos tipo barra para representar:

- Las vigas planas de los pórticos que soportan los forjados unidireccionales.
- Los pilares de los pórticos.
- Las correas entre pórticos en los bordes de forjados.
- Los elementos apantallados encajados alrededor del núcleo de comunicación o en las fachadas tal y como se han descrito anteriormente.

- La rigidez de los forjados en su plano se ha modelizado introduciendo unos elementos de rigidez axial infinita, formando cruces de San Andrés entre pilares en cada recuadro del forjado y en cada planta.

Tanto los pilares apantallados como los pilares convencionales se han considerado empotrados en la cimentación. Es decir, los elementos de cimentación y su interacción con el terreno no se han introducido en el modelo, sino que se ha representado únicamente la estructura situada sobre la superficie, y se ha introducido una acción sísmica que incluye, por medio del coeficiente del terreno C , la amplificación sísmica asociada a las propiedades del terreno de cimentación en la zona más superficial del suelo.

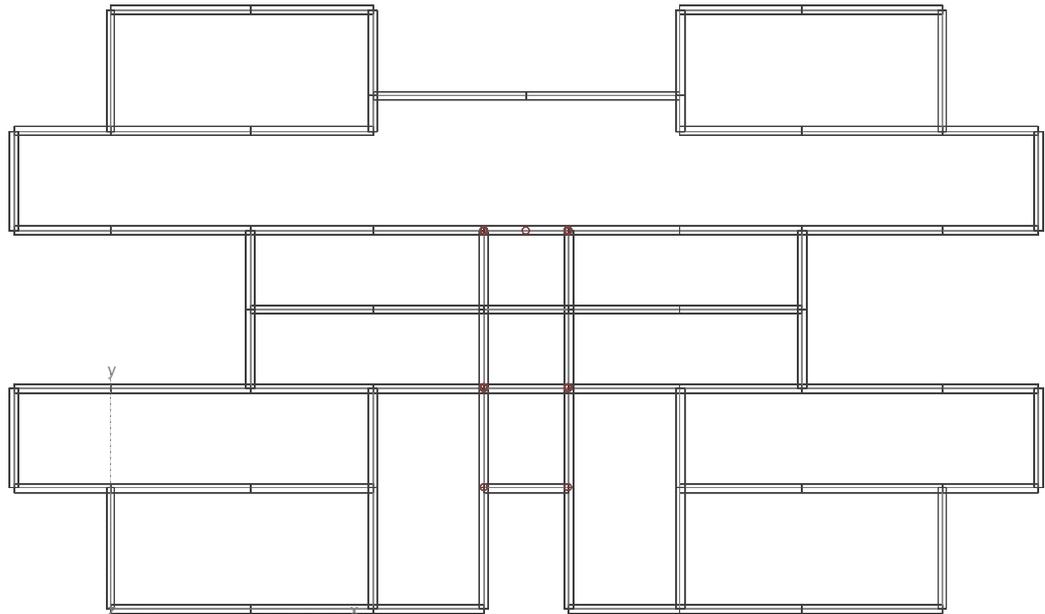


Figura10.- Representación de vigas y correas en una planta tipo del modelo.

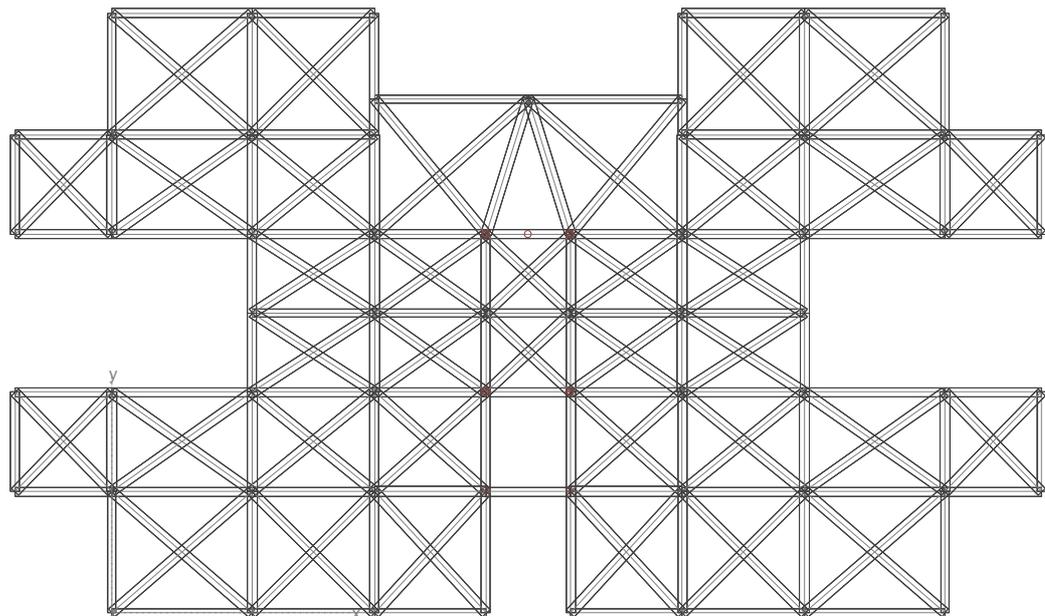


Figura11.- Planta tipo y sus arriostramientos para representar el efecto diafragma del forjado.

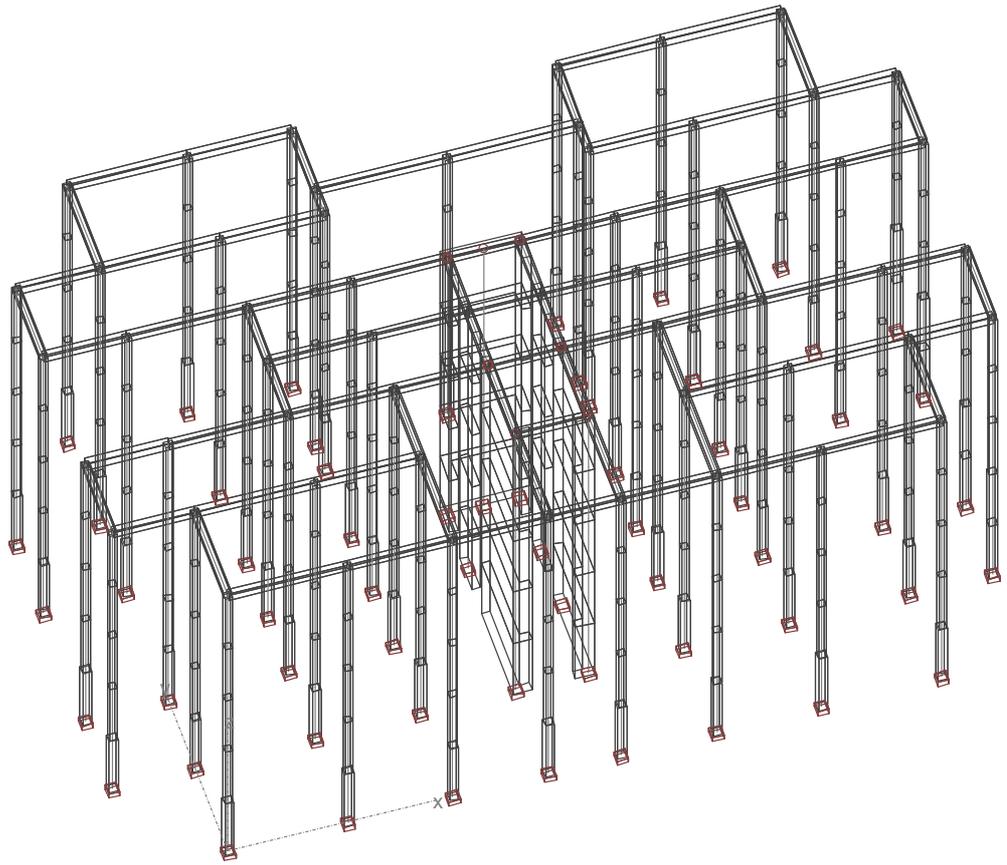


Figura12.- Alternativa I. Vigas de cubierta, pilares y elementos del núcleo central.

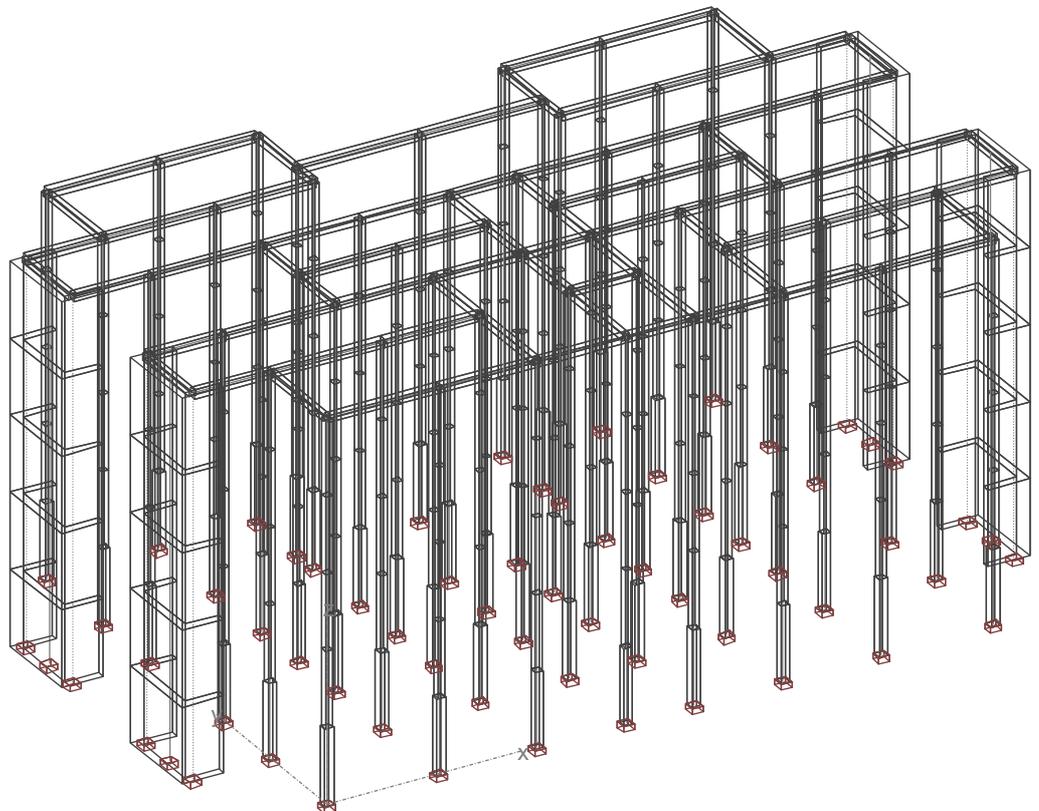


Figura13.- Alternativa II. Vigas de cubierta, pilares y elementos apantallados de fachada.

confiada a una serie de pantallas de hormigón armado, se ha empleado un valor más conservador de este coeficiente, realizándose un primer análisis despreciando este factor, y un segundo análisis con un de $\mu=2$, correspondiente al valor permitido por la normativa para una configuración estructural en la que se empleen losas, reticulados o vigas planas, que sería la configuración del edificio en caso de no disponerse pantallas.

Es decir que dado que el empleo de coeficientes de comportamiento por ductilidad elevados implica la aparición de daños en zonas determinadas del edificio, se ha tratado de limitar estos efectos adoptando un valor más conservador al permitido por la norma, teniendo en cuenta además que el sistema planteado no es redundante.

La transmisión de los esfuerzos asociados a la acción sísmica generados en cada una de las plantas a los elementos del núcleo central se ha analizado realizando un modelo de elementos finitos tipo lámina, en el que se ha introducido la fuerza total generada por la actuación del sismo en una dirección determinada como una fuerza uniforme en toda la planta, que a estos efectos se considera apoyada únicamente en los elementos del núcleo central o de las pantallas de fachada.

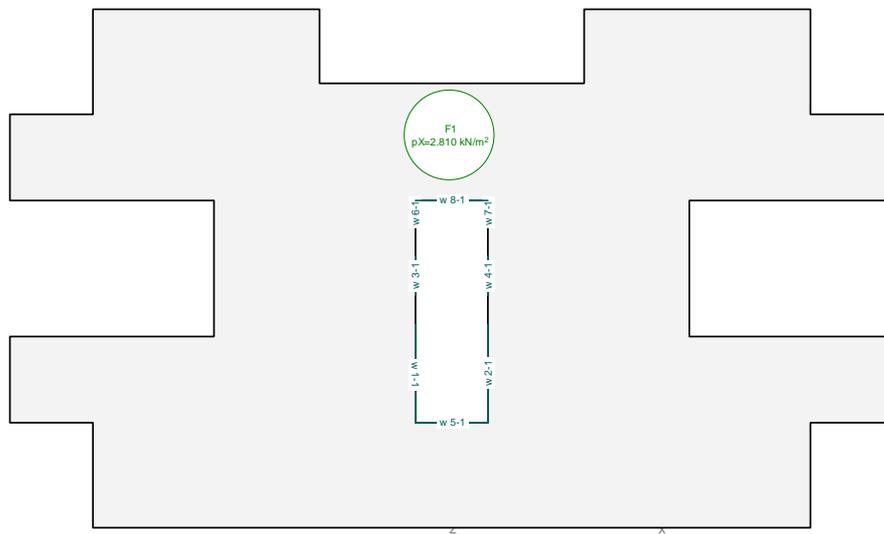


Figura15.- Planta del modelo tipo lámina de la planta tipo, apoyada en núcleo central.

4.2.2 Alternativa I – Núcleo Central - Resumen de resultados

En primer lugar se define la envolvente de acciones concomitante con la acción sísmica, y se presentan los resultados de la envolvente de axiles concomitantes con el sismo correspondientes a esta envolvente.

Limit state specification: ELU-A

Description

Standard design situation: Ultimate limit state type 2 (1B)

Action combinations

	Action No	Action combinations	
		Name	Fac
1	Dead load	1	1
2	Superimposed dead loads	1	1
3	Live load general	1	0.5

Fac : all combination factors are multiplied by this factor

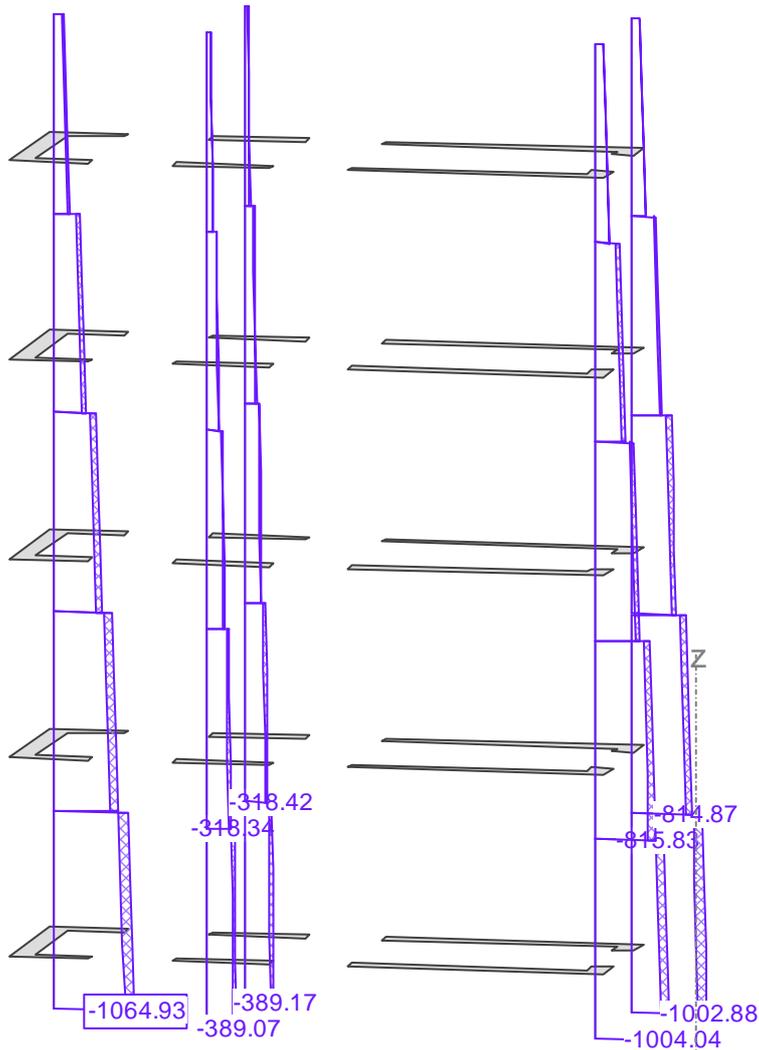


Figura16.- Envolvente de axiles concomitantes con la acción sísmica en elementos del núcleo.

Las siguientes tablas recogen los resultados del análisis modal realizado, es decir los valores de los periodos propios obtenidos, los factores de participación modal de cada uno, y las masas modales.

NATURAL FREQUENCIES

for analysis: EW1; Mass distribution=M6

AC-nr.	ω^2 [(rad/s) ²]	ω [rad/s]	Period [s]	Frequency [s ⁻¹]
1	90.69	9.523	0.65976	1.52
2	101.24	10.062	0.62446	1.60
3	1576.09	39.700	0.15827	6.32
4	2385.06	48.837	0.12866	7.77
5	3914.03	62.562	0.10043	9.96
6	3918.73	62.600	0.10037	9.96
7	3941.28	62.780	0.10008	9.99
8	3990.88	63.173	0.09946	10.05
9	4112.85	64.132	0.09797	10.21
10	4353.42	65.980	0.09523	10.50
11	4444.78	66.669	0.09424	10.61
12	4558.46	67.516	0.09306	10.75
13	4654.49	68.224	0.09210	10.86
14	4714.02	68.659	0.09151	10.93
15	4725.21	68.740	0.09140	10.94

MODAL PARTICIPATION FACTORS

for analysis: EW1; Mass distribution=M6 (normalized for masses)

AC-nr.	X	Y	Z
1	38.76458952	-0.12736529	0.00471749
2	-0.13072217	-37.84568563	-0.86398874
3	18.86154468	-0.00657202	0.00025818
4	0.00523841	-19.63800267	0.87097447
5	-0.73692919	0.00738956	-0.00155458
6	-0.02555262	-0.65833938	0.02993762
7	-0.01346476	0.00100831	-0.00001588
8	-1.37867795	-0.01152559	-0.00151646
9	0.01344405	3.70818755	-0.08300173
10	-2.46431935	0.00300242	-0.00072642
11	0.01313278	1.26089975	0.35226727
12	-0.35348752	-0.00193585	-0.00021644
13	0.68730062	0.01481505	-0.00387509
14	-0.01109305	-1.05308879	-0.02472782
15	-0.57394906	0.01047776	0.00024063
*) $\sum p_i^2$	1.8679131E+3	1.8348468E+3	1.63760500

*) : Summa of squares of participation factors
(corresponds to the excited mass in the corresponding direction)

MODAL MASS (per direction sorted by part. factor)

for analysis: EW1; Mass distribution=M6

EV-pos.	AC-nr.	X-Direction			Y-Direction			Z-Direction	
		AC-nr. [t]	m_{ex} [%]	Σm_{ex}	AC-nr. [t]	m_{ey} [%]	Σm_{ey}	AC-nr. [t]	m_{ez} [%]
1	1	1502.69	70.5%	2	1432.30	67.2%	4	0.76	0.0%
2	3	355.76	87.2%	4	385.65	85.3%	2	0.75	0.1%
3	10	6.07	87.4%	9	13.75	85.9%	11	0.12	0.1%
4	8	1.90	87.5%	11	1.59	86.0%	9	0.01	0.1%
5	5	0.54	87.6%	14	1.11	86.0%	6	0.00	0.1%
6	13	0.47	87.6%	6	0.43	86.0%	14	0.00	0.1%
7	15	0.33	87.6%	1	0.02	86.0%	1	0.00	0.1%
8	12	0.12	87.6%	13	0.00	86.0%	13	0.00	0.1%
9	2	0.02	87.6%	8	0.00	86.0%	5	0.00	0.1%
10	6	0.00	87.6%	15	0.00	86.0%	8	0.00	0.1%
11	7	0.00	87.6%	5	0.00	86.0%	10	0.00	0.1%
12	9	0.00	87.6%	3	0.00	86.0%	3	0.00	0.1%
13	11	0.00	87.6%	10	0.00	86.0%	15	0.00	0.1%
14	14	0.00	87.6%	12	0.00	86.0%	12	0.00	0.1%
15	4	0.00	87.6%	7	0.00	86.0%	7	0.00	0.1%

(1) : Total mass = 2132.36 t

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL CON $\mu = 1,00$

En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos para las diferentes direcciones de actuación del sismo en los elementos del núcleo.

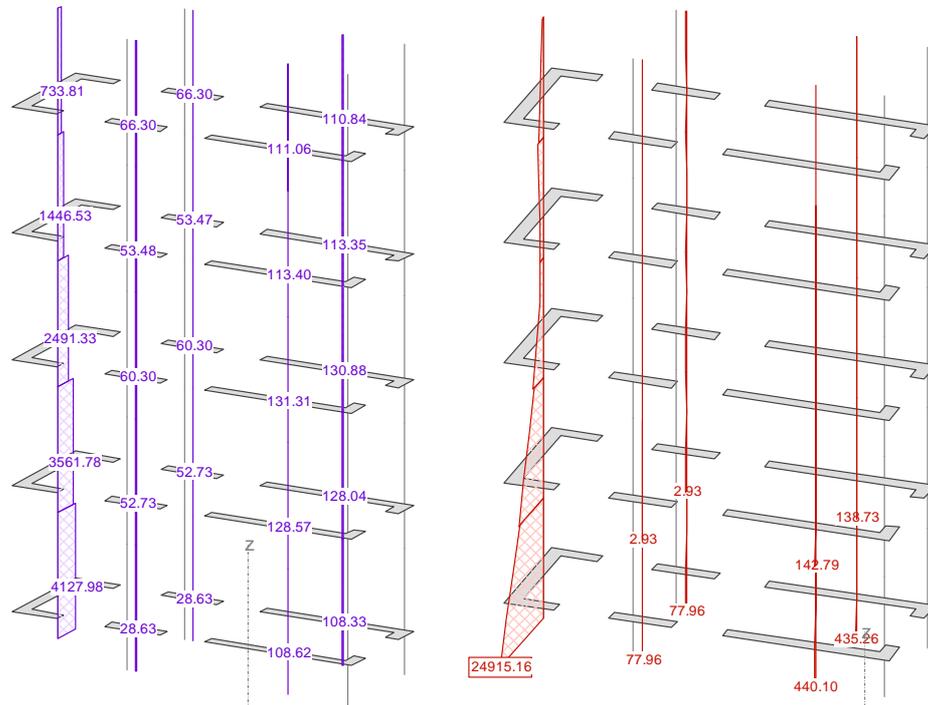


Figura17.- Sismo en dirección X. Esfuerzos cortantes y de flexión en elementos del núcleo.

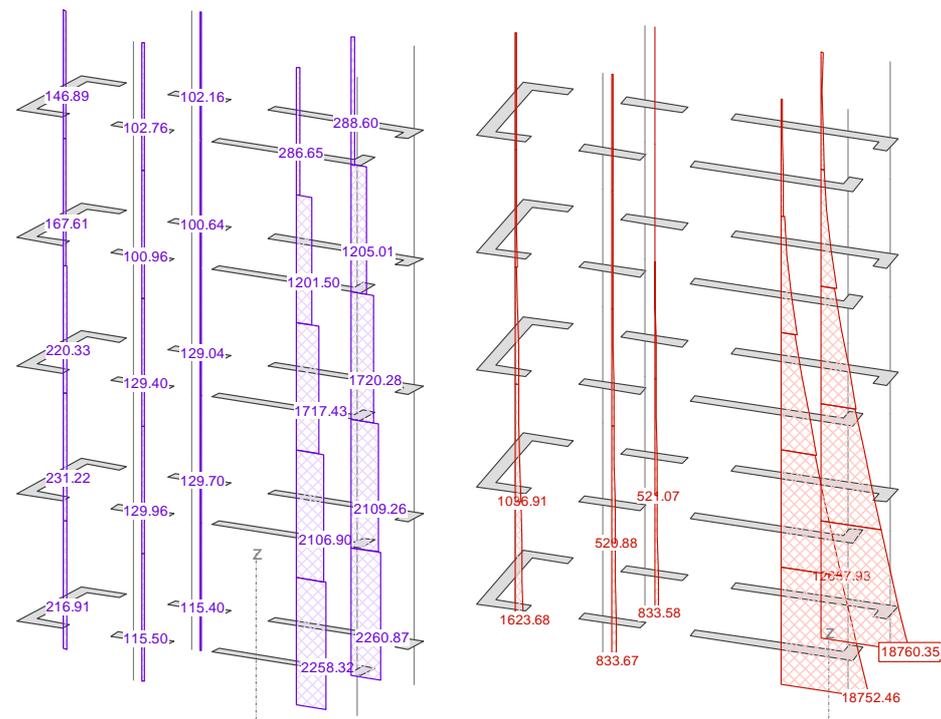


Figura18.- Sismo en dirección Y. Esfuerzos cortantes y de flexión en elementos del núcleo.

Los esfuerzos de cálculo en cada una de las pantallas en la situación sísmica son los siguientes:

PILAR APANTALLADO DIRECCION X					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-1064.93	-1.33	2.54	-49.03	-3.55
ELU Nmax	-947.81	-1.09	1.97	-39.98	-2.95
SISMO X - $\mu = 1,00$	4.60	4127.99	0.99	8.00	24915.16
SISMO Y - $\mu = 1,00$	905.31	20.14	216.91	1623.68	113.42
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1341.12	4135.36	68.60	544.13	24952.74
0,30 SISMO X + SISMO Y	-1971.62	1259.87	219.75	1675.11	7591.52

PILARES CENTRALES					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-389.07	-1.31	3.85	-105.20	1.20
ELU Nmax	-345.16	-1.04	3.10	-91.38	0.95
SISMO X - $\mu = 1,00$	172.45	28.63	0.50	3.69	77.96
SISMO Y - $\mu = 1,00$	327.66	0.28	115.50	833.67	0.26
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-659.82	30.02	39.00	358.99	79.24
0,30 SISMO X + SISMO Y	-768.47	10.18	119.50	939.98	24.85

PILARES APANTALLADOS DIRECCION Y					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-1004.04	-2.70	-16.69	900.84	54.05
ELU Nmax	-894.21	-2.14	-13.41	841.19	46.31
SISMO X - $\mu = 1,00$	544.95	108.62	230.80	1152.20	440.10
SISMO Y - $\mu = 1,00$	95.27	71.56	2258.33	18752.46	695.78
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1577.57	132.79	924.99	7678.78	702.88
0,30 SISMO X + SISMO Y	-1262.80	106.85	2344.26	19998.96	881.86

Las figuras siguientes muestran cómo los elementos apantallados en cada una de las direcciones, proporcionalmente mucho más rígidos que el resto de pilares, absorben la práctica totalidad de la acción sísmica en cada dirección.

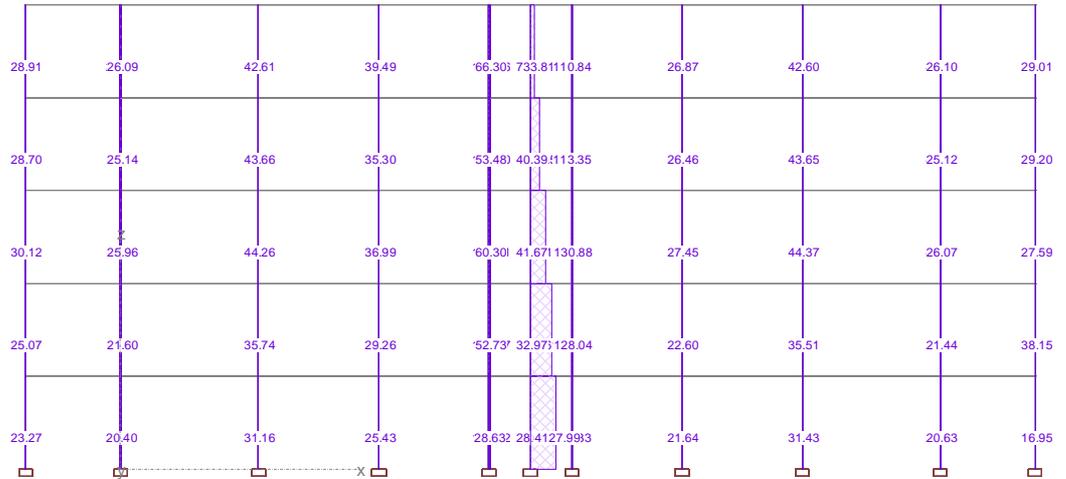


Figura19.- Sismo en dirección X. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

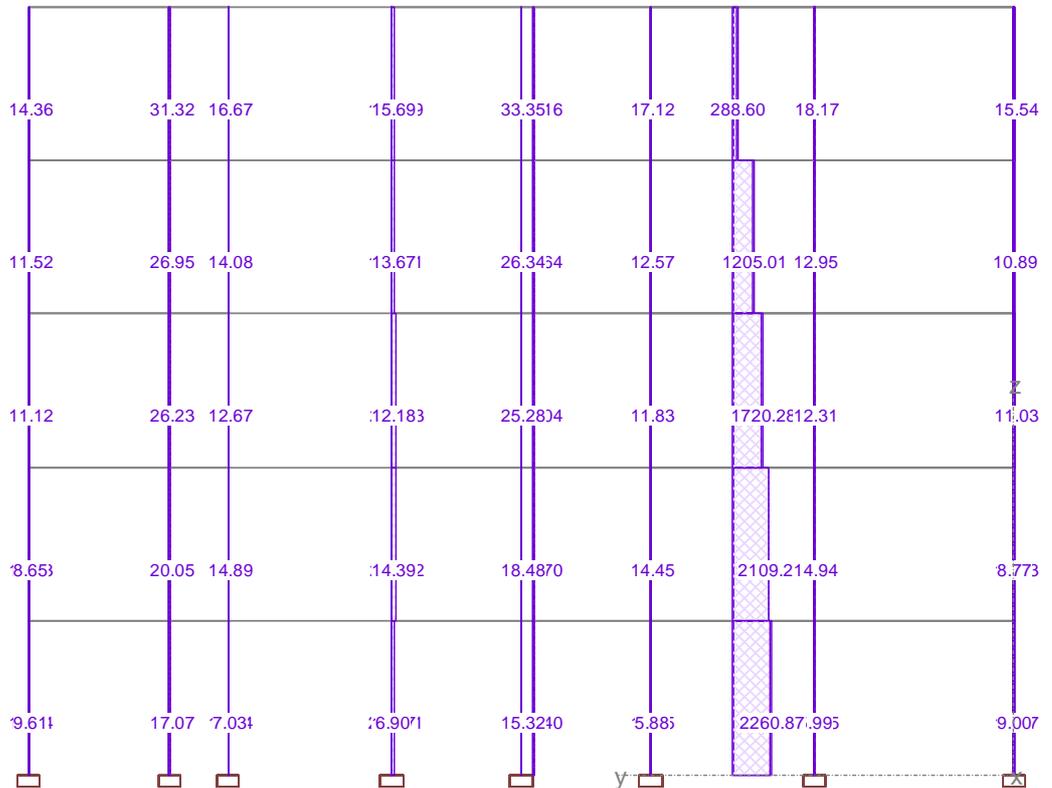


Figura20.- Sismo en dirección Y. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

En relación a los esfuerzos de dimensionamiento, en la figura que sigue se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión correspondientes al ELU permanente o transitorio en los elementos del núcleo central.

Se puede observar que la magnitud de los esfuerzos de cálculo debidos a las acciones permanentes, a las sobrecargas de uso, y a la acción del viento, son muy inferiores a los estimados para el ELU accidental de sismo.

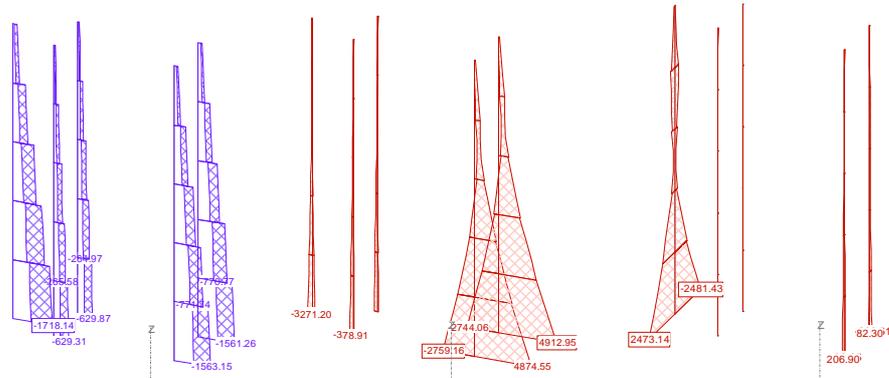


Figura 21.- ELU permanente. Esfuerzos axiales y de flexión en pantallas.

En cuanto al resto de pilares, en la siguiente figura se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión en dos alineaciones de pilares para el ELU permanente o transitorio, y para la actuación del sismo en cada una de las dos direcciones X e Y.

Se observa que los esfuerzos de flexión en pilares debidos a la acción del sismo son superiores a los debidos el ELU permanente.

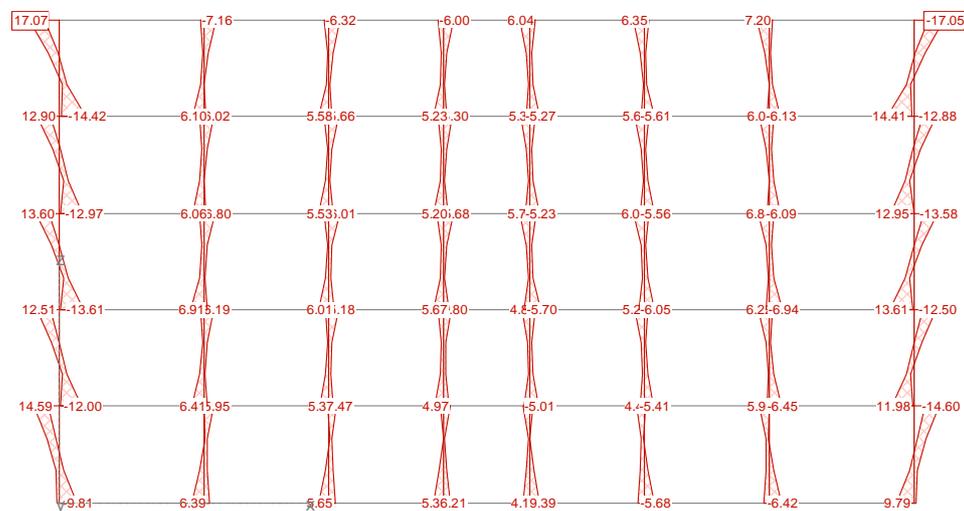


Figura 22.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje X.

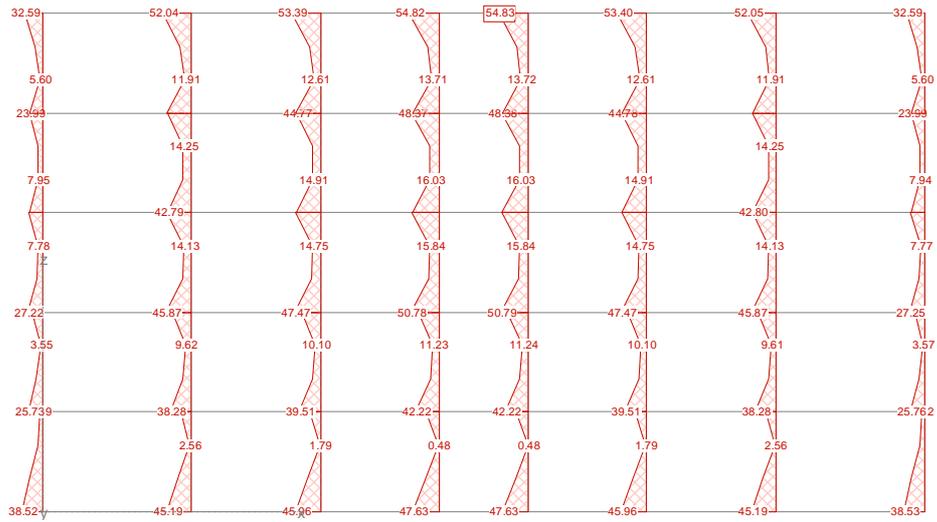


Figura 23.- Sismo dirección X. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 1,00$.

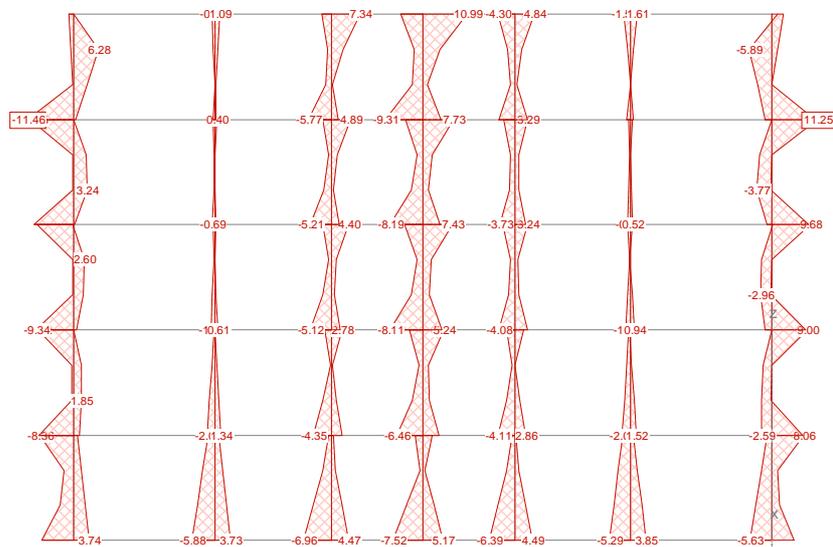


Figura 24.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje Y.

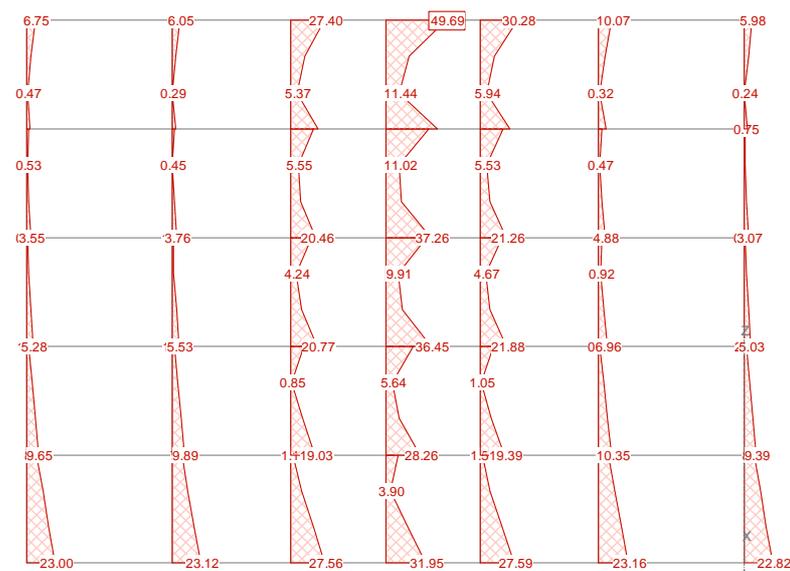


Figura 25.- Sismo dirección Y. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 1,00$.

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL CON $\mu = 2,00$

En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos para las diferentes direcciones de actuación del sismo en los elementos del núcleo.

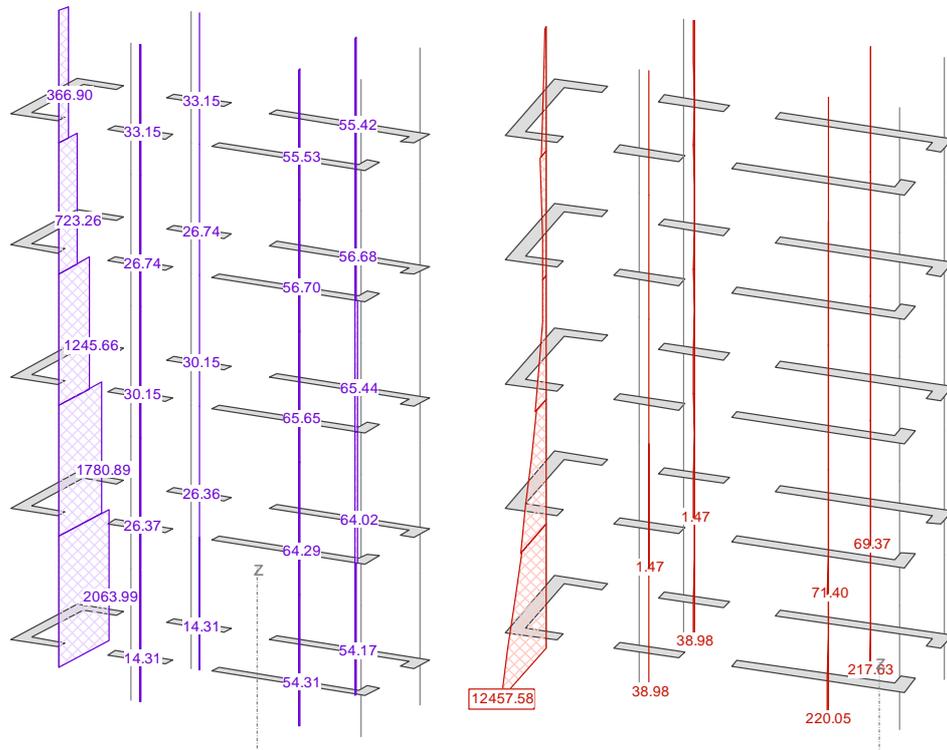


Figura26.- Sismo en dirección X. Esfuerzos cortantes y de flexión en elementos del núcleo.

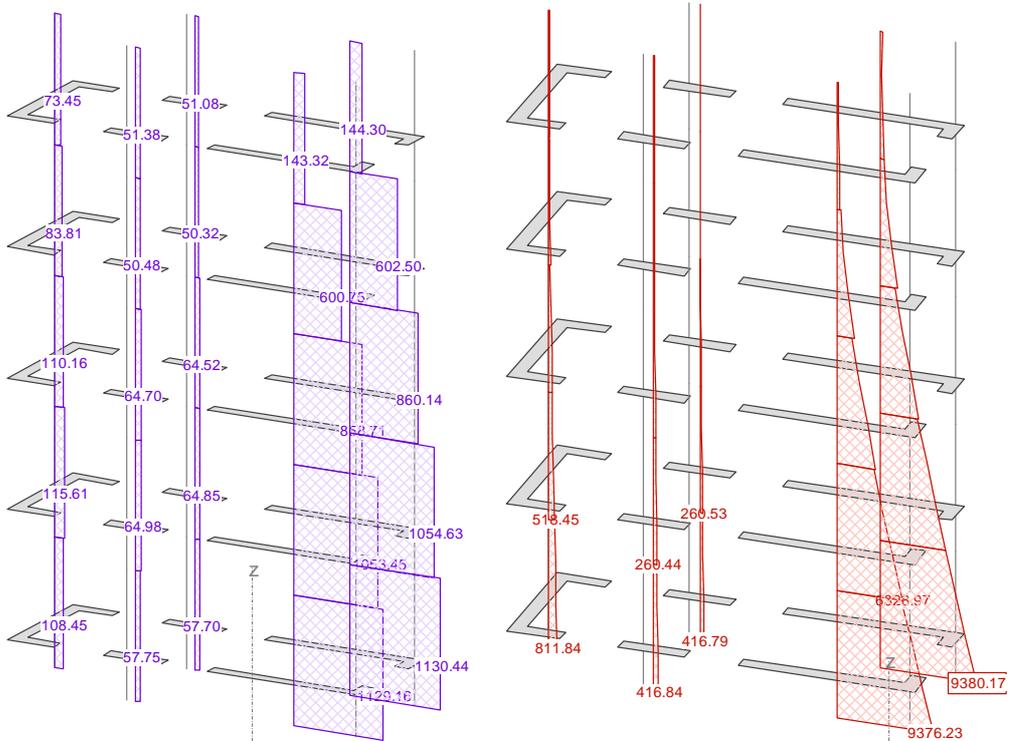


Figura27.- Sismo en dirección Y. Esfuerzos cortantes y de flexión en elementos del núcleo.

Los esfuerzos de dimensionamiento en la situación sísmica para cada uno de los pilares apantallados que forman el núcleo son los siguientes:

PILAR APANTALLADO DIRECCION X					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-1064.93	-1.33	2.54	-49.03	-3.55
ELU Nmax	-947.81	-1.09	1.97	-39.98	-2.95
SISMO X - $\mu = 2,00$	2.30	2063.99	0.49	4.00	12457.58
SISMO Y - $\mu = 2,00$	452.66	10.07	108.45	811.84	56.71
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1203.03	2068.34	35.57	296.58	12478.14
0,30 SISMO X + SISMO Y	-1518.28	630.60	111.14	862.07	3797.53

PILARES CENTRALES					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-389.07	-1.31	3.85	-105.20	1.20
ELU Nmax	-345.16	-1.04	3.10	-91.38	0.95
SISMO X - $\mu = 2,00$	86.22	14.31	0.25	1.84	38.98
SISMO Y - $\mu = 2,00$	163.83	0.14	57.75	416.84	0.13
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-524.44	15.66	21.43	232.09	40.22
0,30 SISMO X + SISMO Y	-578.77	5.74	61.68	522.59	13.02

PILARES APANTALLADOS DIRECCION Y					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-1004.04	-2.70	-16.69	900.84	54.05
ELU Nmax	-894.21	-2.14	-13.41	841.19	46.31
SISMO X - $\mu = 2,00$	272.48	54.31	115.40	576.10	220.05
SISMO Y - $\mu = 2,00$	47.64	35.78	1129.16	9376.23	347.89
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1290.81	67.74	470.84	4289.81	378.47
0,30 SISMO X + SISMO Y	-1133.42	54.77	1180.47	10449.90	467.96

La figuras siguientes muestran cómo los elementos apantallados en cada una de las direcciones, proporcionalmente mucho más rígidos que el resto de pilares, absorben la práctica totalidad de la acción sísmica en cada dirección.

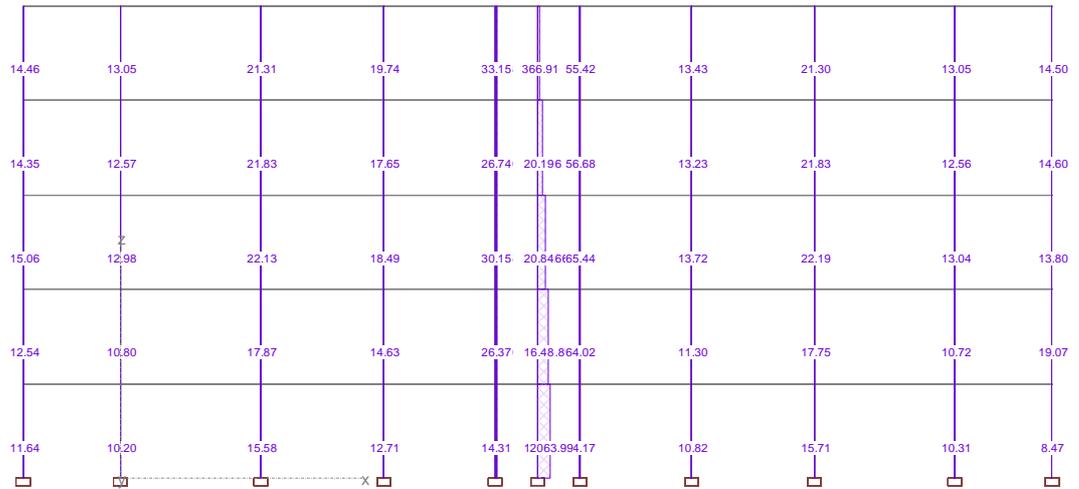


Figura 28.- Sismo en dirección X. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

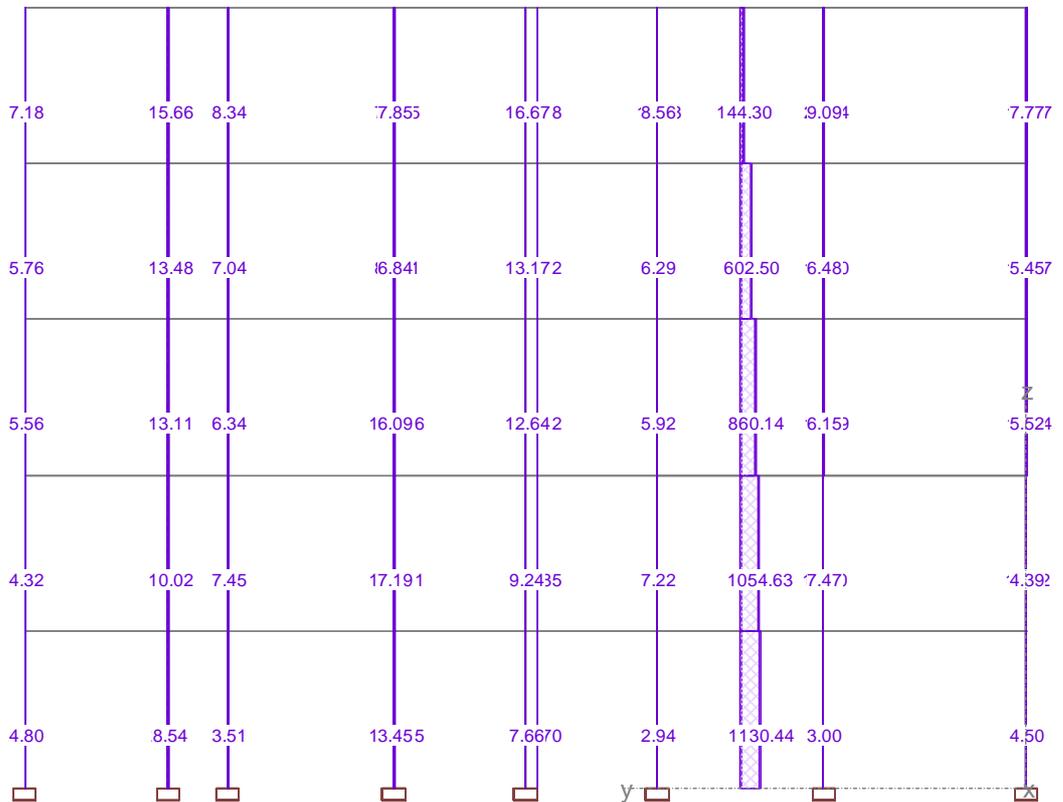


Figura 29.- Sismo en dirección Y. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

Estas figuras ponen de manifiesto que la práctica totalidad de las acciones horizontales son resistidas por el elemento dispuesto a tal fin en la zona de la escalera.

En relación a los esfuerzos de dimensionamiento, en la figura que sigue se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión correspondientes al ELU permanente o transitorio en los elementos del núcleo central.

Se puede observar que la magnitud de los esfuerzos de cálculo debidos a las acciones permanentes, a las sobrecargas de uso, y a la acción del viento, son muy inferiores a los estimados para el ELU accidental de sismo.

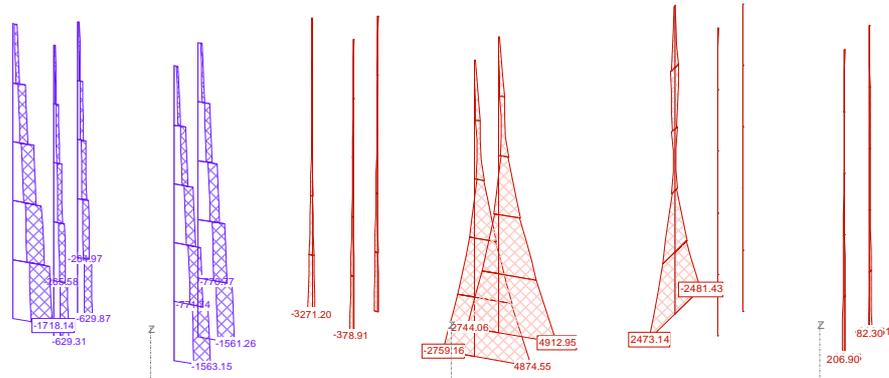


Figura 30.- ELU permanente. Esfuerzos axiales y de flexión en pantallas.

En cuanto al resto de pilares, en la siguiente figura se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión en dos alineaciones de pilares para el ELU permanente o transitorio, y para la actuación del sismo en cada una de las dos direcciones X e Y.

Se observa que los esfuerzos de flexión en pilares debidos a la acción del sismo son superiores a los debidos el ELU permanente.

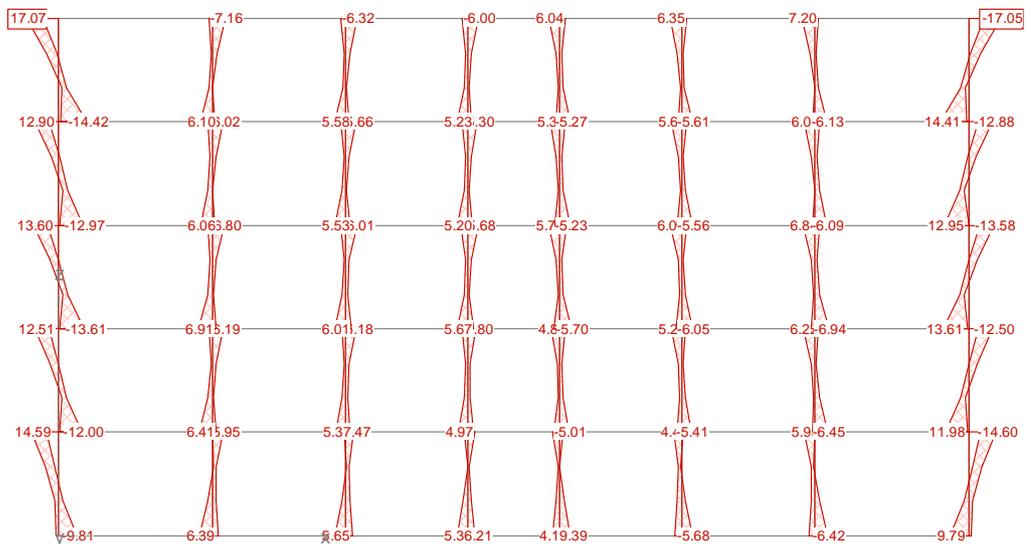


Figura 31.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje X.

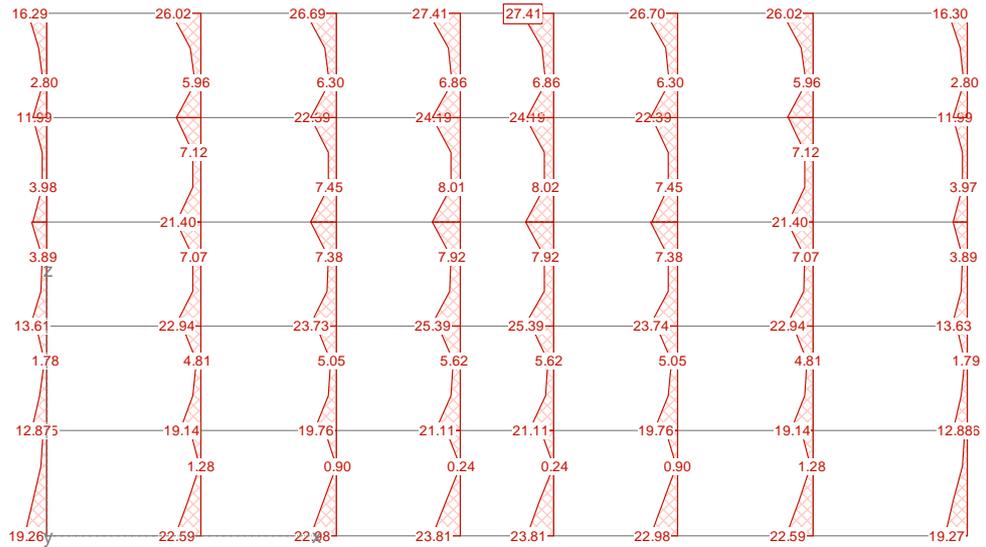


Figura 32.- Sismo dirección X. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 2,00$.

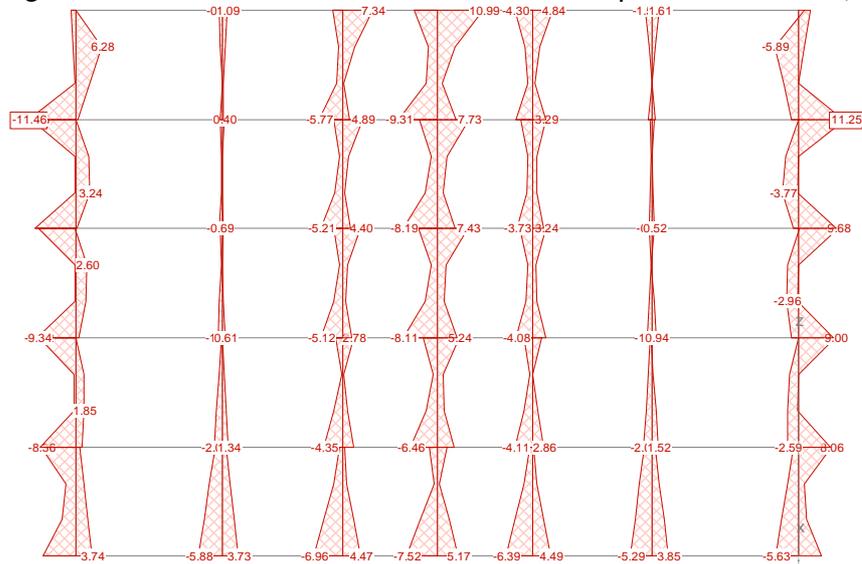


Figura 33.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje Y.

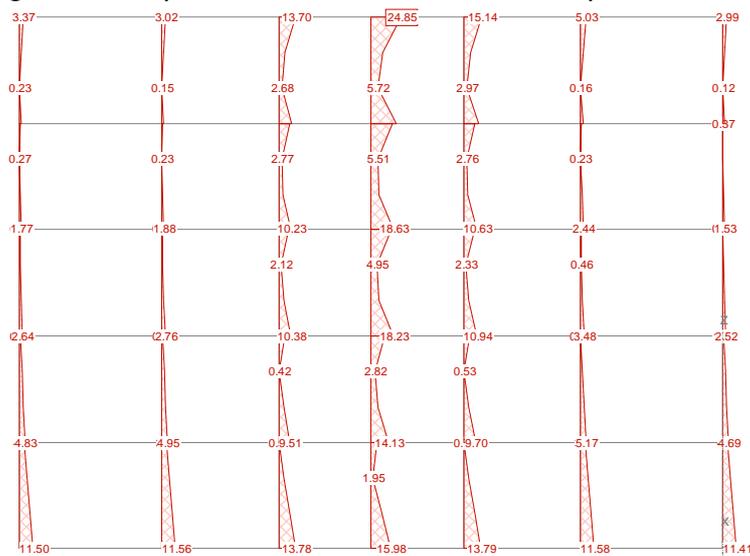


Figura 34.- Sismo dirección Y. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 2,00$.

ANÁLISIS DE LOS FORJADOS COMO DIAFRAGMAS

Las fuerzas máximas generadas en una planta dada para la actuación del sismo se producen en el nivel de planta tercera, como se aprecia en los diagramas de esfuerzos cortantes del análisis modal espectral anterior, así como en los resultados del cálculo simplificado que se presenta posteriormente.

Estas fuerzas en cada dirección se han introducido en el modelo tipo lámina de la planta como una acción uniforme en toda la planta, considerando una superficie de unos 380 m²:

Sismo X considerando $\mu = 1,00$ $\Delta V = 1122 \text{ kN}$ $p_x = 2,95 \text{ kN/m}^2$

Sismo Y considerando $\mu = 1,00$ $\Delta V = 1855 \text{ KN}$ $p_y = 4,88 \text{ kN/m}^2$

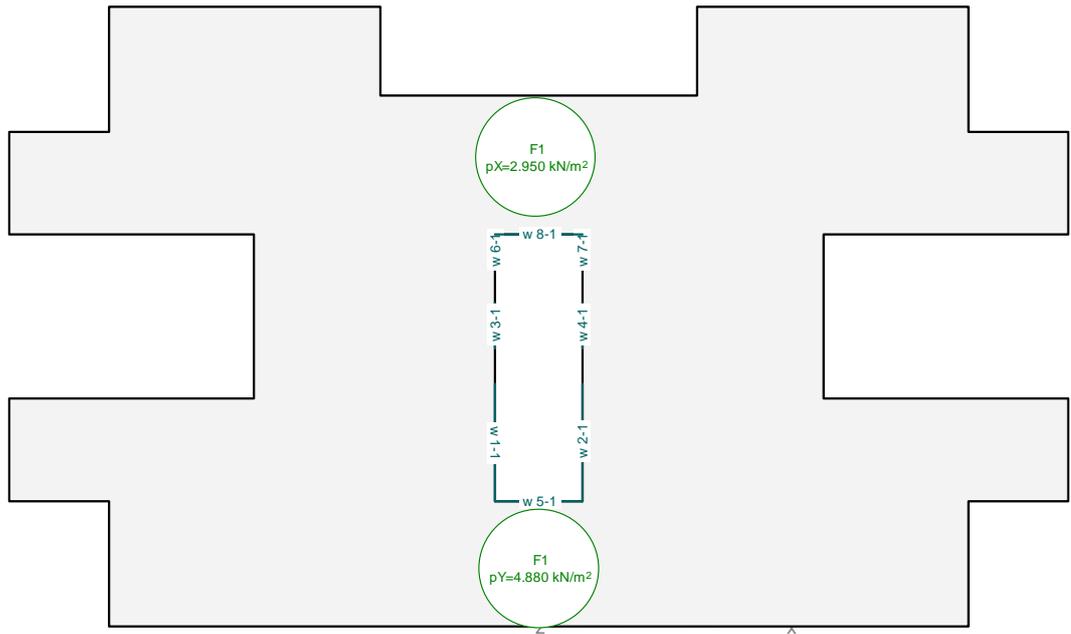


Figura35.- Planta del modelo de lámina de la planta tipo actuando como un diafragma.

Las acciones anteriores se han compuesto combinando ambos modos según las prescripciones de la normativa. Es decir, que se han considerado los dos casos siguientes:

Sismo X + 0,30 Sismo Y $p_x = 2,95 \text{ kN/m}^2$ $p_y = 1,46 \text{ kN/m}^2$

0,30 Sismo X + Sismo Y $p_x = 0,88 \text{ kN/m}^2$ $p_y = 4,88 \text{ kN/m}^2$

Las figuras siguientes muestran la dirección de las tensiones principales para cada una de las fuerzas en las direcciones X e Y. Los valores rojos corresponden a esfuerzos de compresión y los azules a esfuerzos de tracción.

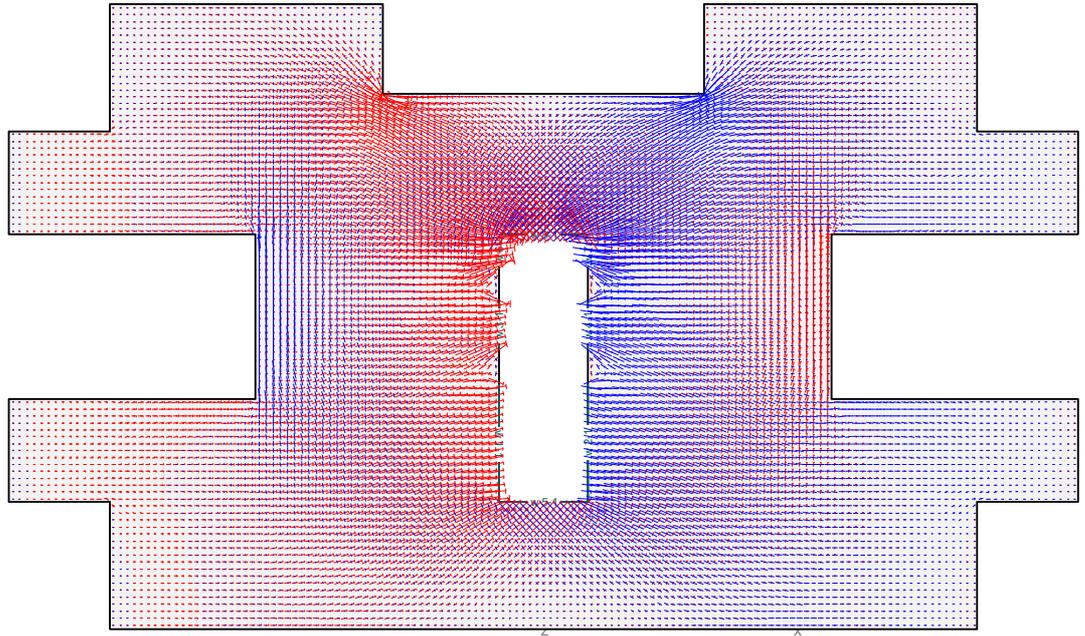


Figura36.- Sismo X. Valores gráficos de las tensiones principales en planta tipo.

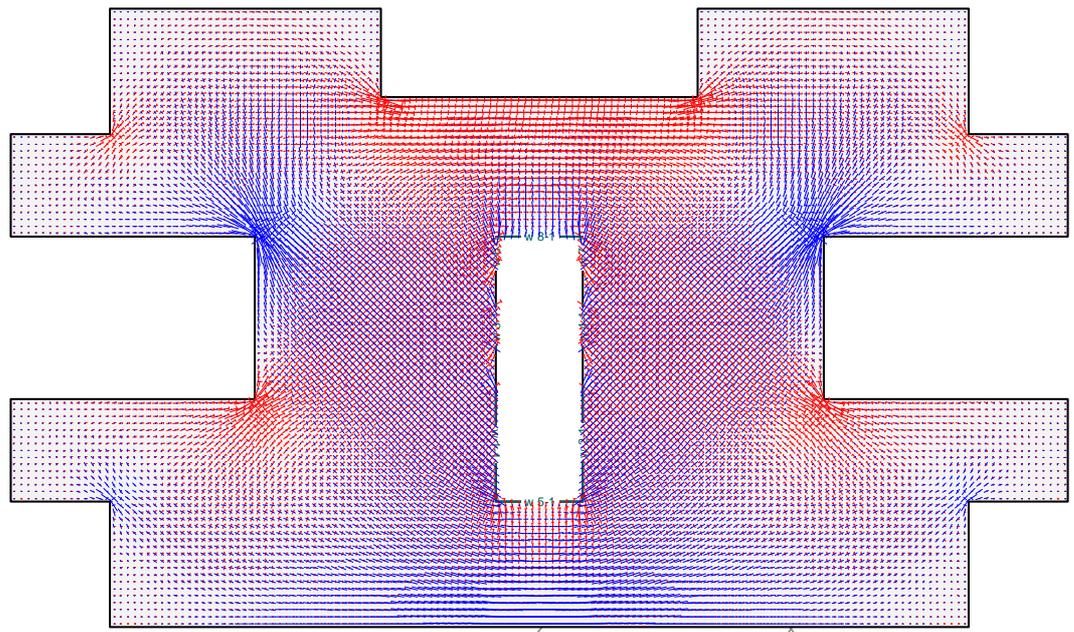


Figura37.- Sismo Y. Valores gráficos de las tensiones principales en planta tipo.

Las dos acciones se han analizado conjuntamente, componiéndolas conforme a los criterios de combinación descritos previamente para obtener los siguientes valores de fuerzas de dimensionamiento de la armadura del hormigón para la transmisión al núcleo de los esfuerzos debidos al sismo.

Las cuantías de armadura resultantes se analizan en apartados posteriores.

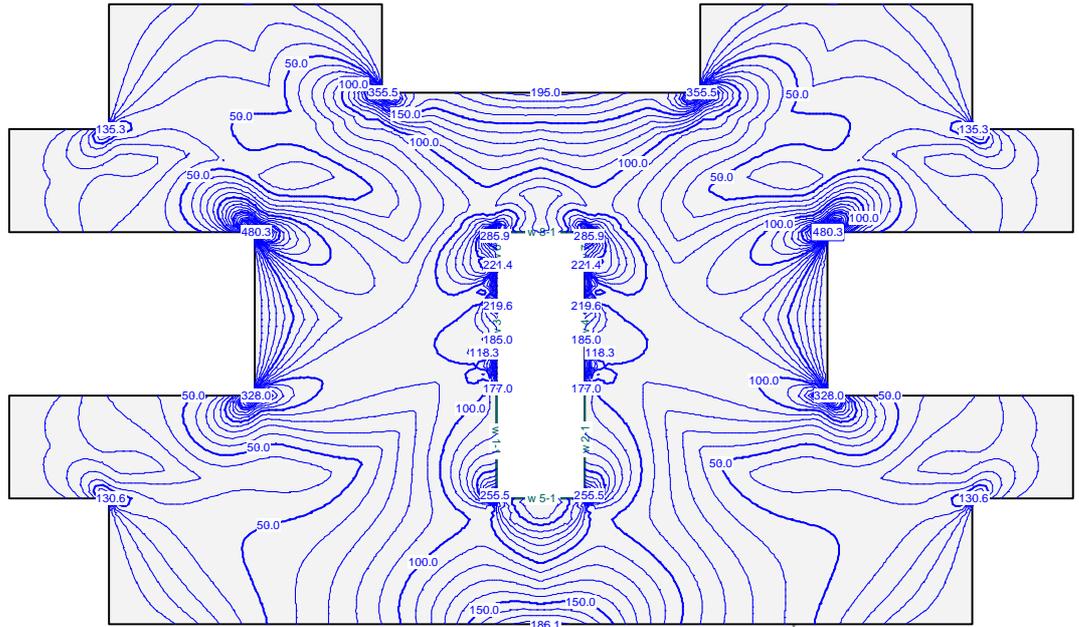


Figura38.- ELU Sismo. Isolíneas de F_x (kN/m) para dimensionamiento de armadura.

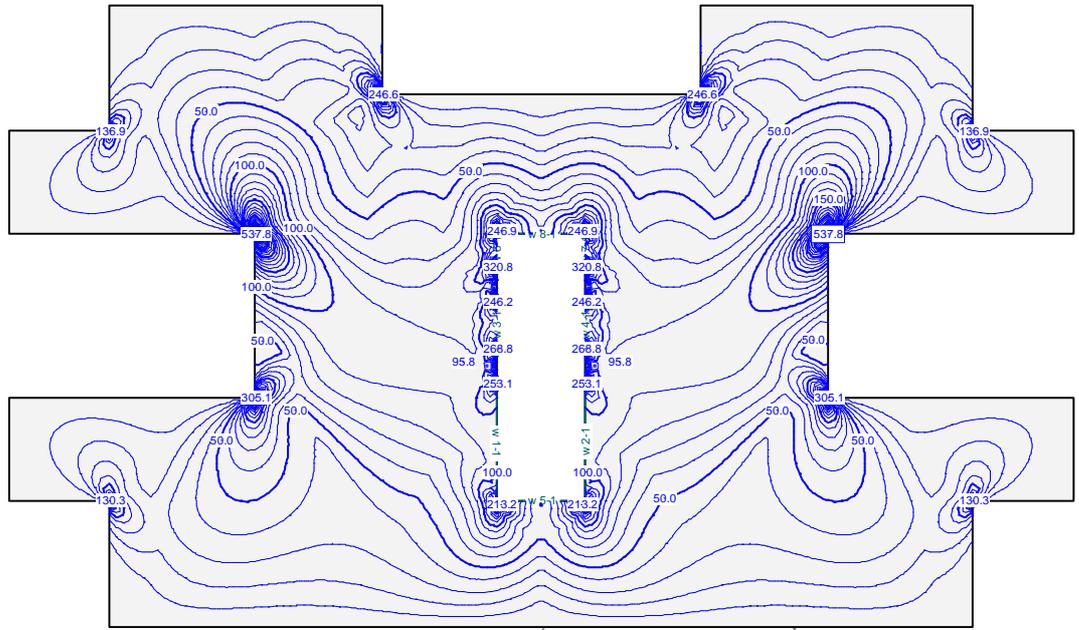


Figura39.- ELU Sismo. Isolíneas de F_y (kN/m) para dimensionamiento de armadura.

