



ANEJO Nº 6

CÁLCULOS ESTRUCTURALES

0. ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA	4
3.	BASES DE CÁLCULO	5
3.1.	NORMATIVA APLICADA.....	5
3.2.	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	5
3.2.1.	HORMIGÓN	5
3.2.2.	ACERO	5
3.3.	ACCIONES A CONSIDERAR.....	5
3.3.1.	ACCIONES PERMANENTES (G)	5
3.3.2.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)	5
3.3.3.	ACCIONES VARIABLES (Q)	6
3.3.4.	ACCIONES ACCIDENTALES (A)	6
3.4.	COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD	6
3.4.1.	COEFICIENTES DE SEGURIDAD:.....	6
3.4.2.	NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD	7
3.5.	COMBINACIÓN DE ACCIONES	7
3.5.1.	INTRODUCCIÓN	7
3.5.2.	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS.....	7
3.5.3.	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	8
3.6.	PROGRAMAS INFORMÁTICOS UTILIZADOS	8
4.	CÁLCULO DEL MARCO.....	9
4.1.	MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA	9
4.2.	ACCIONES CONSIDERADAS:	9
4.2.1.	ACCIONES PERMANENTES	9
4.2.2.	CARGAS PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE	10
4.2.3.	ACCIONES VARIABLES	11

4.2.4. ACCIONES ACCIDENTALES	12	5.4.2. LONGITUDES DE SOLAPO.....	27
4.2.4.2. SISMO. EMPUJE DE TIERRAS.....	12	APÉNDICE CÁLCULOS ESTRUCTURALES	28
4.3. VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU).....	13		
4.3.1. E.L.U. DE FLEXOCOMPRESIÓN:.....	13		
4.3.2. E.L.U. DE CORTANTE	16		
4.4. VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (E.L.S.)	17		
4.4.1. CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA	17		
4.5. CÁLCULO DE LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y DE EMPALME DE LAS ARMADURAS	17		
4.5.1. LONGITUDES DE ANCLAJE	17		
4.5.2. LONGITUDES DE SOLAPO	18		
5. CÁLCULO DE LAS ALETAS.....	19		
5.1. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	19		
5.2. ACCIONES CONSIDERADAS	20		
5.2.1. ACCIONES PERMANENTES.....	20		
5.2.2. CARGAS PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE.....	20		
5.2.3. ACCIONES VARIABLES.....	20		
5.2.4. ACCIONES ACCIDENTALES	20		
5.3. VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU).....	20		
5.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 1A	20		
5.3.2. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 1B.....	21		
5.3.3. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 2A	22		
5.3.4. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 2B.....	23		
5.3.5. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 3A	24		
5.3.6. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 3B.....	24		
5.3.7. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 4A	25		
5.3.8. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 4B.....	26		
5.4. CÁLCULO DE LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS	27		
5.4.1. LONGITUDES DE ANCLAJE	27		

1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo va a desarrollar los cálculos realizados para el correcto dimensionamiento de las estructuras necesarias para la construcción de un paso inferior mediante un marco enterrado con el objeto de reponer el camino que discurre bajo el futuro PK 11+557 de la Autovía del Mediterráneo en su tramo entre Cocentaina y Muro de Alcoy.

Para la realización de tal obra, este anejo incluye las soluciones a distintos problemas. Estos cálculos se explicarán partiendo de las bases de cálculo utilizadas y posteriormente se mostrarán los valores obtenidos con tal metodología. La finalidad, por tanto, de este anejo cubre los siguientes apartados:

- Dar la geometría exacta que debe tener la obra partiendo de los datos proporcionados por otros puntos del proyecto como son la cartografía o el predimensionamiento de la traza de referencia de la Autovía A-7 sobre el marco.
- Conociendo la geometría de la obra, explicar las cargas a las que se verán sometidas las distintas estructuras, refiriéndose para cada tipo de carga a la normativa que rige en cada caso. Estas acciones deberán prever todas las afecciones a las que se puede someter a la estructura durante su vida útil y se combinarán ponderando los valores para E.L.U. o E.L.S según convenga en cada cálculo con la finalidad de obtener una estructura segura según lo dispuesto en las normas.
- Aplicar la normativa vigente para el cálculo de estructuras enterradas. Se completará la normativa de obligado cumplimiento con las recomendaciones que estén relacionadas con el proyecto.
- Informar sobre las características detalladas de los materiales con los que se pretende realizar las obras definiendo con exactitud la geometría de los elementos que conformen las estructuras y las propiedades resistentes que deberán ofrecer estos materiales.
- Justificar las soluciones adoptadas en cada caso tras comprobar la idoneidad de los cálculos obtenidos.

La estructura que se pretende calcular es un marco enterrado de planta circular cuya ejecución se realizará “in situ”. Se ha definido que para el tráfico que va soportar, las dimensiones libres necesarias dentro del marco son 12m de luz y 5.5m de altura a la cual se deberá descontar el espesor de la capa de firmes para obtener el gálibo final que dispondrá la obra. Para estas dimensiones se realiza un primer predimensionamiento con las relaciones habituales en este tipo de obra que asocia la luz y la altura interior del marco con el espesor de las losas y los hastiales respectivamente. Con estas normas se obtiene un espesor de hastiales de 0.9m y 1.2m tanto para la losa superior como inferior.

Esta estructura se complementará en sus extremos con la disposición de 4 aletas que contengan las tierras de terraplén de la Autovía. Las aletas se enrasarán superiormente con el plano superior de la losa

superior del marco mientras que inferiormente coincidirá el plano superior de la losa inferior del marco con el plano superior de la zapata de la aleta. Entre aleta y marco no se dispondrán armaduras pasantes por lo que las estructuras se comportarán de forma independiente y así se procederá en los cálculos.

La obra de paso a realizar permitirá la realización de una glorieta que conecte las distintas salidas de la Autovía A-7 en ese punto kilométrico con las poblaciones cercanas, especialmente con la cercana localidad de Muro de Alcoy a través de la nacional N-340. La glorieta dispondrá de dos carriles con el gálibo y radio de giro suficiente para el paso de todo tipo de vehículos.

2. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

Tras la decisión de proyectar el tramo de Autovía entre Cocentaina y Muro de Alcoy, se debe dar solución al paso de antiguos caminos que cruzaban a nivel los terrenos que ahora ocupará la autovía. Por este motivo se decide rediseñar los caminos previos a esta obra para aglutinar el paso a través de la realización de una glorieta que requiere de dos pasos inferiores para travesar los terraplenes de la autovía. La obra que es objeto de análisis de este trabajo corresponde al paso oeste de esta glorieta cuyo sentido de circulación a través del marco se corresponderá con el sentido Norte-Sur.

La longitud que debe disponer la estructura enterrada del marco viene dada por las tierras del terraplén que se dispone sobre ella. Así, partiendo de la cota de referencia de la autovía en el PK 11+557 para su mediana (465.52m), la cota de referencia que deberá tener la glorieta que coincide con la línea interior del carril interior de la misma (453.95m) y la cota del terreno natural en el cruce entre ambas líneas de referencia (459.32m) se obtiene que la longitud del marco será de 46.208m el paramento exterior del hastial con radio de curvatura menor y 45'281m el paramento exterior del hastial con radio de curvatura mayor. Si las salidas del marco fuesen perpendiculares a la traza del marco, estas dimensiones no tendrían sentido pues el marco debería tener menos longitud en el paramento de menor radio de curvatura. No obstante, el esviaje de las salidas del marco que se pretenden dejar con planos paralelos a la dirección de circulación de la autovía superior provoca que esta extraña situación se dé. Así la línea de referencia para las cotas de la traza del firme de la glorieta tiene una longitud de 45.848m. La longitud del marco permite que la altura del terraplén en los extremos del marco sea coincidente con el plano superior del marco dejando una holgura de 0.5m que sobresale el marco de las tierras.

El marco dispone de hastiales con espesores de 0.90m con una longitud en el interior del marco de 5.50m mientras que las losas tienen espesores de 1.20m para salvar luces de 12m. En el paramento vertical exterior de los hastiales se dispondrá longitudinalmente de un apoyo en ménsula para la losa de transición que deberá estar presente en toda aquella sección que discurra bajo un carril de circulación o arcén de la autovía superior. Esta losa de transición se dispone con una pendiente del 10% para la evacuación de aguas y se une al marco mediante pasadores en forma de redondos cada metro. Las losas de transición tienen una longitud de 4.50m contando desde el paramento vertical del marco.

El marco dispone de una capa de 10cm de hormigón en masa de regularización para homogeneizar la transmisión de tensiones al terreno. La cimentación del marco se efectuará directamente a través de la losa inferior que apoyará contra el terreno. Para realizar la modelización de tal reacción se ha calculado en el anejo de Estudios Geotécnicos para la Cimentación de Estructuras que el módulo de balasto es de 1.00 kp/cm².

Se dispone un recrecimiento de la losa inferior de 10cm en los extremos para facilitar la colocación de los encofrados de los hastiales. Las esquinas interiores superiores del marco se achaflanarán según las dimensiones dispuestas en planos.

Para la contención de tierras a la salida del marco se disponen de aletas cimentadas mediante zapata. Las dimensiones de las zapatas vienen definidas en el Anejo de Estudio Geotécnico para la Cimentación de Estructuras por lo que en el presente anejo nos delimitaremos a nombrar las dimensiones allí obtenidas. Las dimensiones longitudinales de las aletas vienen definidas por el ángulo del terraplén que en este caso se pretende realizar con pendiente 3H:2V y el ángulo entre aleta y cabeza de marco. En función de ambos ángulos se calcula una longitud de aleta que intersecte al terreno cuando la altura del muro de la aleta sea de 1 metro sobre la zapata. Hasta ese punto el terreno nunca rebasará la coronación del muro de la aleta. Las aletas se dividen en dos con el objetivo de economizar materiales cuando la altura de tierras a soportar es menor. La altura de tierras en el arranque de la aleta siempre será inferior a los 6.70m de altura del muro de la aleta en tal sección.

Se dispondrán elementos de drenaje en todas las estructuras materializados mediante una capa drenante y un tubo de P.V.C. de 200mm de diámetro que recogerá las aguas en el trasdós de aletas y marco.

3. BASES DE CÁLCULO

3.1. NORMATIVA APLICADA

Los cálculos que se mostrarán a continuación vienen dictados por distintas instrucciones y normas para el cálculo de estructuras y modelizado de acciones. Éstas son las siguientes:

- 1- CEN (2006). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón*. UNE-EN 1992-1-1:2013.
- 2- MINISTERIO DE FOMENTO (2008). *Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)*.
- 3- MINISTERIO DE FOMENTO (2011). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*.
- 4- MINISTERIO DE FOMENTO (2007). *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)*.
- 5- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (1992). *Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso*.
- 6- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Y CEDEX (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.
- 7- J.CALAVERA (1993). *Manual de detalles constructivos en obras de Hormigón Armado*.
- 8- CEN (2003). *Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras*. UNE-EN 1990-1-1:2013.
- 9- MINISTERIO DE FOMENTO (2013). *Anejo Nacional (AN-UNE 1992-1-1)*.

3.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.2.1. HORMIGÓN

En función de las exigencias resistentes se utilizarán dos hormigones distintos según si los elementos a realizar requieren disponer o no de resistencia estructural. El hormigón estructural utilizado para todos los elementos será un hormigón tipo HA-35/P/20/IIa según la nomenclatura de la EHE que equivale a un hormigón C35/45 según la nomenclatura del Eurocódigo 2. El hormigón no estructural será un hormigón en masa utilizado para nivelación de superficies y regularización de apoyos de estructuras con una nomenclatura igual a HM-20 o C20/25 según la norma aplicada.

Las características del hormigón estructural son:

- Resistencia característica a compresión a los 28 días en probeta cilíndrica: 35 MPa.
- Resistencia característica a compresión a los 28 días en probeta cúbica: 45 MPa.
- Consistencia: Plástica
- Tamaño máximo del árido: 20mm.
- Tipo de ambiente de exposición: XC2.
- Coeficiente de seguridad: 1.5.

3.2.2. ACERO

El acero empleado para todas las armaduras pasivas que componen el armado de las distintas estructuras será acero del tipo B-500-S con las siguientes características:

- Resistencia característica: 500 MPa.
- Resistencia de cálculo: 434.78 MPa.
- Módulo de elasticidad: 210.000 MPa.
- Coeficiente de seguridad: 1.15.

3.3. ACCIONES A CONSIDERAR

A continuación se mencionan los tipos de carga que se deben tener en cuenta para el análisis tensional de una rebanada de un metro de marco bajo una altura de 6.40m de tierras. Posteriormente se atribuirán valores para este tipo de cargas según corresponda para el cálculo del marco y de las aletas.

3.3.1. ACCIONES PERMANENTES (G)

Son aquellas cargas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición. En nuestro análisis están presentes en:

- Peso propio: acción debida al peso de los elementos estructurales. El valor de la carga dependerá de las dimensiones de la pieza multiplicadas por el peso específico del hormigón armado que según normativa se toma como 25 kN/m³.
- Cargas muertas: son las inducidas por todos aquellos elementos no estructurales tales como las tierras que entierran el marco.

3.3.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)

Aquí se engloban aquellas acciones que aún actuando en todo momento su magnitud no es constante:

- Empuje activo: se define como el mínimo valor de empuje al que están sometidos los hastiales.

- Empuje al reposo: se define como el máximo valor de empuje al que están sometidos los hastiales. Es el incremento que sufre el empuje activo hasta alcanzar el empuje al reposo.

3.3.3. ACCIONES VARIABLES (Q)

Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura. Entre ellas se incluyen las siguientes:

- Tren de cargas: para el análisis de estas cargas se sigue lo expuesto en la IAP-11 con las modificaciones que dispone la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera para la modificación de estas cargas al tratarse de obras enterradas. La modelización del tráfico circulante por la vía superior al marco se realiza mediante tres tipos de carga:
 - o Sobrecarga repartida: se modeliza mediante una carga uniformemente repartida de 9 KN/m² aplicada en sentido longitudinal a la dirección de circulación que en este caso es paralela a la rebanada de marco.
 - o Sobrecarga puntual: se modeliza mediante cuatro cargas puntuales a modo de las cuatro ruedas de un vehículo. La distancia entre ejes del vehículo es de 1.20m mientras que en la dirección perpendicular las ruedas de un mismo eje se separan 2.00m. Cada carga es de 150 KN por lo que el vehículo modelizado corresponde a uno de 60 Tn de peso.
 - o Sobrecarga en terraplenes adyacentes: según la IAP-11, a efectos de cálculo del empuje del terreno sobre algún elemento del marco en contacto con él, se considerará actuando en la parte superior del terraplén en la zona por donde pueda discurrir el tráfico una sobrecarga uniforme de 10 KN/m². Si bien esta carga queda fuera de la geometría del marco al ser una carga vertical aplicada fuera de la geometría del mismo, ésta se transforma en una carga repartida horizontal al multiplicarla por el coeficiente de empuje activo.
- Sobrecarga por rozamiento negativo: esta acción tiene en cuenta los asientos diferenciales entre los terrenos limítrofes con el plano del paramento vertical del hastial. Aquellas tierras que se depositan sobre el marco tendrán un asiento menor que las que se encuentran en el trasdós del hastial pues estas últimas tienen un espesor mayor y la deformabilidad de las tierras es infinitamente mayor que la del hormigón. Esto produce un efecto cuelgue que se transforma en una sobrecarga uniforme sobre la losa superior del marco de valor dependiente del espesor de tierras sobre la misma.

3.3.4. ACCIONES ACCIDENTALES (A)

Son aquellas cuya probabilidad de actuación es muy pequeña pero producen efectos significativos en la estructura en el caso de actuar. Se tendrá en cuenta en este apartado las cargas inducidas por el sismo.

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07, no será de aplicación en el caso de que la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento a_b sea inferior a $0.4 \cdot g$ donde g es la aceleración de la gravedad. La ubicación de la obra se incluye en una zona donde sí es de necesaria aplicación las consideraciones sísmicas. El valor de cálculo de las acciones inducidas por el sismo será igual a lo expuesto en el correspondiente apartado de la norma para estructuras enterradas.

3.4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD

3.4.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD:

Los coeficientes de seguridad de acciones empleados en los posteriores cálculos en función del tipo de cargas son los expuestos en el Eurocódigo 0 (EN 1990:2003) en su tabla A.1.2 (A):

Tabla A.1.2(A)
Valores de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A)

Situaciones de proyecto permanentes y transitorias	Acciones permanentes		Acción variable(*) predominante	Acciones variables de acompañamiento	
	Desfavorables	Favorables		Principal (si hubiera alguna)	Otras
Ecuación 6.10	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>(*) Las acciones variables son aquellas tomadas en consideración en la tabla A.1.1</p> <p>NOTA 1 – Los valores γ pueden establecerse en el anexo nacional. Los valores recomendados de γ son:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,10$</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 0,90$</p> <p>$\gamma_{Q,1} = 1,50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)</p> <p>$\gamma_{Q,i} = 1,50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)</p> <p>NOTA 2 – En los casos en que la verificación del equilibrio estático también comprenda la resistencia de los elementos estructurales, como una alternativa a las dos verificaciones por separado basadas en las tablas A.1.2(A) y A.1.2(B), se puede adoptar una verificación combinada, basada en la tabla A.1.2(A), si lo permite el anexo nacional, con el siguiente conjunto de valores recomendados. Los valores recomendados pueden ser alterados por el anexo nacional:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,35$</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 1,15$</p> <p>$\gamma_{Q,1} = 1,50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)</p> <p>$\gamma_{Q,i} = 1,50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)</p> <p>con tal que la aplicación de $\gamma_{G,inf} = 1,00$ tanto a la parte favorable como a la desfavorable de las acciones permanentes no produzca un efecto más desfavorable.</p>					

Una versión equivalente a lo expuesto en el cuadro anterior es lo que se muestra en la siguiente tabla:

ACCIÓN	SITUACIÓN DE PROYECTO					
	ELU		ELS		ELU Accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Permanente:	1	1.35	1	1	1	1
Variable:	0	1.5	0	1	0	1
Accidental:	-	-	-	-	1	1

Los coeficientes parciales de los materiales son los siguientes:

	ELU	ELS	ELU Accidental
HORMIGÓN	1.50	1.00	1.30
ACERO	1.15	1.00	1.00

3.4.2. NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD

CONTROL DE MATERIALES:

- Hormigón: Control a nivel estadístico.
- Acero: Control a nivel NORMAL.

El control estadístico en el hormigón es de aplicación general en obras de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón pretensado.

El control a nivel normal en el acero se aplica a todas las armaduras.

CONTROL DE EJECUCIÓN:

- Marco: Control a nivel INTENSO
- Aletas: Control a nivel INTENSO
- Cimentaciones: Control a nivel INTENSO

El control a nivel intenso exige que el constructor posea un sistema de calidad propio, acreditado de forma externa, que la elaboración de la ferralla se realice en instalaciones industriales fijas y que cuenten con un sistema de certificación voluntario.

3.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES

3.5.1. INTRODUCCIÓN

Para cada una de las situaciones estudiadas, se determinarán las posibles combinaciones de acciones. Una combinación de acciones consiste en la suma de un conjunto de acciones compatibles que se considerarán simultáneamente multiplicadas por unos coeficientes de mayoración y otros de combinación.

Estas combinaciones estarán formadas en general por la suma de las cargas permanentes más una acción variable predominante y el resto de las acciones variables concomitantes. Se deberá estudiar cuál de las acciones variables es la más desfavorable en cada caso.

3.5.2. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Las combinaciones de acciones para las distintas situaciones de proyecto se definen según los siguientes criterios:

- Situación de proyecto persistente o transitoria:

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

- Situación de proyecto accidental:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_d + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situación de proyecto sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes

$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variables determinante

A_k Valor característico de la acción accidental

$A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica

3.5.3. ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Para el Estado Límite de Servicio se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación característica:

$$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación cuasi-permanente:

$$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes

$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variables determinante

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasi-permanentes de las acciones variables con la acción determinante

Los valores de los coeficientes ψ son:

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.6	0.5	0.2

Para el desarrollo de los cálculos de las estructuras se han utilizado fundamentalmente dos programas informáticos:

- SAP2000: se trata de un programa comercial desarrollado por Computers&Structures Inc. Con este programa se ha modelizado una rebanada de 1 m de marco al cual se han aplicado las distintas cargas y estas se han combinado para obtener las solicitaciones en los distintos estados límite. Se trata de un programa de elementos finitos con interfaz gráfica 3D preparado para realizar la modelización, análisis y dimensionamiento de un amplio rango de estructuras y materiales. Se explicará más detalladamente el proceder con el programa en los siguientes apartados.
- Hojas de cálculo de Microsoft Excel: han sido utilizadas distintas hojas de cálculo desarrolladas por el alumno para la obtención de las cuantías de armado introduciendo los valores tensionales obtenidos del análisis de SAP2000 en el caso del marco. Para las aletas han sido las propias hojas de cálculo las que han permitido obtener las tensiones en las mismas y su posterior armado.

3.6. PROGRAMAS INFORMÁTICOS UTILIZADOS

4. CÁLCULO DEL MARCO

4.1. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para la realización del cálculo tensional del paso inferior se ha desarrollado un modelo 2D de barras y nudos rígidos al que se aplican las acciones que a continuación veremos.

La estructura modelizada es una sección de 1 m de marco ortogonal al desarrollo longitudinal del mismo escogiendo aquella sección con mayor espesor de tierras. En nuestro caso, la sección con más tierras dispone de 6.30 m de espesor de tierras que han sido modelizadas como 6.40 m para mayor seguridad.

El modelo de rebanada de marco se define geométricamente por el eje medio de las secciones que define la sección tipo del marco quedando unas dimensiones de 12.90x6.70 m.

Cada barra principal se divide a su vez en otras 10 barras idénticas entre sí a las que se les asigna las características geométricas y resistentes del elemento que representan. Así, se definen las características de las distintas secciones de la siguiente manera:

LOSA SUPERIOR:

- Canto: $h = 1.20$ m.
- Área: $A = 1.20$ m².
- Inercia: $I = 0.144$ m⁴.
- Módulo de Elasticidad: $E = 27264$ MPa.

HASTIALES:

- Canto: $h = 0.90$ m.
- Área: $A = 0.90$ m².
- Inercia: $I = 0.06075$ m⁴.
- Módulo de Elasticidad: $E = 27264$ MPa.