4.2.3 Alternativa II – Pantallas en fachadas - Resumen de resultados

En primer lugar se define la envolvente de acciones concomitante con la acción sísmica, y se presentan los resultados de la envolvente de axiles concomitantes con el sismo correspondientes a esta envolvente.

Limit state specification: ELU-A

Description

Standard design situation: Ultimate limit state type 2 (1B)

Action combinations

	Action No	Action combinations	
		Name	Fac
1	Dead load	1	1
2	Superimposed dead loads	1	1
3	Live load general	1	0.5

Fac : all combination factors are multiplied by this factor

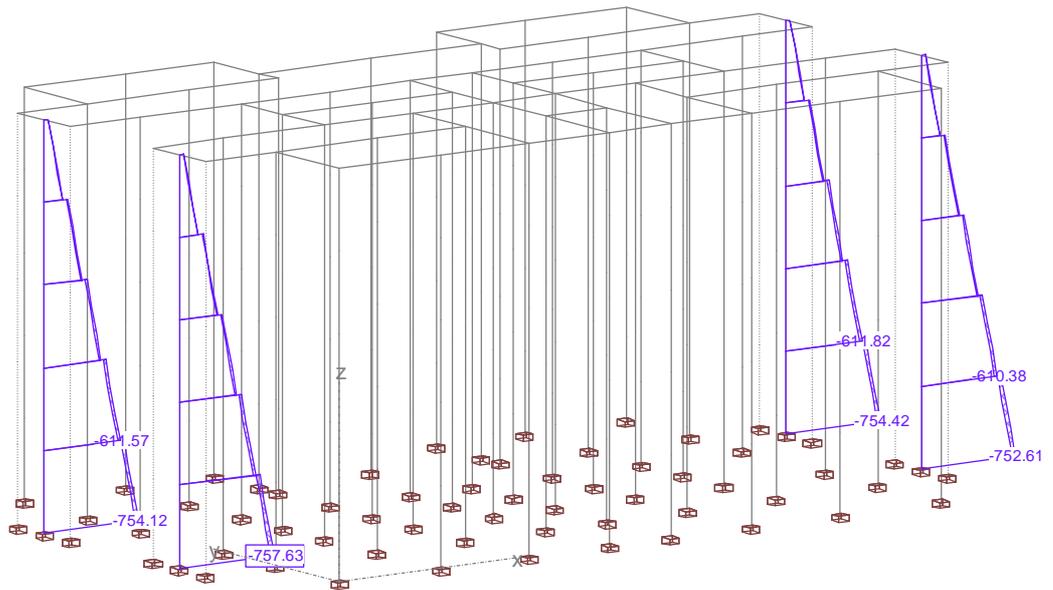


Figura40.- Envolvente de axiles concomitantes con la acción sísmica en pantallas de fachada.

Las siguientes tablas recogen los resultados del análisis modal realizado, es decir los valores de los periodos propios obtenidos, los factores de participación modal de cada uno, y las masas modales.

NATURAL FREQUENCIES

for analysis: EW1; Mass distribution=M6

AC-nr.	ω^2 [(rad/s) ²]	ω [rad/s]	Period [s]	Frequency [s ⁻¹]
1	67.19	8.197	0.76651	1.30
2	294.79	17.169	0.36595	2.73
3	796.06	28.214	0.22269	4.49
4	1089.09	33.001	0.19039	5.25
5	3054.19	55.265	0.11369	8.80
6	3928.04	62.674	0.10025	9.97
7	3963.17	62.954	0.09981	10.02
8	3967.28	62.986	0.09975	10.02
9	4305.50	65.616	0.09576	10.44
10	4354.58	65.989	0.09522	10.50
11	4549.54	67.450	0.09315	10.74
12	4608.85	67.889	0.09255	10.80
13	4742.71	68.867	0.09124	10.96
14	4766.05	69.037	0.09101	10.99
15	4986.59	70.616	0.08898	11.24
16	5141.44	71.704	0.08763	11.41
17	5191.52	72.052	0.08720	11.47
18	5240.25	72.390	0.08680	11.52

19	5329.82	73.006	0.08606	11.62
20	5416.20	73.595	0.08538	11.71
21	5508.85	74.222	0.08465	11.81
22	5749.64	75.826	0.08286	12.07
23	5786.82	76.071	0.08260	12.11
24	5923.77	76.966	0.08164	12.25
25	5946.62	77.114	0.08148	12.27
26	5982.55	77.347	0.08123	12.31
27	6032.92	77.672	0.08089	12.36
28	6081.35	77.983	0.08057	12.41
29	6151.21	78.430	0.08011	12.48
30	6232.16	78.944	0.07959	12.56
31	6234.29	78.958	0.07958	12.57
32	6257.22	79.103	0.07943	12.59
33	6288.44	79.300	0.07923	12.62
34	6333.21	79.581	0.07895	12.67
35	6452.88	80.330	0.07822	12.78

MODAL PARTICIPATION FACTORS

for analysis: EW1; Mass distribution=M6 (normalized for masses)

AC-nr.	X	Y	Z
1	39.65346544	-0.00023870	-0.00368721
2	-0.00002430	-38.42951886	0.01622846
3	-0.18186434	0.03303229	-0.00165722
4	-18.78086100	-0.00024122	-0.01044608
5	-0.00083662	18.69115854	-0.00710229
6	-0.07985247	0.00478019	-0.00000024
7	0.02625424	0.02926005	0.00122886
8	0.28027070	-0.00974214	-0.00009520
9	-0.00191196	2.76632786	-0.00021201
10	-0.24278920	0.01961613	-0.00038810
11	-0.17867644	-0.00934996	0.00017360
12	0.02018906	-7.30755842	-0.00815690
13	1.22350547	0.02074890	-0.00156295
14	-0.01702028	0.86221375	-0.00645862
15	-0.10087682	0.00026074	0.00004933
16	0.01191254	-1.07596099	-0.02560446
17	2.18875724	0.02261025	-0.00228898
18	-0.00382648	-1.42409125	0.00856898
19	-0.35156910	-0.00159482	0.00023085
20	0.00183174	-0.60736618	0.00642780
21	-0.32197500	-0.00145693	0.00045130
22	-4.22922353	-0.01229117	0.00366555
23	0.02092679	-0.20633808	-0.00013216
24	0.22615835	-0.00309505	-0.00004257
25	0.30293272	0.00333979	-0.00118278
26	-0.73706952	-0.00383195	0.00087244
27	8.85706372	0.00060057	-0.00939772
28	0.00254401	-3.42950551	-0.01614451
29	0.12857250	1.67409134	-0.01313437
30	-1.85900137	-0.89264171	0.02019331
31	1.41028564	-1.18625759	0.01965903
32	-0.04616579	-2.17167151	-0.02307645
33	2.36671243	0.01015347	-0.00475873
34	-3.66358479	-0.00389687	0.00479684
35	-0.04550106	4.58554445	-0.32718829
*) $\sum p_i^2$	2.0533628E+3	1.9340962E+3	0.11028923

*) : Summa of squares of participation factors
(corresponds to the excited mass in the corresponding direction)

MODAL MASS (per direction sorted by part. factor)

for analysis: EW1; Mass distribution=M6

EV-pos.	AC-nr.	X-Direction			Y-Direction			Z-Direction	
		m_{ex} [t]	Σm_{ex} [%]	AC-nr.	m_{ey} [t]	Σm_{ey} [%]	AC-nr.	m_{ez} [t]	Σm_{ez} [%]
1	1	1572.40	70.5%	2	1476.83	66.2%	35	0.110	0%
2	4	352.72	86.3%	5	349.36	81.9%	16	0.00	0.0%
3	27	78.45	89.8%	12	53.40	84.2%	32	0.00	0.0%
4	22	17.89	90.6%	35	21.03	85.2%	30	0.00	0.0%
5	34	13.42	91.2%	28	11.76	85.7%	31	0.00	0.0%
6	33	5.60	91.5%	9	7.65	86.1%	2	0.00	0.0%
7	17	4.79	91.7%	32	4.72	86.3%	28	0.00	0.0%
8	30	3.46	91.8%	29	2.80	86.4%	29	0.00	0.0%
9	31	1.99	91.9%	18	2.03	86.5%	4	0.00	0.0%
10	13	1.50	92.0%	31	1.41	86.5%	27	0.00	0.0%
11	26	0.54	92.0%	16	1.16	86.6%	18	0.00	0.0%
12	19	0.12	92.0%	30	0.80	86.6%	12	0.00	0.0%
13	21	0.10	92.0%	14	0.74	86.7%	5	0.00	0.0%
14	25	0.09	92.0%	20	0.37	86.7%	14	0.00	0.0%
15	8	0.08	92.0%	23	0.04	86.7%	20	0.00	0.0%
16	10	0.06	92.0%	3	0.00	86.7%	34	0.00	0.0%
17	24	0.05	92.0%	7	0.00	86.7%	33	0.00	0.0%
18	3	0.03	92.0%	17	0.00	86.7%	1	0.00	0.0%
19	11	0.03	92.0%	13	0.00	86.7%	22	0.00	0.0%
20	29	0.02	92.0%	10	0.00	86.7%	17	0.00	0.0%
21	15	0.01	92.0%	22	0.00	86.7%	3	0.00	0.0%
22	6	0.01	92.0%	33	0.00	86.7%	13	0.00	0.0%
23	32	0.00	92.0%	8	0.00	86.7%	7	0.00	0.0%
24	35	0.00	92.0%	11	0.00	86.7%	25	0.00	0.0%
25	7	0.00	92.0%	6	0.00	86.7%	26	0.00	0.0%
26	23	0.00	92.0%	34	0.00	86.7%	21	0.00	0.0%
27	12	0.00	92.0%	26	0.00	86.7%	10	0.00	0.0%
28	14	0.00	92.0%	25	0.00	86.7%	19	0.00	0.0%
29	16	0.00	92.0%	24	0.00	86.7%	9	0.00	0.0%
30	18	0.00	92.0%	19	0.00	86.7%	11	0.00	0.0%
31	28	0.00	92.0%	21	0.00	86.7%	23	0.00	0.0%
32	9	0.00	92.0%	27	0.00	86.7%	8	0.00	0.0%
33	20	0.00	92.0%	15	0.00	86.7%	15	0.00	0.0%
34	5	0.00	92.0%	4	0.00	86.7%	24	0.00	0.0%
35	2 ⁽¹⁾	0.00	92.0%	1	0.00	86.7%	6	0.00	0.0%
		: Total mass =		2231.13 t					

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL CON $\mu = 1,00$

En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos para las diferentes direcciones de actuación del sismo en los elementos de las pantallas de fachada.

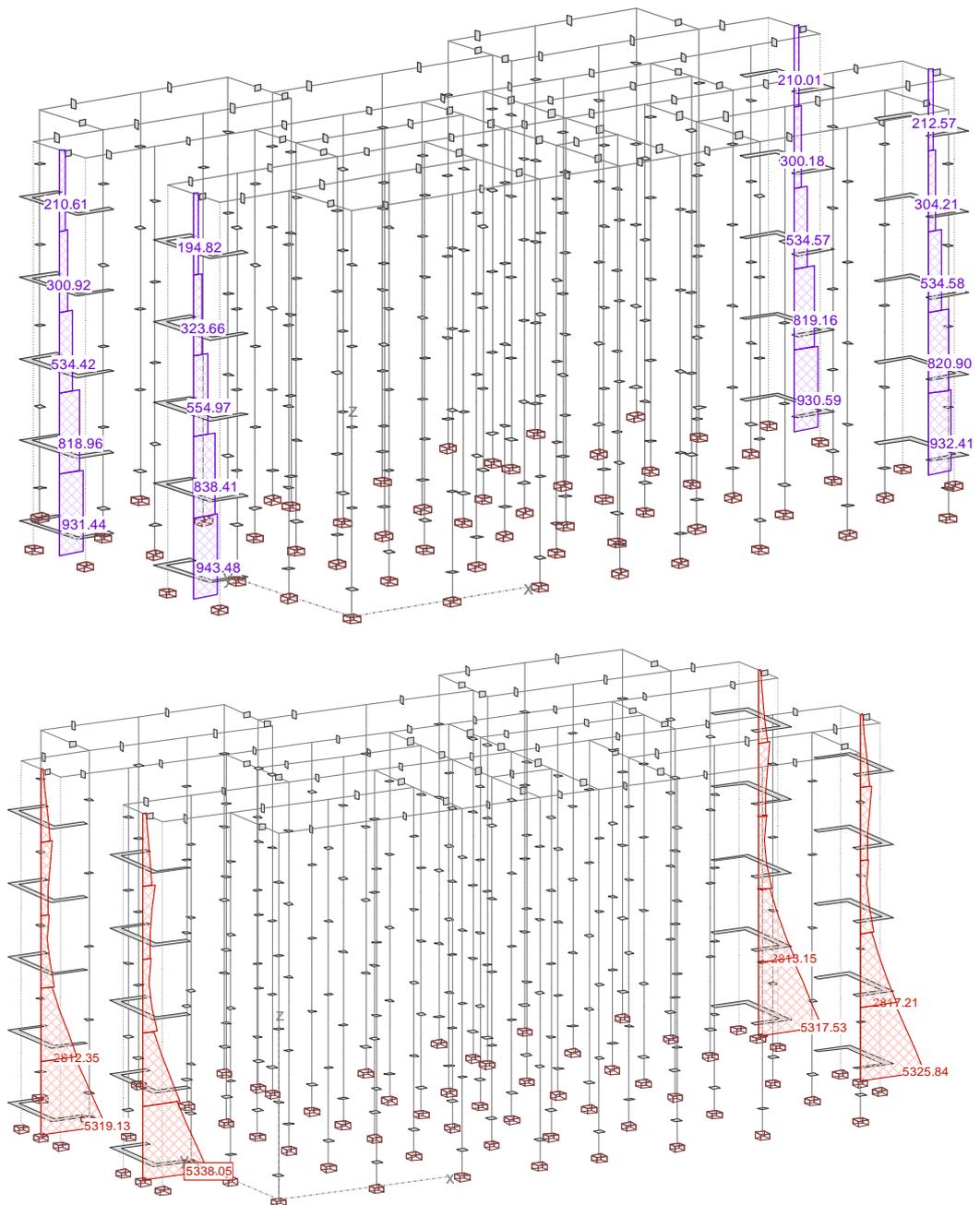


Figura41.- Sismo en dirección X. Esfuerzos cortantes y de flexión en pantallas de fachada.

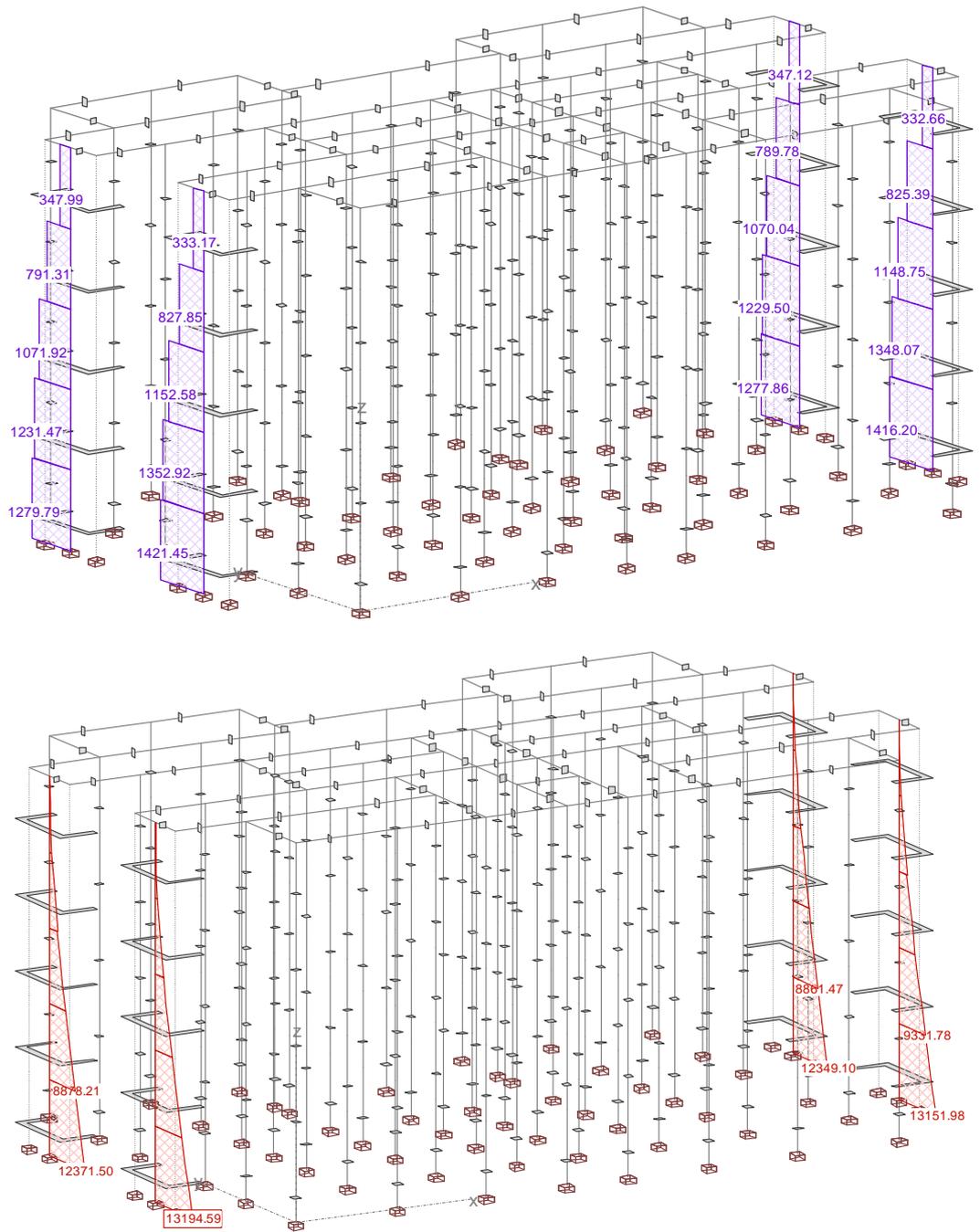


Figura42.- Sismo en dirección Y. Esfuerzos cortantes y de flexión en pantallas de fachada.

Los esfuerzos de cálculo en las pantallas en la situación sísmica son los siguientes:

	PILAR APANTALLADO CON SECCION EN C EN FACHADA				
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]
ELU Nmin	-757.63	-4.18	-0.51	13.32	4.23
ELU Nmax	-730.46	-3.42	-0.38	10.74	3.46
SISMO X - $\mu = 1,00$	788.86	943.48	53.12	274.09	5338.05
SISMO Y - $\mu = 1,00$	3.05	4.72	1421.45	13194.59	10.55
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1547.41	949.08	480.07	4245.79	5345.45
0,30 SISMO X + SISMO Y	-997.34	291.94	1437.90	13290.14	1616.20

Al igual que en la Alternativa I se observa que los elementos apantallados de las fachadas, proporcionalmente mucho más rígidos que el resto de pilares, absorben la práctica totalidad de la acción sísmica en cada dirección.

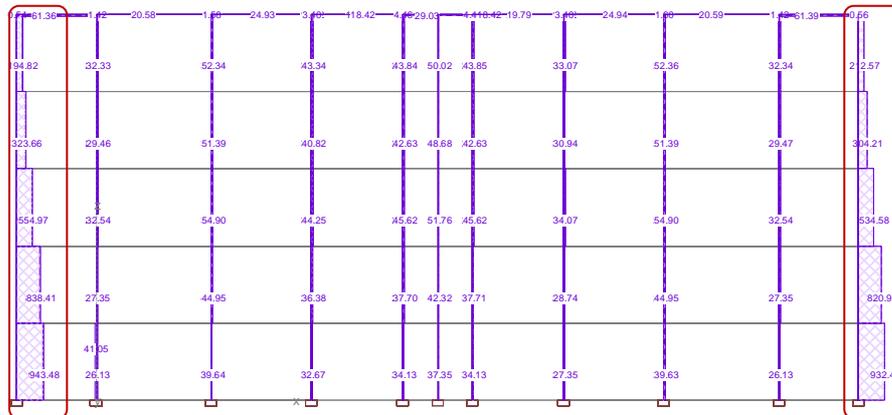


Figura43.- Sismo en dirección X. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

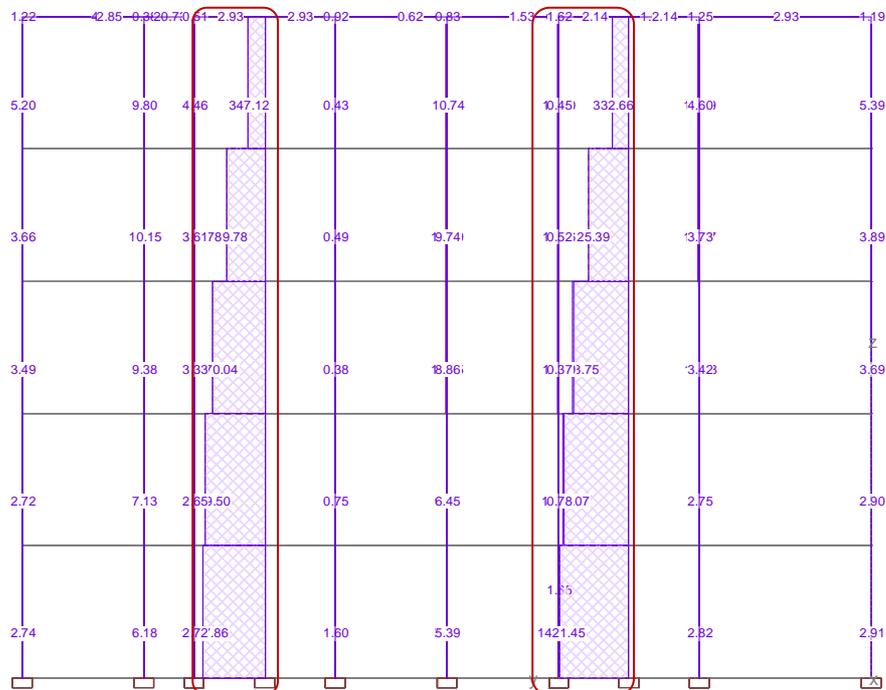


Figura44.- Sismo en dirección Y. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

En relación a los esfuerzos de dimensionamiento, en la figura que sigue se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión correspondientes al ELU permanente o transitorio en los elementos apantallados dispuestos en las fachadas.

Se observa que la magnitud de los esfuerzos de cálculo debidos a las acciones permanentes, a las sobrecargas de uso, y a la acción del viento, son muy inferiores a los estimados para el ELU accidental de sismo.

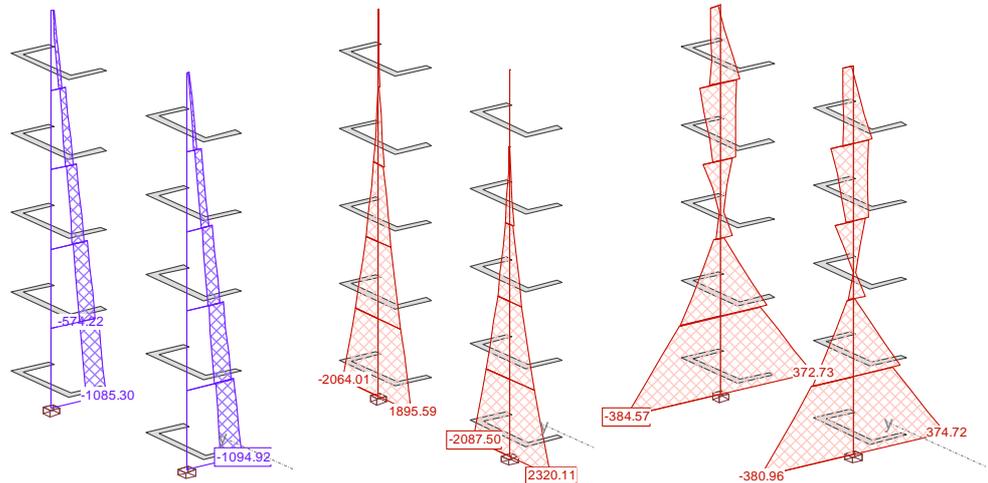


Figura 45.- ELU permanente. Esfuerzos axiales y de flexión en pantallas.

En cuanto al resto de pilares, en la siguiente figura se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión en dos alineaciones de pilares para el ELU permanente o transitorio, y para la actuación del sismo en cada una de las dos direcciones X e Y.

Se observa que los esfuerzos de flexión en pilares debidos a la acción del sismo son ligeramente superiores a los debidos el ELU permanente.

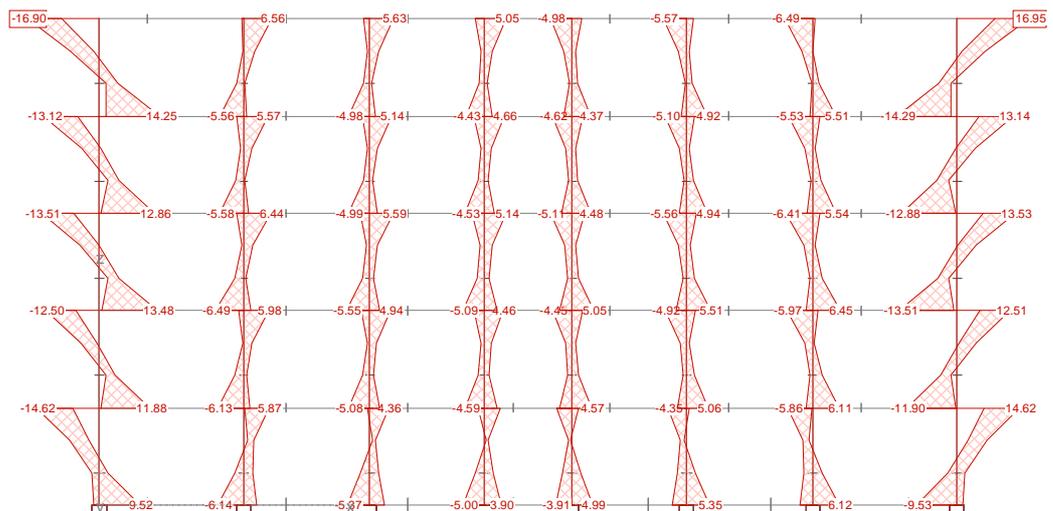


Figura 46.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje X.

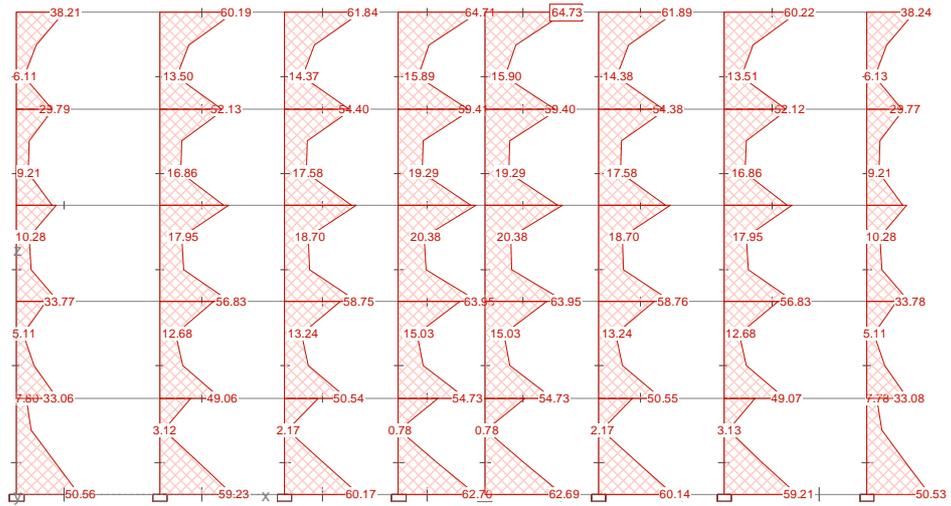


Figura 47.- Sismo dirección X. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 1,00$.

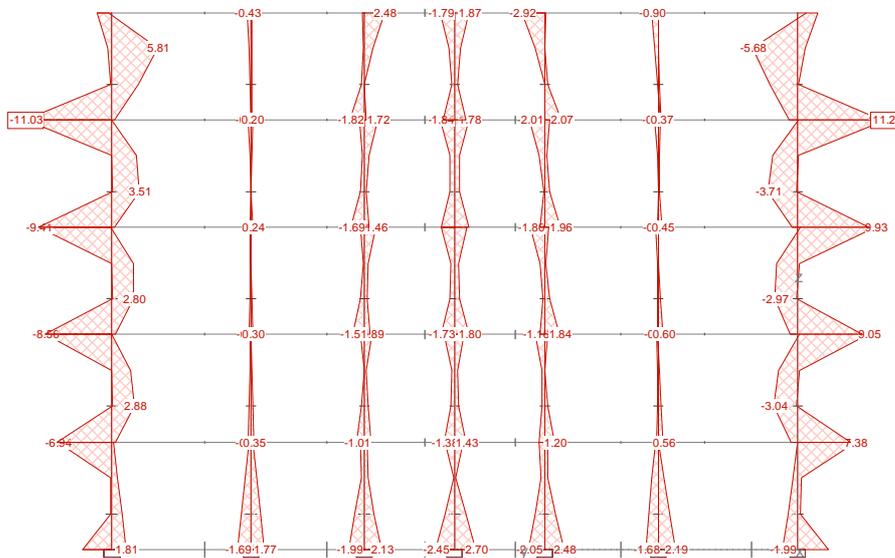


Figura 48.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje Y.

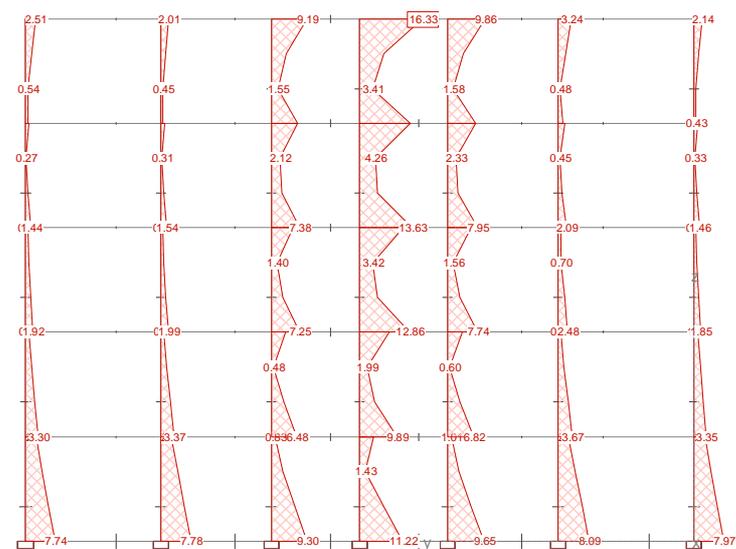


Figura 49.- Sismo dirección Y. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 1,00$.

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL CON $\mu = 2,00$

En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos para las diferentes direcciones de actuación del sismo en los elementos de las pantallas de fachada.

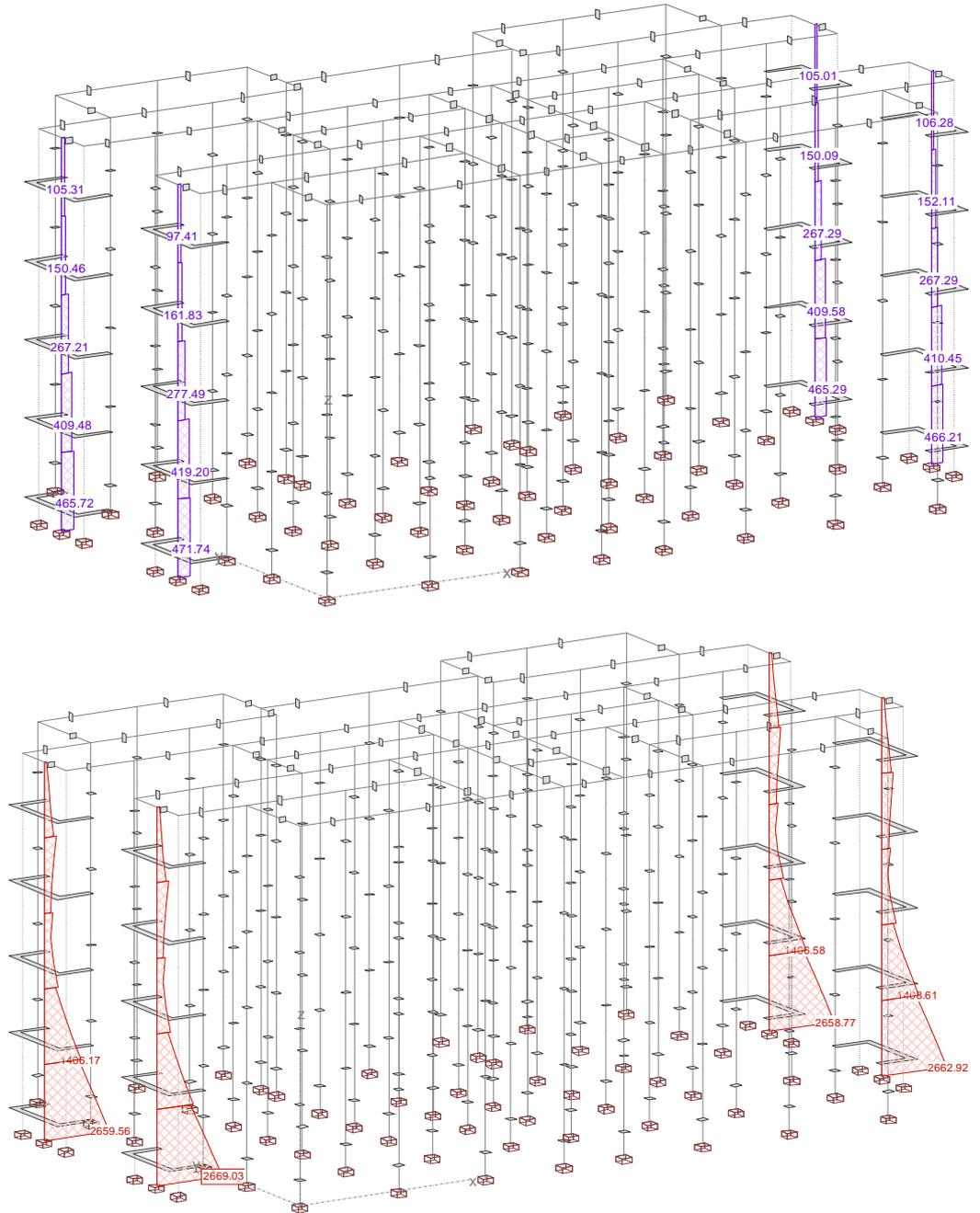


Figura 50.- Sismo en dirección X. Esfuerzos cortantes y de flexión en pantallas de fachada.

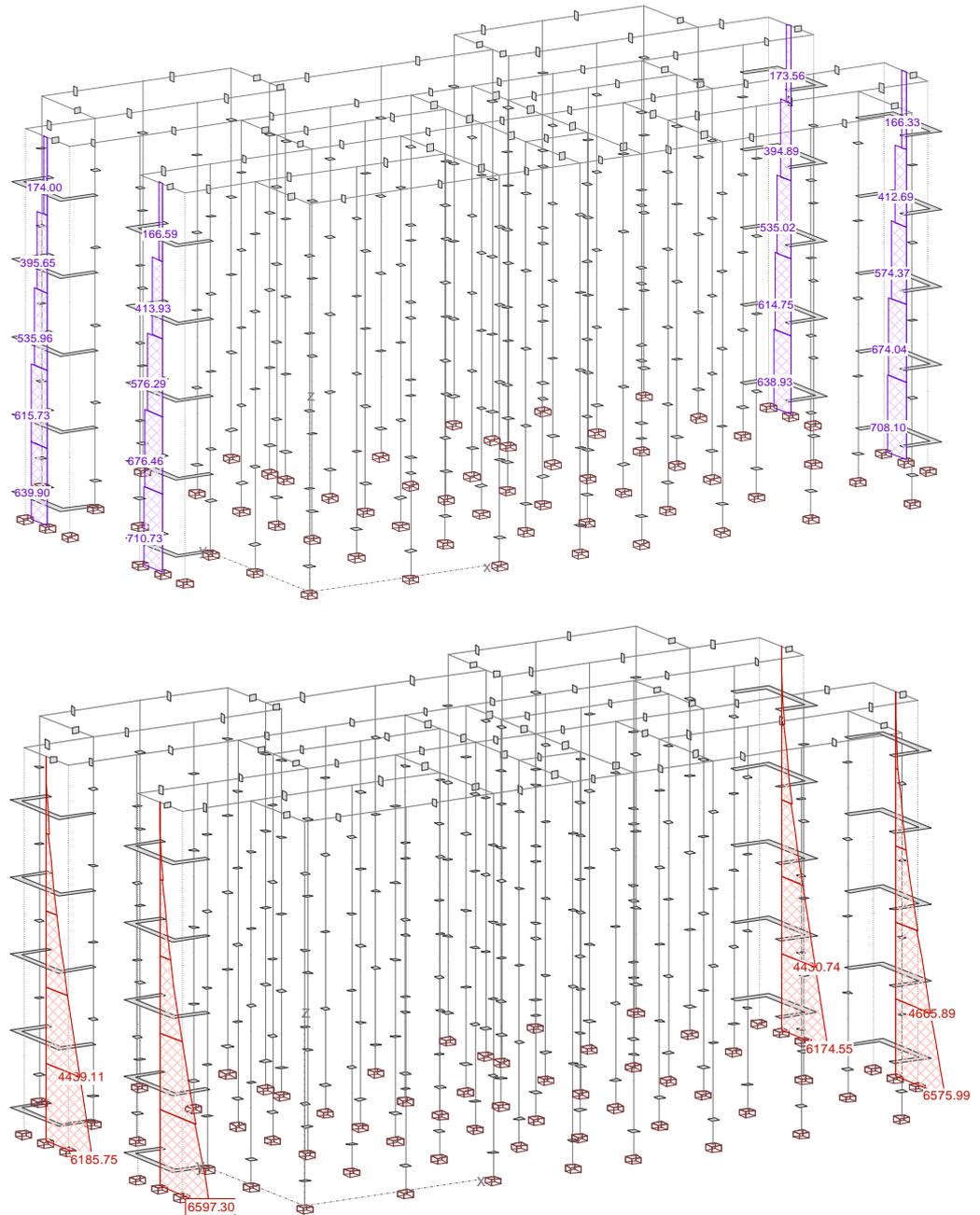


Figura51.- Sismo en dirección Y. Esfuerzos cortantes y de flexión en pantallas de fachada.

Los esfuerzos de dimensionamiento en la situación sísmica para cada uno de los pilares apantallados que forman el núcleo son los siguientes:

	PILAR APANTALLADO CON SECCION EN C EN FACHADA				
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-757.63	-4.18	-0.51	13.32	4.23
ELU Nmax	-730.46	-3.42	-0.38	10.74	3.46
SISMO X - $\mu = 2,00$	394.43	471.74	26.56	137.05	2669.03
SISMO Y - $\mu = 2,00$	1.53	2.36	710.73	6597.30	5.28
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1152.52	476.63	240.29	2129.56	2674.84
0,30 SISMO X + SISMO Y	-877.49	148.06	719.21	6651.74	810.22

Al igual que en la Alternativa I se observa que los elementos apantallados de las fachadas, proporcionalmente mucho más rígidos que el resto de pilares, absorben la práctica totalidad de la acción sísmica en cada dirección.

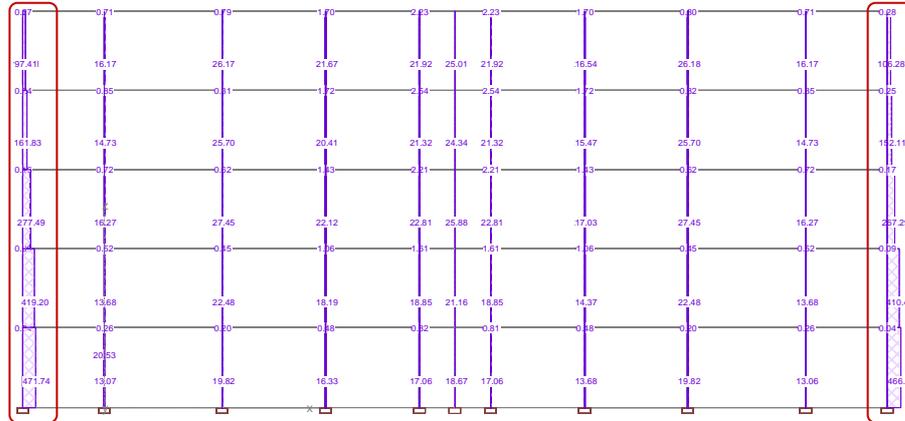


Figura52.- Sismo en dirección X. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

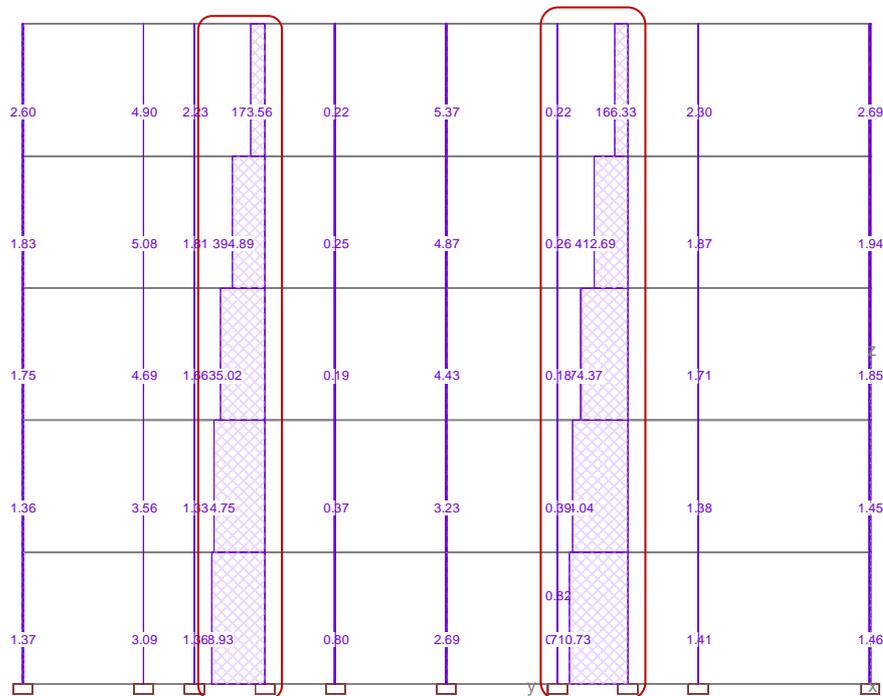


Figura53.- Sismo en dirección Y. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

En relación a los esfuerzos de dimensionamiento, en la figura que sigue se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión correspondientes al ELU permanente o transitorio en los elementos apantallados dispuestos en las fachadas.

Se observa que la magnitud de los esfuerzos de cálculo debidos a las acciones permanentes, a las sobrecargas de uso, y a la acción del viento, son muy inferiores a los estimados para el ELU accidental de sismo.

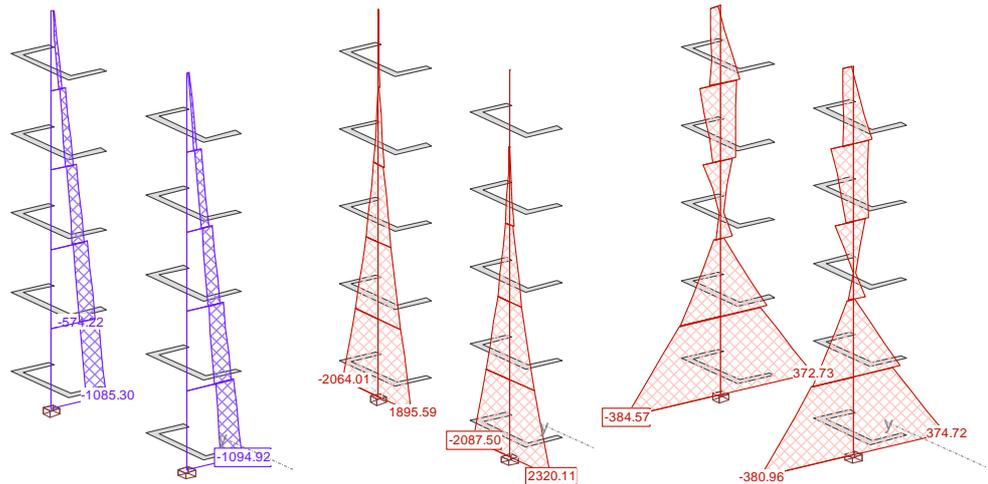


Figura 54.- ELU permanente. Esfuerzos axiales y de flexión en pantallas.

En cuanto al resto de pilares, en la siguiente figura se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión en dos alineaciones de pilares para el ELU permanente o transitorio, y para la actuación del sismo en cada una de las dos direcciones X e Y.

Se observa que los esfuerzos de flexión en pilares debidos a la acción del sismo son ligeramente superiores a los debidos el ELU permanente.

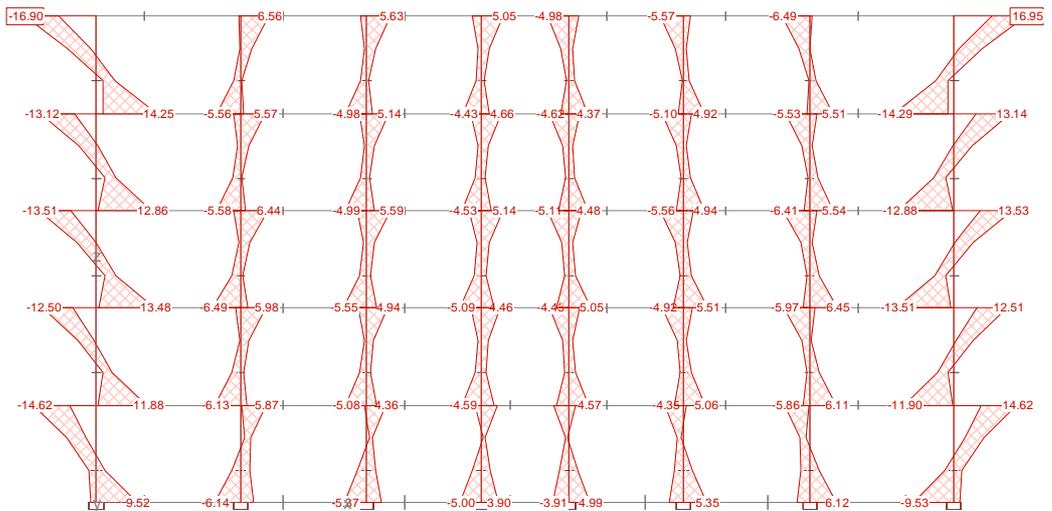


Figura 55.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje X.

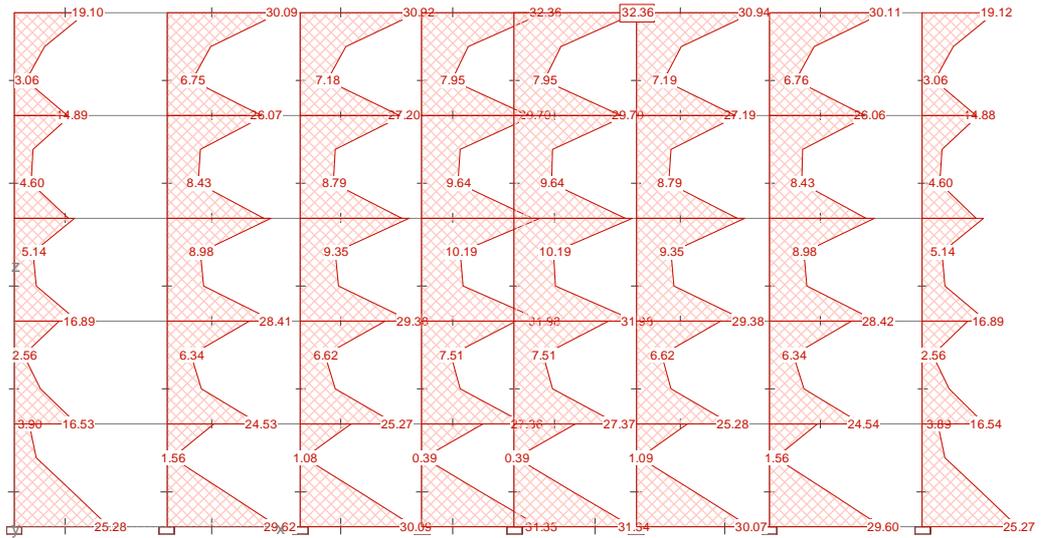


Figura 56.- Sismo dirección X. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 2,00$.

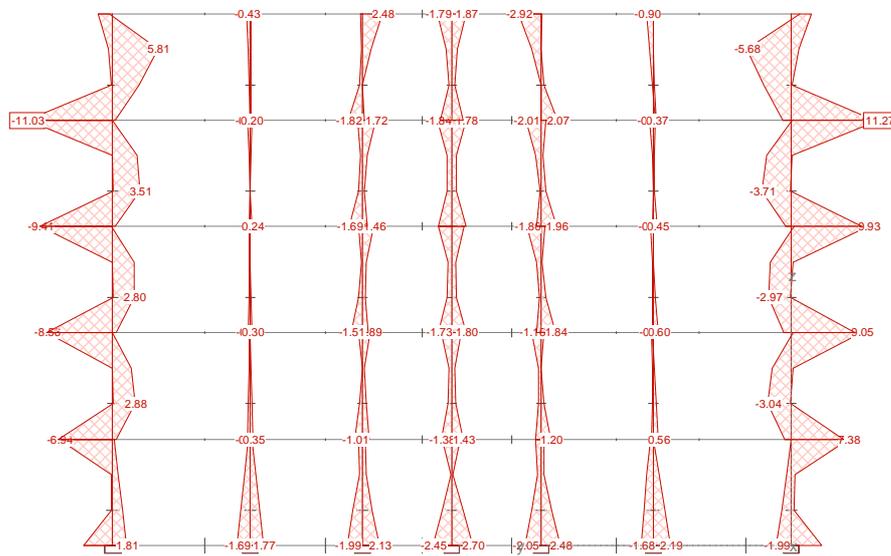


Figura 57.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje Y.

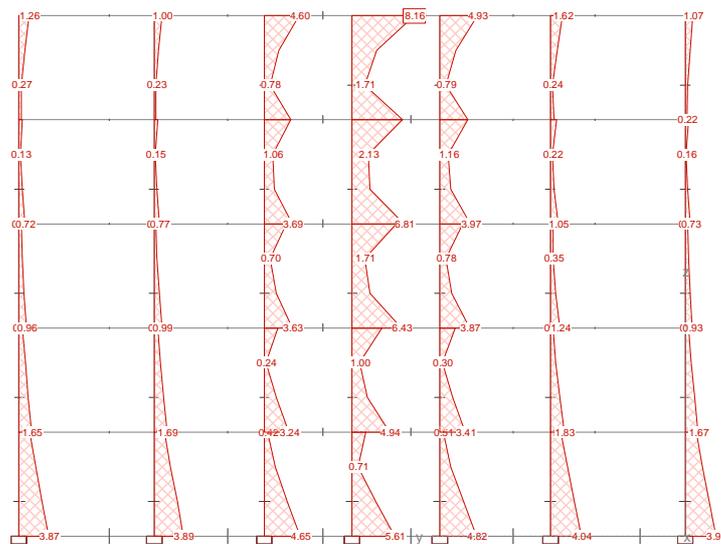


Figura 58.- Sismo dirección Y. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 2,00$.

ANÁLISIS DE LOS FORJADOS COMO DIAFRAGMAS

Las fuerzas máximas generadas en una planta dada para la actuación del sismo se producen en el nivel de planta cuarta, como se aprecia en los diagramas de esfuerzos cortantes del análisis modal espectral anterior, así como en los resultados del cálculo simplificado que se presenta posteriormente.

Estas fuerzas en cada dirección se han introducido en el modelo tipo lámina de la planta como una acción uniforme en toda la planta, considerando una superficie de unos 380 m²:

Sismo X considerando $\mu = 1,00$	$\Delta V = 1136 \text{ kN}$	$p = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Sismo Y considerando $\mu = 1,00$	$\Delta V = 1976 \text{ kN}$	$p = 5,20 \text{ kN/m}^2$

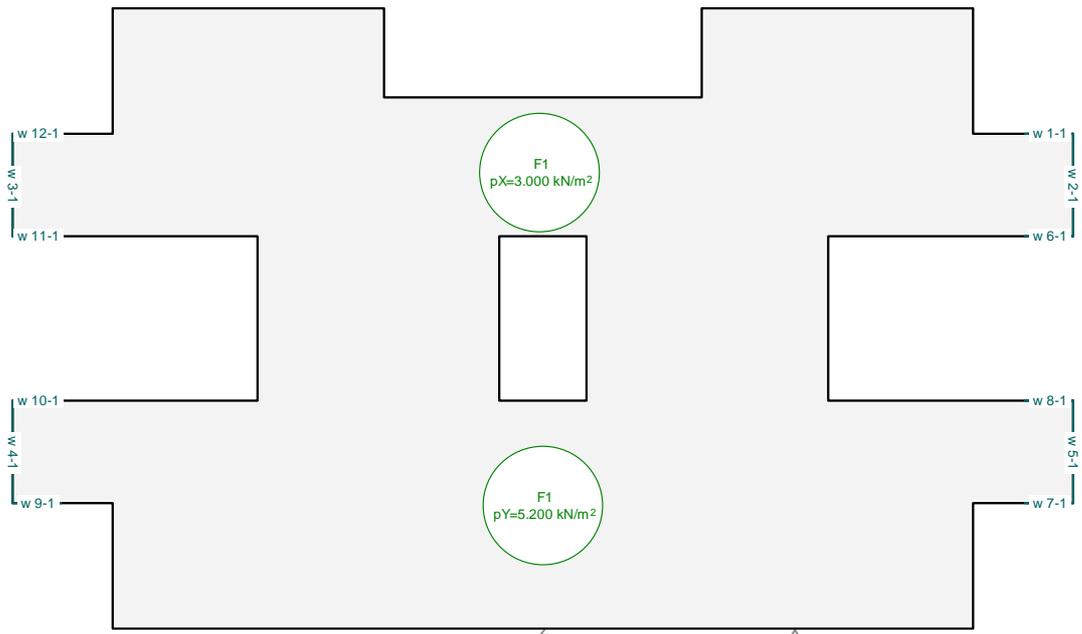


Figura59.- Planta del modelo de lámina de la planta tipo actuando como un diafragma.

Las acciones anteriores se han compuesto combinando ambos modos según las prescripciones de la normativa. Es decir, que se han considerado los dos casos siguientes:

Sismo X + 0,30 Sismo Y	$p_x = 3,00 \text{ kN/m}^2$	$p_y = 1,56 \text{ kN/m}^2$
0,30 Sismo X + Sismo Y	$p_x = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$p_y = 5,20 \text{ kN/m}^2$

Las figuras siguientes muestran la dirección de las tensiones principales para cada una de las fuerzas en las direcciones X e Y. Los valores rojos corresponden a esfuerzos de compresión y los azules a esfuerzos de tracción.

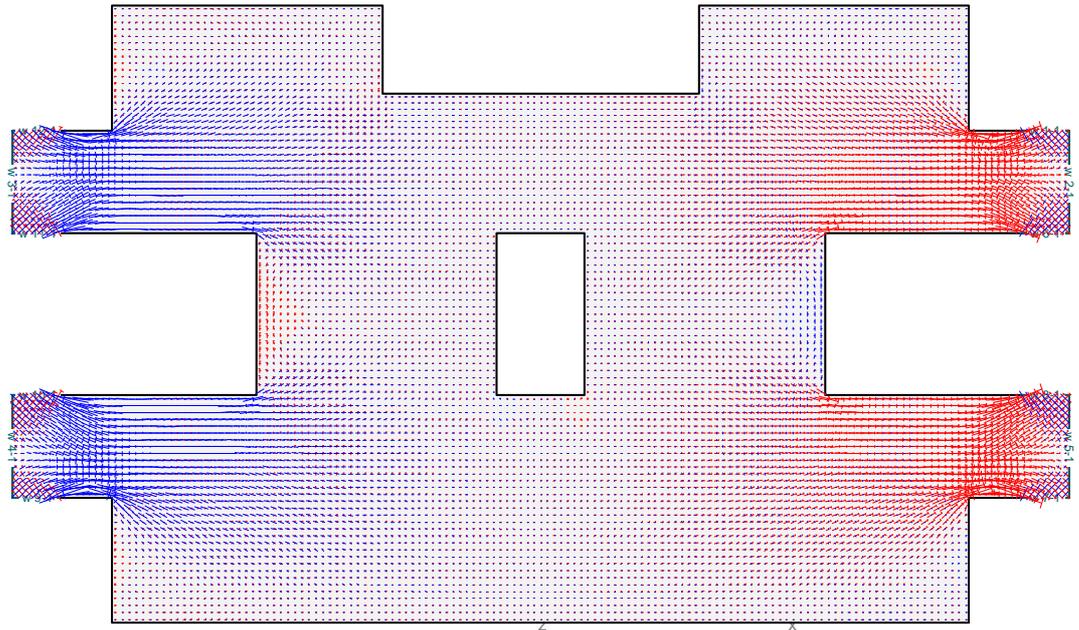


Figura60.- Sismo X. Valores gráficos de las tensiones principales en planta tipo.

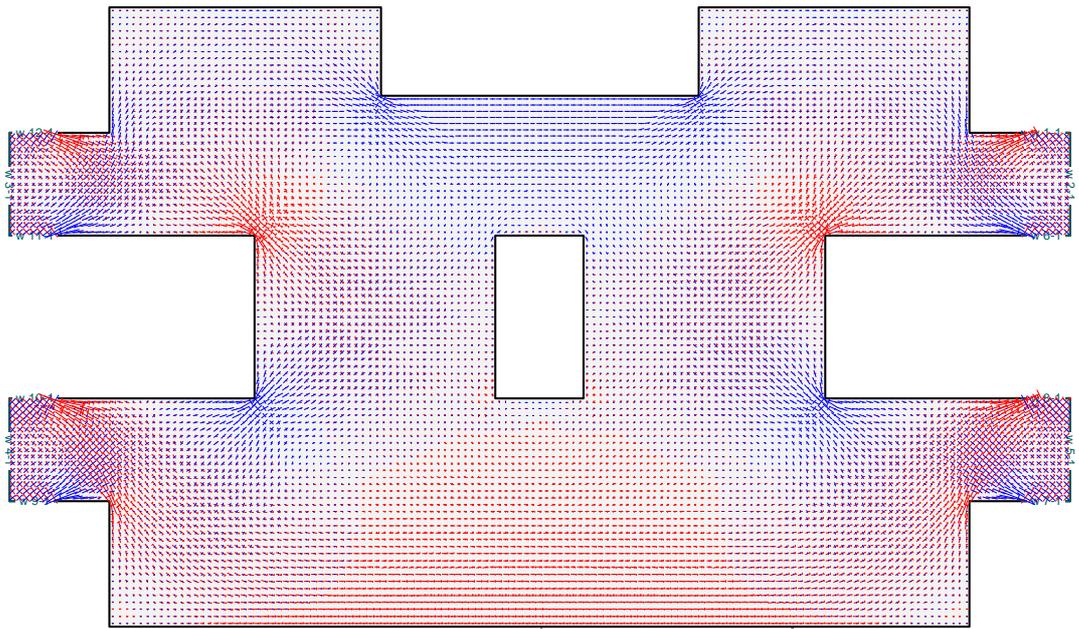


Figura61.- Sismo Y. Valores gráficos de las tensiones principales en planta tipo.

Las dos acciones se han analizado conjuntamente, componiéndolas conforme a los criterios de combinación descritos previamente para obtener los siguientes valores de fuerzas de dimensionamiento de la armadura del hormigón para la transmisión al núcleo de los esfuerzos debidos al sismo.

Las cuantías de armadura resultantes se analizan en apartados posteriores.

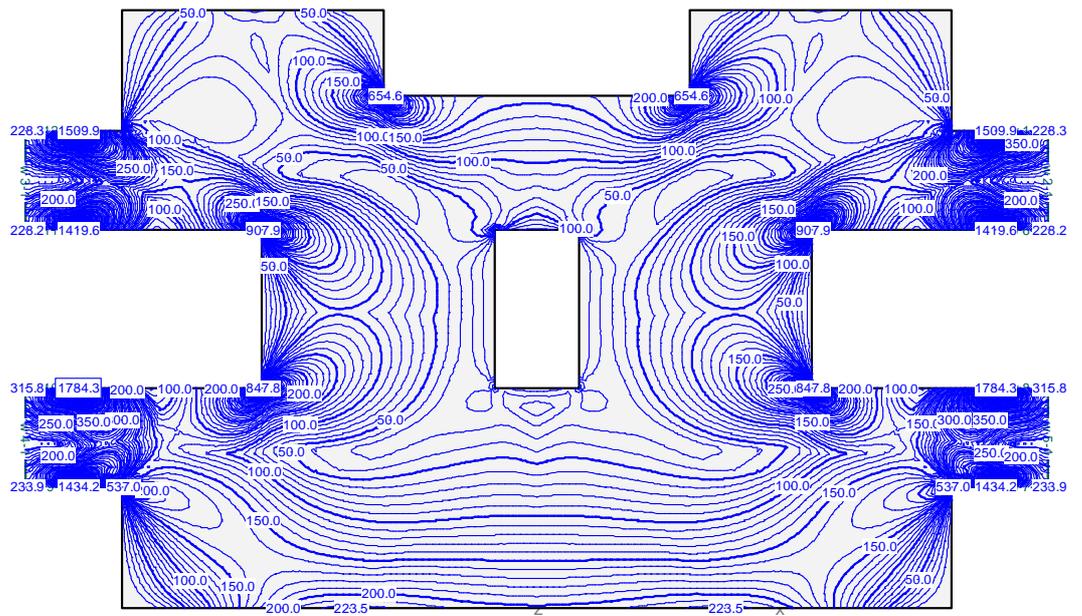


Figura62.- ELU Sismo. Isolíneas de F_x (kN/m) para dimensionamiento de armadura.

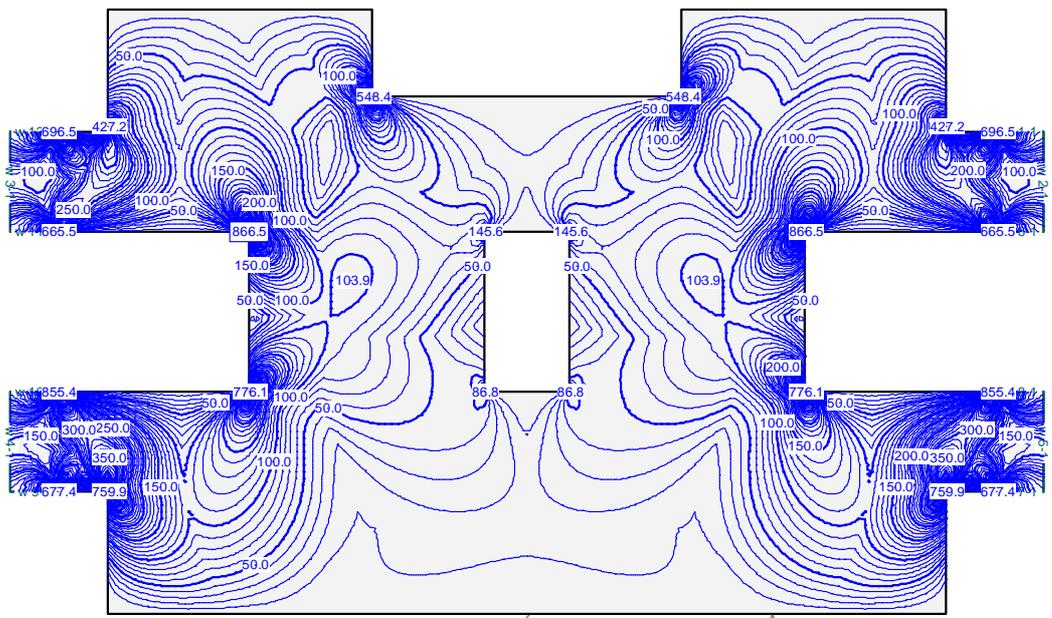


Figura63.- ELU Sismo. Isolíneas de F_y (kN/m) para dimensionamiento de armadura.

4.3 ANÁLISIS SIMPLIFICADO

La vigente norma de construcción sismorresistente NCSE-02 establece el análisis estructural mediante espectros de respuesta como método de referencia, aunque contempla la posibilidad de emplear un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación.

El empleo de este método simplificado está permitido en edificios de cualquier tipo siempre que cumplan una serie de requisitos relacionados con su altura máxima, número de plantas, regularidad en planta y alzado, continuidad de soportes y regularidad mecánica.

A pesar de estas exigencias, la NCSE-02 permite el empleo de este método en cualquier edificio de importancia normal de hasta cuatro plantas, con independencia de que no se cumplan los requisitos de regularidad citados.

En el método simplificado se supone que la estructura del edificio corresponde a un modelo unidimensional, constituido por un oscilador múltiple con un sólo grado de libertad de desplazamiento por planta. Este modelo se analiza mediante un sistema de fuerzas horizontales que representan la acción del sismo.

La NCSE-02 establece el número de modos de vibración a considerar en el análisis simplificado en función del período fundamental de la estructura. Así, señala que puede considerarse sólo el primer modo para valores del periodo fundamental inferiores a 0,75 s, dos modos si el periodo fundamental está entre 0,75 s y 1,25 s, y tres modos si el periodo fundamental supera 1,25 s.

En relación al periodo fundamental, la norma proporciona una serie de fórmulas simplificadas para la estimación del periodo fundamental de diferentes tipos de estructuras, tales como edificios de muros de fábrica, edificios de pórticos de hormigón armado sin pantallas, edificios de pórticos de hormigón armado con pantallas, edificios de pórticos rígidos de acero laminado, y edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes.

Dado que un porcentaje importante de los edificios de viviendas puede incluirse dentro de este grupo de edificios de hasta cuatro plantas, a continuación se presenta el análisis simplificado correspondiente a los casos analizados anteriormente con un análisis modal espectral.

4.3.1 Alternativa I – Núcleo Central

OBTENCIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL

El Ejemplo A – Alternativa I es un edificio formado por pórticos de hormigón armado con pantallas de hormigón armado. Para esta tipología estructural, la NCSE proporciona en su artículo 3.7.2.2. la siguiente expresión para la obtención del período fundamental:

$$T_F = 0,07 \cdot n \cdot \sqrt{H/(B+H)}$$

Siendo:

- H Altura de la edificación, sobre rasante
- n Número de plantas sobre rasante
- B Dimensión de las pantallas rigidizadoras, en el sentido de la oscilación.
- L Dimensión en planta del edificio en el sentido de la oscilación, en metros.

Luego,

$$T_{F, \text{LONG}} = 0,07 \cdot 5 \cdot \sqrt{13,75/(2,75 + 13,75)} = 0,32 \text{ s}$$

$$T_{F, \text{TRANSV}} = 0,07 \cdot 5 \cdot \sqrt{13,75/(7,80 \cdot 2 + 13,75)} = 0,24 \text{ s}$$

Dado que ambos valores son inferiores a 0,75 s, será suficiente con considerar el primer modo de vibración para el análisis de la estructura, tanto en la dirección longitudinal (X) como transversal (Y).

CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik} , correspondiente a la planta k y modo de vibración i, viene dada por

$$F_{ik} = s_{ik} \cdot P_k$$

Donde,

$$P_k = m_k \cdot g, \text{ es el peso correspondiente a la masa, } m_k, \text{ de la planta k.}$$

La masa de cada planta es igual a las masas correspondientes a la propia estructura, las masas de las cargas permanentes, y una fracción de la masa correspondiente a la sobrecarga de uso, que como ya se ha indicado es, según la NCSE-02, del 50% para las plantas de edificios de viviendas.

En este caso se tienen las siguientes masas para las plantas tipo:

- 0,30 t/m² correspondientes al peso del forjado
- 0,20 t/m² correspondientes a la carga muerta
- 0,10 t/m² correspondientes a la sobrecarga de tabiquería
- 0,10 t/m² correspondientes al 50% de la sobrecarga de uso en viviendas
- 0,05 t/m² correspondientes al 50% de la sobrecarga de uso en cubierta

La suma de las masas anteriores es de 0,70 t/m² para las plantas tipo, y de 0,55 para la planta de cubierta. El peso de las fachadas es 0,70 t/m.

Para una superficie por planta de 395 m², una longitud de vigas por planta de unos 125 m con unas dimensiones de 0,25 x 0,30 m, un número de 60 pilares por planta con una escuadría de 25 x 25 cm, una altura entre plantas de 2,75 m, y un peso por metro lineal de los elementos del núcleo de 10,54 toneladas, la masa por planta será de 442 toneladas. La masa estimada de la planta de cubierta es de 340 toneladas.

$$m_{1-4} = 395 \cdot 0,7 + 125 \cdot 0,7 + 0,25 \cdot 0,3 \cdot 2,5 \cdot 125 + 60 \cdot 0,25^2 \cdot 2,5 \cdot 2,75 + 10,54 \cdot 2,75 = 442 \text{ t}$$

$$m_5 = 395 \cdot 0,55 + 0,35 \cdot 125 + 0,25 \cdot 0,3 \cdot 2,5 \cdot 125 = 285 \text{ t}$$

Los pesos correspondientes a las masas anteriores para cada una de las plantas son:

$$P_{1-4} = 442 \cdot 9,81 = 4336 \text{ kN}$$

$$P_5 = 285 \cdot 9,81 = 2795 \text{ kN}$$

Las fuerzas sísmicas estáticas equivalente se definen como el producto de los pesos anteriores y el coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k y al modo de vibración i, definido como:

$$s_{ik} = (a_c/g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik}$$

Donde:

a_c es la aceleración de cálculo

$$a_c = 0,151 \cdot g$$

b es el coeficiente de respuesta

$$\beta = v/\mu = 1/2$$

α_i toma los siguientes valores:

$$\alpha_i = 2,50 \text{ para } T_i \leq T_B$$

$$\alpha_i = 2,50 \cdot T_B / T_i \text{ para } T_i > T_B$$

$$T_B = K \cdot C / 2,5 = 1 \cdot 1,60 / 2,5 = 0,64$$

η_{ik} es el factor de distribución correspondiente a la planta k, en el modo i:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \cdot \frac{\sum m_k \cdot \Phi_{ik}}{\sum m_k \cdot \Phi_{ik}^2}$$

Φ_{ik} es el coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i, para el que se adopta la siguiente expresión aproximada:

$$\Phi_{ik} = \text{sen}[(2 \cdot i - 1) \cdot \pi \cdot h_k / 2 \cdot H]$$

Y que por tanto adopta los siguientes valores:

$$\Phi_{11} = \text{sen}[(2 \cdot 1 - 1) \cdot \pi \cdot 2,75 / 2 \cdot 13,75] = 0,309$$

$$\Phi_{12} = \text{sen}[(2 \cdot 2 - 1) \cdot \pi \cdot 5,50 / 2 \cdot 13,75] = 0,588$$

$$\Phi_{13} = \text{sen}[(2 \cdot 3 - 1) \cdot \pi \cdot 8,25 / 2 \cdot 13,75] = 0,809$$

$$\Phi_{14} = \text{sen}[(2 \cdot 4 - 1) \cdot \pi \cdot 11,00 / 2 \cdot 13,75] = 0,951$$

$$\Phi_{15} = \text{sen}[(2 \cdot 5 - 1) \cdot \pi \cdot 13,75 / 2 \cdot 13,75] = 1,00$$

Los productos de la masa de cada planta por su coeficiente de forma correspondiente resultan:

$$\sum m_k \cdot \Phi_{ik} = 442 \cdot (0,309 + 0,588 + 0,809 + 0,951) + 285 \cdot 1,00 = 1460$$

$$\sum m_k \cdot \Phi_{ik}^2 = 442 \cdot (0,309^2 + 0,588^2 + 0,809^2 + 0,951^2) + 285 \cdot 1,00^2 = 1169$$

Para cada planta se obtienen los siguientes valores del factor de distribución:

$$\eta_{11} = \Phi_{11} \cdot 1460 / 1169 = 0,386$$

$$\eta_{12} = \Phi_{12} \cdot 1460 / 1169 = 0,734$$

$$\eta_{13} = \Phi_{13} \cdot 1460 / 1169 = 1,010$$

$$\eta_{14} = \Phi_{14} \cdot 1460 / 1169 = 1,187$$

$$\eta_{15} = \Phi_{15} \cdot 1460 / 1169 = 1,248$$

Y los correspondientes valores del coeficiente sísmico adimensional:

$$s_{11} = 0,151 \cdot g/g \cdot 2,50 \cdot 0,50 \cdot \eta_{11} = 0,0728$$

$$s_{12} = 0,151 \cdot g/g \cdot 2,50 \cdot 0,50 \cdot \eta_{12} = 0,1385$$

$$s_{13} = 0,151 \cdot g/g \cdot 2,50 \cdot 0,50 \cdot \eta_{13} = 0,1906$$

$$s_{14} = 0,151 \cdot g/g \cdot 2,50 \cdot 0,50 \cdot \eta_{14} = 0,2241$$

$$s_{15} = 0,151 \cdot g/g \cdot 2,50 \cdot 0,50 \cdot \eta_{15} = 0,2356$$

Los valores resultantes de las fuerza estáticas equivalentes para cada planta son:

$$F_{11} = s_{11} \cdot P_1 = 315 \text{ kN}$$

$$F_{12} = s_{12} \cdot P_2 = 600 \text{ kN}$$

$$F_{13} = s_{13} \cdot P_3 = 826 \text{ kN}$$

$$F_{14} = s_{14} \cdot P_4 = 971 \text{ kN}$$

$$F_{15} = s_{15} \cdot P_5 = 658 \text{ kN}$$

El sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k , necesario para el análisis de la estructura frente al sismo en la dirección considerada, se obtiene a partir de las fuerzas F_{ik} como sigue:

- Los cortantes V_{ik} de cada planta k en el modo i se obtienen como suma de las F_{ik} existentes entre la última planta y la planta k considerada.

$$V_{11} = F_{15} + F_{14} + F_{13} + F_{12} + F_{11} = 3373 \text{ kN}$$

$$V_{12} = F_{15} + F_{14} + F_{13} + F_{12} = 3057 \text{ kN}$$

$$V_{13} = F_{15} + F_{14} + F_{13} = 2457 \text{ kN}$$

$$V_{14} = F_{15} + F_{14} = 1630 \text{ kN}$$

$$V_{15} = F_{15} = 658 \text{ kN}$$

- El cortante combinado V_a de la planta k para los distintos modos i considerados se obtiene mediante la expresión:

$$V_k = \sqrt{\sum_{i=1}^r V_{ik}^2}$$

Que en este caso no se emplea dado que se ha considerado un único modo de vibración.

- El sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k para cada planta k se obtiene por diferencia entre los valores del cortante en dicha planta V_k y el de la planta superior V_{k+1} .

$$F_1 = V_1 - V_2 = 315 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_2 - V_3 = 600 \text{ kN}$$

$$F_3 = V_3 - V_4 = 826 \text{ kN}$$

$$F_4 = V_4 - V_5 = 971 \text{ kN}$$

$$F_5 = V_5 = 658 \text{ kN}$$

Las fuerzas F_k constituyen el sistema equivalente de acciones sísmicas de cálculo que permite proceder al análisis completo de la estructura para la dirección considerada.

Como se puede comprobar, el desarrollo del método es sencillo para casos de estructuras simples, y se puede programar de forma sencilla en una hoja de cálculo.

A continuación se presentan los resultados anteriores para el caso analizado obtenidos de este modo.

ANÁLISIS SISMICO POR EL METODO DE FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

Proyecto: Guía estrategia antisísmica proyectos obra nueva. Edificio A. Alternativas 1B y 2B

Aceleración Sísmica de calculo a_c : 0.151 g

Periodo Fundamental del Edificio

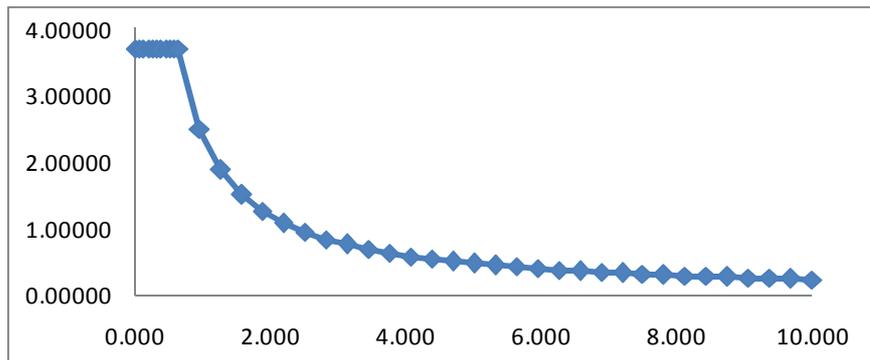
Altura del Edificio sobre rasante: 13.75
 Numero de Plantas sobre Rasante: 5
 Dimensión en Planta según dirección X: 29.67
 Dimensión en Planta según dirección Y: 17.48
 Dimensión elemento de rigidez según X: 2.75
 Dimensión elemento de rigidez según Y: 15.6
 Tipo de Edificio: Edificios con pórticos de hormigón armado con pantallas rigidizadoras

Periodo Fundamental según dirección X: 0.320 seg Solo el primer Modo
 Periodo Fundamental según dirección Y: 0.240 seg Solo el primer Modo

	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Dirección X	0.320	0	0
Dirección Y	0.240	0	0

Espectro de respuesta Simplificado

Coefficiente de Contribución (k): 1.0
 Coeficiente del Terreno (C): 1.6
 $T_b = 0.64$



El Espectro de respuesta para nuestros periodos son:

	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Dirección X	2.5	0	0
Dirección Y	2.5	0	0

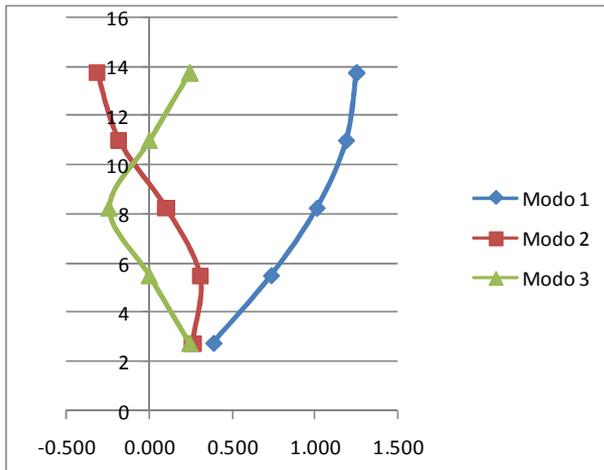
Coefficiente de respuesta

Amortiguamiento: 5%
 Factor de Modificación Espectro: 1.00
 Coeficiente de Ductilidad:
 Según dirección X: 2.0
 Según dirección Y: 2.0

β (X):	0.50
β (Y):	0.50

Modos de vibración y factores de participación

PLANTAS	Cota [m]	Masa [Tn]	Modo 1			
			ϕ_{1k}	$\Sigma m_k \cdot \phi_{1k}$	$\Sigma m_k \cdot \phi_{21k}$	$\frac{\Sigma m_k \cdot \phi_{1k}}{\Sigma m_k \cdot \phi_{21k}}$
1	2.75	442.00	0.309	136.586	42.207	0.386
2	5.5	442.00	0.588	259.801	152.707	
3	8.25	442.00	0.809	357.586	289.293	
4	11	442.00	0.951	420.367	399.793	
5	13.75	285.00	1.000	285.000	285.000	
6	13.75	0	1.000	0.000	0.000	
7	13.75	0	1.000	0.000	0.000	
		13.75	2053	1459.3391	1169.0000	1.2484



Fuerzas Estáticas Equivalentes. DIRECCION X

PLANTAS	Cota [m]	Masa [Tn]	Modo 1			
			$a_1(T_1)$	S_{1k}	$F_{1k}(kN)$	$V_{1k}(kN)$
1	2.75	442		0.0728	315.72	3373.29
2	5.5	442		0.1385	600.54	3057.57
3	8.25	442		0.1906	826.57	2457.04
4	11	442		0.2241	971.69	1630.47
5	13.75	285		0.2356	658.78	658.78
6	13.75	0		0.2356	0.00	0.00
7	13.75	0		0.2356	0.00	0.00
			2.5		3373.29	
					916.26	
					1742.82	

Fuerzas Estáticas Equivalentes. DIRECCION Y

PLANTAS	Cota [m]	Masa [Tn]	Modo 1			
			$a_1(T_1)$	S_{1k}	$F_{1k}(kN)$	$V_{1k}(kN)$
1	2.75	442		0.0728	315.72	3373.29
2	5.5	442		0.1385	600.54	3057.57
3	8.25	442		0.1906	826.57	2457.04
4	11	442		0.2241	971.69	1630.47
5	13.75	285		0.2356	658.78	658.78
6	13.75	0		0.2356	0.00	0.00
7	13.75	0		0.2356	0.00	0.00
			2.5		3373.29	

Por último es necesario tener en cuenta los efectos de rotación multiplicando las fuerzas obtenidas en cada uno de los elementos resistentes por un factor definido por

$$\gamma_a = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

Donde:

x es la distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada

L_e es la distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma

Así, resulta que para el sismo longitudinal se tiene:

$$x = 1,45 \text{ m} \quad L_e = 2,45 \text{ m} \quad \gamma_a = 1,36$$

Y para el sismo transversal se tiene:

$$x = 0,00 \text{ m} \quad \gamma_a = 1,00$$

Las fuerzas horizontales a aplicar en cada nivel en el caso del sismo longitudinal son las siguientes:

$$f_1 = 1,36 \cdot 315 = 428 \text{ kN}$$

$$f_2 = 1,36 \cdot 600 = 816 \text{ kN}$$

$$f_3 = 1,36 \cdot 826 = 1123 \text{ kN}$$

$$f_4 = 1,36 \cdot 971 = 1320 \text{ kN}$$

$$f_5 = 1,36 \cdot 658 = 895 \text{ kN}$$

Las fuerzas horizontales a aplicar en cada nivel en el caso del sismo transversal son las siguientes:

$$f_1 = 315 \text{ kN}$$

$$f_2 = 600 \text{ kN}$$

$$f_3 = 826 \text{ kN}$$

$$f_4 = 971 \text{ kN}$$

$$f_5 = 658 \text{ kN}$$

Aplicando estas fuerzas horizontales a una ménsula que represente el núcleo central se obtienen los esfuerzos ocasionados por el sismo en cada dirección en dicho elemento.

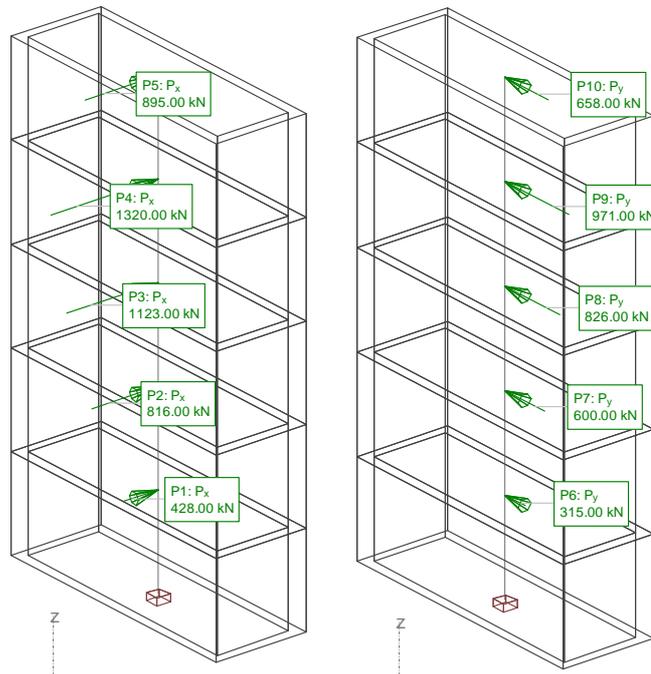


Figura64.- Fuerzas estáticas equivalentes para sismo longitudinal y transversal.

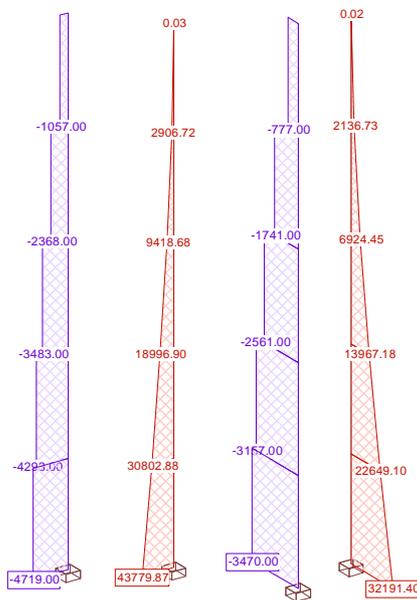


Figura65.- Cortantes y momentos flectores para sismo longitudinal (izqda) y transversal (dcha).

Los esfuerzos de dimensionamiento en la situación sísmica para el núcleo son:

	MÉTODO SIMPLIFICADO				
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-3851.15	-9.35	-23.14	1542.25	106.95
ELU Nmax	-3426.55	-7.45	-18.65	1459.64	91.57
SISMO X - $\mu = 2,00$	0.00	-4719.00	0.00	0.00	43779.87
SISMO Y - $\mu = 2,00$	0.00	0.00	-3470.00	32191.40	0.00
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-3851.15	4728.35	1064.14	11199.67	43886.82
	-3426.55	4726.45	1059.65	11117.06	43871.44
0,30 SISMO X + SISMO Y	-3851.15	1425.05	3493.14	33733.65	13240.91
	-3426.55	1423.15	3488.65	33651.04	13225.53

Si se comparan estos esfuerzos con los obtenidos para el análisis modal espectral con y para el mismo coeficiente de comportamiento por ductilidad, se observa que en el análisis modal espectral se obtienen valores de esfuerzos significativamente menores en los elementos del núcleo, debido a los siguientes factores:

- El método simplificado considera que se moviliza el 100% de la masa en cada planta, y los modos fundamentales en el análisis modal sólo movilizan el 70% de la masa aproximadamente.
- Aunque no es muy significativo, los pilares soportan una parte de la acción sísmica en el modelo completo. Expresado en términos de cortante en la base de los pilares, este porcentaje es del 23 % para el sismo en la dirección X y del 10 % para el sismo en la dirección Y.
- Esta diferencia tan significativa se debe a su vez a dos factores. Por un lado la menor rigidez y eficacia del núcleo en la dirección X y, por otro, a la orientación de los pórticos del edificio en la dirección X.

Como conclusión fundamental, hay que señalar que el empleo del método simplificado lleva a dimensionamientos conservadores.

4.3.2 Alternativa II – Pantallas en fachadas

En el Ejemplo A – Alternativa II se presenta la obtención de los resultados de las acciones a considerar en el análisis simplificado como resultado de la hoja de cálculo descrita en apartados anteriores, que se basa en la metodología expuesta en detalle en el apartado anterior.

ANÁLISIS SÍSMICO POR EL METODO DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Proyecto: Guía estrategia antisísmica proyectos obra nueva. Edificio A. Alternativa II

Aceleración Sísmica de cálculo ac: 0.151 g

Periodo Fundamental del Edificio

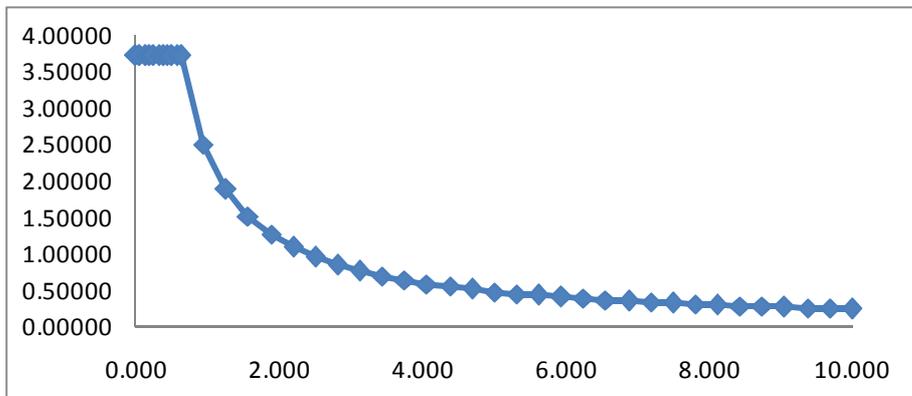
Altura del Edificio sobre rasante: 13.75
 Numero de Plantas sobre Rasante: 5
 Dimensión en Planta según dirección X: 29.67
 Dimensión en Planta según dirección Y: 17.48
 Dimensión elemento de rigidez según X: 12
 Dimensión elemento de rigidez según Y: 20.8
 Tipo de Edificio: Edificios con pórticos de hormigón armado con pantallas rigidizadoras

Periodo Fundamental según dirección X: 0.256 seg Solo el primer Modo
 Periodo Fundamental según dirección Y: 0.221 seg Solo el primer Modo

	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Dirección X	0.256	0	0
Dirección Y	0.221	0	0

Espectro de respuesta Simplificado

Coefficiente de Contribución (k): 1.0
 Coeficiente del Terreno (C): 1.6
 Tb = 0.64



El Espectro de respuesta para nuestros periodos son:

	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Dirección X	2.5	0	0
Dirección Y	2.5	0	0

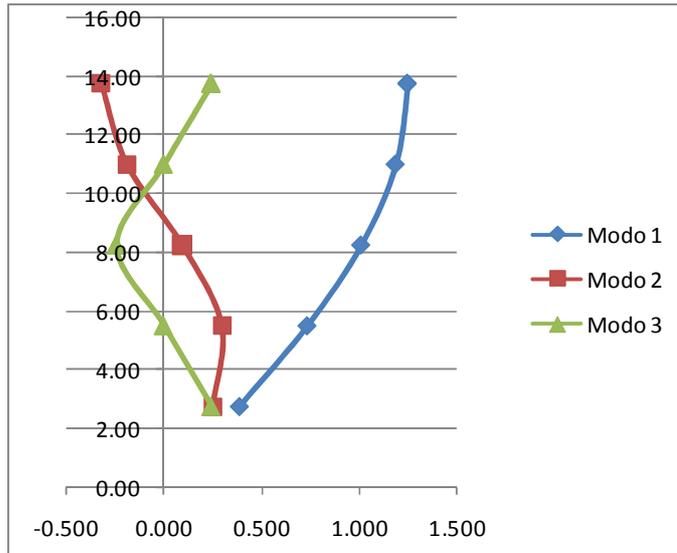
Coefficiente de respuesta

Amortiguamiento: 5%
 Factor de Modificación Espectro: 1.00
 Coeficiente de Ductilidad:
 Según dirección X: 2.0
 Según dirección Y: 2.0

β (X):	0.50
β (Y):	0.50

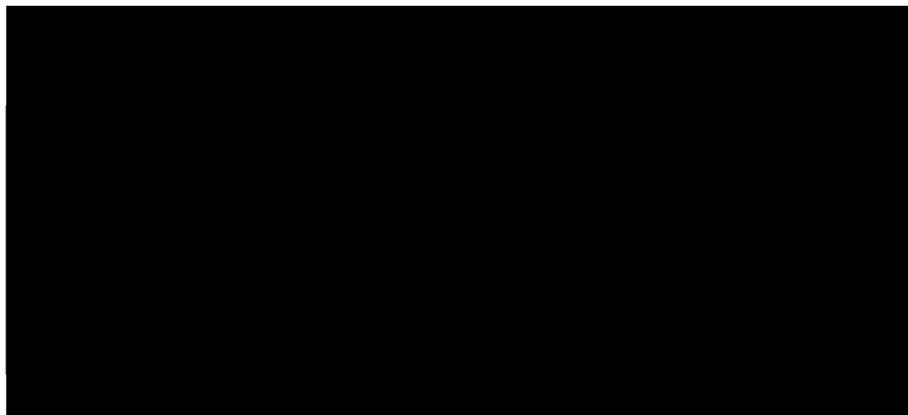
Modos de vibración y factores de participación

PLANTAS	Cota [m]	Masa [Tn]	Modo 1				η_{1k}
			ϕ_{1k}	$\Sigma mk \cdot \phi_{1k}$	$\Sigma mk \cdot \phi_{21k}$	$\frac{\Sigma mk \cdot \phi_{1k}}{\Sigma mk \cdot \phi_{21k}}$	
1	2.75	442.00	0.309	136.586	42.207		0.386
2	5.50	442.00	0.588	259.801	152.707		0.734
3	8.25	442.00	0.809	357.586	289.293		1.010
4	11.00	442.00	0.951	420.367	399.793		1.187
5	13.75	285.00	1.000	285.000	285.000		1.248
6	13.75	0.00	1.000	0.000	0.000		1.248
7	13.75	0.00	1.000	0.000	0.000		1.248
13.75 2053				1459.3391	1169.0000		1.2484



Fuerzas Estáticas Equivalentes. DIRECCION X

PLANTAS	Cota [m]	Masa [Tn]	Modo 1			
			$a_1(T_1)$	S_{1k}	$F_{1k}(kN)$	$V_{1k}(kN)$
1	2.750	442.000		0.073	315.720	3373.292
2	5.500	442.000		0.138	600.535	3057.571
3	8.250	442.000		0.191	826.566	2457.036
4	11.000	442.000		0.224	971.687	1630.470
5	13.750	285.000		0.236	658.783	658.783
6	13.750	0.000		0.236	0.000	0.000
7	13.750	0.000		0.236	0.000	0.000
			2.50		3373.29	



Los efectos de la rotación de eje vertical se tienen en cuenta multiplicando las fuerzas obtenidas en cada uno de los elementos resistentes por un factor definido por

$$\gamma_a = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

Donde:

- x es la distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada
- L_e es la distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma

Así, resulta que para el sismo longitudinal se tiene:

$$x = 3,75 \text{ m} \quad L_e = 7,50 \text{ m} \quad \gamma_a = 1,30$$

Y para el sismo transversal se tiene:

$$x = 14,835 \text{ m} \quad L_e = 29,67 \text{ m} \quad \gamma_a = 1,30$$

Las fuerzas horizontales a aplicar en cada nivel para cada elemento tanto en el caso del sismo longitudinal como del transversal son las siguientes,

$$f_1 = 0,25 \cdot 1,30 \cdot 313 = 101 \text{ kN}$$

$$f_2 = 0,25 \cdot 1,30 \cdot 595 = 193 \text{ kN}$$

$$f_3 = 0,25 \cdot 1,30 \cdot 819 = 266 \text{ kN}$$

$$f_4 = 0,25 \cdot 1,30 \cdot 963 = 313 \text{ kN}$$

$$f_5 = 0,25 \cdot 1,30 \cdot 777 = 252 \text{ kN}$$

Aplicando estas fuerzas horizontales a las pantallas se obtienen los esfuerzos ocasionados por el sismo en cada dirección:

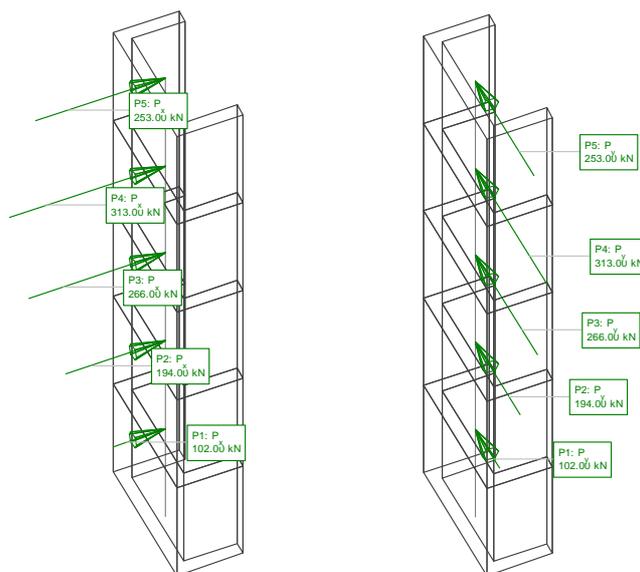


Figura66.- Fuerzas estáticas equivalentes para sismo longitudinal y transversal.

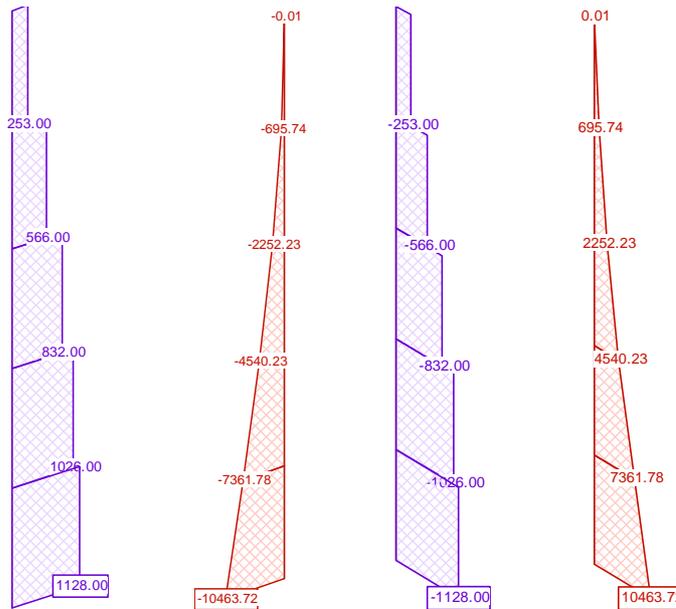


Figura67.- Cortantes y flectores para sismo longitudinal (izqda) y transversal (dcha).

Los esfuerzos de dimensionamiento en la situación sísmica para cada uno de los pilares apantallados que forman el núcleo son los siguientes:

	MÉTODO SIMPLIFICADO				
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]	Mz [kN·m]
ELU Nmin	-757.63	-4.18	-0.51	13.32	4.23
ELU Nmax	-730.46	-3.42	-0.38	10.74	3.46
SISMO X - $\mu = 2,00$	0.00	-1128.00	0.00	0.00	10463.72
SISMO Y - $\mu = 2,00$	0.00	0.00	-1128.00	10463.72	0.00
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-757.63	1132.18	338.91	3152.44	10467.95
0,30 SISMO X + SISMO Y	-757.63	342.58	1128.51	10477.04	3143.35

Si se comparan estos esfuerzos con los obtenidos para el análisis modal espectral con y para el mismo coeficiente de comportamiento por ductilidad, se observa que en el análisis modal espectral se obtienen valores de esfuerzos significativamente menores en los elementos apantallados de fachada, debido a los siguientes factores:

- El método simplificado considera que se moviliza el 100% de la masa en cada planta, y los modos fundamentales en el análisis modal sólo movilizan el 70% de la masa aproximadamente.
- Aunque no es muy significativo, los pilares soportan una parte de la acción sísmica en el modelo completo en la dirección X de aproximadamente un 31 %. Los elementos apantallados soportan prácticamente el 100% de la acción sísmica en la dirección Y.

Esta diferencia de comportamiento en una y otra dirección se debe a la menor rigidez de los elementos apantallados en la dirección X ya la orientación de los pórticos del edificio en la dirección X.

Como conclusión fundamental, hay que señalar que el empleo del método simplificado lleva a dimensionamientos conservadores.

5 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

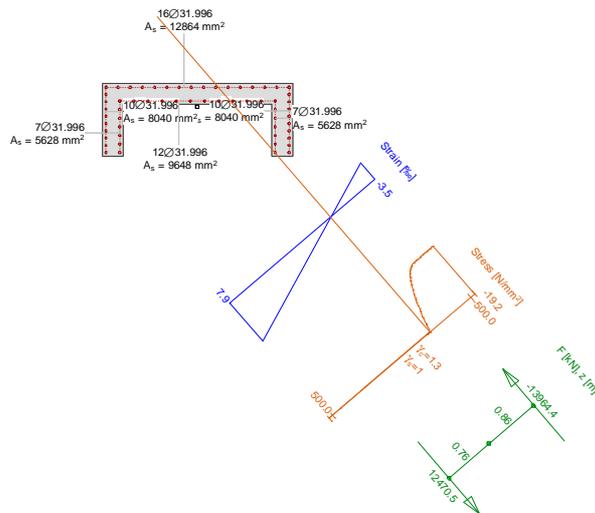
5.1 ALTERNATIVA I – NÚCLEO CENTRAL – COEF. DUCTILIDAD $\mu = 1,00$

5.1.1 Pantallas

A continuación se presentan las comprobaciones seccionales en los arranques de las pantallas, correspondientes al ELU accidental de sismo, en los diferentes elementos del núcleo central, considerando un coeficiente de ductilidad $\mu = 1,00$.

Se presentan el análisis seccional para la combinación de esfuerzos de flexión más desfavorables en cada caso, así como un resumen de los esfuerzos considerados y de los coeficientes de seguridad obtenidos en cada caso.

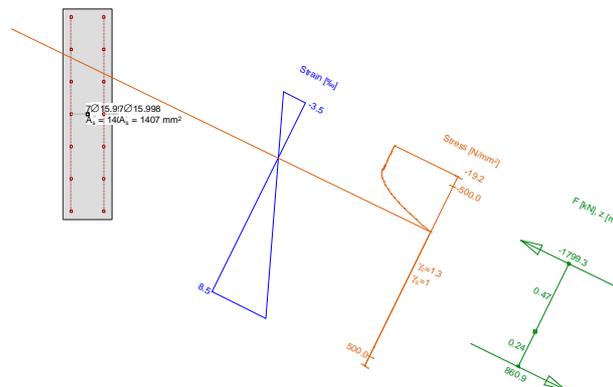
ELEMENTO SUPERIOR



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-1341.1	544.1	24952.7	1.11
2	AP4: ELU SISMO	-1971.6	1675.1	7591.5	2.66

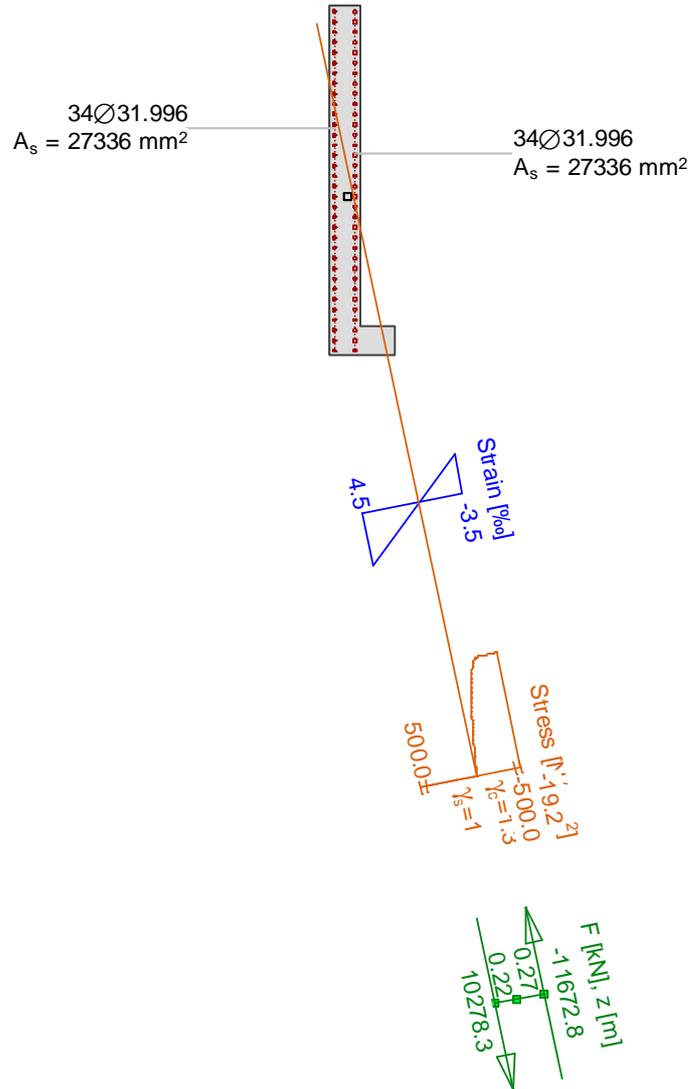
ELEMENTO CENTRAL



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-659.8	359.0	79.2	2.54
2	AP4: ELU SISMO	-768.5	940.0	24.9	1.22

ELEMENTOS INFERIORES



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-1577.6	7678.8	702.9	2.33
2	AP4: ELU SISMO	-1262.8	19999.0	881.9	1.10

Como se puede observar en las figuras anteriores, los esfuerzos de cálculo estimados requieren de una cuantía de armadura de $\phi 32/0,10$ en los elementos más solicitados, la pantalla superior y las dos inferiores.

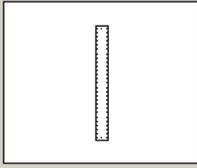
En cuanto al cortante, se tienen los siguientes esfuerzos:

$$V_d = 4135 \text{ kN en la pantalla superior (sismo X)}$$

$$V_d = 2258 \text{ kN en la pantalla inferior (sismo Y)}$$

En las figuras siguientes se muestran las cuantías de armadura transversal necesarias.
Se ha dispuesto 1cØ16/0,10 en ambas pantallas.

Sección: 30x275



Inclinación de las bielas
ctg θ: 1.0 θ [°]: 45

Inclinación de las armaduras
α [°]: 90.0

ρ_f [%]: 8
b0 [m]: 0.30
d [m]: 2.70
z [m]: 2.43

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida: 12

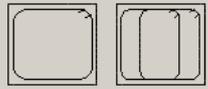
Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN]: 0.0
σ_{cd} [MPa]: 0.0
Pcompresión [%]: 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
σ_{xd} [MPa]: 0.0
σ_{yd} [MPa]: 0.0
θ_e [°]: 45.0

Comprobación Dimensionamiento

φ [mm]	φ 6	φ 8	φ 10	φ 12
s [m]	—	—	—	0.10
n ^º ramas	—	—	—	4
A _s [cm ² /m]	—	—	—	45.2
TIPO	—	—	—	2
V _{su} [kN]	—	—	—	4397.2
V _{u2} [kN]	—	—	—	4669.43

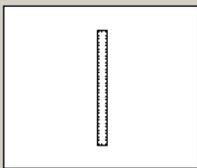
TIPO 1 TIPO 2



V_{u1} [kN]: 4673.1 A_α [cm²/m]: 39.7
V_{cu} [kN]: 272.2

V_d [kN]: 4135

Sección: 30x345



Inclinación de las bielas
ctg θ: 1.0 θ [°]: 45

Inclinación de las armaduras
α [°]: 90.0

ρ_f [%]: 8
b0 [m]: 0.30
d [m]: 3.40
z [m]: 3.06

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida: 12

Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN]: 0.0
σ_{cd} [MPa]: 0.0
Pcompresión [%]: 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
σ_{xd} [MPa]: 0.0
σ_{yd} [MPa]: 0.0
θ_e [°]: 45.0

Comprobación Dimensionamiento

φ [mm]	φ 6	φ 8	φ 10	φ 12
s [m]	—	0.10	0.15	0.10
n ^º ramas	—	4	4	2
A _s [cm ² /m]	—	20.1	20.9	22.6
TIPO	—	2	2	1
V _{su} [kN]	—	2461.0	2563.5	2768.6
V _{u2} [kN]	—	2795.79	2898.34	3103.42

TIPO 1 TIPO 2



V_{u1} [kN]: 5884.6 A_α [cm²/m]: 15.7
V_{cu} [kN]: 334.8

V_d [kN]: 2258

5.1.2 Cimentaciones

ESFUERZOS ADMISIBLES EN PILOTES

El terreno de cimentación del edificio correspondiente al ejemplo A se ha caracterizado en toda la longitud de suelo reconocida en los sondeos como unas arcillas con algo de arena, moderadamente firmes. En los ensayos de penetración realizados en los sondeos se han medido valores del N del ensayo de penetración del orden de 15.

Así, la cimentación del edificio original estaba formada por pilotes de 55 o 65 cm de diámetro, con un pilote por cada pilar.

Para el dimensionamiento de las cimentaciones de los elementos encajados para absorber la acción del sismo se han empleado pilotes de 85 cm de diámetro.

Considerando un valor del tope estructural de 4000 kN/m², el axil máximo admisible por los pilotes será:

$$N_{adm} = 4000 \cdot 3,14 \cdot 0,85^2 / 4 = 2269 \text{ kN}$$

Por otro lado, y a la vista de los registros de los sondeos disponibles, se ha considerado que la transferencia de la carga anterior al terreno debe realizarse contando únicamente con la resistencia por fuste del pilote.

Considerando un valor de la resistencia por fuste de 70 kN/m², y un coeficiente de seguridad de 2,00 para la situación de sismo, en la que se tendrán los axiles más desfavorables en estos pilotes, se tiene que la longitud necesaria de pilote para poder soportar el axil correspondiente al tope estructural sería:

$$L = 2,00 \cdot 2260 / 3,14 \cdot 70,00 = 24,30 \text{ m}$$

Para esta longitud de pilote puede considerarse una resistencia al arrancamiento igual al 70% de la resistencia por fuste, es decir que el pilote es capaz de transferir al terreno una tracción de unos 1588 kN.

En cualquier caso, el esfuerzo máximo de tracción en el pilote se ha limitado a la capacidad resistente de su armadura, para la que se ha considerado una separación de barras de 15 cm y un diámetro $\varnothing 16$ mm, es decir 14 $\varnothing 16$. El axil de tracción admisible, considerando un valor de f_{yd} de 40 kN/cm², resulta 1125 kN.

DIMENSIONAMIENTO DEL ENCEPADO

Teniendo en cuenta los axiles admisibles anteriores, se han estimado los esfuerzos actuantes en los pilotes, tanteando diferentes configuraciones de éstos y por tanto diferentes dimensiones del encepado. Finalmente se ha encajado un encepado de 15 pilotes de 0,85 m de diámetro, con unas dimensiones de 13,50 x 7,00 x 2,25 m.

Los esfuerzos actuantes en la base del encepado son los siguientes:

Envoltente	ESFUERZOS EN BASE DE PILARES - ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL					ESFUERZOS EN BASE DE ENCEPADO		
	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRANSV} (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRANSV} (kNm)	N (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRANSV} (kNm)
SX - Nmin	-5815.90	-4460.99	-1996.58	16619.67	26516.98	-11131.53	21111.98	36554.20
SX - Nmax	-5391.30	-4459.09	-1987.95	16463.68	26500.40	-10706.93	20936.57	36533.34
SY - Nmin	-6034.14	-1493.92	-5147.27	43552.98	9404.93	-11349.77	55134.33	12766.25
SY - Nmax	-5609.54	-1492.02	-5138.64	43396.99	9388.35	-10925.17	54958.93	12745.39

La planta del encepado encajado en la zona del núcleo se muestra a continuación.

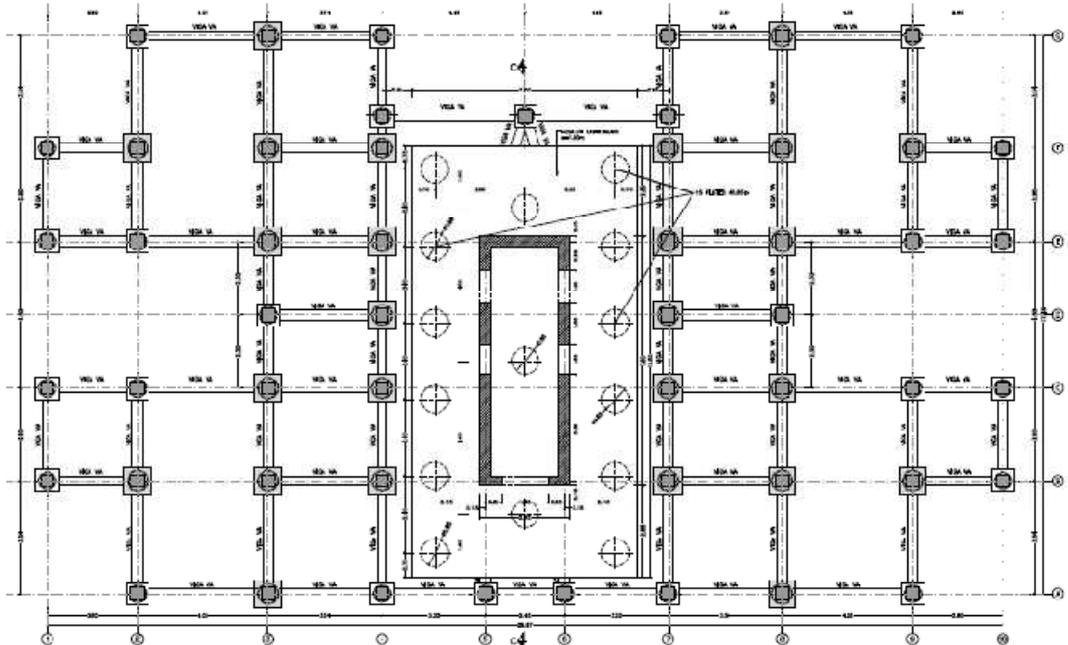


Figura68.- Planta de cimentación encajada considerando $\mu = 1,00$.

El reparto de axiles en el encepado se ha realizado considerando los pilotes articulados en el encepado, y éste como un elemento infinitamente rígido.

Los axiles máximos y mínimos estimados han sido:

$$N_{\min} = -1978 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 790 \text{ kN}$$

Para los valores de los axiles más desfavorables se han estimado los esfuerzos de tracción en las bandas longitudinal y transversal del encepado, considerando las distancias desde los pilotes de esquina al centro de gravedad de los elementos del núcleo.

PILOTE DISPUESTO EN LA ESQUINA ADYACENTE A LA PANTALLA SUPERIOR EN C

Las distancias del eje del pilote al centro de gravedad de media pantalla son:

$$dx = 2,303 \text{ m}$$

$$dy = 2,435 \text{ m}$$

Es decir $d = 3,35 \text{ m}$

La tangente del ángulo θ que forma la biela comprimida es de 0,50 aproximadamente.

El ángulo α que forma la proyección en planta de la biela con el eje X es $46,60^\circ$.

Se tienen así los siguientes esfuerzos de tracción en las bandas de pilotes:

TRACCIÓN BAJO LA BIELA DEL PILOTE MÁS CARGADO

$$T_d = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} = \frac{N_{\text{pilote}}}{0,50}$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN X)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \cos \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \cos \alpha = 1,37 \cdot N_d$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN Y)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \sin \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \sin \alpha = 1,45 \cdot N_d$$

Resultan las siguientes cuantías:

$$A_{sx} = 1,375 \cdot 1978 / 50 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 1,45 \cdot 1978 / 50 = 58 \text{ cm}^2$$

PILOTE DISPUESTO EN LA ESQUINA ADYACENTE A LA PANTALLA SUPERIOR EN L

Las distancias del eje del pilote al centro de gravedad de media pantalla son:

$$dx = 1,605 \text{ m}$$

$$dy = 3,68 \text{ m}$$

Es decir $d = 4,01 \text{ m}$

La tangente del ángulo θ que forma la biela comprimida es de 0,50 aproximadamente.

El ángulo α que forma la proyección en planta de la biela con el eje X es 66,40°.

Se tienen así los siguientes esfuerzos de tracción en las bandas de pilotes:

TRACCIÓN BAJO LA BIELA DEL PILOTE MÁS CARGADO

$$T_d = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} = \frac{N_{\text{pilote}}}{0,50}$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN X)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \cos \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \cos \alpha = 0,80 \cdot N_d$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN Y)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \sin \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \sin \alpha = 1,83 \cdot N_d$$

Resultan las siguientes cuantías:

$$A_{sx} = 0,80 \cdot 1978 / 50 = 32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 1,83 \cdot 1978 / 50 = 72 \text{ cm}^2$$

ARMADURA SECUNDARIA

En cuanto a la armadura secundaria horizontal a disponer, se ha estimado la cuantía necesaria para disponer de una capacidad superior al 25% de la correspondiente a las bandas de armadura principal en cada dirección. Por tanto, se ha dispuesto:

EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL ENCEPADO

$$0,25 \cdot 9 \cdot 8,04 \cdot 6 / (13,50 - 6,00) = 14,47 \text{cm}^2/\text{m}$$

EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL ENCEPADO

$$0,25 \cdot 9 \cdot 8,04 \cdot 2 / (7,00 - 2,00) = 7,23 \text{cm}^2/\text{m}$$

En cuanto a la armadura secundaria vertical a disponer, se ha estimado la cuantía a disponer para disponer de una capacidad mecánica superior a $N_d/1,50$, siendo N_d el esfuerzo máximo en el pilote más cargado, y se ha dispuesto finalmente una cuantía mínima de $1c\phi 16/0,20$.

5.1.3 Forjados - diafragmas

Las siguientes figuras muestran los valores de isóneas de armaduras a disponer en las direcciones X e Y para absorber los esfuerzos debidos al comportamiento del forjado como diafragma en el ELU accidental de sismo.

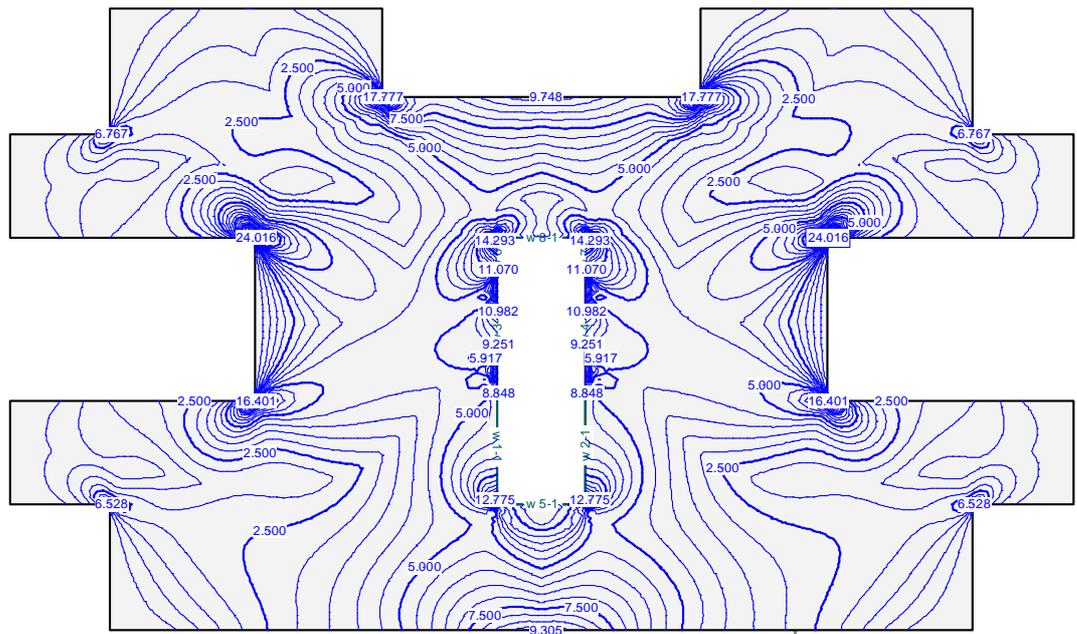


Figura69.- ELU Sismo. Isóneas de A_x (cm²/m) en ELU de sismo.

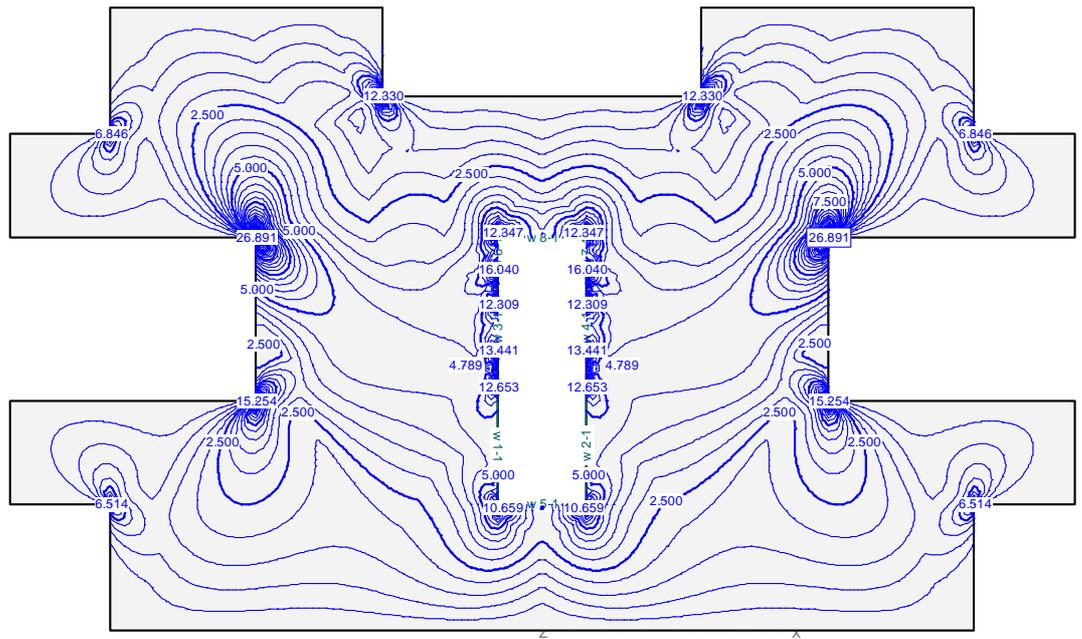


Figura70.- ELU Sismo. Isolíneas de A_s (cm²/m) en ELU de sismo.

Las imágenes anteriores muestran que las cuantías de armadura a disponer están en ambas direcciones por debajo de los 5 cm²/m, salvo en las zonas de esquina en las que es preciso disponer un refuerzo específico. Estas zonas se han analizado integrando las cuantías de armadura en unas secciones de 0,60 m de ancho, obteniéndose las cuantías de armadura que se presentan a continuación.

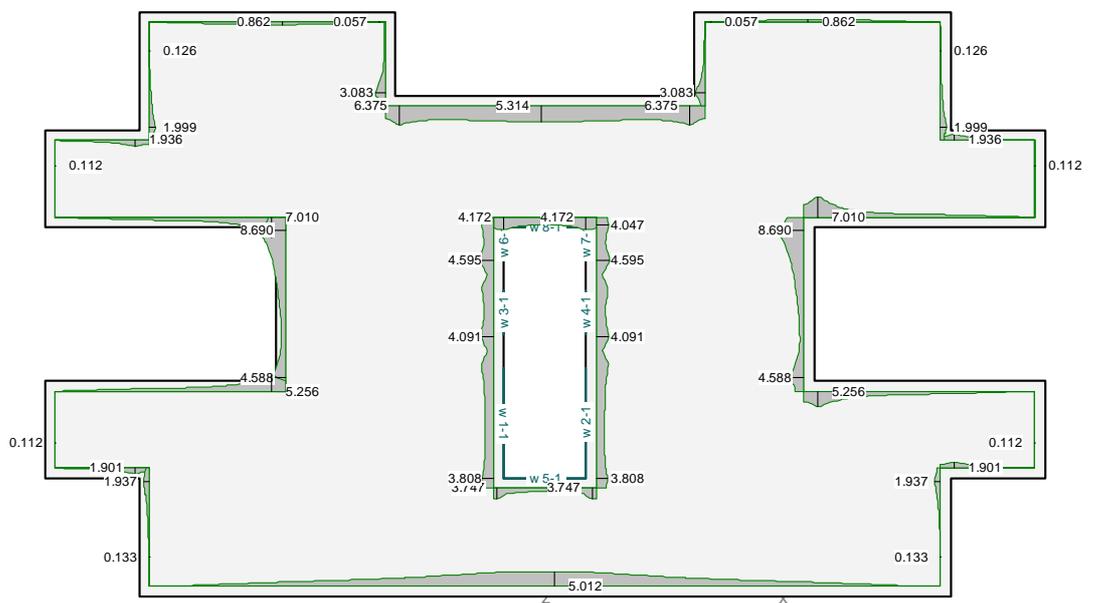


Figura71.- Armadura a disponer, integrada en nervios de borde de 0,60 m de ancho.

5.1.4 Croquis de elementos estructurales

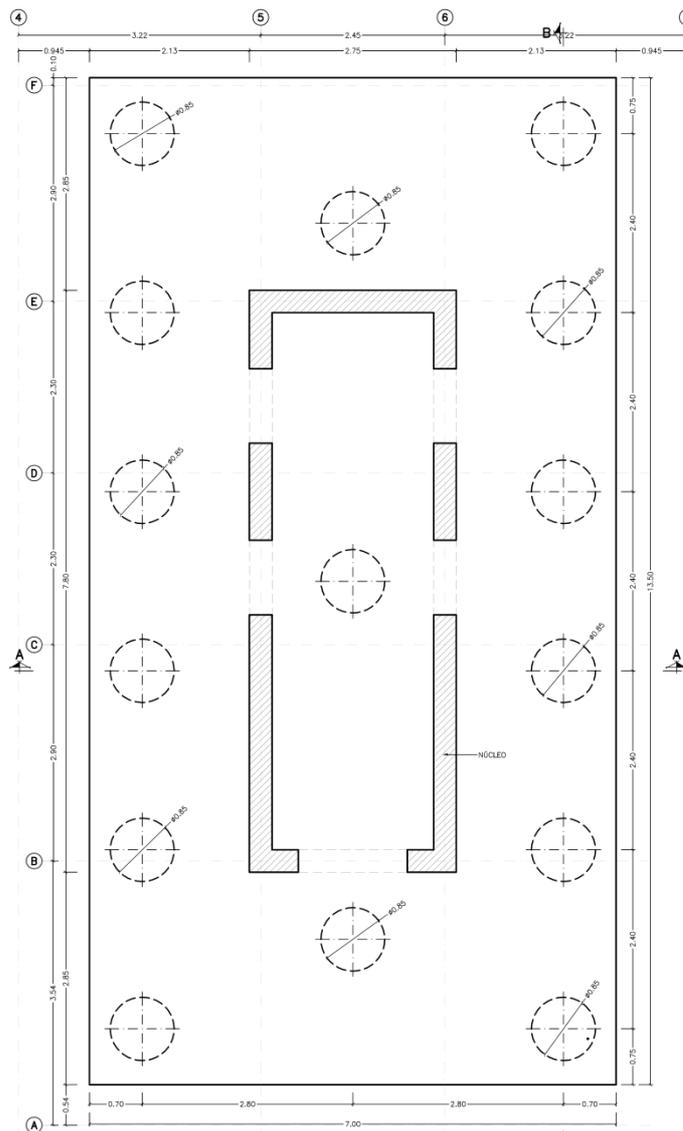


Figura 72.- Edificio A, alternativa 1A. Planta de encepado del núcleo central.

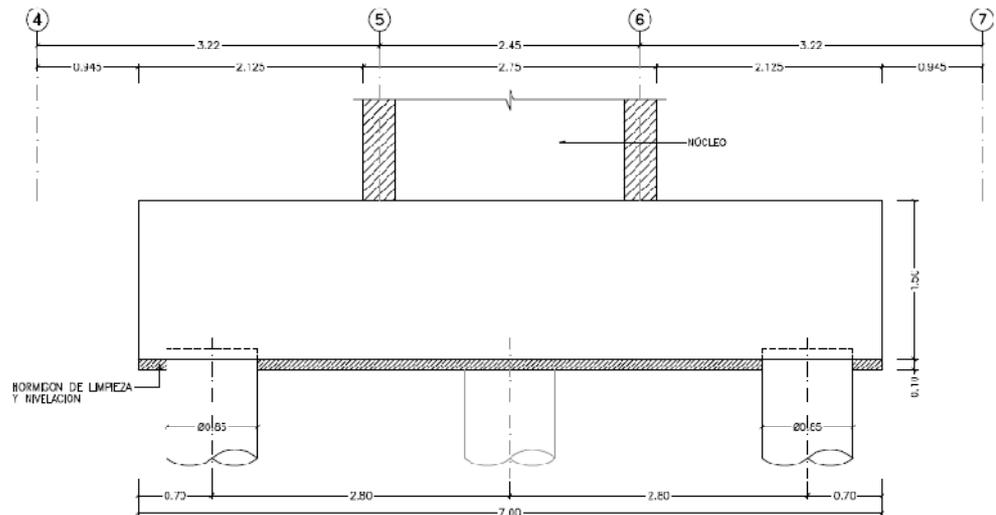


Figura 73.- Edificio A, alternativa 1A. Sección A-A del encepado del núcleo central.

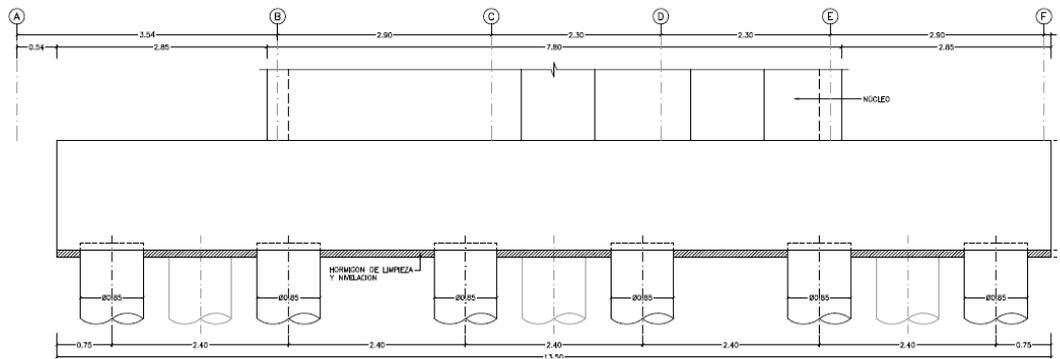


Figura74.- Edificio A, alternativa 1A. Sección B-B del encepado del núcleo central.

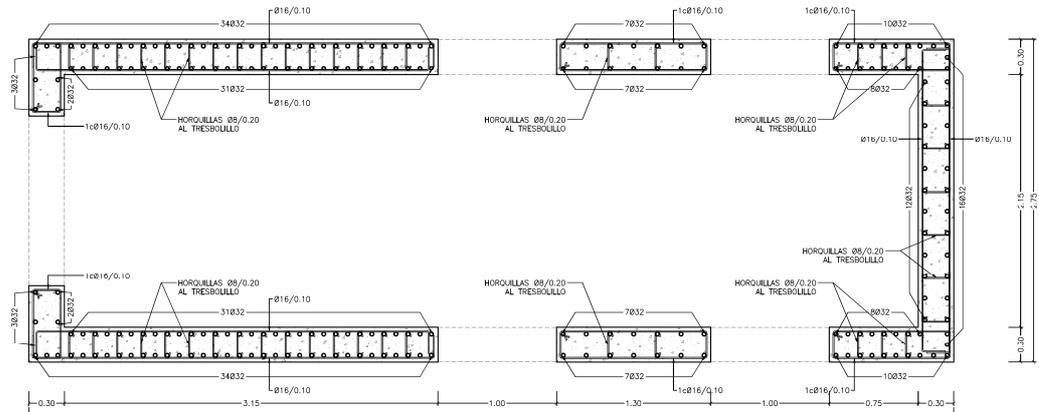


Figura75.- Edificio A, alternativa 1A. Armadura dispuesta en el núcleo central.

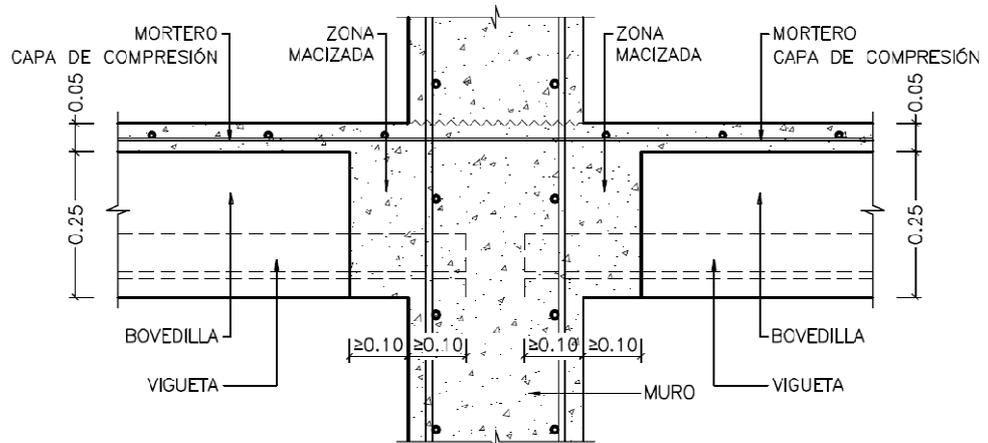


Figura76.- Edificio A. Detalle de apoyo de forjados unidireccionales en muro.

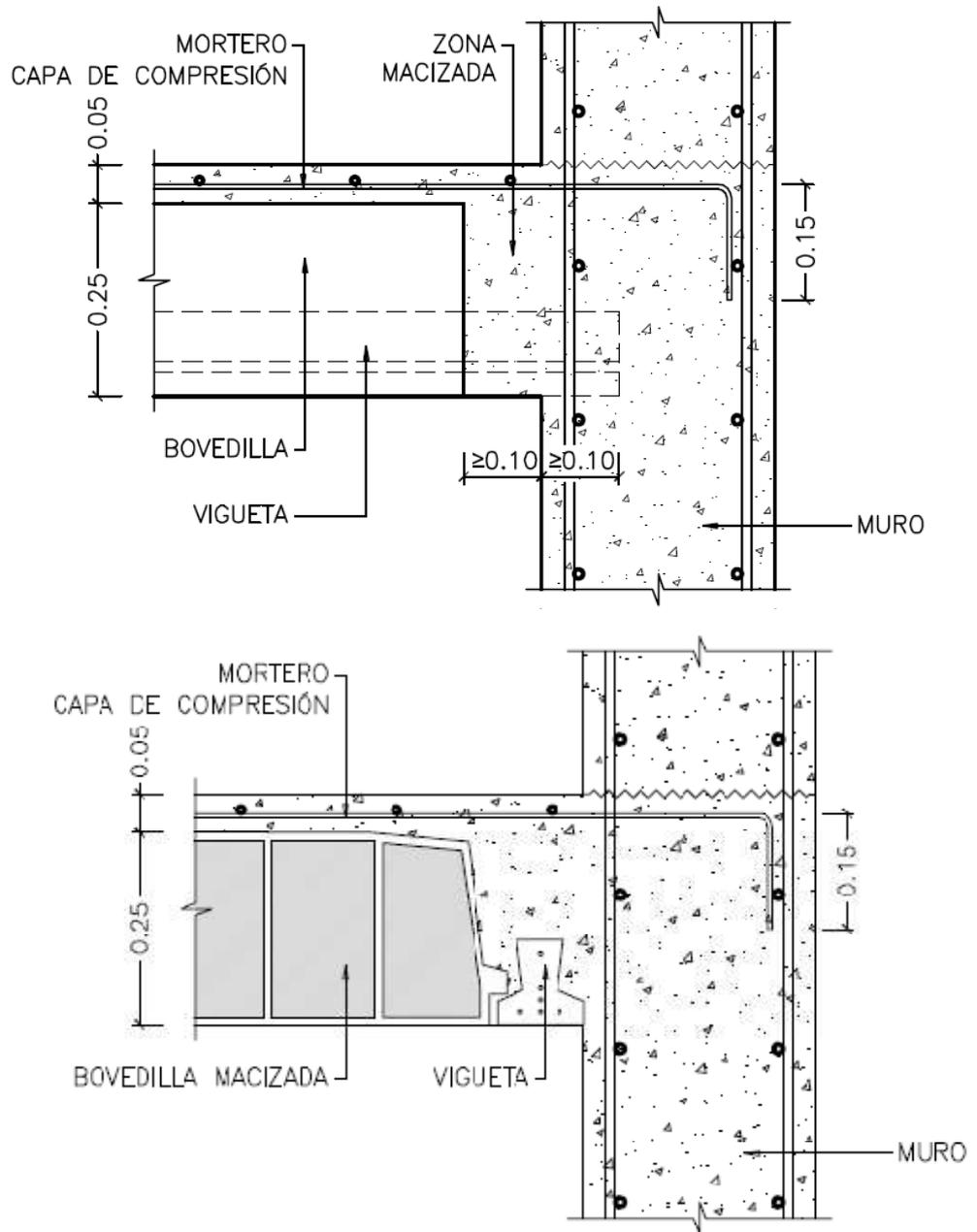


Figura77.- Edificio A. Detalle de apoyo de forjados unidireccional en pantallas.

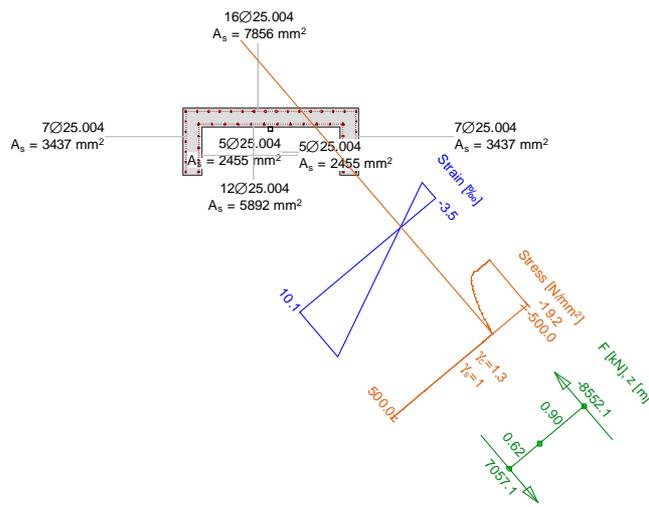
5.2 ALTERNATIVA I – NÚCLEO CENTRAL – COEF. DUCTILIDAD $\mu = 2,00$

5.2.1 Pantallas

A continuación se presentan las comprobaciones seccionales en los arranques de las pantallas, correspondientes al ELU accidental de sismo, en los diferentes elementos del núcleo central, considerando un coeficiente de ductilidad $\mu = 2,00$.

Se presentan el análisis seccional para la combinación de esfuerzos de flexión más desfavorables en cada caso, así como un resumen de los esfuerzos considerados y de los coeficientes de seguridad obtenidos en cada caso.

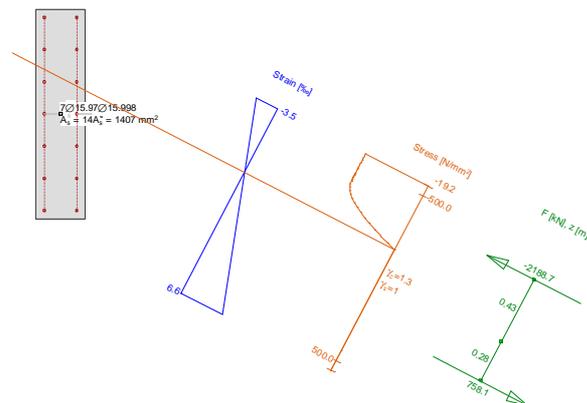
ELEMENTO SUPERIOR



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-1203.0	296.6	12478.1	1.24
2	AP4: ELU SISMO	-1518.3	862.1	3797.5	3.25

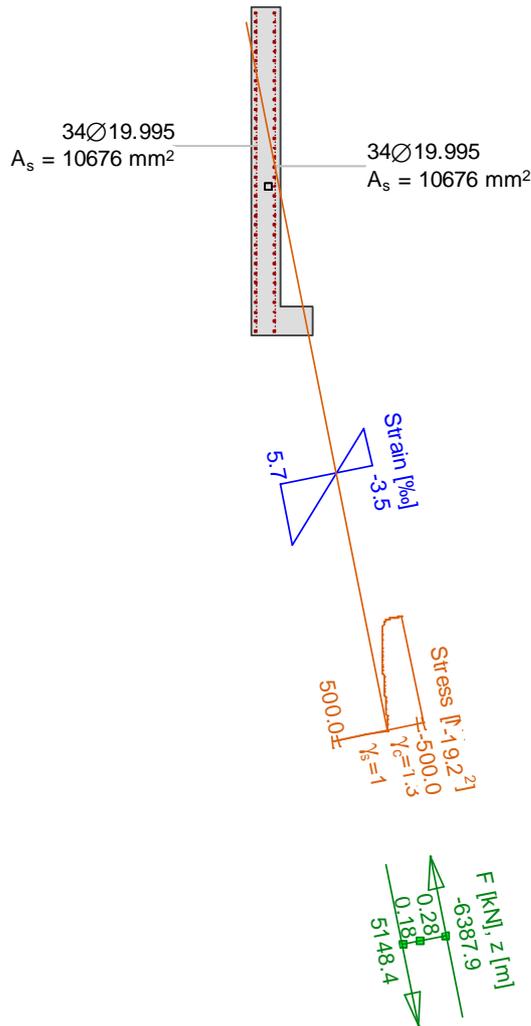
ELEMENTO CENTRAL



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-524.4	232.1	40.2	4.67
2	AP4: ELU SISMO	-578.8	522.6	13.0	2.47

ELEMENTOS INFERIORES



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-1290.8	4289.8	378.5	2.32
2	AP4: ELU SISMO	-1133.4	10449.9	468.0	1.09

Como se puede observar en las figuras anteriores, los esfuerzos de cálculo estimados requieren de una cuantía de armadura de $\varnothing 25/0,10$ en el elemento más solicitado, que es la pantalla superior.

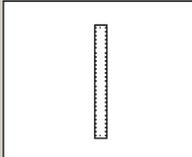
En cuanto al cortante, se tienen los siguientes esfuerzos:

$$V_d = 2068 \text{ kN en la pantalla superior (sismo X)}$$

$$V_d = 1129 \text{ kN en la pantalla inferior (sismo Y)}$$

En las figuras siguientes se muestran las cuantías de armadura transversal necesarias.
Se ha dispuesto 1c $\phi 16/0,10$ en ambas pantallas.

Sección: 30x275



ρ_f [%]: 8
b0 [m]: 0.30
d [m]: 2.70
z [m]: 2.43

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida: 12 [mm]

Inclinación de las bielas
ctg θ : 1.0 θ [°]: 45

Inclinación de las armaduras
 α [°]: 90.0

Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN]: 0.0
 σ'_{cd} [MPa]: 0.0
Pcomprimida [%]: 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa]: 0.0
 σ_{yd} [MPa]: 0.0
 θ_e [°]: 45.0

Comprobación Dimensionamiento

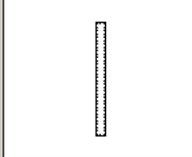
ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	—	0.10	0.15	0.10
n ² ramas	—	4	4	2
A _w [cm ² /m]	—	20.1	20.9	22.6
TIPO	—	2	2	1
Vsu [kN]	—	1954.3	2035.8	2198.6
Vu2 [kN]	—	2226.53	2307.96	2470.82

TIPO 1:  TIPO 2: 

Vu1 [kN]: 4673.1 Vu2 [kN]: 272.2 A_w [cm²/m]: 18.5

Vd [kN]: 2068

Sección: 30x345



ρ_f [%]: 8
b0 [m]: 0.30
d [m]: 3.40
z [m]: 3.06

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida: 12 [mm]

Inclinación de las bielas
ctg θ : 1.0 θ [°]: 45

Inclinación de las armaduras
 α [°]: 90.0

Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN]: 0.0
 σ'_{cd} [MPa]: 0.0
Pcomprimida [%]: 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa]: 0.0
 σ_{yd} [MPa]: 0.0
 θ_e [°]: 45.0

Comprobación Dimensionamiento

ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	0.15	0.15	0.20	0.30
n ² ramas	4	2	2	2
A _w [cm ² /m]	7.5	6.7	7.9	7.5
TIPO	2	1	1	1
Vsu [kN]	922.9	820.3	961.3	922.9
Vu2 [kN]	1257.66	1155.13	1296.13	1257.67

TIPO 1:  TIPO 2: 

Vu1 [kN]: 5884.6 Vu2 [kN]: 334.8 A_w [cm²/m]: 6.5

Vd [kN]: 1129

5.2.2 Cimentaciones

ESFUERZOS ADMISIBLES EN PILOTES

El terreno de cimentación del edificio correspondiente al ejemplo A se ha caracterizado en toda la longitud de suelo reconocida en los sondeos como unas arcillas con algo de arena, moderadamente firmes. En los ensayos de penetración realizados en los sondeos se han medido valores del N del ensayo de penetración del orden de 15.