LOSA INFERIOR:

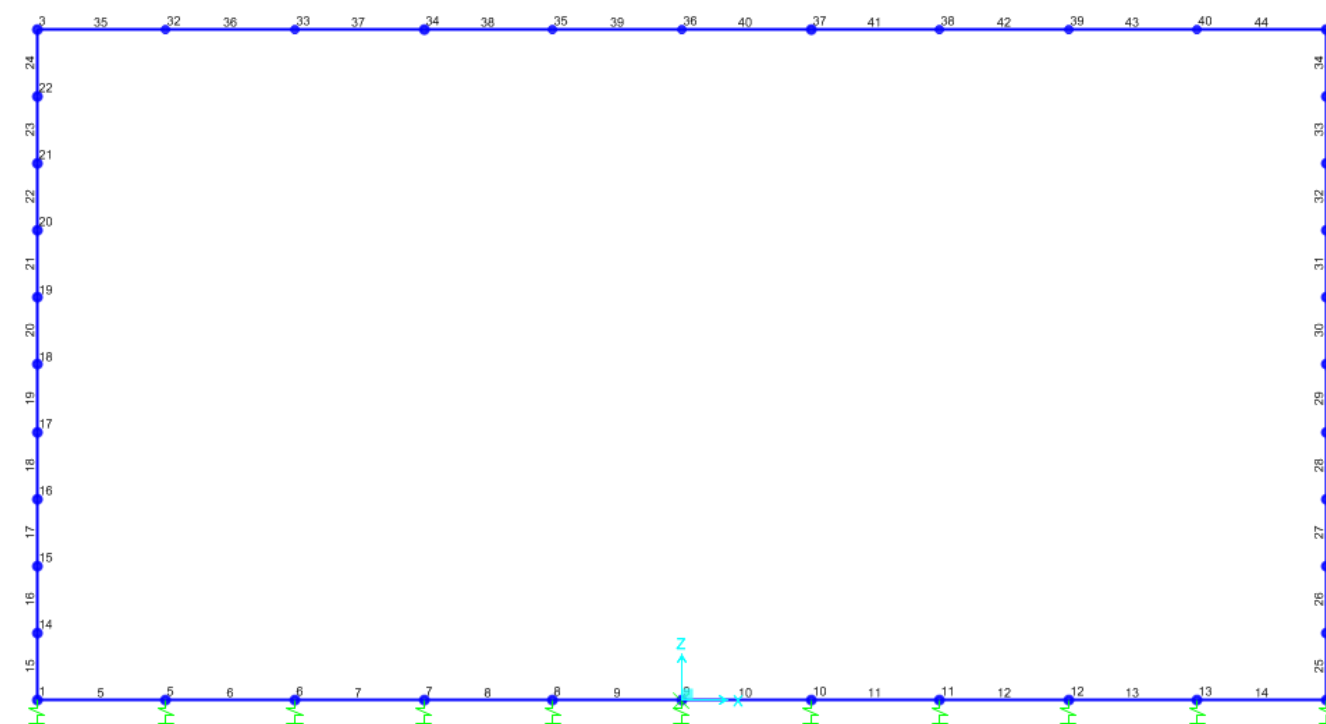
- Canto: $h = 1.20$ m.
- Área: $A = 1.20$ m².
- Inercia: $I = 0.144$ m⁴.
- Módulo de Elasticidad: $E = 27264$ MPa.

El apoyo de la losa inferior del marco contra el terreno existente se modeliza mediante una serie de muelles verticales unidos a cada uno de los puntos entre barras que la forman. Dichos muelles poseen una rigidez determinada por el módulo de balasto y el área de influencia que abarcan siguiendo la siguiente formulación:

$$Rigidez = k_c \cdot A_{influencia} = 10000 \cdot 1.29 = 12900 \text{ kN/m}$$

Siendo k_c el módulo de balasto del terreno ($k_c = 10.00$ MN/m³) y $A_{influencia}$ el área de influencia de cada uno de las barras que forman la losa inferior ($A_{influencia} = \frac{12.9}{10} \cdot 1 = 1.29$ m).

A continuación se muestra un croquis de la estructura modelizada en SAP2000:



A7. FIGURA 1: Modelización de la estructura en SAP2000. Fuente: Propia.

4.2. ACCIONES CONSIDERADAS:

A continuación se muestran las acciones que solicitan a la rebanada de 1 m de ancho del marco con un espesor de tierras de 6.30 m por encima, siendo éste el mayor de todos.

4.2.1. ACCIONES PERMANENTES

4.2.1.1. PESO PROPIO

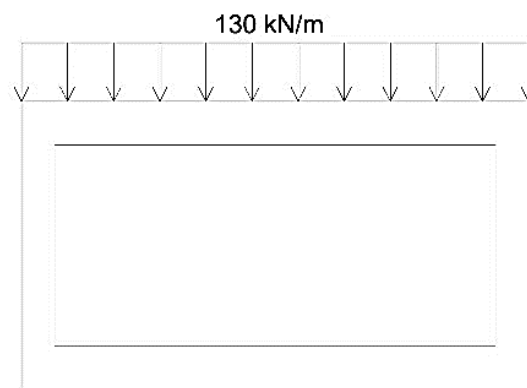
El peso propio corresponde con el peso de los elementos estructurales. Esta carga viene de multiplicar el peso específico del hormigón armado, 25 kN/m³, por la sección de hormigón en cada caso. Así obtenemos una carga uniforme repartida a lo largo de la longitud de la barra en sentido gravitacional.

En nuestro caso, esta carga no se introduce en el programa como uniforme sino que a cada barra se le atribuye una sección de cierto material y se activa la opción de considerar el peso propio (DEAD).

4.2.1.2. PESO DE LAS TIERRAS SOBRE EL MARCO

En el cálculo de esta carga se toman del lado de la seguridad distintas medidas como son atribuir la altura de tierras máxima a todo el marco y además aumentar sensiblemente esta altura máxima. El material de relleno utilizado tiene una densidad aparente de 20 kN/m³. Por tanto, si se tienen 6.30m (se escogen 6.50m para dar más seguridad) de tierras sobre el marco, el peso de las tierras es:

$$W_{PT} = \gamma_{ap} \cdot B \cdot D = 20 \cdot 1 \cdot 6.5 = 130 \text{ kN/m}$$



A7. FIGURA 2. Acciones debidas al peso de las tierras. Fuente:

4.2.2. CARGAS PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE

4.2.2.1. EMPUJE ACTIVO DEL TERRENO

El empuje activo horizontal que ejerce el terreno sobre una superficie se calcula como un porcentaje del empuje vertical. Este coeficiente que relaciona ambos valores se denomina coeficiente de empuje activo del terreno:

$$\sigma'_{ha} = k_a \cdot \sigma'_{va} = k_a \cdot \gamma \cdot z \quad [1]$$

Según la teoría de Coulomb para el cálculo del empuje activo, se puede calcular este valor mediante la siguiente expresión:

$$k_a = \left[\frac{\sec \alpha \cdot \cos(\phi' - \beta)}{\sqrt{\cos(\alpha - \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \alpha)}}} \right]^2$$

Siendo:

- α : Inclinación del talud del muro con respecto a la vertical
- β : Inclinación de la tierras en la cabeza del talud con respecto a la horizontal
- ϕ' : Ángulo de rozamiento interno del terreno.
- δ : Coeficiente de rozamiento muro-terreno.

Si $\alpha = \beta = \delta = 0$, la teoría de Coulomb coincide con la de Rankine y la expresión queda reducida a

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad [2]$$

Teniendo en cuenta [1] y [2] y que los hastiales varían su profundidad desde los 6'50m el punto más alto (techo) a los 14'40m el punto más bajo (base). Para un ángulo de rozamiento de 30°, la formulación queda así:

$$\sigma'_{vo}(\text{techo}) = 20 \cdot 6.5 = 130 \text{ kN/m}^2$$

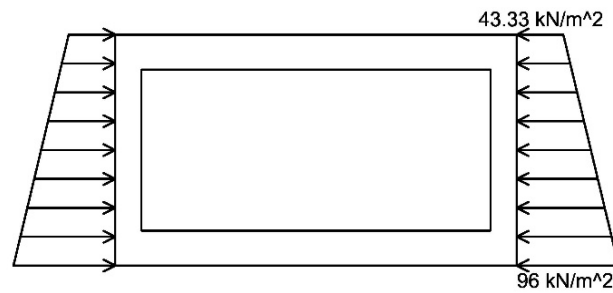
$$\sigma'_{vo}(\text{base}) = 20 \cdot (6.5 + 1.2 \cdot 2 + 5.5) = 288 \text{ kN/m}^2$$

Conociendo las tensiones verticales en techo y base, el resto de cálculos quedan así:

$$k_a = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

$$\sigma'_{ha}(\text{techo}) = 0.33 \cdot 130 = 43.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{ha}(\text{base}) = 0.33 \cdot 288 = 96 \text{ kN/m}^2$$



A7 FIGURA 3. Acciones debidas al empuje activo. Fuente: Propia

4.2.2.2. EMPUJE EN REPOSO DEL TERRENO

Para la obtención de tensiones sobre los hastiales debidas al empuje de las tierras en suelos consolidados se va a seguir la teoría de Rankine que relaciona la tensión vertical con la horizontal mediante el coeficiente de empuje al reposo k_o . La fórmula para obtener este coeficiente para suelos normalmente consolidados es la siguiente:

$$k_o = 1 - \sin \theta'$$

La fórmula que relaciona la tensión vertical con la horizontal queda tal que así para suelos sin cohesión:

$$\sigma'_{ho} = k_o \cdot \sigma'_{vo}$$

Los hastiales varían su profundidad desde los 6'50m el punto más alto (techo) a los 14'40m el punto más bajo (base). Para un ángulo de rozamiento de 30°, la formulación queda así:

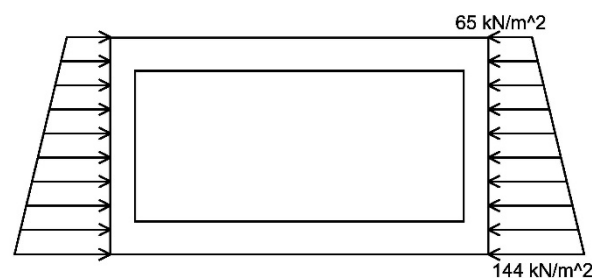
$$\sigma'_{vo}(\text{techo}) = 20 \cdot 6.5 = 130 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{vo}(\text{base}) = 20 \cdot (6.5 + 1.2 \cdot 2 + 5.5) = 288 \text{ kN/m}^2$$

$$k_o = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

$$\sigma'_{ho}(\text{techo}) = 0.5 \cdot 130 = 65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{ho}(\text{base}) = 0.5 \cdot 288 = 144 \text{ kN/m}^2$$



A7 FIGURA 4. Acciones debidas al empuje al reposo. Fuente: Propia

4.2.3. ACCIONES VARIABLES

4.2.3.1. SOBRECARGA UNIFORME DEBIDA A TRÁFICO

La carga que ahora se va explicar viene definida, al igual que las posteriores, en el apartado 6.6.1 “Cargas sobre la estructura” que se incluye dentro de la sección de Pasos Inferiores de la “Guía de Cimentaciones en obras de carreteras”. En ella se habla de esta carga como la presión media sobre el techo debida a la presión ‘p’, ejercida sobre la superficie del terreno.

Las cargas sobre la superficie del terreno ya sean presiones producidas por cargas uniformes p, o por cargas puntuales Q, producen sobre el plano del techo una fuerza que puede calcularse mediante la teoría de la elasticidad suponiendo que el terreno es homogéneo, isótropo y elástico e ignorando la perturbación tensional que induce la presencia de la estructura enterrada. Cuando este aspecto sea crítico, será preciso realizar un modelo numérico que permita evaluar con más precisión el efecto de estas acciones.

La formulación que ofrece la Guía para las cargas repartidas es la siguiente:

$$p^* = p \cdot \frac{A}{A + D}$$

Donde:

p^* = Presión media sobre el techo debida a la presión p, ejercida sobre la superficie del terreno.

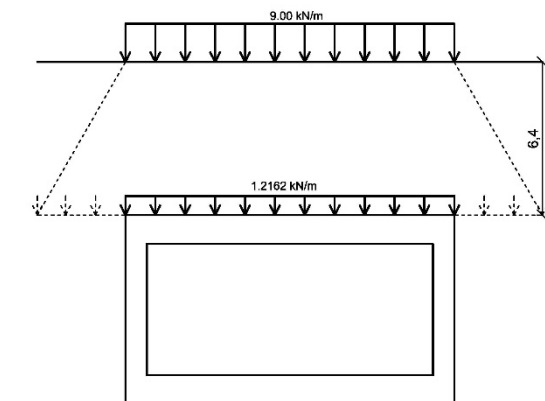
p = Presión sobre la superficie.

A = Ancho de la zona cargada en sentido perpendicular a la sección plana en estudio.

D = Profundidad del plano del techo desde la superficie.

La carga repartida que se transmite por el paso de vehículos según la IAP-11₂ es de 9 kN/m² (p). Como ya hemos avanzado, la profundidad a la que se encuentra el plano superior del marco es de 6'40m (D) y el ancho a analizar es una rebanada de 1m (A). Por tanto:

$$p^* = 9 \cdot \frac{1}{1 + 6.4} = 1.2162 \text{ kN/m}^2$$



A7 FIGURA 5. Acciones debidas a la sobrecarga repartida de tráfico. Fuente: Propia

4.2.3.2. SOBRECARGA PUNTUAL DEBIDA A TRÁFICO

Del mismo modo, al menos en primera aproximación, el efecto sobre el techo debido a una carga vertical concentrada en superficie puede estimarse mediante la expresión siguiente, válida para obras suficientemente profundas ($D > B$).

$$q^* = \frac{2 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \text{ para } D > B$$

Donde:

q^* = Presión media sobre el techo de la estructura debida a la carga puntual Q , actuante sobre la superficie del terreno.

Q = Carga puntual sobre la superficie del terreno.

D = Profundidad del plano del techo desde la superficie.

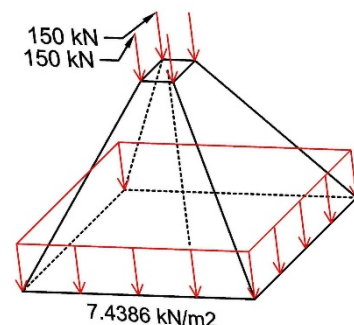
La explicación que tiene esta formulación es que se simplifica el comportamiento del bulbo de presiones a una distribución cónica de las tensiones a partir de la puntual. Al combinarse 4 cargas puntuales, la combinación de esos 4 conos se simplifica a un tronco de pirámide en que las caras mantienen un ángulo de 60° con el plano horizontal. La separación de $1'20\text{m}$ entre ejes en la dirección de avance de los vehículos y $2'00\text{m}$ en la dirección perpendicular se transforma a $6'40\text{m}$ de profundidad en una distancia de $8'59\text{m}$ y $9'39\text{m}$ respectivamente.

La presión media sobre el techo de la estructura queda, por tanto, con el siguiente valor:

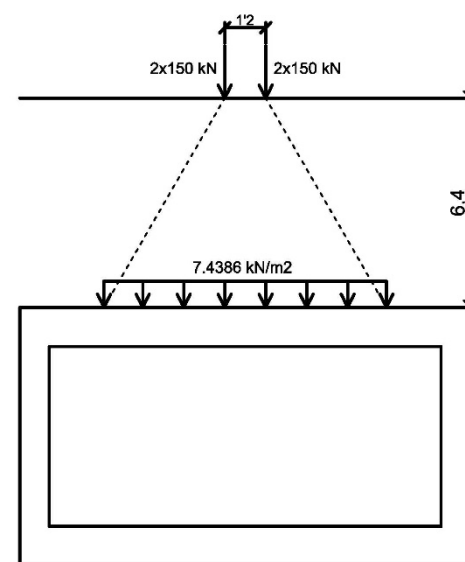
$$q^* = \frac{2 \cdot 150}{\pi \cdot 6.4^2} = 7.4386 \text{ kN/m}^2$$

Bien es cierto que en este caso no se cumple que la profundidad ($6'40\text{m}$) sea mayor al ancho del techo ($13'80\text{m}$) pero tras consultarlo con el tutor del trabajo final de grado se opta por tomar como buena esta modificación de las cargas puntuales. A la hora de cálculo se deberá tener en cuenta que la ubicación de estas cargas debe ser en aquella zona donde más perjudiciales sean sus efectos.

A la hora de introducir esta acción en la estructura se tendrá en cuenta que el vehículo pesado puede ir desplazándose sobre la losa y por tanto es necesario crear tantos casos de carga como se precisen.



A7 FIGURA 6. Modo de dispersión de las cargas puntuales. Fuente: Propia.

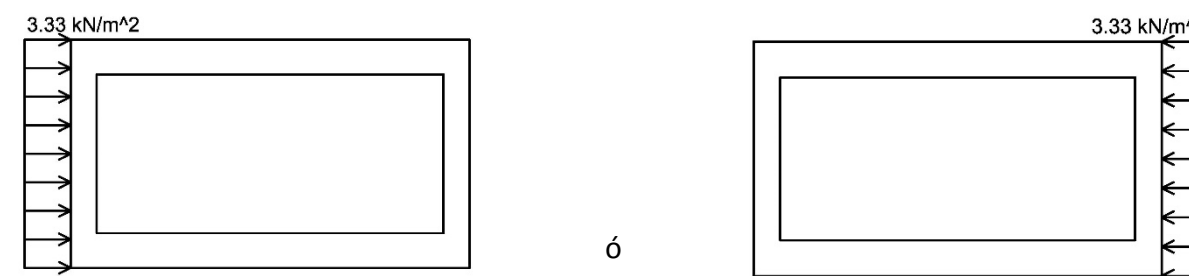


A7 FIGURA 7. Acciones debidas a la sobrecarga puntual de tráfico. Fuente: Propia.

4.2.3.3. SOBRECARGA EN TERRAPLENES ADYACENTES

Según lo dispuesto en la IAP-11₂, alternativamente al modelo de tren de cargas que posteriormente veremos, se diseñarán las estructuras para una carga simplificada sobre los terraplenes de 10kN/m^2 . Aunque la norma describe esta carga como una simplificación alternativa a las cargas que posteriormente veremos y solo considerable en el caso de que la circulación de vehículos se realice a una distancia en horizontal menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre la que actúa el empuje, nosotros la tendremos en cuenta a modo de seguridad. Por tanto, y al tratarse de una carga activa vertical, la transformamos en una carga horizontal sobre los hastiales según la fórmula:

$$q_{terr,ady} = 10 \cdot 0.33 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$



A7 FIGURA 8. Acciones debidas a la sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes. Fuente: Propia

4.2.4. ACCIONES ACCIDENTALES

4.2.4.1. SISMO. FUERZAS DE INERCIA.

Según la IAP-11, la acción sísmica se considerará en el proyecto de acuerdo con las preinscripciones recogidas en la *Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes* (NCSP-07).

En ella se explica que se pueden modelizar los efectos del sismo como una carga puntual aplicada en la unión del hastial con la losa superior (fuerzas de inercia) y una carga repartida horizontal siguiendo una distribución triangular invertida actuando sobre el hastial.

Según los cálculos mostrados en el Anejo Geotécnico, la fuerza equivalente de sismo es:

$$F_{eq,sismo} = 363.1492 \text{ KN}$$

4.2.4.2. SISMO. EMPUJE DE TIERRAS.

Según los cálculos mostrados en el Anejo Geotécnico, el empuje de tierras debido a sismo que sigue una ley triangular invertida de presiones sobre los hastiales es:

$$k_{AD} = 0.4082$$

$$\Delta E_{AD} = 33.608 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{h,AD}(\text{Base}) = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{h,AD}(\text{Techo}) = 10.032 \text{ KN/m}^2$$

4.3. VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

Una vez calculadas todas las cargas, se combinan según lo indicado en el apartado 3.5 – *Combinación de acciones* de esta mismo anejo y se aplicarán al modelo realizado en SAP2000.

Esto nos permite obtener las envolventes de esfuerzos con los valores máximos y mínimos de los axiles, cortantes y flectores en cada barra si bien es cierto que no podemos obtener los concomitantes para los valores máximos de cierta tensión. El programa informático nos proporciona los valores máximos y mínimos de cada tensión pero no tiene la opción de ver, por ejemplo el cortante concomitante al flector máximo en centro de vano.

Al final de este anejo se adjunta un apéndice que contiene toda la información proporcionada por el SAP2000 sobre los esfuerzos máximos y mínimos actuantes en cada barra.

4.3.1. E.L.U. DE FLEXOCOMPRESIÓN:

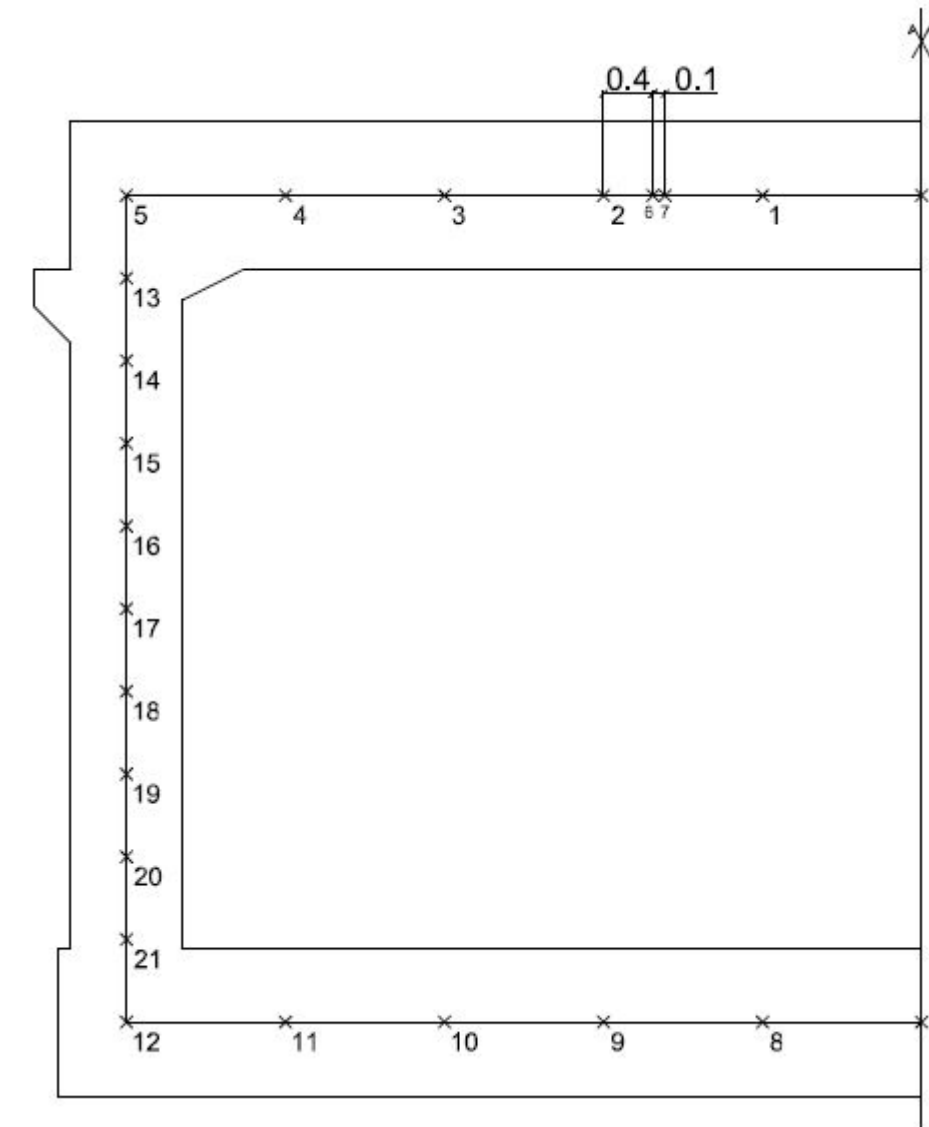
A partir de las envolventes de esfuerzos que se obtienen de la herramienta informática SAP2000 se pretende dimensionar la cuantía de armadura a disponer en cada elemento del marco para que pueda resistir los esfuerzos de flexión y compresión a los que se vea sometido.