Así, la cimentación del edificio original estaba formada por pilotes de 55 o 65 cm de diámetro, con un pilote por cada pilar.

Para el dimensionamiento de las cimentaciones de los elementos encajados para absorber la acción del sismo se han empleado pilotes de 85 cm de diámetro.

Considerando un valor del tope estructural de 4000 kN/m², el axil máximo admisible por los pilotes será:

$$N_{adm} = 4000 \cdot 3,14 \cdot 0,85^2 / 4 = 2269 \text{ kN}$$

Por otro lado, y a la vista de los registros de los sondeos disponibles, se ha considerado que la transferencia de la carga anterior al terreno debe realizarse contando únicamente con la resistencia por fuste del pilote.

Considerando un valor de la resistencia por fuste de 70 kN/m², y un coeficiente de seguridad de 2,00 para la situación de sismo, en la que se tendrán los axiles más desfavorables en estos pilotes, se tiene que la longitud necesaria de pilote para poder soportar el axil correspondiente al tope estructural sería:

$$L = 2,00 \cdot 2260 / 3,14 \cdot 70,00 = 24,30 \text{ m}$$

Para esta longitud de pilote puede considerarse una resistencia al arrancamiento igual al 70% de la resistencia por fuste, es decir que el pilote es capaz de transferir al terreno una tracción de unos 1588 kN.

En cualquier caso, el esfuerzo máximo de tracción en el pilote se ha limitado a la capacidad resistente de su armadura, para la que se ha considerado una separación de barras de 15 cm y un diámetro $\varnothing 16$ mm, es decir 14 $\varnothing 16$. El axil de tracción admisible, considerando un valor de f_{yd} de 40 kN/cm², resulta 1125 kN.

DIMENSIONAMIENTO DEL ENCEPADO

Teniendo en cuenta los axiles admisibles anteriores, se han estimado los esfuerzos actuantes en los pilotes, tanteando diferentes configuraciones de éstos y por tanto diferentes dimensiones del encepado.

Finalmente se ha encajado un encepado de 12 pilotes de 0,85 m de diámetro, con unas dimensiones de 10,00 x 7,00 x 2,25 m.

Los esfuerzos actuantes en la base del encepado son los siguientes:

Envolvente	ESFUERZOS EN BASE DE PILARES - ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL					ESFUERZOS EN BASE DE ENCEPADO		
	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRANSV} (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRANSV} (kNm)	N (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRANSV} (kNm)
C1	-4833.53	-2235.15	-1020.09	9340.38	13315.52	-8771.03	11635.59	18344.61
C2	-4408.93	-2233.25	-1011.46	9184.39	13298.94	-8346.43	11460.18	18323.75
C3	-4942.66	-751.63	-2595.43	22807.05	4759.49	-8880.16	28646.76	6450.66
C4	-4518.06	-749.73	-2586.80	22651.06	4742.91	-8455.56	28471.36	6429.80

La planta del encepado encajado en la zona del núcleo se muestra a continuación.

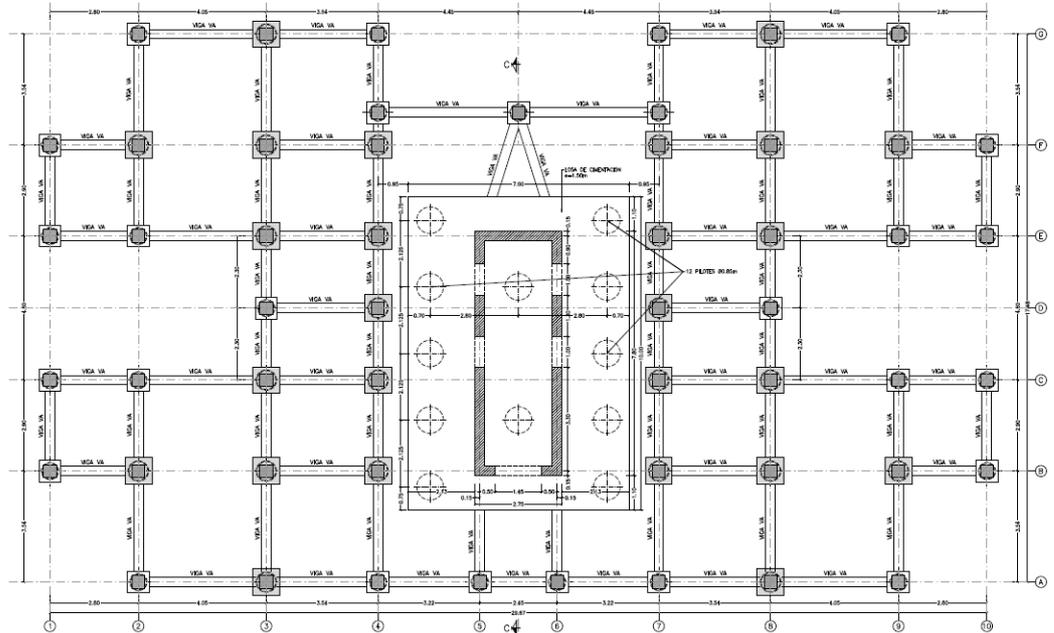


Figura78.- Planta de cimentación encajada considerando $\mu = 1,00$.

El reparto de axiles en el encepado se ha realizado considerando los pilotes articulados en el encepado, y este como un elemento infinitamente rígido.

Los axiles máximos y mínimos estimados han sido:

$$N_{\min} = -1757 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 594 \text{ kN}$$

Para los valores de los axiles más desfavorables se ha estimado los esfuerzos de tracción en las bandas longitudinal y transversal del encepado, considerando las distancias desde los pilotes de esquina al centro de gravedad de los elementos del núcleo.

PILOTE DISPUESTO EN LA ESQUINA ADYACENTE A LA PANTALLA SUPERIOR EN C

Las distancias del eje del pilote al centro de gravedad de media pantalla son:

$$dx = 2,303 \text{ m}$$

$$dy = 2,435 \text{ m}$$

Es decir $d = 3,35 \text{ m}$

La tangente del ángulo θ que forma la biela comprimida es de 0,50 aproximadamente.

El ángulo α que forma la proyección en planta de la biela con el eje X es $46,60^\circ$.

Se tienen así los siguientes esfuerzos de tracción en las bandas de pilotes:

TRACCIÓN BAJO LA BIELA DEL PILOTE MÁS CARGADO

$$T_d = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} = \frac{N_{\text{pilote}}}{0,50}$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN X)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \cos \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \cos \alpha = 1,37 \cdot N_d$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN Y)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \sin \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \sin \alpha = 1,45 \cdot N_d$$

Resultan las siguientes cuantías:

$$A_{sx} = 1,375 \cdot 1757 / 50 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 1,45 \cdot 1757 / 50 = 51 \text{ cm}^2$$

PILOTE DISPUESTO EN LA ESQUINA ADYACENTE A LA PANTALLA SUPERIOR EN L

Las distancias del eje del pilote al centro de gravedad de media pantalla son:

$$dx = 1,605 \text{ m}$$

$$dy = 3,68 \text{ m}$$

Es decir $d = 4,01 \text{ m}$

La tangente del ángulo θ que forma la biela comprimida es de 0,50 aproximadamente.

El ángulo α que forma la proyección en planta de la biela con el eje X es 66,40°.

Se tienen así los siguientes esfuerzos de tracción en las bandas de pilotes:

TRACCIÓN BAJO LA BIELA DEL PILOTE MÁS CARGADO

$$T_d = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} = \frac{N_{\text{pilote}}}{0,50}$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN X)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \cos \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \cos \alpha = 0,80 \cdot N_d$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN Y)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \sin \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \sin \alpha = 1,83 \cdot N_d$$

Resultan las siguientes cuantías:

$$A_{sx} = 0,80 \cdot 1757 / 50 = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 1,83 \cdot 1757 / 50 = 64 \text{ cm}^2$$

ARMADURA SECUNDARIA

En cuanto a la armadura secundaria horizontal a disponer, se ha estimado la cuantía necesaria para disponer de una capacidad superior al 25% de la correspondiente a las bandas de armadura principal en cada dirección. Por tanto, se ha dispuesto:

EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL ENCEPADO

$$0,25 \cdot 9 \cdot 8,04 \cdot 5 / (10,00 - 5,00) = 18,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL ENCEPADO

$$0,25 \cdot 9 \cdot 8,04 \cdot 2 / (7,00 - 2,00) = 7,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En cuanto a la armadura secundaria vertical a disponer, se ha estimado la cuantía a disponer para disponer de una capacidad mecánica superior a $N_d/1,50$, siendo N_d el esfuerzo máximo en el pilote más cargado, y se ha dispuesto finalmente una cuantía mínima de $1c\phi 16/0,20$.

5.2.3 Forjados - diafragmas

Las siguientes figuras muestran los valores de isolíneas de armaduras a disponer en las direcciones X e Y para absorber los esfuerzos debidos al comportamiento del forjado como diafragma en el ELU accidental de sismo.

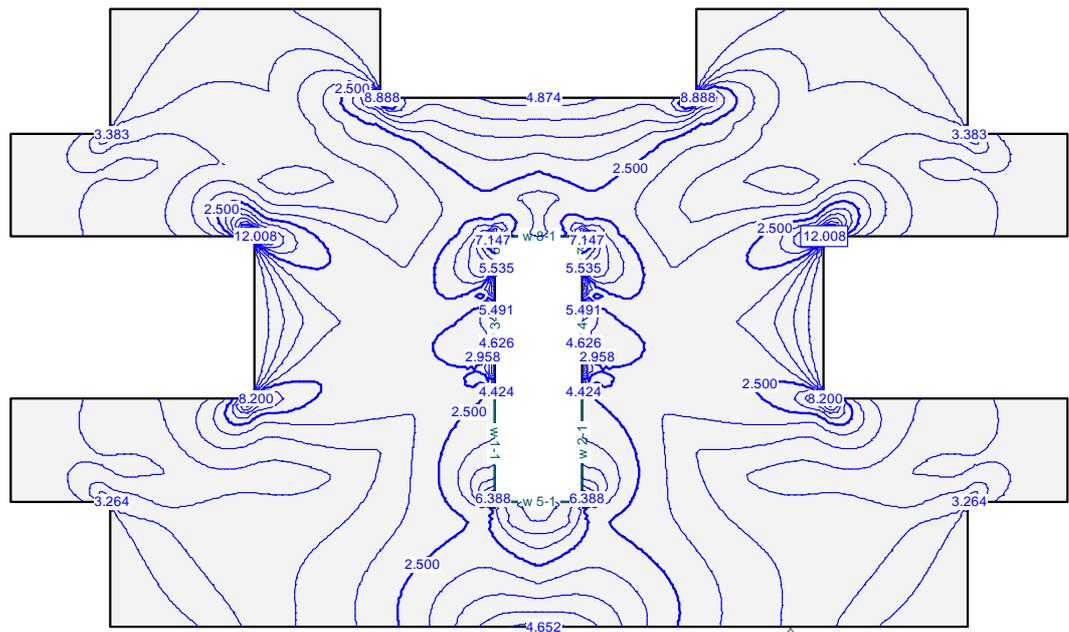


Figura 79.- ELU Sismo. Isolíneas de A_x (cm²/m) en ELU de sismo.

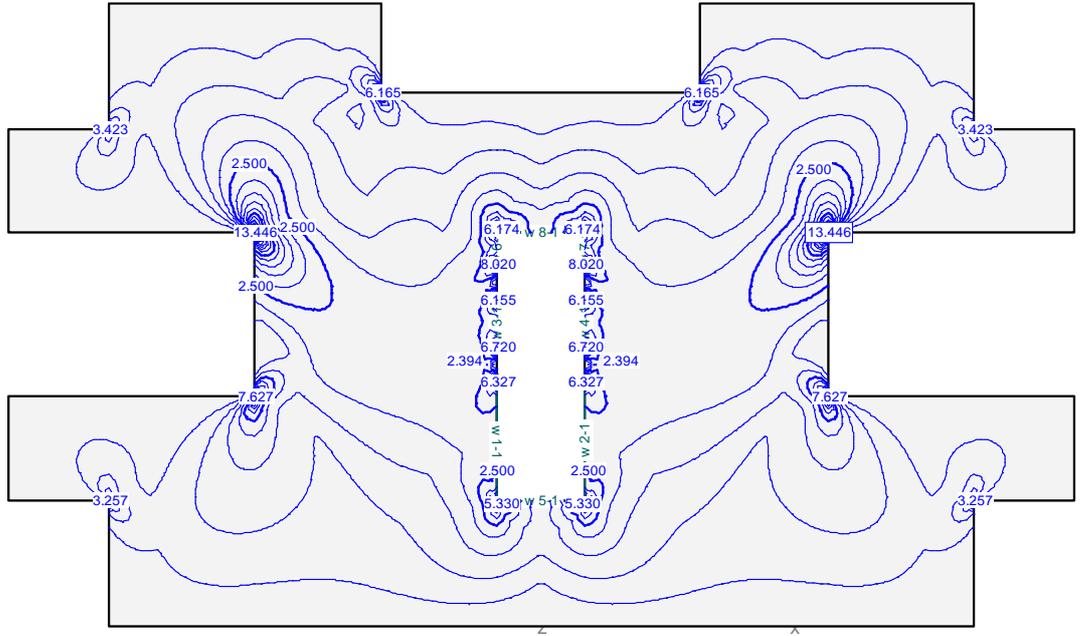


Figura 80.- ELU Sismo. Isolíneas de A_s (cm²/m) en ELU de sismo.

Las imágenes anteriores muestran que las cuantías de armadura a disponer están en ambas direcciones por debajo de los 5 cm²/m, salvo en las zonas de esquina en las que es preciso disponer un refuerzo específico. Estas zonas se han analizado integrando las cuantías de armadura en unas secciones de 0,60 m de ancho, obteniéndose las cuantías de armadura que se presentan a continuación.

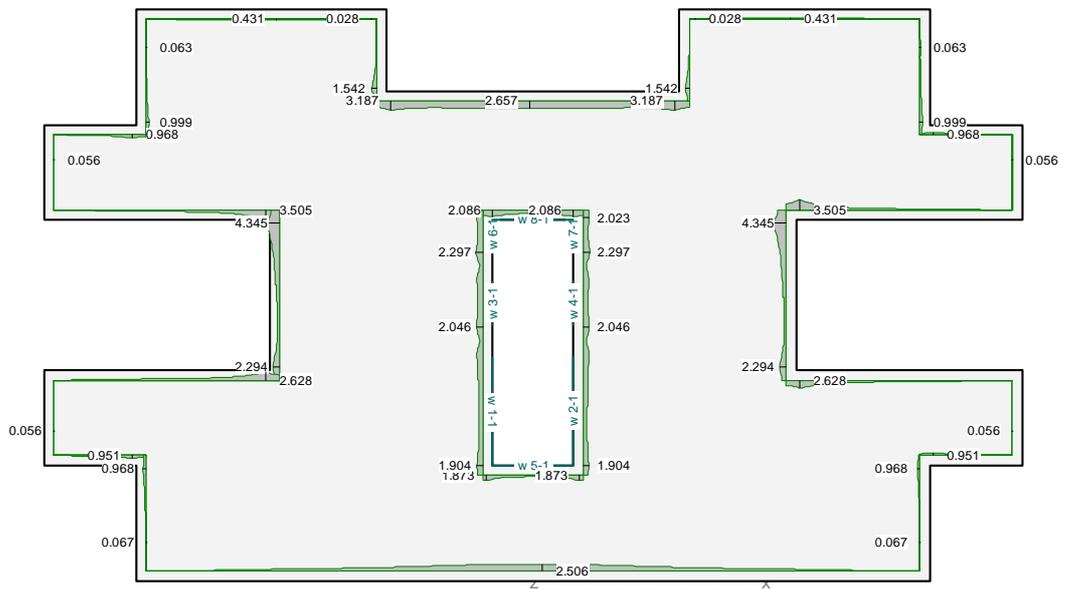


Figura 81.- Armadura a disponer, integrada en nervios de borde de 0,60 m de ancho.

5.2.4 Croquis de elementos estructurales

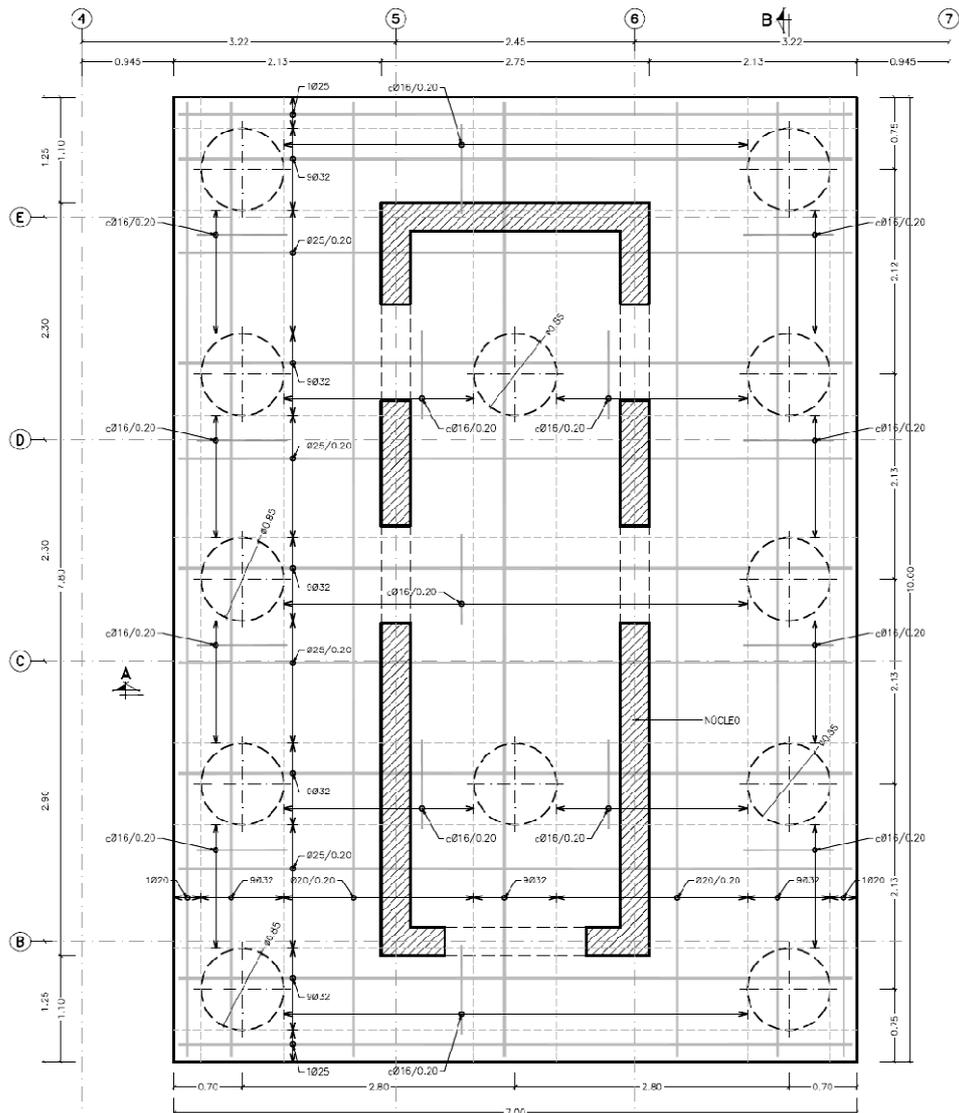


Figura 82.- Edificio A, alternativa 1B. Planta de encepado del núcleo central.

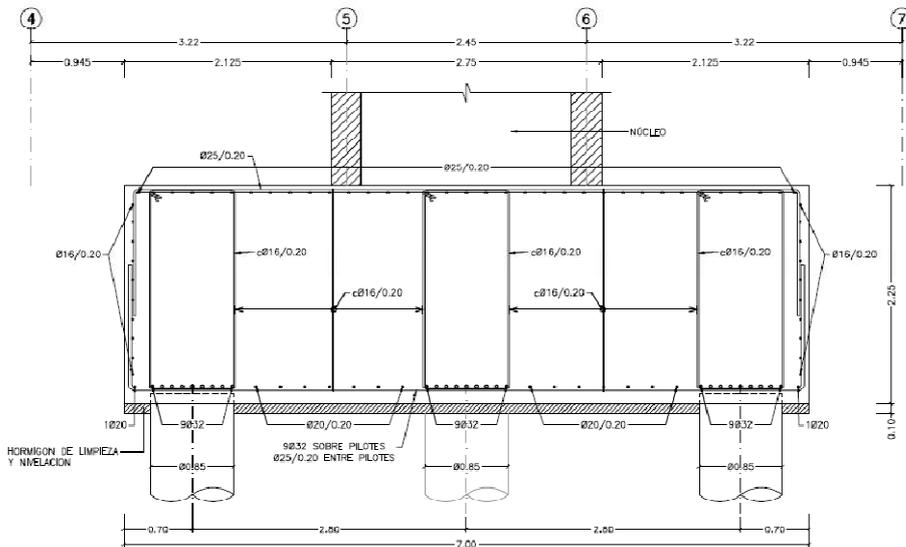


Figura 83.- Edificio A, alternativa 1B. Encepado. Sección AA.

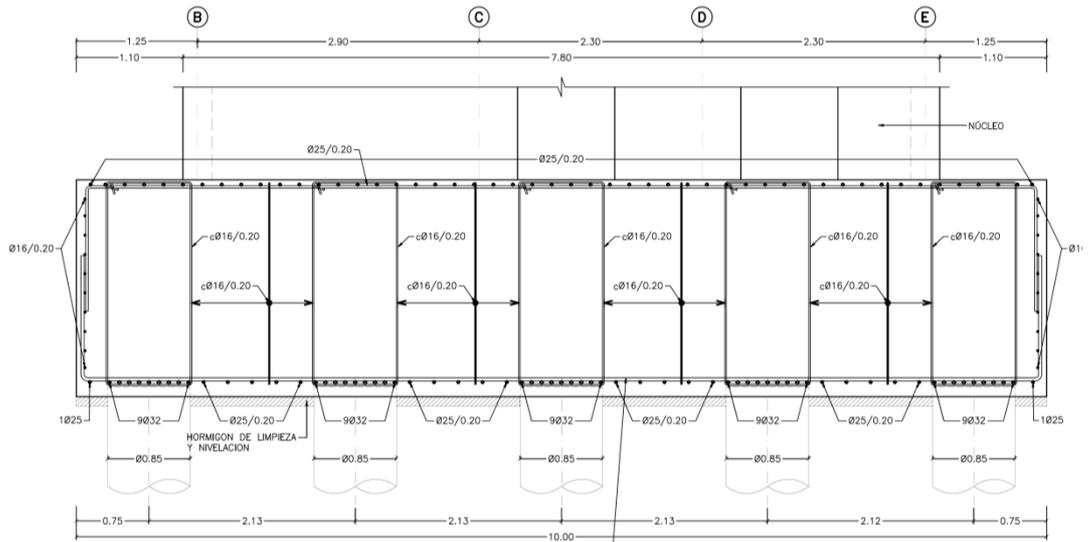


Figura84.- Edificio A, alternativa 1B. Encepado. Sección BB.

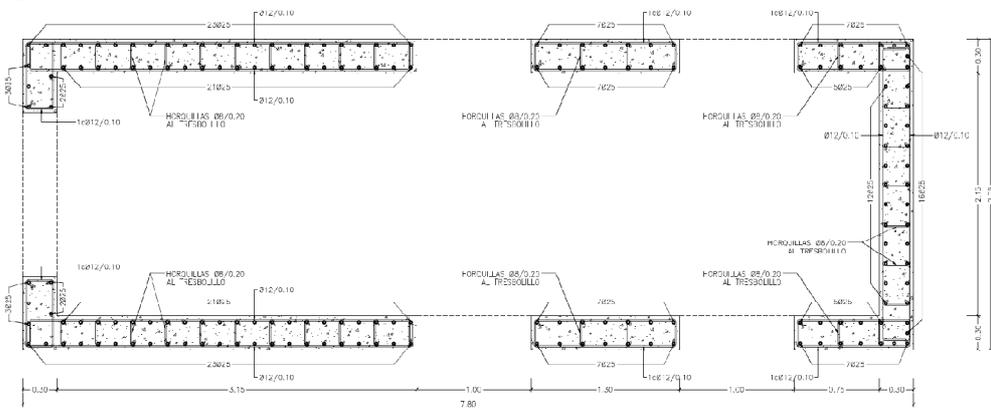


Figura85.- Edificio A, alternativa 1B. Encepado. Sección BB.

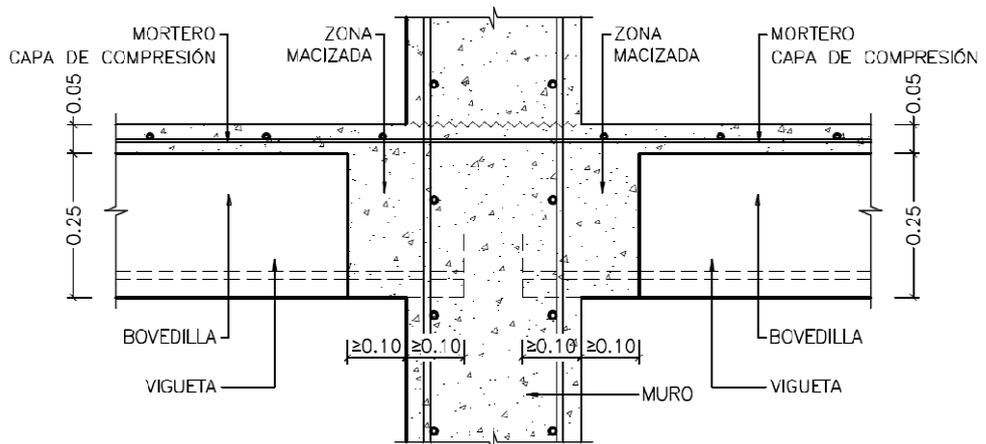


Figura86.- Edificio A. Detalle de apoyo de forjados unidireccional en muro.

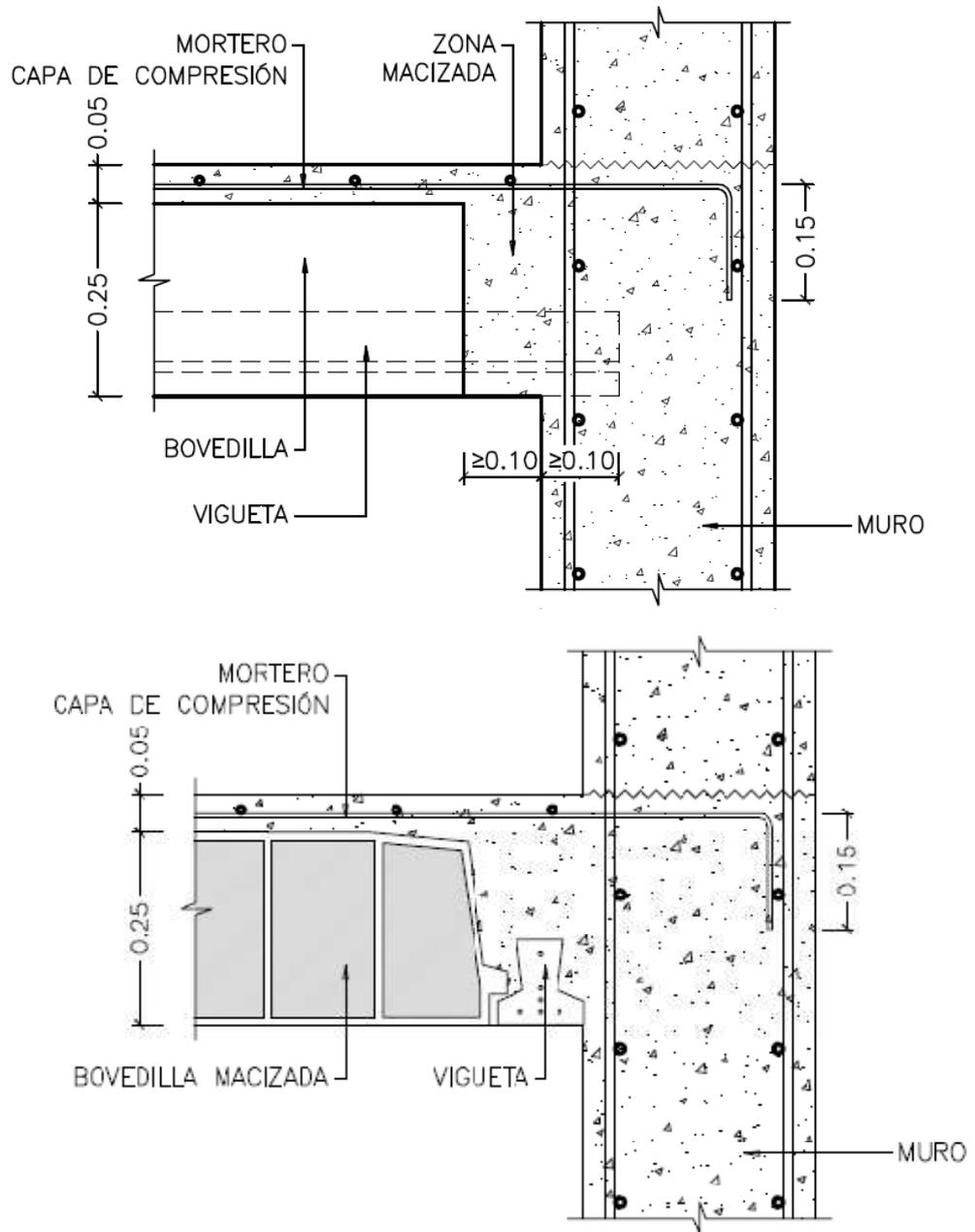


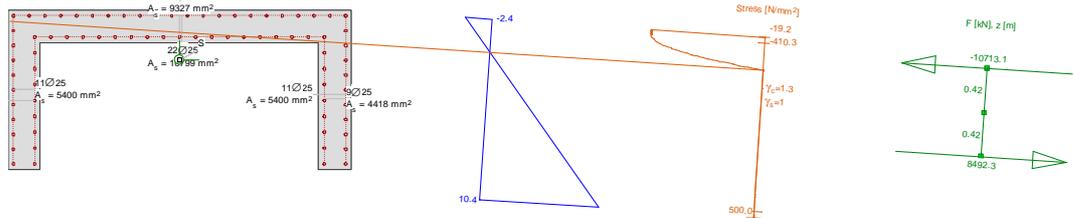
Figura87.- Edificio A. Detalle de apoyo de forjados unidireccional en pantallas.

5.3 ALTERNATIVA II – PANTALLAS PERIMETRALES – COEF. DUCTILIDAD $\mu = 1,00$

5.3.1 Pantallas

A continuación se presentan las comprobaciones seccionales en los arranques de las pantallas, correspondientes al ELU accidental de sismo, en los elementos apantallados de fachada, considerando un coeficiente de ductilidad $\mu = 1,00$.

Se presentan el análisis seccional para la combinación de esfuerzos de flexión más desfavorables en cada caso, así como un resumen de los esfuerzos considerados y de los coeficientes de seguridad obtenidos en cada caso.



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-1547.4	5345.4	4245.8	1.43
2	AP4: ELU SISMO	-997.3	1616.2	13290.1	1.89

Como se puede observar en las figuras anteriores, los esfuerzos de cálculo estimados requieren de una cuantía de armadura de $\phi 25/0,10$.

En cuanto al cortante, se tienen los siguientes esfuerzos:

$$V_d = 945 \text{ kN en la dirección de los lados menores (SISMO X)}$$

$$V_d = 1421 \text{ kN en la dirección de los lados menores (SISMO Y)}$$

En las figuras siguientes se muestran las cuantías de armadura transversal necesarias. Se ha dispuesto 1c $\phi 12/0,10$ en ambas pantallas.

Sección: 30x150

Inclinación de las bielas
ctg θ : 1.0 θ [°]: 45

Inclinación de las armaduras
 α [°]: 90.0

ρ [%]: 4
b0 [m]: 0.30
d [m]: 1.45
z [m]: 1.30

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida: ϕ [mm]: 12

Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN]: 0.0
 σ'_{cd} [MPa]: 0.0
Pcompresión [%]: 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa]: 0.0
 σ_{yd} [MPa]: 0.0
 θ_e [°]: 45.0

Comprobación Dimensionamiento

ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	0.15	0.15	0.25	0.30
nº ramas	4	2	2	2
A _{ax} [cm²/m]	7.5	6.7	6.3	7.5
TIPO	2	1	1	1
Vsu [kN]	393.6	349.8	328.0	393.6
Vu2 [kN]	541.87	498.14	476.28	541.88

TIPO 1:

TIPO 2:

Vu1 [kN]: 2509.6 A_{ax} [cm²/m]: 6.3
Vcu [kN]: 148.3

Vd [kN]: 475

Sección: 30x320

Inclinación de las bielas: $\text{ctg } \theta = 1.0$, $\theta = 45^\circ$

Inclinación de las armaduras: $\alpha = 90.0^\circ$

Con armadura de cortante: Con armadura de cortante, Sin armadura de cortante

Control normal hormigón: Control normal hormigón, Control indirecto hormigón

Armadura de compresión: Armadura de compresión

Axil de cálculo (compresión +): N_d [kN] = 0.0, σ_{cd} [MPa] = 0.0, $P_{compresión}$ [%] = 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +): σ_{xd} [MPa] = 0.0, σ_{yd} [MPa] = 0.0, θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	0.10	0.10	0.15	0.20
n° ramas	4	2	2	2
A_w [cm ² /m]	11.3	10.1	10.5	11.3
TIPO	2	1	1	1
V_{su} [kN]	1282.5	1140.0	1187.5	1282.5
V_{u2} [kN]	1576.62	1434.13	1481.63	1576.63

TIPO 1: TIPO 2:

V_{u1} [kN] = 5451.9, V_{cu} [kN] = 294.1, A_w [cm²/m] = 9.9

V_d [kN] = 1420

5.3.2 Cimentaciones

ESFUERZOS ADMISIBLES EN PILOTES

El terreno de cimentación del edificio correspondiente al ejemplo A se ha caracterizado en toda la longitud de suelo reconocida en los sondeos como unas arcillas con algo de arena, moderadamente firmes. En los ensayos de penetración realizados en los sondeos se han medido valores del N del ensayo de penetración del orden de 15.

Así, la cimentación del edificio original estaba formada por pilotes de 55 o 65 cm de diámetro, con un pilote por cada pilar.

Para el dimensionamiento de las cimentaciones de los elementos encajados para absorber la acción del sismo se han empleado pilotes de 85 cm de diámetro.

Considerando un valor del tope estructural de 4000 kN/m², el axil máximo admisible por los pilotes será:

$$N_{adm} = 4000 \cdot 3,14 \cdot 0,85^2 / 4 = 2269 \text{ kN}$$

Por otro lado, y a la vista de los registros de los sondeos disponibles, se ha considerado que la transferencia de la carga anterior al terreno debe realizarse contando únicamente con la resistencia por fuste del pilote.

Considerando un valor de la resistencia por fuste de 70 kN/m², y un coeficiente de seguridad de 2,00 para la situación de sismo, en la que se tendrán los axiles más desfavorables en estos pilotes, se tiene que la longitud necesaria de pilote para poder soportar el axil correspondiente al tope estructural sería:

$$L = 2,00 \cdot 2260 / 3,14 \cdot 70,00 = 24,30 \text{ m}$$

Para esta longitud de pilote puede considerarse una resistencia al arrancamiento igual al 70% de la resistencia por fuste, es decir que el pilote es capaz de transferir al terreno una tracción de unos 1588 kN.

En cualquier caso, el esfuerzo máximo de tracción en el pilote se ha limitado a la capacidad resistente de su armadura, para la que se ha considerado una separación de

barras de 15 cm y un diámetro $\varnothing 16$ mm, es decir 14 $\varnothing 16$. El axil de tracción admisible, considerando un valor de f_{yd} de 40 kN/cm², resulta 1125 kN.

DIMENSIONAMIENTO DEL ENCEPADO

Teniendo en cuenta los axiles admisibles anteriores, se han estimado los esfuerzos actuantes en los pilotes, tanteando diferentes configuraciones de éstos y por tanto diferentes dimensiones del encepado.

Los esfuerzos actuantes y la posición de los pilares apantallados dentro de las fachadas hace que los encepados encajados para dos pilares en la misma fachada para los esfuerzos obtenidos con un coeficiente de comportamiento por ductilidad de $m = 1,00$ se solapen. El encepado común a ambos pilares esté soportado por 14 pilotes de 0,85 m de diámetro, y sus dimensiones son 7,60 x 20,00 x 1,50 m.

Los esfuerzos actuantes en la base del encepado son los siguientes:

Envoltura	ESFUERZOS EN BASE DE PILARES - ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL					ESFUERZOS EN BASE DE ENCEPADO		
	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRANSV} (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRANSV} (kNm)	N (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRANSV} (kNm)
C1	-2794.00	-558.00	-2824.00	25956.00	7038.60	-8494.00	30192.00	7875.60
C2	-2794.00	-1860.00	-847.20	7786.80	14362.00	-8494.00	9057.60	17152.00

La planta de los encepados encajados se muestra a continuación.

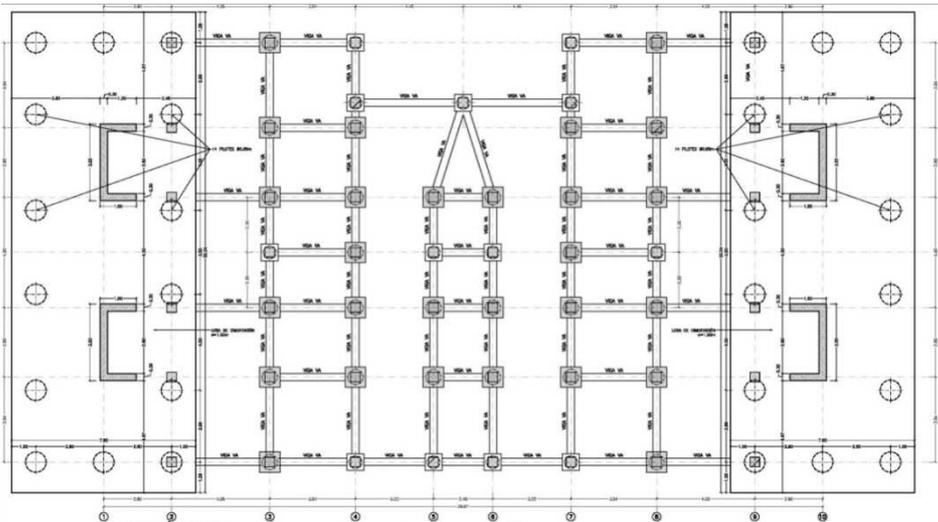


Figura88.- Planta de cimentación encajada considerando $\mu = 1,00$.

El reparto de axiles en los encepados se ha realizado considerando los pilotes articulados en el encepado, y éste como un elemento infinitamente rígido.

Los axiles máximos y mínimos estimados han sido:

$$N_{\min} = -1233 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 289 \text{ kN}$$

Dadas las dimensiones de los encepados, se han dimensionado las armaduras de la solución correspondiente a un coeficiente de comportamiento por ductilidad de $\mu = 2,00$.

5.3.3 Forjados - diafragmas

Las siguientes figuras muestran los valores de isóneas de armaduras a disponer en las direcciones X e Y para absorber los esfuerzos debidos al comportamiento del forjado como diafragma en el ELU accidental de sismo.

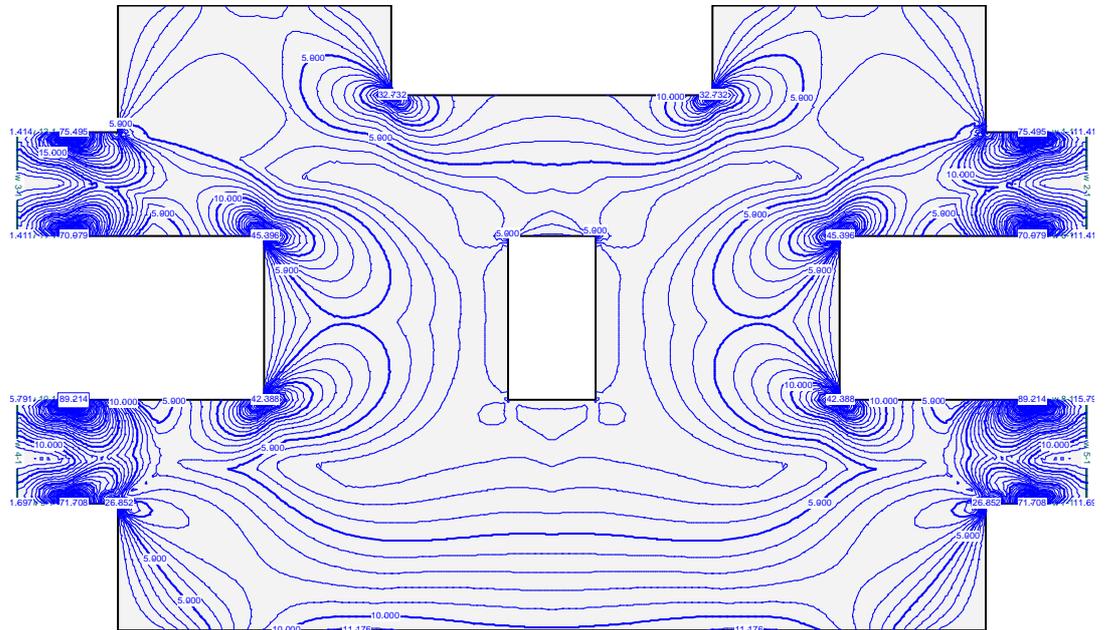
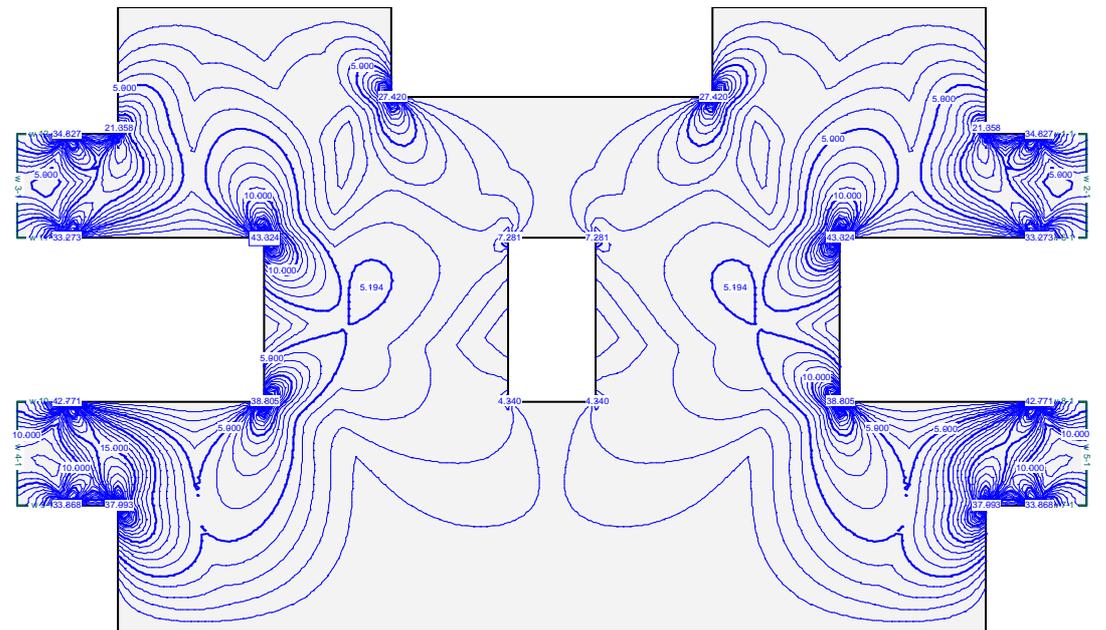


Figura89.- ELU Sismo. Isóneas de A_x (cm²/m) en ELU de sismo.



Figurago.- ELU Sismo. Isóneas de A_y (cm²/m) en ELU de sismo.

Las imágenes anteriores muestran que en general las cuantías de armadura a disponer son ligeramente superiores a las normales para la armadura de reparto de un forjado unidireccional. En los paños de forjado adyacentes a las pantallas las cuantías son aún más elevadas, por lo que en estas zonas se requeriría de unas cuantías de armado más importante.

En las zonas de esquina es también preciso disponer un refuerzo específico. Estas zonas se han analizado integrando las cuantías de armadura en unas secciones de 0,60 m de ancho, obteniéndose las cuantías de armadura que se presentan a continuación.

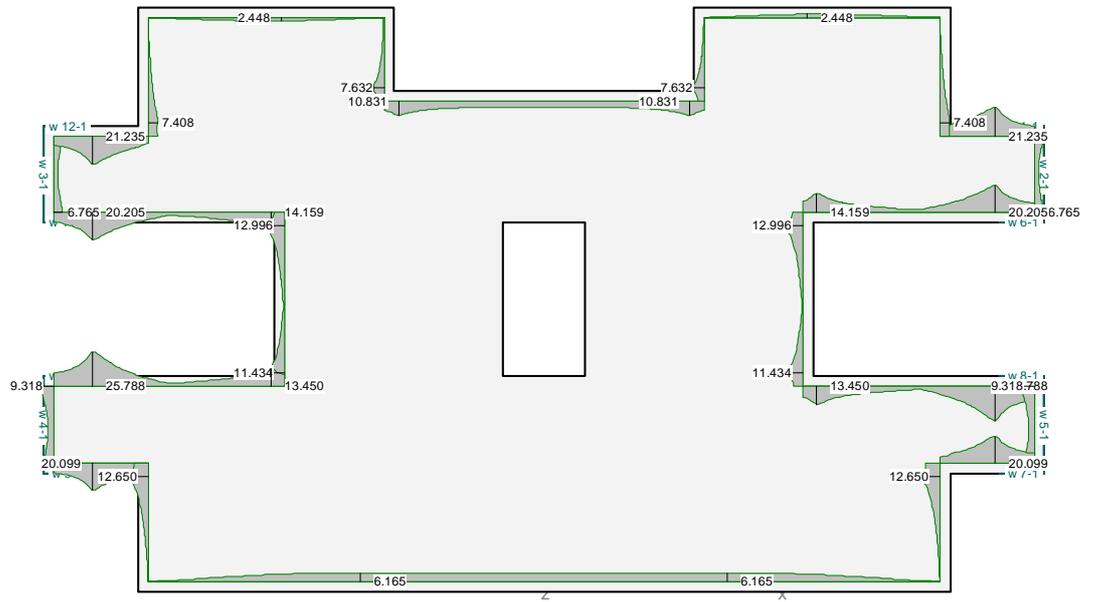


Figura 1.- Armadura a disponer, integrada en nervios de borde de 0,60 m de ancho.

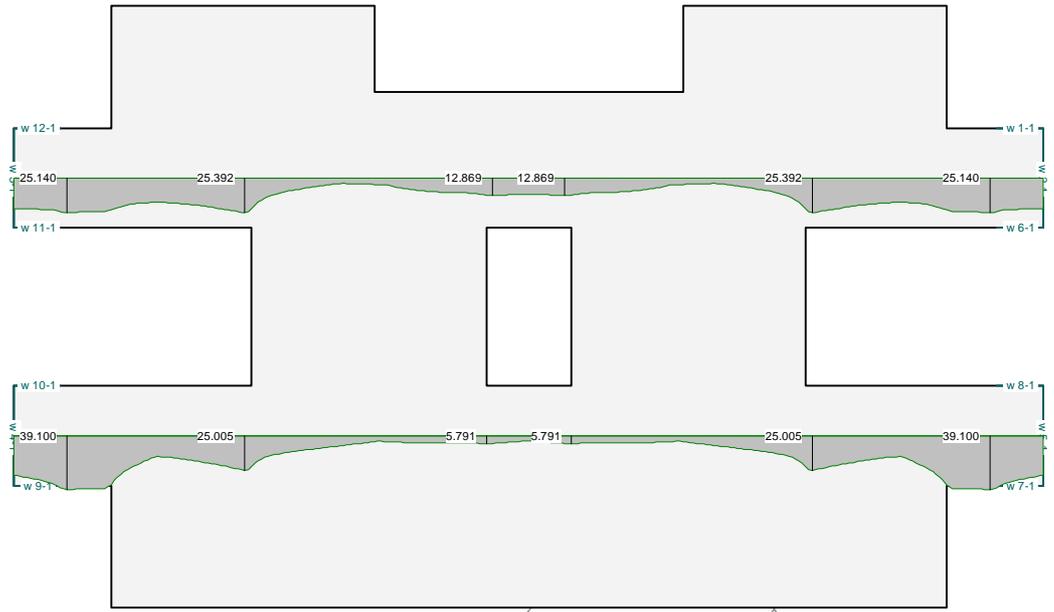


Figura 2.- A_{sx} en zonas adyacentes a pantallas. $A_{sx} = 39,10 / 2,90 = 13,50 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5.3.4 Croquis de elementos estructurales

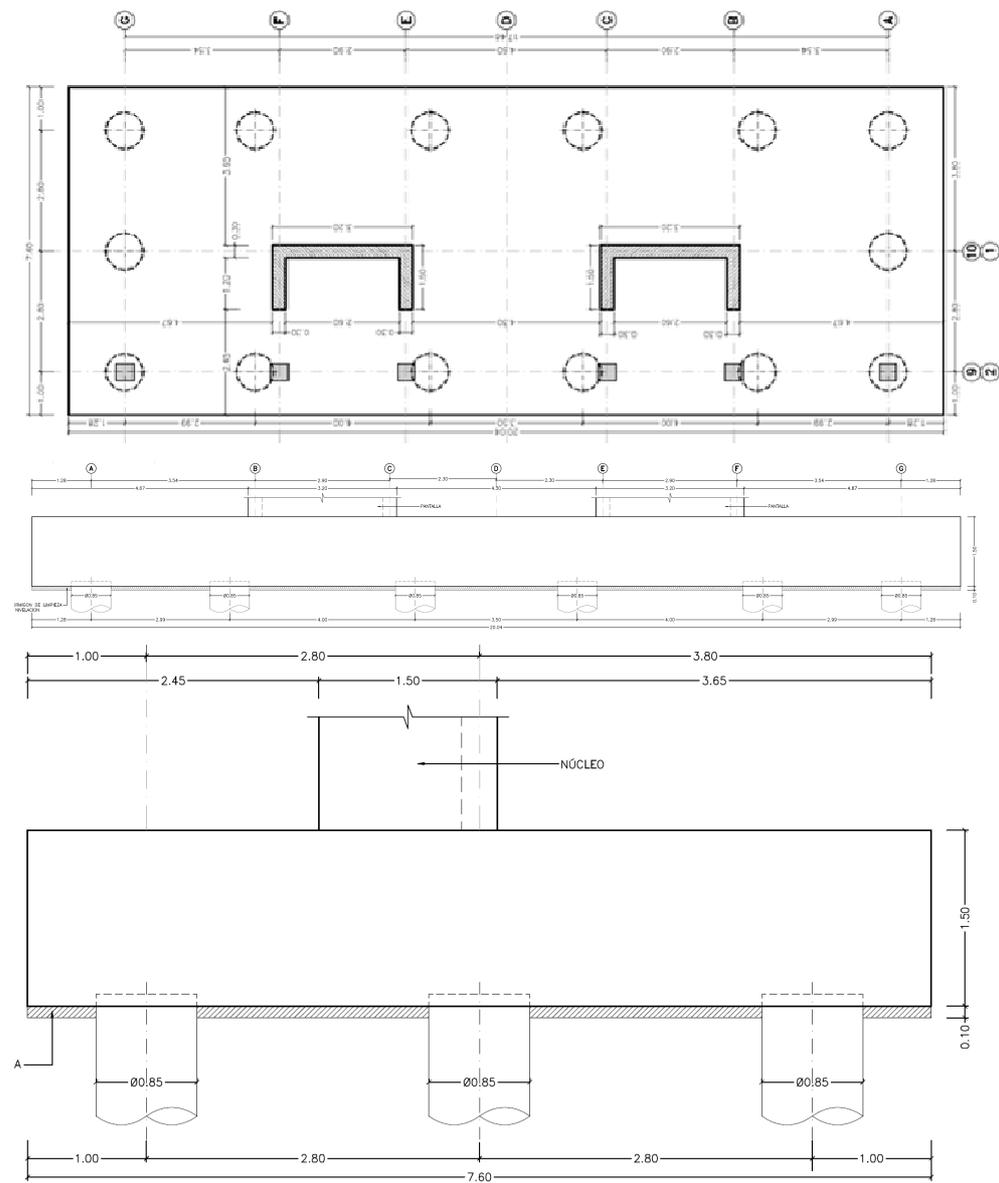


Figura93.- Edificio A, alternativa 2A. Planta y secciones del encepado.

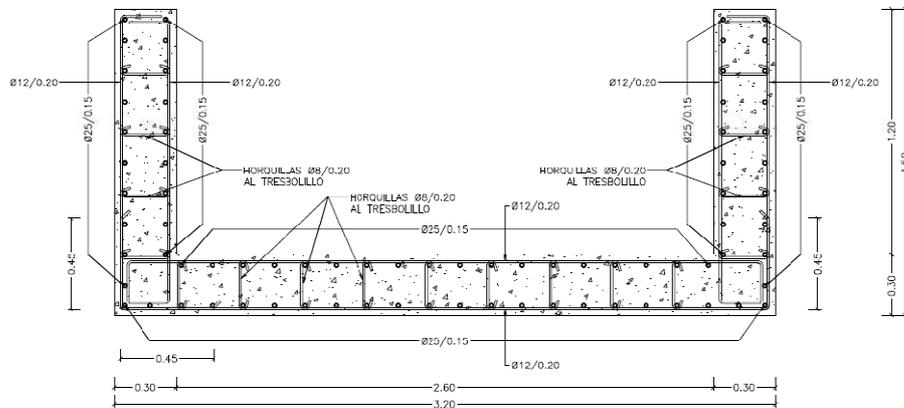


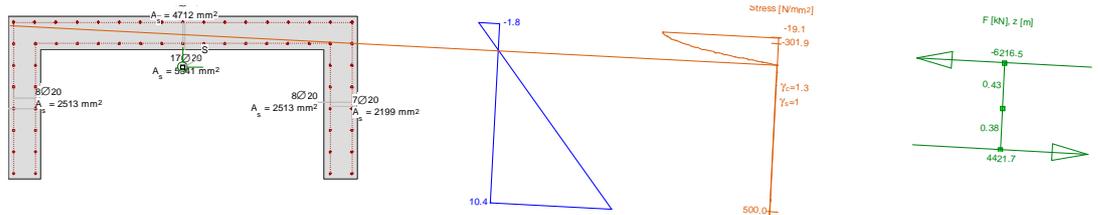
Figura94.- Edificio A, alternativa 2A. Armadura dispuesta en las pantallas de fachada.

5.4 ALTERNATIVA II – PANTALLAS PERIMETRALES – COEF. DUCTILIDAD $\mu = 2,00$

5.4.1 Pantallas

A continuación se presentan las comprobaciones seccionales en los arranques de las pantallas, correspondientes al ELU accidental de sismo, en los elementos apantallados de fachada, considerando un coeficiente de ductilidad $\mu = 2,00$.

Se presentan el análisis seccional para la combinación de esfuerzos de flexión más desfavorables en cada caso, así como un resumen de los esfuerzos considerados y de los coeficientes de seguridad obtenidos en cada caso.



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-1152.5	2674.8	2129.6	1.56
2	AP4: ELU SISMO	-877.5	810.2	6651.7	2.21

Como se puede observar en las figuras anteriores, los esfuerzos de cálculo estimados requieren de una cuantía de armadura de $\phi 20/0,10$.

En cuanto al cortante, se tienen los siguientes esfuerzos:

$$V_d = 475 \text{ kN en la dirección de los lados menores (SISMO X)}$$

$$V_d = 710 \text{ kN en la dirección de los lados menores (SISMO Y)}$$

En las figuras siguientes se muestran las cuantías de armadura transversal necesarias.

The screenshot shows a software interface for structural design, divided into several sections:

- Sección:** 30x320
- Inclinación de las bielas:** $\text{ctg } \theta = 1.0$, $\theta = 45^\circ$
- Inclinación de las armaduras:** $\alpha = 90.0^\circ$
- Parámetros de la sección:**
 - P_t [%]: 4
 - b_0 [m]: 0.30
 - d [m]: 3.15
 - z [m]: 2.83
- Tipos de control:**
 - Con armadura de cortante
 - Sin armadura de cortante
 - Control normal hormigón
 - Control indirecto hormigón
 - Armadura de compresión
- Diámetro de la armadura comprimida:** 12 [mm]
- Axil de cálculo (compresión +):**
 - N_d [kN]: 0.0
 - σ_{cd} [MPa]: 0.0
 - $P_{comprimida}$ [%]: 0.0
- Tensiones elásticas de cálculo (compresión +):**
 - σ_{xd} [MPa]: 0.0
 - σ_{yd} [MPa]: 0.0
 - θ_e [°]: 45.0
- Comprobación Dimensionamiento:**

ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	0.15	0.25	0.30	0.30
n° ramas	2	2	2	2
A_w [cm ² /m]	3.8	4.0	5.2	7.5
TIPO	1	1	1	1
V_{su} [kN]	427.5	456.0	593.8	855.0
V_{u2} [kN]	721.61	750.12	887.87	1149.13

TIPO 1: TIPO 2:
 V_{u1} [kN]: 5451.9 A_α [cm²/m]: 3.7
 V_{cu} [kN]: 294.1
 V_d [kN]: 710

5.4.2 Cimentaciones

ESFUERZOS ADMISIBLES EN PILOTES

El terreno de cimentación del edificio correspondiente al ejemplo A se ha caracterizado en toda la longitud de suelo reconocida en los sondeos como unas arcillas con algo de arena, moderadamente firmes. En los ensayos de penetración realizados en los sondeos se han medido valores del N del ensayo de penetración del orden de 15.

Así, la cimentación del edificio original estaba formada por pilotes de 55 o 65 cm de diámetro, con un pilote por cada pilar.

Para el dimensionamiento de las cimentaciones de los elementos encajados para absorber la acción del sismo se han empleado pilotes de 85 cm de diámetro.

Considerando un valor del tope estructural de 4000 kN/m², el axil máximo admisible por los pilotes será:

$$N_{adm} = 4000 \cdot 3,14 \cdot 0,85^2 / 4 = 2269 \text{ kN}$$

Por otro lado, y a la vista de los registros de los sondeos disponibles, se ha considerado que la transferencia de la carga anterior al terreno debe realizarse contando únicamente con la resistencia por fuste del pilote.

Considerando un valor de la resistencia por fuste de 70 kN/m², y un coeficiente de seguridad de 2,00 para la situación de sismo, en la que se tendrán los axiles más desfavorables en estos pilotes, se tiene que la longitud necesaria de pilote para poder soportar el axil correspondiente al tope estructural sería:

$$L = 2,00 \cdot 2260 / 3,14 \cdot 70,00 = 24,30 \text{ m}$$

Para esta longitud de pilote puede considerarse una resistencia al arrancamiento igual al 70% de la resistencia por fuste, es decir que el pilote es capaz de transferir al terreno una tracción de unos 1588 kN.

En cualquier caso, el esfuerzo máximo de tracción en el pilote se ha limitado a la capacidad resistente de su armadura, para la que se ha considerado una separación de barras de 15 cm y un diámetro $\varnothing 16$ mm, es decir 14 $\varnothing 16$. El axil de tracción admisible, considerando un valor de f_{yd} de 40 kN/cm², resulta 1125 kN.

DIMENSIONAMIENTO DEL ENCEPADO

Teniendo en cuenta los axiles admisibles anteriores, se han estimado los esfuerzos actuantes en los pilotes, tanteando diferentes configuraciones de éstos y por tanto diferentes dimensiones del encepado.

Finalmente se ha encajado para cada pantalla un encepado de 6pilotes de 0,85 m de diámetro, con unas dimensiones de 7,20 x 6,00 x 1,70 m.

Los esfuerzos actuantes en la base del encepado son los siguientes:

ESFUERZOS EN BASE DE PILARES - ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL						ESFUERZOS EN BASE DE ENCEPADO		
Envolvente	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRANSV} (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRANSV} (kNm)	N (kN)	M _{LONG} (kNm)	M _{TRANSV} (kNm)
C1	-1244.00	-139.50	-706.00	6489.00	2307.65	-3080.00	7689.20	2544.80
C2	-1244.00	-465.00	-211.80	1946.70	4138.50	-3080.00	2306.76	4929.00

La planta de los encepados encajado para los pilares de fachada se muestra en la imagen siguiente.

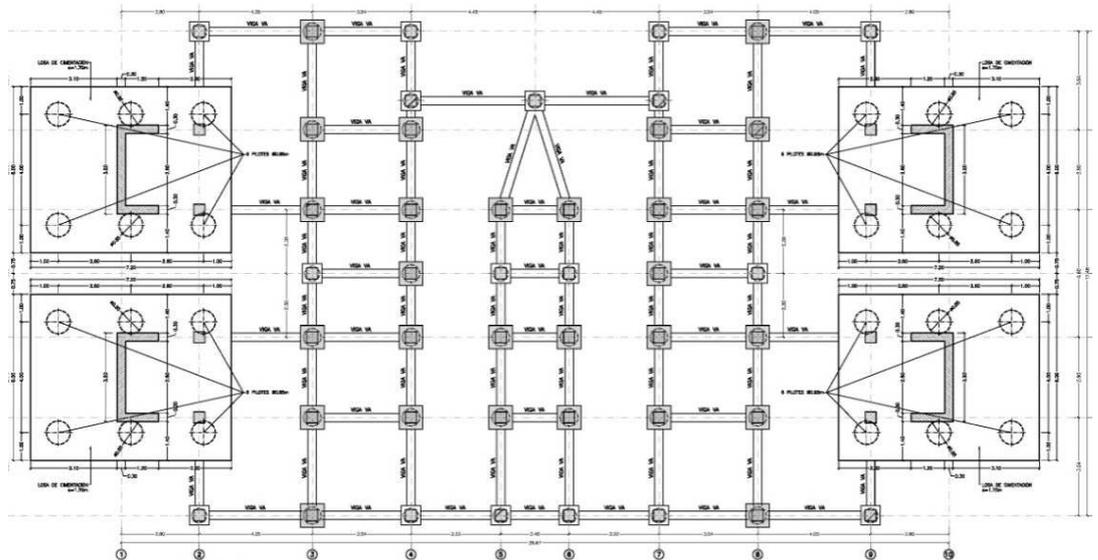


Figura95.- Planta de cimentación encajada considerando $\mu = 2,00$.

El reparto de axiles en el encepado se ha realizado considerando los pilotes articulados en el encepado, y este como un elemento infinitamente rígido.

Los axiles máximos y mínimos estimados han sido:

$$N_{min} = -1399 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 372 \text{ kN}$$

Para los valores de los axiles más desfavorables se han estimado los esfuerzos de tracción en las bandas longitudinal y transversal del encepado, considerando las distancias desde los pilotes de esquina al centro de gravedad de los elementos del núcleo.

Las distancias del eje del pilote al centro de gravedad de media pantalla son:

$$dx = 2,60 \text{ m}$$

$$dy = 0,90 \text{ m}$$

Es decir $d = 2,75 \text{ m}$

La tangente del ángulo θ que forma la biela comprimida es de 0,50 aproximadamente.

El ángulo α que forma la proyección en planta de la biela con el eje X es $19,10^\circ$.

Se tienen así los siguientes esfuerzos de tracción en las bandas de pilotes:

TRACCIÓN BAJO LA BIELA DEL PILOTE MÁS CARGADO

$$T_d = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} = \frac{N_{\text{pilote}}}{0,50}$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN X)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \cos \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \cos \alpha = 1,89 \cdot N_d$$

TRACCIÓN EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL ENCEPADO (DIRECCIÓN Y)

$$T_{\text{transv}} = T_d \cdot \sin \alpha = \frac{N_{\text{pilote}}}{\text{tg}\theta} \cdot \sin \alpha = 0,65 \cdot N_d$$

Resultan las siguientes cuantías:

$$A_{sx} = 1,375 \cdot 1399 / 50 = 53 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 1,45 \cdot 1399 / 50 = 19 \text{ cm}^2$$

ARMADURA SECUNDARIA

En cuanto a la armadura secundaria horizontal a disponer, se ha estimado la cuantía necesaria para disponer de una capacidad superior al 25% de la correspondiente a las bandas de armadura principal en cada dirección. Por tanto, se ha dispuesto:

EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL ENCEPADO

$$0,25 \cdot 10 \cdot 2,01 \cdot 3 / (7,20 - 3,00) = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL ENCEPADO

$$0,25 \cdot 7 \cdot 8,04 \cdot 2 / (6,00 - 2,00) = 7,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En cuanto a la armadura secundaria vertical a disponer, se ha estimado la cuantía a disponer para disponer de una capacidad mecánica superior a $N_d/1,50$, siendo N_d el esfuerzo máximo en el pilote más cargado, y se ha dispuesto finalmente una cuantía mínima de $1\text{c}\phi 16/0,20$.

5.4.3 Forjados - diafragmas

Las siguientes figuras muestran los valores de isóneas de armaduras a disponer en las direcciones X e Y para absorber los esfuerzos debidos al comportamiento del forjado como diafragma en el ELU accidental de sismo.

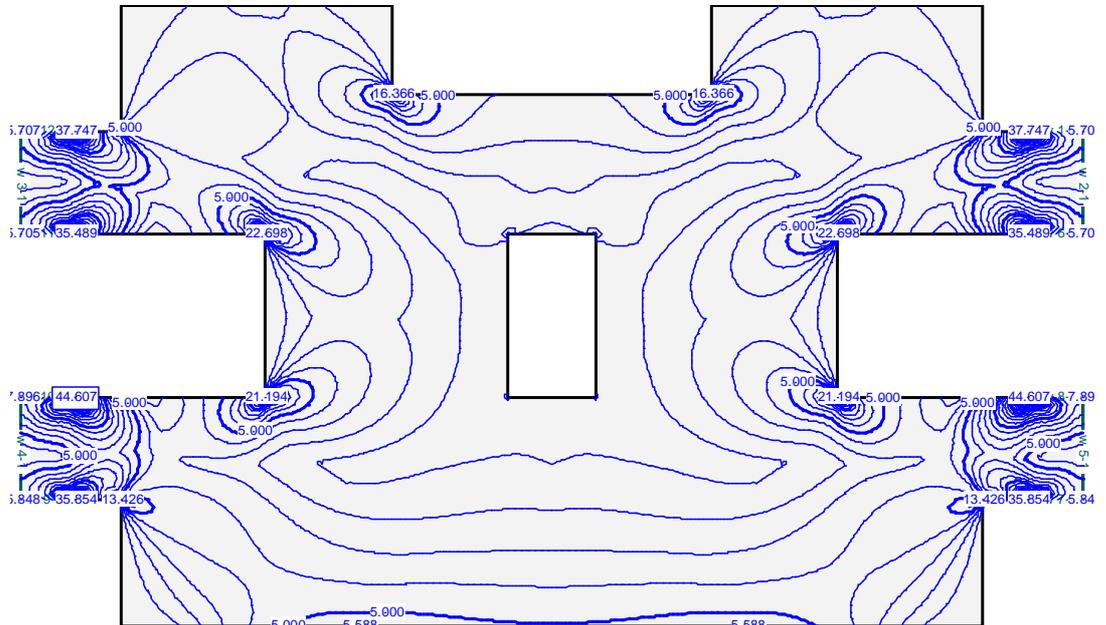


Figura 6.- ELU Sismo. Isóneas de A_x (cm²/m) en ELU de sismo.

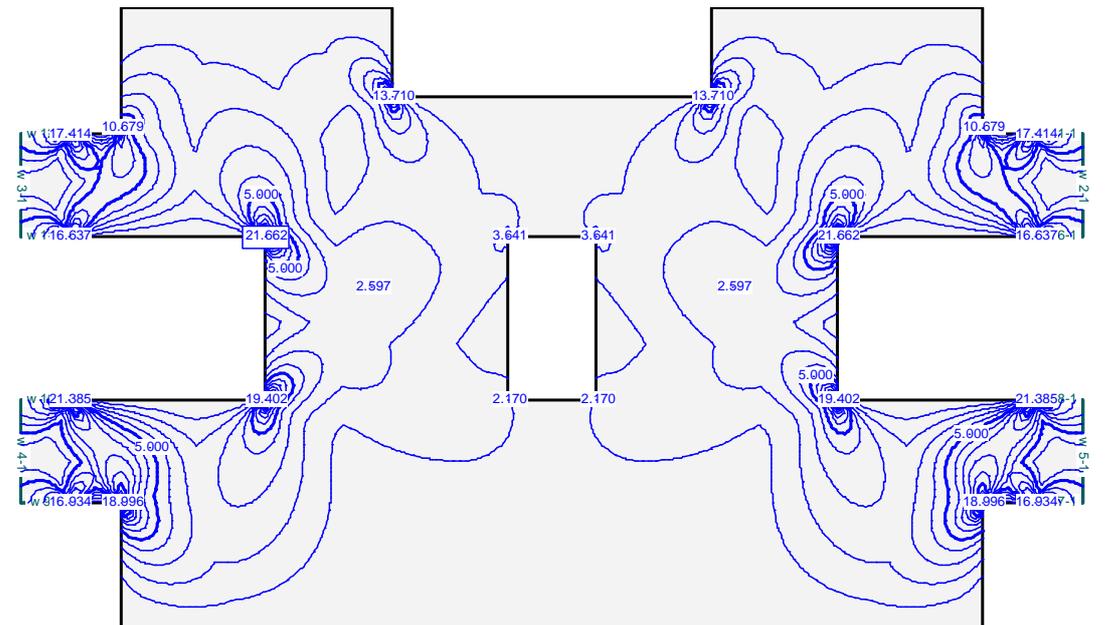


Figura 7.- ELU Sismo. Isóneas de A_y (cm²/m) en ELU de sismo.

Las imágenes anteriores muestran que en general las cuantías de armadura a disponer son reducidas, inferiores a las normales para la armadura de reparto de un forjado unidireccional. En los paños de forjado adyacentes a las pantallas las cuantías más elevadas, por lo que en estas zonas se requeriría de una cuantía de armado más elevada.

En las zonas de esquina es también preciso disponer un refuerzo específico. Estas zonas se han analizando integrando las cuantías de armadura en unas secciones de

0,60 m de ancho, obteniéndose las cuantías de armadura que se presentan a continuación.

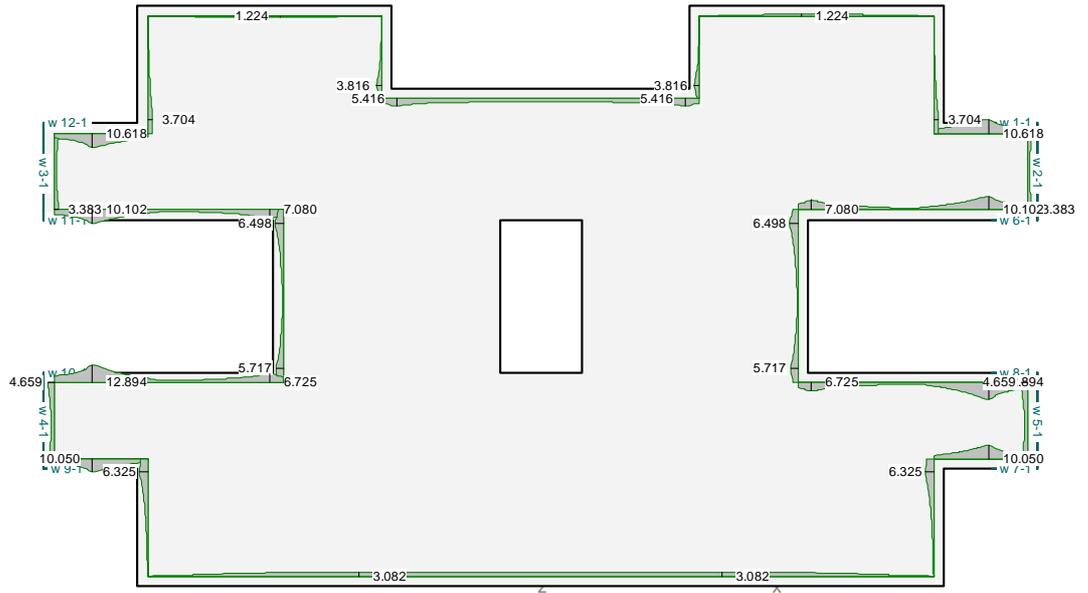


Figura 8.- Armadura a disponer, integrada en nervios de borde de 0,60 m de ancho.

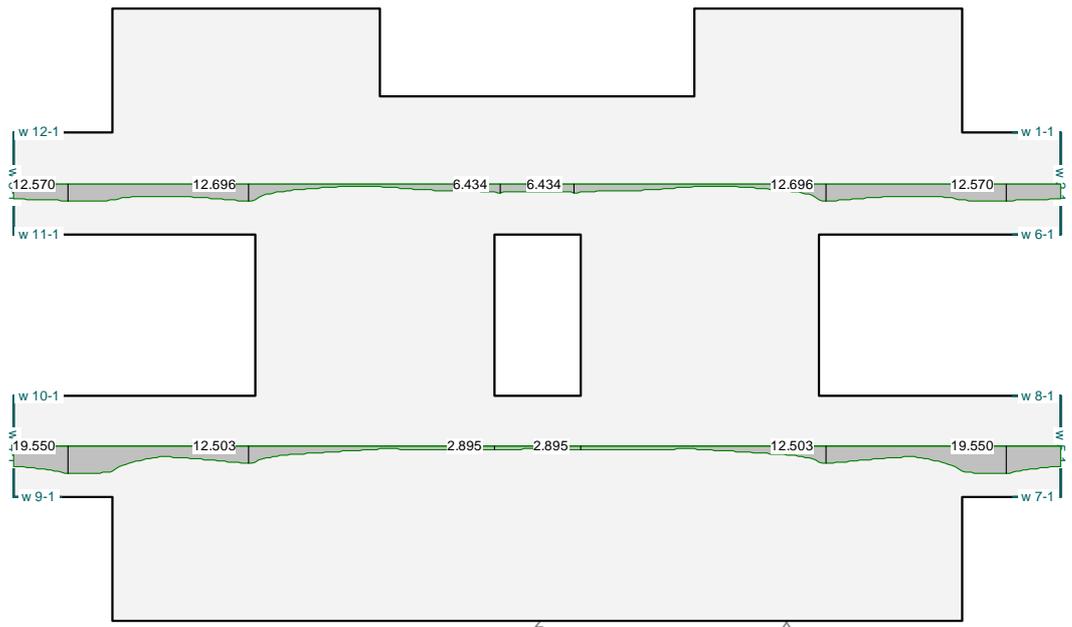


Figura 9.- A_{sx} en zonas adyacentes a pantallas. $A_{sx} = 19,55 / 2,90 = 6,55 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5.4.4 Croquis de elementos estructurales

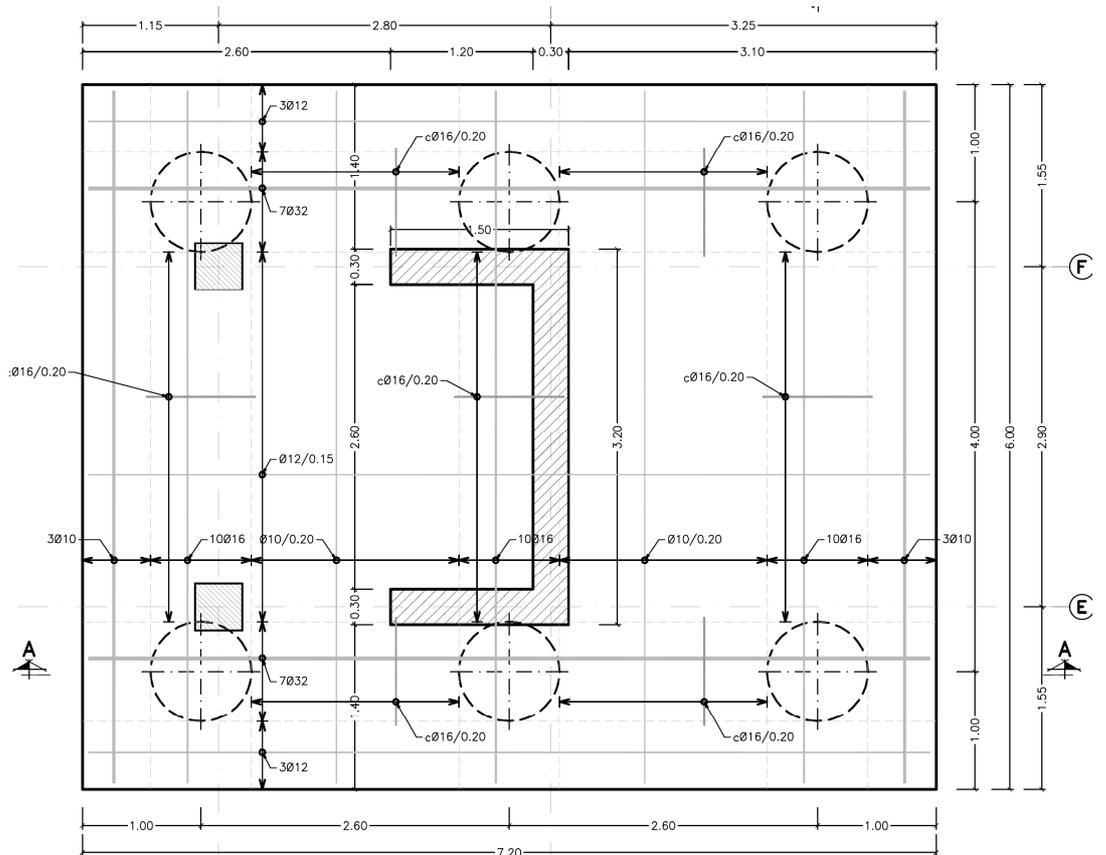


Figura 100.- Edificio A, alternativa 2B. Planta de encepado de pantallas de fachada.

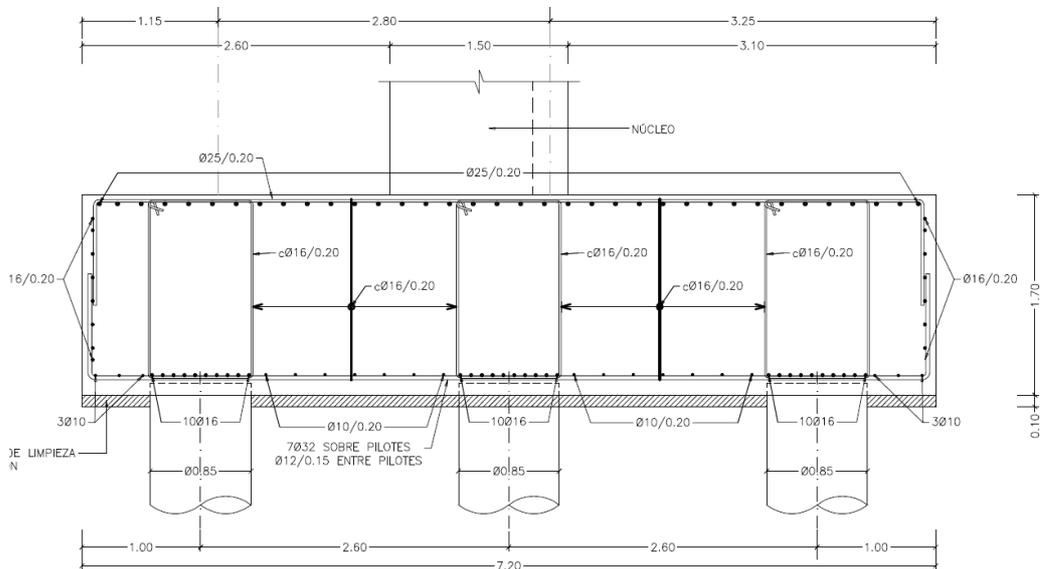


Figura 101.- Edificio A, alternativa 2B. Sección AA del encepado de pantallas de fachada.

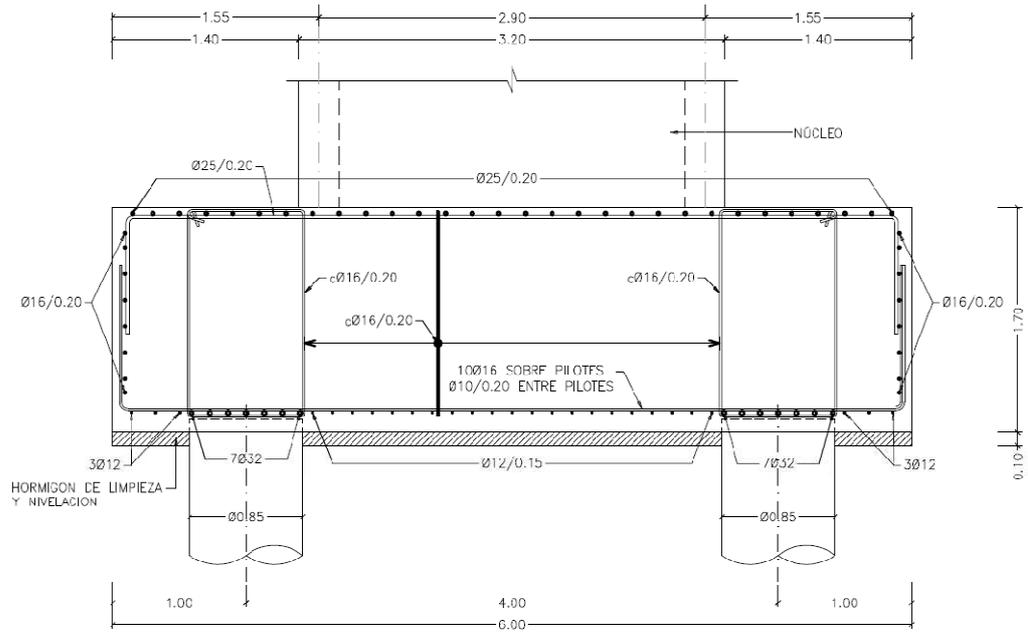


Figura 102.- Edificio A, alternativa 2B. Sección BB del encepado de pantallas de fachada.

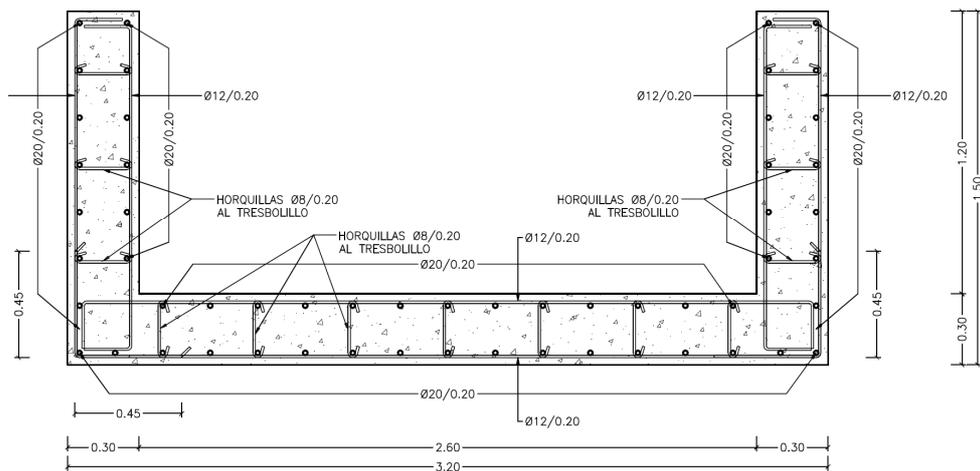


Figura 103.- Edificio A, alternativa 2B. Armadura dispuesta en las pantallas de fachada.

6 DETALLES NO ESTRUCTURALES

La NCSE establece en su artículo 4.2.4 que los elementos no estructurales, como muros de cerramiento y tabiquerías, que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones en la estructura, se deben tener en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural, y se deben comprobar para las acciones derivadas del cálculo, o bien que alternativamente, podrán adoptarse soluciones constructivas que aseguren que estos elementos no tienen una participación como elementos resistentes.

Las soluciones adoptadas en los ejemplos anteriores se basan en la disposición de elementos estructurales rígidos que sean capaces de soportar la totalidad de la acción sísmica.

Dentro de las dos alternativas de actuación planteadas por la NCSE-02 — bien considerar las fachadas y tabiques en el análisis estructural, o bien asegurar su no contribución — se ha optado por un control indirecto de esta segunda opción.

Para ello se ha comprobado que las diferencias de deformaciones entre plantas debidas al sismo no superan los valores más restrictivos impuestos en otras normativas sismorresistentes, en concreto el UNE-EN 1998-1-1 en su apartado 4.4.3.2.

Las deformaciones a comprobar son las mismas con independencia del coeficiente de comportamiento por ductilidad que se considere, dado que los valores obtenidos en el modelo han de afectarse por el coeficiente de comportamiento $q = 1/\mu$.

En el caso más restrictivo, se limita la diferencia de deformaciones entre dos plantas consecutivas a un valor igual al 5‰ de la altura de la planta. Esta limitación se refiere a edificios que tengan elementos no estructurales frágiles adosados a los elementos estructurales. Por otro lado, el EN-1998-1-1 establece que estas limitaciones de deformaciones se refieren a eventos sísmicos con una probabilidad de ocurrencia mayor que el sismo de diseño, por lo que permite afectar las deformaciones estimadas en esta situación por un factor v que tiene en cuenta que el periodo de retorno del sismo para el que se realiza esta verificación es menor que el sismo de cálculo.

El valor recomendado para este coeficiente es de 0,50.

6.1 ALTERNATIVA I – NÚCLEO CENTRAL

Las deformaciones estimadas en el edificio del ejemplo A con la solución de núcleo central se presentan a continuación.

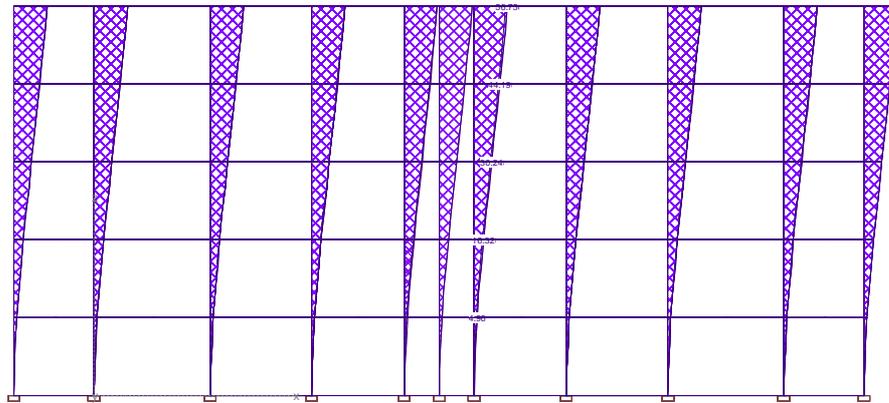


Figura104.- Deformaciones debidas al sismo en dirección X para la solución de núcleo central.

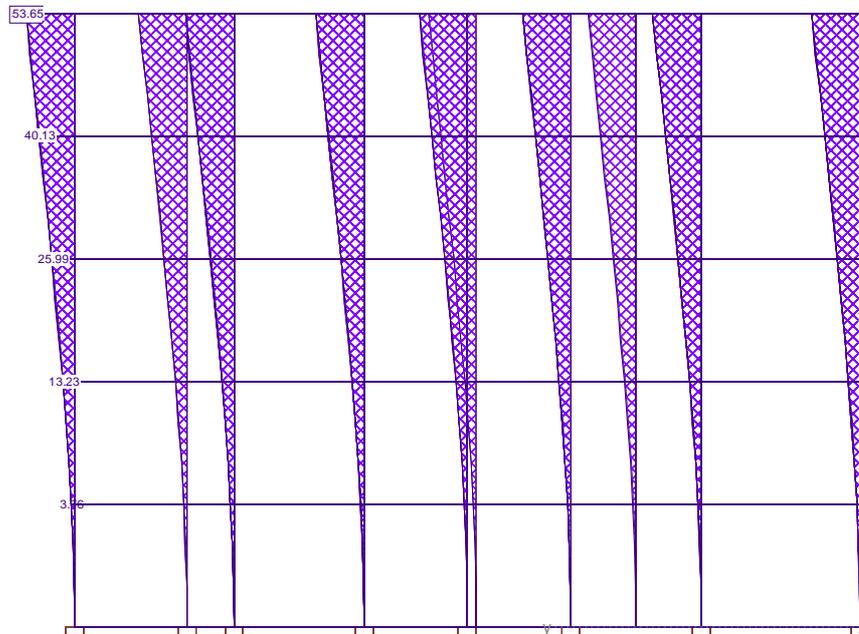


Figura105.- Deformaciones debidas al sismo en dirección Y para la solución de núcleo central.

El análisis de las deformaciones anteriores muestra que los valores de las diferencias de deformaciones entre plantas superan muy ligeramente los valores máximos recomendados para la situación del sismo de cálculo.

EDIFICIO A - ANÁLISIS DEFORMACIONES - NÚCLEO CENTRAL									
PLANTA	Altura	SISMO X	SISMO Y	v	PLANTAS	SISMO X		SISMO Y	
	z [m]	dx [mm]	dy [mm]			Δdx [mm]	$v \cdot \Delta dx / H$	Δdx [mm]	$v \cdot \Delta dy / H$
Cubierta	13.75	56.00	54.00	1.00	Cubierta - Planta 4	12.00	0.0044	14.00	0.0051
Planta 4	11.00	44.00	40.00		Planta 4 - Planta 3	14.00	0.0051	14.00	0.0051
Planta 3	8.25	30.00	26.00		Planta 3 - Planta 2	14.00	0.0051	13.00	0.0047
Planta 2	5.50	16.00	13.00		Planta 2 - Planta 1	11.00	0.0040	9.00	0.0033
Planta 1	2.75	5.00	4.00		Planta 1 - Cimentación	5.00	0.0018	4.00	0.0015
Cimentación	0.00	0.00	0.00						

Dado que las limitaciones de deformación se refieren en EN-198-1-1 a un sismo de mayor probabilidad de ocurrencia que el de cálculo, se han analizado los resultados

considerando un valor del coeficiente reductor conforme a los valores recogidos en EN-1998-1-1, quedando muy por debajo de los valores máximos permitidos.

EDIFICIO A - ANÁLISIS DEFORMACIONES - NÚCLEO CENTRAL									
PLANTA	Altura	SISMO X	SISMO Y	v	PLANTAS	SISMO X		SISMO Y	
	z [m]	dx [mm]	dy [mm]			Δdx [mm]	$v \cdot \Delta dx / H$	Δdx [mm]	$v \cdot \Delta dy / H$
Cubierta	13.75	56.00	54.00	0.50	Cubierta - Planta 4	12.00	0.0022	14.00	0.0025
Planta 4	11.00	44.00	40.00		Planta 4 - Planta 3	14.00	0.0025	14.00	0.0025
Planta 3	8.25	30.00	26.00		Planta 3 - Planta 2	14.00	0.0025	13.00	0.0024
Planta 2	5.50	16.00	13.00		Planta 2 - Planta 1	11.00	0.0020	9.00	0.0016
Planta 1	2.75	5.00	4.00		Planta 1 - Cimentación	5.00	0.0009	4.00	0.0007
Cimentación	0.00	0.00	0.00						

6.2 ALTERNATIVA II – PANTALLAS PERIMETRALES

Las deformaciones estimadas en el edificio del ejemplo A con la solución de pantallas perimetrales en la fachada se presentan a continuación.

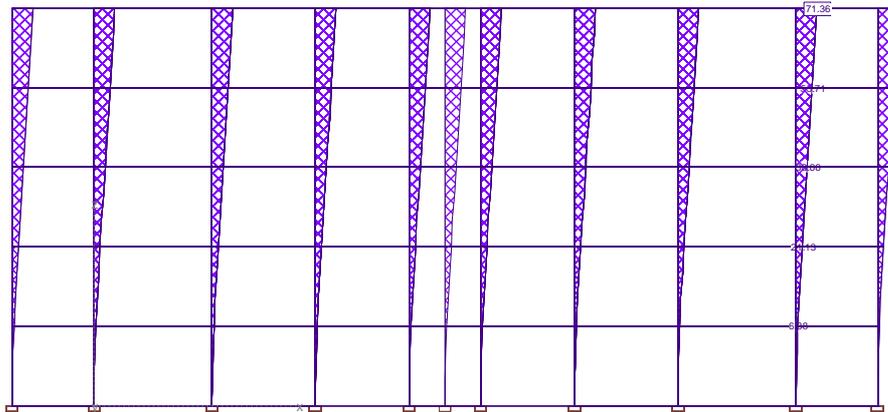


Figura106.- Solución de pantallas en fachada. Deformaciones debidas al sismo en dirección X.

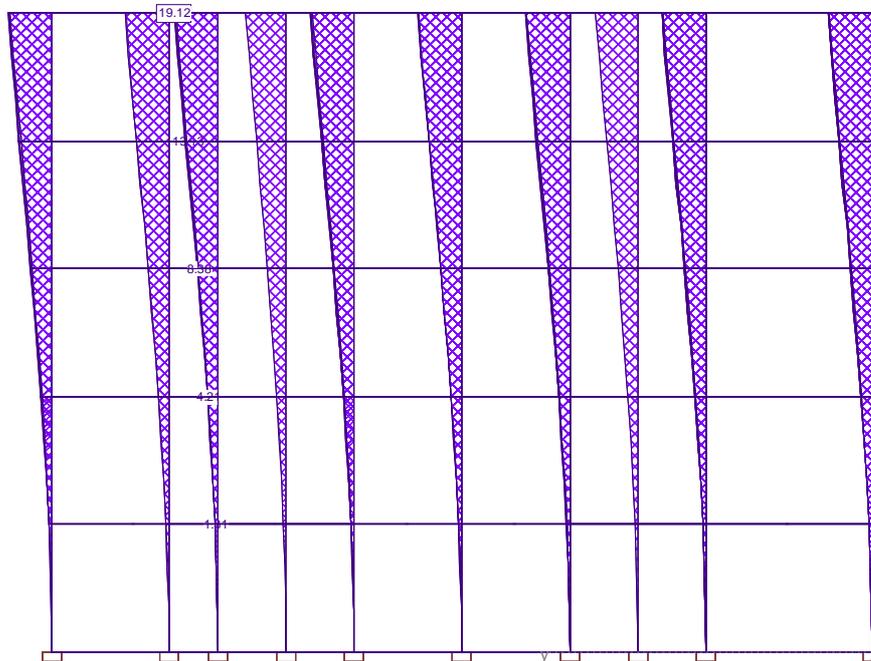


Figura107.- Solución de pantallas en fachada. Deformaciones debidas al sismo en dirección Y.

El análisis de las deformaciones anteriores muestra que los valores de las diferencias de deformaciones entre plantas superan en un 20% los valores máximos recomendados para las deformaciones en la dirección X, que es la más desfavorable por tener los elementos apantallados una rigidez menor.

EDIFICIO A - ANÁLISIS DEFORMACIONES - PANTALLAS PERIMETRALES									
PLANTA	Altura	SISMO X	SISMO Y	v	PLANTAS	SISMO X		SISMO Y	
	z [m]	dx [mm]	dy [mm]			Δdx [mm]	$\Delta dx/H$	Δdx [mm]	$\Delta dy/H$
Cubierta	13.75	71.00	19.00	1.00	Cubierta - Planta 4	15.00	0.0055	6.00	0.0022
Planta 4	11.00	56.00	13.00		Planta 4 - Planta 3	17.00	0.0062	4.00	0.0015
Planta 3	8.25	39.00	9.00		Planta 3 - Planta 2	18.00	0.0065	5.00	0.0018
Planta 2	5.50	21.00	4.00		Planta 2 - Planta 1	15.00	0.0055	3.00	0.0011
Planta 1	2.75	6.00	1.00		Planta 1 - Cimentación	6.00	0.0022	1.00	0.0004
Cimentación	0.00	0.00	0.00						

Dado que las limitaciones de deformación se refieren en EN-198-1-1 a un sismo de mayor probabilidad de ocurrencia que el de cálculo, se han analizado los resultados considerando un valor del coeficiente reductor conforme a los valores recogidos en EN-1998-1-1, quedando muy por debajo de los valores máximos permitidos.

EDIFICIO A - ANÁLISIS DEFORMACIONES - PANTALLAS PERIMETRALES									
PLANTA	Altura	SISMO X	SISMO Y	v	PLANTAS	SISMO X		SISMO Y	
	z [m]	dx [mm]	dy [mm]			Δdx [mm]	$\Delta dx/H$	Δdx [mm]	$\Delta dy/H$
Cubierta	13.75	71.00	19.00	0.50	Cubierta - Planta 4	15.00	0.0027	6.00	0.0011
Planta 4	11.00	56.00	13.00		Planta 4 - Planta 3	17.00	0.0031	4.00	0.0007
Planta 3	8.25	39.00	9.00		Planta 3 - Planta 2	18.00	0.0033	5.00	0.0009
Planta 2	5.50	21.00	4.00		Planta 2 - Planta 1	15.00	0.0027	3.00	0.0005
Planta 1	2.75	6.00	1.00		Planta 1 - Cimentación	6.00	0.0011	1.00	0.0002
Cimentación	0.00	0.00	0.00						

7 CONSIDERACIONES ECONÓMICAS

Se presenta a continuación una estimación del coste de las actuaciones planteadas en los ejemplos anteriores.

Esta estimación se ha realizado como sigue:

- Se han medido los elementos de cimentación y estructurales de la solución del proyecto original del ejemplo.
- Se han medido los elementos de cimentación y estructurales de la solución desarrollada en cada uno de los ejemplos.
- Se han aplicado unos precios actuales para las unidades de obra consideradas.
- Se ha estimado el incremento de coste que supondría a día de hoy prever la ejecución de este tipo de elementos en la ejecución de este edificio.
- A partir del incremento de presupuesto anterior se ha obtenido la cuantía de sobrecoste de ejecución por m² construido.

7.1 ALTERNATIVA I – NÚCLEO CENTRAL

Los incrementos de medición y la valoración económica de las actuaciones se presentan en la siguiente tabla.

EDIFICIO A. ALTERNATIVA 1B						
Elemento estructural	Superficie [m ²]	Hormigón [m ³]	Acero [kg]	Encofrado [€]	Hormigonado [€]	Acero [€]
Cimentación						
Losa	65.61	98.42	9834.73	2421.19	8215.32	12785.15
Pilotes Ø850	0.57	105.54	4246.80	-	20665.54	5520.84
Elementos de soporte						
Núcleo Central	198.04	59.41	10692.73	1732.86	5291.87	13900.55
					TOTAL [€]	70533.32

Como se ve, el incremento de presupuesto de ejecución material estimado es de aproximadamente 71000€

Considerando una superficie de 395 m² por planta, y que se tienen 6 plantas en total (cimentación, cuatro plantas y cubierta), el incremento de precio de ejecución material por metro cuadrado estimado es de algo menor de 30,00 €/m².

7.2 ALTERNATIVA II – PANTALLAS PERIMETRALES

Los incrementos de medición y la valoración económica de las actuaciones se presentan en la siguiente tabla.

EDIFICIO A. ALTERNATIVA 2B						
Elemento estructural	Superficie [m ²]	Hormigón [m ³]	Acero [kg]	Encofrado [€]	Hormigonado [€]	Acero [€]
Cimentación						
Losa	165.98	282.17	16466.46	6124.68	23552.45	21406.40
Pilotes Ø850	0.57	229.40	9226.99	-	44918.58	11995.09
Elementos de soporte						
Pantallas de fachada	290.27	87.08	10806.46	2539.83	7756.22	14048.40
					TOTAL [€]	132341.64

Como se ve, el incremento de presupuesto de ejecución material estimado es de aproximadamente 132000 € El incremento de precio de ejecución material por metro cuadrado estimado es ligeramente superior a los 56,00 €/m².

EJEMPLO B

1 BREVE DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El Ejemplo B corresponde a un edificio de planta aproximadamente rectangular, de dimensiones 30,00 x 17,50 m. La planta del edificio es simétrica respecto a un eje paralelo a su dimensión menor, pero presenta claras asimetrías en la dirección ortogonal, dado que el edificio es bastante estrecho y los núcleos de comunicación se encuentran adosados a uno de los lados mayores del edificio.

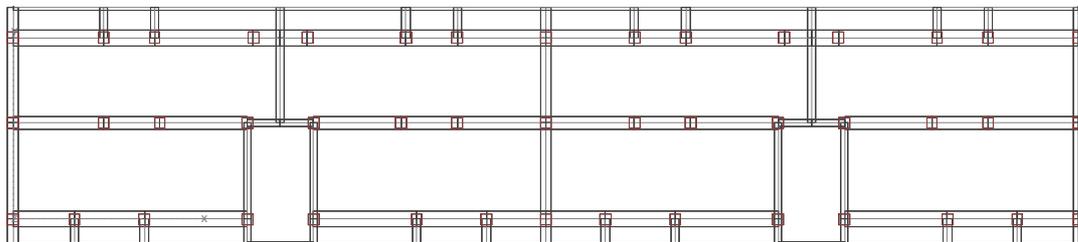


Figura 108.- Planta tipo del edificio del Ejemplo B.

El edificio consta de planta baja+4. Sobre la planta cuarta se tiene una cubierta plana.

La estructura del edificio está formada por una serie de pórticos de hormigón armado, paralelos a su dimensión mayor, sobre los que se apoya un forjado unidireccional, con luces máximas del orden de 3,60 m. Las luces máximas entre pilares de los pórticos son de unos 3,80 m.

La altura entre plantas es de 2,80 m.

Las fachadas están formadas, de acuerdo con la información disponible, por un muro exterior de ½ pie de ladrillo, una cámara de aire y un tabique interior de 4,5 cm de espesor.

El edificio se encuentra en una calle en pendiente, lo que a los efectos del presente ejemplo constituye una particularidad importante, puesto que en la parte alta de la calle el nivel de planta baja coincide con el nivel de la calle, y en la parte baja de la calle el nivel de planta baja se sitúa casi una planta sobre el nivel de la calle.

La solución más habitualmente empleada en casos de edificios en pendiente es la ejecución de un muro de sótano hasta el nivel de la calle, y la ejecución de unos pilares que nacen de la coronación del muro y que tienen, por tanto, altura variable. Esta variación en la altura de los pilares hace que los situados en la parte alta de la calle, más cortos que el resto, sean proporcionalmente mucho más rígidos y son elementos en los que se concentra el daño en caso de sismo.

En el desarrollo de este ejemplo se ha sustituido esta solución por un muro que alcance e nivel de planta baja.

Las características del terreno de cimentación, que se describen en detalle al definir la acción sísmica, permiten el empleo de una cimentación superficial.

2 BASES DE CÁLCULO

2.1 NORMATIVA

A continuación se presenta una relación de las normas, instrucciones o reglamentos y recomendaciones consideradas en el desarrollo de los ejemplos de aplicación de la guía.

REGLAMENTACIÓN TÉCNICA

Código Técnico de la Edificación, CTE.

Aprobado por Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo.

Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02).

Aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre.

Instrucción de hormigón estructural, EHE-08.

Aprobada por Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio.

Instrucción de acero estructural, EAE.

Aprobada por Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.

Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación

RECOMENDACIONES TÉCNICAS

Guía de Planificación de Estudios Geotécnicos para Edificación en la Región de Murcia.

Publicada por Orden de 27 de marzo de 2007, de la Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes.

UNE-EN 1998-1-1. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.

Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación

2.2 HIPÓTESIS DE CARGA

Las acciones consideradas en los ejemplos desarrollados en el presente documento son las siguientes.

2.2.1 Cargas Permanentes

PESO PROPIO

Para la estimación del peso propio de la estructura se ha supuesto un peso específico de los distintos materiales de:

- Acero estructural 78,50 kN/m³
- Hormigón 25,00 kN/m³

El peso de los forjados unidireccionales se ha estimado en 3,00 kN/m², de acuerdo con las recomendaciones para forjados de esta tipología con luces menores de 5,00 m y cantos inferiores a 0,28 m recogidas en la Tabla C.5 del Anejo C del Documento Básico AE del CTE.

CARGA MUERTA

Se ha considerado una carga muerta de 2,00 kN/m² en todas las plantas.

TABIQUERÍA

Se ha considerado un peso propio de la tabiquería de 1,00 kN/m² en toda la superficie, de acuerdo con las indicaciones recogidas en el apartado 2.1 del Documento Básico AE del CTE para edificios de viviendas.

CERRAMIENTOS DE FACHADA

Se ha estimado el peso de los cerramientos de fachas conforme a la información recogida en los planos de proyecto, obteniéndose valores ligeramente inferiores a los recogidos en la Tabla C.5 del Anejo C del Documento Básico AE del CTE, por lo que se ha adoptado un peso de los cerramientos de fachada de 3,50 kN/m en cubierta y de 7,00 kN/m en el resto de plantas.

2.2.2 Sobrecarga de uso

PLANTAS BAJO CUBIERTA

Los forjados de plantas bajo cubierta se han considerado, de acuerdo con la clasificación del CTE, plantas con una categoría de uso A – ZONAS RESIDENCIALES, y con una subcategoría A1 – VIVIENDAS Y ZONAS DE HABITACIONES, por lo que se ha considerado una sobrecarga de uso de 2,00 kN/m².

CUBIERTA

El forjado de cubierta se ha considerado, de acuerdo con la clasificación del CTE, con una categoría de uso G – CUBIERTAS ACCESIBLES SÓLO PARA CONSERVACIÓN, y con una subcategoría G1 – CUBIERTAS CON INCLINACIÓN MENOR A 20°, por lo que se ha considerado una sobrecarga de uso de 1,00 kN/m².

2.2.3 Sobrecarga de nieve

La sobrecarga de nieve a considerar es de 0,20 kN/m².

Dado que este valor de la sobrecarga es inferior a la sobrecarga de uso en cubierta, no se ha considerado en los análisis realizados.

2.2.4 Acción del viento

Las acciones de presión y succión debidas a la acción del viento sobre los paramentos del edificio se han obtenido de las expresiones recogidas en el Código Técnico de la Edificación. Los parámetros considerados para el cálculo de la presión son:

- Presión dinámica básica del viento se considera de 0,45 kN/m², correspondiente a una velocidad básica del viento de 27 m/s.
- El valor del coeficiente de exposición C_e para una zona con grado de aspereza tipo IV y una altura de unos 15,00 m es de 2,10.
- El coeficiente de presión eólico c_p se ha estimado a partir de la altura y dimensiones en planta de los edificios.

En el edificio B el coeficiente eólico toma un valor de 1,50 en la dirección paralela a la dimensión mayor del edificio y de 1,10 en la dirección perpendicular.

De esta manera, la presión de viento toma los siguientes valores:

EDIFICIO /Presión (kN/m ²)	Dir X	Dir Y
B	1,42	1,04

2.2.5 Acción sísmica – Edificio B

Para la definición de la acción sísmica de cálculo se ha considerado:

- Que el edificio se encuentra situado en la ciudad de Lorca.
- Que de acuerdo con el Art. 1.2.2 de la NCSE-02, los edificios de viviendas pueden clasificarse como edificios de importancia normal.
- Que el terreno de cimentación está formado, según el parte de los testigos, por un espesor de unos 0,60 m de rellenos de valor geotécnico despreciable, bajo el cual se tienen unas “arenas con bastante grava y algo de finos limoarcillosos de color marrón grisáceo y con una compacidad media a densa” en el resto de la profundidad de los sondeos realizados, de unos 18,00 m de longitud.

A partir de los datos anteriores se han adoptado o deducido los siguientes valores:

Aceleración sísmica básica	$a_b = 0,12 \cdot g$
Coeficiente de contribución de la falla Azores Gibraltar	$K = 1,00$
Coeficiente adimensional de riesgo	$\rho = 1,00$
Coeficiente de terreno	$C = 1,45$
Tensión admisible en el terreno (ELU Accidental)	$\sigma_{adm} = 0,26 \text{ MPa}$

En relación al coeficiente de terreno C, se ha considerado en primer lugar que en las partes de los sondeos se aporta la descripción previamente citada, asignando a las arenas con grava una compacidad media a densa. Este tipo de clasificaciones introducen una cierta subjetividad al clasificar el terreno en tipos para definir la acción sísmica, por lo que a falta de datos de velocidades de propagación de las ondas elásticas transversales se han empleado, de acuerdo con las recomendaciones de la Guía, los comentarios de la parte de puentes de la norma de construcción sismorresistente (NCSP-07) que permite clasificar el tipo de terreno en función de la resistencia a compresión de los suelos y de los resultados de ensayos de penetración.

En este caso se tienen valores del N del ensayo de penetración medidos en una longitud de sondeos de unos 18 m. Los valores obtenidos varían entre 15 en la parte más superficial, y 42 en el fondo del sondeo. Dado que los valores disponibles muestran un crecimiento con la profundidad (15-16-18-22-25-32-36-42), se ha tomado un valor medio ponderado de N de 28. Este valor es aproximadamente la media de los valores mínimos del N correspondientes a los terrenos tipo II y tipo III, por lo que el valor ponderado de C se ha tomado como la media de los correspondientes a estos dos terrenos, es decir 1,45.

Los valores anteriores permiten obtener el valor del coeficiente S de amplificación del terreno, y la aceleración de cálculo, mediante las expresiones siguientes:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,10 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Obteniéndose así:

Coeficiente de amplificación del terreno $S = 1,15$

Aceleración de cálculo $a_c = 0,138 \cdot g$

Dado que la estructura de los edificios es de hormigón armado, se ha considerado un valor del amortiguamiento del material del 5%.

En cuanto al coeficiente de comportamiento por ductilidad, el valor adoptar depende de la configuración estructural del edificio, de los materiales empleados, de la existencia de detalles estructurales y constructivos coherentes con el valor adoptado, y con el hecho de que el empleo de la ductilidad como herramienta de proyecto implica la existencia de daños, por lo que debe ser un parámetro pactado con el cliente final.

En este sentido, el autor del proyecto debe ser consciente de que la ductilidad permite contemplar una reducción de los esfuerzos debidos a la acción sísmica, reducción que implícitamente supone que se formen rótulas plásticas, en sitios adecuadamente establecidos de acuerdo con el proyecto realizado, y que esta formación de rótulas lleva aparejada la existencia de daños. Por otro lado, la adopción de un criterio de comportamiento dúctil requiere que las deformaciones estimadas con estas hipótesis sean admisibles, sin causar daños en tabiquerías y cerramientos.

Así, se han realizado dos análisis considerando dos valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad. En primer lugar se ha tomado un valor del coeficiente $\mu=1$, factor que supone despreciar completamente la capacidad de disipación de energía por deformación de la propia estructura, y posteriormente se ha considerado un valor de $\mu=2$, correspondiente al valor permitido por la normativa para una configuración estructural en la que se empleen losas, reticulados o vigas planas.

Como se verá más adelante, se ha planteado una concepción estructural frente al sismo consistente en la disposición de una serie de pantallas de hormigón. Esta configuración estructural permitiría, en estricto cumplimiento de la normativa, adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad de $\mu=3$, pero se ha optado por un valor más conservador para reducir daños en los elementos estructurales y limitar las deformaciones que afectarían a los elementos no estructurales.

Los períodos característicos considerados del espectro de respuesta definido en la norma son los siguientes:

$$T_A = 0.145s \quad T_B = 0.580s$$

En la siguiente figura se muestra el espectro de cálculo obtenido a partir de los valores anteriores para un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad de $\mu= 1,00$.

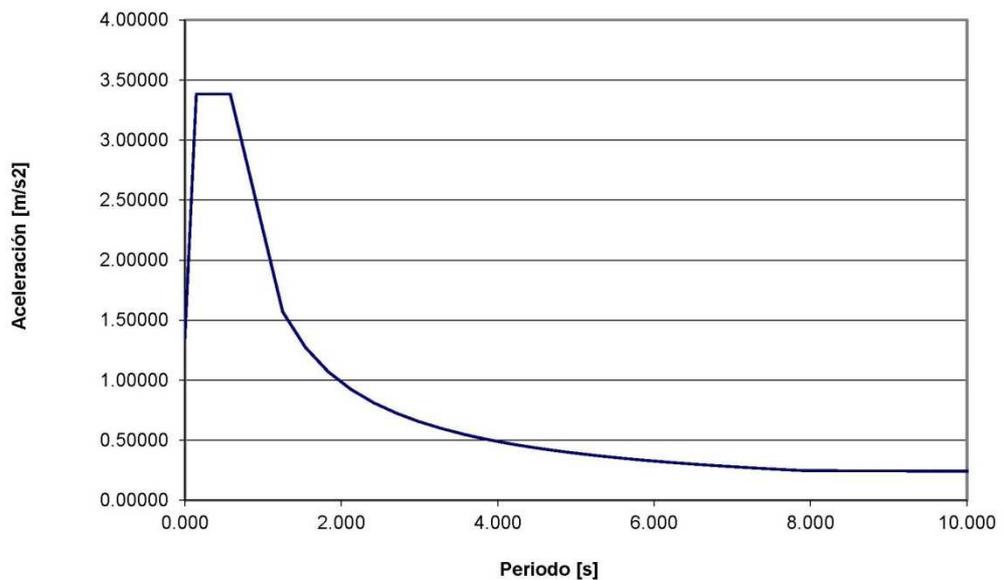


Figura109.- Espectro de cálculo para un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu= 1,00$.

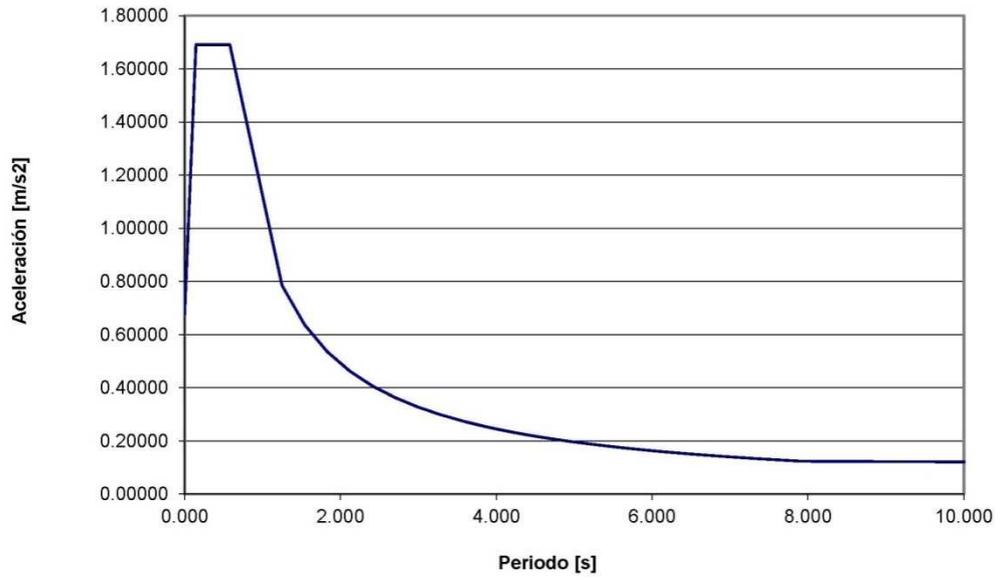


Figura 110.- Espectro de cálculo para un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu= 2,00$.

2.3 FORMATO DE SEGURIDAD

2.3.1 Coeficientes de mayoración de acciones

Se han considerado los siguientes coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límites Últimos, tomados de la Tabla 12.1.a de la Instrucción EHE.

TIPO DE ACCIÓN	SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA		SITUACIÓN ACCIDENTAL	
	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Se han considerado los siguientes coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límites de Servicio, tomados de la Tabla 12.2 de la Instrucción EHE.

TIPO DE ACCIÓN		EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

2.3.2 Combinación de acciones

Las combinaciones de acciones consideradas se han definido de acuerdo con los siguientes criterios:

ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (E.L.S.)

Combinación poco probable:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_K + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_K Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante.
- $\Psi_{o,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (E.L.U.)

Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante.
- $\Psi_{o,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_k Valor característico de la acción accidental.
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

Se han adoptado los siguientes factores de combinación, según el Documento Básico Seguridad Estructural del CTE.

TIPO DE ACCIÓN	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga de uso en viviendas	0,70	0,50	0,30
Sobrecarga de uso en cubierta	0,70	0,70	0,60
Viento	0,60	0,50	0,00
Nieve	0,50	0,20	0,00
Temperatura	0,60	0,50	0,00
Acciones variables del terreno	0,70	0,70	0,70

Respecto al coeficiente de combinación Ψ_2 que afecta a la sobrecarga de uso en el ELU accidental de sismo, se ha tomado un valor de 0,50 en todas las plantas, de acuerdo las prescripciones del artículo 3.2 de la NCSE-02, al ser más conservador que los recogidos en la tabla anterior, de 0,30 en plantas de viviendas y de 0,60 en la cubierta.

En relación a la acción sísmica, la designación de $A_{E,k}$ se refiere a la combinación de los esfuerzos generados por la acción sísmica en dos direcciones ortogonales en planta, combinando las de una dirección con el 30% de los de la otra.

2.3.3 Coeficientes de minoración de materiales

Se han adoptado los siguientes valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales, de acuerdo con la tabla 15.3 de la EHE:

SITUACIÓN DE PROYECTO	HORMIGÓN γ_c	ACERO ACTIVO Y PASIVO γ_s
Persistente o transitoria	1.50	1.15
Accidental	1.30	1.00

2.3.4 Características de los materiales y coeficientes de minoración

Para el desarrollo de los ejemplos de aplicación de la guía se han considerado los siguientes materiales:

Hormigón	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Armadura pasiva	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

3 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL EDIFICIO B

Tal y como se expone en la guía, una adecuada concepción estructural es una condición necesaria y fundamental para que el comportamiento del edificio frente a las acciones sísmicas sea correcto.

Este diseño conceptual debe iniciarse al inicio del proyecto junto a la concepción arquitectónica.

Se plantea en este punto el ejercicio consistente en encajar una solución estructural apropiada tras la definición de una determinada configuración arquitectónica, imponiendo además algunos condicionantes adicionales asociados a la distribución de las viviendas y sus accesos.

Los datos de partida para la realización de la concepción estructural frente al sismo del Edificio B son los siguientes:

- Las luces planteadas en el proyecto de arquitectura son pequeñas, por lo que se ha adoptado una tipología de forjados unidireccionales con vigas planas.
- El edificio tiene una distribución en planta bastante regular, con un eje de simetría paralelo a su dimensión menor y una clara asimetría en la dirección ortogonal, porque la dimensión menor del edificio hace que los núcleos de comunicación vertical estén adosados a una de las fachadas.
- Esta configuración en planta del edificio obliga a que los elementos resistentes que se quieran disponer aprovechando el núcleo de comunicación se encuentren alejados de los ejes del edificio, y por tanto constituyan una solución con una cierta asimetría.
- La distribución de las viviendas impide disponer elementos rígidos que compensen la asimetría anterior en la fachada opuesta, porque por un lado esta no llega hasta la planta baja y por otro la alineación de pilares inmediatamente anterior no puede verse afectada por pilares apantallados porque en las zonas en las que podrían disponerse se tiene que acceder a las terrazas.
- El edificio tiene una distribución en alzado con algunas irregularidades. En primer lugar, en una de las fachadas todas las plantas a partir de la primera sobresalen del plano de la fachada en el nivel de planta baja. En segundo lugar, se tienen dos pilares interiores que nacen del nivel de planta primera, dado que su posición en planta está aproximadamente en el centro de cada uno de los dos portales.
- Estas irregularidades en alzado influyen en la posibilidad de plantear determinados elementos continuos en toda la altura en esas zonas.
- El edificio forma parte de un conjunto de varios similares de los que se encuentra separado por las correspondientes juntas, por lo que las dos fachadas medianeras son ciegas y susceptibles de ser empleadas para disponer elementos resistentes en esa dirección. Este hecho obviamente influye en las posibilidades de deformación del edificio, dado que además el nivel de los forjados de los edificios a uno y otro lado de las juntas es diferente.

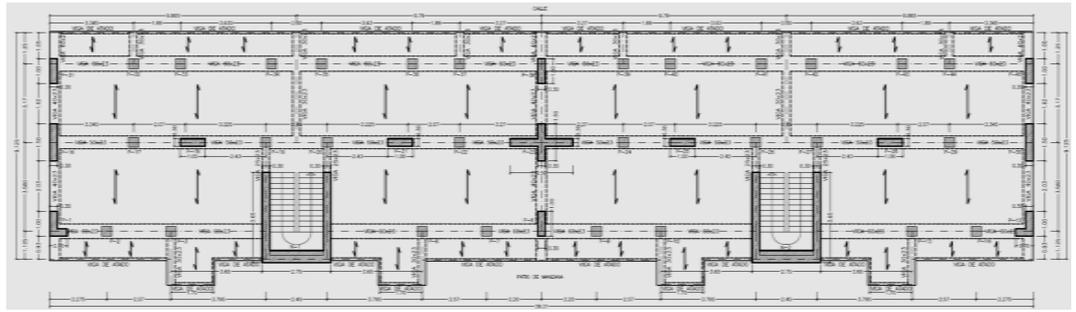


Figura 111.- Planta tipo con los núcleos y pilares apantallados compatibles con la arquitectura.

Teniendo en cuenta los datos de partida anteriores, se han encajado una única solución de esquema estructural frente a la acción sísmica, que se describe a continuación.

Se han dispuesto muros de hormigón armado de 30 cm de espesor alrededor de la zona delimitada por las escaleras. La zona de meseta no es aprovechable a estos efectos en este caso.

Las dimensiones de estos núcleos, cuyas esquinas coinciden con intersecciones de ejes definidos por los pórticos de los forjados, son de 3,65 m x 2,75 m. Se ha planteado un espesor de pared de 30 cm, similar a la escuadría de la mayoría de pilares del edificio, salvo en los lados cortos de la C, que soportan un porcentaje muy alto de la acción sísmica del edificio y requieren de un espesor de 0,50 m.

Además de estos núcleos se han dispuesto una serie de pilares apantallados de dimensiones 0,30 x 1,00 m, situados en el eje central del edificio paralelo a su dimensión mayor, y pilares apantallados en las fachadas medianeras con unas dimensiones de 0,30 x 1,50 m.

Las cargas verticales son resistidas por un sistema de vigas planas y pilares, que no contribuyen a resistir las cargas de sismo.

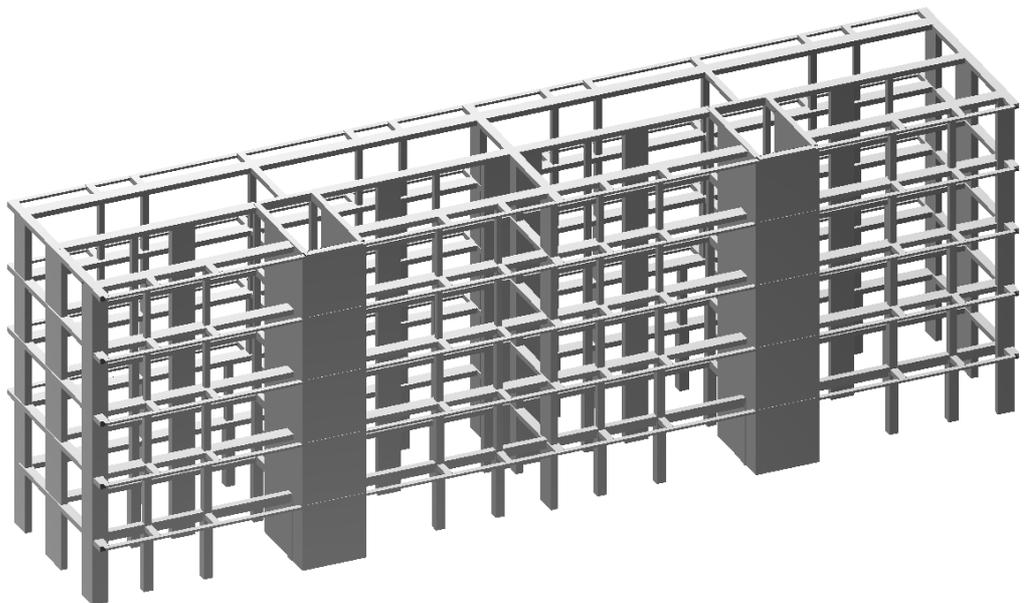


Figura 112.- Perspectiva de elementos estructurales, pilares, vigas y pantallas de núcleo central

4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Tal y como se recuerda en la Guía, la NCSE-02 permite aplicar un método de cálculo simplificado en edificios de cualquier tipo que cumplan una serie de requisitos relacionados con su altura máxima, número de plantas, regularidad en planta y alzado, continuidad de soportes y regularidad mecánica.

El empleo del método simplificado está permitido, además, en cualquier edificio de importancia normal de hasta cuatro plantas, con independencia de que no se cumplan los requisitos de regularidad citados. Esta posibilidad, que la norma expresa mediante un condicional, sin precisar en qué condiciones puede aplicarse, no parece lógica para casos de edificios con irregularidades de cualquiera de los tipos citados.

En el presente documento se han desarrollado dos métodos de análisis diferentes. En primer lugar se ha realizado un análisis modal espectral, y en segundo lugar ese ha desarrollado el mismo ejemplo siguiendo el método simplificado de cálculo recogido en la normativa.

4.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

4.1.1 Descripción del modelo

El análisis dinámico del edificio B se ha realizado en primer lugar empleando el método de análisis modal espectral. Este método es uno de los más utilizados en el cálculo sísmico de estructuras. Las hipótesis fundamentales que se realizan son las siguientes:

- El movimiento del suelo, que se aplica a todos los soportes simultáneamente, se define en forma de Espectro de Respuesta.
- El comportamiento de la estructura es lineal, y por tanto se puede utilizar la superposición de modos.

El método consiste en la obtención de las frecuencias propias y modos de vibración (resolución de un problema de autovalores) y en el cálculo de la respuesta máxima de cada modo de acuerdo con el espectro de respuesta elegido.

Se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo barra de la estructura del edificio que se ha descrito en el apartado previamente.

En el modelo se han introducido elementos tipo barra para representar:

- Las vigas planas de los pórticos que soportan los forjados unidireccionales y los pilares de los pórticos.
- Los elementos apantallados alrededor de los núcleos de comunicación, en fachadas o en el interior, respetando la arquitectura, tal y como se han descrito.
- La rigidez de los forjados en su plano se ha modelizado introduciendo unos elementos de rigidez axial infinita, formando cruces de San Andrés entre pilares en cada recuadro del forjado y en cada planta.
- El muro perimetral previsto hasta la planta baja por el desnivel existente en la calle para evitar a presencia de pilares cortos se ha representado en el modelo mediante elementos de rigidez axial infinita formando cruces de San Andrés verticales en todo el perímetro.

Tanto los pilares apantallados como los pilares convencionales se han considerado empotrados en la cimentación. Es decir, los elementos de cimentación y su interacción con el terreno no se han introducido en el modelo, sino que se ha representado únicamente la estructura situada sobre la superficie, y se ha introducido una acción sísmica que incluye, por medio del coeficiente del terreno C , la amplificación sísmica asociada a las propiedades del terreno de cimentación en la zona más superficial del suelo.

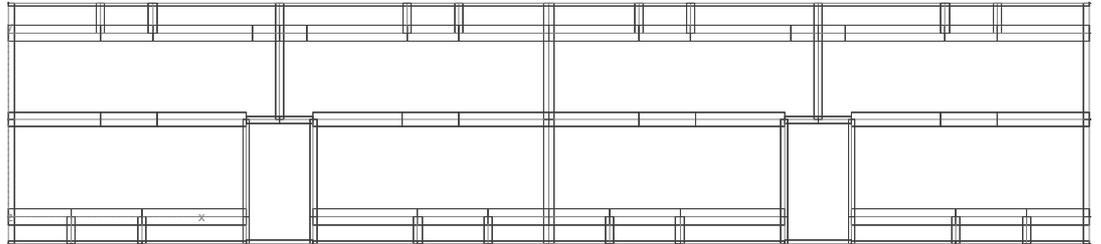


Figura 113.- Representación de vigas en una planta tipo del modelo.

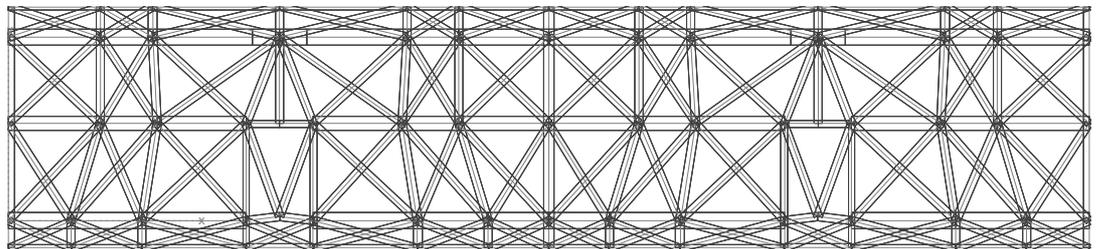


Figura 114.- Planta tipo y sus arriostramientos para representar el efecto diafragma del forjado.

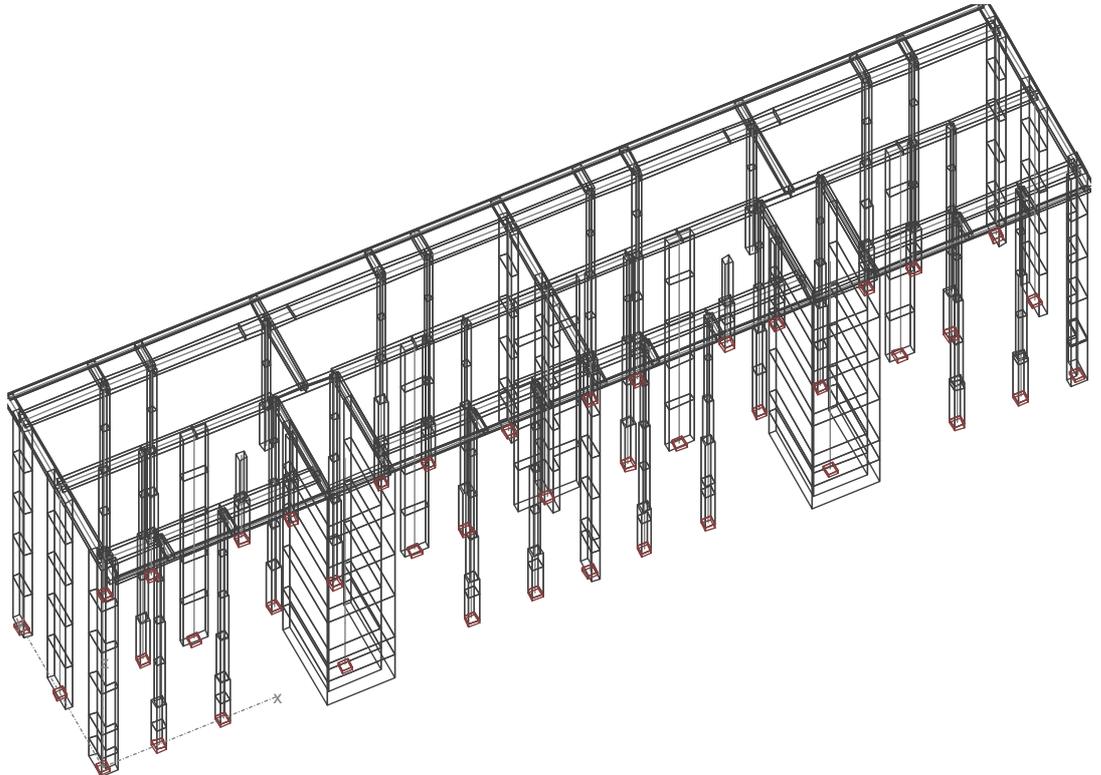


Figura 115.- Vigas de cubierta, pilares, pantallas y elementos de los núcleos centrales.

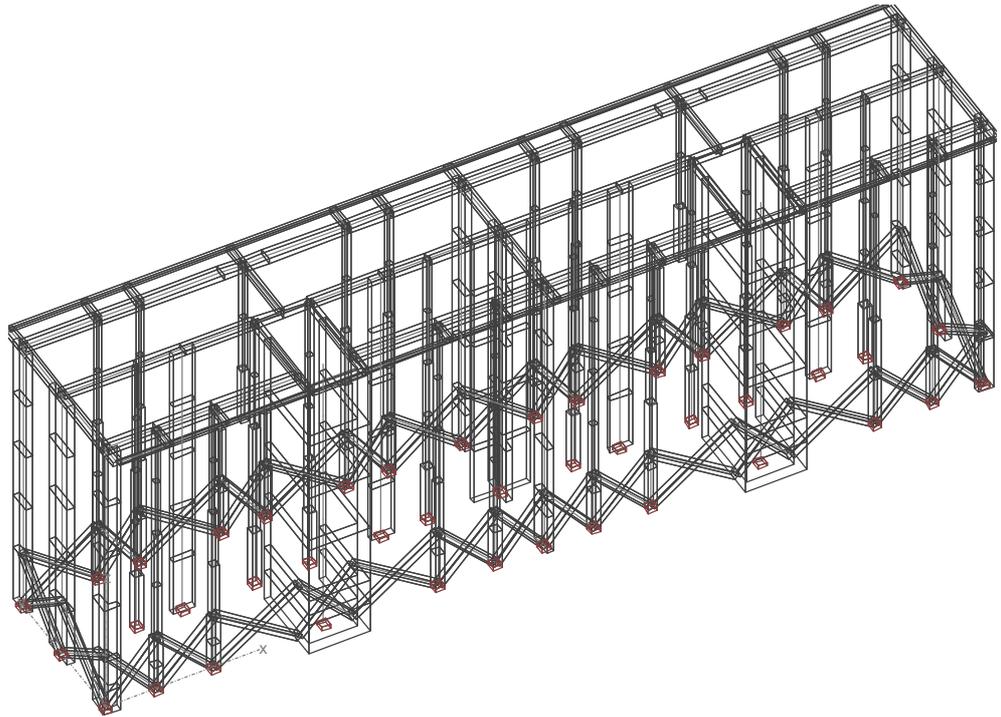


Figura116.- Vigas de cubierta, pilares y arriostramientos que representan el muro de sótano.

En relación a las propiedades de rigidez de los elementos que han de soportar la acción sísmica, se ha realizado un predimensionamiento de las secciones del núcleo de los elementos apantallados, y se ha estimado su rigidez fisurada en ambas direcciones. Se han analizado los diagramas momento curvatura de las diferentes secciones del núcleo sometidas a esfuerzos de flexión en ambas direcciones y el axil concomitante con la acción sísmica en cada caso, y se ha estimado en estas situaciones la rigidez fisurada. Los resultados obtenidos han llevado a considerar en el modelo de análisis final una rigidez al 50% de la rigidez bruta de estas secciones. Ese valor es, por otro lado, el recomendado en UNE-EN 1998-1-1 para aquellos casos en que no se haga un análisis detallado de este punto.

Las masas existentes en el edificio se han introducido como sigue:

- Las masas de los elementos estructurales – vigas, pilares y pantallas – se ha introducido como una masa volumétrica.
- El resto de masas que se consideran actuando sobre la superficie del forjado tales como su peso, la carga muerta, la sobrecarga de tabiquería y el 50% de la sobrecarga de uso, se han introducido como masas lineales en las diferentes vigas que soportan los forjados unidireccionales. Las masas de los cerramientos de fachada se han añadido en las vigas de fachada a las anteriores.

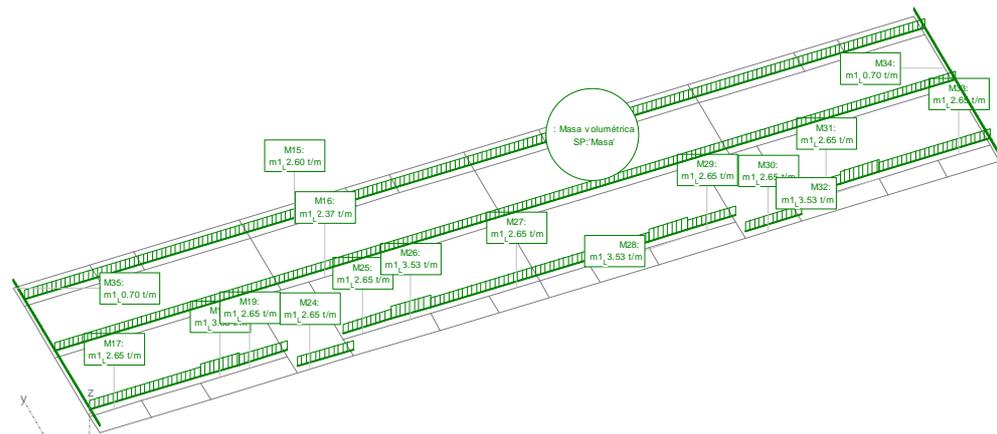


Figura 117.- Esquema de introducción de masas sobre una planta tipo.

Respecto a la representación de la acción sísmica, se han descrito anteriormente la estimación de los parámetros que permiten la construcción del espectro de cálculo.

En relación al coeficiente de comportamiento por ductilidad, la guía en que se basan estos ejemplos recomienda la elección del coeficiente de comportamiento por ductilidad conforme a la NCSE, con criterios conservadores, y siempre con la aprobación del cliente final, dado que el valor adoptado depende de la configuración estructural del edificio, de los materiales empleados, de la existencia de detalles estructurales y constructivos coherentes con el valor adoptado, y con el hecho de que el empleo de la ductilidad como herramienta de proyecto implica la existencia de daños.

Así, y aunque la NCSE permitiría adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad de $\mu=3$ al tratarse de un edificio en el que la resistencia frente al sismo está confiada a una serie de pantallas de hormigón armado, se ha empleado un valor más conservador de este coeficiente, realizándose un primer análisis despreciando este factor, y un segundo análisis con un $\mu=2$, correspondiente al valor permitido por la normativa para una configuración estructural en la que se empleen losas, reticulados o vigas planas, que sería la configuración del edificio en caso de no disponerse pantallas.

Es decir que dado que el empleo de coeficientes de comportamiento por ductilidad elevados implica la aparición de daños en zonas determinadas del edificio, se ha tratado de limitar estos efectos adoptando un valor más conservador al permitido por la norma, teniendo en cuenta además que el sistema planteado no es redundante.

La transmisión de los esfuerzos asociados a la acción sísmica generados en cada una de las plantas a los elementos apantallados y de los núcleos se ha analizado realizando un modelo de elementos finitos tipo lámina, en el que se ha introducido la fuerza total generada por la actuación del sismo en una dirección determinada como una fuerza uniforme en toda la planta, que a estos efectos se considera apoyada únicamente en los elementos de los núcleos y de las pantallas.

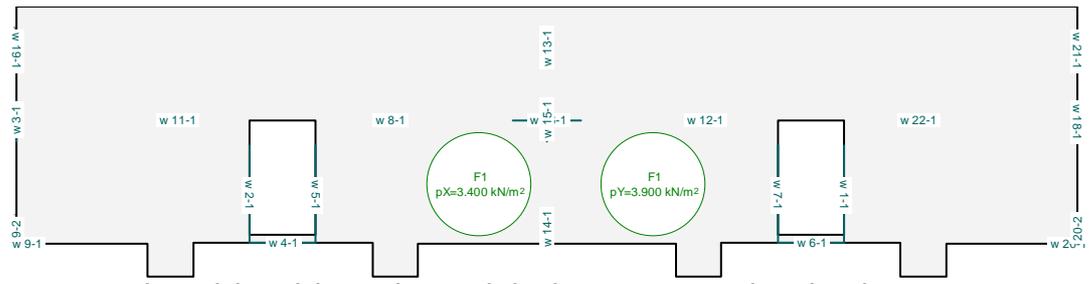


Figura 118.- Planta del modelo tipo lámina de la planta tipo, apoyada en los elementos apantallados y en los núcleos.

4.1.2 Resumen de resultados

En primer lugar se define la envolvente de acciones concomitante con la acción sísmica, y se presentan los resultados de la envolvente de axiles concomitantes con el sismo correspondientes a esta envolvente.

Limit state specification: ELU-A

Description

Standard design situation: Ultimate limit state type 2 (1B)

Action combinations

Action No	Action	Action combinations	
		Name	Fac
1	Dead load	1	1
2	Superimposed dead loads	1	1
3	Live load general	1	0.5

Fac : all combination factors are multiplied by this factor

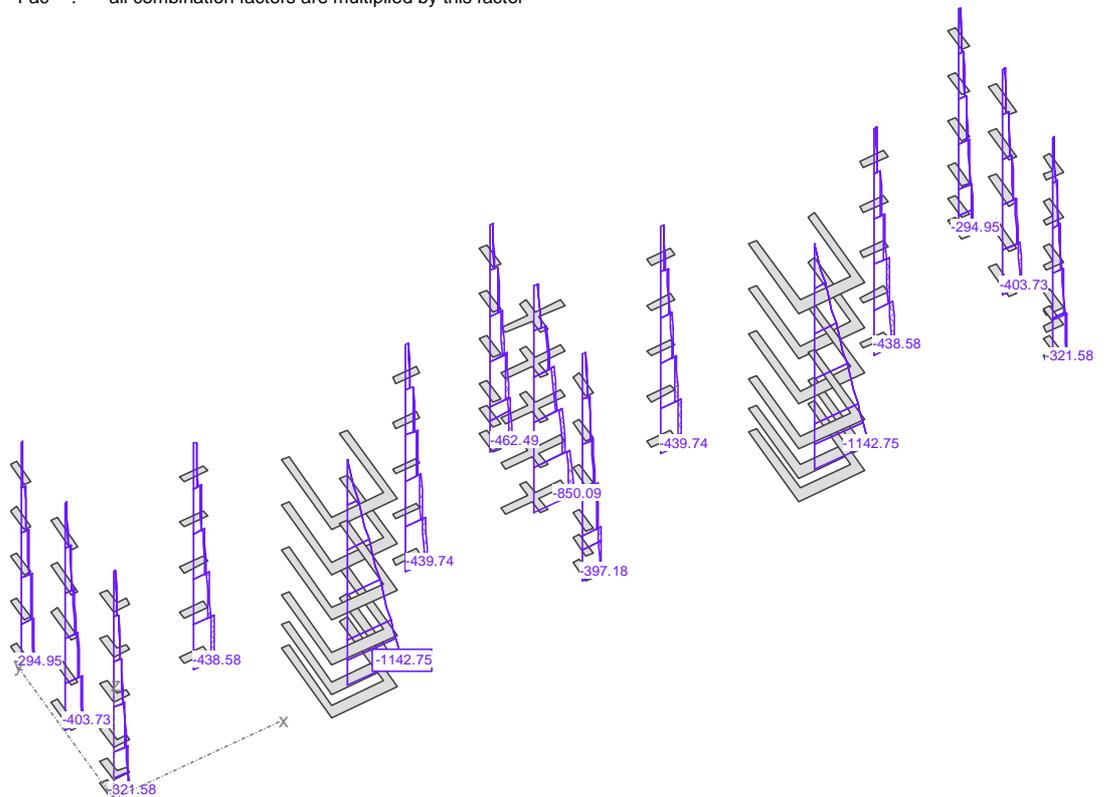


Figura 119.- Envolvente de axiles concomitantes con la acción sísmica en pantallas y núcleo.