Se considerará en cada punto el momento flector más desfavorable, siendo en algunos casos el positivo y en otros el negativo, así como el axil máximo o mínimo que necesite una mayor cuantía de armado.

Para el cálculo de la armadura, se han considerado los esfuerzos en los nudos del modelo introducido en SAP2000. Al ser una estructura simétrica, solo se mostrarán los cálculos realizados para los nudos izquierdos.

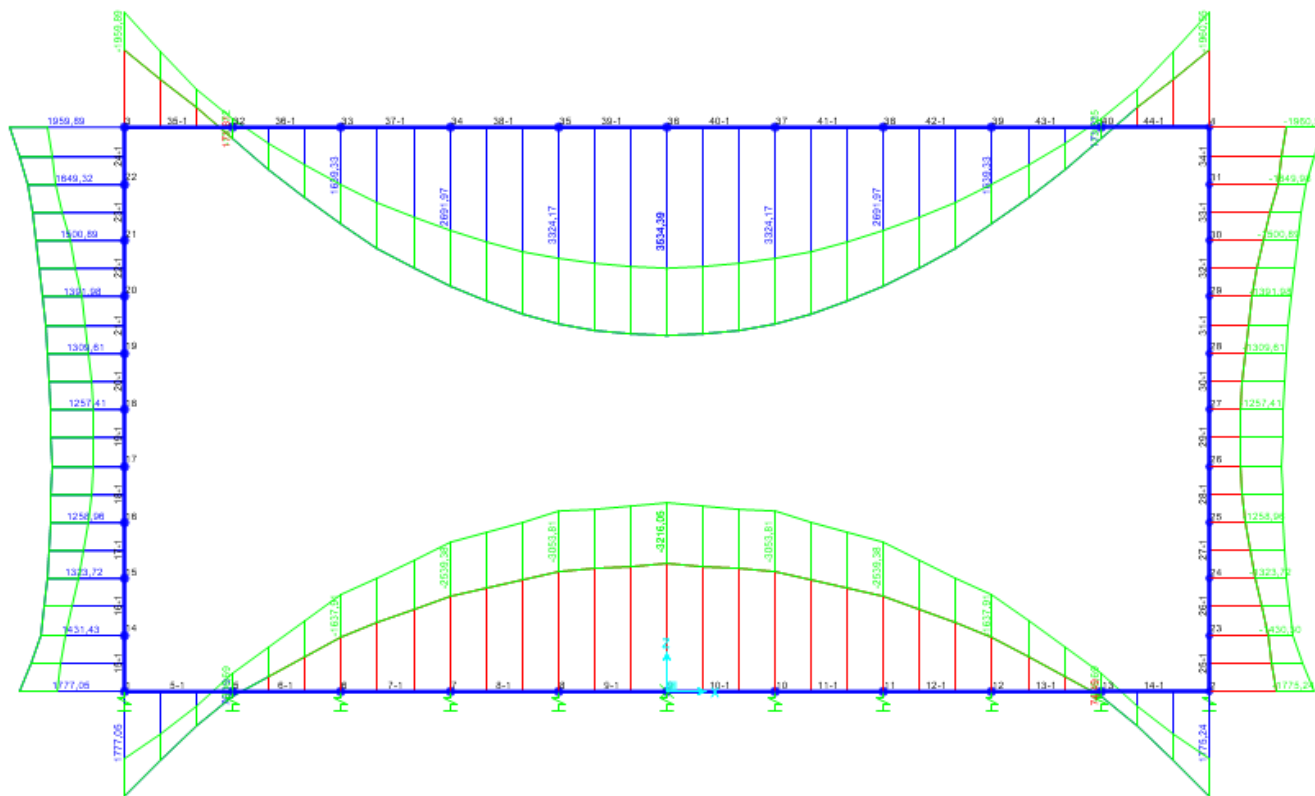
El objetivo de los siguientes cálculos es determinar la armadura longitudinal que requieren los distintos elementos diferenciando entre armadura base, armadura de refuerzo, la armadura de cortante allí donde se necesite y la armadura transversal.

Las secciones analizadas son las coincidentes con los siguientes nudos:

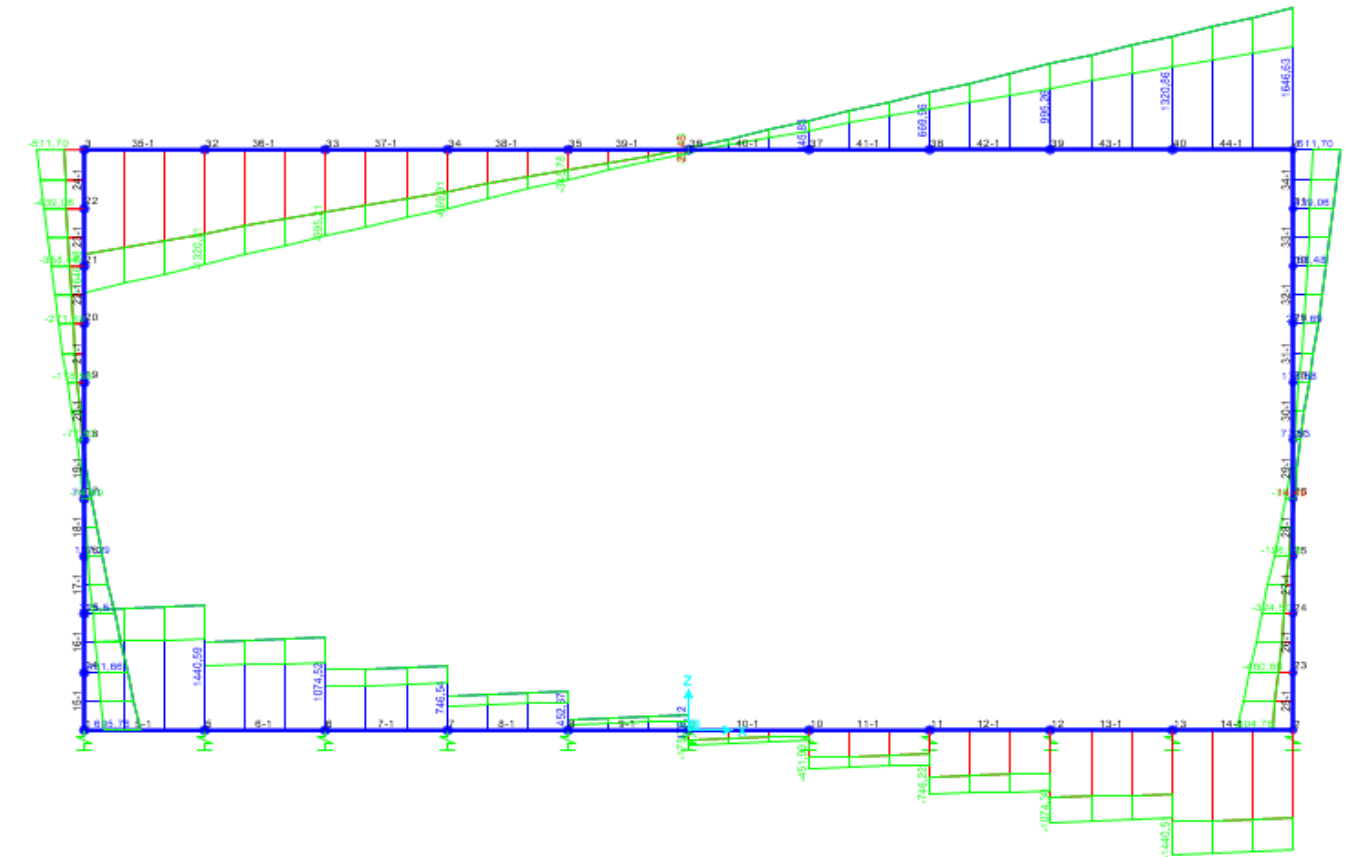


A7 FIGURA 9. Nudos de cálculo para armado de marco. Fuente: Propia.

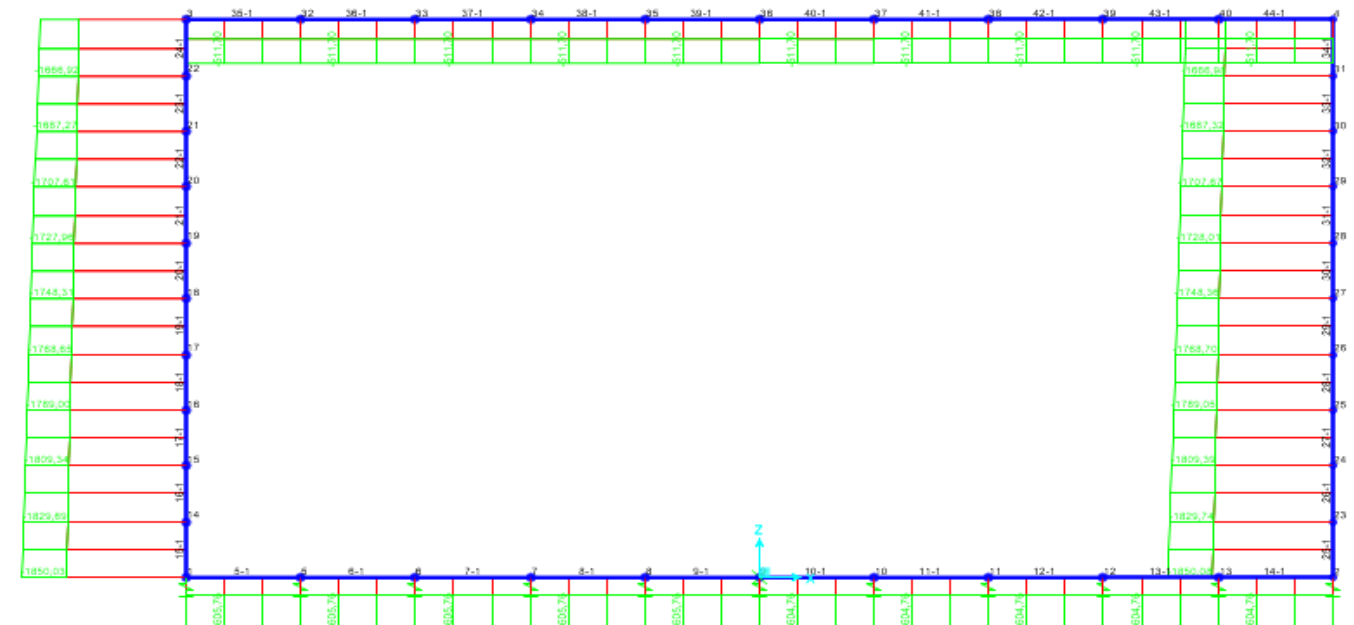
El cálculo del armado se ha realizado con ayuda de una hoja de cálculo desarrollada por el alumno, siempre teniendo en cuenta las cuantías de armadura mínimas y todas las premisas que se recogen en el Eurocódigo 2.



A7 FIGURA 10. Diagrama de envolvente de flectores en la combinación ELU. Fuente: Propia.



A7 FIGURA 11. Diagrama de envolvente de cortantes para la combinación ELU. Fuente: Propia.



A7 FIGURA 12. Diagrama de envolvente de axiles para la combinación ELU. Fuente: Propia.

A) ARMADO DE LOSA SUPERIOR

La losa superior se pretende dimensionar sabiendo que trabaja principalmente a flexión y que para cada sección tendrá un cortante y axil concomitante. Como el programa no proporciona el axil y cortante concomitante para el valor más desfavorable del flector, se cogerá del lado de la seguridad el máximo cortante en la misma sección y el mínimo axil (considerando compresiones como positivo).

Las condiciones comunes en el cálculo de todas las secciones de la losa superior son:

- Hormigón C35/45
- Ambiente: XC-2
- Acero: B-500-S
- Canto: 1.20 m
- Ancho: 1.00 m
- Vida útil: 50 años
- Superficie de hormigonado: lisa
- Cemento adecuado

A continuación se muestra una tabla con las tensiones de cada sección y la armadura necesaria para tales solicitudes:

	TENSIONES				$A_{s,nec}$ (cm ²)	$A_{s,dis}$ (NºØ)	$A_{s,dis}$ (cm ²)	Arm. cortante S/N
	N (KN)	V (KN)	Mmax (KN·m)	Mmin (KN·m)				
1	219.4	23.43	3534.39	-	73.955	8Ø32 + 2Ø25	74.157	N
2	219.4	669.57	2692.77	-	62.251	8Ø32	64.340	S
3	219.4	995.21	1639.33	-	42.94	8Ø32	64.340	S
4	219.4	1320.81	171.81	-135.72	18.457	3Ø32	24.127	S
5	219.4	1646.58	-	-1959.89	18.457	3Ø32	24.127	S
6	219.4	505.05	3054.95	-	N
7	219.4	345.78	3324.17	-	N

Por tanto la armadura longitudinal inferior para la losa superior será una base de 8Ø32 p.m.l. de los cuales 5 se anclarán a partir del nudo 4 y los otros tres se anclarán a partir del nudo 5. Se incluye un refuerzo de 2Ø25 p.m.l. para el centro-luz que es donde el flector es más importante. La armadura de refuerzo se pondrá en una capa distinta a la base para facilitar las labores de vibrado.

La armadura a cortante es necesaria hasta el nudo 6 donde deja de serlo.

A continuación vamos a analizar la armadura a disponer en la cara superior:

	TENSIONES				$A'_{s,nec}$ (cm ²)	$A'_{s,dis}$ (NºØ)	$A'_{s,dis}$ (cm ²)	Arm. cortante S/N
	N (KN)	V (KN)	Mmax (KN·m)	Mmin (KN·m)				
1	219.4	23.43	3534.39	-	10.08	4Ø25	19.635	N
2	219.4	669.57	2692.77	-	10.08	4Ø25	19.635	S
3	219.4	995.21	1639.33	-	10.08	4Ø25	19.635	S
4	219.4	1320.81	171.81	-135.72	10.08	4Ø25	19.635	S
5	219.4	1646.58	-	-1959.89	57.34	12Ø25	58.905	S
6	219.4	505.05	3054.95	-	N
7	219.4	345.78	3324.17	-	N

El armado superior de la losa superior queda definido por una base de 4Ø25 p.m.l. que se complementa con 8Ø25 p.m.l. en una capa distinta que actúa de refuerzo en la unión hastial-losa.

La armadura longitudinal transversal se define según el Eurocódigo-2 como un 20% de la armadura principal. Cogiendo como valor de la armadura principal aquella que se dispone en el centro de vano en la cara inferior, la armadura de reparto necesaria es de 14.79 cm² p.m.l. por lo que se debe disponer de Ø20/20 tanto en la cara inferior como en la superior.

Se recomienda visionar el plano de armado número 21.

B) ARMADO DE LOSA INFERIOR

Todas las tensiones de las secciones de la losa inferior están menos solicitadas que las equivalentes de la losa superior por lo que repetir el mismo armado que en la losa superior es aceptable. Así, se dispondría del siguiente armado:

- Armadura inferior: se dispondría una base de 4 Ø25 p.m.l. que se complementaría con 8 Ø25 en la unión entre hastial y losa inferior.
- Armadura superior: se dispondrá una base de 8 Ø32 de los cuales 3 abarcarán toda la longitud y 5 se anclarán a partir del nudo 11. Se dispondrá un refuerzo de 2 Ø25 en el centro-luz que se anclará a partir del nudo 9.
- Armadura de reparto: la armadura de reparto será igual a la necesaria en la losa superior, disponiendo dos capas, inferior y superior, de Ø20/20 que se apoyarán sobre las armaduras principales en la cara inferior y bajo las armaduras principales en la cara superior para no restar brazo mecánico a las mismas.

C) ARMADO DE LOS HASTIALES

Ambos hastiales son iguales en cuanto a dimensiones, características mecánicas y cargas que los solicitan, por lo que bastará con calcular la armadura para una de ellos y se dispondrá exactamente el mismo diseño de armado en el otro.

La armadura que aparece como armadura necesaria es la máxima obtenida realizando todas las combinaciones posibles en los flectores máximo y mínimo y los axiles máximo y mínimo.

Las condiciones comunes en el análisis de todos los nudos son:

- Hormigón C35/45
- Ambiente: XC-2
- Acero: B-500-S
- Canto: 0.80 m
- Ancho: 1.00 m
- Vida útil: 50 años
- Superficie de hormigonado: lisa
- Cemento adecuado

La ley de tensiones que solicita al marco tiene un flector siempre del mismo signo positivo que es máximo en el nudo 5. El axil máximo obviamente se da en el nudo más bajo, el 12. Mientras que el máximo cortante también se encuentra en ese nudo. Se recomienda el visionado de las tablas de tensiones en el apéndice que concluye este anejo.

Las tensiones en las secciones calculadas y la armadura necesaria y dispuesta planteadas para la cara traccionada del hastial (trasdós) aparecen en la siguiente tabla:

	TENSIONES				$A_{s,nec}$	$A_{s,dis}$	$A_{s,dis}$	Arm. Cortante
	Nmax (KN)	Nmin (KN)	V (KN)	Mmax (KN·m)	(cm ²)	(Nº \varnothing)	(cm ²)	S/N
5	1645.58	1200.87	511.70	1959.89	49.770	12 \varnothing 25	58.905	N
13	1666.92	1215.94	439.06	1649.32	39.724	12 \varnothing 25	58.905	N
14	1687.27	1231.01	358.48	1500.89	33.920	8 \varnothing 25	39.270	N
15	1707.61	1246.08	271.69	1391.98	29.333	8 \varnothing 25	39.270	N
16	1727.96	1261.16	178.58	1309.61	25.023	8 \varnothing 25	39.270	N
17	1748.31	1276.22	77.53	1257.41	21.621	8 \varnothing 25	39.270	N
18	1768.65	1291.30	76.01	1241.03	21.440	8 \varnothing 25	39.270	N
19	1789.00	1306.37	197.29	1258.96	23.217	8 \varnothing 25	39.270	N
20	1809.34	1321.44	325.51	1323.72	25.026	8 \varnothing 25	39.270	N
21	1829.69	1336.51	461.66	1431.43	31.208	8 \varnothing 25	39.270	N
12	1850.03	1351.58	605.76	1777.05	43.498	12 \varnothing 25	58.905	N

De esta disposición planteada se resume que las armaduras de base de las losas, 4 \varnothing 25, se prolongan hasta el nudo 14 superiormente y el nudo 21 inferiormente y a partir de allí se anclan. La armadura que

sirve de base por tanto para el hastial son los refuerzos dispuestos en la cara superior de la losa superior en la unión de ésta con el hastial que son 8 \varnothing 25 p.m.l.

Así, la armadura vertical en el trasdós del hastial estará compuesta por una base de 8 \varnothing 25 p.m.l. que se complementarán con una armadura de refuerzo de 4 \varnothing 25 en las uniones entre hastial-losa. En la unión entre hastial y losa inferior se dejarán las esperas para solapar la armadura base mientras que las esperas del refuerzo no se solaparán sino que ya dispondrán de la longitud de anclaje. En la unión del hastial con la losa superior, se dejarán una esperas de longitud y forma iguales a las diseñadas para el anclaje de la armadura de refuerzo de la losa superior y unas armaduras que se solaparan con las simétricas del otro hastial en el centro-vano que serán las armaduras de base de la cara superior de armado de la losa superior.

La armadura vertical en el intradós viene determinada por los mínimos para muros necesitándose 5.796 cm² de armadura que se materializan con 4 \varnothing 16 p.m.l. si bien sólo se necesitan 3 \varnothing 16 pero para facilitar el modulaje del armado se dispondrán 4 barras. Esta armadura dispondrá de una armadura en espera tras la ejecución de la losa inferior para solaparse mientras que tras finalizar el hormigonado del hastial, la espera que se dejará en la losa superior corresponderá a la geometría definitiva necesaria para el anclaje de la misma sin deber solapar nada.

La armadura de reparto calculada teniendo en cuenta los mínimos geométricos y mecánicos del Eurocódigo-2 exige una cuantía de armado de un 0.32% de la área de hormigón siendo ésta la definida por la altura del hastial (5.50m) y un ancho no superior a 0.50m con lo que se obtiene una armadura necesaria de 88 cm². Esta cuantía se deber repartir entre la cara de trasdós y la de intradós con la condición de que la cara de intradós tenga como mínimo el 50% de esa cuantía. Se decide repartir el 60% para las armaduras horizontales en la cara de intradós y la restante armadura para el trasdós. Así se obtienen una armadura a disponer en intradós de \varnothing 16/20 y \varnothing 16/30 en el trasdós.

4.3.2. E.L.U. DE CORTANTE

Aunque ya hemos avanzado anteriormente en que secciones se necesita y en cuales no la armadura de cortante, en este apartado se explica el porqué de esta necesidad. La determinación de la armadura necesaria a disponer en cada una de las partes del marco para que éste resista los esfuerzos de cortante a los que se va a ver sometido durante su vida útil se realizará en función de las envolventes de esfuerzos obtenidas mediante la consideración de Estado Límite Último de cortante.

Se va a comprobar en cada punto si el cortante que actúa supera o no el cortante de agotamiento de la sección y, por tanto, si es necesario o no disponer de armadura de cortante:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = (v + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

A) ARMADURA DE CORTANTE DE LA LOSA SUPERIOR

Como se puede ver en las tablas del apartado anterior, la armadura de cortante en la losa superior es necesaria hasta 0.40m a la derecha del nudo 2. Vamos a analizar las tensiones que se dan en el nudo 2 y en el nudo 6.

	N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Rd,c}	¿Necesita?
Nudo 2	219.426	669.567	2692.77	599.73	Sí
Nudo 6	219.426	505.054	3054.9528	599.73	No

Por tanto, las armaduras de cortante deberán prolongarse desde el extremo de la losa hasta un canto útil más allá del nudo 6.

Para dimensionar esta armadura se calcula la cuantía necesaria en el nudo 4. Las solicitaciones en ese nudo son:

	N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Rd,c}	A _{sw/s} (cm ² /m)	ρ	Ramas/m	S _I (mm)
Nudo 2	219.426	1320.814	171.805	599.732	32.28	16	4	200

Haciendo coincidir los cercos de la armadura de cortante con la armadura de reparto, se fija una separación de 200 mm en el plano transversal al marco y se decide optar por un diámetro de barra de 16mm con 4 ramas por metro. Se recomienda visionar el plano número 22 de “Secciones para detalles de armado del marco”.

B) ARMADURA DE CORTANTE DE LA LOSA INFERIOR

Por facilidad de montaje se decide realizar el armado simétrico a la losa superior aun teniendo tensiones inferiores.

C) ARMADURA DE CORTANTE DE LOS HASTIALES

Como se muestra en las tablas del apartado anterior, en ninguna sección se requiere añadir armadura de cortante.

4.4. VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (E.L.S.)

Una vez calculadas todas las cargas, se combinan según lo indicado en el apartado 3.5 – *Combinación de acciones* de esta mismo anejo y se aplicarán al modelo realizado en SAP2000.

Esto nos permite obtener las envolventes de esfuerzos con los valores máximos y mínimos de los axiles, cortantes y flectores en cada barra así como sus concomitantes.