Las siguientes tablas recogen los resultados del análisis modal realizado, es decir los valores de los periodos propios obtenidos, los factores de participación modal de cada uno, y las masas modales.

NATURAL FREQUENCIES

for analysis: EW1; Mass distribution=M6

AC-nr.	ω^2 [(rad/s) ²]	ω [rad/s]	Period [s]	Frequency [s ⁻¹]
1	260.12	16.128	0.38958	2.57
2	266.59	16.327	0.38482	2.60
3	268.47	16.385	0.38347	2.61
4	296.81	17.228	0.36470	2.74
5	301.48	17.363	0.36187	2.76
6	306.38	17.504	0.35896	2.79
7	315.13	17.752	0.35395	2.83
8	331.78	18.215	0.34495	2.90
9	336.19	18.335	0.34268	2.92
10	386.96	19.671	0.31941	3.13
11	429.01	20.713	0.30335	3.30
12	1040.20	32.252	0.19481	5.13
13	1040.20	32.252	0.19481	5.13
14	1525.05	39.052	0.16089	6.22
15	1525.15	39.053	0.16089	6.22
16	1608.32	40.104	0.15667	6.38
17	1608.57	40.107	0.15666	6.38
18	1732.95	41.629	0.15093	6.63
19	1733.14	41.631	0.15093	6.63
20	1770.40	42.076	0.14933	6.70
21	1770.69	42.080	0.14932	6.70
22	3023.28	54.984	0.11427	8.75
23	3023.40	54.985	0.11427	8.75
24	3463.76	58.854	0.10676	9.37
25	3465.85	58.871	0.10673	9.37
26	3695.23	60.788	0.10336	9.67
27	3695.43	60.790	0.10336	9.68
28	4526.81	67.282	0.09339	10.71
29	4528.00	67.290	0.09337	10.71
30	5554.30	74.527	0.08431	11.86
31	5555.11	74.533	0.08430	11.86
32	6060.79	77.851	0.08071	12.39
33	6063.43	77.868	0.08069	12.39
34	6347.51	79.671	0.07886	12.68
35	6351.68	79.697	0.07884	12.68
36	6573.99	81.080	0.07749	12.90
37	6576.19	81.094	0.07748	12.91
38	6884.57	82.973	0.07573	13.21
39	6888.87	82.999	0.07570	13.21
40	6890.98	83.012	0.07569	13.21
41	6892.70	83.022	0.07568	13.21
42	8105.72	90.032	0.06979	14.33
43	9113.95	95.467	0.06582	15.19
44	9113.96	95.467	0.06582	15.19
45	9939.90	99.699	0.06302	15.87
46	9939.90	99.699	0.06302	15.87
47	11733.16	108.320	0.05801	17.24
48	11745.54	108.377	0.05798	17.25
49	12187.35	110.396	0.05691	17.57
50	12187.89	110.399	0.05691	17.57
51	12327.22	111.028	0.05659	17.67
52	12722.22	112.793	0.05571	17.95
53	12723.12	112.797	0.05570	17.95
54	13756.96	117.290	0.05357	18.67
55	14319.44	119.664	0.05251	19.05
56	14322.07	119.675	0.05250	19.05
57	14402.02	120.008	0.05236	19.10
58	14475.77	120.315	0.05222	19.15
59	14481.89	120.341	0.05221	19.15
60	14670.95	121.124	0.05187	19.28
61	14732.26	121.377	0.05177	19.32
62	15429.99	124.218	0.05058	19.77
63	15473.96	124.394	0.05051	19.80
64	15503.89	124.515	0.05046	19.82

65	15614.18	124.957	0.05028	19.89
66	15826.02	125.802	0.04995	20.02
67	16201.72	127.286	0.04936	20.26
68	16246.14	127.460	0.04930	20.29
69	16837.09	129.758	0.04842	20.65
70	16859.69	129.845	0.04839	20.67
71	17058.43	130.608	0.04811	20.79
72	17076.54	130.677	0.04808	20.80
73	18655.81	136.586	0.04600	21.74
74	18753.45	136.943	0.04588	21.80
75	18754.92	136.949	0.04588	21.80

MODAL PARTICIPATION FACTORS

for analysis: EW1; Mass distribution=M6 (normalized for masses)

AC-nr.	X	Y	Z
1	13.94534808	-0.00000017	-0.00000004
2	0.00000000	-1.96948100	-2.35556589
3	7.20753693	-0.00000009	-0.00000000
4	-0.00000001	-8.75802712	-8.16598270
5	3.44653196	-0.00000001	0.00000002
6	0.00000000	-7.33598864	-6.52918854
7	7.30632640	-0.00000004	0.00000005
8	0.00000001	-7.16134239	-5.20761346
9	5.22789617	-0.00000004	0.00000005
10	0.00000003	-32.87323924	5.00932004
11	30.54615586	0.00000010	-0.00000001
12	-0.00000000	0.00000000	-0.00000000
13	0.00000000	-0.00000000	-0.00000000
14	0.57166709	0.00000001	0.00000000
15	0.00000008	0.00345215	0.00054121
16	-0.00000022	0.00536112	0.00039437
17	0.62200734	-0.00000003	0.00000000
18	-0.00000048	-0.00133621	0.00044135
19	0.50889146	0.00000005	0.00000000
20	-0.07213833	-0.00000005	0.00000000
21	0.00000027	-0.00488646	-0.00063459
22	-0.00896715	0.00001592	0.00075926
23	0.00000026	0.25059803	11.89582815
24	0.04524194	-0.00000001	-0.00000000
25	-0.00000031	0.00010088	0.01012386
26	0.02123927	-0.00000000	-0.00000000
27	0.00000015	-0.00032293	0.01140471
28	0.03501595	0.00000002	0.00000002
29	-0.00000139	0.00271282	-0.00801790
30	-0.04831133	-0.00000004	0.00000301
31	-0.00000012	-0.14548783	8.16227788
32	0.00474228	0.00000053	0.00000365
33	0.00000051	-0.02932286	3.71169704
34	0.01296596	-0.00000000	0.00000082
35	0.00000243	0.00273194	-0.55308067
36	0.04536873	-0.00000050	0.00001613
37	-0.00000127	0.04409615	2.73097663
38	0.08815363	-0.00000031	0.00000592
39	0.00000066	0.05904622	1.77183500
40	0.13890325	-0.00000163	0.00001737
41	-0.00000402	0.01516880	2.32085323
42	-10.03994366	0.00000126	-0.00000068
43	-0.01481181	0.07373614	-2.89395174
44	-0.03186584	-0.03423036	1.34530161
45	-0.00000000	0.00000000	0.00000000
46	-0.00000000	-0.00000000	-0.00000000
47	1.35776093	-0.00000025	-0.00000002
48	0.00000111	0.31492849	-0.02207418
49	-0.00296756	-0.00008043	0.00093277
50	0.00000066	0.46529618	-5.39505582
51	0.00000082	18.86215007	0.48125994
52	-0.05761296	0.00016154	-0.00633301
53	-0.00003594	-0.22874316	8.93193029
54	-15.76519883	0.00000223	0.00000454
55	0.00035500	-0.58554345	13.84544410
56	1.91405576	0.00009112	-0.00221831
57	0.92539282	-0.00000015	0.00001435
58	0.00001374	0.47024984	5.37921551

59	-1.14542812	0.00001970	0.00018259
60	0.39172966	-0.00000039	-0.00000104
61	0.00000065	0.38051693	15.98876386
62	0.64648596	0.00000147	0.00000203
63	0.00000209	-0.01411144	2.13531096
64	-0.00000119	0.37177877	-10.13703955
65	-0.00000229	0.01589623	7.89214036
66	0.82749233	-0.00000092	-0.00000017
67	0.00000351	-0.04618204	3.01761645
68	-0.20490094	-0.00000087	0.00000025
69	0.00000162	0.02377386	1.36520230
70	-0.46655340	0.00000097	-0.00000325
71	-0.35827807	-0.00000290	0.00001251
72	0.00000213	-0.01542457	-0.67470607
73	-0.00000758	0.93097185	0.01706924
74	-0.98423093	-0.00004360	-0.00053145
75	0.00046917	-0.14370216	0.03983981
*) $\sum p_i^2$	1.6327290E+3	1.6243169E+3	1.1818829E+3

*) : Summa of squares of participation factors
(corresponds to the excited mass in the corresponding direction)

MODAL MASS (per direction sorted by part. factor)

for analysis: EW1; Mass distribution=M6

EV-pos.	AC-nr.	X-Direction		AC-nr.	Y-Direction		AC-nr.	Z-Direction	
		me _x [t]	Σ me _x [%]		me _y [t]	Σ me _y [%]		me _z [t]	Σ me _z [%]
1	11	933.07	41.1%	10	1080.65	47.6%	61	255.64	11.3%
2	54	248.54	52.0%	51	355.78	63.3%	55	191.70	19.7%
3	1	194.47	60.6%	4	76.70	66.6%	23	141.51	25.9%
4	42	100.80	65.0%	6	53.82	69.0%	64	102.76	30.5%
5	7	53.38	67.4%	8	51.28	71.3%	53	79.78	34.0%
6	3	51.95	69.7%	2	3.88	71.4%	4	66.68	36.9%
7	9	27.33	70.9%	73	0.87	71.5%	31	66.62	39.8%
8	5	11.88	71.4%	55	0.34	71.5%	65	62.29	42.6%
9	56	3.66	71.6%	58	0.22	71.5%	6	42.63	44.5%
10	47	1.84	71.6%	50	0.22	71.5%	50	29.11	45.7%
11	59	1.31	71.7%	61	0.14	71.5%	58	28.94	47.0%
12	74	0.97	71.7%	64	0.14	71.5%	8	27.12	48.2%
13	57	0.86	71.8%	48	0.10	71.5%	10	25.09	49.3%
14	66	0.68	71.8%	23	0.06	71.5%	33	13.78	49.9%
15	62	0.42	71.8%	53	0.05	71.5%	67	9.11	50.3%
16	17	0.39	71.9%	31	0.02	71.5%	43	8.37	50.7%
17	14	0.33	71.9%	75	0.02	71.5%	37	7.46	51.0%
18	19	0.26	71.9%	43	0.01	71.5%	2	5.55	51.3%
19	70	0.22	71.9%	39	0.00	71.5%	41	5.39	51.5%
20	60	0.15	71.9%	67	0.00	71.5%	63	4.56	51.7%
21	71	0.13	71.9%	37	0.00	71.5%	39	3.14	51.8%
22	68	0.04	71.9%	44	0.00	71.5%	69	1.86	51.9%
23	40	0.02	71.9%	33	0.00	71.5%	44	1.81	52.0%
24	38	0.01	71.9%	69	0.00	71.5%	72	0.46	52.0%
25	20	0.01	71.9%	65	0.00	71.5%	35	0.31	52.0%
26	52	0.00	71.9%	72	0.00	71.5%	51	0.23	52.0%
27	30	0.00	71.9%	41	0.00	71.5%	75	0.00	52.0%
28	36	0.00	71.9%	63	0.00	71.5%	48	0.00	52.0%
29	24	0.00	71.9%	16	0.00	71.5%	73	0.00	52.0%
30	28	0.00	71.9%	21	0.00	71.5%	27	0.00	52.0%
31	44	0.00	71.9%	15	0.00	71.5%	25	0.00	52.0%
32	26	0.00	71.9%	35	0.00	71.5%	29	0.00	52.0%
33	43	0.00	71.9%	29	0.00	71.5%	52	0.00	52.0%
34	34	0.00	71.9%	18	0.00	71.5%	56	0.00	52.0%
35	22	0.00	71.9%	27	0.00	71.5%	49	0.00	52.0%
36	32	0.00	71.9%	52	0.00	71.5%	22	0.00	52.0%
37	49	0.00	71.9%	25	0.00	71.5%	21	0.00	52.0%
38	75	0.00	71.9%	56	0.00	71.5%	15	0.00	52.0%
39	55	0.00	71.9%	49	0.00	71.5%	74	0.00	52.0%
40	53	0.00	71.9%	74	0.00	71.5%	18	0.00	52.0%
41	58	0.00	71.9%	59	0.00	71.5%	16	0.00	52.0%
42	73	0.00	71.9%	22	0.00	71.5%	59	0.00	52.0%
43	41	0.00	71.9%	71	0.00	71.5%	40	0.00	52.0%
44	67	0.00	71.9%	54	0.00	71.5%	36	0.00	52.0%
45	35	0.00	71.9%	40	0.00	71.5%	57	0.00	52.0%
46	65	0.00	71.9%	62	0.00	71.5%	71	0.00	52.0%
47	72	0.00	71.9%	42	0.00	71.5%	38	0.00	52.0%

48	63	0.00	71.9%	70	0.00	71.5%	54	0.00	52.0%
49	69	0.00	71.9%	66	0.00	71.5%	32	0.00	52.0%
50	29	0.00	71.9%	68	0.00	71.5%	70	0.00	52.0%
51	37	0.00	71.9%	32	0.00	71.5%	30	0.00	52.0%
52	64	0.00	71.9%	36	0.00	71.5%	62	0.00	52.0%
53	48	0.00	71.9%	60	0.00	71.5%	60	0.00	52.0%
54	51	0.00	71.9%	38	0.00	71.5%	34	0.00	52.0%
55	39	0.00	71.9%	47	0.00	71.5%	42	0.00	52.0%
56	50	0.00	71.9%	1	0.00	71.5%	68	0.00	52.0%
57	61	0.00	71.9%	57	0.00	71.5%	66	0.00	52.0%
58	33	0.00	71.9%	11	0.00	71.5%	9	0.00	52.0%
59	18	0.00	71.9%	3	0.00	71.5%	7	0.00	52.0%
60	25	0.00	71.9%	19	0.00	71.5%	1	0.00	52.0%
61	21	0.00	71.9%	20	0.00	71.5%	47	0.00	52.0%
62	23	0.00	71.9%	9	0.00	71.5%	5	0.00	52.0%
63	16	0.00	71.9%	7	0.00	71.5%	28	0.00	52.0%
64	27	0.00	71.9%	30	0.00	71.5%	11	0.00	52.0%
65	31	0.00	71.9%	17	0.00	71.5%	3	0.00	52.0%
66	15	0.00	71.9%	28	0.00	71.5%	26	0.00	52.0%
67	10	0.00	71.9%	14	0.00	71.5%	17	0.00	52.0%
68	8	0.00	71.9%	5	0.00	71.5%	24	0.00	52.0%
69	4	0.00	71.9%	24	0.00	71.5%	20	0.00	52.0%
70	6	0.00	71.9%	34	0.00	71.5%	19	0.00	52.0%
71	2	0.00	71.9%	26	0.00	71.5%	14	0.00	52.0%
72	45	0.00	71.9%	45	0.00	71.5%	12	0.00	52.0%
73	12	0.00	71.9%	46	0.00	71.5%	45	0.00	52.0%
74	13	0.00	71.9%	12	0.00	71.5%	46	0.00	52.0%
75	46	0.00	71.9%	13	0.00	71.5%	13	0.00	52.0%

(1) : Total mass = 2270.72 t

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL CON $\mu=1,00$

En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos para las diferentes direcciones de actuación del sismo en las pantallas y núcleos.

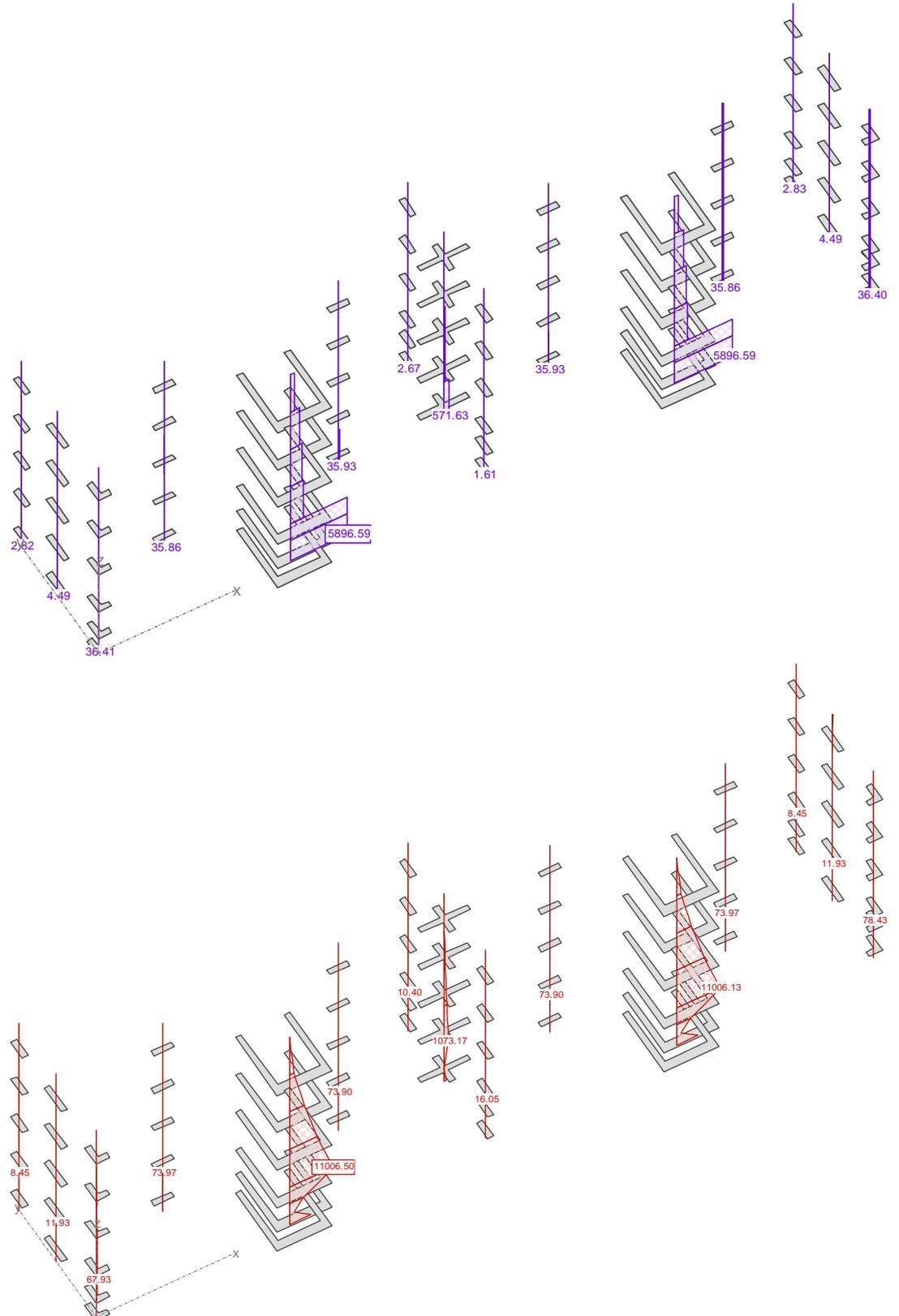


Figura120.- Sismo en dirección X. Esfuerzos cortantes y de flexión en pantallas y núcleos.

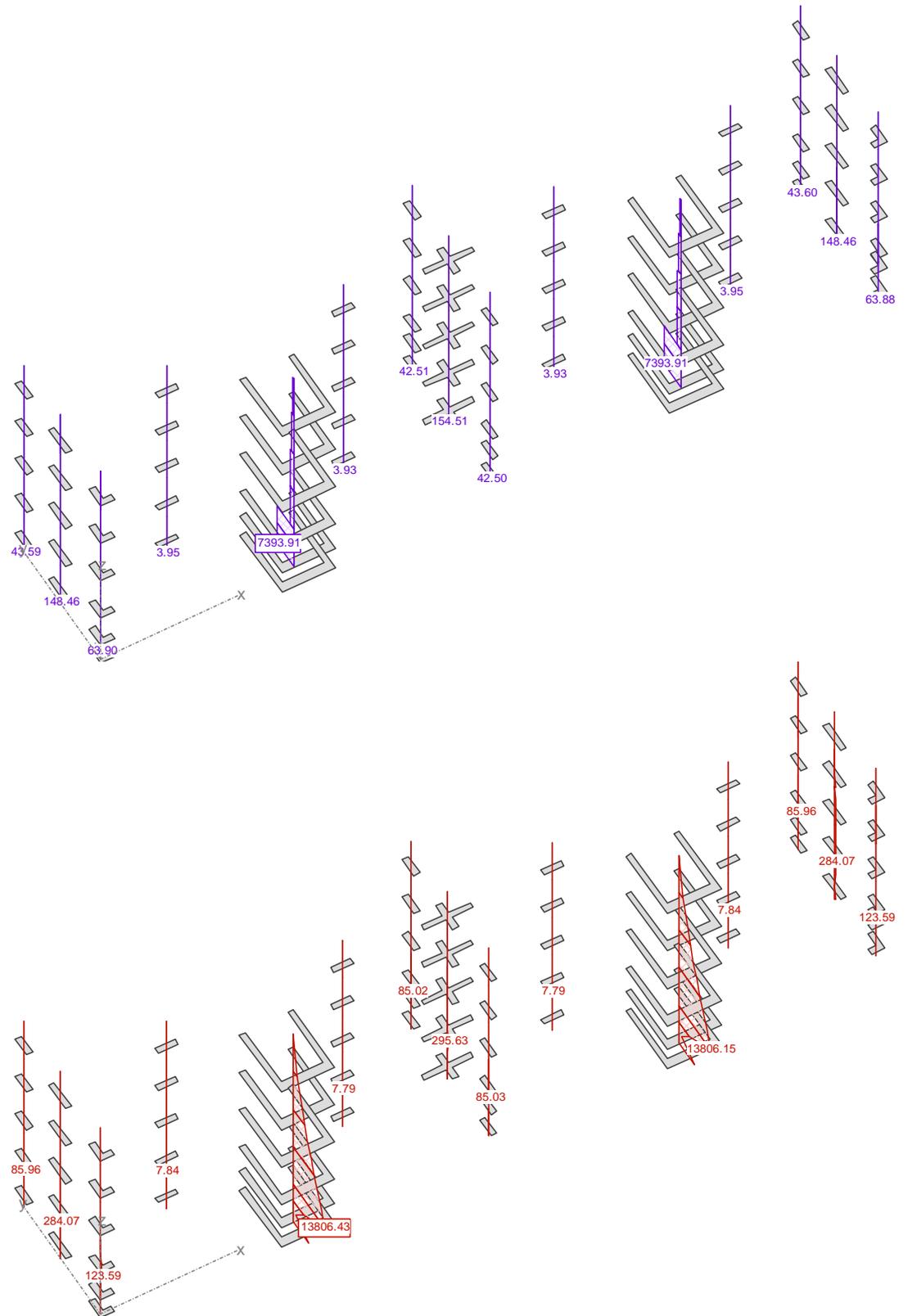


Figura121.- Sismo en dirección Y. Esfuerzos cortantes y de flexión en pantallas y núcleos.

Los diagramas de esfuerzos de las figuras anteriores ponen de manifiesto la influencia del muro perimetral en los esfuerzos obtenidos en los elementos que representan el núcleo de las escaleras. Estos elementos se comportan como una ménsula con un apoyo al nivel de la coronación del muro.

Los esfuerzos de cálculo en cada una de las pantallas en la situación sísmica son los siguientes:

	NÚCLEO				
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]	Mz [kN·m]
ELU Nmin	-1142.75	-8.98	-16.42	-878.68	14.58
ELU Nmax	-1142.75	-7.43	-12.85	-723.46	11.99
SISMO X - $m = 1,00$	0.00	5896.59	4172.28	7789.00	11006.13
SISMO Y - $m = 1,00$	0.00	38.45	7393.91	13806.15	71.70
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1142.75	5917.11	6406.87	12809.53	11042.22
0,30 SISMO X + SISMO Y	-1142.75	1816.41	8662.01	17021.53	3388.12

	PANTALLA EN CRUZ				
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]	Mz [kN·m]
ELU Nmin	-850.09	0.00	-0.12	-18.58	0.00
ELU Nmax	-766.59	0.00	-0.08	-15.31	0.00
SISMO X - $\mu = 1,00$	0.00	571.63	0.00	0.00	1073.17
SISMO Y - $\mu = 1,00$	12.01	0.00	154.51	295.63	0.00
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-853.69	571.63	46.47	107.27	1073.17
0,30 SISMO X + SISMO Y	-862.10	171.49	154.63	314.21	321.95

	PANTALLA 1.50X0.30 DIRECCIÓN Y				
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]	Mz [kN·m]
ELU Nmin	-403.73	-5.01	1.57	-20.14	4.71
ELU Nmax	-362.68	-3.97	1.36	-16.67	3.74
SISMO X - $\mu = 1,00$	0.00	167.18	4.49	320.02	11.93
SISMO Y - $\mu = 1,00$	0.00	0.03	148.46	284.07	0.07
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-403.73	172.20	50.60	425.38	16.66
0,30 SISMO X + SISMO Y	-403.73	55.19	151.38	400.22	8.36

	PANTALLA 1.00X0.30 DIRECCIÓN Y				
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]	Mz [kN·m]
ELU Nmin	-462.49	0.00	-0.62	-4.60	0.00
ELU Nmax	-403.19	0.00	-0.62	-3.68	0.00
SISMO X - $\mu = 1,00$	0.00	2.67	0.00	0.00	2.50
SISMO Y - $\mu = 1,00$	0.00	0.00	42.51	85.02	0.00
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-462.49	2.67	13.37	30.11	2.50
0,30 SISMO X + SISMO Y	-462.49	0.80	43.13	89.62	0.75

PANTALLA 1.00X0.30 DIRECCIÓN X

	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-438.58	-3.91	0.55	-1.00	3.94
ELU Nmax	-372.34	-3.14	0.45	-0.83	3.18
SISMO X - $\mu = 1,00$	37.74	35.86	3.00	6.27	73.97
SISMO Y - $\mu = 1,00$	1.72	0.22	3.95	7.84	0.59
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-476.84	39.84	4.74	9.62	78.09
0,30 SISMO X + SISMO Y	-451.62	14.89	5.40	10.72	26.72

PANTALLA EN L

	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-321.58	-2.16	0.65	-8.53	-0.16
ELU Nmax	-295.31	-1.69	0.59	-7.09	-0.22
SISMO X - $\mu = 1,00$	0.07	36.41	81.85	157.87	78.43
SISMO Y - $\mu = 1,00$	0.28	18.79	63.90	123.59	35.10
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-321.73	44.21	101.67	203.48	89.12
0,30 SISMO X + SISMO Y	-321.88	31.87	89.11	179.48	58.79

Las figuras siguientes muestran cómo los elementos apantallados en cada una de las direcciones, proporcionalmente mucho más rígidos que el resto de pilares, absorben la práctica totalidad de la acción sísmica en cada dirección.

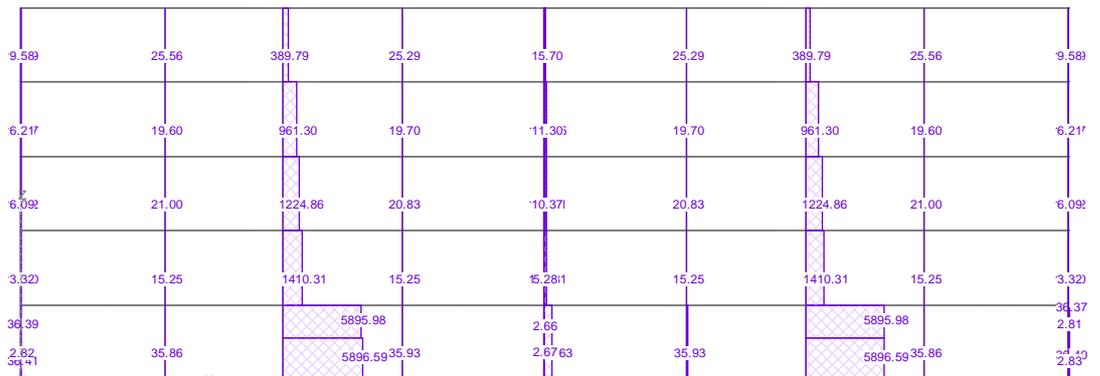


Figura122.- Sismo en dirección X. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

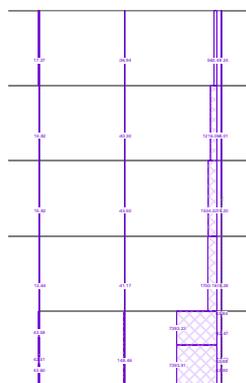


Figura123.- Sismo en dirección Y. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

En cuanto al resto de pilares, en la siguiente figura se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión en dos alineaciones de pilares para el ELU permanente o transitorio, y para la actuación del sismo en cada una de las dos direcciones X e Y.

Se observa que los esfuerzos de flexión en pilares debidos a la acción del sismo son del mismo orden de magnitud de que los obtenidos en la envolvente de ELU permanente.

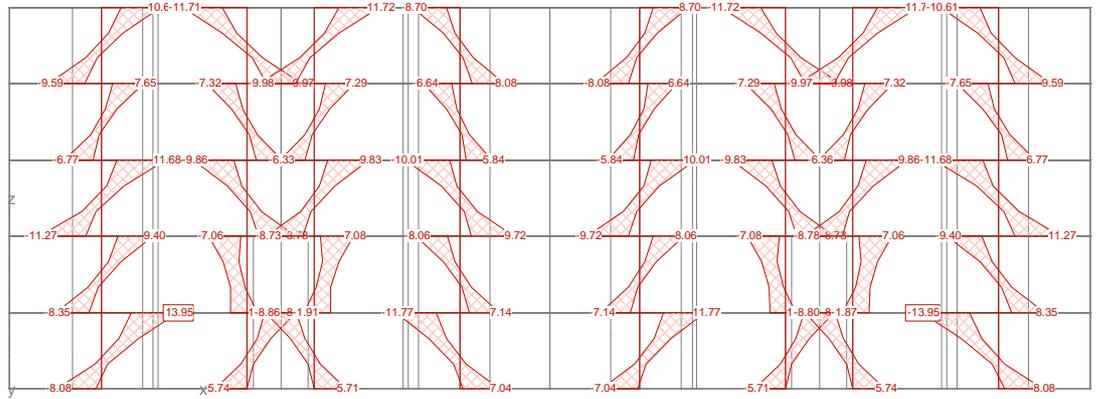


Figura 125.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje X.

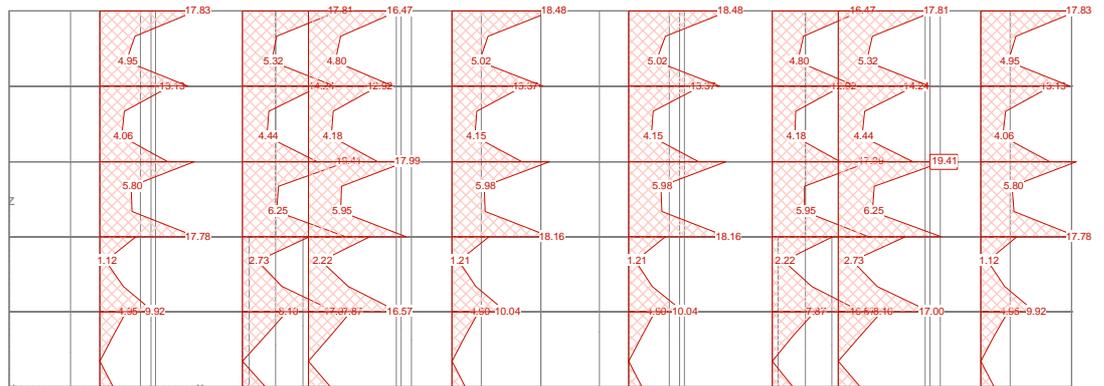


Figura 126.- Sismo dirección X. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 1,00$.

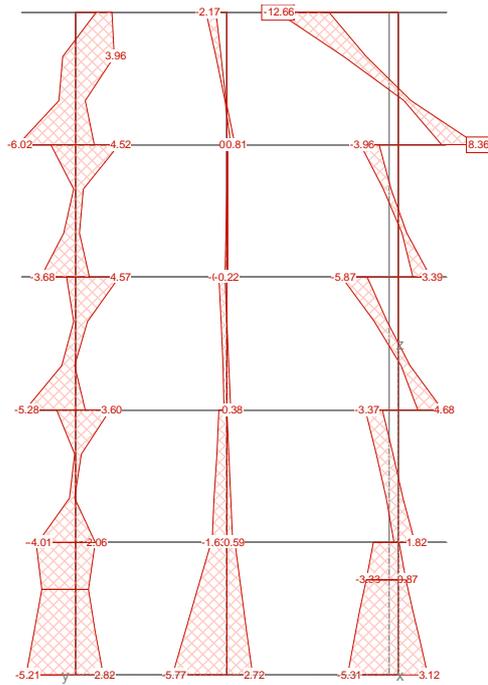


Figura 127.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje Y.

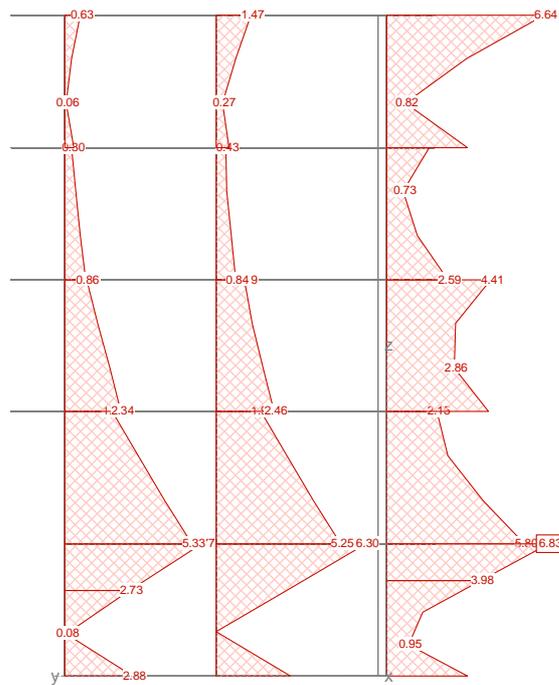


Figura 128.- Sismo dirección Y. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 1,00$.

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL CON $\mu=2,00$

En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos para las diferentes direcciones de actuación del sismo en los elementos del núcleo.

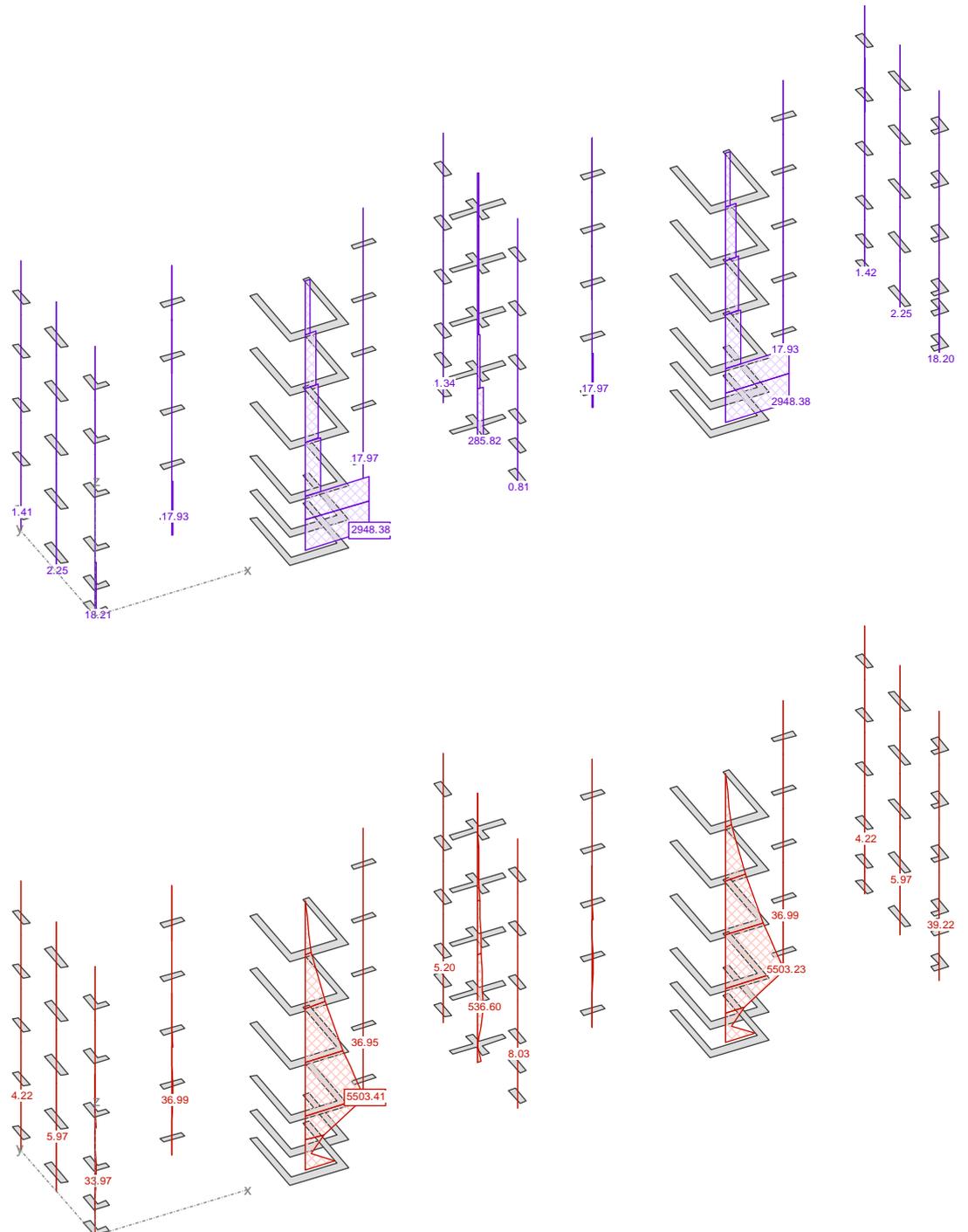


Figura129.- Sismo en dirección X. Esfuerzos cortantes y de flexión en elementos del núcleo.

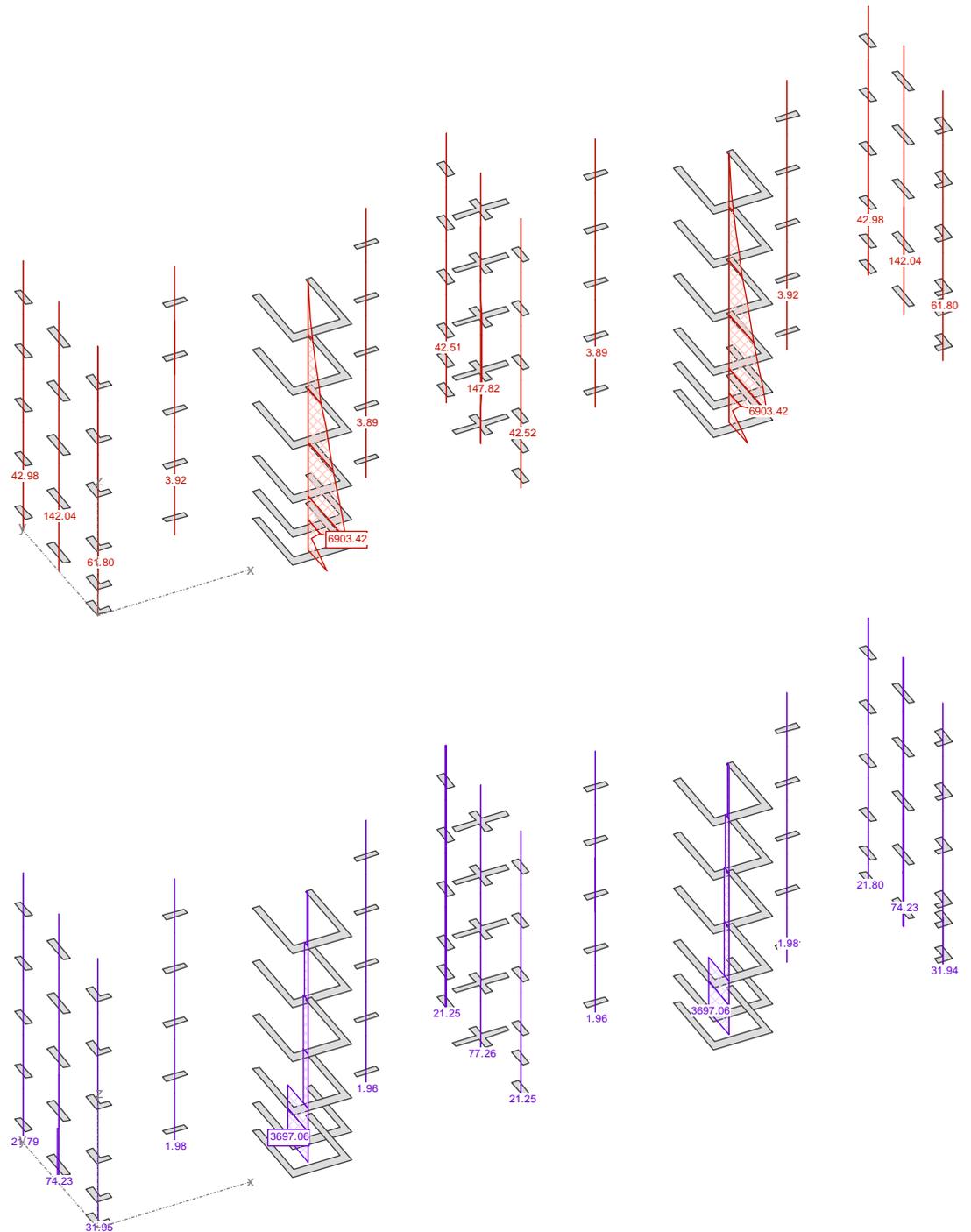


Figura 130.- Sismo en dirección Y. Esfuerzos cortantes y de flexión en elementos del núcleo.

Los esfuerzos de dimensionamiento en la situación sísmica para cada uno de los pilares apantallados que forman el núcleo son los siguientes:

NÚCLEO					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-1142.75	-8.98	-16.42	-878.68	14.58
ELU Nmax	-1142.75	-7.43	-12.85	-723.46	11.99
SISMO X - m = 2,00	0.00	2948.30	2086.14	3894.50	5503.07
SISMO Y - m = 2,00	0.00	19.23	3696.96	6903.08	35.85
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1142.75	2963.04	3211.65	6844.10	5528.40
0,30 SISMO X + SISMO Y	-1142.75	912.69	4339.22	8950.11	1701.35

PANTALLA EN CRUZ					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-850.09	0.00	-0.12	-18.58	0.00
ELU Nmax	-766.59	0.00	-0.08	-15.31	0.00
SISMO X - m = 2,00	0.00	285.82	0.00	0.00	536.59
SISMO Y - m = 2,00	6.01	0.00	77.26	147.82	0.00
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-851.89	285.82	23.30	62.92	536.59
0,30 SISMO X + SISMO Y	-856.10	85.74	77.38	166.40	160.98

PANTALLA 1.50X0.30 DIRECCIÓN Y					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-403.73	-5.01	1.57	-20.14	4.71
ELU Nmax	-362.68	-3.97	1.36	-16.67	3.74
SISMO X - m = 2,00	0.00	83.59	2.25	160.01	5.97
SISMO Y - m = 2,00	0.00	0.02	74.23	142.04	0.04
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-403.73	88.60	26.08	222.76	10.69
0,30 SISMO X + SISMO Y	-403.73	30.10	76.47	210.18	6.53

PANTALLA 1.00X0.30 DIRECCIÓN Y					
	N	Vy	Vz	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-462.49	0.00	-0.62	-4.60	0.00
ELU Nmax	-403.19	0.00	-0.62	-3.68	0.00
SISMO X - m = 2,00	0.00	1.34	0.00	0.00	1.25
SISMO Y - m = 2,00	0.00	0.00	21.26	42.51	0.00
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-462.49	1.34	7.00	17.35	1.25
0,30 SISMO X + SISMO Y	-462.49	0.40	21.88	47.11	0.38

PANTALLA 1.00X0.30 DIRECCIÓN X

	N	V _y	V _z	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-438.58	-3.91	0.55	-1.00	3.94
ELU Nmax	-372.34	-3.14	0.45	-0.83	3.18
SISMO X - m = 2,00	18.87	17.93	1.50	3.14	36.99
SISMO Y - m = 2,00	0.86	0.11	1.98	3.92	0.30
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-457.71	21.87	2.64	5.31	41.01
0,30 SISMO X + SISMO Y	-445.10	9.40	2.98	5.86	15.33

PANTALLA EN L

	N	V _y	V _z	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
ELU Nmin	-321.58	-2.16	0.65	-8.53	-0.16
ELU Nmax	-295.31	-1.69	0.59	-7.09	-0.22
SISMO X - m = 2,00	0.04	18.21	40.93	78.94	39.22
SISMO Y - m = 2,00	0.14	9.40	31.95	61.80	17.55
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-321.66	23.18	51.16	106.00	44.64
0,30 SISMO X + SISMO Y	-321.73	17.02	44.88	94.01	29.47

La figuras siguientes muestran cómo los elementos apantallados en cada una de las direcciones, proporcionalmente mucho más rígidos que el resto de pilares, absorben la práctica totalidad de la acción sísmica en cada dirección.

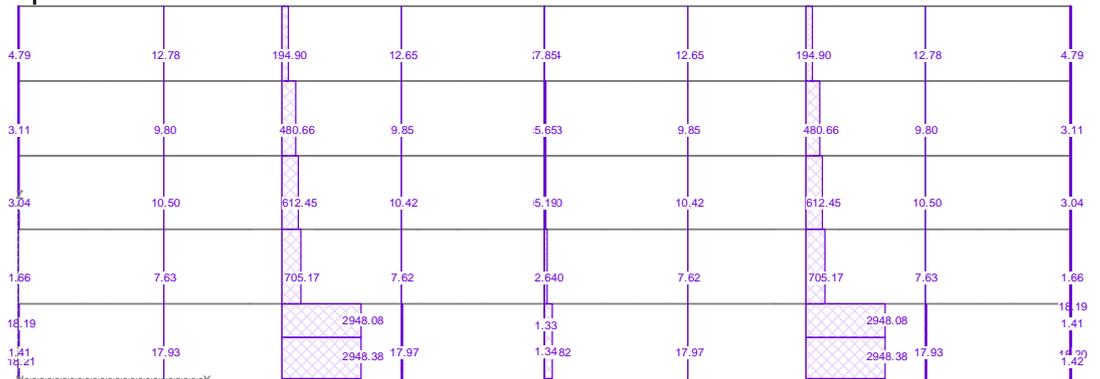


Figura131.- Sismo en dirección X. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

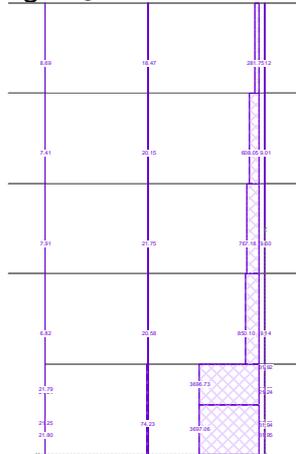


Figura132.- Sismo en dirección Y. Reparto de esfuerzos cortantes en pilares.

En las figuras que siguen se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión correspondientes al ELU permanente o transitorio. Se puede observar que la magnitud de los esfuerzos mayorados debidos a las acciones permanentes, a las sobrecargas de uso, y a la acción del viento, son muy inferiores a los estimados para el ELU accidental de sismo.

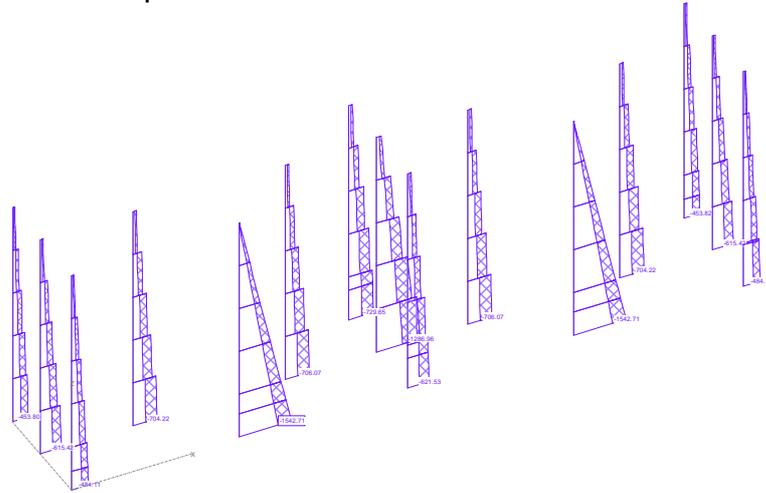


Figura133.- ELU permanente. Esfuerzos axiales en pantallas.

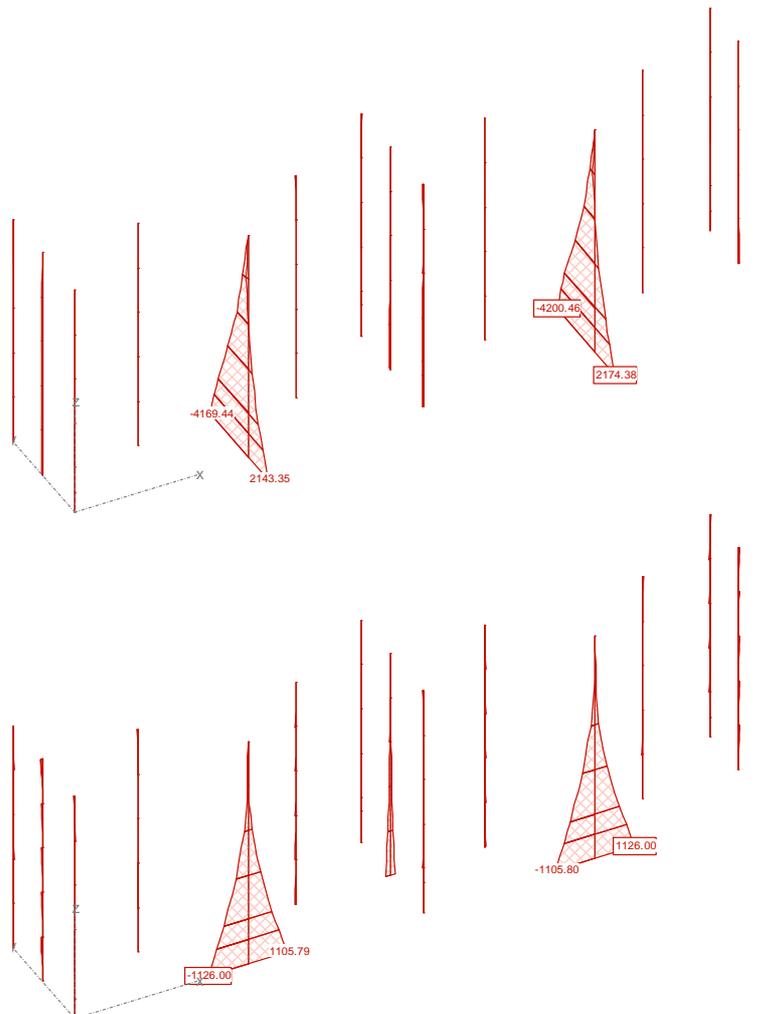


Figura134.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pantallas.

En cuanto al resto de pilares, en la siguiente figura se muestran los resultados gráficos de las envolventes de esfuerzos de flexión en dos alineaciones de pilares para el ELU permanente o transitorio, y para la actuación del sismo en cada una de las dos direcciones X e Y.

Se observa que en este caso en el que se ha tomado un valor de $\mu = 2,00$ los esfuerzos de flexión en pilares debidos a la acción del sismo son inferiores a los debidos el ELU permanente, aunque los alores obtenidos son muy pequeños en ambos casos.

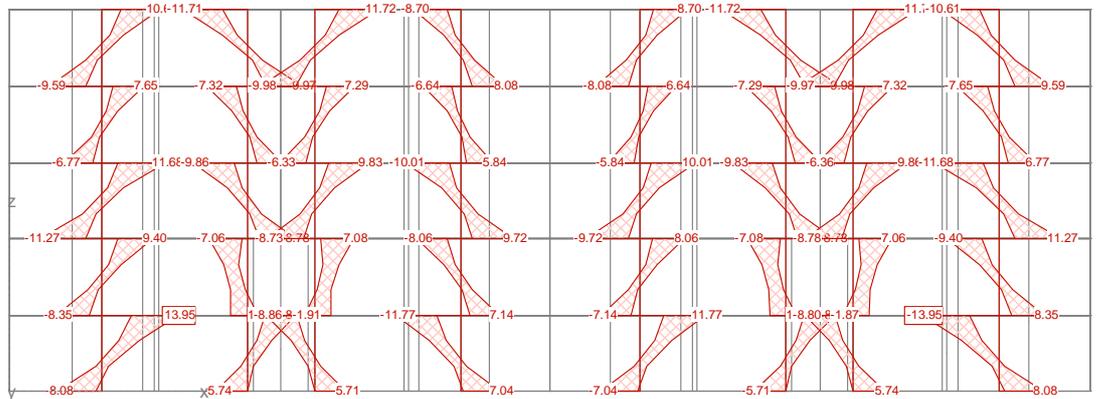


Figura 135.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje X.

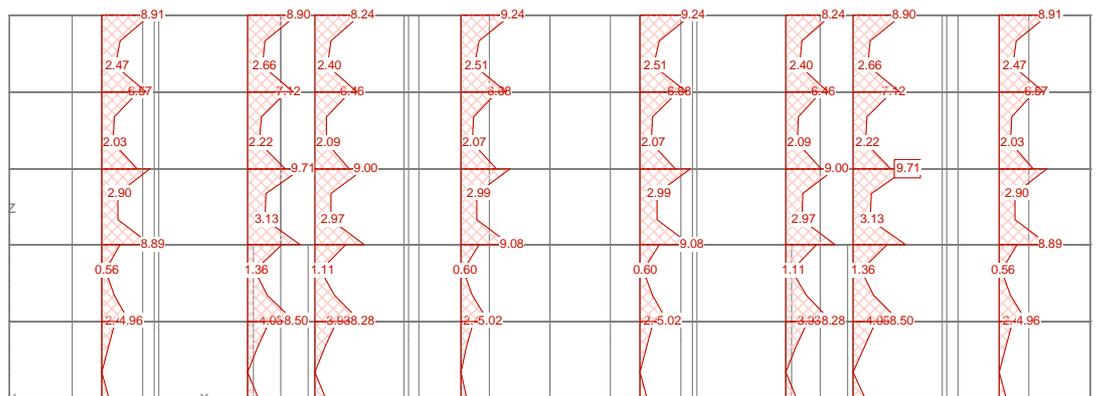


Figura 136.- Sismo dirección X. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 2,00$.

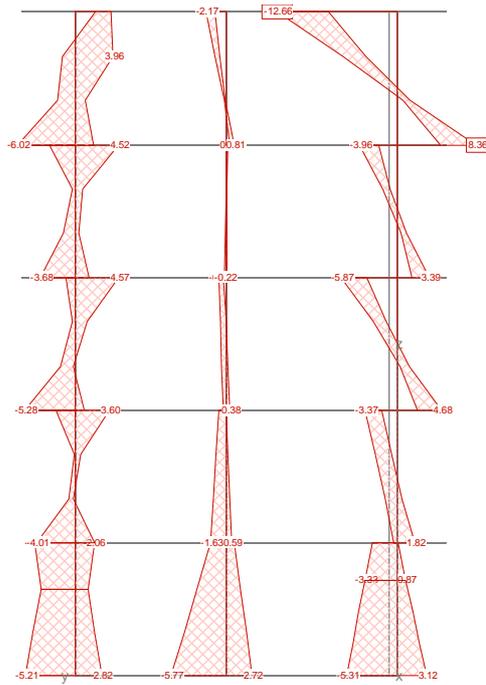


Figura 137.- ELU permanente. Esfuerzos de flexión en pilares. Pórtico paralelo a eje Y.

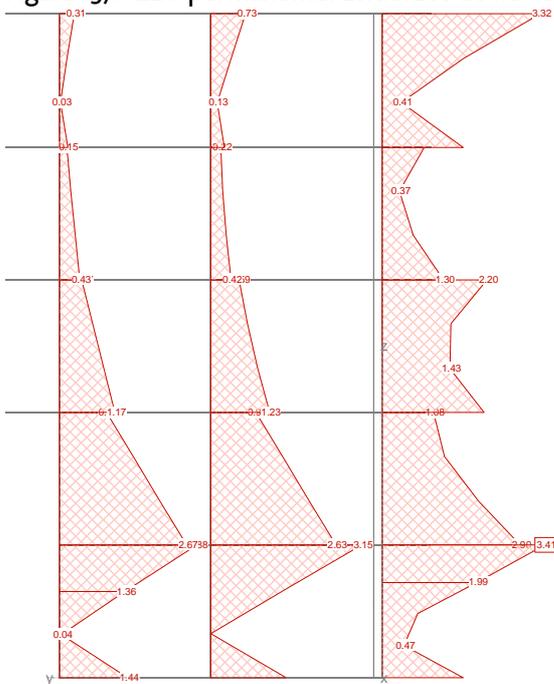


Figura 138.- Sismo dirección Y. Esfuerzos de flexión en pilares. Coeficiente $\mu = 2,00$.

ANÁLISIS DE LOS FORJADOS COMO DIAFRAGMAS

Las fuerzas máximas generadas en cada planta para la actuación del sismo, y las introducidas al modelo para dirección, considerando una superficie de unos 336 m², son las siguientes:

Sismo X considerando $\mu = 1,00$	$\Delta V = 1143 \text{ kN}$	$p = 3,40 \text{ kN/m}^2$
Sismo Y considerando $\mu = 1,00$	$\Delta V = 1306 \text{ KN}$	$p = 3,90 \text{ kN/m}^2$

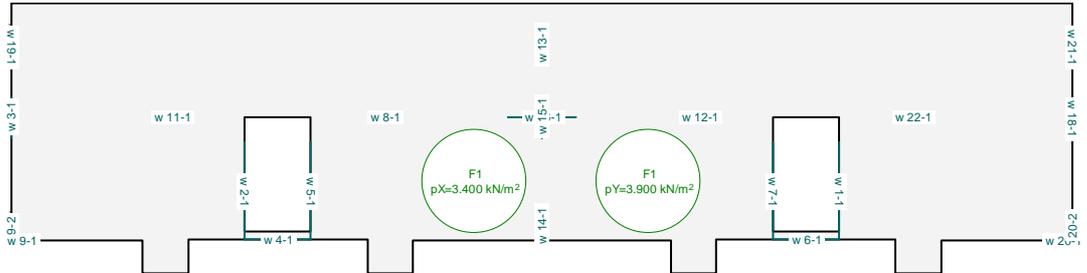


Figura139.- Planta del modelo de lámina de la planta tipo actuando como un diafragma.

Las acciones anteriores se han compuesto combinando ambos modos según las prescripciones de la normativa. Es decir, que se han considerado los dos casos siguientes:

Sismo X + 0,30 Sismo Y	$p_x = 3,40 \text{ kN/m}^2$	$p_y = 1,18 \text{ kN/m}^2$
0,30 Sismo X + Sismo Y	$p_x = 1,02 \text{ kN/m}^2$	$p_y = 1,17 \text{ kN/m}^2$

Las figuras siguientes muestran la dirección de las tensiones principales para cada una de las fuerzas en las direcciones X e Y. Los valores rojos corresponden a esfuerzos de compresión y los azules a esfuerzos de tracción.

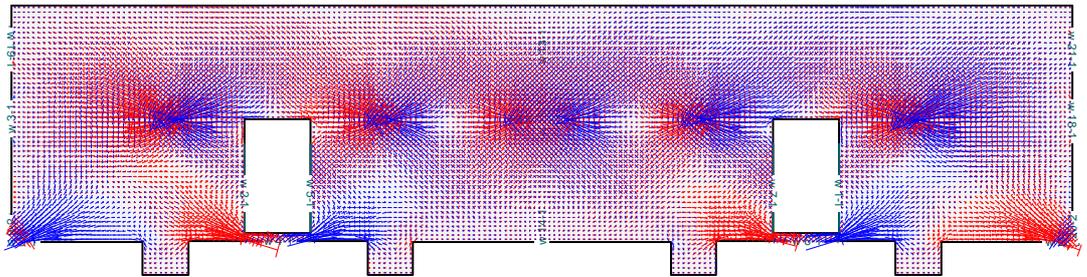


Figura140.- Sismo X. Valores gráficos de las tensiones principales en planta tipo.

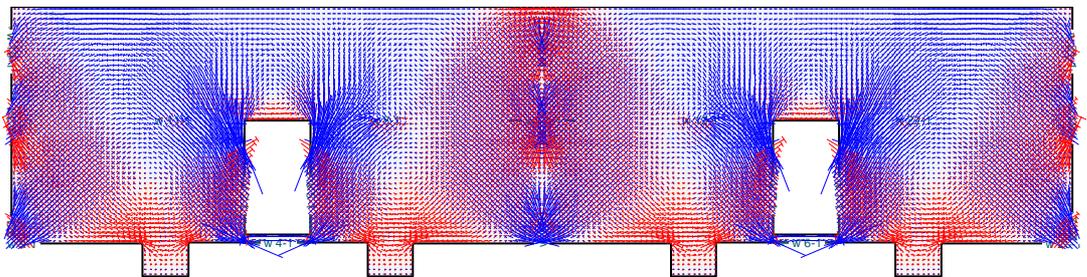


Figura141.- Sismo Y. Valores gráficos de las tensiones principales en planta tipo.

Las dos acciones se han analizado conjuntamente, componiéndolas conforme a los criterios de combinación descritos previamente, y se han obtenido los siguientes

4.2 ANÁLISIS SIMPLIFICADO

La vigente norma de construcción sismorresistente NCSE-02 establece el análisis estructural mediante espectros de respuesta como método de referencia, aunque contempla la posibilidad de emplear un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación.

El empleo de este método simplificado está permitido en edificios de cualquier tipo siempre que cumplan una serie de requisitos relacionados con su altura máxima, número de plantas, regularidad en planta y alzado, continuidad de soportes y regularidad mecánica.

A pesar de estas exigencias, la NCSE-02 permite el empleo de este método en cualquier edificio de importancia normal de hasta cuatro plantas, con independencia de que no se cumplan los requisitos de regularidad citados.

En el método simplificado se supone que la estructura del edificio corresponde a un modelo unidimensional, constituido por un oscilador múltiple con un sólo grado de libertad de desplazamiento por planta. Este modelo se analiza mediante un sistema de fuerzas horizontales que representan la acción del sismo.

La NCSE-02 establece el número de modos de vibración a considerar en el análisis simplificado en función del período fundamental de la estructura. Así, señala que puede considerarse sólo el primer modo para valores del periodo fundamental inferiores a 0,75 s, dos modos si el periodo fundamental está entre 0,75 s y 1,25 s, y tres modos si el periodo fundamental supera 1,25 s.

En relación al periodo fundamental, la norma proporciona una serie de fórmulas simplificadas para la estimación del periodo fundamental de diferentes tipos de estructuras, tales como edificios de muros de fábrica, edificios de pórticos de hormigón armado sin pantallas, edificios de pórticos de hormigón armado con pantallas, edificios de pórticos rígidos de acero laminado, y edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes.

Dado que un porcentaje importante de los edificios de viviendas puede incluirse dentro de este grupo de edificios de hasta cuatro plantas, a continuación se presenta el análisis simplificado correspondiente a los casos analizados anteriormente con un análisis modal espectral.

ANÁLISIS SÍSMICO POR EL METODO DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Proyecto: Guía estrategia antisísmica proyectos obra nueva. Edificio B. Solución 2

Aceleración Sísmica de calculo ac: 0.138 g

Periodo Fundamental del Edificio

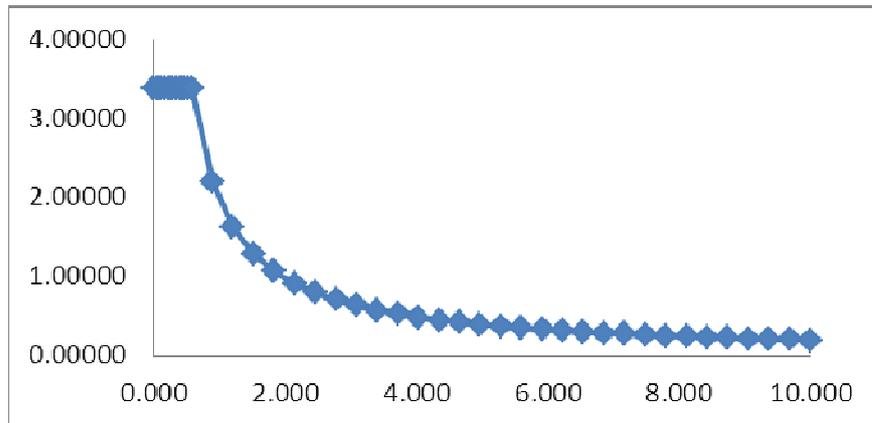
Altura del Edificio sobre rasante: 14
 Numero de Plantas sobre Rasante: 5
 Dimensión en Planta según dirección X: 39.31
 Dimensión en Planta según dirección Y: 9.125
 Dimensión elemento de rigidez según X: 13.4
 Dimensión elemento de rigidez según Y: 25.1
 Tipo de Edificio: Edificios con pórticos de hormigón armado con pantallas rigidizadoras

Periodo Fundamental según dirección X: 0.250 seg Solo el primer Modo
 Periodo Fundamental según dirección Y: 0.209 seg Solo el primer Modo

	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Dirección X	0.25018	0	0
Dirección Y	0.20943	0	0

Espectro de respuesta Simplificado

Coefficiente de Contribución (k): 1.0
 Coeficiente del Terreno (C): 1.45
 Tb = 0.58



El Espectro de respuesta para nuestros periodos son:

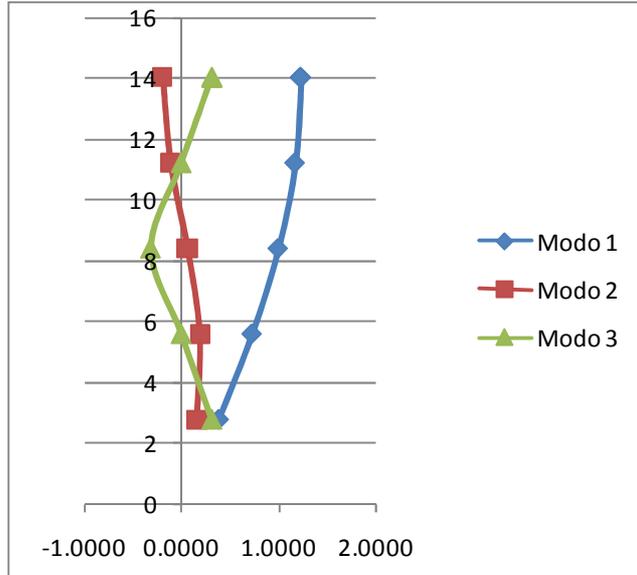
	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Dirección X	2.5	0	0
Dirección Y	2.5	0	0

Coefficiente de respuesta

Amortiguamiento: 5%
 Factor de Modificación Espectro: 1.00
 Coeficiente de Ductilidad:
 Según dirección X: 2.0
 Según dirección Y: 2.0

β (X):	0.50
β (Y):	0.50

PLANTAS	Cota [m]	Masa [Tn]	Modo 1				η_{1k}
			ϕ_{1k}	$\Sigma mk \cdot \phi_{1k}$	$\Sigma mk \cdot \phi_{21k}$	$\Sigma mk \cdot \phi_{1k}$	
						$\Sigma mk \cdot \phi_{21k}$	
1	2.8	401.73	0.3090	124.1414	38.3618		0.3787
2	5.6	401.73	0.5878	236.1310	138.7943		0.7204
3	8.4	401.73	0.8090	325.0064	262.9357		0.9916
4	11.2	401.73	0.9511	382.0679	363.3682		1.1657
5	14	366.03	1.0000	366.0300	366.0300		1.2256
6	14	0	1.0000	0.0000	0.0000		1.2256
7	14	0	1.0000	0.0000	0.0000		1.2256
14 1973				1433.3767	1169.4900	1.2256	



Fuerzas Estáticas Equivalentes. DIRECCION X

PLANTAS	Cota [m]	Masa [Tn]	Modo 1			
			$a_1(T_1)$	S_{1k}	$F_{1k}(kN)$	$V_{1k}(kN)$
1	2.8	401.73		0.0653	257.48	2972.91
2	5.6	401.73		0.1243	489.75	2715.44
3	8.4	401.73		0.1710	674.08	2225.69
4	11.2	401.73		0.2011	792.43	1551.60
5	14	366.03		0.2114	759.17	759.17
6	0	0		0.0000	0.00	0.00
7	0	0		0.0000	0.00	0.00
2.5					2972.91	

Fuerzas Estáticas Equivalentes. DIRECCION Y

PLANTAS	Cota	Masa	Modo 1			
	[m]	[Tn]	a1(T1)	S1k	F1k(kN)	V1k(kN)
1	2.8	401.73		0.0653	257.48	2972.91
2	5.6	401.73		0.1243	489.75	2715.44
3	8.4	401.73		0.1710	674.08	2225.69
4	11.2	401.73		0.2011	792.43	1551.60
5	14	366.03		0.2114	759.17	759.17
6	0	0		0.0000	0.00	0.00
7	0	0		0.0000	0.00	0.00
			2.5	2972.91		

Las fuerzas estáticas equivalentes se repartirán entre los elementos resistentes de manera que se satisfaga el equilibrio en planta. La fuerza horizontal en el elemento j del nivel k tiene el valor:

$$f_{kj} = F_k \frac{K_{kj}}{\sum_{j=1}^n K_{kj}}$$

K_{kj} Rigidez de cada elemento resistente j en la dirección de la fuerza considerada

En el Ejemplo B, el sismo será resistido principalmente por los núcleos (93,36% de la rigidez total en dirección X y 94,98% en dirección Y).