Al final de este anejo se adjunta un apéndice que contiene toda la información proporcionada por el SAP2000 sobre los esfuerzos actuantes en cada barra.

4.4.1. CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA

En las estructuras de hormigón es habitual encontrarnos con pequeñas fisuras debido a las acciones que actúan sobre ellas. Estas aberturas de fisura no suponen un problema para el uso normal de las estructuras siempre que se limite la abertura máxima a cierto valor y nunca se comprometa la seguridad de la estructura.

El Eurocódigo-2 delimita que para la combinación de esfuerzos del Estado Límite de Servicio - Cuasi-permanente no se debe superar una abertura máxima de fisura $w_{máx}$. Esta abertura máxima de fisura viene condicionada por la clase de exposición (XC2) y el tipo de hormigón utilizado (Hormigón armado). Con estos parámetros se tiene que:

$$w_k \leq w_{máx} = 0,3 \text{ milímetros}$$

Siendo w_k la abertura característica de fisura en cada punto del marco.

Para el cálculo de la abertura de fisura se ha empleado una hoja de cálculo desarrollada por el alumno que ha proporcionado los siguientes resultados para los nudos con más posibilidades de fisurar:

Nudo	M _{qp}	M _{fis}	ε _{sm} - ε _{cm}	S _{r,max}	M _{qp} > M _{fis}	w _k	Cumple
Centro vano	3350	770.4	0.001609	0.203	Fisura	0.28655	Sí
4	108.6	770.4	0.0001247	0.399	No fisura	...	Sí
14	1248.4	342.4	0.0013635	0.234	Fisura	0.2784	Sí
20	1123.3	342.4	0.0012058	0.234	Fisura	0.2716	Sí

Tras las comprobaciones anteriores podemos concluir que se cumple el Estado Límite de Servicio de fisuración en todos los puntos de la losa superior y de la losa inferior. Así mismo, aunque nosotros hemos mostrado la abertura de fisura en secciones críticas de los hastiales cabe destacar que no se suele comprobar la abertura de fisura en los hastiales puesto que son elementos muy comprimidos en los que no se va a producir fisuración.

4.5. CÁLCULO DE LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y DE EMPALME DE LAS ARMADURAS

4.5.1. LONGITUDES DE ANCLAJE

Las longitudes de anclaje se han calculado según lo dispuesto en el Eurocódigo-2. Los valores obtenidos dependerán de las condiciones de adherencia, de la disposición o tipo de final de barra, de la resistencia característica de los materiales y de la relación entre armadura dispuesta y armadura necesaria.

Así pues, según lo dispuesto en la norma, lo primero a calcular es la longitud básica de anclaje que depende del diámetro de las barras dispuesta, de la tensión de cálculo de la barra en la posición a partir de la cual se mide el anclaje y de la tensión última de adherencia que viene condicionada por la resistencia a tracción del hormigón utilizado y dos valores dependientes de las condiciones de hormigonado y el diámetro de la barra.

Así pues, la definitiva longitud neta de anclaje se calcula multiplicando la longitud básica de anclaje por 5 coeficientes que dependen de la forma de las barras, el efecto del recubrimiento mínimo de la armadura, el efecto de confinamiento por la armadura transversal, la influencia de una o más barras transversales soldadas y el efecto de la presión transversal al plano de hendimiento a lo largo de la longitud neta de anclaje.

Ésta deberá ser mayor a la longitud mínima de anclaje que viene definida en la norma.

Así pues, a continuación se muestran las longitudes de anclaje calculadas para distintas armaduras cuya referencia se puede relacionar con la armadura correspondiente a través de los planos de armado y los cuadros de despiece:

ID	ADHERENCIA	TIPO	$A_{calc} (cm^2)$	$A_{dis} (cm^2)$	$l_{bd} (m)$
7	Buena	Recta	9.615	9.817	0.79
14	Mala	Recta	9.615	9.817	1.128
4	Buena	Recta	40.212	40.212	1.00
11	Mala	Recta	40.212	40.212	1.50
6	Buena	Patilla	24.127	24.127	0.72
13	Buena	Patilla	24.127	24.127	0.72
3	Mala	Recta	37.714	39.270	1.106
10	Buena	Recta	37.714	39.270	0.774
1	Buena	Recta	10.450	19.635	0.431
15	Mala	Recta	5.796	8.042	0.708
16	Buena	Recta	5.796	8.042	0.496

longitud neta de anclaje son distintos a los coeficientes para pasar de longitud básica de anclaje requerida a longitud de solapo. Esos coeficientes se pueden encontrar en el apartado 8.7.3 del Eurocódigo-2. Así obtenemos unas longitudes de solapo de:

ID	ADHERENCIA	TIPO	$A_{calc} (cm^2)$	$A_{dis} (cm^2)$	$l_{bd} (m)$
3-10	Buena	Recta	31.208	39.27	0.961
15-16	Buena	Recta	5.796	8.042	0.743
12-13	Mala	Recta	16.102	24.127	1.476
8-9	Buena	Recta	0	19.635	0.375
5-6	Buena	Recta	16.102	24.127	1.033
1-2	Mala	Recta	0	19.635	0.375

4.5.2. LONGITUDES DE SOLAPO

El procedimiento para la obtención de las longitudes de solapo es muy similar a las de anclaje con la salvedad de que los 5 factores que se utilizan para pasar de longitud básica de anclaje requerida a

5. CÁLCULO DE LAS ALETAS

5.1. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para la realización del cálculo tensional de las aletas, se han modelizado estas como un muro cimentado sobre una zapata corrida. Al tener longitudes entre 8 y 12.5m se ha optado por dividir las aletas en dos secciones bien diferenciadas con el objetivo de ahorrar material en el tramo cuya altura de tierras a soportar es menor. Así, teniendo 4 aletas que calcular y tras haberlas dividido en dos cada una, los cálculos realizados son de idéntico procedimiento para 8 problemas con diferentes resultados en función de la geometría de cada aleta.

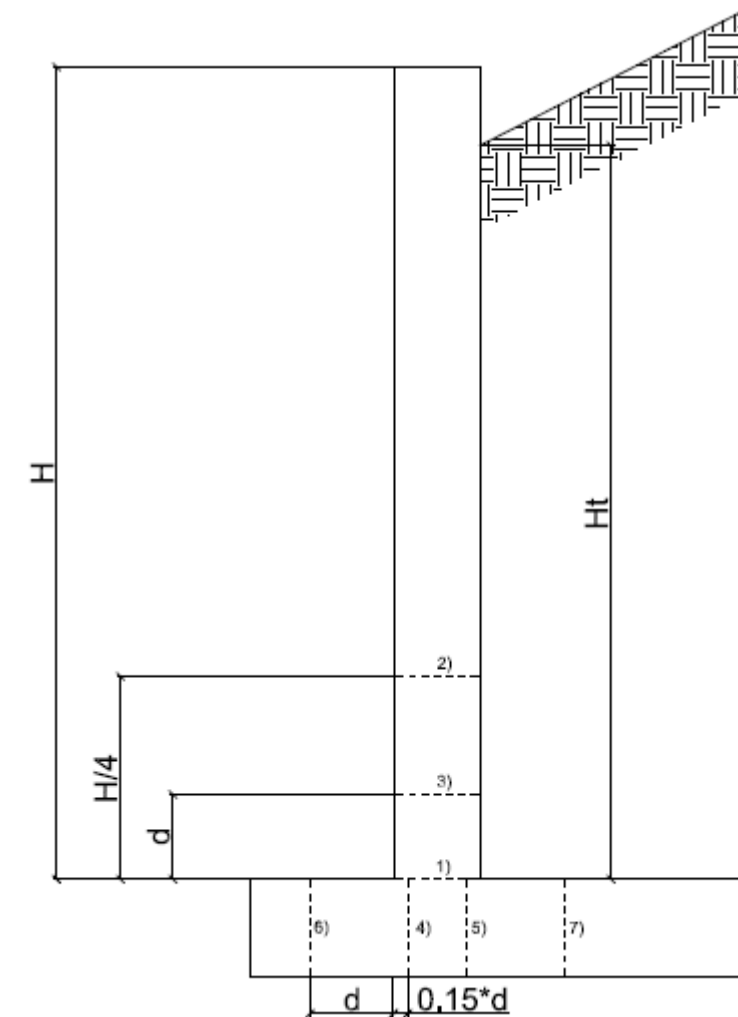
Para los cálculos se ha escogido una rebanada de 1m de aleta siendo la elegida aquella con más altura de tierras. Se han modelizado las cargas de tierras y peso propio del hormigón como un muro normal en que la coronación del mismo es horizontal.

Así, los cálculos de las secciones de aletas en contacto con el marco (de ahora en adelante Aleta 1A, Aleta 2A, Aleta 3A y Aleta 4A) tienen una altura de muro desde el plano superior de la zapata de 6.70m todas ellas para la rebanada de aleta utilizada en los siguientes cálculos mientras que la altura de tierras varía en cada caso como se muestra en los planos de definición de las aletas. Los segundos tramos de aletas (de ahora en adelante Aleta 1B, Aleta 2B, Aleta 3B y Aleta 4B) tienen una altura de muro para cálculos que varía en cada caso y que oscila entre 3.9m y 3.86m. La altura de tierras es ligeramente menor.

Con tal definición ya realizada se procederá a realizar los cálculos de armado empezando por obtener las tensiones en la sección de unión de zapata y muro para conocer los refuerzos necesarios a sumar a la armadura base que se calculará a $1/4$ de la altura sobre la anterior unión mencionada. La comprobación de si se necesita o no armadura de cortante se realizará a una distancia de tal unión igual a un canto útil.

Los cálculos realizados para la obtención de las armaduras de la zapata han tenido también en cuenta las dimensiones antes explicadas y con la geometría óptima obtenida del “Anejo de estudio geotécnico para cimentación de estructuras” se define la armadura necesaria para la zapata realizando cuatro cálculos. En primer lugar la armadura inferior de la zapata viene definida por las tensiones a las que se ve sometida ésta en la sección situada a 0.15 por el espesor del muro de la unión entre puntera y muro. En segundo lugar, la armadura superior de la zapata viene definida por las tensiones a las que se ve sometida ésta en la sección situada a 0.15 por el espesor del muro de la unión entre talón y muro. Además se comprobará la necesidad de armadura de cortante a una distancia de un canto útil desde la unión entre puntera y muro y desde la unión talón y muro.

Los cálculos realizados han sido desarrollados mediante hojas de cálculo cuyos resultados se mostrarán en el apéndice adjunto al final del presente anejo.



A7 FIGURA 13. Disposición de las secciones de cálculo.

5.2. ACCIONES CONSIDERADAS

5.2.1. ACCIONES PERMANENTES

5.2.1.1. PESO PROPIO

El peso propio corresponde con el peso de los elementos estructurales. Esta carga viene de multiplicar el peso específico del hormigón armado, 25 KN/m³, por la sección de hormigón en cada caso. Así obtenemos una carga uniforme repartida a lo largo de la longitud del muro y la zapata en sentido gravitacional. Hemos dividido esta carga en peso de muro y peso de zapata. Para ver los valores obtenidos se recomienda visionar el apéndice de cálculos.

5.2.1.2. PESO DE LAS TIERRAS SOBRE LA ZAPATA

Se modeliza el material de relleno con un peso específico de 20 KN/m³ que transmite una carga uniforme a la zapata. La altura de tierras viene definida en los planos correspondientes.

5.2.2. CARGAS PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE

5.2.2.1. EMPUJE ACTIVO DEL TERRENO

En este caso, debido a que el terreno no tiene unas líneas de nivel perpendiculares al muro sino que el terraplén ataca al muro con un ángulo “i” calculado en el debido anejo de estudio geotécnico para cimentaciones de estructuras, esta carga transmite tanto componente vertical como horizontal. Además, los cálculos para obtener el coeficiente de empuje activo no son simplificables como en el caso del marco sino que la formulación utilizada es la expuesta por ejemplo en el método de monone-Okabe. Para ver los valores que adopta esta carga en cada caso se recomienda el análisis del apéndice de este anejo.

5.2.3. ACCIONES VARIABLES

5.2.3.1. SOBRECARGA EN TERRAPLENES ADYACENTES

Ya que no se prevé la circulación en las laderas del terraplén que se ve contenido por las aletas, la única acción variable a tener en cuenta es la sobrecarga en terraplenes adyacentes. Esta se modeliza de igual modo al caso del marco enterrado a través de una sobrecarga de 10 KN/m² que se transforma en una carga horizontal al multiplicar por el coeficiente de empuje activo. Estas fuerzas horizontales se aplican contra el muro de la aleta.

5.2.4. ACCIONES ACCIDENTALES

5.2.4.1. SISMO. EMPUJES DE TIERRAS.

De igual modo al procedimiento con el marco, se modeliza una carga repartida horizontal con una distribución triangular invertida aplica contra el muro de la aleta.

5.3. VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

Una vez calculadas todas las cargas, se combinan según lo indicado en el apartado 3.5 – *Combinación de acciones* de esta mismo anejo y se aplicarán al modelo realizado en hoja de cálculo.

Esto nos permite obtener los esfuerzos con los valores máximos de los axiles, cortantes y flectores en cada sección de interés y como se ha utilizado la misma combinación para las distintas tensiones, se entiende también que se obtienen los esfuerzos concomitantes. Al final de este anejo se adjunta un apéndice que contiene toda la información proporcionada por la hoja de cálculo sobre los esfuerzos máximos y mínimos actuantes en cada barra.

5.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 1A

A partir de las tensiones calculadas en las secciones mostradas en la figura 13, se ha procedido al cálculo de las cuantías de armado necesarias.

En primer lugar se ha definido la armadura base analizando las tensiones en la sección situada a 1/4 de la altura desde la unión muro-zapata. Posteriormente se ha visto la armadura de refuerzo necesaria analizando la sección de unión entre muro-zapata y se ha comprobado que no se requiere armadura de cortante con la sección situada a un canto útil de tal unión.

Además, se ha definido la armadura de la cara comprimida como un 30% de la armadura de mínimos de la cara traccionada por lo que la formulación seguida se encuentra en el Eurocódigo-2 al definir la armadura mínima mecánica para muros que es más restrictiva en este caso que la armadura mínima geométrica.

La armadura horizontal queda definida por un 0.32% de la área de hormigón no pudiendo introducir en los cálculos un espesor mayor que 0.5m. Posteriormente, esta cuantía se ha dividido en trasdós e intradós del mismo modo que en el caso del hastial del marco.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	M _{ELS,CARACT}	M _{ELS,CUASI}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (ø/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?	Fisura?
1	930.77	402.03	623.18	134.48	39.132	ø25/12.5	39.270	-	No
2	409.92	232.34	273.28	60.19	17.432	ø25/25	19.635	-	No

3	715.36	336.47	-	-	-	-	-	No	-
Cara comprimida:					4.508	12/25	4.524	-	-
Armadura horizontal trasdós					42.88	16/30	44.234	-	-
Armadura horizontal intradós					64.32	16/20	64.340	-	-

Para el armado de la zapata se ha calculado según lo indicado en la EHE-08, es decir, se ha rebanado por un lado la puntera más 0.15 veces el espesor del muro y se han determinado las tensiones teniendo en cuenta la reacción del terreno y el peso de esa porción de zapata. Se ha procedido de igual manera con el talón pero en este caso las cargas a considerar serán la reacción en el terreno de haberla en esa reabanada, el peso de esa porción de zapata y la carga de tierras. Se desprecia en este cálculo la reacción vertical del empuje activo. Para comprobar la necesidad de armadura de cortante se han analizado las tensiones en las secciones 6 y 7.

Además de todo esto, se ha dispuesto la armadura de reparto según lo expuesto para zapatas corridas en la norma que relaciona la armadura principal a disponer con la de reparto mediante la formulación:

$$A_{s,rep} = b * h * 0.2 * \frac{A_s^*}{b^* * h^*}$$

Siendo:

B = al ancho de la zapata

H = al canto de la zapata

A_s^* = armadura principal en cara superior de zapata

B^* = ancho de la rebanada de aleta (1m)

H^* = canto de la zapata

Esta armadura transversal se copia simétrica para la cara inferior de la zapata. Se obtienen los siguientes resultados:

Sección	M_{ELU}	V_{ELU}	$A_{s,nec} (cm^2)$	$A_{s,dis} (\varnothing/cm)$	$A_{s,dis} (cm^2)$	Arm. Cort.?
4	338	518	12.305	20/25	12.566	
5	619	363	19.38	25/25	19.635	
6	40	178				NO
7	235	269				NO
A_{trans}			17.054	12/25	18.096	

5.3.2. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 1B

A partir de las tensiones calculadas en las secciones mostradas en la figura 13, se ha procedido al cálculo de las cuantías de armado necesarias.

En primer lugar se ha definido la armadura base analizando las tensiones en la sección situada a 1/4 de la altura desde la unión muro-zapata. Posteriormente se ha visto la armadura de refuerzo necesaria analizando la sección de unión entre muro-zapata que en este caso no se necesita y se ha comprobado que no se requiere armadura de cortante con la sección situada a un canto útil de tal unión.

Además, se ha definido la armadura de la cara comprimida como un 30% de la armadura de mínimos de la cara traccionada por lo que la formulación seguida se encuentra en el Eurocódigo-2 al definir la armadura mínima mecánica para muros que es más restrictiva en este caso que la armadura mínima geométrica.

La armadura horizontal queda definida por un 0.32% de la área de hormigón no pudiendo introducir en los cálculos un espesor mayor que 0.5m. Posteriormente, esta cuantía se ha dividido en trasdós e intradós del mismo modo que en el caso del hastial del marco.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sección	M_{ELU}	V_{ELU}	$M_{ELS,CARACT}$	$M_{ELS,CUASI}$	$A_{s,nec} (cm^2)$	$A_{s,dis} (\varnothing/cm)$	$A_{s,dis} (cm^2)$	Arm. Cort.?	Fisura?
1	197.17	142.88	131.44	29.59	14.978	25/25	19.635	-	No
2	88.40	83.96	58.93	13.64	8.587	0	0	-	No
3	152.46	120.47	-	-	-	-	-	No	-
Cara comprimida:					2.576	12/25	4.524	-	-
Armadura horizontal trasdós					19.87	16/40	20.106	-	-
Armadura horizontal intradós					29.80	16/20	32.17	-	-

Por tanto en este caso la armadura base viene definida por la sección 1 y no se debe añadir refuerzos.

Para el armado de la zapata se ha calculado según lo indicado en la EHE-08, es decir, se ha rebanado por un lado la puntera más 0.15 veces el espesor del muro y se han determinado las tensiones teniendo en cuenta la reacción del terreno y el peso de esa porción de zapata. Se ha procedido de igual manera con el talón pero en este caso las cargas a considerar serán la reacción en el terreno de haberla en esa reabanada, el peso de esa porción de zapata y la carga de tierras. Se desprecia en este cálculo la reacción vertical del empuje activo. Para comprobar la necesidad de armadura de cortante se han analizado las tensiones en las secciones 6 y 7.

Además de todo esto, se ha dispuesto la armadura de reparto según lo expuesto para zapatas corridas en la norma que relaciona la armadura principal a disponer con la de reparto mediante la formulación:

$$A_{s,rep} = b * h * 0.2 * \frac{A_s^*}{b^* * h^*}$$

Siendo:

B = al ancho de la zapata

H = al canto de la zapata

A_s^* = armadura principal en cara superior de zapata

B^* = ancho de la rebanada de aleta (1m)

H^* = canto de la zapata

Esta armadura transversal se copia simétrica para la cara inferior de la zapata. Se obtienen los siguientes resultados:

Sección	M_{ELU}	V_{ELU}	$A_{s,nec} (cm^2)$	$A_{s,dis} (\varnothing/cm)$	$A_{s,dis} (cm^2)$	Arm. Cort.?
4	86	199	8.46	$\varnothing 20/25$	12.566	
5	135	141	8.46	$\varnothing 20/25$	12.566	
6	14	80.55				NO
7	49	94				NO
A_{trans}			4.568	$\varnothing 12/25$	11.31	

5.3.3. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 2A

A partir de las tensiones calculadas en las secciones mostradas en la figura 13, se ha procedido al cálculo de las cuantías de armado necesarias.

En primer lugar se ha definido la armadura base analizando las tensiones en la sección situada a 1/4 de la altura desde la unión muro-zapata. Posteriormente se ha visto la armadura de refuerzo necesaria analizando la sección de unión entre muro-zapata y se ha comprobado que no se requiere armadura de cortante con la sección situada a un canto útil de tal unión.

Además, se ha definido la armadura de la cara comprimida como un 30% de la armadura de mínimos de la cara traccionada por lo que la formulación seguida se encuentra en el Eurocódigo-2 al definir la armadura mínima mecánica para muros que es más restrictiva en este caso que la armadura mínima geométrica.

La armadura horizontal queda definida por un 0.32% de la área de hormigón no pudiendo introducir en los cálculos un espesor mayor que 0.5m. Posteriormente, esta cuantía se ha dividido en trasdós e intradós del mismo modo que en el caso del hastial del marco.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sección	M_{ELU}	V_{ELU}	$M_{ELS,CARACT}$	$M_{ELS,CUASI}$	$A_{s,nec} (cm^2)$	$A_{s,dis} (\varnothing/cm)$	$A_{s,dis} (cm^2)$	Arm. Cort.?	Fisura?
1	930.77	402.03	623.18	134.48	39.132	$\varnothing 25/12.5$	39.270	-	No
2	409.92	232.34	273.28	60.19	17.432	$\varnothing 25/25$	19.635	-	No
3	715.36	336.47	-	-	-	-	-	No	-
Cara comprimida:					4.508	$\varnothing 12/25$	4.524	-	-
Armadura horizontal trasdós					42.88	$\varnothing 16/30$	44.234	-	-
Armadura horizontal intradós					64.32	$\varnothing 16/20$	64.340	-	-

Para el armado de la zapata se ha calculado según lo indicado en la EHE-08, es decir, se ha rebanado por un lado la puntera más 0.15 veces el espesor del muro y se han determinado las tensiones teniendo en cuenta la reacción del terreno y el peso de esa porción de zapata. Se ha procedido de igual manera con el talón pero en este caso las cargas a considerar serán la reacción en el terreno de haberla en esa reabanada, el peso de esa porción de zapata y la carga de tierras. Se desprecia en este cálculo la reacción vertical del empuje activo. Para comprobar la necesidad de armadura de cortante se han analizado las tensiones en las secciones 6 y 7.

Además de todo esto, se ha dispuesto la armadura de reparto según lo expuesto para zapatas corridas en la norma que relaciona la armadura principal a disponer con la de reparto mediante la formulación:

$$A_{s,rep} = b * h * 0.2 * \frac{A_s^*}{b^* * h^*}$$

Siendo:

B = al ancho de la zapata

H = al canto de la zapata

A_s^* = armadura principal en cara superior de zapata

B^* = ancho de la rebanada de aleta (1m)

H^* = canto de la zapata

Esta armadura transversal se copia simétrica para la cara inferior de la zapata. Se obtienen los siguientes resultados:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (⊘/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?
4	350	518	12.305	⊘20/25	12.566	
5	619	363	19.38	⊘25/25	19.635	
6	40	178				NO
7	235	269				NO
A _{trans}			17.054	⊘12/25	18.096	

5.3.4. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 2B

A partir de las tensiones calculadas en las secciones mostradas en la figura 13, se ha procedido al cálculo de las cuantías de armado necesarias.

En primer lugar se ha definido la armadura base analizando las tensiones en la sección situada a 1/4 de la altura desde la unión muro-zapata. Posteriormente se ha visto la armadura de refuerzo necesaria analizando la sección de unión entre muro-zapata que en este caso no se necesita y se ha comprobado que no se requiere armadura de cortante con la sección situada a un canto útil de tal unión.

Además, se ha definido la armadura de la cara comprimida como un 30% de la armadura de mínimos de la cara traccionada por lo que la formulación seguida se encuentra en el Eurocódigo-2 al definir la armadura mínima mecánica para muros que es más restrictiva en este caso que la armadura mínima geométrica.

La armadura horizontal queda definida por un 0.32% de la área de hormigón no pudiendo introducir en los cálculos un espesor mayor que 0.5m. Posteriormente, esta cuantía se ha dividido en trasdós e intradós del mismo modo que en el caso del hastial del marco.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	M _{ELS,CARACT}	M _{ELS,CUASI}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (⊘/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?	Fisura?
1	197.17	142.88	131.44	29.59	14.978	⊘25/25	19.635	-	No
2	88.40	83.96	58.93	13.64	8.587	0	0	-	No
3	152.46	120.47	-	-	-	-	-	No	-
Cara comprimida:					2.576	⊘12/25	4.524	-	-
Armadura horizontal trasdós					19.87	⊘16/40	20.106	-	-
Armadura horizontal intradós					29.80	⊘16/20	32.17	-	-

Por tanto en este caso la armadura base viene definida por la sección 1 y no se debe añadir refuerzos.

Para el armado de la zapata se ha calculado según lo indicado en la EHE-08, es decir, se ha rebanado por un lado la puntera más 0.15 veces el espesor del muro y se han determinado las tensiones teniendo en cuenta la reacción del terreno y el peso de esa porción de zapata. Se ha procedido de igual manera con el talón pero en este caso las cargas a considerar serán la reacción en el terreno de haberla en esa reabanada, el peso de esa porción de zapata y la carga de tierras. Se desprecia en este cálculo la reacción vertical del empuje activo. Para comprobar la necesidad de armadura de cortante se han analizado las tensiones en las secciones 6 y 7.

Además de todo esto, se ha dispuesto la armadura de reparto según lo expuesto para zapatas corridas en la norma que relaciona la armadura principal a disponer con la de reparto mediante la formulación:

$$A_{s,rep} = b * h * 0.2 * \frac{A_s^*}{b^* * h^*}$$

Siendo:

B = al ancho de la zapata

H = al canto de la zapata

A_s*= armadura principal en cara superior de zapata

B*= ancho de la rebanada de aleta (1m)

H*=canto de la zapata

Esta armadura transversal se copia simétrica para la cara inferior de la zapata. Se obtienen los siguientes resultados:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (⊘/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?
4	87	203	8.46	⊘20/25	12.566	
5	136	146	8.46	⊘20/25	12.566	
6	14	82				NO
7	49	94				NO
A _{trans}			4.568	⊘12/25	11.31	

5.3.5. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 3A

A partir de las tensiones calculadas en las secciones mostradas en la figura 13, se ha procedido al cálculo de las cuantías de armado necesarias.

En primer lugar se ha definido la armadura base analizando las tensiones en la sección situada a 1/4 de la altura desde la unión muro-zapata. Posteriormente se ha visto la armadura de refuerzo necesaria analizando la sección de unión entre muro-zapata y se ha comprobado que no se requiere armadura de cortante con la sección situada a un canto útil de tal unión.

Además, se ha definido la armadura de la cara comprimida como un 30% de la armadura de mínimos de la cara traccionada por lo que la formulación seguida se encuentra en el Eurocódigo-2 al definir la armadura mínima mecánica para muros que es más restrictiva en este caso que la armadura mínima geométrica.

La armadura horizontal queda definida por un 0.32% de la área de hormigón no pudiendo introducir en los cálculos un espesor mayor que 0.5m. Posteriormente, esta cuantía se ha dividido en trasdós e intradós del mismo modo que en el caso del hastial del marco.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	M _{ELS,CARACT}	M _{ELS,CUASI}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (ø/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?	Fisura?
1	728.66	313.39	485.77	104.82	30.666	ø25/12.5	39.270	-	No
2	319.54	181.11	213.03	46.82	15.03	ø25/25	19.635	-	No
3	557.62	262.28	-	-	-	-	-	No	-
Cara comprimida:					4.508	ø12/25	4.524	-	-
Armadura horizontal trasdós					42.88	ø16/30	44.234	-	-
Armadura horizontal intradós					64.32	ø16/20	64.340	-	-

Para el armado de la zapata se ha calculado según lo indicado en la EHE-08, es decir, se ha rebanado por un lado la puntera más 0.15 veces el espesor del muro y se han determinado las tensiones teniendo en cuenta la reacción del terreno y el peso de esa porción de zapata. Se ha procedido de igual manera con el talón pero en este caso las cargas a considerar serán la reacción en el terreno de haberla en esa reabanada, el peso de esa porción de zapata y la carga de tierras. Se desprecia en este cálculo la reacción vertical del empuje activo. Para comprobar la necesidad de armadura de cortante se han analizado las tensiones en las secciones 6 y 7.

Además de todo esto, se ha dispuesto la armadura de reparto según lo expuesto para zapatas corridas en la norma que relaciona la armadura principal a disponer con la de reparto mediante la formulación:

$$A_{s,rep} = b * h * 0.2 * \frac{A_s^*}{b^* * h^*}$$

Siendo:

B = al ancho de la zapata

H = al canto de la zapata

A_s*= armadura principal en cara superior de zapata

B*= ancho de la rebanada de aleta (1m)

H*=canto de la zapata

Esta armadura transversal se copia simétrica para la cara inferior de la zapata. Se obtienen los siguientes resultados:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (ø/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?
4	249	451	12.305	ø20/25	12.566	
5	421	383	13.08	ø25/25	19.635	
6	12	101				NO
7	120	192				NO
A _{trans}			17.054	ø12/25	18.096	

5.3.6. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 3B

A partir de las tensiones calculadas en las secciones mostradas en la figura 13, se ha procedido al cálculo de las cuantías de armado necesarias.

En primer lugar se ha definido la armadura base analizando las tensiones en la sección situada a 1/4 de la altura desde la unión muro-zapata. Posteriormente se ha visto la armadura de refuerzo necesaria analizando la sección de unión entre muro-zapata que en este caso no se necesita y se ha comprobado que no se requiere armadura de cortante con la sección situada a un canto útil de tal unión.

Además, se ha definido la armadura de la cara comprimida como un 30% de la armadura de mínimos de la cara traccionada por lo que la formulación seguida se encuentra en el Eurocódigo-2 al definir la armadura mínima mecánica para muros que es más restrictiva en este caso que la armadura mínima geométrica.

La armadura horizontal queda definida por un 0.32% de la área de hormigón no pudiendo introducir en los cálculos un espesor mayor que 0.5m. Posteriormente, esta cuantía se ha dividido en trasdós e intradós del mismo modo que en el caso del hastial del marco.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	M _{ELS,CARACT}	M _{ELS,CUASI}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (s/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?	Fisura?
1	156.73	112.83	104.49	23.51	11.82	s20/25	12.566	-	No
2	70.25	66.28	46.83	10.83	8.587	0	0	-	No
3	121.4	95.24	-	-	-	-	-	No	-
Cara comprimida:					2.576	s12/25	4.524	-	-
Armadura horizontal trasdós					19.87	s16/40	20.106	-	-
Armadura horizontal intradós					29.80	s16/20	32.17	-	-

Por tanto en este caso la armadura base viene definida por la sección 1 y no se debe añadir refuerzos.

Para el armado de la zapata se ha calculado según lo indicado en la EHE-08, es decir, se ha rebanado por un lado la puntera más 0.15 veces el espesor del muro y se han determinado las tensiones teniendo en cuenta la reacción del terreno y el peso de esa porción de zapata. Se ha procedido de igual manera con el talón pero en este caso las cargas a considerar serán la reacción en el terreno de haberla en esa reabanada, el peso de esa porción de zapata y la carga de tierras. Se desprecia en este cálculo la reacción vertical del empuje activo. Para comprobar la necesidad de armadura de cortante se han analizado las tensiones en las secciones 6 y 7.

Además de todo esto, se ha dispuesto la armadura de reparto según lo expuesto para zapatas corridas en la norma que relaciona la armadura principal a disponer con la de reparto mediante la formulación:

$$A_{s,rep} = b * h * 0.2 * \frac{A_s^*}{b^* * h^*}$$

Siendo:

B = al ancho de la zapata

H = al canto de la zapata

A_s*= armadura principal en cara superior de zapata

B*= ancho de la rebanada de aleta (1m)

H*=canto de la zapata

Esta armadura transversal se copia simétrica para la cara inferior de la zapata. Se obtienen los siguientes resultados:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (s/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?
---------	------------------	------------------	---------------------------------------	---------------------------	---------------------------------------	-------------

4	36	127	8.46	s20/25	12.566	
5	127	99	8.46	s20/25	12.566	
6	0.256	11				NO
7	50	95				NO
A _{trans}			4.568	s12/25	11.31	

5.3.7. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 4A

A partir de las tensiones calculadas en las secciones mostradas en la figura 13, se ha procedido al cálculo de las cuantías de armado necesarias.

En primer lugar se ha definido la armadura base analizando las tensiones en la sección situada a 1/4 de la altura desde la unión muro-zapata. Posteriormente se ha visto la armadura de refuerzo necesaria analizando la sección de unión entre muro-zapata y se ha comprobado que no se requiere armadura de cortante con la sección situada a un canto útil de tal unión.

Además, se ha definido la armadura de la cara comprimida como un 30% de la armadura de mínimos de la cara traccionada por lo que la formulación seguida se encuentra en el Eurocódigo-2 al definir la armadura mínima mecánica para muros que es más restrictiva en este caso que la armadura mínima geométrica.

La armadura horizontal queda definida por un 0.32% de la área de hormigón no pudiendo introducir en los cálculos un espesor mayor que 0.5m. Posteriormente, esta cuantía se ha dividido en trasdós e intradós del mismo modo que en el caso del hastial del marco.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sección	M _{ELU}	V _{ELU}	M _{ELS,CARACT}	M _{ELS,CUASI}	A _{s,nec} (cm ²)	A _{s,dis} (s/cm)	A _{s,dis} (cm ²)	Arm. Cort.?	Fisura?
1	930.77	402.03	623.18	134.48	39.132	s25/12.5	39.270	-	No
2	409.92	232.34	273.28	60.19	17.432	s25/25	19.635	-	No
3	715.36	336.47	-	-	-	-	-	No	-
Cara comprimida:					4.508	s12/25	4.524	-	-
Armadura horizontal trasdós					42.88	s16/30	44.234	-	-
Armadura horizontal intradós					64.32	s16/20	64.340	-	-

Para el armado de la zapata se ha calculado según lo indicado en la EHE-08, es decir, se ha rebanado por un lado la puntera más 0.15 veces el espesor del muro y se han determinado las tensiones teniendo en

cuenta la reacción del terreno y el peso de esa porción de zapata. Se ha procedido de igual manera con el talón pero en este caso las cargas a considerar serán la reacción en el terreno de haberla en esa reabanada, el peso de esa porción de zapata y la carga de tierras. Se desprecia en este cálculo la reacción vertical del empuje activo. Para comprobar la necesidad de armadura de cortante se han analizado las tensiones en las secciones 6 y 7.

Además de todo esto, se ha dispuesto la armadura de reparto según lo expuesto para zapatas corridas en la norma que relaciona la armadura principal a disponer con la de reparto mediante la formulación:

$$A_{s,rep} = b * h * 0.2 * \frac{A_s^*}{b^* * h^*}$$

Siendo:

B = al ancho de la zapata

H = al canto de la zapata

A_s^* = armadura principal en cara superior de zapata

B^* = ancho de la rebanada de aleta (1m)

H^* = canto de la zapata

Esta armadura transversal se copia simétrica para la cara inferior de la zapata. Se obtienen los siguientes resultados:

Sección	M_{ELU}	V_{ELU}	$A_{s,nec}$ (cm ²)	$A_{s,dis}$ (s/cm)	$A_{s,dis}$ (cm ²)	Arm. Cort.?
4	252	457	12.305	s20/25	12.566	
5	601	322	18.807	s25/25	19.635	
6	13	102				NO
7	235	269				NO
A_{trans}			17.054	s12/25	18.096	

5.3.8. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADO DE ALETA 4B

A partir de las tensiones calculadas en las secciones mostradas en la figura 13, se ha procedido al cálculo de las cuantías de armado necesarias.

En primer lugar se ha definido la armadura base analizando las tensiones en la sección situada a 1/4 de la altura desde la unión muro-zapata. Posteriormente se ha visto la armadura de refuerzo necesaria analizando la sección de unión entre muro-zapata que en este caso no se necesita y se ha comprobado que no se requiere armadura de cortante con la sección situada a un canto útil de tal unión.

Además, se ha definido la armadura de la cara comprimida como un 30% de la armadura de mínimos de la cara traccionada por lo que la formulación seguida se encuentra en el Eurocódigo-2 al definir la armadura mínima mecánica para muros que es más restrictiva en este caso que la armadura mínima geométrica.

La armadura horizontal queda definida por un 0.32% de la área de hormigón no pudiendo introducir en los cálculos un espesor mayor que 0.5m. Posteriormente, esta cuantía se ha dividido en trasdós e intradós del mismo modo que en el caso del hastial del marco.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sección	M_{ELU}	V_{ELU}	$M_{ELS,CARACT}$	$M_{ELS,CUASI}$	$A_{s,nec}$ (cm ²)	$A_{s,dis}$ (s/cm)	$A_{s,dis}$ (cm ²)	Arm. Cort.?	Fisura?
1	197.17	142.88	131.44	29.59	14.978	s25/25	19.635	-	No
2	88.40	83.96	58.93	13.64	8.587	0	0	-	No
3	152.46	120.47	-	-	-	-	-	No	-
Cara comprimida:					2.576	s12/25	4.524	-	-
Armadura horizontal trasdós					19.87	s16/40	20.106	-	-
Armadura horizontal intradós					29.80	s16/20	32.17	-	-

Por tanto en este caso la armadura base viene definida por la sección 1 y no se debe añadir refuerzos.

Para el armado de la zapata se ha calculado según lo indicado en la EHE-08, es decir, se ha rebanado por un lado la puntera más 0.15 veces el espesor del muro y se han determinado las tensiones teniendo en cuenta la reacción del terreno y el peso de esa porción de zapata. Se ha procedido de igual manera con el talón pero en este caso las cargas a considerar serán la reacción en el terreno de haberla en esa reabanada, el peso de esa porción de zapata y la carga de tierras. Se desprecia en este cálculo la reacción vertical del empuje activo. Para comprobar la necesidad de armadura de cortante se han analizado las tensiones en las secciones 6 y 7.

Además de todo esto, se ha dispuesto la armadura de reparto según lo expuesto para zapatas corridas en la norma que relaciona la armadura principal a disponer con la de reparto mediante la formulación:

$$A_{s,rep} = b * h * 0.2 * \frac{A_s^*}{b^* * h^*}$$

Siendo:

B = al ancho de la zapata

H = al canto de la zapata

A_s^* = armadura principal en cara superior de zapata

B^* = ancho de la rebanada de aleta (1m)

H^* =canto de la zapata

Esta armadura transversal se copia simétrica para la cara inferior de la zapata. Se obtienen los siguientes resultados:

Sección	M_{ELU}	V_{ELU}	$A_{s,nec} (cm^2)$	$A_{s,dis} (\varnothing/cm)$	$A_{s,dis} (cm^2)$	Arm. Cort.?
4	79	184	8.46	$\varnothing 20/25$	12.566	
5	130	124	8.46	$\varnothing 20/25$	12.566	
6	13	74				NO
7	50	95				NO
A_{trans}			4.568	$\varnothing 12/25$	11.31	

5.4. CÁLCULO DE LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS

5.4.1. LONGITUDES DE ANCLAJE

Las longitudes de anclaje se han calculado según lo dispuesto en el Eurocódigo-2. Los valores obtenidos dependerán de las condiciones de adherencia, de la disposición o tipo de final de barra, de la resistencia característica de los materiales y de la relación entre armadura dispuesta y armadura necesaria.

Así pues, según lo dispuesto en la norma, lo primero a calcular es la longitud básica de anclaje que depende del diámetro de las barras dispuesta, de la tensión de cálculo de la barra en la posición a partir de la cual se mide el anclaje y de la tensión última de adherencia que viene condicionada por la resistencia a tracción del hormigón utilizado y dos valores dependientes de las condiciones de hormigonado y el diámetro de la barra.

Así pues, la definitiva longitud neta de anclaje se calcula multiplicando la longitud básica de anclaje por 5 coeficientes que dependen de la forma de las barras, el efecto del recubrimiento mínimo de la armadura, el efecto de confinamiento por la armadura transversal, la influencia de una o más barras transversales soldadas y el efecto de la presión transversal al plano de hendimiento a lo largo de la longitud neta de anclaje.

Ésta deberá ser mayor a la longitud mínima de anclaje que viene definida en la norma.

Así pues, a continuación se muestran las longitudes de anclaje calculadas para distintas armaduras cuya referencia se puede relacionar con la armadura correspondiente a través de los planos de armado y los

cuadros de despiece. En barras similares entre distintas aletas, se calculará solamente aquella que esté más solicitada dejando de lado de la seguridad a sus semblantes:

ID	Aleta	Sirve para:	ADHERENCIA	TIPO	$A_{calc} (cm^2)$	$A_{dis} (cm^2)$	$l_{bd} (m)$
3	1	2, 3, 4	Buena	Recta	39.13	39.27	0.8
5	1	2, 3, 4	Buena	Recta	4.508	4.524	0.55
15	1	2, 4	Buena	Recta	14.978	19.635	0.615
17	1	2, 3, 4	Buena	Recta	2.576	4.524	0.32
11	1	2, 3, 4	Buena	Patilla	12.305	12.566	0.45
12	1	2, 3, 4	Buena	Patilla	19.38	19.635	0.56
23	1	2, 3, 4	Buena	Patilla	8.46	12.566	0.30
24	1	2, 3, 4	Buena	Patilla	8.46	12.566	0.30
15	3	-	Buena	Recta	11.816	12.566	0.866

5.4.2. LONGITUDES DE SOLAPO

El procedimiento para la obtención de las longitudes de solapo es muy similar a las de anclaje con la salvedad de que los 5 factores que se utilizan para pasar de longitud básica de anclaje requerida a longitud neta de anclaje son distintos a los coeficientes para pasar de longitud básica de anclaje requerida a longitud de solapo. Esos coeficientes se pueden encontrar en el apartado 8.7.3 del Eurocódigo-2. Así obtenemos unas longitudes de solapo de:

ID	ADHERENCIA	TIPO	$A_{calc} (cm^2)$	$A_{dis} (cm^2)$	$l_{bd} (m)$
1-3	Buena	Recta	39.132	39.27	1.20
4-5	Buena	Recta	14.978	19.635	0.92
16-17	Buena	Recta	2.576	4.524	0.48



APÉNDICE

CÁLCULOS ESTRUCTURALES

0. ÍNDICE

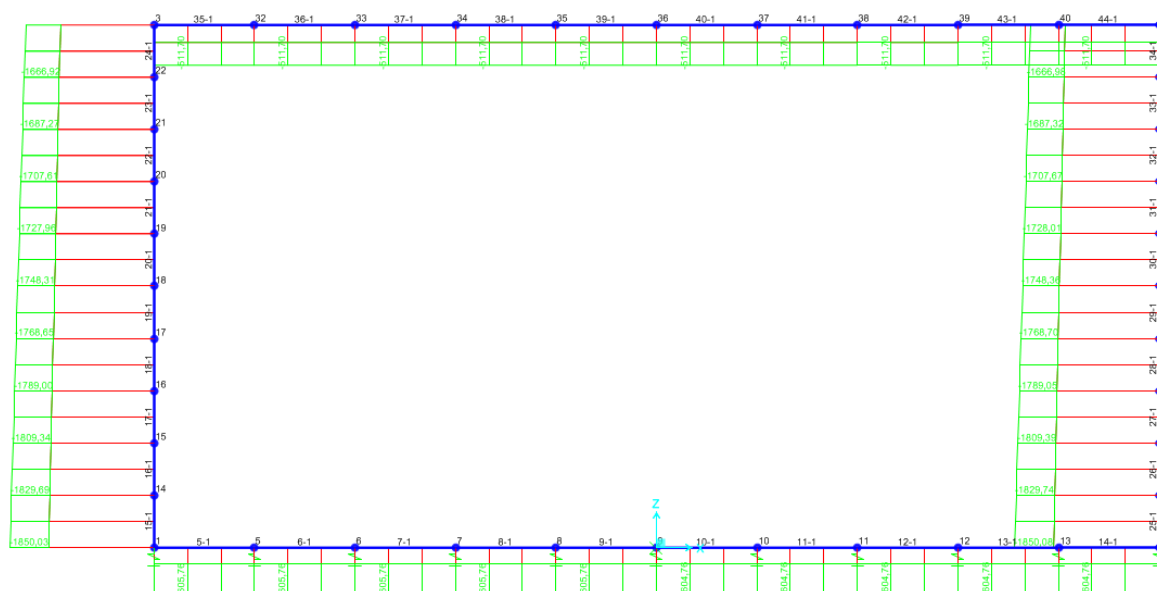
APÉNDICE | CÁLCULOS ESTRUCTURALES

1.	RESULTADOS TENSIONALES OBTENIDOS DEL MODELO DE MARCO	30
1.1.	DIAGRAMAS TENSIONALES	30
1.1.1.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO PERSISTENTE	30
1.1.2.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO CARACTERÍSTICO	31
1.1.3.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO CUASI PERMANENTE	32
1.1.4.	ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL. SISMO	33
1.2.	TABLAS DE RESULTADOS DE SAP2000	34
1.2.1.	REACCIONES EN LA BASE	34
1.2.2.	POSICIÓN DE LOS NUDOS	34
1.2.3.	POSICIÓN DE LAS BARRAS	34
1.2.4.	FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS	35
1.2.5.	DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS	40
2.	RESULTADOS TENSIONALES OBTENIDOS DEL MODELO DE ALETA	43
2.1.	ALETA 1A	43
2.2.	ALETA 1B	43
2.3.	ALETA 2A	44
2.4.	ALETA 2B	44
2.5.	ALETA 3A	45
2.6.	ALETA 3B	45
2.7.	ALETA 4A	46
2.8.	ALETA 4B	46

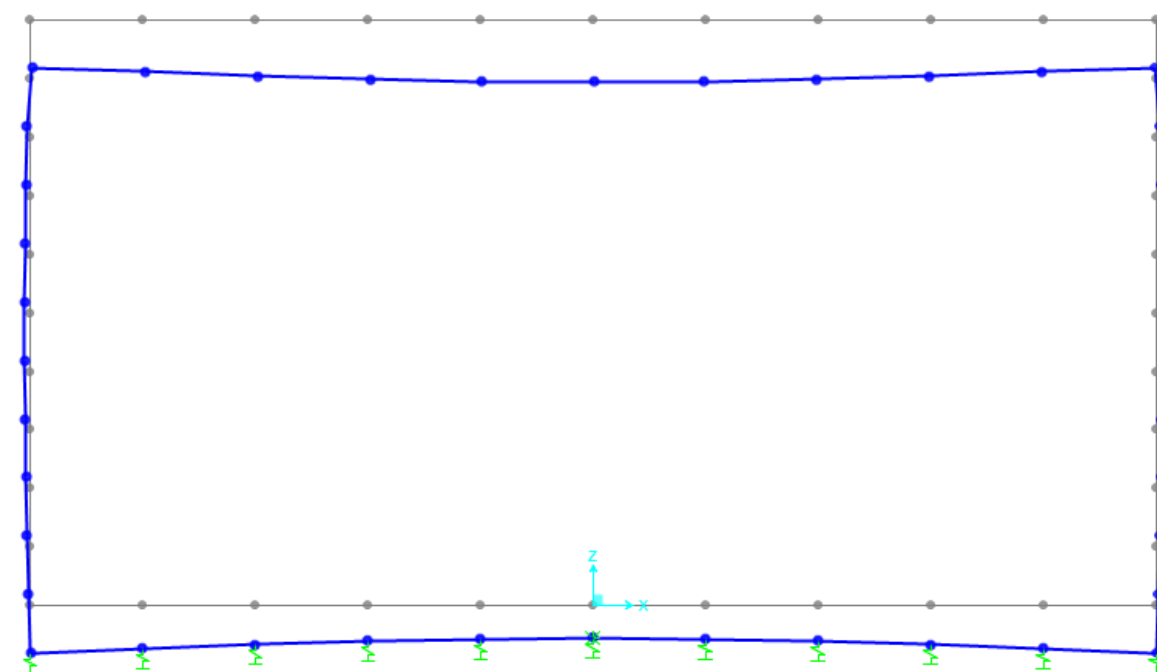
1. RESULTADOS TENSIONALES OBTENIDOS DEL MODELO DE MARCO

1.1. DIAGRAMAS TENSIONALES

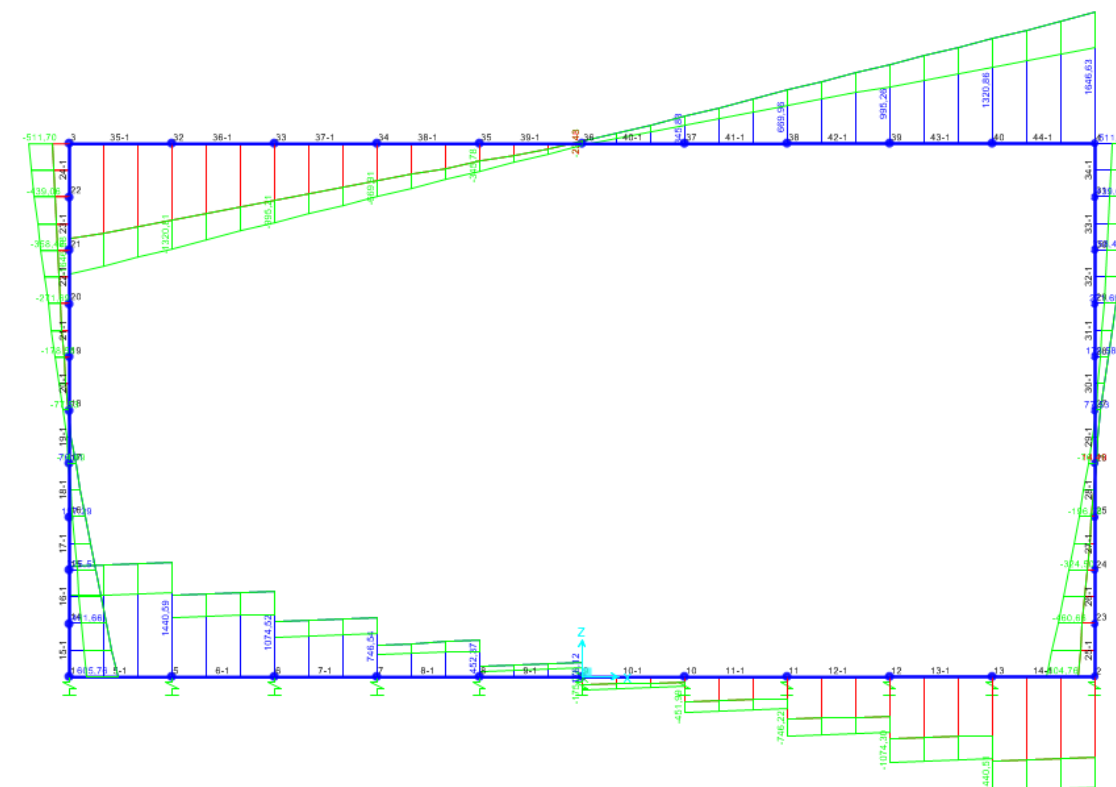
1.1.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO PERSISTENTE



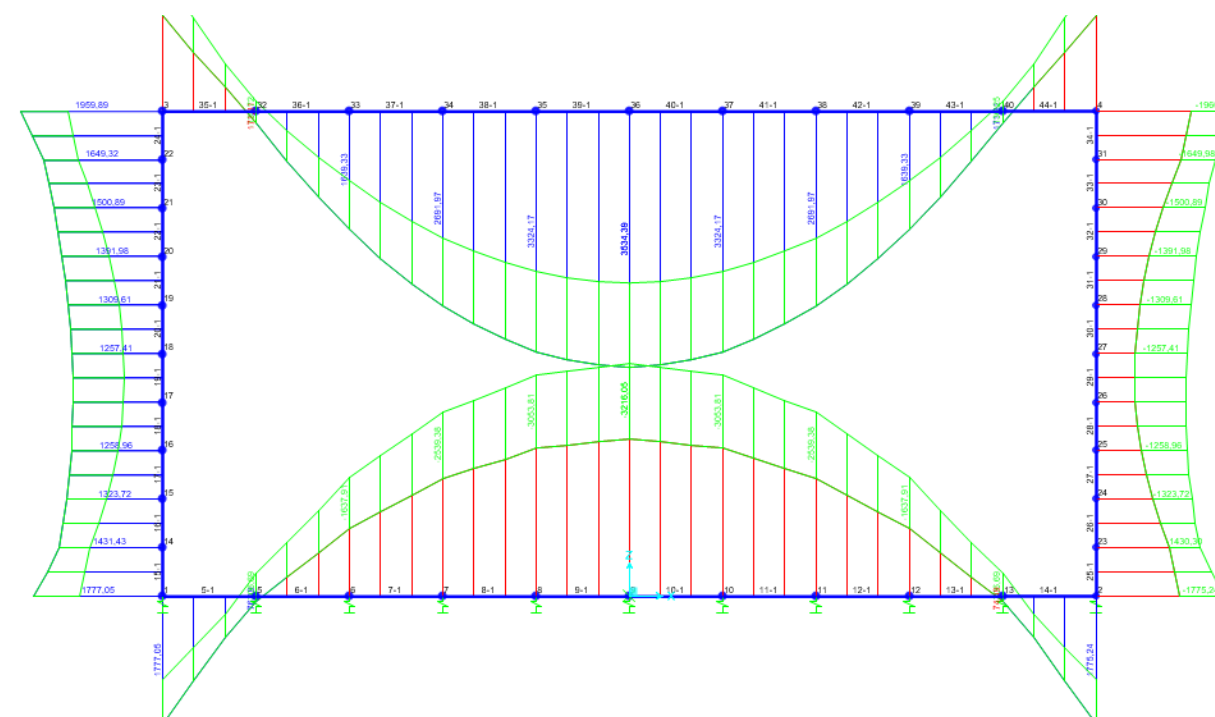
APÉNDICE. FIGURA 1. Diagrama axles para la combinación ELU Persistente.



APÉNDICE. FIGURA 2. Deformada para la combinación ELU Persistente.

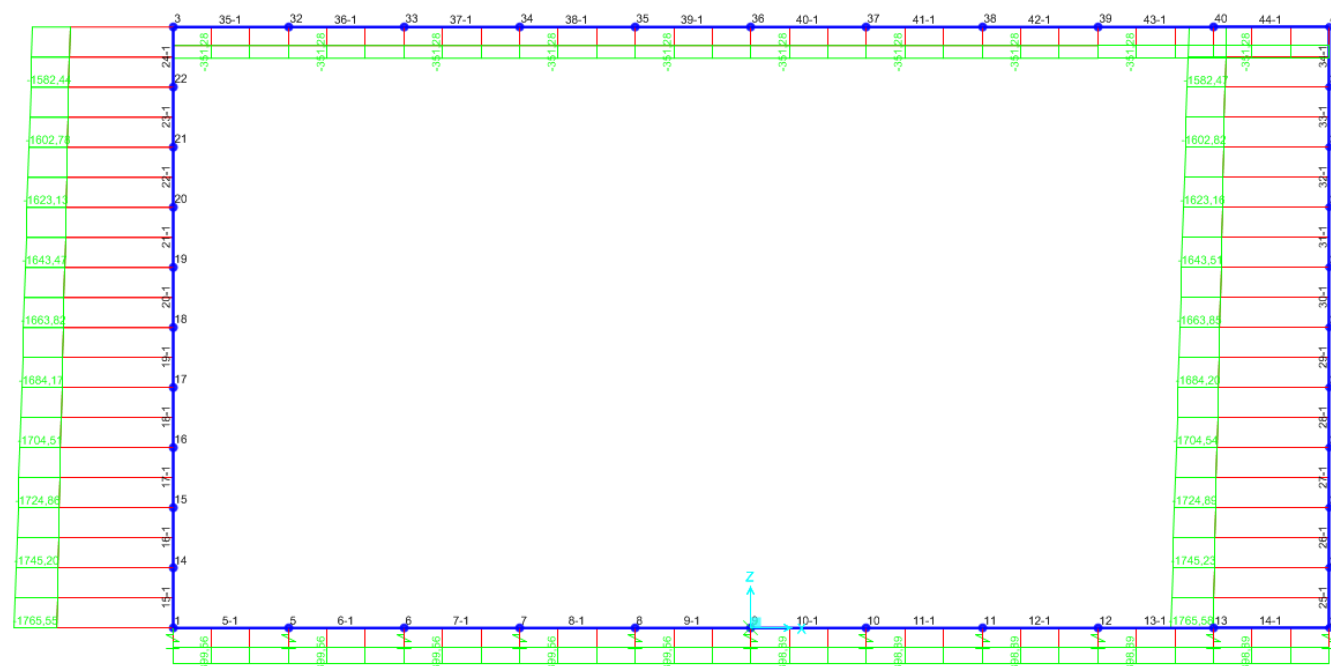


APÉNDICE. FIGURA 3. Diagrama cortantes para la combinación ELU Persistente.

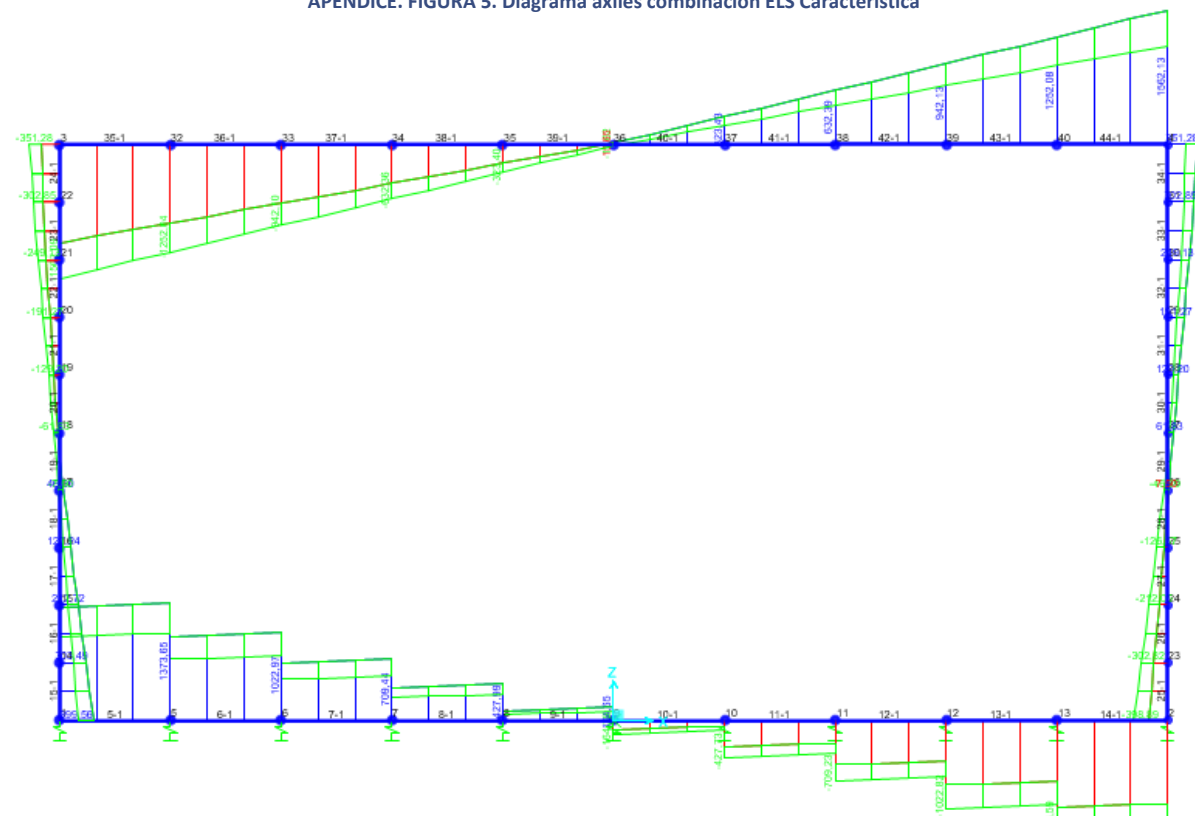


APÉNDICE. FIGURA 4. Diagrama flectores para la combinación ELU Persistente.

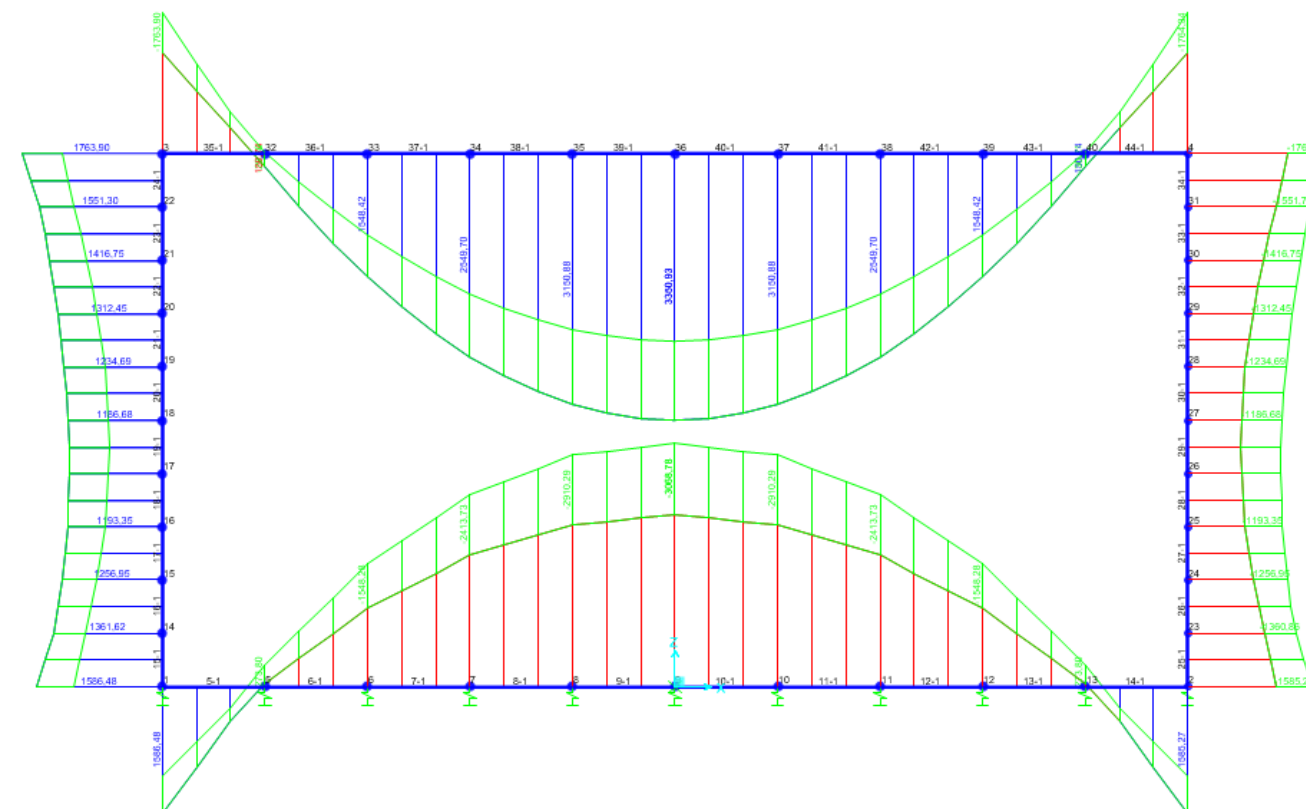
1.1.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO CARACTERÍSTICO



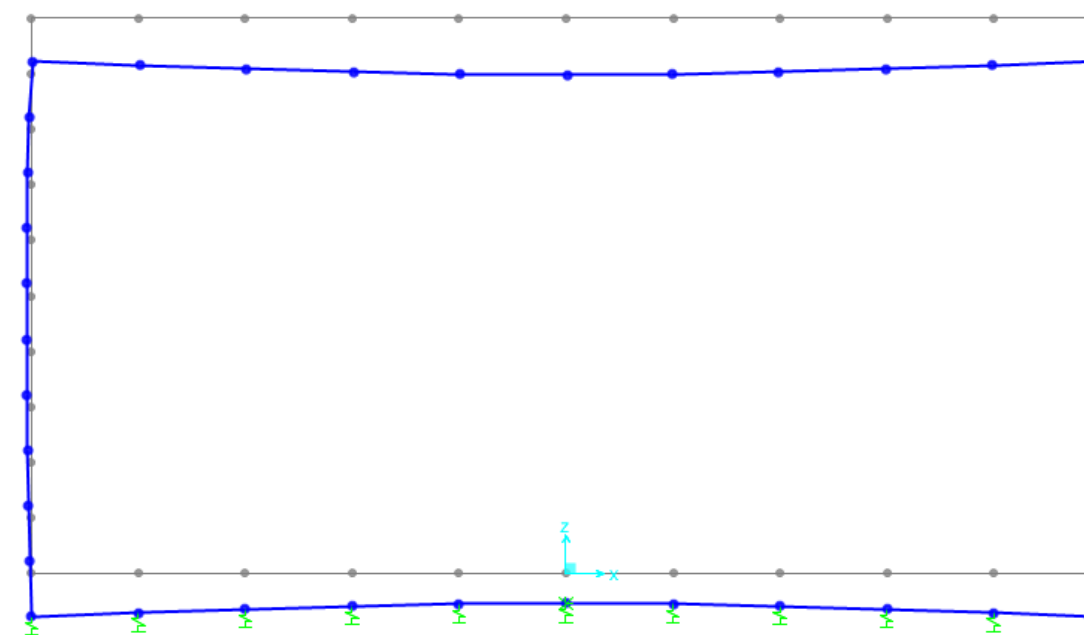
APÉNDICE. FIGURA 5. Diagrama axiles combinación ELS Característica



APÉNDICE. FIGURA 6. Diagrama cortantes para la combinación ELS Característica.

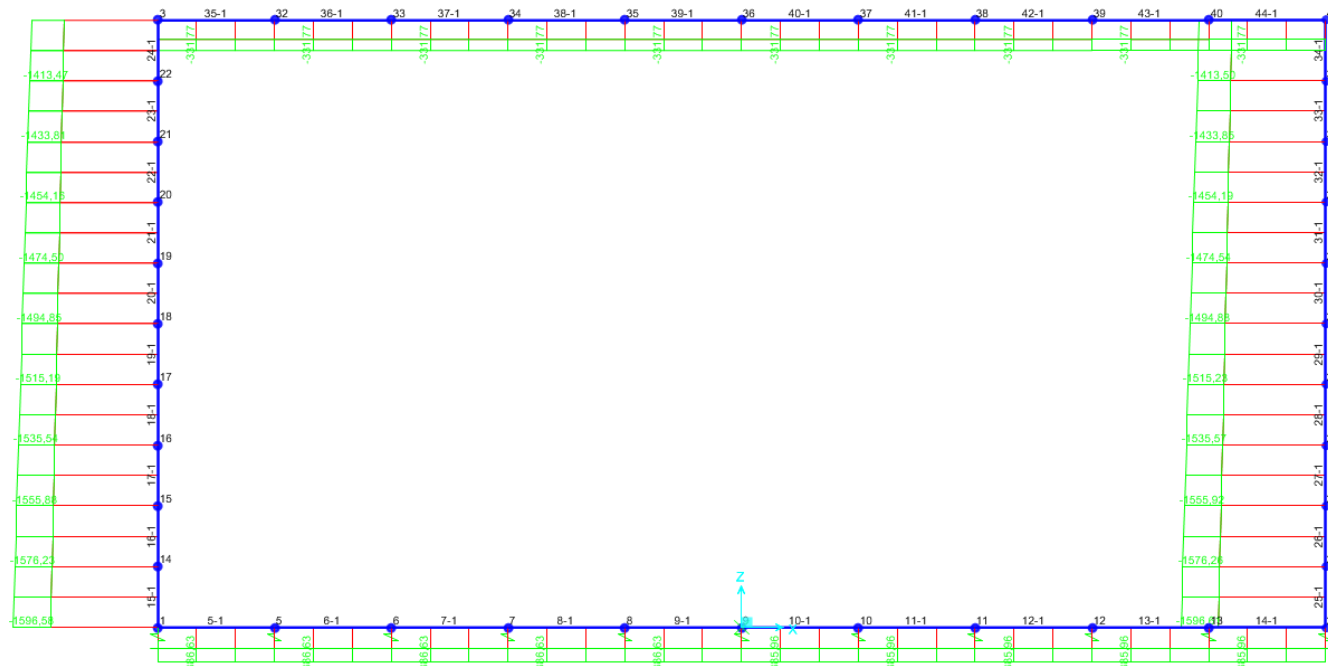


APÉNDICE. FIGURA 7. Diagrama flectores combinación ELS Característica.