De esta forma los coeficientes por rigidez son:

$K_{LONG} = 0.4668$ para la fuerza actuante sobre cada núcleo en dirección X

$K_{TRANSV} = 0.4749$ para la fuerza actuante sobre cada núcleo en dirección Y

Por último es necesario tener en cuenta los efectos de rotación multiplicando las fuerzas obtenidas en cada uno de los elementos resistentes por un factor definido por

$$\gamma_a = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

Donde:

x es la distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada

L_e es la distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma

Así, resulta que para el sismo longitudinal se tiene:

$$x = 3,28 \text{ m} \quad L_e = 0,00 \text{ m} \quad \gamma_a = 1,00$$

Y para el sismo transversal se tiene:

$$x = 9,79 \text{ m} \quad \gamma_a = 19,58 \quad \gamma_a = 1,3$$

Las fuerzas horizontales a aplicar en cada nivel para cada elemento en el caso del sismo longitudinal son las siguientes,

$$f_1 = 0,4668 \cdot 1,00 \cdot 257,477 = 120,190 \text{ kN}$$

$$f_2 = 0,4668 \cdot 1,00 \cdot 489,751 = 228,616 \text{ kN}$$

$$f_3 = 0,4668 \cdot 1,00 \cdot 674,084 = 314,662 \text{ kN}$$

$$f_4 = 0,4668 \cdot 1,00 \cdot 792,433 = 369,908 \text{ kN}$$

$$f_5 = 0,4668 \cdot 1,00 \cdot 759,169 = 354,380 \text{ kN}$$

Las fuerzas horizontales a aplicar en cada nivel para cada elemento en el caso del sismo transversal son las siguientes,

$$f_1 = 0,4749 \cdot 1,30 \cdot 257,477 = 158,959 \text{ kN}$$

$$f_2 = 0,4749 \cdot 1,30 \cdot 489,751 = 302,357 \text{ kN}$$

$$f_3 = 0,4749 \cdot 1,30 \cdot 674,084 = 416,159 \text{ kN}$$

$$f_4 = 0,4749 \cdot 1,30 \cdot 792,433 = 489,224 \text{ kN}$$

$$f_5 = 0,4749 \cdot 1,30 \cdot 759,169 = 468,688 \text{ kN}$$

Aplicando estas fuerzas horizontales a las pantallas se obtienen los esfuerzos ocasionados por el sismo en cada dirección:

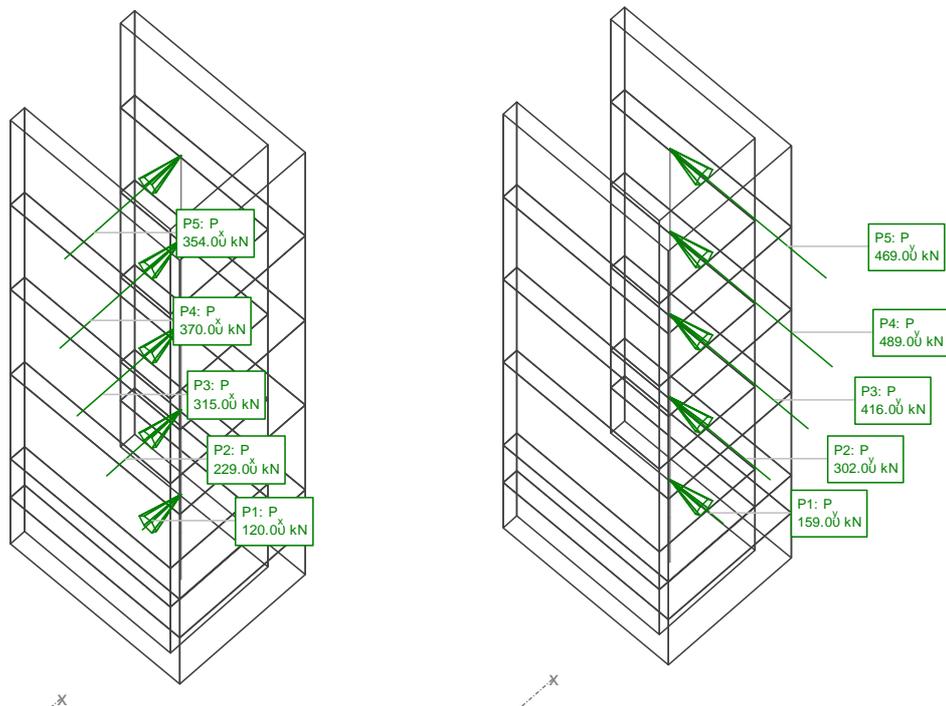


Figura144.- Fuerzas estáticas equivalentes para sismo longitudinal y transversal.

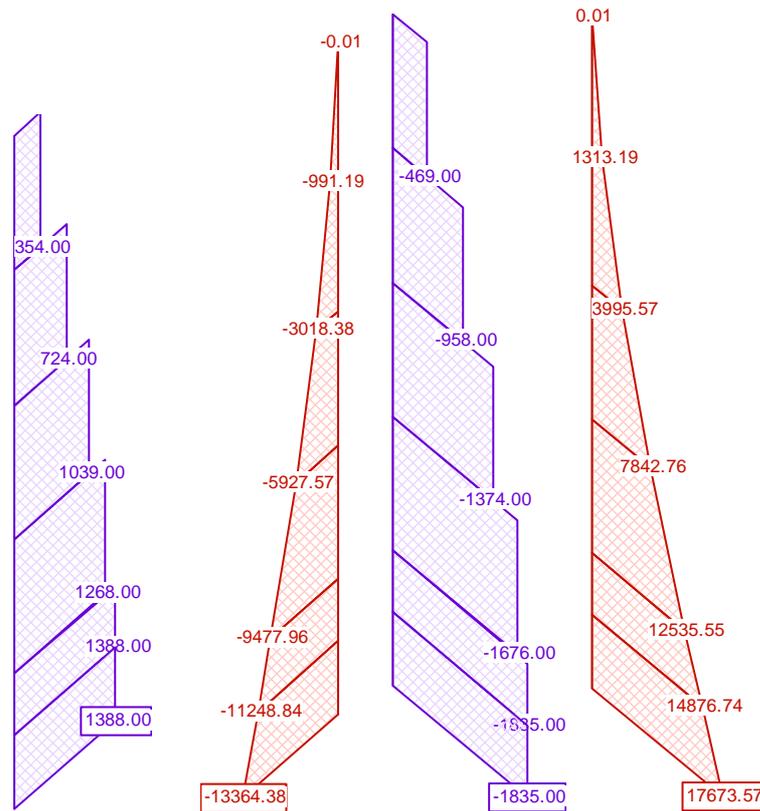


Figura 145.- Cortantes y flectores para sismo longitudinal (izquierda) y transversal (derecha).

Los esfuerzos de dimensionamiento en la situación sísmica para cada uno de los pilares apantallados que forman el núcleo son los siguientes:

	MÉTODO SIMPLIFICADO				
	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _y [kN·m]	M _z [kN·m]
ELU N _{min}	-1142.75	-8.98	-16.42	-878.68	14.58
ELU N _{max}	-1142.75	-7.43	-12.85	-723.46	11.99
SISMO X - $\mu = 2,00$	0.00	-1388.00	0.00	0.00	13364.38
SISMO Y - $\mu = 2,00$	0.00	0.00	-1835.00	17673.57	0.00
SISMO X + 0,30 SISMO Y	-1142.75	1396.98	566.92	6180.75	13378.96
0,30 SISMO X + SISMO Y	-1142.75	425.38	1851.42	18552.25	4023.89

Si se comparan estos esfuerzos con los obtenidos para el análisis modal espectral con y para el mismo coeficiente de comportamiento por ductilidad, se observa que en el análisis modal espectral se obtienen valores de esfuerzos significativamente menores que en el método aproximado.

5 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

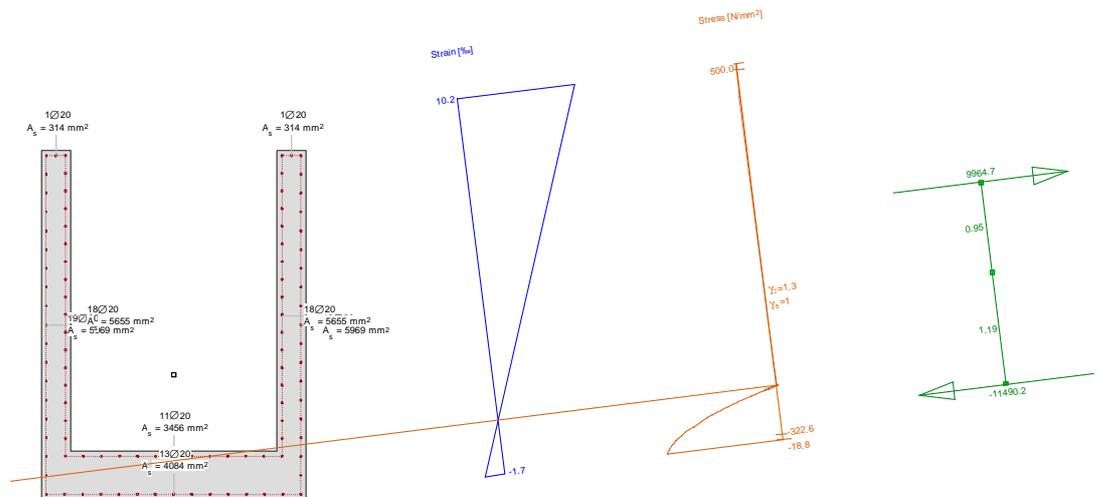
5.1 COEFICIENTE DE DUCTILIDAD $\mu = 1,00$

5.1.1 Pantallas

A continuación se presentan las comprobaciones seccionales en los arranques de las pantallas, correspondientes al ELU accidental de sismo, en los diferentes elementos del núcleo central, considerando un coeficiente de ductilidad $\mu = 1,00$.

Se presentan el análisis seccional para la combinación de esfuerzos de flexión más desfavorables en cada caso, así como un resumen de los esfuerzos considerados y de los coeficientes de seguridad obtenidos en cada caso.

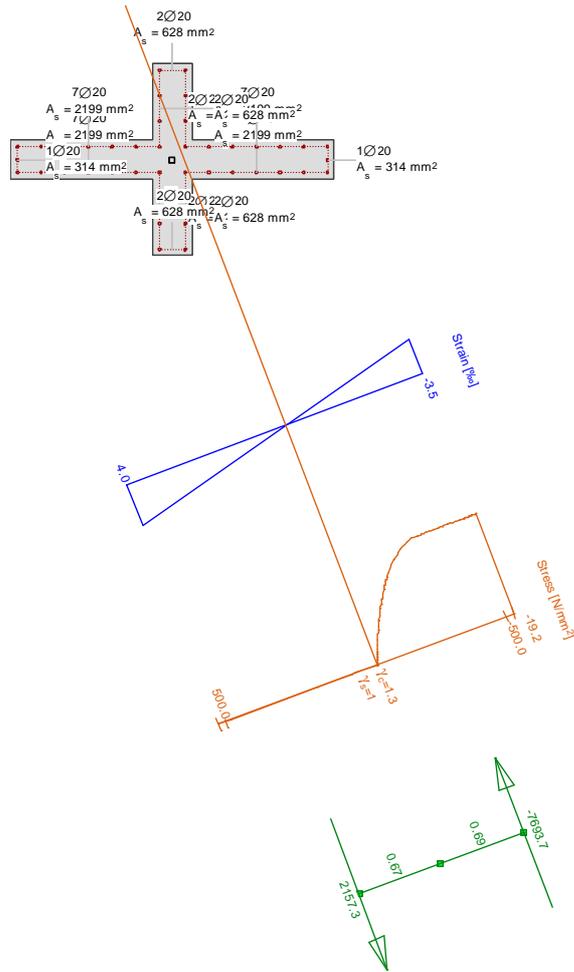
NÚCLEO



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-1142.8	12809.5	11042.2	1.67
2	AP4: ELU SISMO	-1142.8	17021.5	3388.1	1.63
3	AP4: ELU SISMO	-1142.8	-12809.5	11042.2	1.48
4	AP4: ELU SISMO	-1142.8	-17021.5	3388.1	1.33

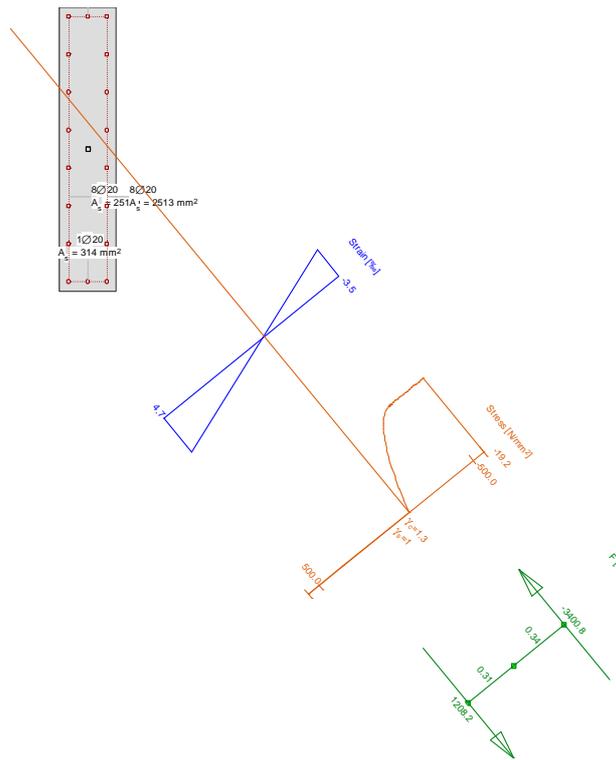
PANTALLA EN CRUZ



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-853.7	107.3	1073.2	6.48
2	AP4: ELU SISMO	-862.1	314.2	321.9	8.34

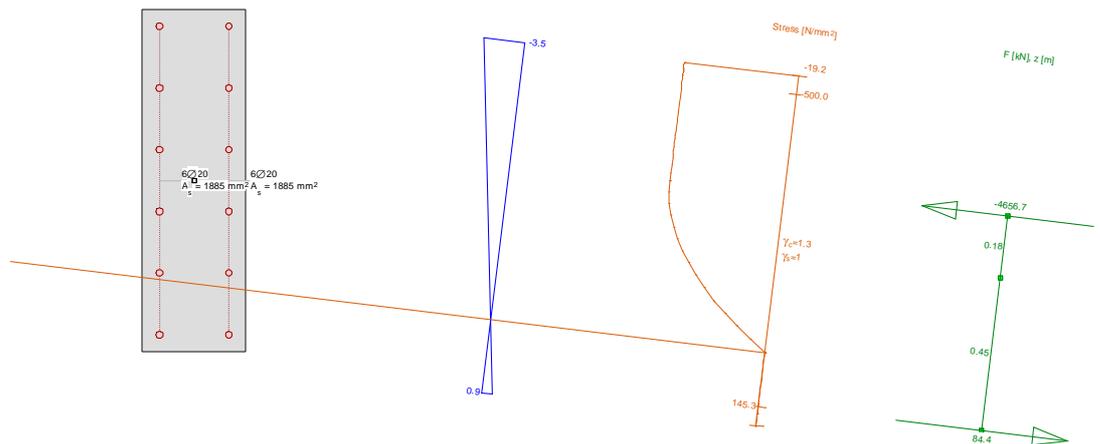
PANTALLA 1.50 X 0.30 DIRECCIÓN Y



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-403.7	425.4	16.7	5.43
2	AP4: ELU SISMO	-403.7	400.2	8.4	6.09

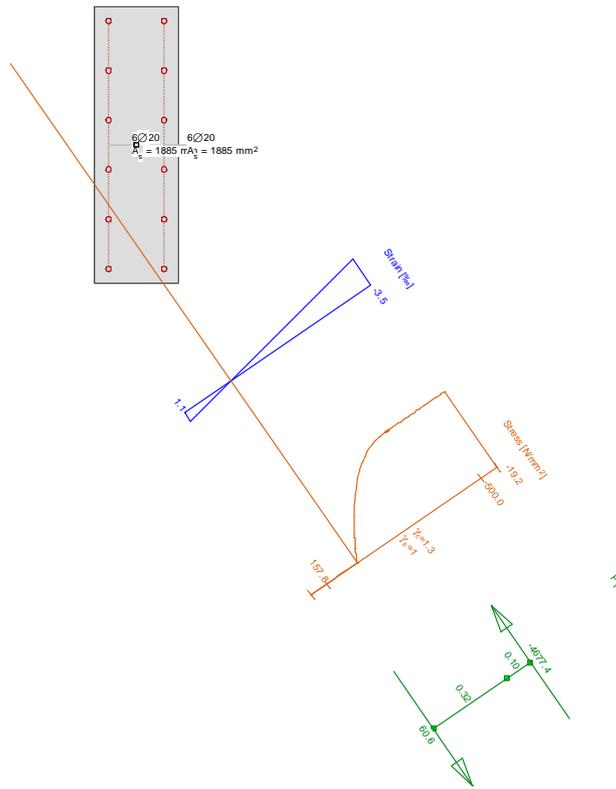
PANTALLA 1.00 X 0.30 DIRECCIÓN Y



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-462.5	30.1	2.5	13.61
2	AP4: ELU SISMO	-462.5	89.6	0.8	9.89

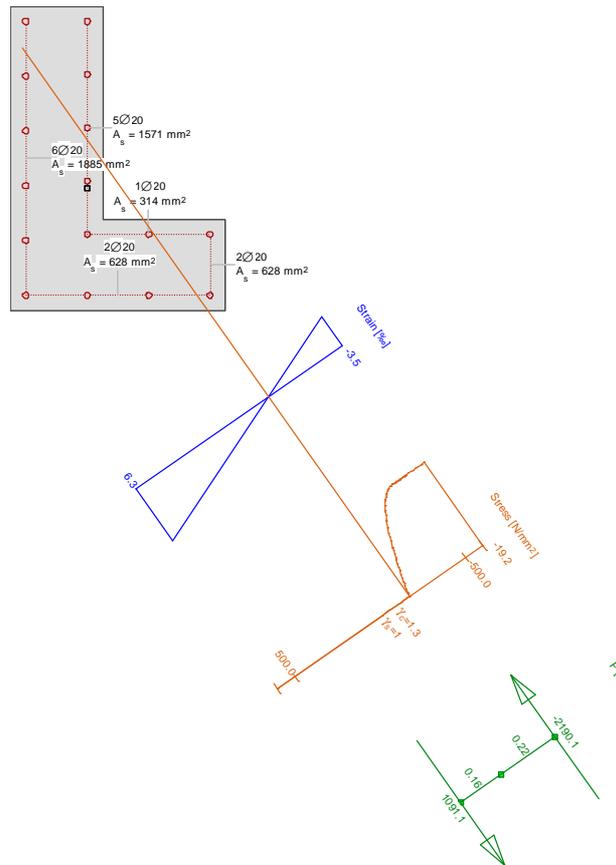
PANTALLA 1.00X0.30 DIRECCIÓN Y



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-476.8	78.1	9.6	9.68
2	AP4: ELU SISMO	-451.6	26.7	10.7	12.80

PANTALLA EN L



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-321.7	203.5	89.1	3.41
2	AP4: ELU SISMO	-321.9	179.5	58.8	4.46

Como se puede observar en las figuras anteriores, los esfuerzos de cálculo estimados requieren de una cuantía de armadura de $\phi 20/0,20$ válida para todos los elementos

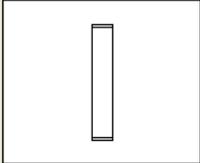
En cuanto al cortante, en los núcleos se tienen los siguientes esfuerzos:

$$V_d = 5917 \text{ kN en la pantalla inferior (sismo X)}$$

$$V_d = 4331 \text{ kN en las pantallas en dirección Y (sismo Y)}$$

Y se ha dispuesto una cuantía de cercos $\phi 20/0,10$.

Sección 0.5x2.75



ρ_l [%] 1
 b_0 [m] 0.50
 d [m] 2.70
 z [m] 2.43

Inclinación de las bielas
 $\text{ctg } \theta$ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 90.0

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
 Diámetro de la armadura comprimida
 ϕ [mm] 12

Axil de cálculo (compresión +)
 N_d [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0
 $\rho_{comprimida}$ [%] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 σ_{yd} [MPa] 0.0
 θ_e [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

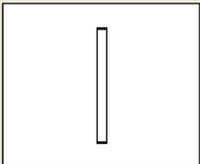
ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	—	—	—	—
n° ramas	—	—	—	—
A_{ω} [cm ² /m]	—	—	—	—
TIPO	—	—	—	—
V_{su} [kN]	—	—	—	—
V_{u2} [kN]	—	—	—	—

TIPO 1 TIPO 2

V_{u1} [kN] 6750.0 A_{ω} [cm²/m] 58.5
 V_{cu} [kN] 233.1

V_d [kN] 5917.1

Sección 3.65x0.3



ρ_l [%] 1
 b_0 [m] 0.30
 d [m] 3.60
 z [m] 3.24

Inclinación de las bielas
 $\text{ctg } \theta$ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 90.0

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
 Diámetro de la armadura comprimida
 ϕ [mm] 12

Axil de cálculo (compresión +)
 N_d [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0
 $\rho_{comprimida}$ [%] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 σ_{yd} [MPa] 0.0
 θ_e [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	—	—	—	0.10
n° ramas	—	—	—	4
A_{ω} [cm ² /m]	—	—	—	45.2
TIPO	—	—	—	2
V_{su} [kN]	—	—	—	5863.0
V_{u2} [kN]	—	—	—	6015.73

TIPO 1 TIPO 2

V_{u1} [kN] 5400.0 A_{ω} [cm²/m] 32.2
 V_{cu} [kN] 152.8

V_d [kN] 4331

En el resto de elementos es suficiente con disponer cercos $\phi 12/0,20$.

5.1.2 Cimentaciones

El terreno de cimentación del edificio correspondiente al ejemplo B se ha caracterizado en toda la longitud de suelo reconocida en los sondeos como unas arenas con bastante grava y algo de finos limoarcillosos, de compacidad media a densa.

El informe geotécnico recomienda una cimentación directa mediante zapatas, con un valor de la tensión admisible del terreno de 0,26 MPa para el caso de acciones accidentales.

Así, la cimentación del edificio original estaba formada por zapatas de canto 1,50 m situadas bajo cada pilar y unidas entre sí mediante vigas de enlace de 0,35x0,40 m.

Los esfuerzos que los elementos encajados para absorber la acción del sismo transmiten a la cimentación hacen necesaria la disposición de una cimentación directa de dimensiones muy importantes en las zonas de los núcleos, solapándose con las cimentaciones de un número importante de pilares adyacentes. Así, y partir de la distancia entre núcleos y de las dimensiones de los elementos encajados, se ha propuesto en este ejemplo una cimentación mediante una losa de cimentación de 0,80 m de canto.

DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN

Las siguientes figuras muestran los valores de isolíneas de armaduras a disponer en las direcciones X e Y para absorber los esfuerzos transmitidos a la losa de cimentación en el ELU accidental de sismo.

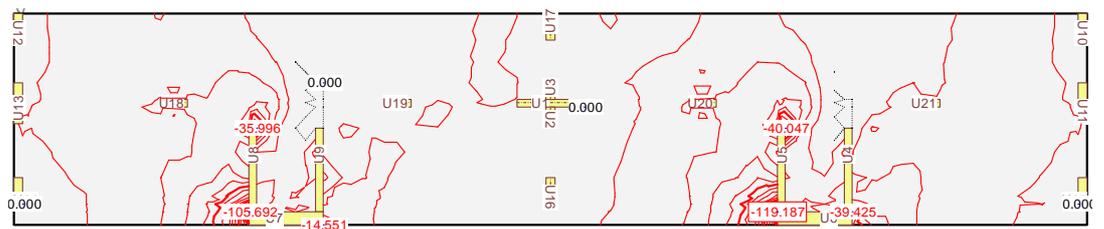


Figura146.- ELU Sismo. Isolíneas de A_x (cm^2/m) en cara superior.

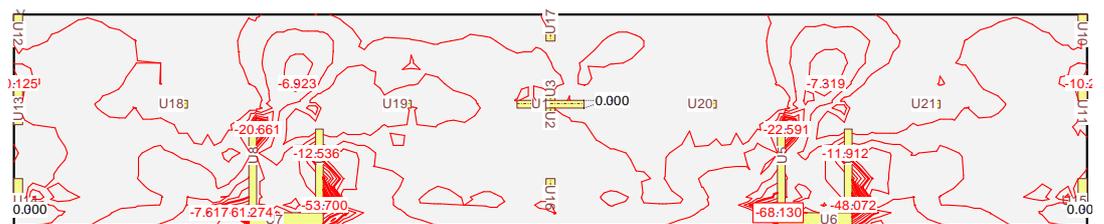


Figura147.- ELU Sismo. Isolíneas de A_y (cm^2/m) en cara superior.

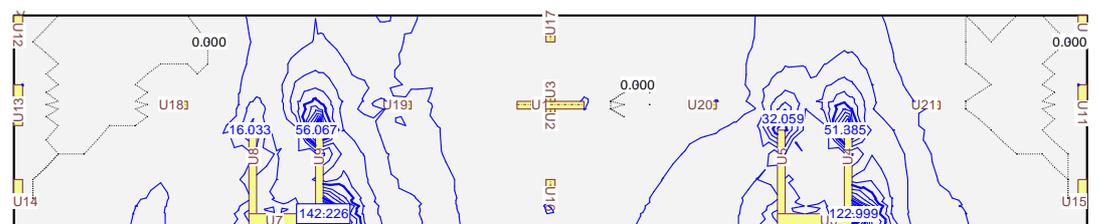


Figura148.- ELU Sismo. Isolíneas de A_x (cm^2/m) en cara inferior.

Las imágenes anteriores muestran que las cuantías de armadura a disponer están en ambas direcciones por debajo de los $4 \text{ cm}^2/\text{m}$, salvo en las zonas de esquina en las que es preciso disponer un refuerzo específico. Estas zonas se han analizado integrando las cuantías de armadura en unas secciones de $0,60 \text{ m}$ de ancho, obteniéndose las cuantías de armadura que se presentan a continuación.

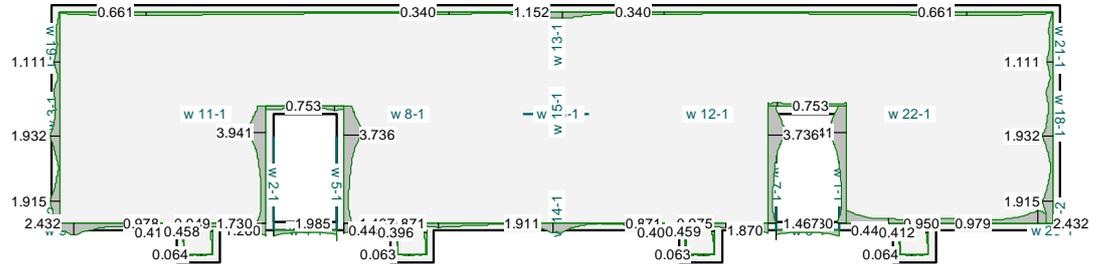


Figura 153.- Armadura a disponer, integrada en nervios de borde de $0,60 \text{ m}$ de ancho.

5.1.4 Croquis de elementos estructurales

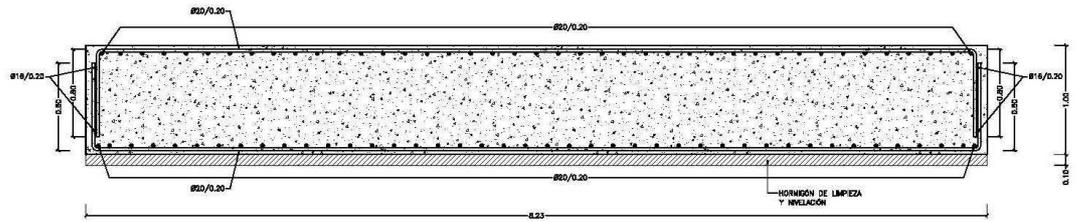


Figura 154.- Edificio B, solución 1. Sección de la losa de cimentación.

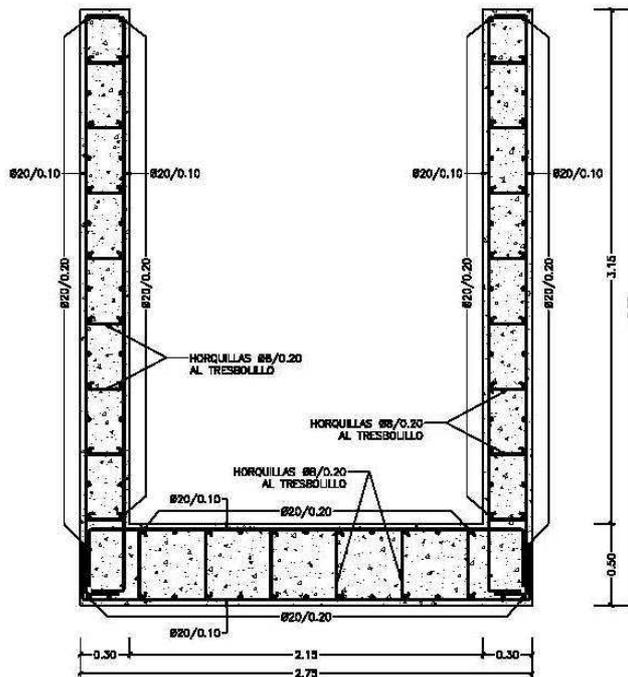


Figura 155.- Edificio B, solución 1. Armadura dispuesta en el núcleo central.

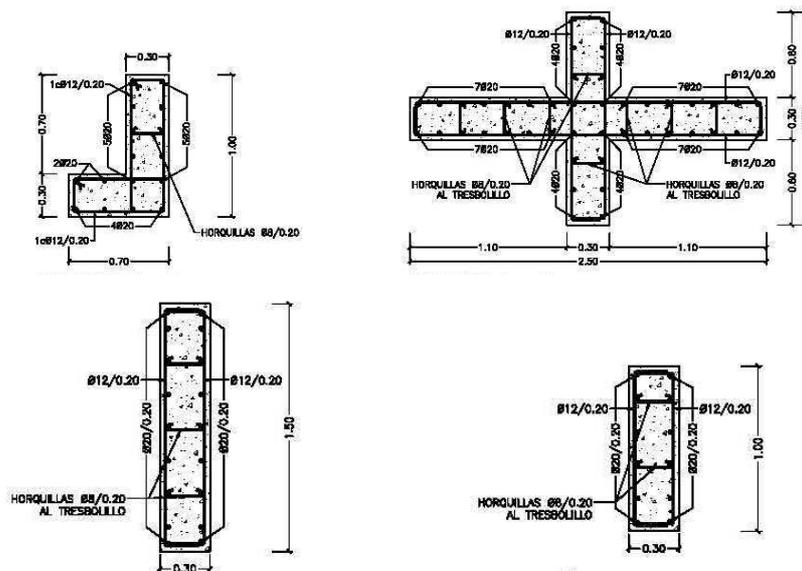


Figura 156.- Edificio B, solución 1. Armadura dispuesta en las pantallas.

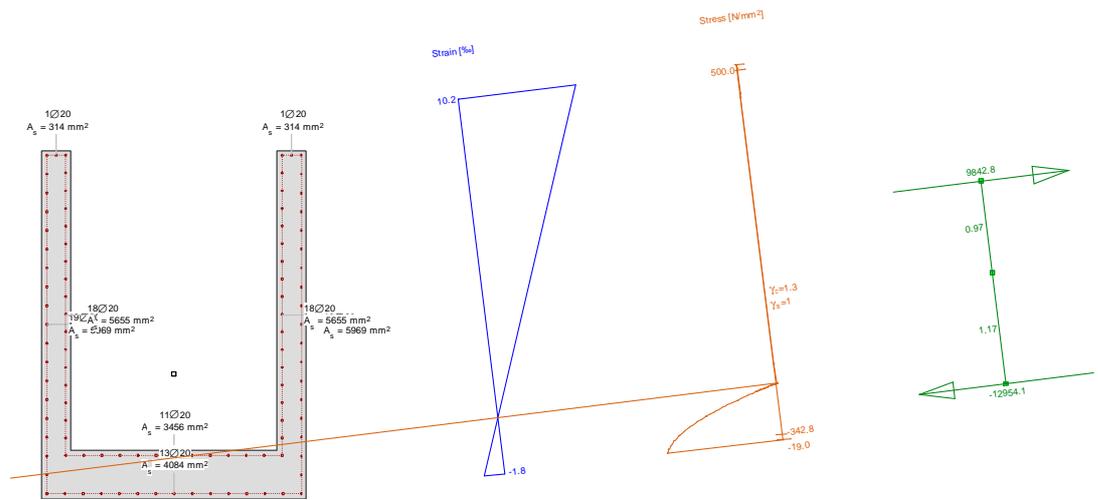
5.2 COEF. DUCTILIDAD $\mu = 2,00$

5.2.1 Pantallas

A continuación se presentan las comprobaciones seccionales en los arranques de las pantallas, correspondientes al ELU accidental de sismo, considerando un coeficiente de ductilidad $\mu = 2,00$.

Se presentan el análisis seccional para la combinación de esfuerzos de flexión más desfavorables en cada caso, así como un resumen de los esfuerzos considerados y de los coeficientes de seguridad obtenidos en cada caso.

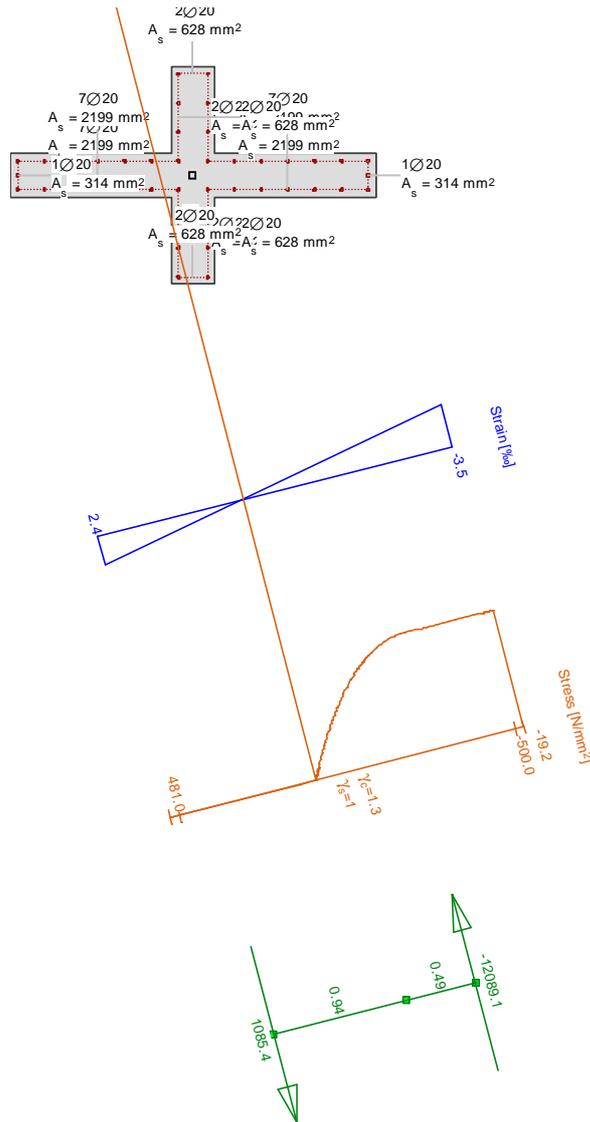
NÚCLEO



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-1142.8	6844.1	5528.4	3.39
2	AP4: ELU SISMO	-1142.8	8950.1	1701.3	3.36
3	AP4: ELU SISMO	-1142.8	-6844.1	5528.4	3.05
4	AP4: ELU SISMO	-1142.8	-8950.1	1701.3	2.72

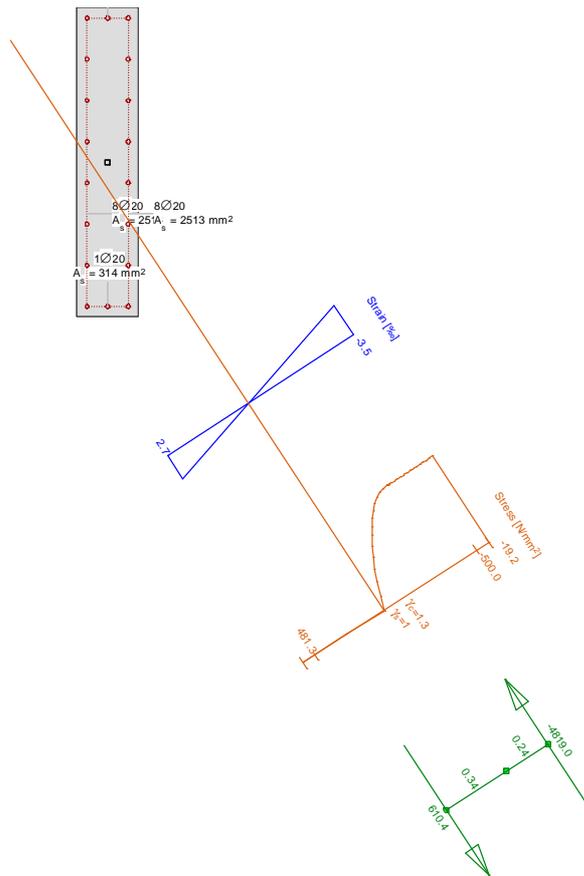
PANTALLA EN CRUZ



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-851.9	62.9	536.6	12.92
2	AP4: ELU SISMO	-856.1	166.4	161.0	15.21

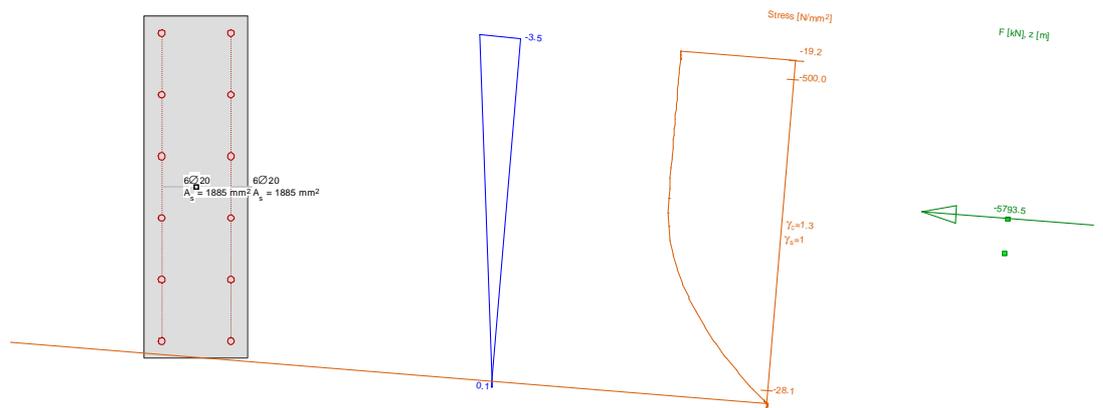
PANTALLA 1.50X0.30 DIRECCIÓN Y



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-403.7	222.8	10.7	10.42
2	AP4: ELU SISMO	-403.7	210.2	6.5	11.35

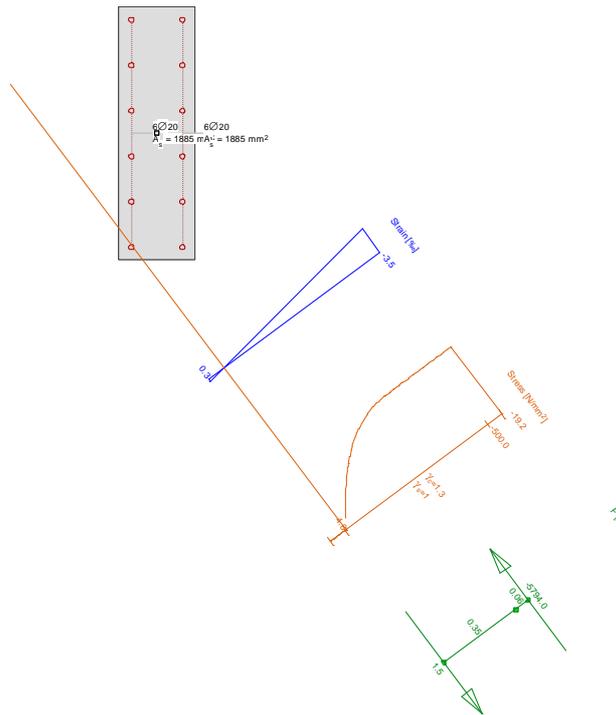
PANTALLA 1.00X0.30 DIRECCIÓN Y



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-462.5	17.4	1.3	14.63
2	AP4: ELU SISMO	-462.5	47.1	0.4	12.53

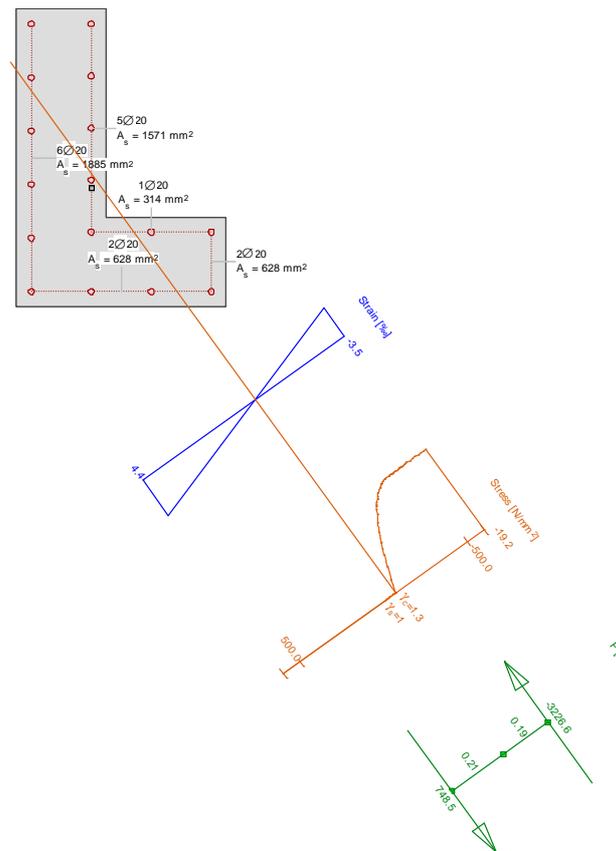
PANTALLA 1.00X0.30 DIRECCIÓN Y



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-457.7	41.0	5.3	12.66
2	AP4: ELU SISMO	-445.1	15.3	5.9	14.60

PANTALLA EN L



Action forces Efficiency factors

No.	Analysis-Parameters	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Capacity factor [-]
1	AP4: ELU SISMO	-321.7	106.0	44.6	7.70
2	AP4: ELU SISMO	-321.7	94.0	29.5	9.75

Como se puede observar en las figuras anteriores, los esfuerzos de cálculo estimados requieren de una cuantía de armadura de $\varnothing 20/0,20$ válida para todos los elementos

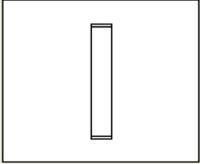
En cuanto al cortante, en los núcleos se tienen los siguientes esfuerzos:

$$V_d = 2963 \text{ kN en la pantalla inferior (sismo X)}$$

$$V_d = 2170 \text{ kN en las pantallas en dirección Y (sismo Y)}$$

Y se ha dispuesto una cuantía de cercos $\varnothing 20/0,20$.

Sección 0.5x2.75



ρ_1 [%] 1
b0 [m] 0.50
d [m] 2.70
z [m] 2.43

Inclinación de las bielas
ctg θ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 90.0

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida
 ϕ [mm] 12

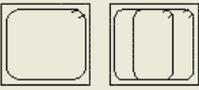
Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0
 $\rho_{comprimida}$ [%] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 σ_{yd} [MPa] 0.0
 θ_e [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	—	—	0.10	0.15
nº ramas	—	—	4	4
A_w [cm ² /m]	—	—	31.4	30.2
TIPO	—	—	2	2
Vsu [kN]	—	—	3053.6	2931.5
Vu2 [kN]	—	—	3250.22	3128.08

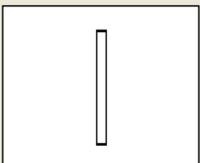
TIPO 1 TIPO 2



Vu1 [kN] 6750.0 Vu2 [kN] 196.6 A_w [cm²/m] 28.5

Vd [kN] 2963

Sección 3.65x0.3



ρ_1 [%] 1
b0 [m] 0.30
d [m] 3.60
z [m] 3.24

Inclinación de las bielas
ctg θ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 90.0

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida
 ϕ [mm] 12

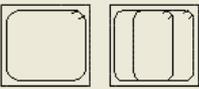
Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0
 $\rho_{comprimida}$ [%] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 σ_{yd} [MPa] 0.0
 θ_e [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

ϕ [mm]	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$
s [m]	—	0.10	0.10	0.10
nº ramas	—	4	2	2
A_w [cm ² /m]	—	20.1	15.7	22.6
TIPO	—	2	1	1
Vsu [kN]	—	2605.8	2035.8	2931.5
Vu2 [kN]	—	2758.53	2188.52	3084.25

TIPO 1 TIPO 2



Vu1 [kN] 5400.0 Vu2 [kN] 152.8 A_w [cm²/m] 15.6

Vd [kN] 2170

En el resto de elementos es suficiente con disponer cercos $\phi 12/0,20$.

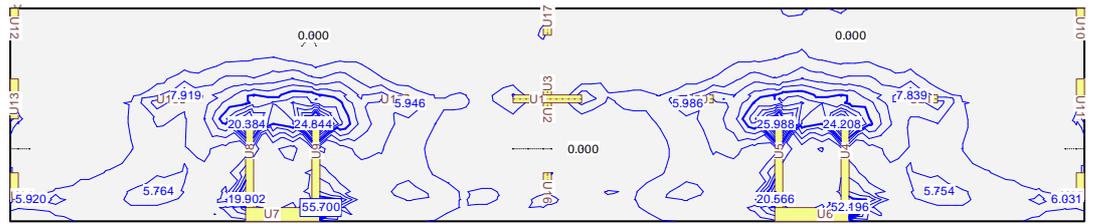


Figura 160.- ELU Sismo. Isolíneas de A_y (cm^2/m) en cara inferior.

Se ha dispuesto una losa de cimentación de canto 0,80 m con malla de armado inferior y superior de $\varnothing 16/0,15$, que se corresponde con la cuantía mínima para una losa de cimentación de dicho canto. En la zona de los núcleos ha sido necesario disponer refuerzos inferiores de $\varnothing 20/0,15$ en dirección X y de $\varnothing 10/0,15$ en dirección Y.

La planta de cimentación encajada se muestra a continuación.

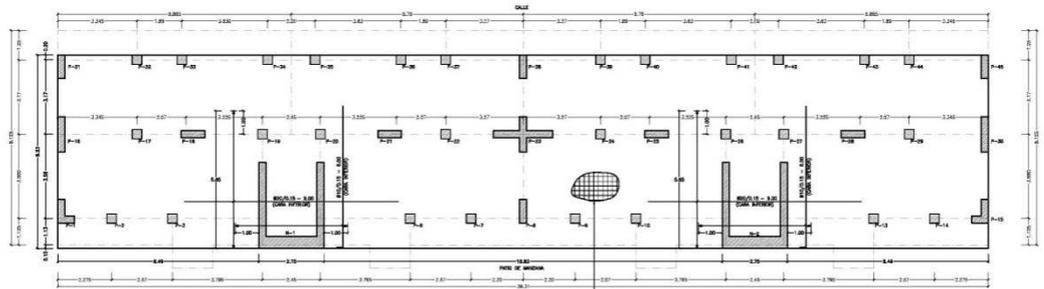


Figura 161.- Planta de cimentación encajada considerando $\mu = 2,00$.

5.2.3 Forjados - diafragmas

Las siguientes figuras muestran los valores de isóneas de armaduras a disponer en las direcciones X e Y para absorber los esfuerzos debidos al comportamiento del forjado como diafragma en el ELU accidental de sismo.

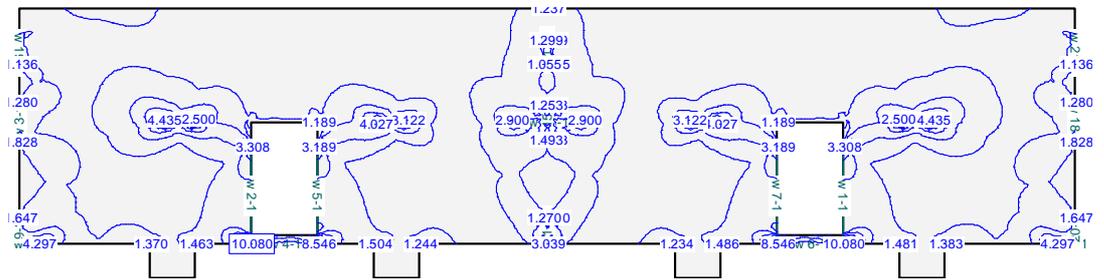


Figura162.- ELU Sismo. Isóneas de A_x (cm^2/m) en ELU de sismo.

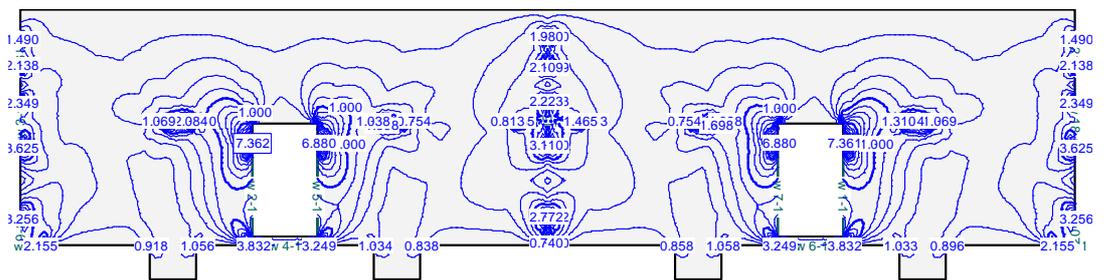


Figura163.- ELU Sismo. Isóneas de A_y (cm^2/m) en ELU de sismo.

Las imágenes anteriores muestran que las cuantías de armadura a disponer están en ambas direcciones por debajo de los $3 \text{ cm}^2/\text{m}$, salvo en las zonas de esquina en las que es preciso disponer un refuerzo específico. Estas zonas se han analizado integrando las cuantías de armadura en unas secciones de $0,60 \text{ m}$ de ancho, obteniéndose las cuantías de armadura que se presentan a continuación.

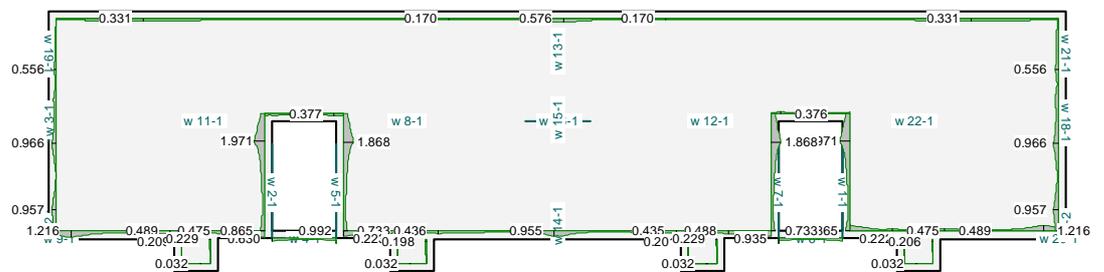


Figura164.- Armadura a disponer, integrada en nervios de borde de $0,60 \text{ m}$ de ancho.

5.2.4 Croquis de elementos estructurales

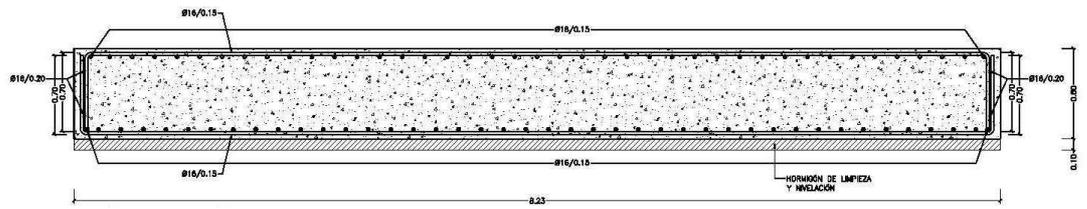


Figura 165.- Edificio B, solución 2. Sección de la losa de cimentación.

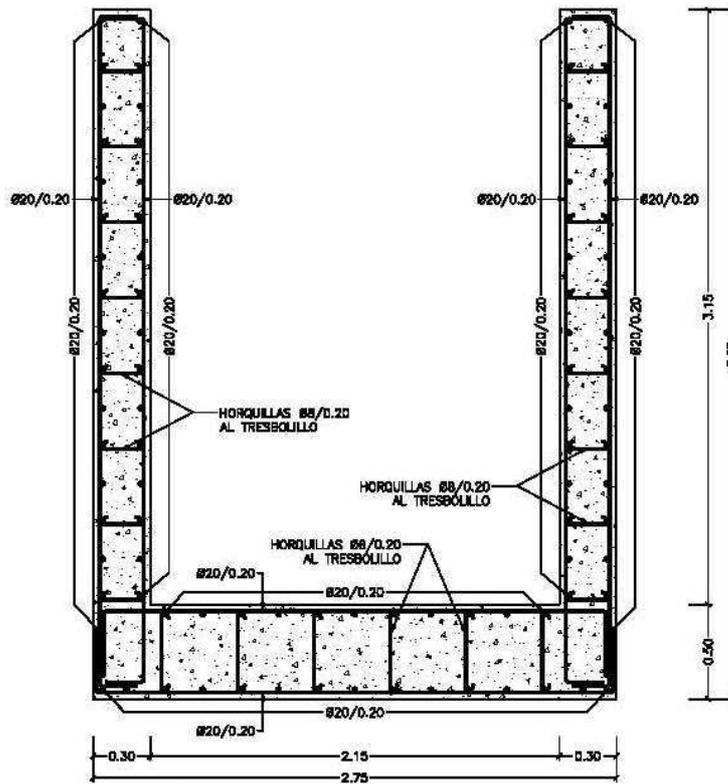


Figura 166.- Edificio B, solución 2. Armadura dispuesta en el núcleo central.

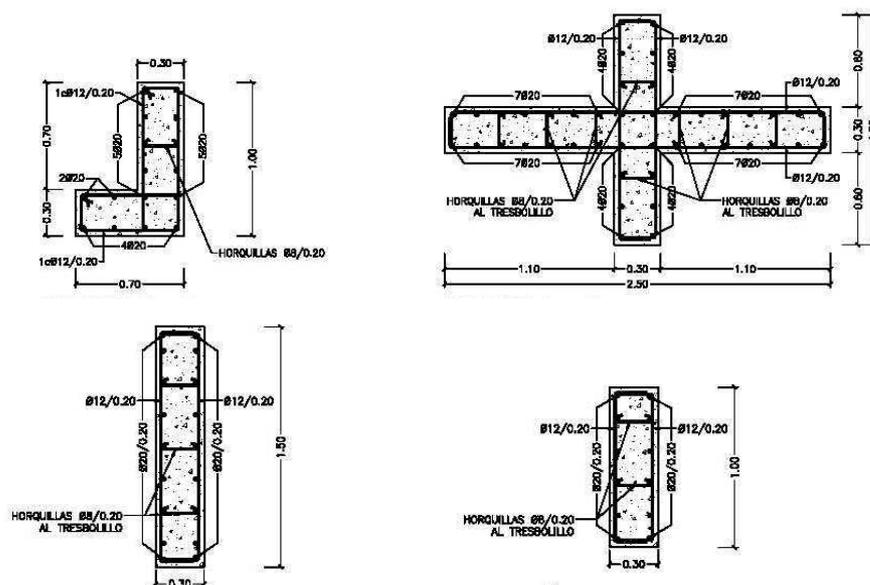


Figura 167.- Edificio B, solución 1. Armadura dispuesta en las pantallas.

6 DETALLES NO ESTRUCTURALES

La NCSE establece en su artículo 4.2.4 que los elementos no estructurales, como muros de cerramiento y tabiquerías, que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones en la estructura, se deben tener en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural, y se deben comprobar para las acciones derivadas del cálculo, o bien que alternativamente, podrán adoptarse soluciones constructivas que aseguren que estos elementos no tienen una participación como elementos resistentes.

Las soluciones adoptadas en los ejemplos anteriores se basan en la disposición de elementos estructurales rígidos que sean capaces de soportar la totalidad de la acción sísmica.

Dentro de las dos alternativas de actuación planteadas por la NCSE-02 — bien considerar las fachadas y tabiques en el análisis estructural, o bien asegurar su no contribución — se ha optado por un control indirecto de esta segunda opción.

Para ello se ha comprobado que las diferencias de deformaciones entre plantas debidas al sismo no superan los valores más restrictivos impuestos en otras normativas sismorresistentes, en concreto el UNE-EN 1998-1-1 en su apartado 4.4.3.2.

Las deformaciones a comprobar son las mismas con independencia del coeficiente de comportamiento por ductilidad que se considere, dado que los valores obtenidos en el modelo han de afectarse por el coeficiente de comportamiento $q = 1/\mu$.

En el caso más restrictivo, se limita la diferencia de deformaciones entre dos plantas consecutivas a un valor igual al 5‰ de la altura de la planta. Esta limitación se refiere a edificios que tengan elementos no estructurales frágiles adosados a los elementos estructurales. Por otro lado, el EN-1998-1-1 establece que estas limitaciones de deformaciones se refieren a eventos sísmicos con una probabilidad de ocurrencia mayor que el sismo de diseño, por lo que permite afectar las deformaciones estimadas en esta situación por un factor v que tiene en cuenta que el periodo de retorno del sismo para el que se realiza esta verificación es menor que el sismo de cálculo.

El valor recomendado para este coeficiente es de 0,50.

6.1 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

Las deformaciones estimadas en el edificio del ejemplo B se presentan a continuación.

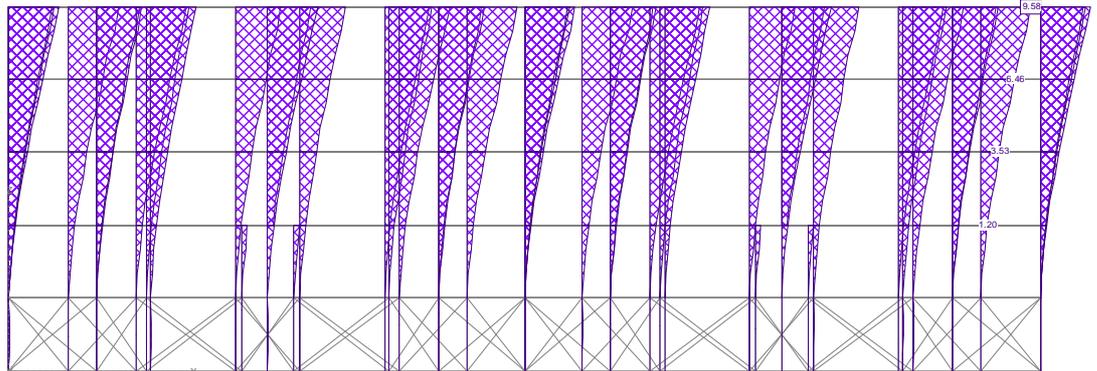


Figura168.- Deformaciones debidas al sismo en dirección X.

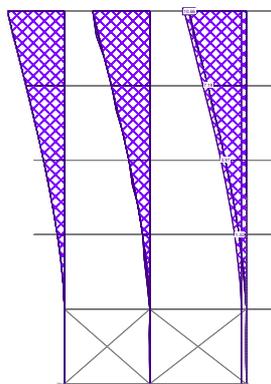


Figura169.- Deformaciones debidas al sismo en dirección Y.

El análisis de las deformaciones anteriores muestra que los valores de las diferencias de deformaciones entre plantas son inferiores a los valores máximos recomendados para la situación del sismo de cálculo.

EDIFICIO B - ANÁLISIS DEFORMACIONES									
PLANTA	Altura z [m]	SISMO X dx [mm]	SISMO Y dy [mm]	v	PLANTAS	SISMO X		SISMO Y	
						Δdx [mm]	$v \cdot \Delta dx / H$	Δdx [mm]	$v \cdot \Delta dy / H$
Cubierta	14.00	10.00	11.00	1.00	Cubierta - Planta 4	3.00	0.0011	3.00	0.0011
Planta 4	11.20	7.00	8.00		Planta 4 - Planta 3	3.00	0.0011	4.00	0.0014
Planta 3	8.40	4.00	4.00		Planta 3 - Planta 2	3.00	0.0011	3.00	0.0011
Planta 2	5.60	1.00	1.00		Planta 2 - Planta 1	1.00	0.0004	1.00	0.0004
Planta 1	2.80	0.00	0.00		Planta 1 - Cimentación	0.00	0.0000	0.00	0.0000
Cimentación	0.00	0.00	0.00						

Dado que las limitaciones de deformación se refieren en EN-198-1-1 a un sismo de mayor probabilidad de ocurrencia que el de cálculo, se han analizado los resultados considerando un valor del coeficiente reductor conforme a los valores recogidos en EN-1998-1-1, quedando muy por debajo de los valores máximos permitidos.

EDIFICIO B - ANÁLISIS DEFORMACIONES									
PLANTA	Altura z [m]	SISMO X dx [mm]	SISMO Y dy [mm]	v	PLANTAS	SISMO X		SISMO Y	
						Δdx [mm]	$v \cdot \Delta dx / H$	Δdx [mm]	$v \cdot \Delta dy / H$
Cubierta	14.00	10.00	11.00	0.50	Cubierta - Planta 4	3.00	0.0005	3.00	0.0005
Planta 4	11.20	7.00	8.00		Planta 4 - Planta 3	3.00	0.0005	4.00	0.0007
Planta 3	8.40	4.00	4.00		Planta 3 - Planta 2	3.00	0.0005	3.00	0.0005
Planta 2	5.60	1.00	1.00		Planta 2 - Planta 1	1.00	0.0002	1.00	0.0002
Planta 1	2.80	0.00	0.00		Planta 1 - Cimentación	0.00	0.0000	0.00	0.0000
Cimentación	0.00	0.00	0.00						

7 CONSIDERACIONES ECONÓMICAS

Se presenta a continuación una estimación del coste de las actuaciones planteadas en el ejemplo anterior, para el caso de considerar un coeficiente de ductilidad $\mu=2,00$.

Esta estimación se ha realizado como sigue:

- Se han medido los elementos de cimentación y estructurales de la solución del proyecto original del ejemplo.
- Se han medido los elementos de cimentación y estructurales de la solución desarrollada en cada uno de los ejemplos.
- Se han aplicado unos precios actuales para las unidades de obra consideradas.
- Se ha estimado el incremento de coste que supondría a día de hoy prever la ejecución de este tipo de elementos en la ejecución de este edificio.
- A partir del incremento de presupuesto anterior se ha obtenido la cuantía se sobrecoste de ejecución por m^2 construido.

7.1 SOLUCIÓN 2 – COEF. DE DUCTILIDAD $\mu=2,00$

Los incrementos de medición y la valoración económica de las actuaciones se presentan en la siguiente tabla.