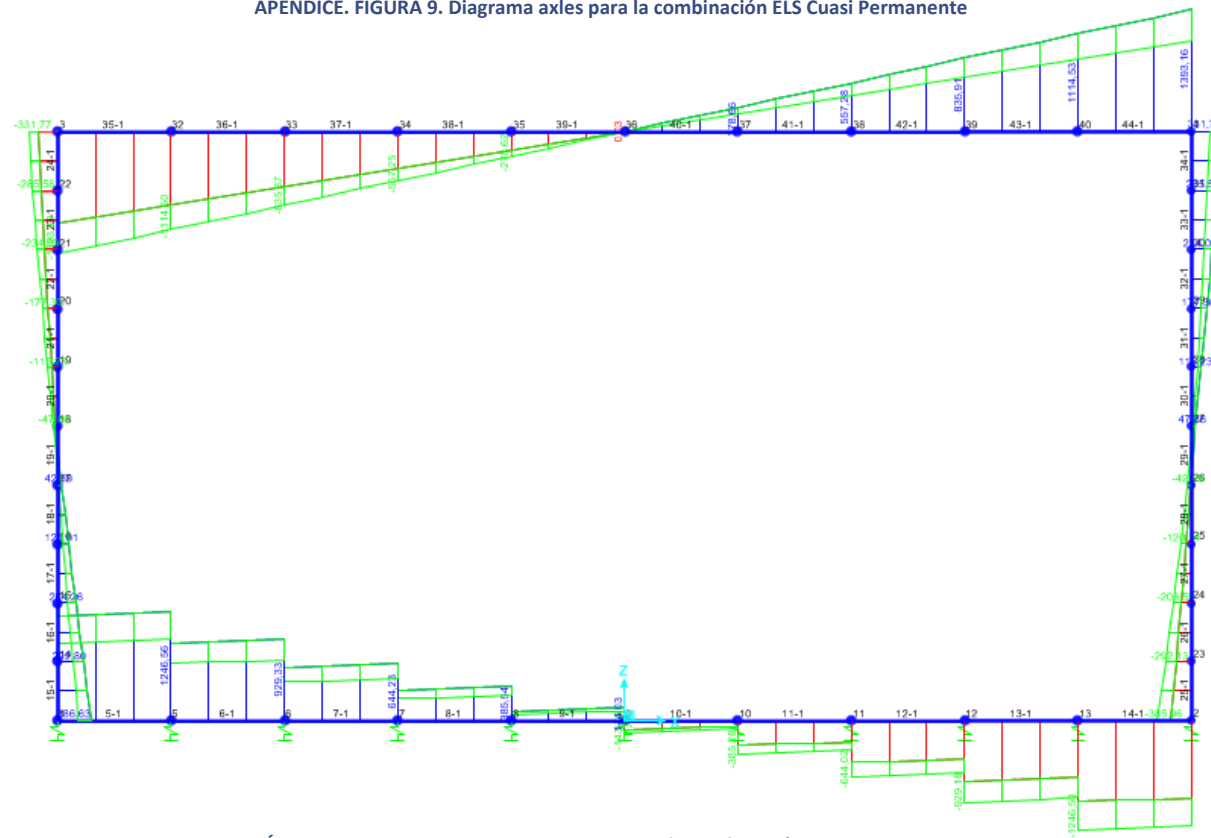


APÉNDICE. FIGURA 8. Deformada para la combinación ELS Característica.

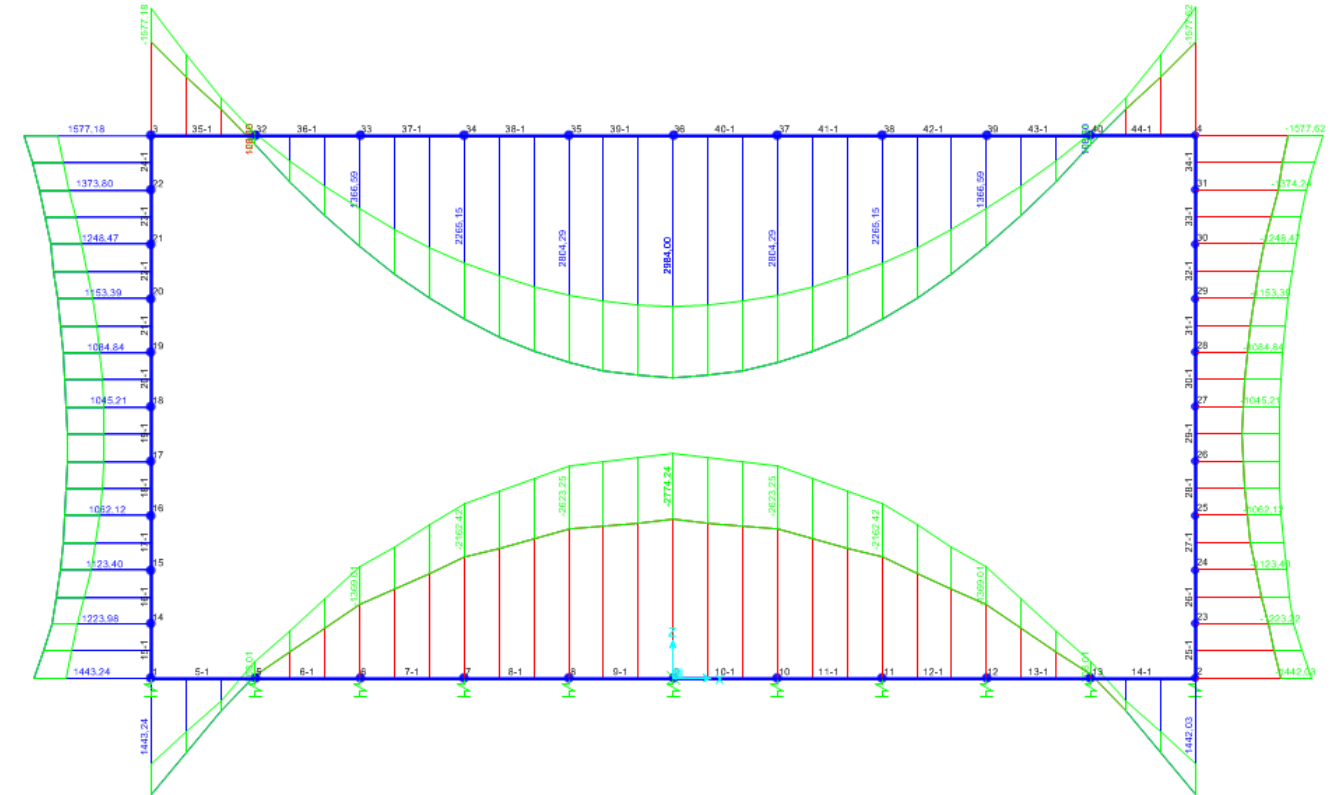
1.1.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO CUASI PERMANENTE



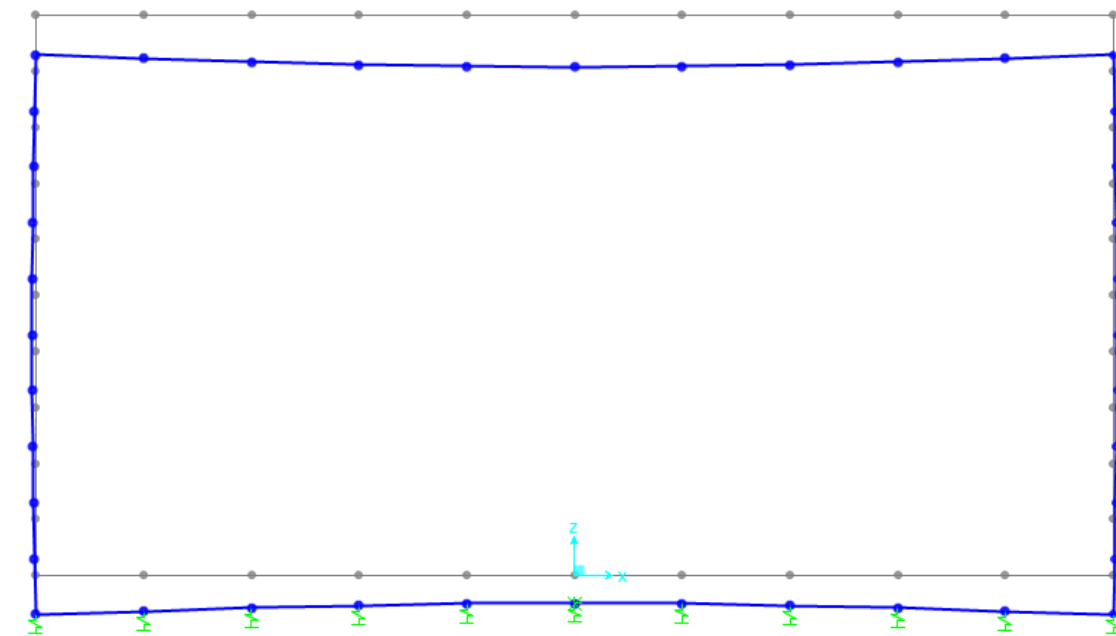
APÉNDICE. FIGURA 9. Diagrama axles para la combinación ELS Cuasi Permanente



APÉNDICE. FIGURA 10. Diagrama cortantes para la combinación ELS Cuasi Permanente

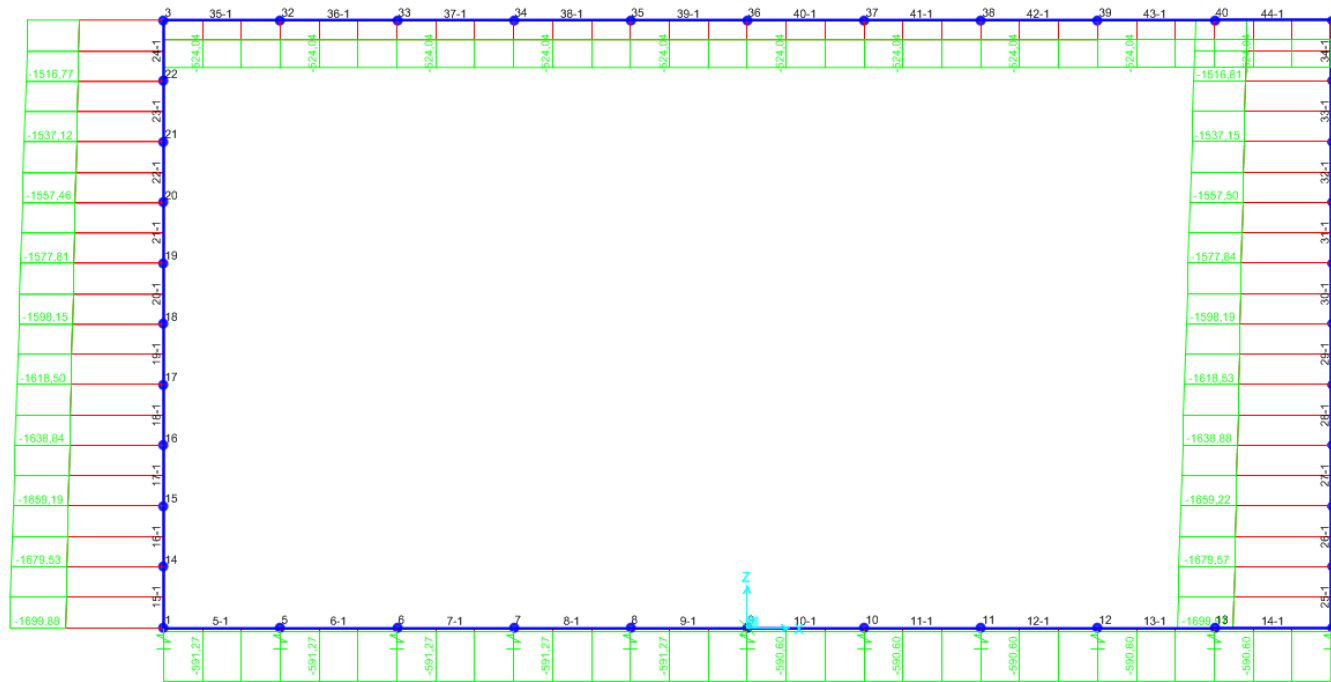


APÉNDICE. FIGURA 11. Diagrama flectores para la combinación ELS Cuasi Permanente

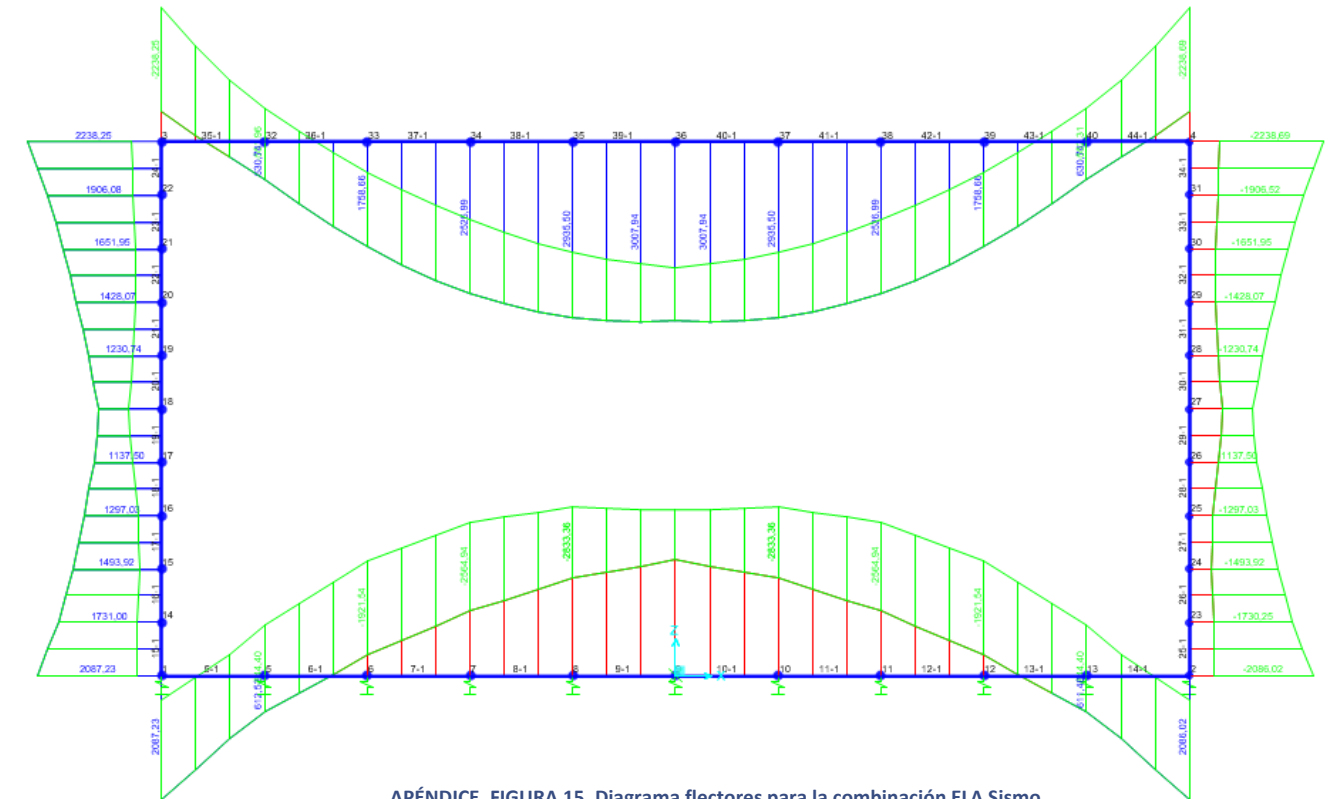


APÉNDICE. FIGURA 12. Deformada para la combinación ELS Cuasi Permanente

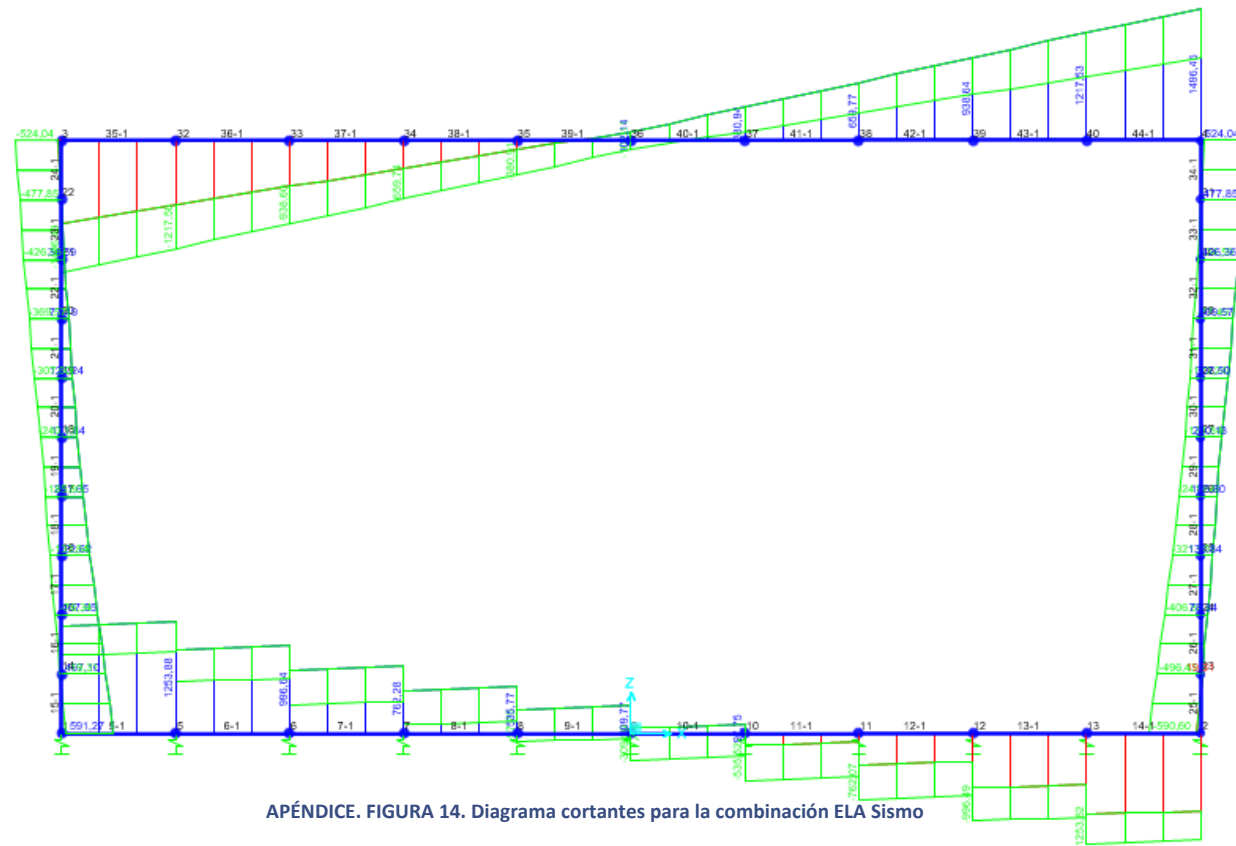
1.1.4. ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL. SISMO



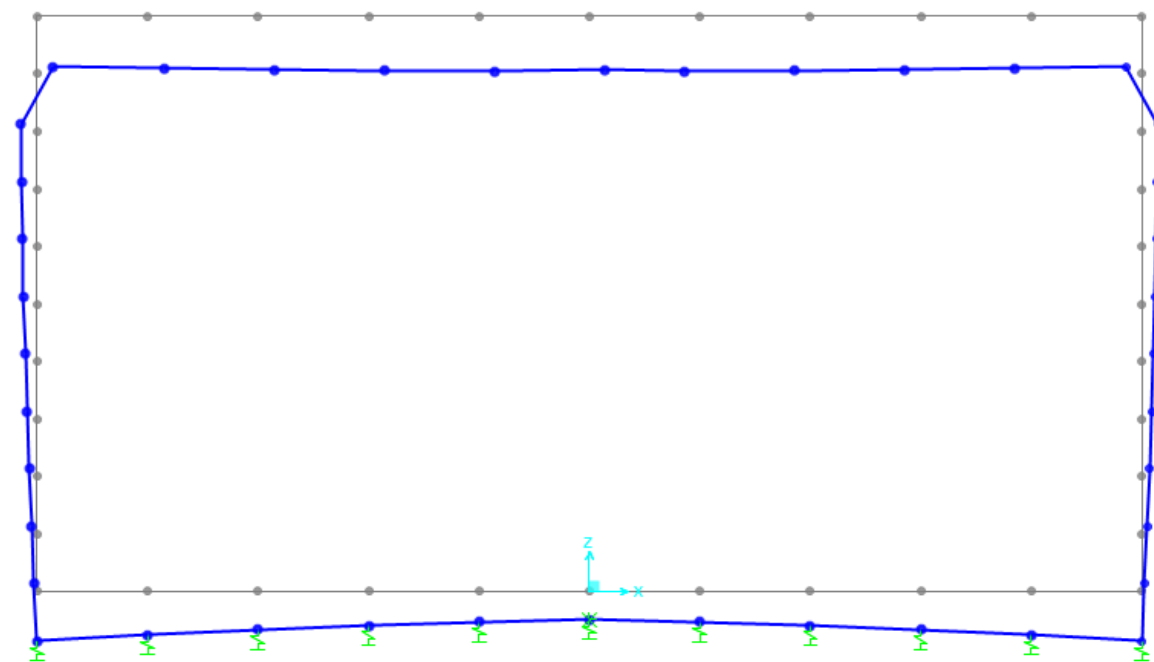
APÉNDICE. FIGURA 13. Diagrama axles para la combinación ELA Sismo



APÉNDICE. FIGURA 15. Diagrama flectores para la combinación ELA Sismo



APÉNDICE. FIGURA 14. Diagrama cortantes para la combinación ELA Sismo



APÉNDICE. FIGURA 16. Deformada para la combinación ELA Sismo

1.2. TABLAS DE RESULTADOS DE SAP2000

1.2.1. REACCIONES EN LA BASE

TABLE: Base Reactions						
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
ELU-Persistente	Combination	Max	33,467	0	4184,378	382,2024
ELU-Persistente	Combination	Min	-34,472	0	3096,806	-384,6714
ELA-Sismo	Combination	Max	396,756	0	3718,584	2588,2715
ELA-Sismo	Combination	Min	-397,427	0	2752,182	-2589,92
ELS-Característica	Combination	Max	22,311	0	4028,067	254,8016
ELS-Característica	Combination	Min	-22,981	0	2981,931	-256,4476
ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-4,288E-12	0	3715,446	-4,08E-09
ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-0,67	0	2752,182	-1,646

1.2.2. POSICIÓN DE LOS NUDOS

TABLE: Objects And Elements - Joints				
JointElem	JointObject	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	m	m	m
1	1	-6,45	0	0
2	2	6,45	0	0
3	3	-6,45	0	6,7
4	4	6,45	0	6,7
5	5	-5,16	0	0
6	6	-3,87	0	0
7	7	-2,58	0	0
8	8	-1,29	0	0
9	9	0	0	0
10	10	1,29	0	0
11	11	2,58	0	0
12	12	3,87	0	0
13	13	5,16	0	0
14	14	-6,45	0	0,67
15	15	-6,45	0	1,34
16	16	-6,45	0	2,01
17	17	-6,45	0	2,68
18	18	-6,45	0	3,35

19	19	-6,45	0	4,02
20	20	-6,45	0	4,69
21	21	-6,45	0	5,36
22	22	-6,45	0	6,03
23	23	6,45	0	0,67
24	24	6,45	0	1,34
25	25	6,45	0	2,01
26	26	6,45	0	2,68
27	27	6,45	0	3,35
28	28	6,45	0	4,02
29	29	6,45	0	4,69
30	30	6,45	0	5,36
31	31	6,45	0	6,03
32	32	-5,16	0	6,7
33	33	-3,87	0	6,7
34	34	-2,58	0	6,7
35	35	-1,29	0	6,7
36	36	0	0	6,7
37	37	1,29	0	6,7
38	38	2,58	0	6,7
39	39	3,87	0	6,7
40	40	5,16	0	6,7

1.2.3. POSICIÓN DE LAS BARRAS

TABLE: Objects And Elements - Frames			
FrameElem	FrameObject	ElemJtl	ElemJtJ
Text	Text	Text	Text
5-1	5	1	5
6-1	6	5	6
7-1	7	6	7
8-1	8	7	8
9-1	9	8	9
10-1	10	9	10
11-1	11	10	11
12-1	12	11	12
13-1	13	12	13
14-1	14	13	2
15-1	15	1	14

16-1	16	14	15
17-1	17	15	16
18-1	18	16	17
19-1	19	17	18
20-1	20	18	19
21-1	21	19	20
22-1	22	20	21
23-1	23	21	22
24-1	24	22	3
25-1	25	2	23
26-1	26	23	24
27-1	27	24	25
28-1	28	25	26
29-1	29	26	27
30-1	30	27	28
31-1	31	28	29
32-1	32	29	30
33-1	33	30	31
34-1	34	31	4
35-1	35	3	32
36-1	36	32	33
37-1	37	33	34
38-1	38	34	35
39-1	39	35	36
40-1	40	36	37
41-1	41	37	38
42-1	42	38	39
43-1	43	39	40
44-1	44	40	4

5	5	ELS-Característica	Combination	Max	-221,546	1373,649	273,7975
5	1	ELS-Característica	Combination	Min	221,546	-1321,42	1116,2851
5	5	ELS-Característica	Combination	Min	-399,558	1011,045	38,1642
5	1	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	386,632	-884,163	1443,2392
5	5	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-235,514	1246,559	208,0066
5	1	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	235,514	-1194,329	1050,9228
5	5	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-386,632	922,852	37,7284
6	5	ELU-Persistente	Combination	Max	605,761	-743,019	76,1895
6	6	ELU-Persistente	Combination	Max	-214,563	1074,521	1637,9075
6	5	ELU-Persistente	Combination	Min	214,563	-1022,291	-306,6929
6	6	ELU-Persistente	Combination	Min	-605,761	781,707	932,8239
6	5	ELA-Sismo	Combination	Max	591,268	-583,116	612,5315
6	6	ELA-Sismo	Combination	Max	-43,244	996,64	1921,537
6	5	ELA-Sismo	Combination	Min	43,244	-944,41	-844,3988
6	6	ELA-Sismo	Combination	Min	-591,268	621,805	339,4812
6	5	ELS-Característica	Combination	Max	399,558	-711,662	-38,1642
6	6	ELS-Característica	Combination	Max	-221,546	1022,969	1548,2765
6	5	ELS-Característica	Combination	Min	221,546	-970,739	-273,7975
6	6	ELS-Característica	Combination	Min	-399,558	750,351	995,5157
6	5	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	386,632	-648,949	-37,7284
6	6	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-235,514	929,33	1369,0144
6	5	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	235,514	-877,1	-208,0066
6	6	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-386,632	687,637	903,9659
7	6	ELU-Persistente	Combination	Max	605,761	-498,431	-932,8239
7	7	ELU-Persistente	Combination	Max	-214,563	746,535	2539,3802
7	6	ELU-Persistente	Combination	Min	214,563	-694,306	-1637,9075
7	7	ELU-Persistente	Combination	Min	-605,761	537,12	1626,4361
7	6	ELA-Sismo	Combination	Max	591,268	-320,886	-339,4812
7	7	ELA-Sismo	Combination	Max	-43,244	762,284	2564,9359
7	6	ELA-Sismo	Combination	Min	43,244	-710,055	-1921,537
7	7	ELA-Sismo	Combination	Min	-591,268	359,575	1084,6379
7	6	ELS-Característica	Combination	Max	399,558	-478,214	-995,5157
7	7	ELS-Característica	Combination	Max	-221,546	709,438	2413,7275
7	6	ELS-Característica	Combination	Min	221,546	-657,208	-1548,2765
7	7	ELS-Característica	Combination	Min	-399,558	516,902	1651,9422
7	6	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	386,632	-437,779	-903,9659
7	7	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-235,514	644,23	2162,4221
7	6	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	235,514	-592,001	-1369,0144
7	7	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-386,632	476,467	1497,6156
8	7	ELU-Persistente	Combination	Max	605,761	-277,52	-1626,4361
8	8	ELU-Persistente	Combination	Max	-214,563	452,367	3053,8088
8	7	ELU-Persistente	Combination	Min	214,563	-400,137	-2539,3802
8	8	ELU-Persistente	Combination	Min	-605,761	316,208	2035,7831
8	7	ELA-Sismo	Combination	Max	591,268	-96,84	-1084,6379
8	8	ELA-Sismo	Combination	Max	-43,244	535,773	2833,3615
8	7	ELA-Sismo	Combination	Min	43,244	-483,543	-2564,9359
8	8	ELA-Sismo	Combination	Min	-591,268	135,528	1623,5483
8	7	ELS-Característica	Combination	Max	399,558	-267,126	-1651,9422
8	8	ELS-Característica	Combination	Max	-221,546	427,985	2910,2887
8	7	ELS-Característica	Combination	Min	221,546	-375,756	-2413,7275
8	8	ELS-Característica	Combination	Min	-399,558	305,815	2037,3116
8	7	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	386,632	-246,339	-1497,6156
8	8	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-235,514	385,535	2623,2484
8	7	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	235,514	-333,306	-2162,4221
8	8	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-386,632	285,027	1843,1734
9	8	ELU-Persistente	Combination	Max	605,761	-68,307	-2035,7831
9	9	ELU-Persistente	Combination	Max	-214,563	176,123	3216,0505
9	8	ELU-Persistente	Combination	Min	214,563	-123,893	-3053,8088
9	9	ELU-Persistente	Combination	Min	-605,761	106,996	2173,2286
9	8	ELA-Sismo	Combination	Max	591,268	97,752	-1623,5483
9	9	ELA-Sismo	Combination	Max	-43,244	309,771	2777,1734
9	8	ELA-Sismo	Combination	Min	43,244	-257,541	-2833,3615
9	9	ELA-Sismo	Combination	Min	-591,268	-59,063	1950,5684
9	8	ELS-Característica	Combination	Max	399,558	-68,117	-2037,3116
9	9	ELS-Característica	Combination	Max	-221,546	164,646	3068,7789
9	8	ELS-Característica	Combination	Min	221,546	-112,416	-2910,2887
9	9	ELS-Característica	Combination	Min	-399,558	106,805	2165,7551
9	8	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	386,632	-67,736	-1843,1734

1.2.4. FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS

TABLE: Element Joint Forces - Frames							
Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F3	M2
Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
5	1	ELU-Persistente	Combination	Max	605,761	-1016,454	1777,048
5	5	ELU-Persistente	Combination	Max	-214,563	1440,591	306,6929
5	1	ELU-Persistente	Combination	Min	214,563	-1388,361	1148,9663
5	5	ELU-Persistente	Combination	Min	-605,761	1055,142	-76,1895
5	1	ELA-Sismo	Combination	Max	591,268	-878,477	2087,2278
5	5	ELA-Sismo	Combination	Max	-43,244	1253,878	844,3988
5	1	ELA-Sismo	Combination	Min	43,244	-1201,648	422,9089
5	5	ELA-Sismo	Combination	Min	-591,268	917,166	-612,5315
5	1	ELS-Característica	Combination	Max	399,558	-972,357	1586,4764

36	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	1,208E-14	-0,0415	1,763E-15
37	ELU-Persistente	Combination	Max	0,001298	-0,033183	-0,000459
37	ELU-Persistente	Combination	Min	-0,001309	-0,047011	-0,001069
37	ELA-Sismo	Combination	Max	0,012439	-0,028329	0,000496
37	ELA-Sismo	Combination	Min	-0,01246	-0,042306	-0,001808
37	ELS-Característica	Combination	Max	0,000865	-0,032466	-0,000505
37	ELS-Característica	Combination	Min	-0,000875	-0,045002	-0,000969
37	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-0,000002157	-0,02967	-0,000543
37	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-0,000007311	-0,040985	-0,00077
38	ELU-Persistente	Combination	Max	0,001287	-0,031943	-0,00101
38	ELU-Persistente	Combination	Min	-0,001321	-0,045438	-0,001853
38	ELA-Sismo	Combination	Max	0,012423	-0,025929	0,000075
38	ELA-Sismo	Combination	Min	-0,012474	-0,04218	-0,002535
38	ELS-Característica	Combination	Max	0,000855	-0,031256	-0,001048
38	ELS-Característica	Combination	Min	-0,000883	-0,043459	-0,001718
38	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-0,000012	-0,028626	-0,001016
38	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-0,000015	-0,039502	-0,001446
39	ELU-Persistente	Combination	Max	0,001279	-0,030083	-0,001389
39	ELU-Persistente	Combination	Min	-0,001337	-0,04294	-0,00242
39	ELA-Sismo	Combination	Max	0,012408	-0,022895	-0,000171
39	ELA-Sismo	Combination	Min	-0,012489	-0,041358	-0,003107
39	ELS-Característica	Combination	Max	0,000846	-0,029427	-0,00143
39	ELS-Característica	Combination	Min	-0,000892	-0,041038	-0,002258
39	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-0,00002	-0,027035	-0,001348
39	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-0,000024	-0,037234	-0,001933
40	ELU-Persistente	Combination	Max	0,001272	-0,027809	-0,001517
40	ELU-Persistente	Combination	Min	-0,001353	-0,039884	-0,002657
40	ELA-Sismo	Combination	Max	0,012396	-0,019408	-0,000171
40	ELA-Sismo	Combination	Min	-0,012505	-0,040191	-0,00343
40	ELS-Característica	Combination	Max	0,000839	-0,027192	-0,001574
40	ELS-Característica	Combination	Min	-0,000903	-0,038085	-0,002483
40	ELS-Cuasipermanente	Combination	Max	-0,000027	-0,025124	-0,001471
40	ELS-Cuasipermanente	Combination	Min	-0,000034	-0,034486	-0,002135

2. RESULTADOS TENSIONALES OBTENIDOS DEL MODELO DE ALETA

2.1. ALETA 1A

MURO:

		Empuje Activo	Empuje Sobrecarga	Empuje Sismo
Tensiones	σ_0 (kPa)	0	5,48	7,28
	$\sigma_{H/4}$ (kPa)	55,07297882	5,48	1,82
	σ_H (kPa)	73,43	5,48	0,00
	σ_d (kPa)	66,91	5,48	0,65
Momentos	Md H (kN·m)	549,38	123,00	108,93
	Md H/4 (kN·m)	231,77	69,19	68,93
	Md d (kN·m)	415,63	102,12	94,45
Cortantes	Vd H (kN)	245,99	36,72	24,39
	Vd H/4 (kN)	138,37	27,54	22,86
	Vd d (kN)	204,24	33,45	24,19

ESFUERZOS	ELU Persistente	ELS Característica	ELS Casi-permanente	ELU Sismo
Md H (kN·m)	930,77	623,18	134,48	243,40
Md H/4 (kN·m)	409,92	273,28	60,19	129,12
Md d (kN·m)	715,36	476,90	103,55	198,00
Vd H (kN)	402,03	268,02	56,54	80,93
Vd H/4 (kN)	232,34	154,89	33,18	56,04
Vd d (kN)	336,47	224,31	47,54	71,73

ZAPATA:

TENSIONES	ELU
Momento 1 (inf)	337,9364512
Cortante 1	517,91027
Momento 2 (sup)	629,2476739
Cortante 2	363,3003412
d	0,7525
Momento 3 (cort punt)	39,7374592
Cortante 3 (cort punt)	177,597583
Momento 4 (cort talon)	235,1392313
Cortante 4 (cort talon)	269,115

2.2. ALETA 1B

MURO:

		Empuje Activo	Empuje Sobrecarga	Empuje Sismo
Tensiones	σ_0 (kPa)	0	5,48	4,22
	$\sigma_{H/4}$ (kPa)	31,89300863	5,48	1,05
	σ_H (kPa)	42,52	5,48	0,00
	σ_d (kPa)	38,80	5,48	0,37
Momentos	Md H (kN·m)	106,70	41,25	21,15
	Md H/4 (kN·m)	45,01	23,20	13,39
	Md d (kN·m)	81,03	34,34	18,38
Cortantes	Vd H (kN)	82,50	21,26	8,18
	Vd H/4 (kN)	46,40	15,95	7,67
	Vd d (kN)	68,67	19,40	8,12

ESFUERZOS	ELU Persistente	ELS Característica	ELS Casi-permanente	ELU Sismo
Md H (kN·m)	197,17	131,44	29,59	50,74
Md H/4 (kN·m)	88,40	58,93	13,64	27,03
Md d (kN·m)	152,45	101,63	23,07	41,45
Vd H (kN)	142,88	95,25	20,75	28,93
Vd H/4 (kN)	83,96	55,97	12,47	20,14
Vd d (kN)	120,47	80,31	17,61	25,73

ZAPATA:

TENSIONES	ELU
Momento 1 (inf)	85,72328867
Cortante 1	199,3564853
Momento 2 (sup)	135,385512
Cortante 2	141,4219712
d	0,4525
Momento 3 (cort punt)	13,9962451
Cortante 3 (cort punt)	80,55392864
Momento 4 (cort talon)	49,43139406
Cortante 4 (cort talon)	94,37975

2.3. ALETA 2A

MURO

		Empuje Activo	Empuje Sobrecarga	Empuje Sismo
Tensiones	σ_0 (kPa)	0	5,48	7,28
	$\sigma_{H/4}$ (kPa)	55,07297882	5,48	1,82
	σ_H (kPa)	73,43	5,48	0,00
	σ_d (kPa)	66,91	5,48	0,65
Momentos	Md H (kN·m)	549,38	123,00	108,93
	Md H/4 (kN·m)	231,77	69,19	68,93
	Md d (kN·m)	415,63	102,12	94,45
Cortantes	Vd H (kN)	245,99	36,72	24,39
	Vd H/4 (kN)	138,37	27,54	22,86
	Vd d (kN)	204,24	33,45	24,19

ESFUERZOS	ELU Persistente	ELS Característica	ELS Casi-permanente	ELU Sismo
Md H (kN·m)	934,77	623,18	134,48	243,40
Md H/4 (kN·m)	409,92	273,28	60,19	129,12
Md d (kN·m)	715,36	476,90	103,55	198,00
Vd H (kN)	402,03	268,02	56,54	80,93
Vd H/4 (kN)	232,34	154,89	33,18	56,04
Vd d (kN)	336,47	224,31	47,54	71,73

ZAPATA

TENSIONES	ELU
Momento 1 (inf)	349,944
Cortante 1	536,313
Momento 2 (sup)	640,357
Cortante 2	384,777
d	0,753
Momento 3 (cort punt)	41,149
Cortante 3 (cort punt)	183,908
Momento 4 (cort talon)	235,139
Cortante 4 (cort talon)	269,115

2.4. ALETA 2B

MURO

		Empuje Activo	Empuje Sobrecarga	Empuje Sismo
Tensiones	σ_0 (kPa)	0	5,48	4,20
	$\sigma_{H/4}$ (kPa)	31,79437046	5,48	1,05
	σ_H (kPa)	42,39	5,48	0,00
	σ_d (kPa)	38,67	5,48	0,37
Momentos	Md H (kN·m)	105,71	40,99	20,96
	Md H/4 (kN·m)	44,60	23,06	13,26
	Md d (kN·m)	80,21	34,10	18,20
Cortantes	Vd H (kN)	81,99	21,20	8,13
	Vd H/4 (kN)	46,12	15,90	7,62
	Vd d (kN)	68,21	19,33	8,06

ESFUERZOS	ELU Persistente	ELS Característica	ELS Casi-permanente	ELU Sismo
Md H (kN·m)	195,46	130,30	29,34	50,30
Md H/4 (kN·m)	87,65	58,43	13,53	26,79
Md d (kN·m)	151,01	100,67	22,86	41,07
Vd H (kN)	142,06	94,70	20,64	28,76
Vd H/4 (kN)	83,48	55,66	12,40	20,02
Vd d (kN)	119,71	79,81	17,51	25,57

ZAPATA

TENSIONES	ELU
Momento 1 (inf)	87,223
Cortante 1	202,845
Momento 2 (sup)	136,455
Cortante 2	145,516
d	0,453
Momento 3 (cort punt)	14,241
Cortante 3 (cort punt)	81,963
Momento 4 (cort talon)	49,300
Cortante 4 (cort talon)	94,128

2.5. ALETA 3A

MURO

		Empuje Activo	Empuje Sobrecarga	Empuje Sismo
Tensiones	σ_0 (kPa)	0	4,27	20,52
	$\sigma_{H/4}$ (kPa)	42,92969679	4,27	5,13
	σ_H (kPa)	57,24	4,27	0,00
	σ_d (kPa)	52,16	4,27	1,82
Momentos	Md H (kN·m)	428,25	95,88	307,04
	Md H/4 (kN·m)	180,67	53,93	194,30
	Md d (kN·m)	323,99	79,60	266,25
Cortantes	Vd H (kN)	191,75	28,62	68,74
	Vd H/4 (kN)	107,86	21,46	64,44
	Vd d (kN)	159,21	26,08	68,20

ESFUERZOS	ELU Persistente	ELS Característica	ELS Casi-permanente	ELU Sismo
Md H (kN·m)	728,66	485,77	104,82	411,87
Md H/4 (kN·m)	319,54	213,03	46,92	241,22
Md d (kN·m)	557,62	371,75	80,72	346,97
Vd H (kN)	313,39	208,92	44,07	112,82
Vd H/4 (kN)	181,11	120,74	25,87	90,31
Vd d (kN)	262,28	174,85	37,06	105,26

ZAPATA

TENSIONES	ELU
Momento 1 (inf)	248,944
Cortante 1	450,577
Momento 2 (sup)	420,608
Cortante 2	383,341
d	0,753
Momento 3 (cort punt)	12,489
Cortante 3 (cort punt)	100,921
Momento 4 (cort talon)	119,832
Cortante 4 (cort talon)	192,115

2.6. ALETA 3B

MURO

		Empuje Activo	Empuje Sobrecarga	Empuje Sismo
Tensiones	σ_0 (kPa)	0	4,27	11,97
	$\sigma_{H/4}$ (kPa)	25,03442065	4,27	2,99
	σ_H (kPa)	33,38	4,27	0,00
	σ_d (kPa)	30,47	4,27	1,04
Momentos	Md H (kN·m)	84,92	32,60	60,89
	Md H/4 (kN·m)	35,83	18,34	38,53
	Md d (kN·m)	64,63	27,18	52,96
Cortantes	Vd H (kN)	65,21	16,69	23,38
	Vd H/4 (kN)	36,68	12,52	21,92
	Vd d (kN)	54,35	15,24	23,20

ESFUERZOS	ELU Persistente	ELS Característica	ELS Casi-permanente	ELU Sismo
Md H (kN·m)	156,73	104,49	23,51	84,39
Md H/4 (kN·m)	70,25	46,83	10,83	49,36
Md d (kN·m)	121,40	80,93	18,36	71,32
Vd H (kN)	112,83	75,22	16,38	39,76
Vd H/4 (kN)	66,28	44,19	9,84	31,75
Vd d (kN)	95,24	63,50	13,92	37,12

ZAPATA

TENSIONES	ELU
Momento 1 (inf)	35,527
Cortante 1	126,883
Momento 2 (sup)	127,106
Cortante 2	99,000
d	0,453
Momento 3 (cort punt)	0,256
Cortante 3 (cort punt)	10,762
Momento 4 (cort talon)	49,729
Cortante 4 (cort talon)	94,947

2.7. ALETA 4A

MURO

		Empuje Activo	Empuje Sobrecarga	Empuje Sismo
Tensiones	σ_0 (kPa)	0	5,48	7,28
	$\sigma_{H/4}$ (kPa)	55,07297882	5,48	1,82
	σ_H (kPa)	73,43	5,48	0,00
	σ_d (kPa)	66,91	5,48	0,65
Momentos	Md H (kN·m)	549,38	123,00	108,93
	Md H/4 (kN·m)	231,77	69,19	68,93
	Md d (kN·m)	415,63	102,12	94,45
Cortantes	Vd H (kN)	245,99	36,72	24,39
	Vd H/4 (kN)	138,37	27,54	22,86
	Vd d (kN)	204,24	33,45	24,19

ESFUERZOS	ELU Persistente	ELS Característica	ELS Casi-permanente	ELU Sismo
Md H (kN·m)	934,77	623,18	134,48	243,40
Md H/4 (kN·m)	409,92	273,28	60,19	129,12
Md d (kN·m)	715,36	476,90	103,55	198,00
Vd H (kN)	402,03	268,02	56,54	80,93
Vd H/4 (kN)	232,34	154,89	33,18	56,04
Vd d (kN)	336,47	224,31	47,54	71,73

ZAPATA

TENSIONES	ELU
Momento 1 (inf)	252,390
Cortante 1	456,815
Momento 2 (sup)	601,327
Cortante 2	322,502
d	0,753
Momento 3 (cort punt)	12,662
Cortante 3 (cort punt)	102,318
Momento 4 (cort talon)	235,139
Cortante 4 (cort talon)	269,115

2.8. ALETA 4B

MURO

		Empuje Activo	Empuje Sobrecarga	Empuje Sismo
Tensiones	σ_0 (kPa)	0	5,48	4,24
	$\sigma_{H/4}$ (kPa)	32,05740558	5,48	1,06
	σ_H (kPa)	42,74	5,48	0,00
	σ_d (kPa)	39,02	5,48	0,37
Momentos	Md H (kN·m)	108,35	41,67	21,48
	Md H/4 (kN·m)	45,71	23,44	13,59
	Md d (kN·m)	82,41	34,73	18,68
Cortantes	Vd H (kN)	83,35	21,37	8,26
	Vd H/4 (kN)	46,88	16,03	7,75
	Vd d (kN)	69,45	19,51	8,20

ESFUERZOS	ELU Persistente	ELS Característica	ELS Casi-permanente	ELU Sismo
Md H (kN·m)	200,04	133,36	30,01	51,49
Md H/4 (kN·m)	89,67	59,78	13,83	27,43
Md d (kN·m)	154,87	103,25	23,43	42,11
Vd H (kN)	144,26	96,17	20,94	29,21
Vd H/4 (kN)	84,75	56,50	12,58	20,33
Vd d (kN)	121,73	81,16	17,79	25,99

ZAPATA

TENSIONES	ELU
Momento 1 (inf)	79,087
Cortante 1	183,924
Momento 2 (sup)	129,902
Cortante 2	123,918
d	0,453
Momento 3 (cort punt)	12,913
Cortante 3 (cort punt)	74,318
Momento 4 (cort talon)	49,651
Cortante 4 (cort talon)	94,799