EDIFICIO B. SOLUCIÓN 2			Superficie	Hormigón	Acero	Encofrado	Hormigonado	Acero
	Elemento estructural		[m^2]	[m^3]	[kg]	[€]	[€]	[€]
Cimentación	Losa de cimentación		115.22	92.18	15028.10	2336.70	7694.06	19536.53
Elementos de soporte	Pantallas		473.49	142.05	24339.58	4143.07	12652.23	31641.45
TOTAL [€]								78004.05

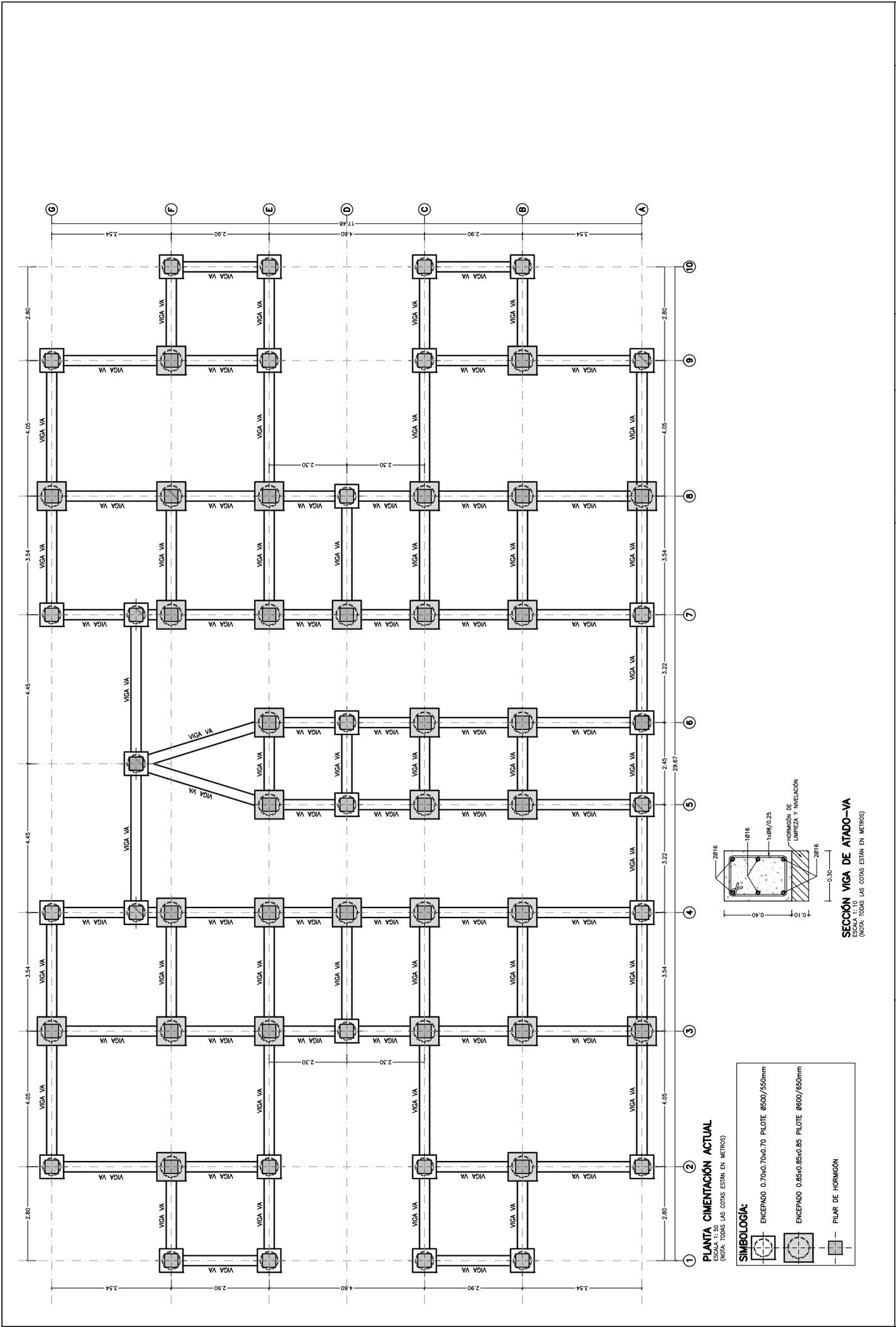
Como se ve, el incremento de presupuesto de ejecución material estimado es de aproximadamente 78000 €

Considerando una superficie de $357 m^2$ por planta, y que se tienen 6 plantas en total (cimentación, cuatro plantas y cubierta), el incremento de precio de ejecución material por metro cuadrado estimado es de algo menor de $37,00 €/m^2$.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. Arte General y Edificación. Ministerio de Fomento. RD 997/2002.
- [2] Norma de Construcción Sismorresistente NCSE. Parte de Puentes. Ministerio de Fomento. RD 637/2007.
- [3] Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08. 4ª Edición. Diciembre 2010. Ministerio de Fomento. RD 1247/2008.
- [4] Instrucción de Acero Estructural EAE. Ministerio de Fomento. RD 751/2011.
- [5] Código Técnico de la Edificación CTE. Ministerio de Fomento. RD 314/2006.
- [6] UNE-EN 1998-1-1. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.
- [7] Guía de Planificación de Estudios Geotécnicos para la edificación en la Región de Murcia. Adaptada al Código Técnico de la Edificación. Región de Murcia. Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes. 2007.
- [8] Moción del Teniente de Alcalde sobre Aprobación Inicial de las Normas Complementarias del PGMO de Lorca para facilitar el realojo, la reconstrucción y reparación de inmuebles afectados por acciones sísmicas y catastróficas. Ayuntamiento de Lorca. Área de Urbanismo. 16 de septiembre de 2011.
- [9] Serie Terremoto NE Lorca. 11 de mayo de 2011. Instituto Geográfico Nacional. Ministerio de Fomento.
- [10] INFORME FINAL que sobre el avance de las tareas correspondientes al CONVENIO ESPECÍFICO ENTRE LA DIRECCIÓN GENERAL DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL Y LA FUNDACIÓN PARA EL FOMENTO DE LA INNOVACIÓN INDUSTRIAL PARA LA PROPUESTA DEL ANEXO NACIONAL ESPAÑOL A LA NORMA EUROPEA EN 1998 (EUROCÓDIGO 8) ESTRUCTURAS RESISTENTES AL SISMO presenta a la consideración de la DIRECCIÓN GENERAL DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL el CENTRO DE MODELADO DE INGENIERÍA MECÁNICA. Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. Ministerio de Fomento. http://www.fomento.gob.es/NR/rdonlyres/DE08DF70-CACE-4C60-9333-D4C96C75C878/106730/eurocodigo_8.pdf

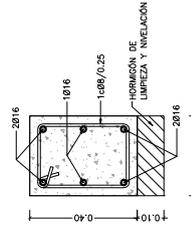
CROQUIS DE SOLUCIONES ANALIZADAS



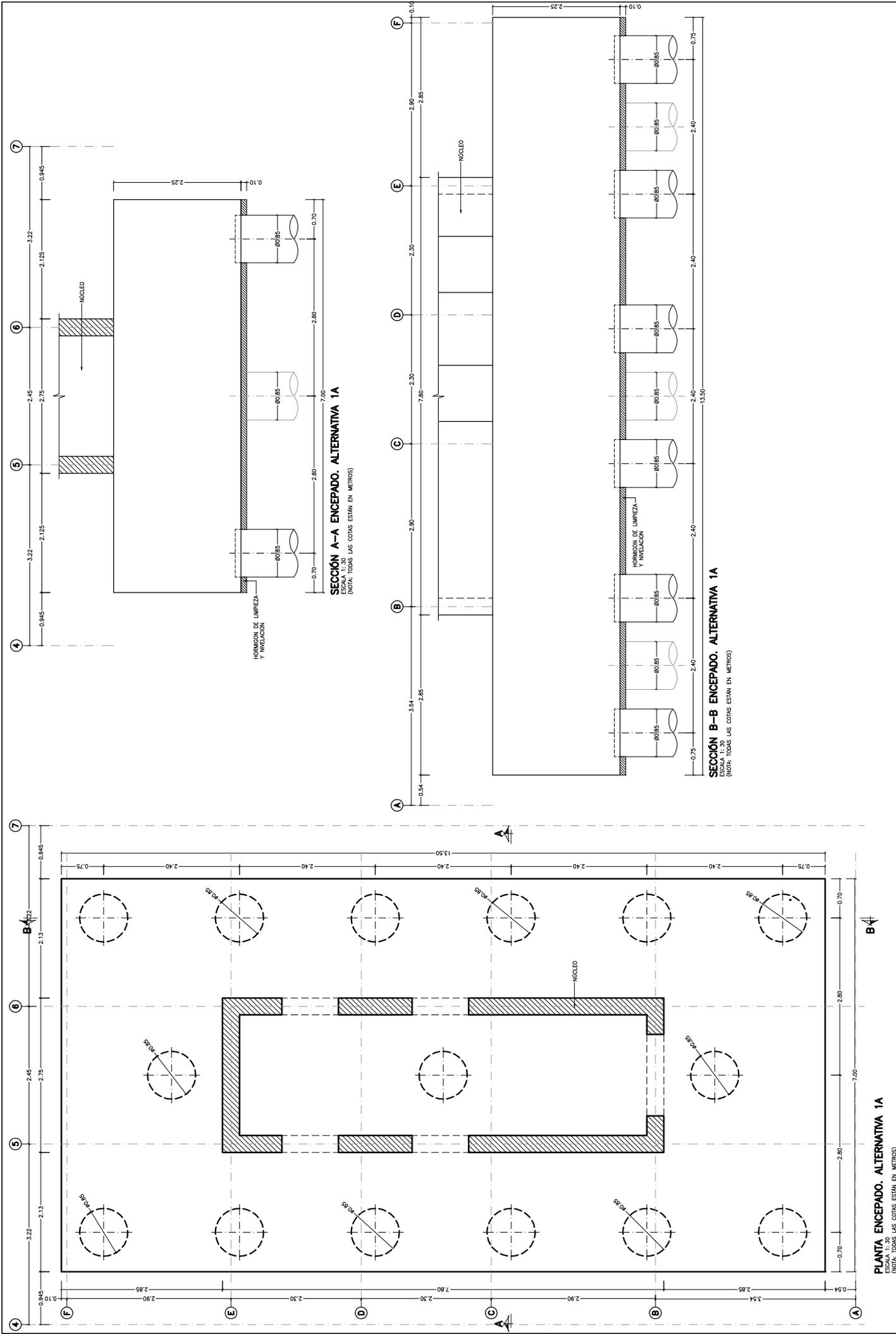
PLANTA CIMENTACIÓN ACTUAL
 ESCALA 1:50
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

SIMBOLOGÍA:

- ENCEPADO 0.70x0.70x0.70 PILOTE Ø500/550mm
- ENCEPADO 0.85x0.85x0.85 PILOTE Ø600/650mm
- PILAR DE HORNICIÓN



SECCIÓN VIGA DE ATADO-VA
 ESCALA 1:10
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

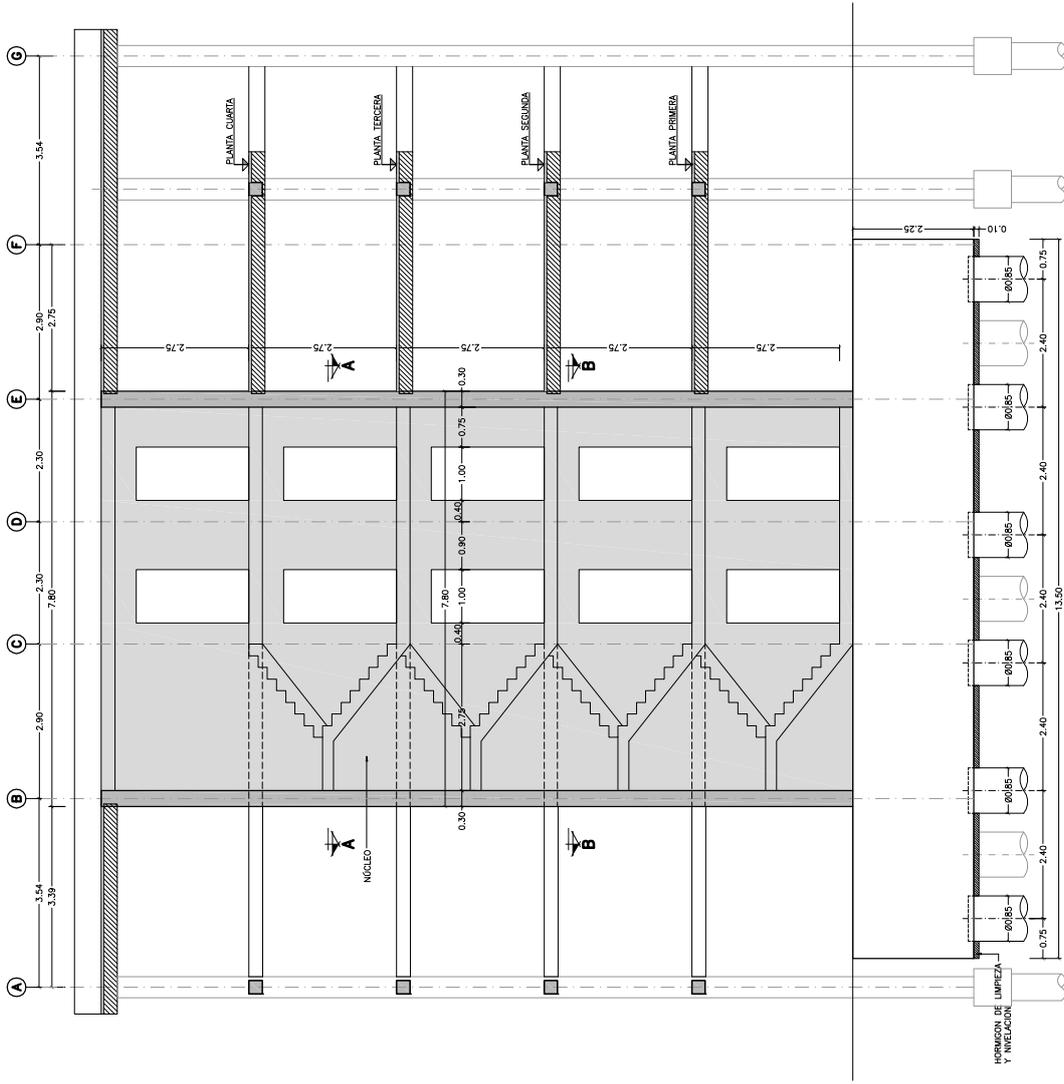


SECCIÓN A-A ENCEPADO, ALTERNATIVA 1A
 ESCALA 1:30
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

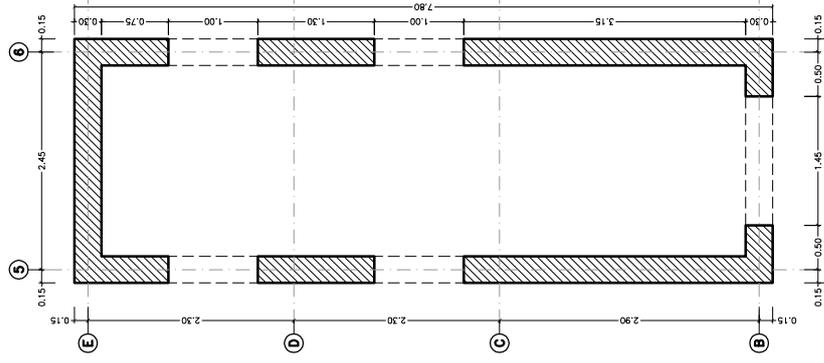
SECCIÓN B-B ENCEPADO, ALTERNATIVA 1A
 ESCALA 1:30
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

PLANTA ENCEPADO, ALTERNATIVA 1A
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

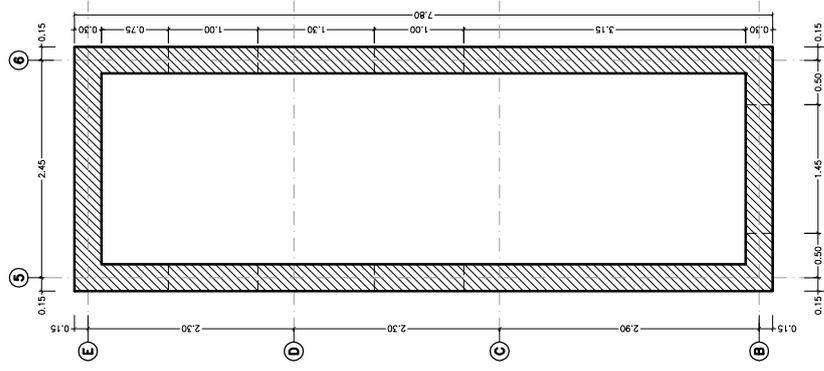
TÍTULO DEL PROYECTO PROYECTO DE GUÍA PARA LA DEFINICIÓN DE UNA ESTRATEGIA ANTISISMICA EN EL PROYECTO DE EDIFICIOS DE NUEVA PLANTA	REGIÓN DE MURCIA CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y ORDENACIÓN DEL TERRITORIO	AYUNTAMIENTO DE LORCA	FHECOR Ingenieros Consultores	ESCALA ORIGINAL DN A-1	LAS INDICADAS	FECHA OCTUBRE 2010	TÍTULO DEL PLANO EJEMPLO DE APLICACIÓN A ALTERNATIVA 1A, NÚCLEO CENTRAL $\mu = 1,00$ ENCEPADO, DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ARMADURA	Nº DE PLANO 3
--	--	-----------------------	----------------------------------	---------------------------	---------------	-----------------------	--	------------------



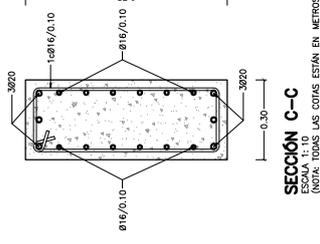
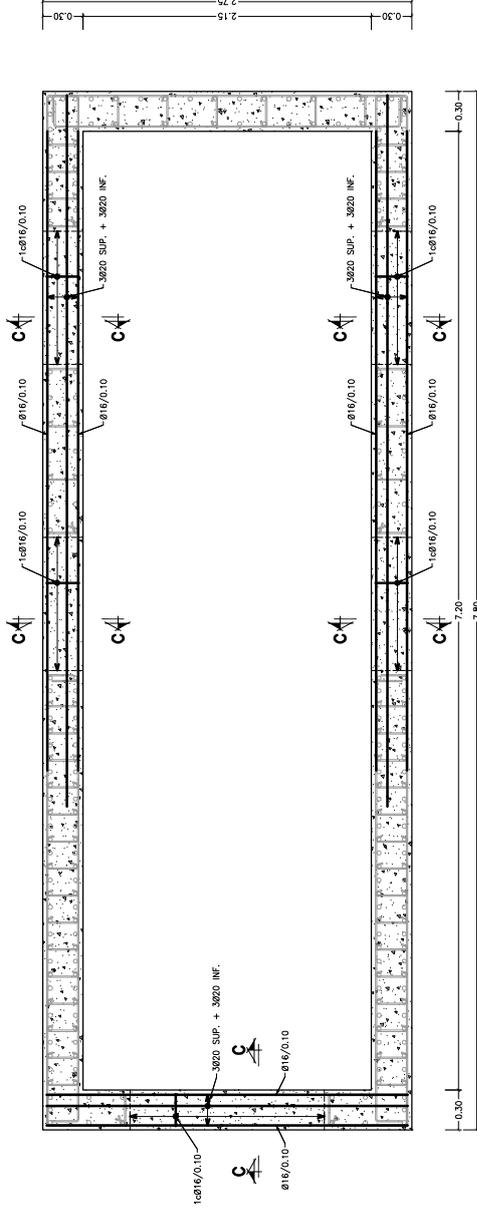
SECCIÓN C-C
ESCALA 1:50
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



SECCIÓN A-A. NÚCLEO ALTERNATIVA 1A
ESCALA 1:30
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

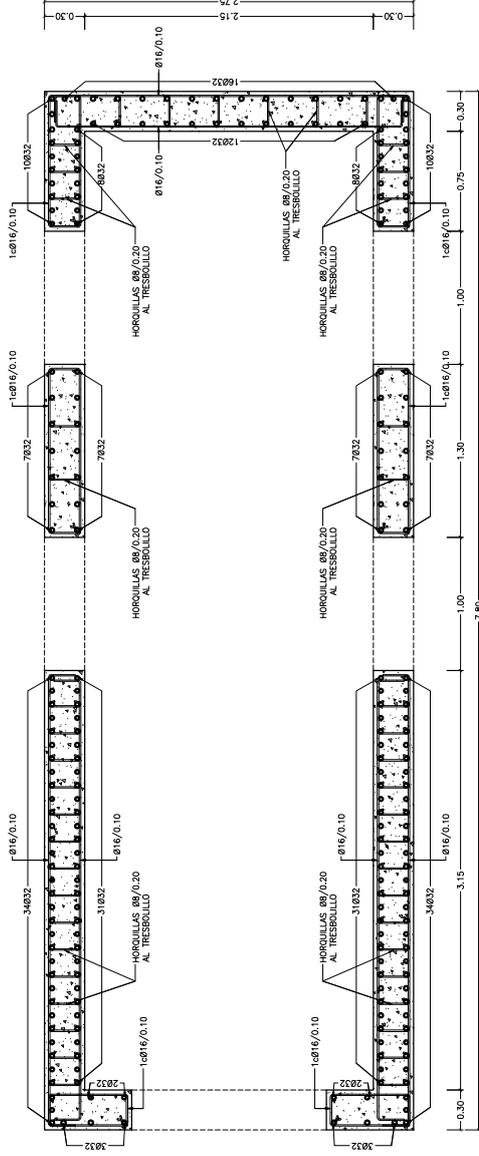


SECCIÓN B-B. NÚCLEO ALTERNATIVA 1A
ESCALA 1:30
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



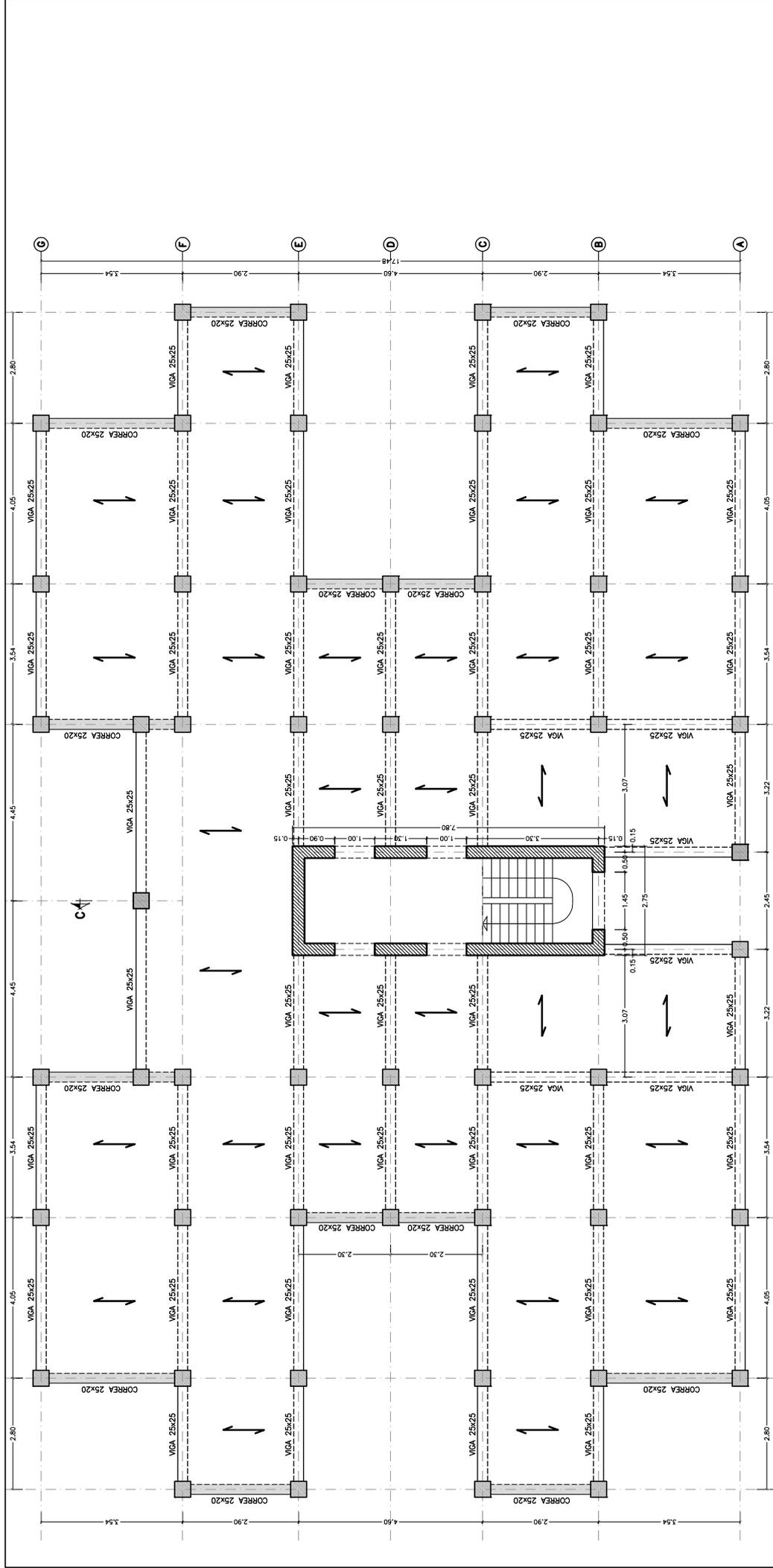
SECCIÓN B-B. NUCLEO ALTERNATIVA 1A

ESCALA 1:20 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

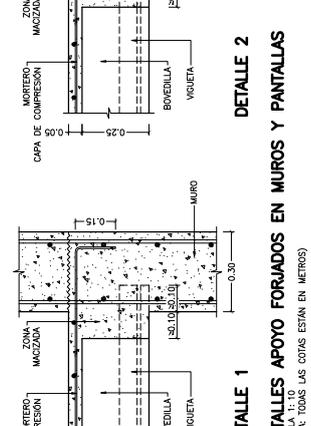
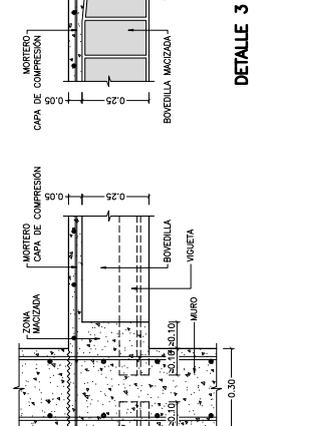
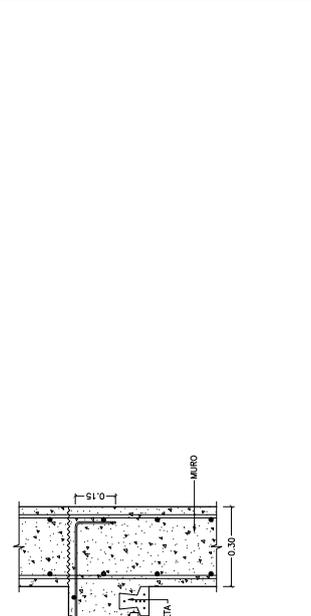


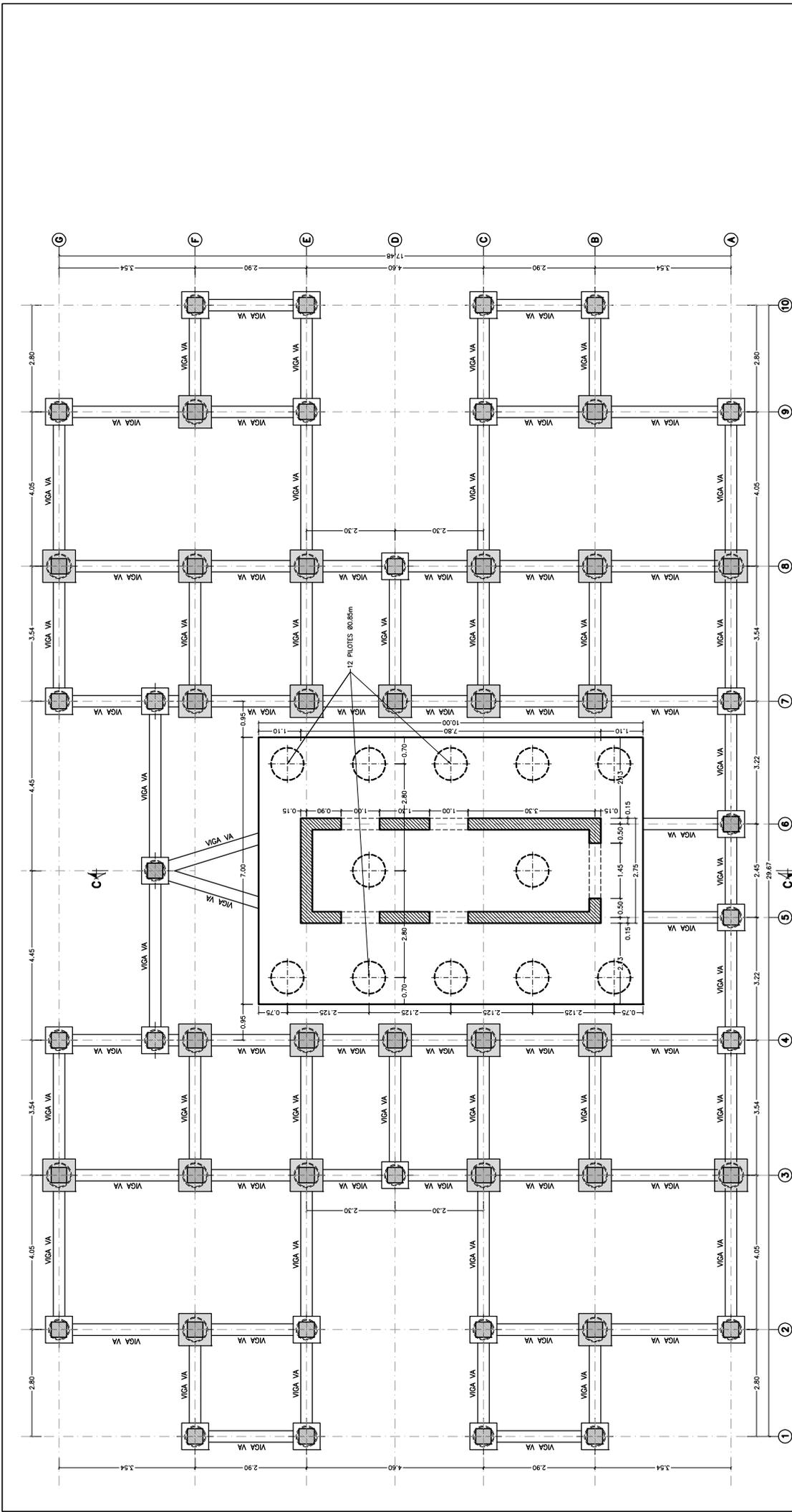
SECCIÓN A-A. NUCLEO ALTERNATIVA 1A

ESCALA 1:20 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

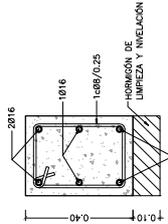
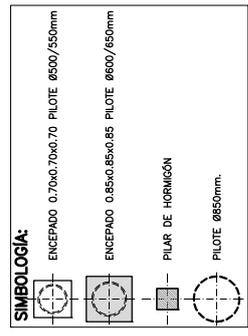


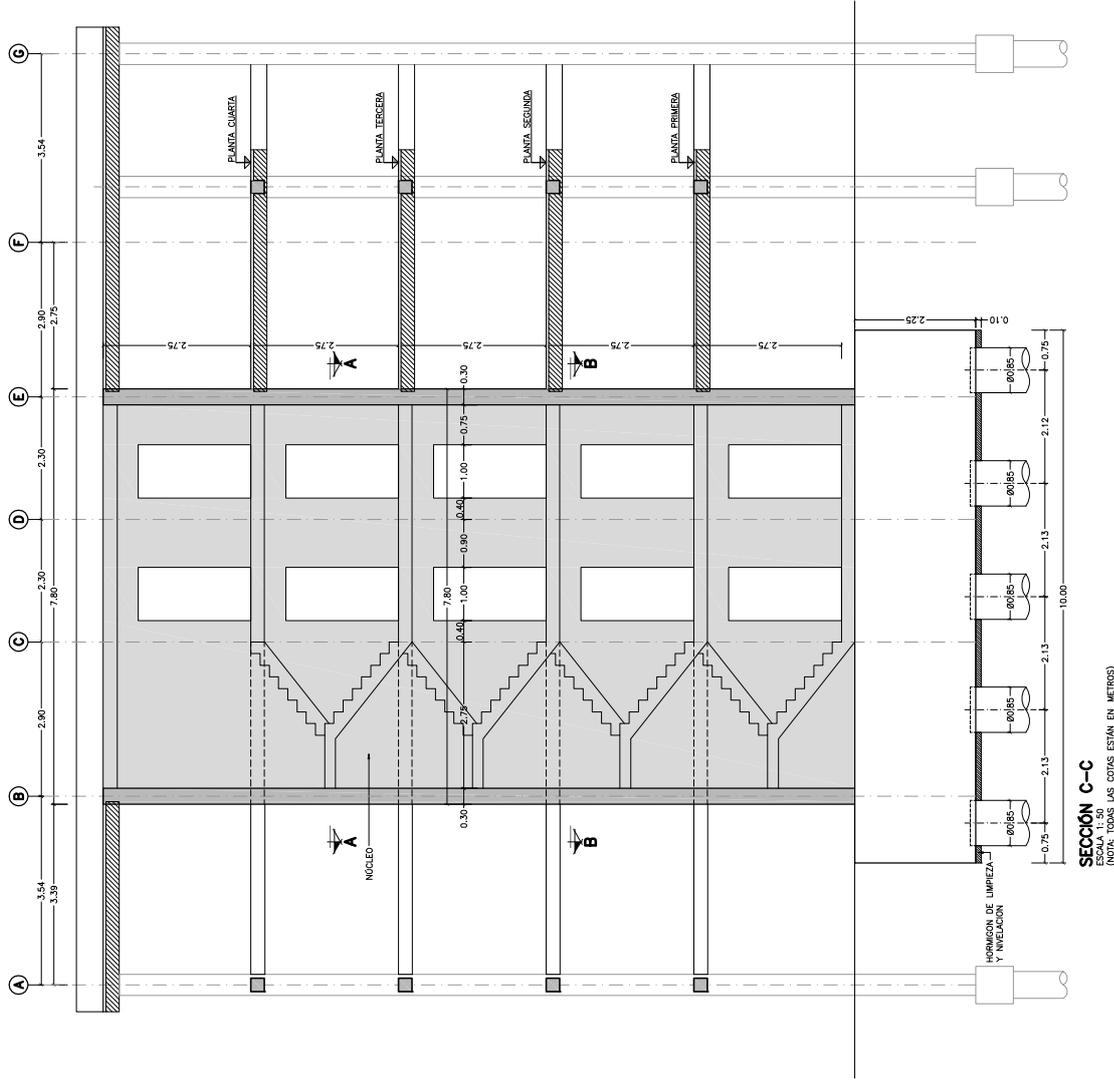
PLANTA FORJADO. ALTERNATIVAS 1A Y 1B
 ESCALA 1:50
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)





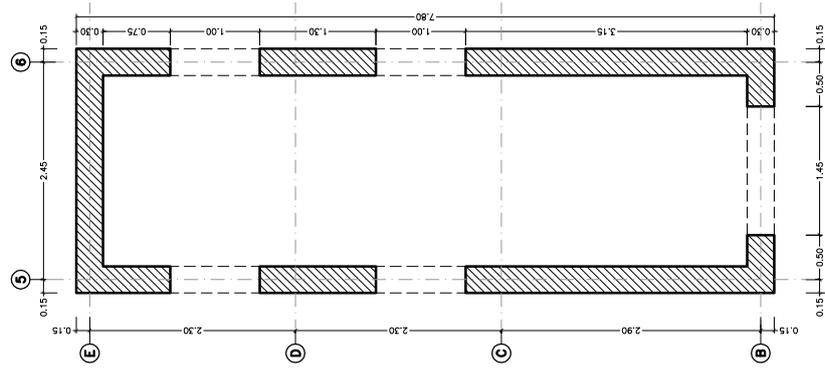
PLANTA CIMENTACIÓN. ALTERNATIVA 1B
 ESCALA 1:50
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)





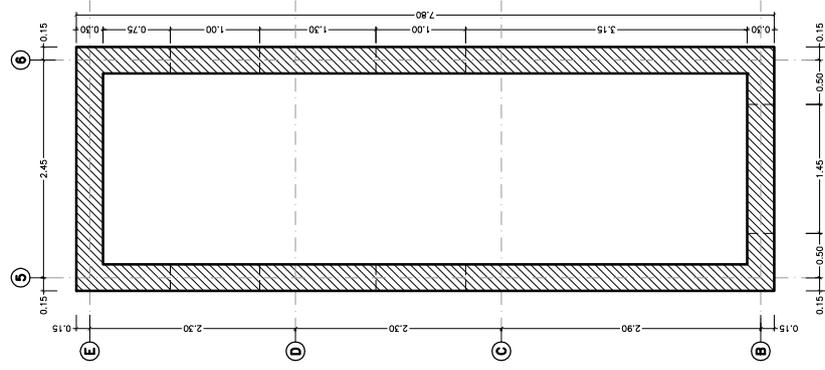
SECCIÓN C-C

ESCALA 1:50
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



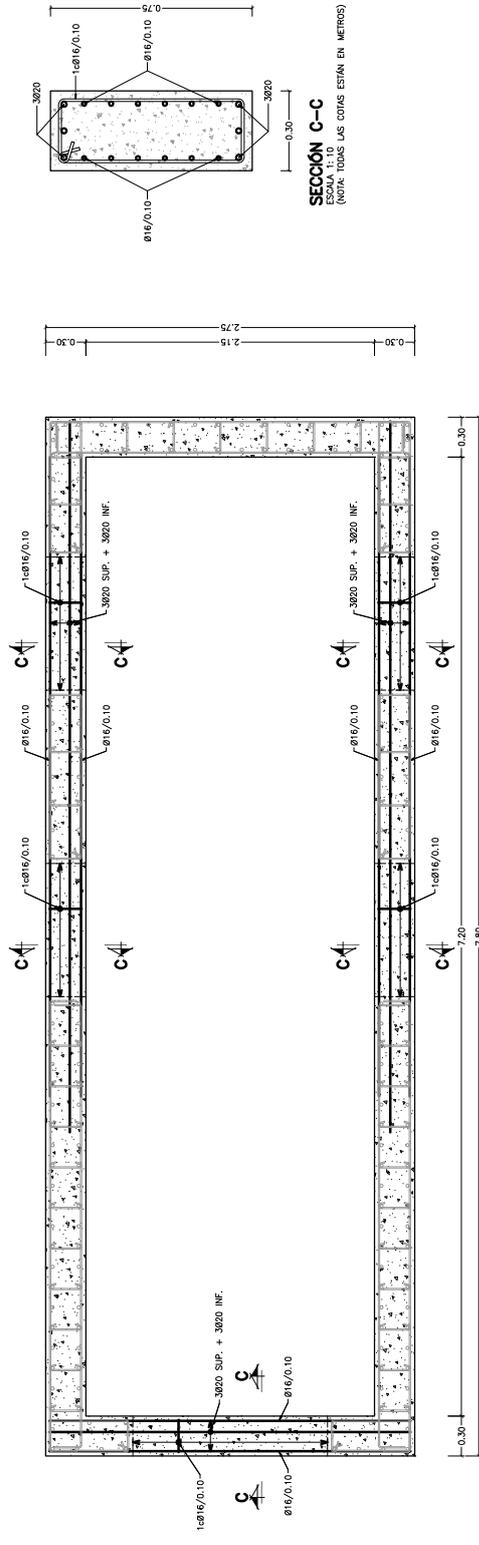
SECCIÓN A-A. NÚCLEO ALTERNATIVA 1B

ESCALA 1:50
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

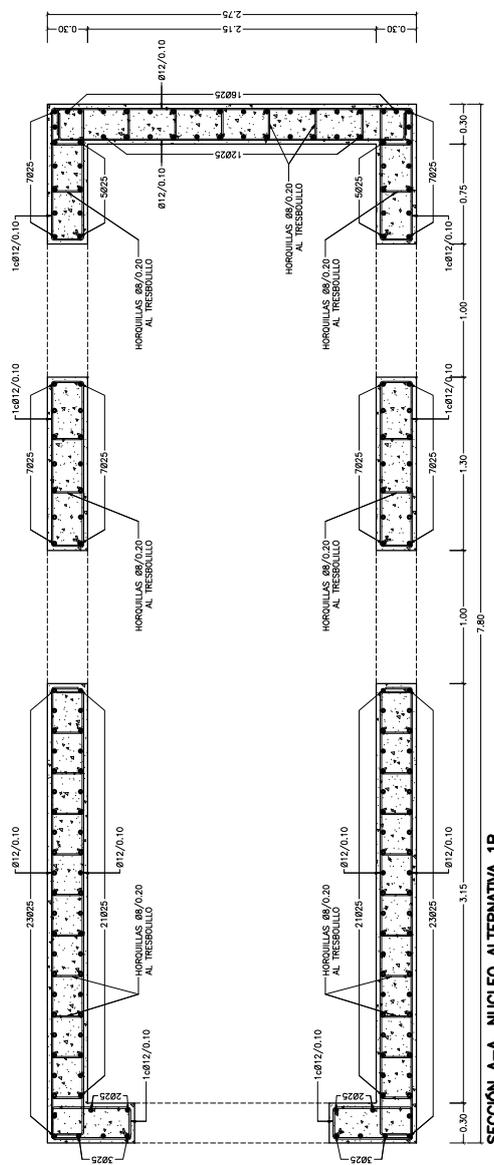


SECCIÓN B-B. NÚCLEO ALTERNATIVA 1B

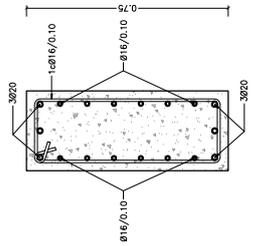
ESCALA 1:50
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



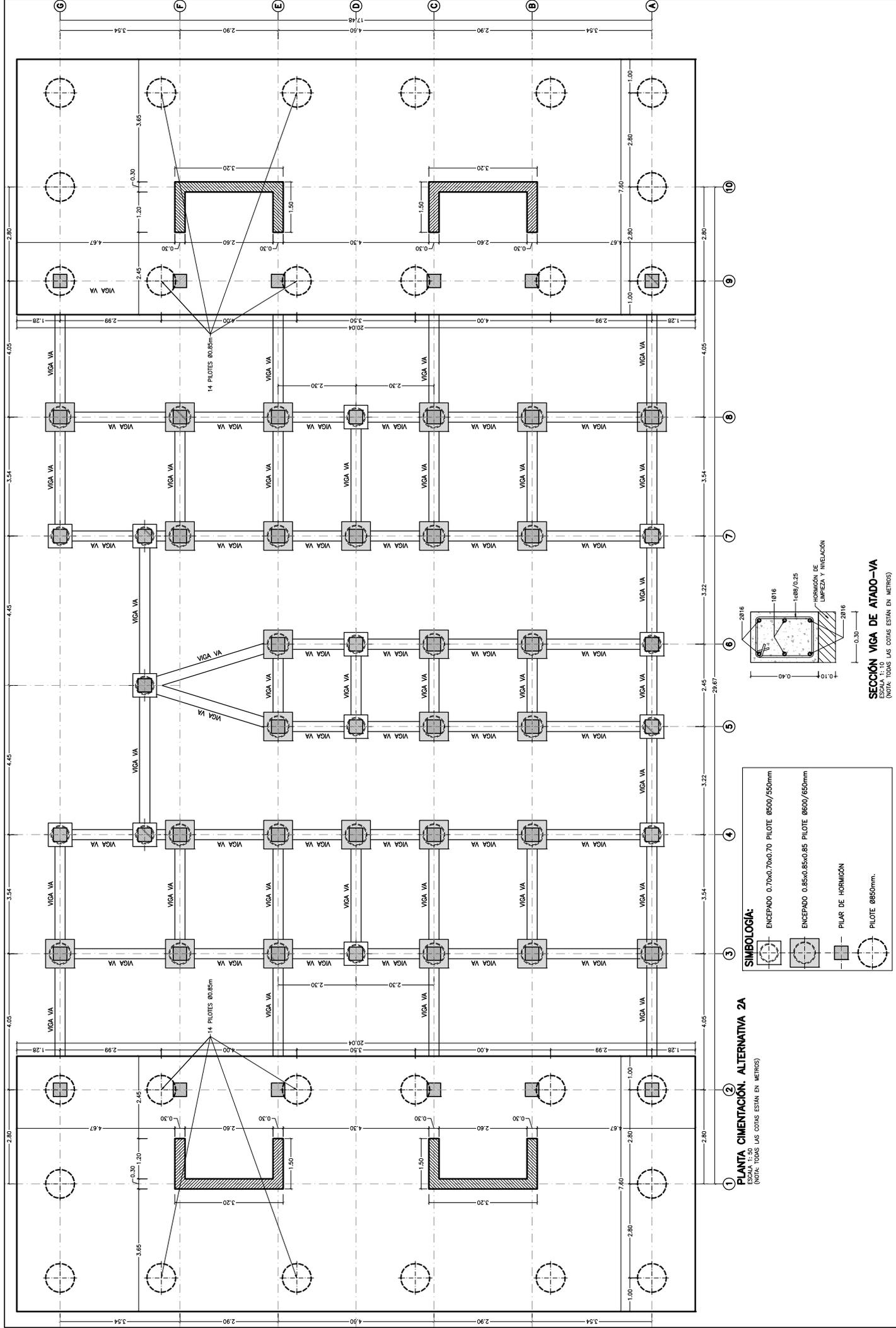
SECCIÓN B-B. NUCLEO ALTERNATIVA 1B
 ESCALA 1:20
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



SECCIÓN A-A. NUCLEO ALTERNATIVA 1B
 ESCALA 1:20
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



SECCIÓN C-C
 ESCALA 1:10
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

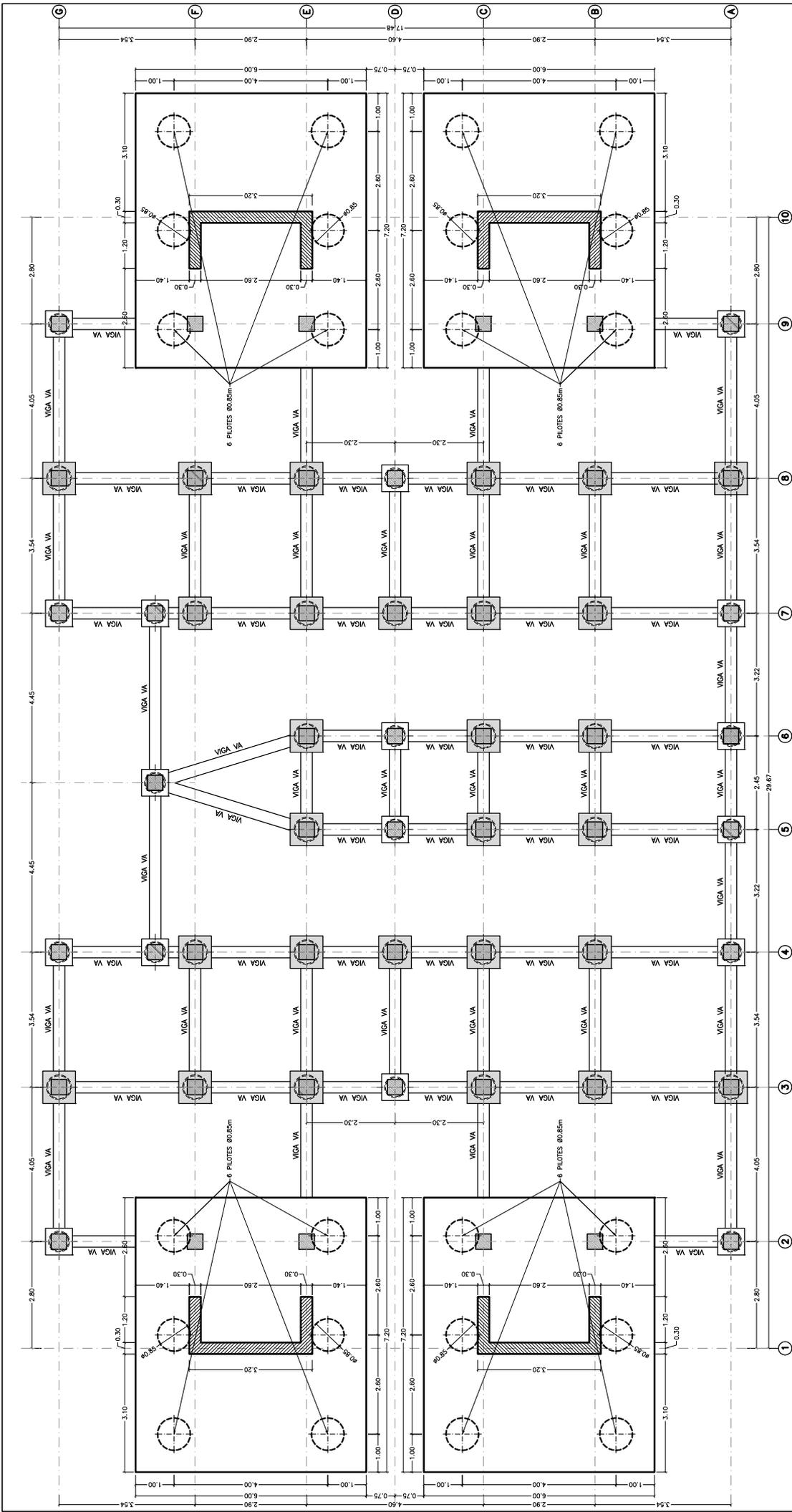


1 **PLANTA CIMENTACIÓN. ALTERNATIVA 2A**
 ESCALA 1:50
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

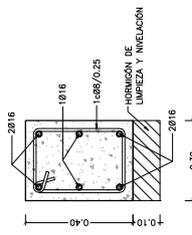
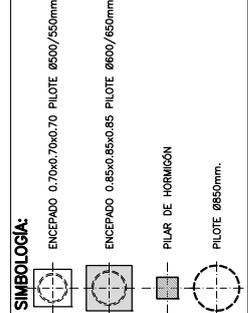
2 **SECCIÓN VIGA DE ATADO-V**
 ESCALA 1:10
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

3 **SIMBOLOGÍA:**

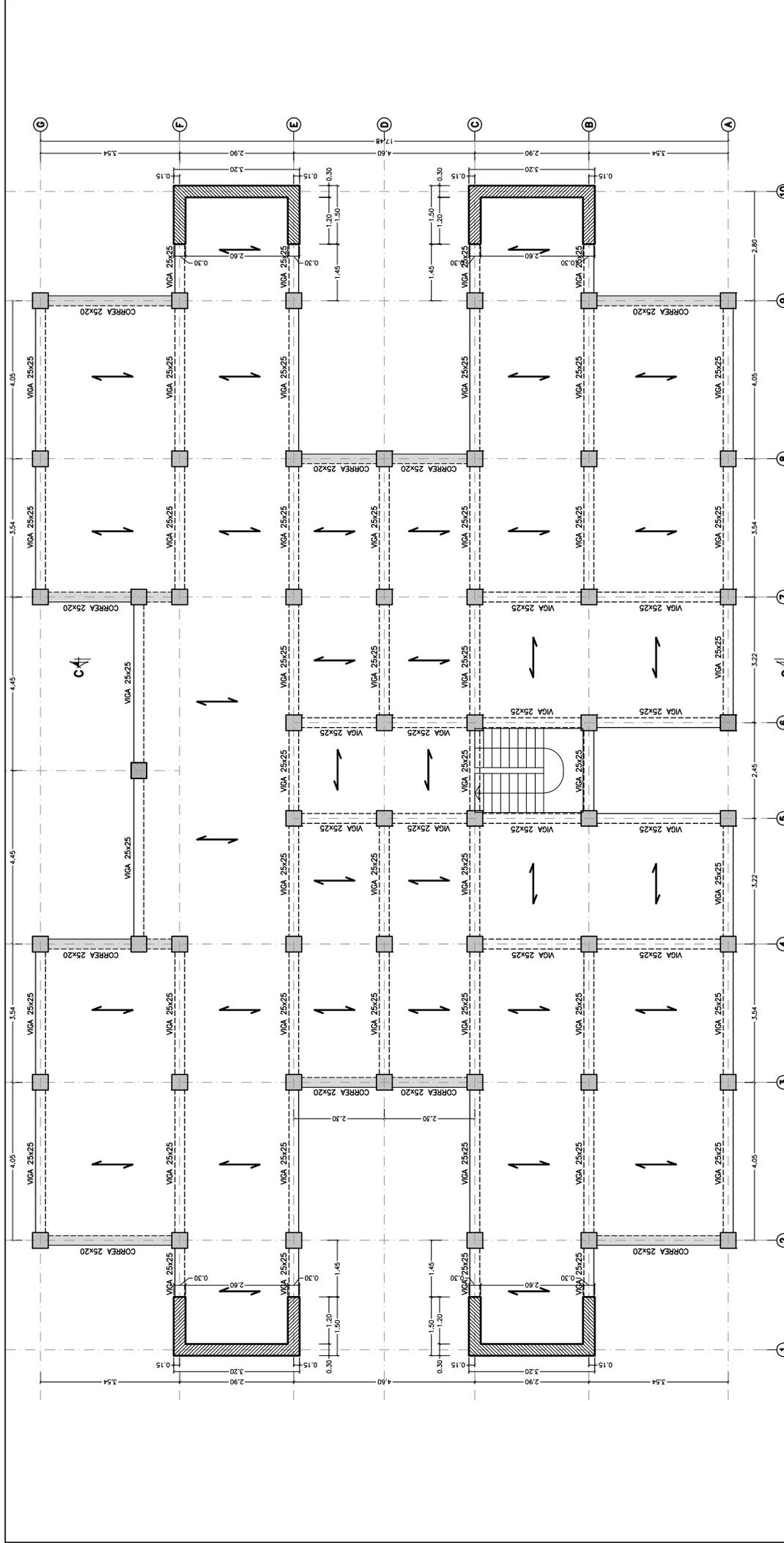
- ENCEPADO 0.70x0.70x0.70 PILOTE 8500/550mm
- ENCEPADO 0.85x0.85x0.85 PILOTE 8600/650mm
- PILAR DE HORMIGÓN
- PILOTE 8850mm.



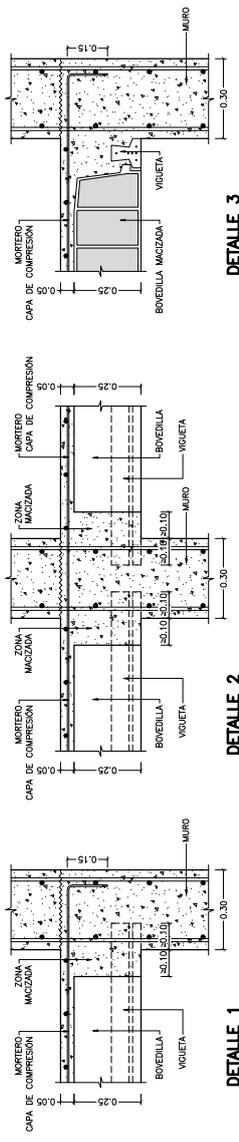
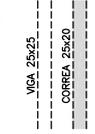
PLANTA CIMENTACIÓN. ALTERNATIVA 2B
 ESCALA 1:50
 (NOTA: TOMAS LAS COMES ESTÁN EN METROS)



SECCIÓN VIGA DE ATADO-V A
 ESCALA 1:10
 (NOTA: TOMAS LAS COMES ESTÁN EN METROS)



PLANTA FORJADO, ALTERNATIVA 2B
 ESCALA 1:50
 (NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



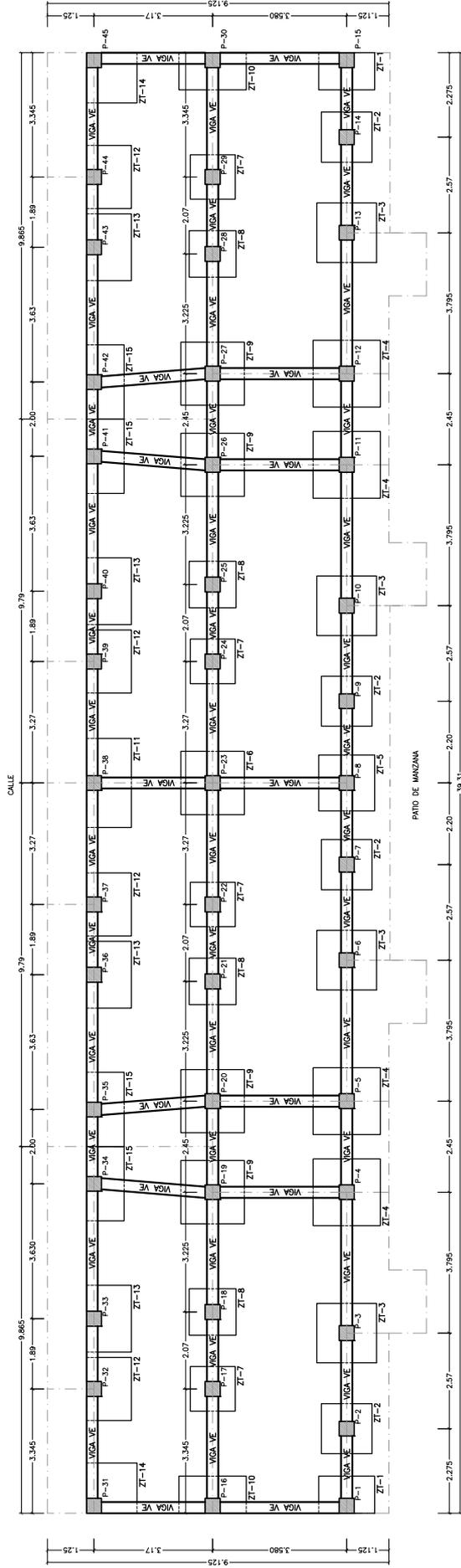
DETALLE 1

DETALLE 2

DETALLE 3

DETALLES APOYO FORJADOS EN MUROS Y PANTALLAS

(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

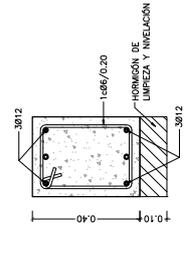
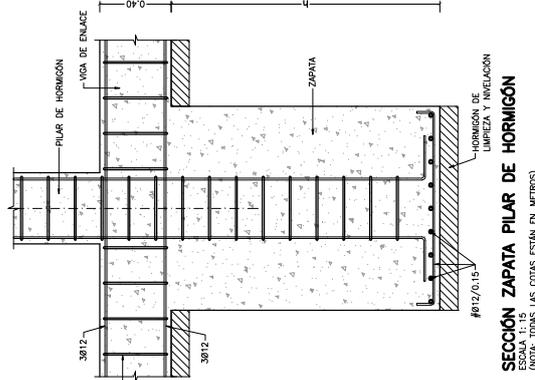
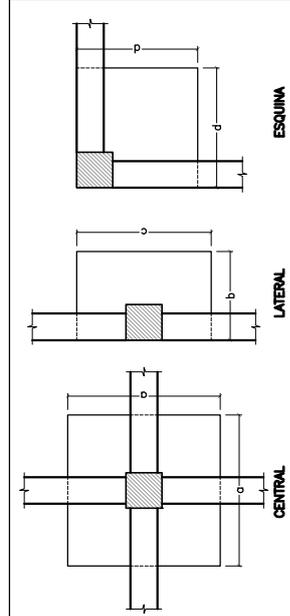


PLANTA CIMENTACIÓN ACTUAL
ESCALA 1:60
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



CUADRO DE ZAPATAS

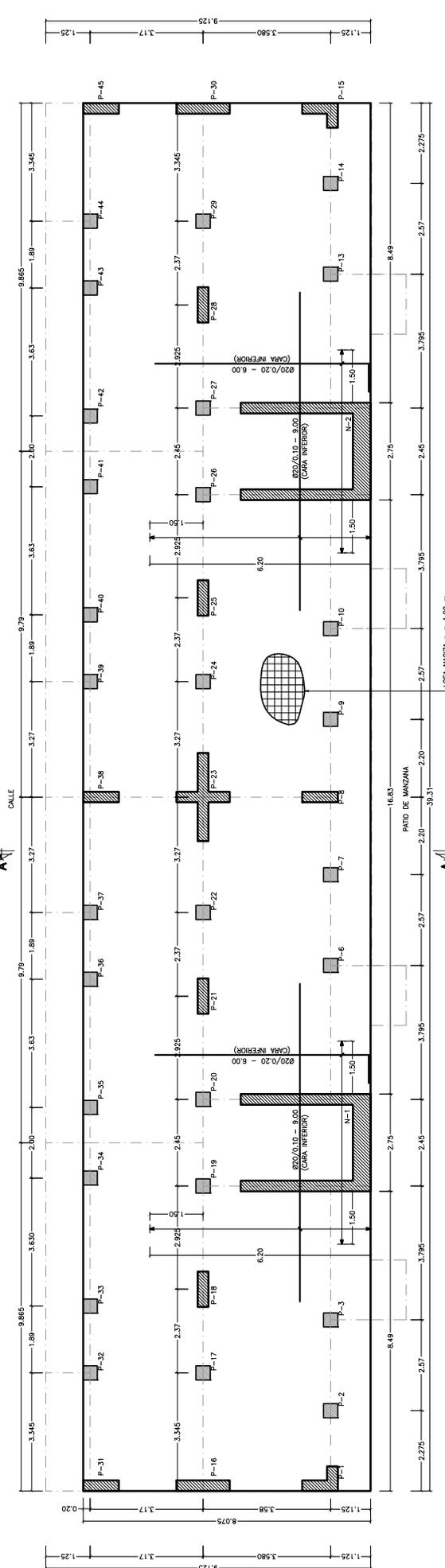
ZAPATA	g	b	c	d	h
1 LATERAL	1.00	1.50	-----	-----	1.50
2 CENTRAL	1.35	1.50	-----	-----	1.50
3 CENTRAL	1.60	1.50	-----	-----	1.50
4 CENTRAL	1.80	1.50	-----	-----	1.50
5 CENTRAL	1.50	1.50	-----	-----	1.50
6 CENTRAL	1.70	1.50	-----	-----	1.50
7 CENTRAL	1.20	1.50	-----	-----	1.50
8 CENTRAL	1.25	1.50	-----	-----	1.50
9 CENTRAL	1.70	1.50	-----	-----	1.50
10 LATERAL	1.00	1.80	-----	-----	1.50
11 LATERAL	1.20	2.40	-----	-----	1.50
12 LATERAL	1.20	1.70	-----	-----	1.50
13 CENTRAL	1.20	1.80	-----	-----	1.50
14 ESQUINA	-----	1.20	-----	-----	1.50
15 LATERAL	1.00	2.00	-----	-----	1.50



SECCIÓN VIGA DE ENLACE-VE
ESCALA 1:10
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

SECCIÓN ZAPATA PILAR DE HORMIGÓN
ESCALA 1:15
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

A-A

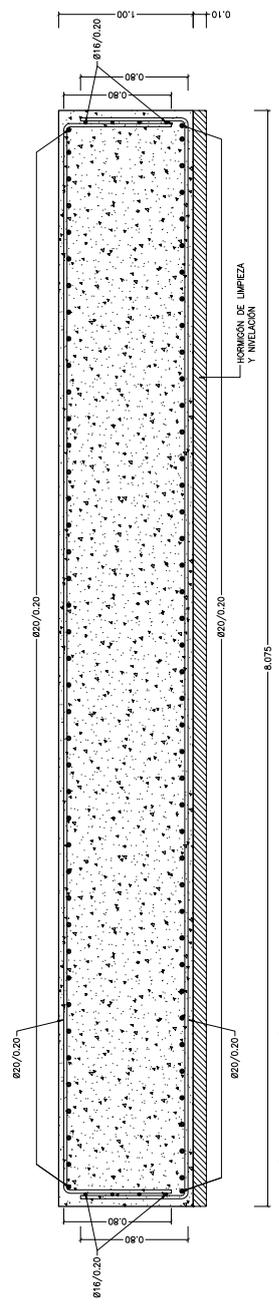


PLANTA CIMENTACIÓN. SOLUCIÓN 1
ESCALA 1:60
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

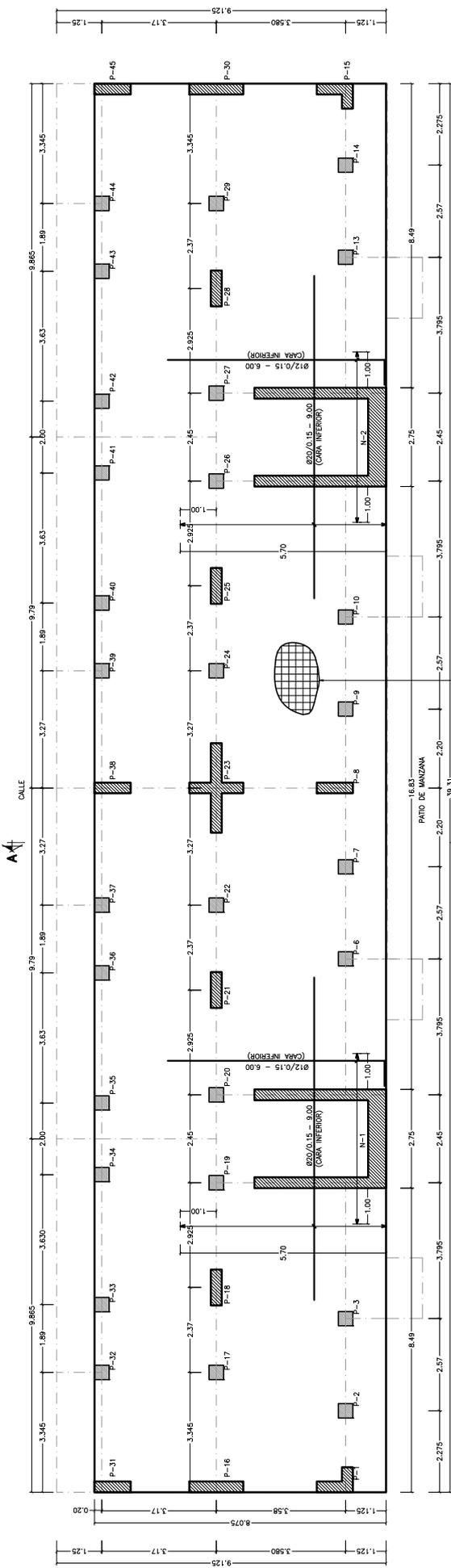


LOSA MACIZA, $\lambda = 1,00$ m.
ARMADURA DIRECCIÓN X:
820/0,20 PAR SUPERIOR
820/0,20 PAR INFERIOR
ARMADURA DIRECCIÓN Y:
820/0,20 PAR SUPERIOR
820/0,20 PAR INFERIOR

A-A



SECCIÓN A-A. SOLUCIÓN 1
ESCALA 1:10
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



PLANTA CIMENTACIÓN. SOLUCIÓN 2

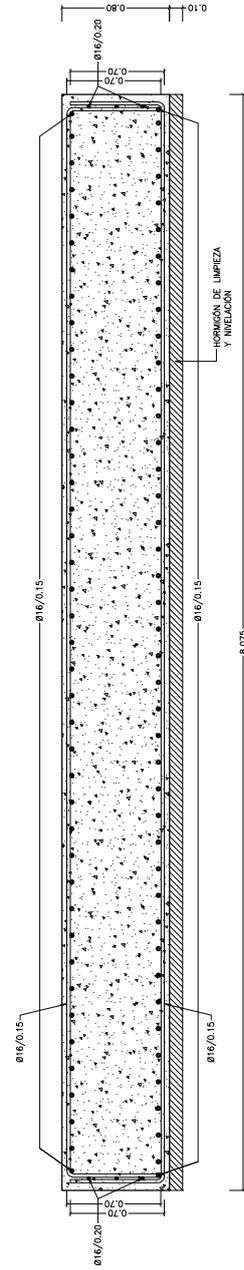
ESCALA 1:60
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

SIMBOLOGÍA:

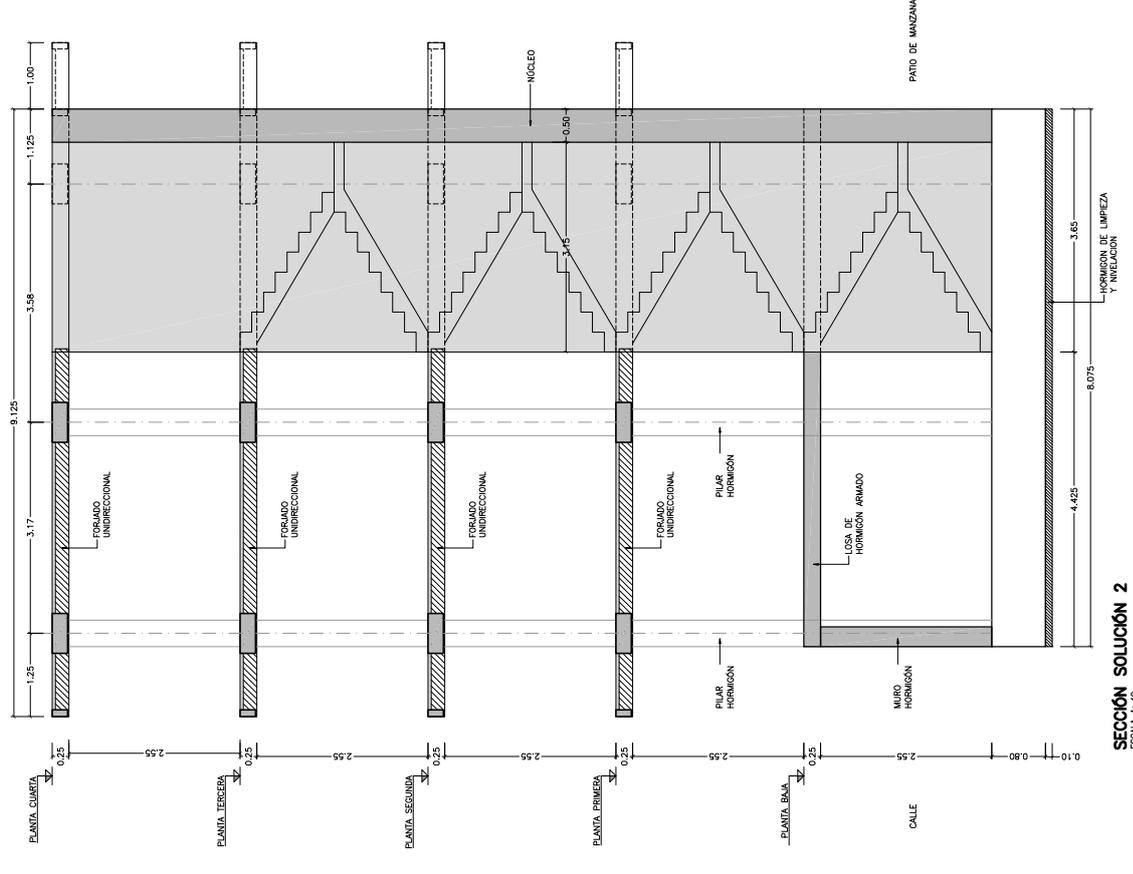
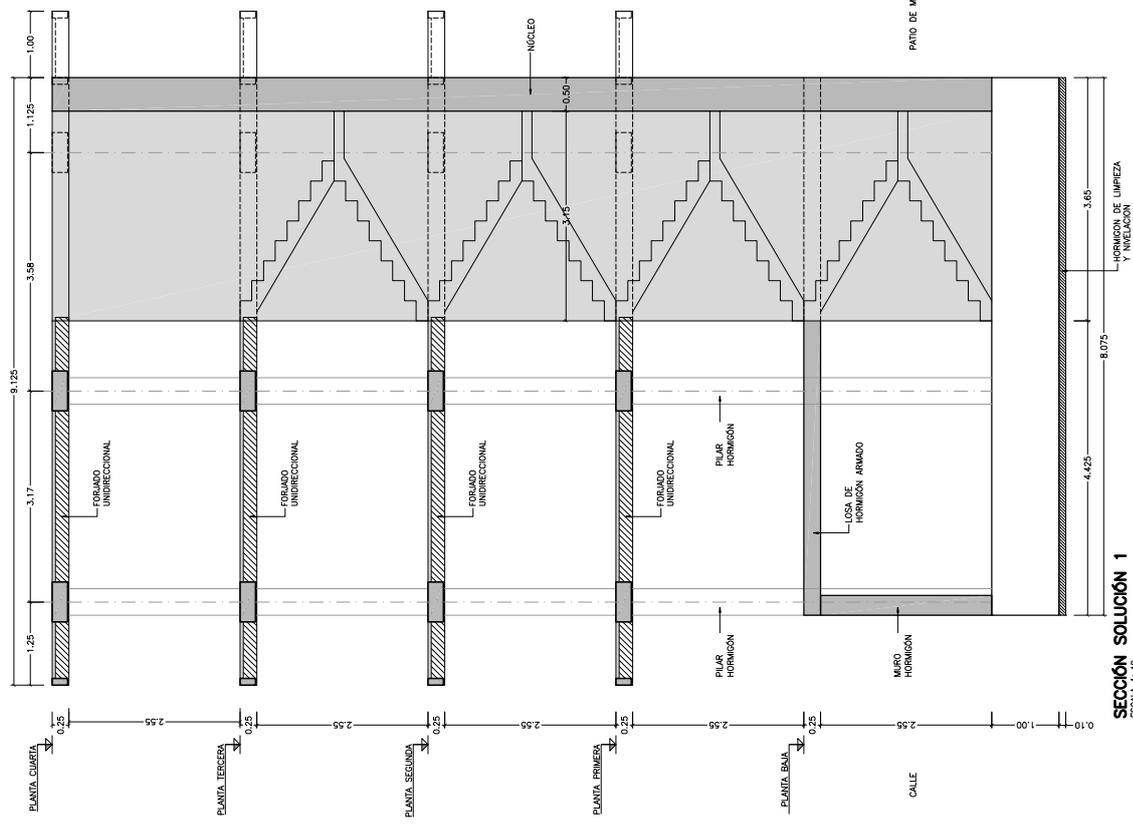


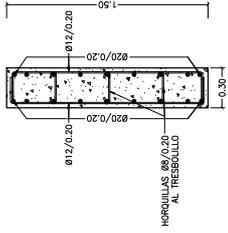
LOSA MACIZA, $s = 0,90$ m.
 ARMADURA DIRECCIÓN X:
 Ø16/0,15 PAR SUPERIOR
 Ø12/0,15 PAR INFERIOR
 ARMADURA DIRECCIÓN Y:
 Ø16/0,15 PAR SUPERIOR
 Ø16/0,15 PAR INFERIOR

DIRECCIÓN ARMADO

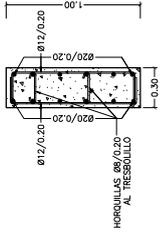


SECCIÓN A-A. SOLUCIÓN 2
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

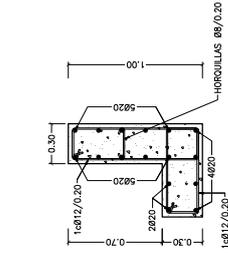




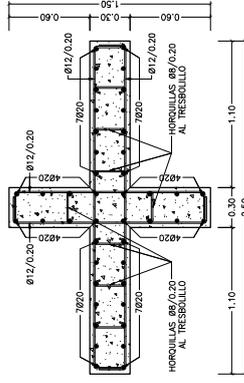
SOLUCIÓN 1
SECCIÓN PILARES P-16 y P-30
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



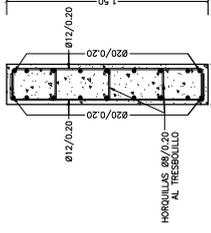
SOLUCIÓN 1
SECCIÓN PILARES P-8, P-18, P-21, P-25, P-28, P-31, P-38 y P-45
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



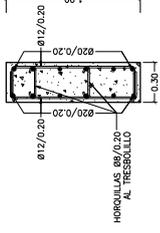
SOLUCIÓN 1
SECCIÓN PILARES P-1 y P-15
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



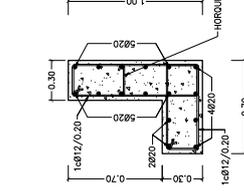
SOLUCIÓN 1
SECCIÓN PILAR P-23
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



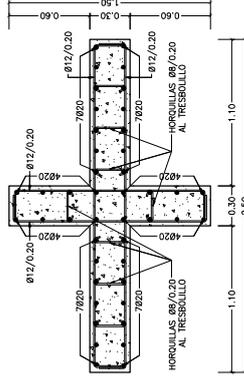
SOLUCIÓN 2
SECCIÓN PILARES P-16 y P-30
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



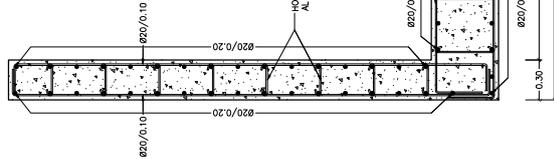
SOLUCIÓN 2
SECCIÓN PILARES P-8, P-18, P-21, P-25, P-28, P-31, P-38 y P-45
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



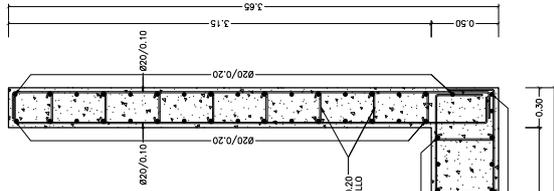
SOLUCIÓN 2
SECCIÓN PILARES P-1 y P-15
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



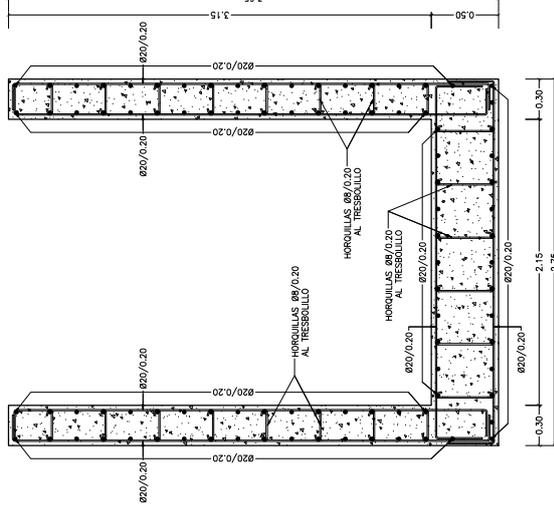
SOLUCIÓN 2
SECCIÓN PILAR P-23
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



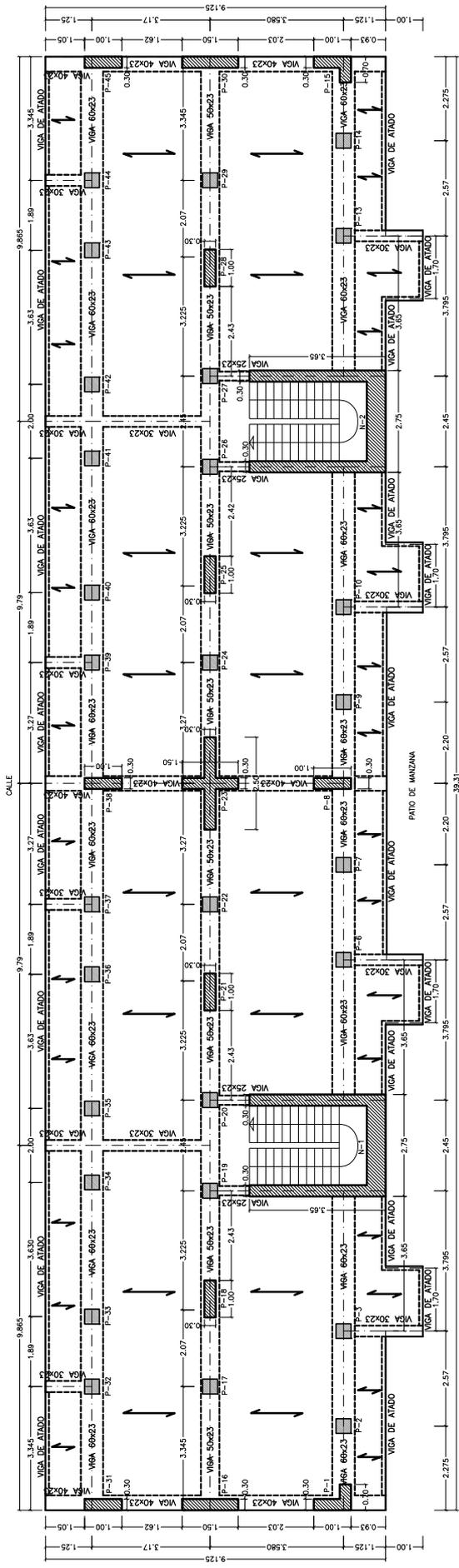
SOLUCIÓN 1
SECCIÓN NÚCLEO N-1 y N-2
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



SOLUCIÓN 1
SECCIÓN NÚCLEO N-1 y N-2
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



SOLUCIÓN 2
SECCIÓN NÚCLEO N-1 y N-2
ESCALA 1:20
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)



PLANTA FORJADO. SOLUCIONES 1 Y 2

ESCALA 1:60
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTÁN EN METROS)

SIMBOLOGIA:

