



**UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA**



**Escuela Técnica Superior de Ingenieros de  
Caminos, Canales y Puertos**

# **DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE DEPÓSITO PARA REGADÍO UBICADO EN EL T.M DE PICASSENT (VALENCIA)**

**Grado en Ingeniería de Obras Públicas  
Curso 2016/17**

**Escuela Técnica Superior de Ingenieros  
de Caminos, Canales y Puertos**

**Universidad Politécnica de Valencia**

**Alumno: RAFAEL CRESPO ASUNCIÓN**

**Dirigido por: CARLOS MIGUEL GISBERT DOMENECH**

**(Depto. Ingeniería de la construcción, UPV)**

**Fecha de presentación: 05/2017**



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de  
Caminos, Canales y Puertos

# DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE DEPÓSITO PARA REGADÍO UBICADO EN EL T.M DE PICASSENT (VALENCIA)

## MEMORIA

Alumno: RAFAEL CRESPO ASUNCIÓN

Dirigido por: CARLOS MIGUEL GISBERT DOMENECH

(Depto. Ingeniería de la construcción, UPV)

Grado en Ingeniería de Obras Públicas  
Curso 2016/17

Fecha: 05/2017



# ÍNDICE

---

1	ANTECEDENTES	3
2	INTRODUCCIÓN	3
3	OBJETIVO DEL ALUMNO	4
4	OBJETIVO DEL PROYECTO	5
5	ALCANCE DEL PROYECTO	5
6	INFORMACIÓN DISPONIBLE Y CONDICIONANTES	7
7	MATERIALES	9
8	ACCIONES	9
9	MODELIZACIÓN	11
9.1	MODELO EXCEL	13
9.1.1	Análisis y cálculo de los muros	13
9.1.2	Sistemática de cálculo para el dimensionamiento seccional	15
9.1.2.1	Modelo resistente en rotura	15
9.1.2.1.1	Hipótesis básicas	15
9.1.2.1.2	Esfuerzos de agotamiento de la sección	17
9.1.2.1.3	Proceso de dimensionamiento	18
9.1.3	Comprobación ELU de Cortante	22
9.1.3.1	Comprobaciones a realizar	22
9.1.4	Comprobación ELS de Fisuración	27
9.2	MODELO SAP2000	29
9.2.1	Comprobación ELU de Cortante	32
9.2.2	Comprobación ELS de Fisuración	32
10	SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN	33
10.1	SOLUCIÓN Y CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN PERIMETRAL DE LOS MUROS	33
10.2	SOLUCIÓN Y CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN DEL MURO DIVISORIO	40
10.3	SOLUCIÓN Y CÁLCULO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN	43
11	CUANTÍA MÍNIMA MECÁNICA	45
12	CUANTÍA MÍNIMA GEOMÉTRICA	48



13	RESULTADOS OBTENIDOS	49
13.1	RESULTADOS. MODELO EXCEL	49
13.1.1	Armado vertical de los muros perimetrales	49
13.1.2	Armado horizontal de los muros perimetrales	50
13.1.3	Armado vertical del muro divisorio	51
13.1.4	Armado horizontal del muro divisorio	51
13.1.5	Armado horizontal debido a las tracciones	51
13.2	RESULTADOS. MODELO SAP2000	52
14	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS ENTRE MODELOS	54
15	ARMADO	57
15.1	ARMADO (ELU)	57
15.2	RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN	57
15.3	MODIFICACIÓN PROPUESTA POR CONDICIONES DE FISURACIÓN	59
15.4	COMPROBACIÓN A CORTANTE	61
15.5	ARMADO PROPUESTO	61
16	CRITERIOS DE COLOCACIÓN, DISEÑO Y ARMADO	66
17	RESUMEN Y CONCLUSIONES	68
18	ÍNDICE DE DOCUMENTOS ANEXOS	71

## 1- ANTECEDENTES

Con fecha de 21 de Junio de 2016 el alumno Rafael Crespo Asunción se dirigió al profesor Don Carlos Gisbert Domenech para que ejerciera como tutor en su trabajo final de grado (TFG) en la modalidad de concierto directo. Entre las distintas propuesta realizadas por ambas partes, el alumno se decantó por el desarrollo de la propuesta titulada “Diseño y análisis de la estructura de depósito para regadío ubicado en el T. M de Picassent (Valencia)” aprobada con fecha de 12 de Julio de 2016 por la Comisión Académica de Título.

La propuesta se escoge por la motivación del alumno de estudiar y resolver elementos estructurales superficiales, en los que se presenten comportamientos tipo membrana, con el fin de profundizar en su conocimiento y entendimiento. Además el manejo de varias hipótesis de carga en una misma estructura, el cálculo de las acciones derivadas de las condiciones geotécnicas existentes (empujes del terreno), el tratarse de una tipología estructural en la que frecuentemente la importancia de la fisuración condiciona el armado final poniendo de manifiesto la importancia de los Estados Límite de Servicio, y la amplia variedad de actuaciones en las que a lo largo de la vida profesional del alumno se presentará el cálculo de elementos superficiales, son alicientes para la elección del trabajo anteriormente citado.

## 2- INTRODUCCIÓN

El trabajo que se presenta “Diseño y análisis de la estructura del depósito para regadío ubicado en el T. M de Picassent (Valencia)” se centra básicamente en el cálculo y diseño estructural del depósito en cuestión, incluyendo el desarrollo de una metodología de cálculo de la cimentación propia para esta actuación en función de los condicionantes impuestos para presentar la solución funcionalmente óptima. El estudio de soluciones queda relegado solamente a la cimentación de la estructura.

La estructura se ubica en la parcela 294 del polígono 34 (Realón), junto al canal Júcar-Turia, en el término municipal de Picassent, municipio de la comarca de “l’Horta Sud”, provincia de Valencia. La parcela tiene unas dimensiones totales de 13.483 m<sup>2</sup> y contorno irregular en la que se ejecuta un depósito de hormigón armado in situ, compuesto por dos vasos, uno de planta rectangular con una capacidad de 17.200 m<sup>3</sup>, y otro de planta poligonal con una capacidad de 13.900 m<sup>3</sup>, siendo la capacidad total del depósito de 31100 m<sup>3</sup>. La altura de depósito es



de 5,75 m, de disposición cuasi enterrada en una zona de arenas limosas de compacidad creciente en profundidad (de media a muy densa). El espesor tanto de los muros perimetrales como del muro divisorio es de 0,6 m, siendo igual al canto de la cimentación de éstos (zapata corrida). La losa de impermeabilización encajada entre las zapatas de cimentación presenta un canto de 0,25 m.

### 3- OBJETIVO DEL ALUMNO

El objetivo principal del alumno es la entrega y superación del Trabajo Final de Grado (TFG), cumpliendo de esta manera con los créditos necesario para dar finalización al plan de estudios ofrecido por la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) y más concretamente por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (ETSICCP) para el Grado en Ingeniería de Obras Públicas (GIOP). Se hace entrega del mismo en secretaría de la escuela a fecha de 20/05/2017 quedando sin fecha prevista para su defensa hasta el momento.

Con la realización del trabajo seleccionado el alumno pretende profundizar en el análisis y diseño de estructuras de hormigón armado, concretamente en elementos superficiales y cimentaciones. Para ello se propone la elaboración de cálculos seccionales aproximados derivados de hipótesis simplificativas, que permitan entender la realidad física del funcionamiento estructural y obtener un orden de magnitud representativo de los esfuerzos solicitantes, cuya finalidad será la comparación y el análisis crítico de los resultados obtenidos entre los diferentes modelos propuestos, así como un predimensionamiento inicial del armado necesario. Con el empleo de software de cálculo de estructuras (SAP2000) se profundiza en el análisis y diseño del depósito, refinando el armado final de la estructura.

La finalidad es la de presentar unos planos adecuados al entendimiento de cualquier jefe de obra, detallando los aspectos constructivos oportunos, derivados de un buen criterio de diseño.

#### 4- OBJETIVO DEL PROYECTO

El objetivo del proyecto es el de poner en marcha una serie infraestructuras que permitan transformar el área agrícola del T.M de Picassent y alrededores que en la actualidad alberga un sistema de riego por inundación en agricultura de regadío por goteo, además de incrementar el volumen de agua embalsada para hacer frente al incremento de la producción agrícola futura, incluso en situaciones de sequía, las cuales se espera que se recrudezcan en el futuro.



#### 5- ALCANCE DEL PROYECTO

El TFG se centra en el cálculo y diseño estructural del depósito para regadío ubicado en el término municipal de Picassent (Valencia), excluido del alcance propuesto el diseño de las dimensiones del mismo, así como de las instalaciones y otros aspectos no relacionados directamente con el cálculo estructural.

A continuación se detalla el alcance propuesto para la elaboración del trabajo:

1. Recopilación y análisis de la información existente sobre los condicionantes de diseño.
  - Información geotécnica
  - Topografía
  - Estudio de soluciones anteriores si los hubiera
  - Régimen hidráulico que pueda afectar a la obra
  - Planos de geometría básica
  - Normativa de aplicación
  - Otros condicionantes o afecciones
2. Materiales empleados para la realización de la obra.
3. Estudio y explicación de las acciones solicitantes de acuerdo a la normativa vigente, incluso cálculo aproximado de la acción sísmica empleando el método de Mononobe-Okabe
4. Análisis de las combinaciones de acciones en fase de ejecución, servicio o incluso en casos puntuales de mantenimiento o reparación. Determinación de las combinaciones más desfavorables para la obtención de los esfuerzos de diseño y los esfuerzos requeridos para las comprobaciones estructurales y geotécnicas.
5. Descripción, explicación y análisis de los diferentes modelos físico-matemáticos propuestos que permitan la obtención del armado a disponer en función de la tipología de los elementos que componen la estructura. Explicación de la sistemática de cálculo seguida para el dimensionamiento seccional.
  - Modelos de cálculo aproximados, mediante el empleo de métodos de aplicación directa que permitan acotar el orden de magnitud en cuanto a esfuerzos solicitantes y armado requerido, con la finalidad de poder realizar una comparación y un análisis crítico de los resultados obtenidos entre modelos, verificando la consistencia de los mismos.
  - Modelos de cálculo auxiliados por el empleo de herramientas informáticas (SAP2000), que permitan un dimensionamiento más refinado de la estructura.





6. Desarrollo de una metodología de predimensionamiento de las zapatas de cimentación propia para dicho proyecto, basada en las condiciones geotécnicas impuestas, que permita establecer la solución óptima desde el punto de vista funcional.
7. Cálculo y obtención de las cuantías mínimas a disponer (geométricas, mecánicas).
8. Comprobaciones geotécnicas y estructurales de los diferentes elementos que componen la estructura.
9. Obtención de las longitudes de anclaje y solapo de armaduras.
10. Diseño de las juntas de dilatación y contracción.
11. Diseño del drenaje de la estructura.
12. Desarrollo de planos en función de los resultados obtenidos en el análisis y cálculo de la estructura, y atendiendo a los criterios argumentados a lo largo de dicho proyecto.
13. Medición aproximada del material utilizado en la estructura (acero y hormigón).

## 6-INFORMACIÓN DISPONIBLE Y CONDICIONANTES

En el presente capítulo se detalla la información a partir de la cual se inicia el desarrollo del trabajo.

### Condiciones impuestas

-Condiciones geotécnicas : El informe geotécnico de partida, realizado por la empresa Linco a petición de la empresa Roymar S.A, y facilitado al alumno por el tutor encargado de dirigir el Trabajo Final de Grado, impone una serie de condiciones que se enuncian a continuación:

- Datos sísmicos:
  - Aceleración básica de cálculo ( $a_b$ ): 0,7g
  - Coeficiente de contribución (k): 1
  - Clasificación de la construcción: Normal
  - Clasificación del terreno: Tipo I
  - Coeficiente de suelo recomendado: 1,2
  
- Datos geotécnicos:
  - Cohesión ( $c=c'$ ): 10 KN/m<sup>2</sup>
  - Módulo de elasticidad (E): 35 MN/m<sup>2</sup>
  - Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,3
  - Permeabilidad (k): 10<sup>-3</sup> m/s
  - Densidad aparente ( $\gamma$ ): 19 KN/m<sup>3</sup>
  - Densidad relativa (G): 26 KN/m<sup>3</sup>
  
  - Tensión admisible ( $Q_{adm}$ ): 200KN/m<sup>2</sup>
  - Módulo de balasto ( $k_{30}$ ): 90 MN/m<sup>3</sup>
  - Material: Arenas limosas de compacidad media-densa.
  
- Agresividad del suelo

Parámetros	Qa	Qb	Qc	Valores obtenidos
	Ataque Débil	Ataque Medio	Ataque Fuerte	
Acidez Baumann-Gully	> 20	-	-	-
Ión sulfato (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> /kg)	2.000 – 3.000	3.000 – 12.000	> 12.000	128,626

- No se ha detectado presencia de agua freática ni se espera hasta profundidades de 20 metros.
  
- No se constata riesgos de expansividad y ni colapso.

-Condicionantes geométricos: La geometría de la estructura viene dada por una serie de planos de partida, de los cuales se infieren las dimensiones de los muros y la capacidad aproximada del depósito. El espesor del alzado determinado en dichos planos es de 0,45 m. Se propone incrementar el espesor hasta los 0,60 m con la finalidad de evitar la disposición de armadura de cortante. La disposición cuasi enterrada del depósito supone otro condicionante de diseño. En el anejo de cálculo se considera de forma conservadora el depósito totalmente enterrado.

Aunque en los planos de partida no se detalla, se propone dividir el depósito en dos vasos mediante un muro divisorio, permitiendo que no se interrumpa el servicio en situaciones de limpieza o reparación.

-Otros condicionantes:

- La vida útil del proyecto se establece en 50 años.
- La construcción se ubica en un ambiente tipo IV
- Se considera un nivel de control de ejecución normal para elementos ejecutados “in situ”.

## 7-MATERIALES

A continuación se citan los materiales empleados para la realización de la estructura. Su elección aparece justificada en el documento “Anejo de cálculo”:

- Hormigón estructural: HA-30/F/20/IV
- Hormigón de limpieza: HL-150/F/20
- Acero de 500 N/mm<sup>2</sup> de resistencia característica: B500S
- Pintura bituminosa de impermeabilización
- Tubos dren
- Capa de gravas para el sistema drenante
- Juntas “wáter-stop” y de poliestireno expandido
- Geotextil

## 8-ACCIONES

A continuación se detallan en las siguientes tablas las acciones que solicitan la estructura y la tipología de las mismas, clasificándolas conforme a los grupos establecidos por la Instrucción española atendiendo a la intensidad de actuación, a la variación en el espacio y a la variación en el tiempo.

La clasificación establecida aparece argumentada en el documento “Anejo de cálculo”.



Se muestran tres tablas, cada una de las cuales se centra en las acciones que solicitan a un elemento determinado (alzado de muro, zapata de cimentación, losa de fondo) en la sección considerada más desfavorable.

MURO (SECCIÓN EMPOTRAMIENTO)						
ACCIONES	CLASIFICACIÓN			CARGA	UNIDADES	
PESO PROPIO DEL ALZADO	PERMANENTE (G)			25	KN/m <sup>2</sup>	
EMPUJE HIDROSTÁTICO	PERMANENTE (G)			57,5	KN/m	
ACCIONES REOLÓGICAS	PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE (G*)			N.C	N.C	
EMPUJES DEL TERRENO	PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE (G*)			ACTIVO	112	KN/m
				REPOSO	181,84	KN/m
				DEBIDO A LA SCU (Act)	0,308	KN/m
				DEBIDO A LA SCU (Rep)	0,5	KN/m
SISMO	ACCIDENTAL (A)			MONONOBE-OKABE		
				ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA		
ZAPATA DE CIMENTACIÓN						
PESO DEL AGUA	PERMANENTE (G)			10	KN/m <sup>3</sup>	
PESO DE LAS GRAVAS	PERMANENTE (G)			22	KN/m <sup>3</sup>	
PESO DE LA ZAPATA	PERMANENTE (G)			25	KN/m <sup>3</sup>	
SCT	VARIABLE (Q)			1	KN/m <sup>2</sup>	
LOSA DE CIMENTACIÓN						
PESO DE LA LOSA	PERMANENTE (G)			25	KN/m <sup>3</sup>	
SCU	VARIABLE (Q)			100	KN/m	

*NOTA: Las acciones mostradas en la anterior tabla no son excluyentes, es decir, en la losa de cimentación por ejemplo, además del peso propio de la losa y de la sobrecarga de uso, ésta estará sometida además al peso del agua. La tabla anterior se entiende asumiendo que las acciones que anteceden el elemento en cuestión pueden afectarlo, apareciendo en los recuadros los que le afectan exclusivamente.*

## 9-MODELIZACIÓN

La modelización estructural va a depender del elemento tratado y del método de cálculo que se desea emplear.

En una primera aproximación, el alzado de los muros de las zonas alejadas de esquinas y nudos, se idealizan como muro ménsula empotrado en cimentación, realizando un cálculo mediante métodos aproximados de aplicación directa. Dichos cálculos se ejecutarán sobre una serie de hojas de cálculo basadas en la sistemática de cálculo que se detalla en el documento “Anejo de cálculo”, desarrolladas para agilizar los resultados de los mismos.

Además, conscientes del efecto esquina en esta tipología estructural, se realiza un análisis de las zonas de nudos y esquinas mediante métodos aproximados de un modelo de placas empotradas, con el fin de obtener un orden de magnitud aproximado de los momentos de flexión horizontal y vertical, así como de las tracciones inducidas.

Con el auxilio del software de cálculo de estructuras SAP2000 v18, se realiza un modelo más sofisticado de placas triempotradas, que permite el análisis espacial de la estructura y muestra su funcionamiento de forma global. Los algoritmos empleados por SAP2000 permiten obtener de forma totalmente integrada la modelación, el análisis y el dimensionamiento de la estructura, realizando el cálculo estructural mediante el Método de los Elementos Finitos (MEF).

Para dar solución a las zapatas de cimentación de los muros se diseña un método de predimensionamiento, que se implementa en hojas de cálculo Excel, que permite el volcado de diversas gráficas conducentes a la elección de la geometría y características de éstas enfocadas a optimizarla.

Las losas de fondo se analizan y dimensionan con el auxilio del SAP2000.

Se resume a continuación la secuencia empleada y desarrollada en el “Anejo de cálculo”.

Establecidas las bases de cálculo se analizan las combinaciones de acciones. La combinación de acciones se realizará de acuerdo a la situación persistente o transitoria para el caso de dimensionamiento en Estado Límite Último (ELU) para solicitaciones normales y de corte, y de acuerdo a la combinación cuasi permanente para realizar la comprobación en Estado Límite de Servicio (ELS) de Fisuración de los elementos de la estructura.

- Combinación de acciones en situación persistente o transitoria (ELU):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación de acciones en situación cuasi permanente (ELS):

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

Se plantean en ambos modelos las siguientes hipótesis de carga con la finalidad de obtener los esfuerzos pésimos en cada situación.

HIPÓTESIS DE CARGA							
ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)							
N°	SITUACIÓN	DESCRIPCIÓN	ELEMENTO	ET	SCT	AGUA	SISMO
1	Persistente o transitoria	Empuje de tierras-Depósito vacío	Muro perimetral	1,6	-	-	-
2	Persistente o transitoria	Empuje de tierras+SCT-Depósito vacío	Muro Perimetral	1,6	1,6	-	-
3	Persistente o transitoria	Depósito lleno-Sin empuje de tierras	Todos los Muros	-	-	1,5	-
4	Accidental	Depósito lleno-Empuje tierras	Muro Perimetral	1	0,6	1	1
ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS)							
5	Persistente o transitoria	Empuje de tierras+SCT-Depósito lleno	Muro perimetral	1	1	1	1
6	Persistente o transitoria	1Vaso lleno-1Vaso vacío	Muro divisório	1	1	1	1

*\*NOTA: Los valores de los recuadros anteriores hacen referencia a los coeficientes totales a aplicar a la acción característica para la obtención del valor de cálculo de la acción.*

No se ha considerado en el cálculo el resguardo en situación persistente o transitoria, quedando esta elección argumentada en el “Anejo de cálculo”.

El análisis de las anteriores hipótesis de cargas determinan los esfuerzos obtenidos en los distintos modelos empleados. Estos esfuerzos quedan detallados en el “Anejo de cálculo”.

## 9.1-MODELO EXCEL

### 9.1.1-Análisis y cálculo de los muros

Con el objetivo de desarrollar el análisis y cálculo del alzado de los muros se plantea la modelización de la estructura mediante dos idealizaciones distintas de ésta, realizando dos análisis distintos que se engloban dentro del modelo Excel.

Tratando las paredes del depósito como una placa triempotrada, en la cimentación y en las dos paredes laterales, y con el borde superior libre, aparecen momentos flectores en las direcciones vertical y horizontal, y para determinar sus leyes proponemos hacer uso de las Tablas de Bares (1970) que se adjuntan al final de este apartado (“Modelo de las Tablas de Bares (1970)”). Además, debido a las dimensiones de la estructura, los flectores verticales también se obtendrán idealizando ésta como una ménsula empotrada en su base, funcionamiento similar al que presentarían los muros en sus zonas centrales, al despreciarse el efecto esquina (“Modelo de muro ménsula”).

El primero de ellos, que se ha denominado “Modelo de las Tablas de Bares (1970)”, permite tener en cuenta el denominado “efecto esquina”, de forma que el comportamiento de la estructura idealizada (placas empotradas) se asemeje al comportamiento real de la estructura en dichas regiones. La sistemática de cálculo seguida se presenta minuciosamente en el “Anejo de cálculo”.

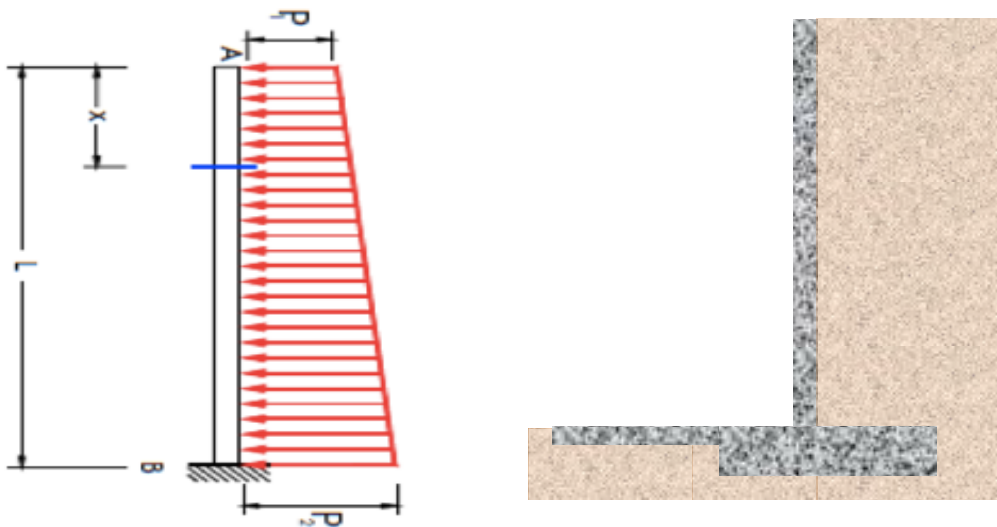
Respecto al “Modelo de muro ménsula”, el alzado se divide en 11 secciones entre coronación y empotramiento, separadas 0,575 metros, para las que se obtendrán los esfuerzos solicitantes, pasando posteriormente al dimensionamiento para una sección de longitud unitaria y 0,6 metros de espesor. Se sigue la siguiente formulación para la obtención de los esfuerzos en función de la profundidad de las tierras o del agua (x):

- Cortantes ( $V_x$ ):

$$V(x) = \frac{P_2 - P_1}{2} * \frac{x^2}{L} - P_1$$

- Momentos flectores ( $M_x$ ):

$$M(x) = -\frac{x^2}{6L} * [(P2 - P1) * x + 3L * P1]$$



Se pretende la obtención de los esfuerzos solicitantes en cada una de las regiones estudiadas e hipótesis de cargas planteadas, permitiéndonos obtener las envolventes de esfuerzos pésimos, tanto para el dimensionamiento frente a sollicitaciones normales y a cortante en Estado Límite Último, como para la comprobación de la abertura característica de fisura (ELS), teniendo en cuenta la interacción flector-cortante (envolventes decaladas).

Obtenidos los esfuerzos pésimos para cada sección se procede al dimensionamiento seccional en ELU frente a sollicitaciones normales en primera instancia, y a la comprobación frente a esfuerzos cortantes en segunda instancia.

A continuación se propone una posible distribución de armado que cumpla con los requisitos resistentes derivados del dimensionamiento seccional y



de la comprobación del cortante, para realizar posteriormente la comprobación del Estado Límite de Servicio de Fisuración.

El cumplimiento del ELS de Fisuración en este tipo de estructuras es de gran importancia, ya que las condiciones necesarias para el buen funcionamiento de la estructura requieren de una estanqueidad elevada, siendo las fisuras zonas en las que la ésta se podría ver mermada. Aunque en estructuras sumergidas no se esperan fenómenos de corrosión de las armadura, la variación relativamente frecuente en el nivel de aguas del depósito no permite aceptar dicha consideración, siendo el agua un agente oxidante. Por tanto, la limitación de la abertura de fisura característica también tendrá sentido por requisitos de durabilidad. Frecuentemente, el armado finalmente dispuesto viene condicionado por la comprobación de éste Estado Límite.

Se comprueba el cumplimiento del Estado Límite de Servicio de Fisuración, y, en caso de que los resultados no sean aceptables, se procede a la modificación del armado propuesto en primera instancia por condiciones resistentes (ELU), amén a los criterios y argumentos detallados en el anejo de cálculo, proponiéndose un armado final que cumpla las limitaciones impuestas en este Estado Límite de Servicio.

### *9.1.2-Sistemática de cálculo para el dimensionamiento seccional*

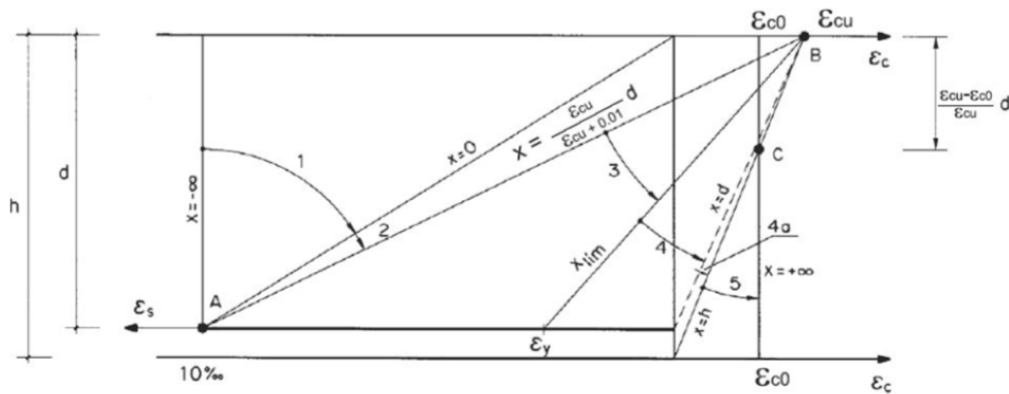
#### *9.1.2.1-Modelo resistente en rotura*

En primer lugar se expondrá el modelo de comportamiento resistente en rotura de secciones de hormigón estructural y posteriormente se explicarán la sistemática a seguir en este proceso de dimensionamiento.

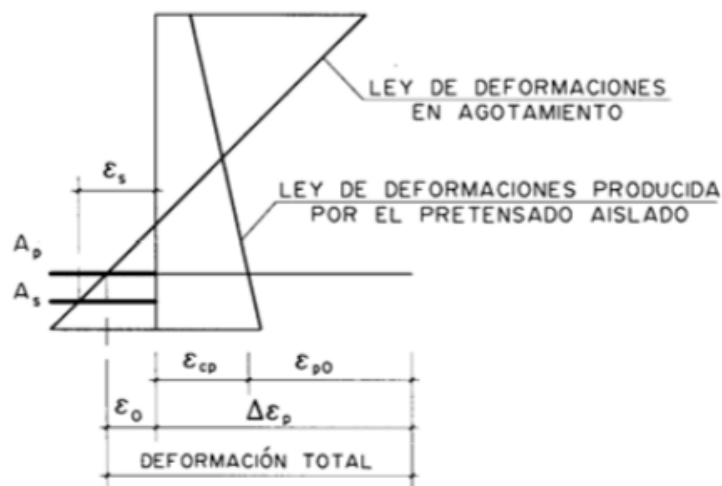
##### *9.1.2.1.1 Hipótesis básicas*

La instrucción EHE-08 establece en el artículo 42.1.2 las hipótesis básicas del modelo:

- a) La rotura de la sección se define mediante un diagrama de pivotes que se determina fijando los valores de agotamiento de los materiales en unas fibras concretas:

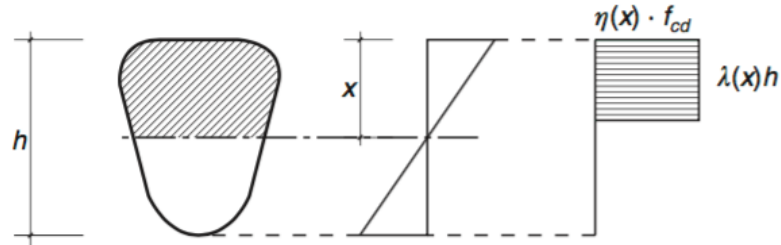


- b) La deformación del hormigón  $\varepsilon_c$  a cualquier cota  $z$ , la deformación de cada armadura pasiva  $\varepsilon_s$  y el incremento de deformación de cada armadura activa respecto al estado de neutralización  $\Delta\varepsilon_p$  pueden deducirse suponiendo una ley plana de deformaciones.



- c) Las deformaciones totales de las armaduras activas deben tener en cuenta sus respectivas deformaciones de neutralización.
- d) Las tensiones de cada una de las fibras del hormigón pueden obtenerse a partir de las deformaciones mediante la utilización de algunos de los diagramas tensión-deformación definidos en el

artículo 39.5 de la EHE-08. Se ha adoptado en este anejo de cálculo el diagrama rectangular.



$$\eta(x) = \eta \quad \text{si } 0 < x \leq h$$

$$\eta(x) = 1 - (1 - \eta) \frac{h}{x} \quad \text{si } h \leq x < \infty$$

$$\lambda(x) = \lambda \frac{x}{h} \quad \text{si } 0 < x \leq h$$

$$\lambda(x) = 1 - (1 - \lambda) \frac{h}{x} \quad \text{si } h \leq x < \infty$$

donde:

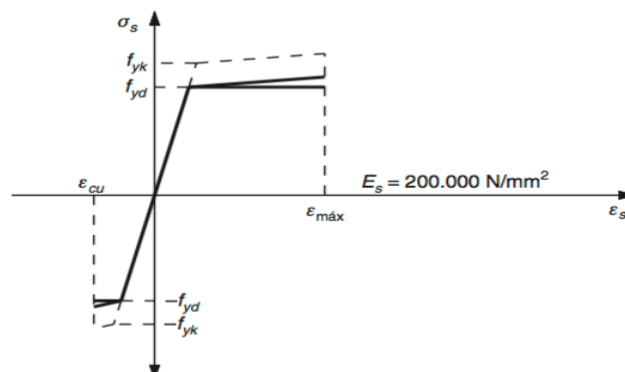
$$\eta = 1,0 \quad \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \quad \text{si } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = 0,8 \quad \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

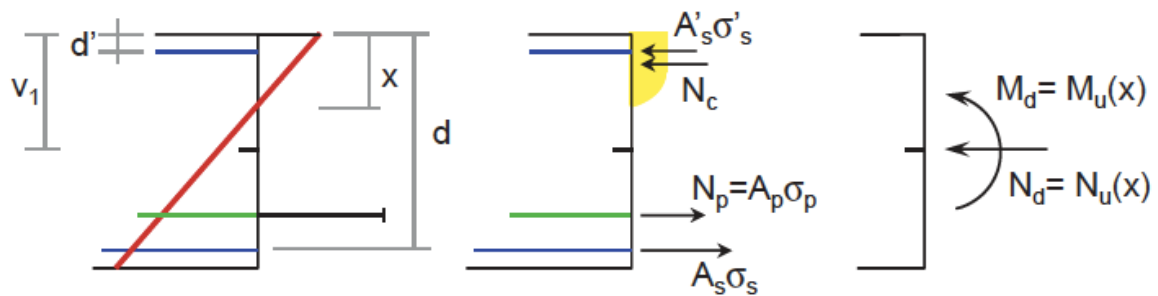
$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad \text{si } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

e) La tensión de cada una de las armaduras pasivas puede obtenerse a partir de su deformación utilizando el diagrama definido en el artículo 38.4 de la EHE-08. Se ha empleado el diagrama bilineal con rama horizontal.



- f) La tensión de cada una de las armaduras activas puede obtenerse a partir de su deformación utilizando el diagrama definido en los artículos 38.5 y 38.7 de la EHE-08.

#### 9.1.2.1.2 Esfuerzos de agotamiento de la sección



Fijados el valor de la fibra neutra y el signo de la curvatura de la sección, el esfuerzo axial y el momento flector resistidos por la sección ( $N_u(x)$ ,  $M_u(x)$ ) se obtienen mediante la integración de los esfuerzos de cada elemento diferencial de área de la sección de hormigón y de las armaduras tanto activas como pasivas:

$$N_u(x) = \int_{A_c} \sigma_c(x) \cdot dA + \sum_{i=1}^{n_s} A_{si} \cdot \sigma_{si}(x)$$

$$M_u(x) = \int_{A_c} \sigma_c(x) \cdot z \cdot dA + \sum_{i=1}^{n_s} A_{si} \cdot \sigma_{si}(x) \cdot e_{si}$$

#### 9.1.2.1.3 Proceso de dimensionamiento

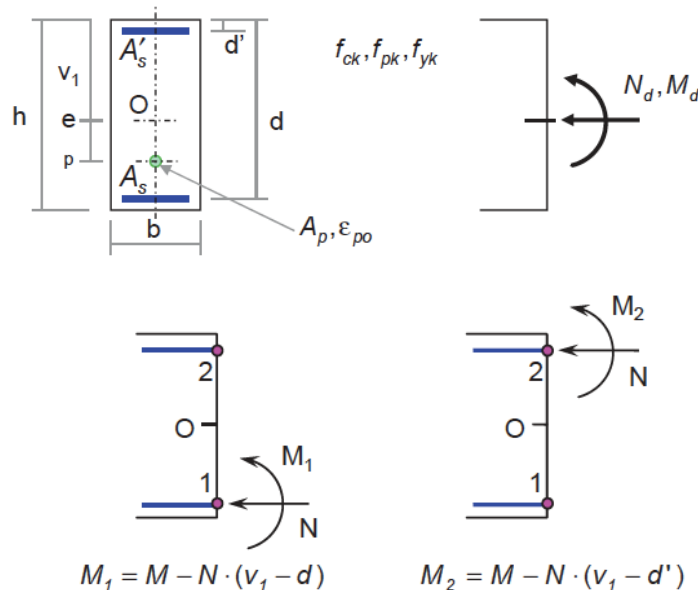
El dimensionamiento de una sección consiste en determinar las armaduras pasivas necesarias para que la sección sometida a la sollicitación de cálculo ( $N_d$ ,  $M_d$ ) resista frente a ELU de agotamiento por sollicitaciones normales.

Cuando la armadura se dispone en dos capas, el dimensionamiento consiste en calcular las áreas  $A_s$  y  $A'_s$  cuyas posiciones son conocidas o supuestas, siendo la armadura estrictamente necesaria aquella que para la sollicitación de cálculo actuante, haga que se verifique una situación de rotura definida por el diagrama de pivotes. En la situación en que la armadura de la sección esté definida en dos capas, la sollicitación resistente se obtiene de la suma

de cuatro componentes: la del hormigón, la de las armaduras activas, la de la armadura inferior y la de la armadura superior:

$$N_d = N_c(x) + N_p(x) + \sigma_s(x) \cdot A_s + \sigma'_s(x) \cdot A'_s$$

$$M_d = M_c(x) + M_p(x) + \sigma_s(x) \cdot A_s \cdot (v_1 - d) + \sigma'_s(x) \cdot A'_s \cdot (v_1 - d')$$



Estas dos ecuaciones no permiten calcular directamente las dos armaduras  $A_s$  y  $A'_s$  porque la posición de la fibra neutra no está determinada, siendo necesario formular una tercera ecuación que permita determinar las tres incógnitas,  $A_s$ ,  $A'_s$  y  $x$ . La tercera ecuación puede establecerse bien a partir de una posición de fibra neutra prefijada o bien a partir de condiciones de ductilidad y economía, siendo esta última opción la elegida en este anejo.

En la figura anterior puede observarse la formulación mediante la cual, se puede eliminar la intervención de una de las dos armaduras en el cálculo.

Habiendo elegido dimensionar la sección a partir de condiciones de ductilidad y economía, éstas conducen a que el dimensionamiento más adecuado sea aquel que, cuando actúe la sollicitación de cálculo, la sección alcance un modo de rotura con plastificación del acero en tracción. Para ello, siempre que sea posible, la profundidad de la fibra neutra del plano de deformaciones en rotura debería ser inferior a la profundidad límite ( $x_{lim}$ ) definida de la siguiente forma:

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d$$

No siempre se podrá alcanzar un modo de rotura con  $x < x_{lim}$ , será necesario pues, adoptar en estos casos el criterio de dimensionamiento que conduzca a la menor cuantía de armadura aunque no estén plastificadas en tracción.

Según los valores de la sollicitación de cálculo, se adoptan diferentes criterios de dimensionamiento, por ello es necesario identificar las zonas del plano N-M en las que se aplica cada uno de estos criterios.

Dichas zonas se determinan como sigue:

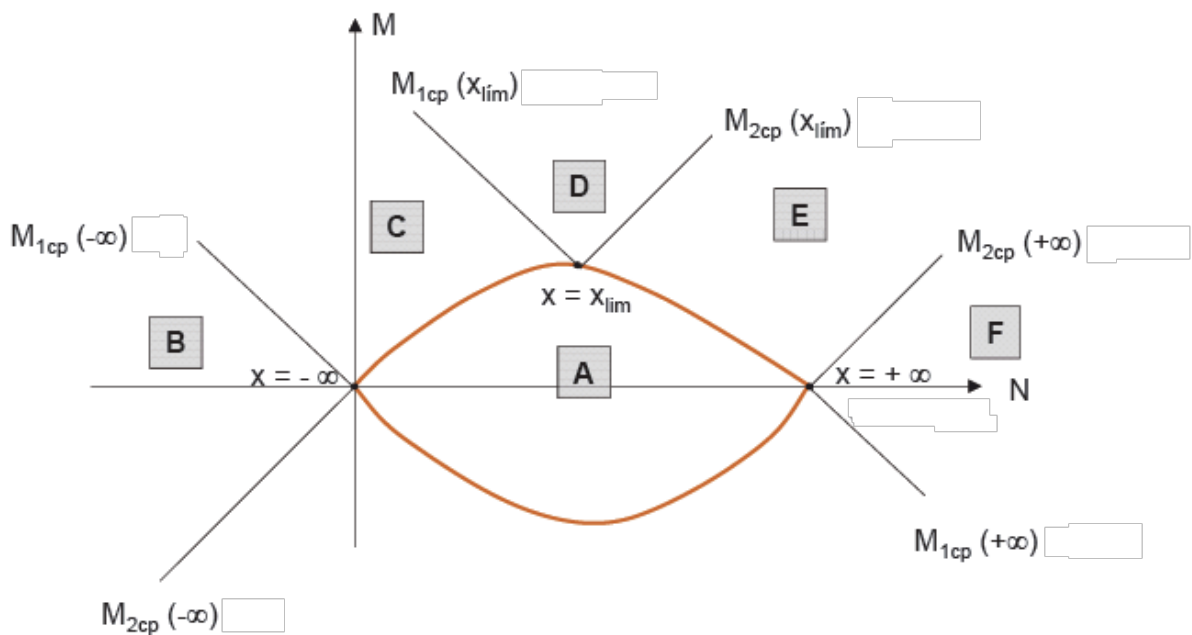
Zona B:  $M_{1d} \leq M_{1c}(-\infty)$

Zona C:  $M_{1c}(-\infty) < M_{1d} \leq M_{1c}(x_{lim})$

Zona D:  $M_{1c}(x_{lim}) < M_{1d}$  y  $M_{2d} \geq M_{2c}(x_{lim})$

Zona E:  $M_{2c}(x_{lim}) > M_{2d} \geq M_{2c}(\infty)$

Zona F:  $M_{2c}(\infty) > M_{2d}$



En función de la zona de dimensionamiento en que se sitúa el par Axil-Momento, se escoge un criterio de dimensionamiento y se determinará el área de armadura necesaria con las ecuaciones siguientes:

Zona B: Criterio de dimensionamiento

$$x = -\infty$$

$$A'_s = \frac{M_{1d} - M_{1c} (-\infty)}{-f_{yd} \cdot (d - d')}$$

$$A_s = \frac{-N_d - f_{yd} \cdot A'_s}{f_{yd}}$$

Zona C: En esta zona no es necesaria armadura comprimida. Se determina la profundidad de la fibra neutra en rotura y se comprueba que es inferior al valor de  $x_{lim}$ , aplicándose ésta para la determinación de la armadura traccionada.

Criterio de dimensionamiento

$$A'_s = 0$$

$$M_{1d} = M_{1c}(x) = f_{cd} \cdot b \cdot 0'8 \cdot x \cdot (d - 0'4 \cdot x)$$

$$A_s = \frac{N_d - N_c(x)}{-f_{yd}}$$

Zona D: Criterio de dimensionamiento

$$A'_s = \frac{M_b - M_b(x_{lim})}{f_{yc,d} \cdot (d - d')}$$

$$A_s = \frac{N_c(x_{lim}) + f_{yc,d} \cdot A'_s - N_d}{f_{yd}}$$

Zona E: En esta zona no es necesaria armadura traccionada. Se determina la profundidad de la fibra neutra en rotura y se comprueba que es inferior al valor de  $h$ , aplicándose ésta para la determinación de la armadura comprimida.

Criterio de dimensionamiento

$$A_s = 0$$

$$M_{2d} = M_{2c}(x) = f_{cd} \cdot b \cdot 0'8 \cdot x \cdot (d' - 0'4 \cdot x)$$

$$A'_s = \frac{N_d - f_{cd} \cdot b \cdot 0'8 \cdot x}{f_{yc,d}}$$

Zona F: Criterio de dimensionamiento

 $X = +\infty$ 

$$A'_s = \frac{N_d - f_{cd} \cdot b \cdot h - f_{yc,d} \cdot A_s}{f_{yc,d}}$$

$$A'_s = - \frac{M_{2d} - M_{2c}(+\infty)}{f_{yc,d} \cdot (d - d')}$$

### 9.1.3-Comprobación ELU de Cortante

Este tipo de estructuras se diseñan generalmente para la no disposición de armadura de cortante, atribuyendo la resistencia frente a este esfuerzo a la sección de hormigón mayoritariamente.

A continuación se describirá la sistemática de cálculo seguida para realizar tal comprobación.

#### 9.1.3.1-Comprobaciones a realizar

Según el artículo 44.2.3 de la EHE-08, el Estado Límite por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad V_{rd} \leq V_{u2}$$

Donde:

$V_{rd}$  Esfuerzo cortante efectivo

$V_{u1}$  Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

$V_{u2}$  Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = K f_{tcd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

Siendo:



$f_{1cd}$  Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} = 0,60f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{1cd} = (0,90 - f_{ck}/200)f_{cd} \geq 0,50f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$$

$b_0$  Anchura neta mínima del elemento, definida de acuerdo con 40.3.5.

K Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$K = 1,00$  para estructuras sin pretensado o sin esfuerzo axil de compresión

$K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$  para  $0 < \sigma'_{cd} \leq 0,25f_{cd}$

$K = 1,25$  para  $0,25f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,50f_{cd}$

$K = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$  para  $0,50f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1,00f_{cd}$

donde:

$\sigma'_{cd}$  Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva) que, en pilares, debe calcularse teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras comprimidas.

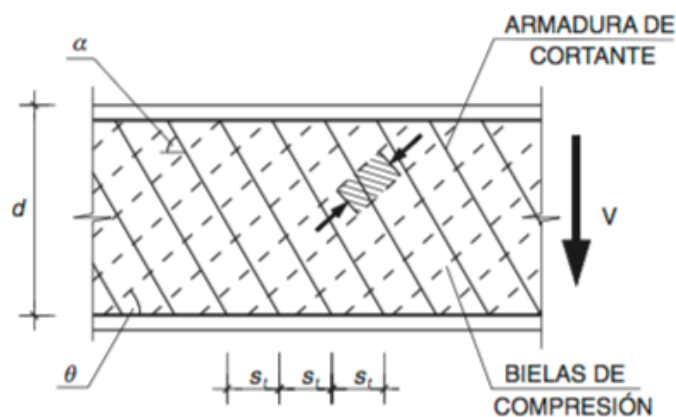
$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A_s f_{yd}}{A_c}$$

$N_d$  Esfuerzo axil de cálculo (compresión positiva) incluyendo el pre- tensado con su valor de cálculo.

$A_c$  Área total de la sección de hormigón.

- $A_s$  Área total de armadura comprimida. En compresión compuesta puede suponerse que toda la armadura está sometida a la tensión  $f_{yd}$
- $f_{yd}$  Resistencia de cálculo de la armadura  $A_s'$
- Para armaduras pasivas  $f_{yd} = \sigma'_{sd}$
- $\alpha$  Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza
- $\vartheta$  Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. Se adoptará un valor que cumpla:

$$0,5 \leq \cotg \theta \leq 2,0$$



### Obtención de $V_{u2}$ . Piezas sin cortante

En piezas sin armadura de cortante (este caso) en regiones no fisuradas ( $M_{fis} > M_d$ ) la resistencia de cortante debe limitarse a :

$$V_{u2} = \frac{l \cdot b_0}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_1 \sigma'_{cd} f_{ct,d}}$$

donde:

- $M_d$  Momento de cálculo de la sección.  
 $M_{fis,d}$  Momento de fisuración de la sección calculado con  $f_{ct,d} = f_{ct,k}/\gamma_c$ .  
 $I$  Momento de inercia de la sección transversal.  
 $b_0$  Ancho del alma según punto 44.2.1.  
 $S$  Momento estático de la sección transversal.  
 $f_{ct,d}$  Resistencia de cálculo a tracción del hormigón.  
 $\sigma'_{cd}$  Tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado.
- $\alpha_l = l_x / (1,2 \cdot l_{bpt}) \leq 1$  para tendones pretensados.  
 $= 1$  para otros tipos de pretensado anclados por adherencia.
- $l_x$  Distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.
- $l_{bpt}$  Longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm, que puede tomarse según punto 70.2.3.

$$l_{bpt} = \phi \sigma_p / 21$$

donde:

- $\sigma_p$  Tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm<sup>2</sup>.  
 $\phi$  Diámetro de la armadura activa, en mm.

En regiones fisuradas ( $M_d > M_{fis}$ ) el cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

Con un valor mínimo:

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

donde:

$f_{cv}$  Resistencia efectiva del hormigón a cortante en  $\text{N/mm}^2$  de valor  $f_{cv} = f_{ck}$  con  $f_{cv}$  no mayor que  $15 \text{ N/mm}^2$  en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón, siendo  $f_{ck}$  la resistencia a compresión del hormigón, que a efectos de este apartado no se considerará superior a  $60 \text{ N/mm}^2$ .

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) < 2,0 \quad \text{con } d \text{ en mm.}$$

$d$  Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión siempre que ésta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión (punto 44.2.3.4.2).

$\sigma'_{cd}$  Tensión axial media en el alma de la sección (compresión positiva).

Esta limitación no aplica al apartado 44.2.3.2.1.1 «Piezas sin armadura de cortante en regiones no fisuradas ( $M_d \leq M_{fis,d}$ )».

$N_d$  Axil de cálculo incluyendo la fuerza de pretensado existente en la sección en estudio. En el caso de piezas con armaduras pretesas se podrá considerar una variación lineal de la fuerza de pretensado desde el extremo de la pieza hasta una distancia igual a 1,2 veces la longitud de transferencia,  $l_{dpt}$  (ver 44.2.3.2.1.1). En apoyos interiores de estructuras continuas con armadura activa pasante, no se considerará la contribución del axil de pretensado en el cálculo de  $N_d$ .

$\rho_l$  Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que  $d$  a partir de la sección de estudio

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0,02$$

En hipótesis de flexión simple las formulaciones anteriormente expuestas se pueden simplificar como sigue:

$$V_{u1} = 0.30 f_{cd} b_0 d : \quad V_{u2} = 0.12 \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_0 d$$

### 9.1.4-Comprobación ELS de Fisuración

En el caso de los depósitos, la comprobación del ELS de Fisuración adquiere una enorme trascendencia, ya que de su correcto cumplimiento depende la funcionalidad y durabilidad del mismo, siendo generalmente el armado finalmente dispuesto el determinado para satisfacer dicho Estado Límite.

La Instrucción EHE nos impone que las tensiones de compresión en el hormigón cumplan:

$$\sigma_c \leq 0,60 f_{ckj}$$

siendo  $f_{ckj}$  la resistencia característica a  $j$  días (edad del hormigón en el momento considerado).

Respecto a la fisuración por solicitaciones de tracción, EHE nos obliga a satisfacer la inecuación:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$$

siendo:

$w_k$ ; la abertura característica de fisura.

$w_{m\acute{a}x}$ ; la abertura máxima de fisura permitida.

**Valores máximos de abertura de fisuras en función de la clase de exposición ambiental.**

Clase de exposición	$w_{m\acute{a}x}$ (mm)	
	Concreto reforzado (para la combinación cuasi permanente de acciones).	Concreto pretensado (para la combinación frecuente de acciones).
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 <sup>(1)</sup>
IIIa, IIIb, IV, F, Qa <sup>(2)</sup>	0.2	Descompresión
IIIc, Qb <sup>(2)</sup> , Qc <sup>(2)</sup>	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que el acero de presfuerzo se encuentre en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasi permanente de acciones.

(2) La limitación relativa a la clase Q, sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar al refuerzo. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

La abertura característica de fisura se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

siendo:

$\beta$ : coeficiente del cuantil 95% en la distribución gaussiana de anchos de fisura, que vale 1,64

$s_m$ : separación media entre fisuras, en mm:

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c, eficaz}}{A_{s, eficaz}}$$

con:

$c$ : espesor del recubrimiento, en mm.

$s$ : separación entre ejes de barras, en mm. Si  $s > 15\phi$  se introduce en la fórmula  $s = 15\phi$ .

$k_1$ : coeficiente que vale 0,125 para flexión simple.

$\phi$ : diámetro de las barras en mm. Si se emplean barras de distintos diámetros, se toma el diámetro de la mayor.

$A_{c, eficaz}$ : área de hormigón allí donde las barras influyen en la abertura de fisuras:

Si  $s \leq 15\phi$ , entonces  $A_{c, eficaz} = b(\text{ancho unitario}) \cdot h/4$

Si  $s > 15\phi$ , entonces  $A_{c, eficaz} = 15\phi \cdot h/4$

$A_{s, eficaz}$ : área total de las armaduras situadas dentro del área  $A_{c, eficaz}$ .

$\varepsilon_{sm}$ : alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - k_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,88 \cdot d \cdot A_s}$$

$E_s$ : módulo de deformación longitudinal de las barras de acero;  $E_s = 200.000$  N/mm<sup>2</sup>.

$k_2$ : coeficiente de valor 0,5 (pues las cargas son de larga duración).

$$\sigma_{sr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ctm}}{0,9 \cdot d \cdot A_s}$$

con:

Mk: momento flector por unidad de anchura bajo la combinación para la que se comprueba la fisuración.

d: canto útil de la sección;  $d = h - c - \phi/2$

As: área total de la armadura de tracción existente en el ancho unitario de cálculo.

b: ancho unitario de la sección.

h: canto total de la sección.

f<sub>ctm</sub>: resistencia media a tracción del hormigón, en N/mm<sup>2</sup>;

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

## 9.2-MODELO SAP2000

Se modelizan las paredes del alzado del muro como placas triempotradas al igual que se hizo en el modelo Excel para analizar y dimensionar la zona de esquina y de transición de éstas.

SAP2000 es un software de cálculo estructural que nos da la posibilidad de trabajar empleando el MEF. A continuación se describe resumidamente el método de cálculo de los elementos finitos:

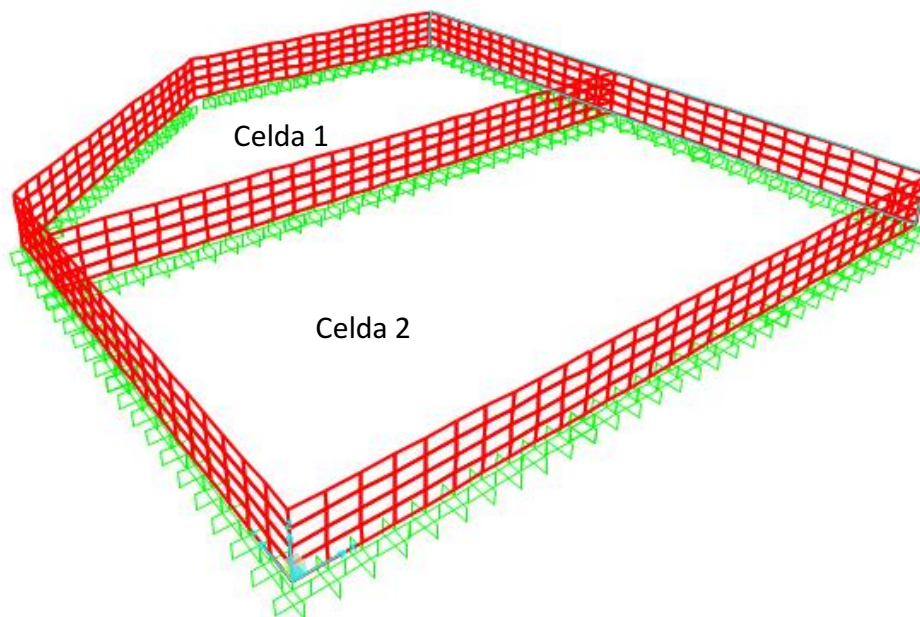
La idea general del Método de los Elementos Finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos.

Las ecuaciones que rigen el comportamiento del continuo regirán también el del elemento. De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no.

El método de los elementos finitos supone, para solucionar el problema, el dominio discretizado en subdominios denominados elementos. El dominio se divide mediante puntos (en el caso lineal), mediante líneas (en el caso bidimensional) o superficies (en el caso tridimensional) imaginarias, de forma que el dominio total en estudio se aproxime mediante el conjunto de porciones (elementos) en que se subdivide.

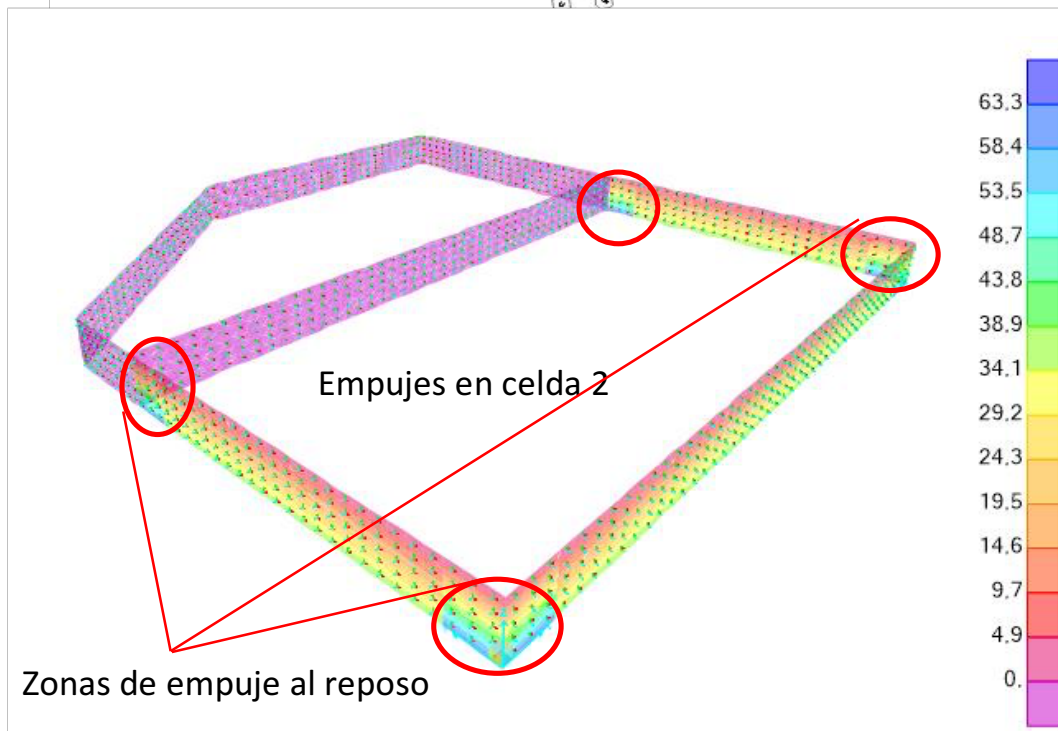
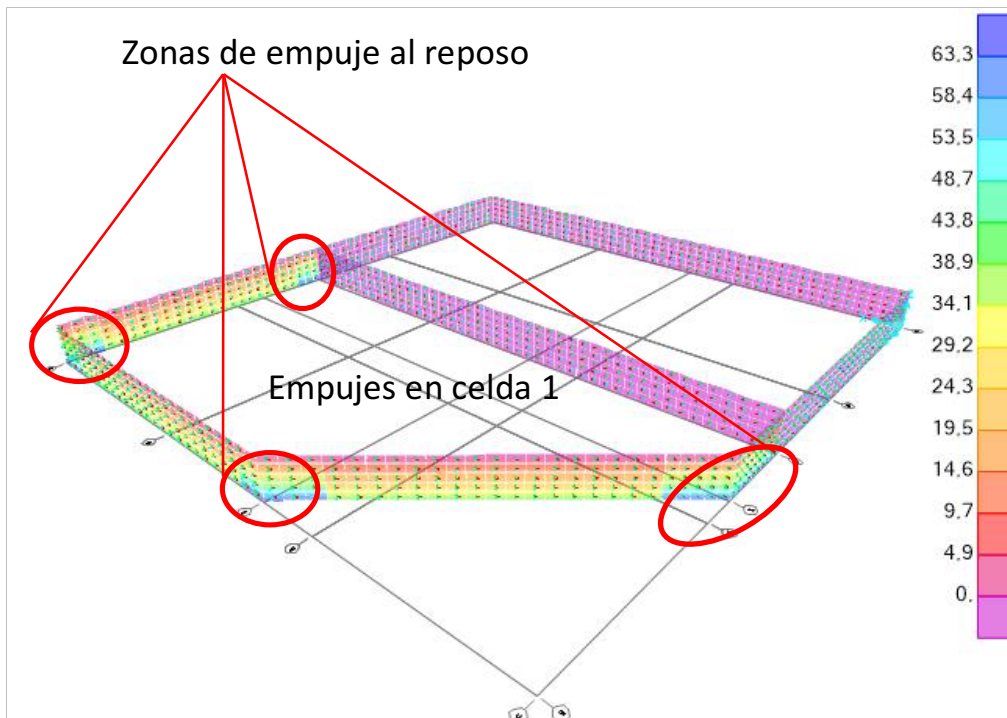
Los elementos se definen por un número discreto de puntos, llamados nodos, que conectan entre si los elementos. Sobre estos nodos se materializan las incógnitas fundamentales del problema. En el caso de elementos estructurales estas incógnitas son los desplazamientos nodales, ya que a partir de éstos podemos calcular el resto de incógnitas que nos interesen: tensiones, deformaciones,... A estas incógnitas se les denomina grados de libertad de cada nodo del modelo. Los grados de libertad de un nodo son las variables que nos determinan el estado y/o posición del nodo.

Geometría inicial





En concordancia con el Modelo Excel, en las zonas de esquinas y nudos en que la deformidad del alzado es menor, se considerará actuando el empuje al reposo mientras que en el resto de la estructura el empuje considerado será el activo.



### 9.2.1-Comprobación ELU de Cortante

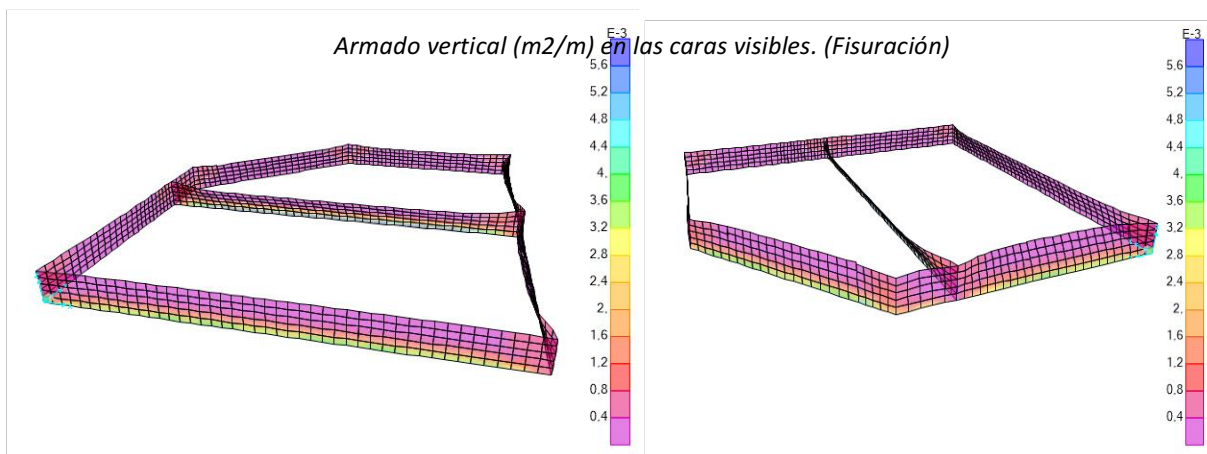
Con el software SAP2000 no es posible realizar un dimensionamiento ni comprobación seccional frente a esfuerzos cortantes, se empleará pues la sistemática presentada en el modelo Excel.

### 9.2.2-Comprobación ELS de Fisuración

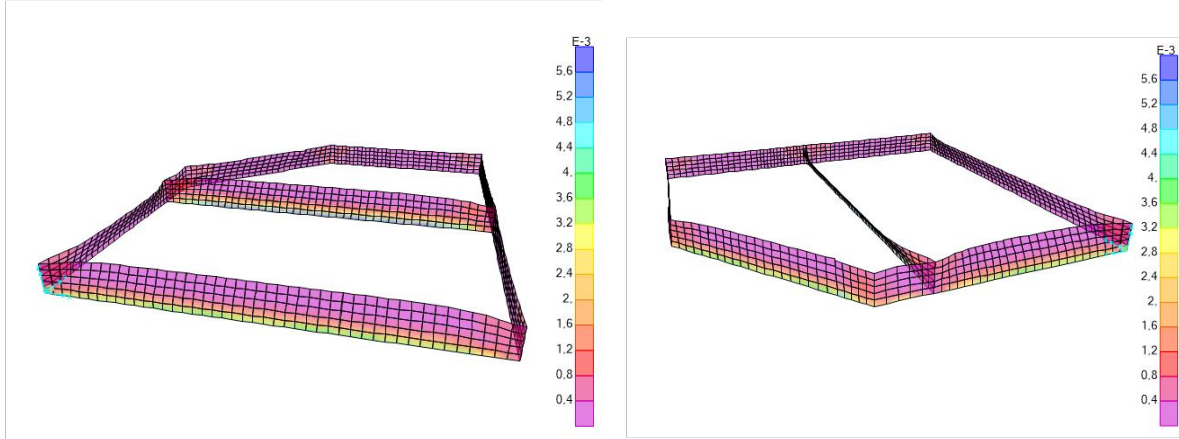
Ocurre lo mismo que en el apartado anterior, pero para esta comprobación emplearemos un método simplificado de carácter aproximado consistente en limitar el límite elástico del acero, de tal forma que las deformaciones sean menores y se presenten aberturas de fisuras menores.

Valores de límite elástico del acero en torno a 130 MPa presentan, en principio, aberturas de fisuras válidas para la estructura calculada.

Se trata de obtener un armado necesario por condiciones de fisuración aproximativo y poder realizar la comparativa con los



resultados del método obtenidos mediante el método expuesto en la EHE.



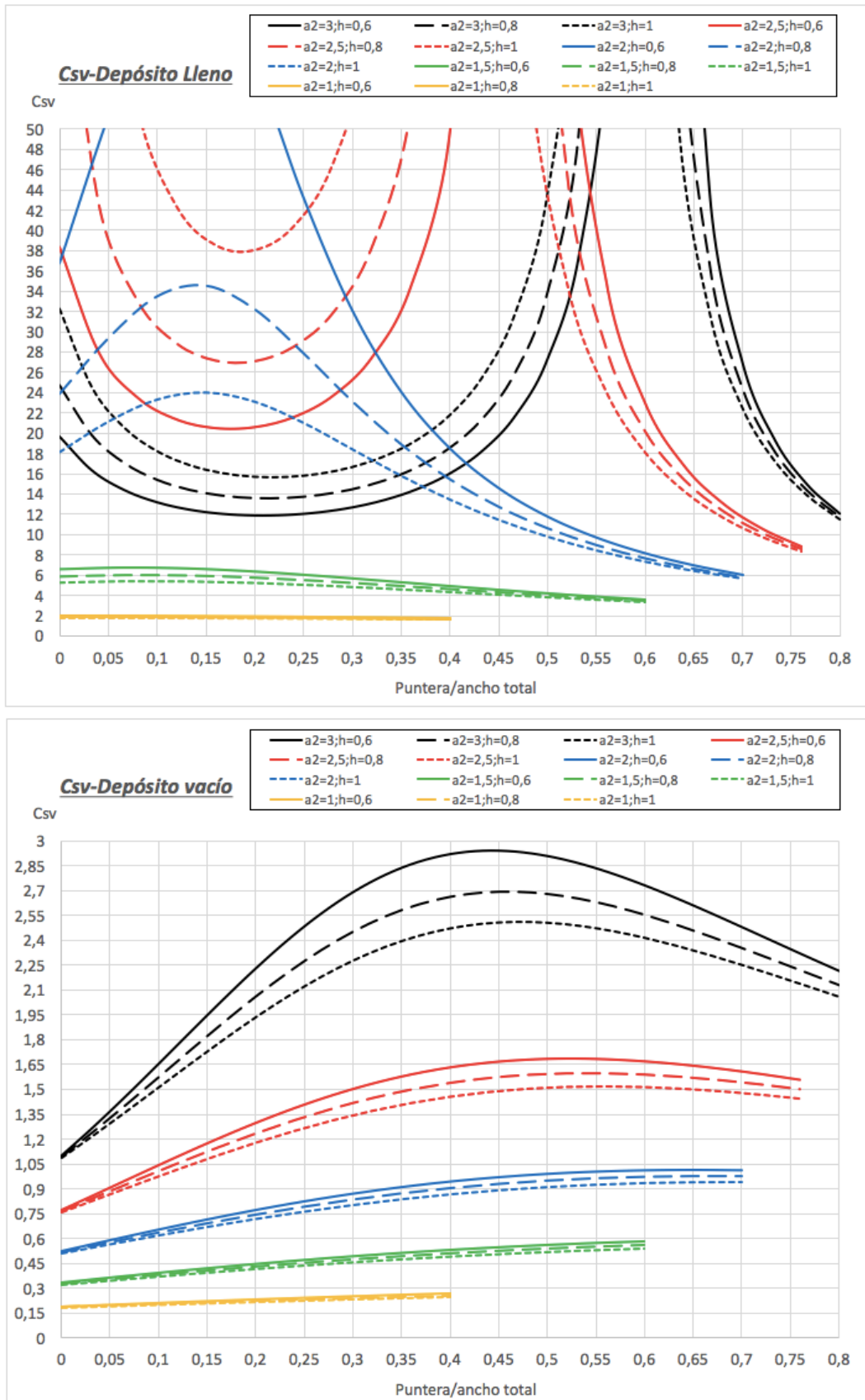
## 10-SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

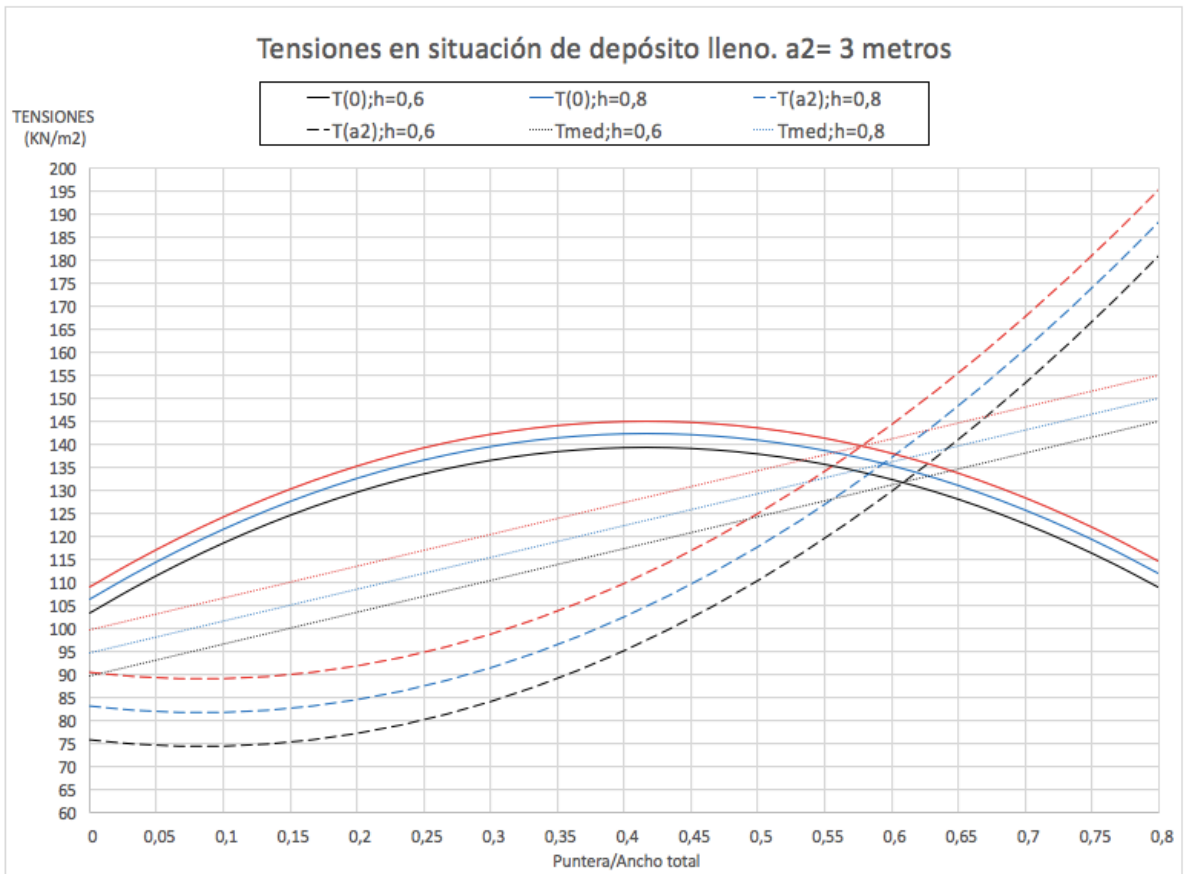
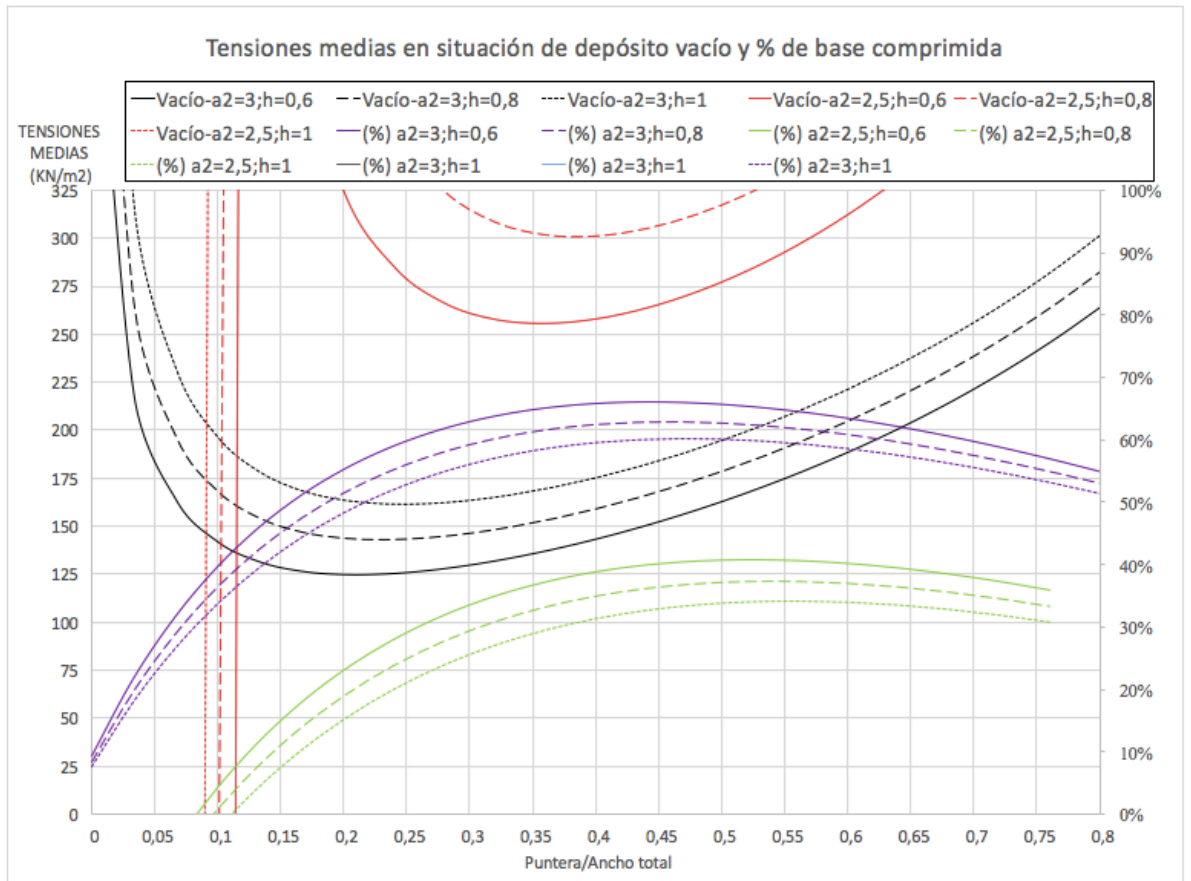
### 10.1-SOLUCIÓN Y CÁLCULO DE LA CIMENTACION PERIMETRAL DE LOS MUROS.

Para solucionar la cimentación de los muros se ha desarrollado un sistema de predimensionamiento de las zapatas corridas con la finalidad de evitar iteraciones innecesarias en la comprobación de las dimensiones de la misma que consuman excesivo tiempo, permitiéndonos, además, proponer la solución óptima funcionalmente, atendiendo a los condicionantes de partida y a los criterios de diseño empleados, en todas las situaciones de servicio, incluso en situaciones de limpieza o reparación.

Para las zapatas perimetrales, el sistema seguido se basa fundamentalmente en el análisis y comparación de las tensiones sobre el suelo en función de la excentricidad física de la base del alzado del muro, para cada una de las hipótesis consideradas. Para ello, las hojas de cálculo implementadas vuelcan gráficamente las variaciones de las variables estudiadas, y permiten inferir la solución óptima por criterios funcionales. El dimensionamiento estructural así como la comprobaciones a cortante y a fisuración también se determinan de igual forma. En el “Anejo de cálculo” se describe minuciosamente la sistemática de análisis empleada.

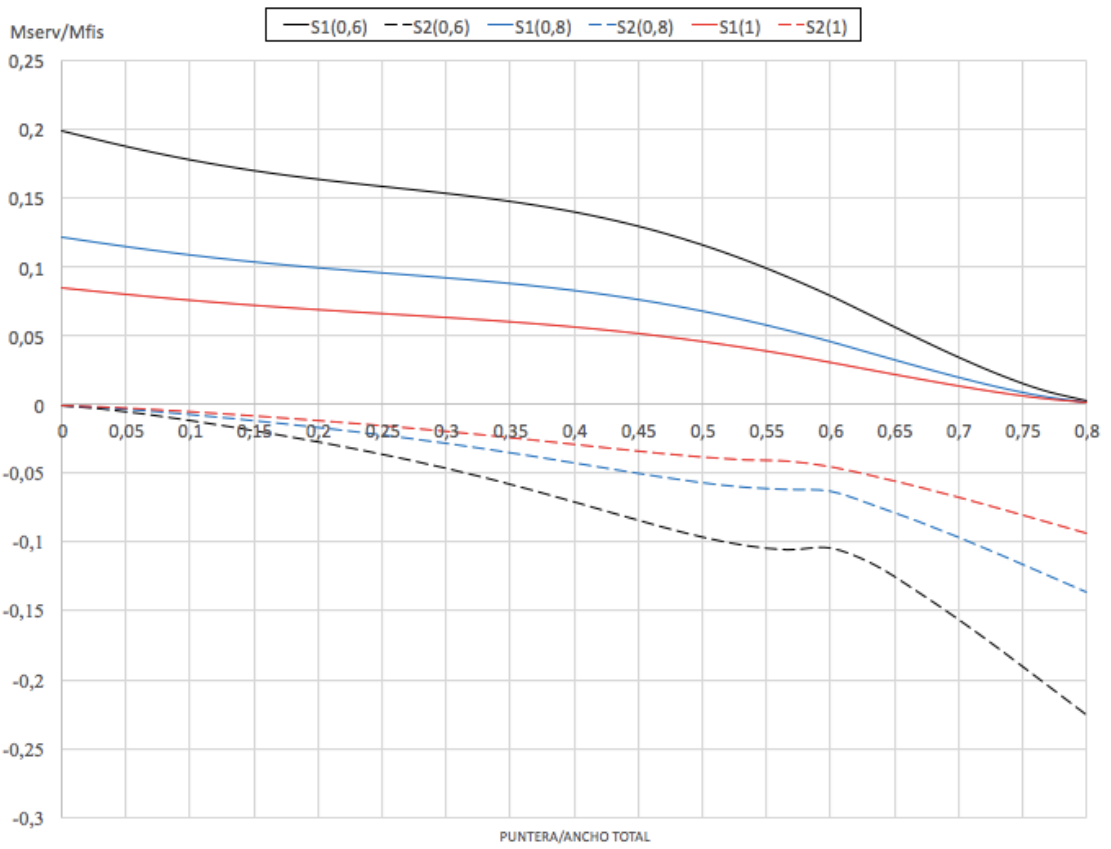
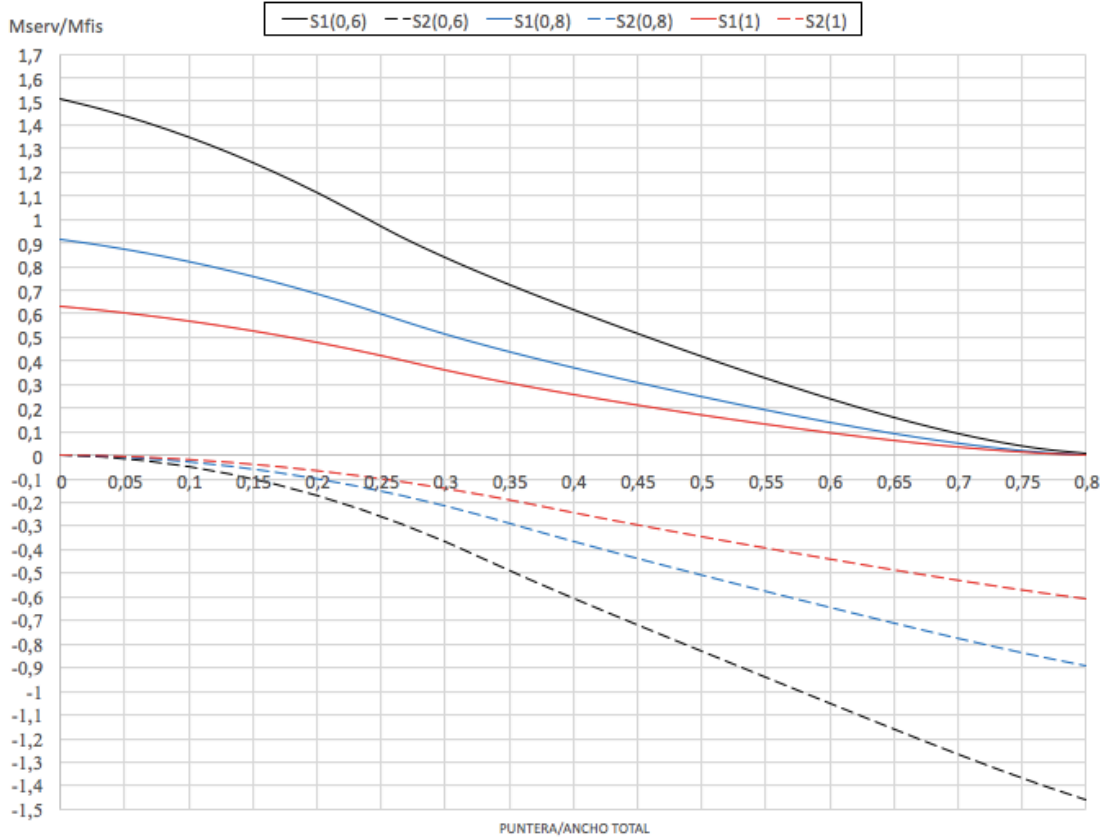
Se muestran a continuación las gráficas empleadas para la elección de la geometría de la zapata y el dimensionamiento de ésta:

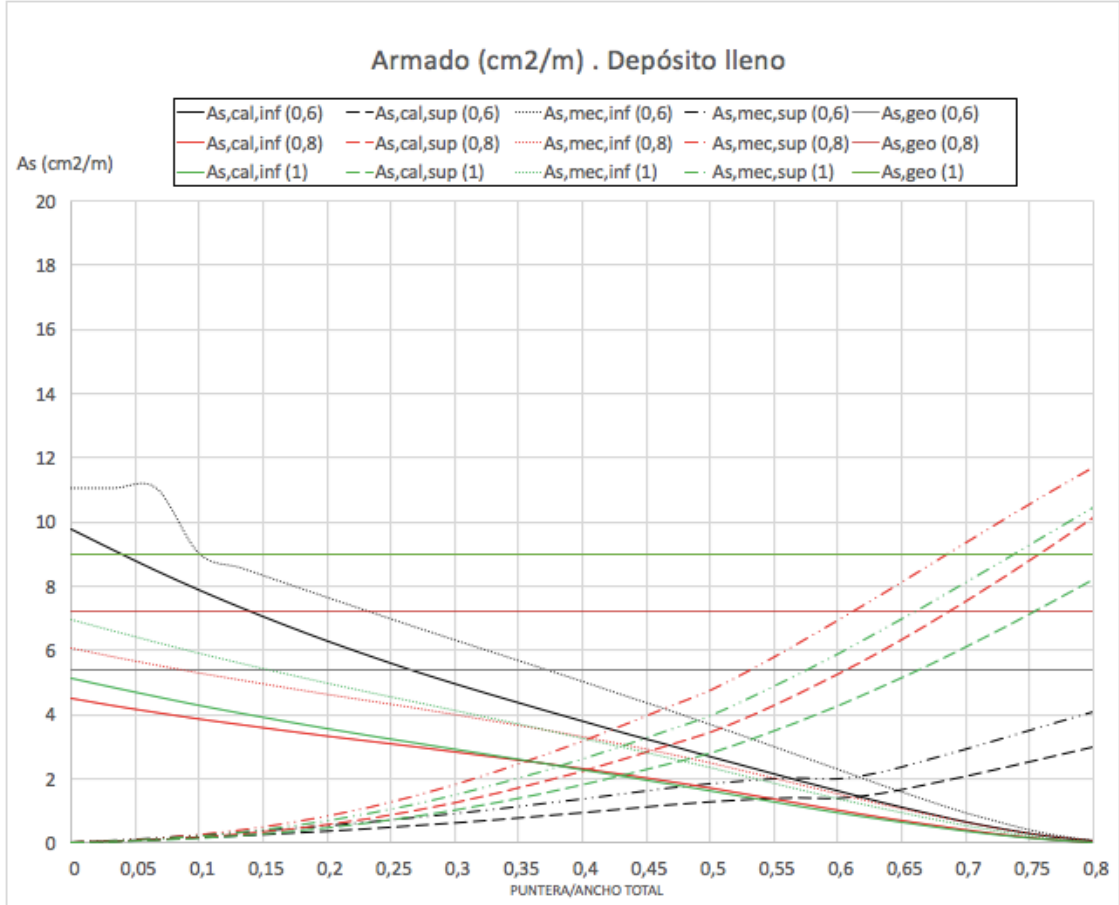
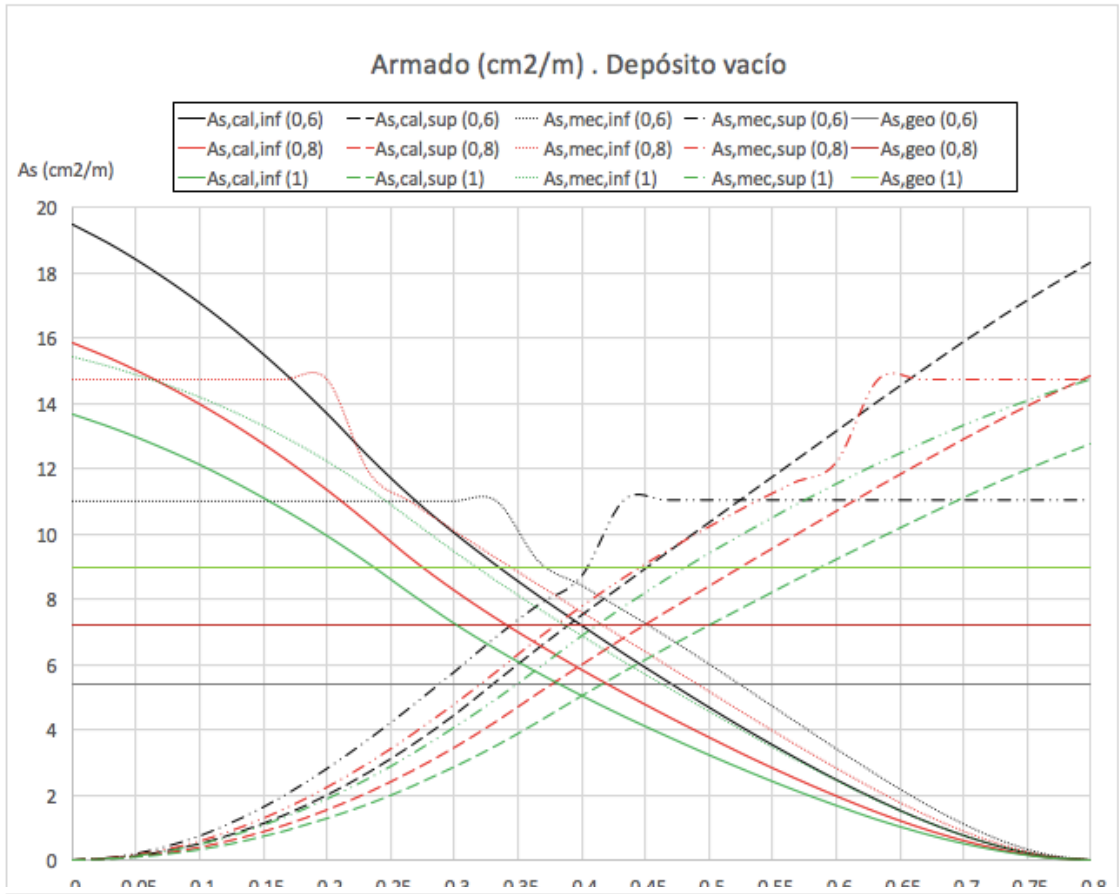


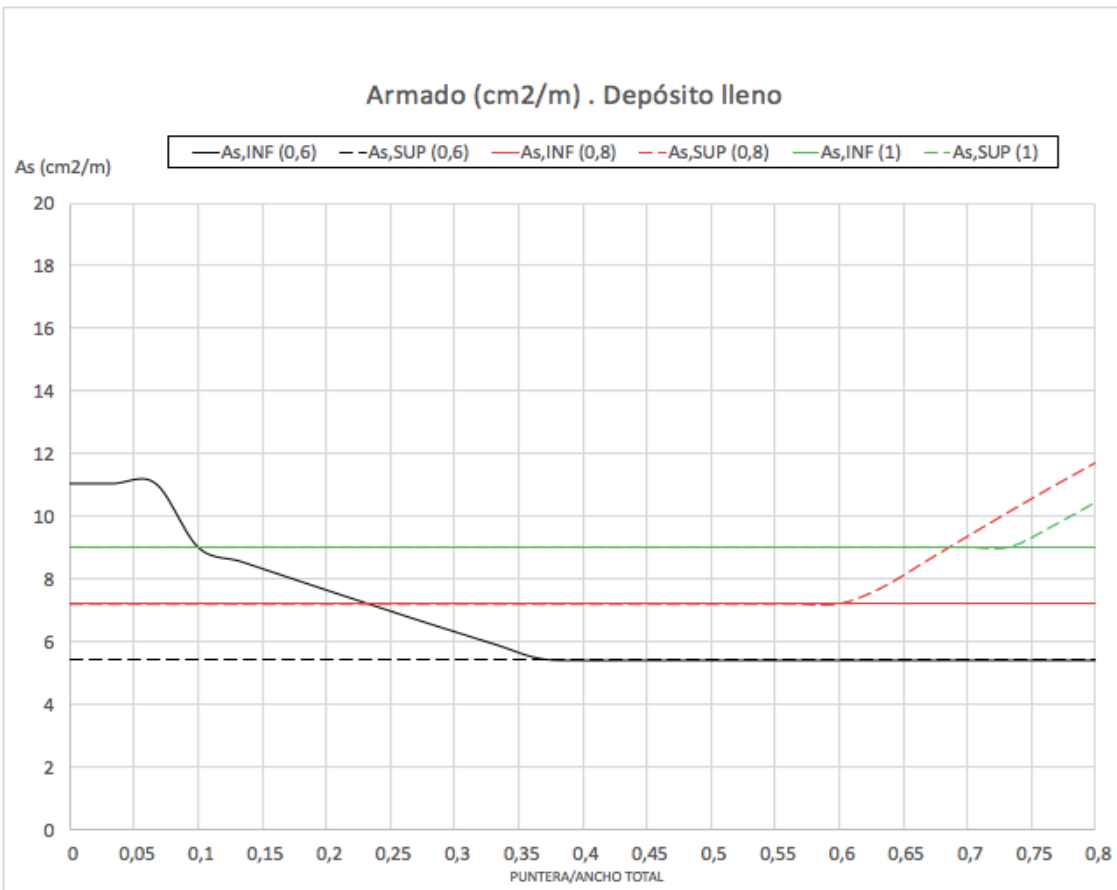
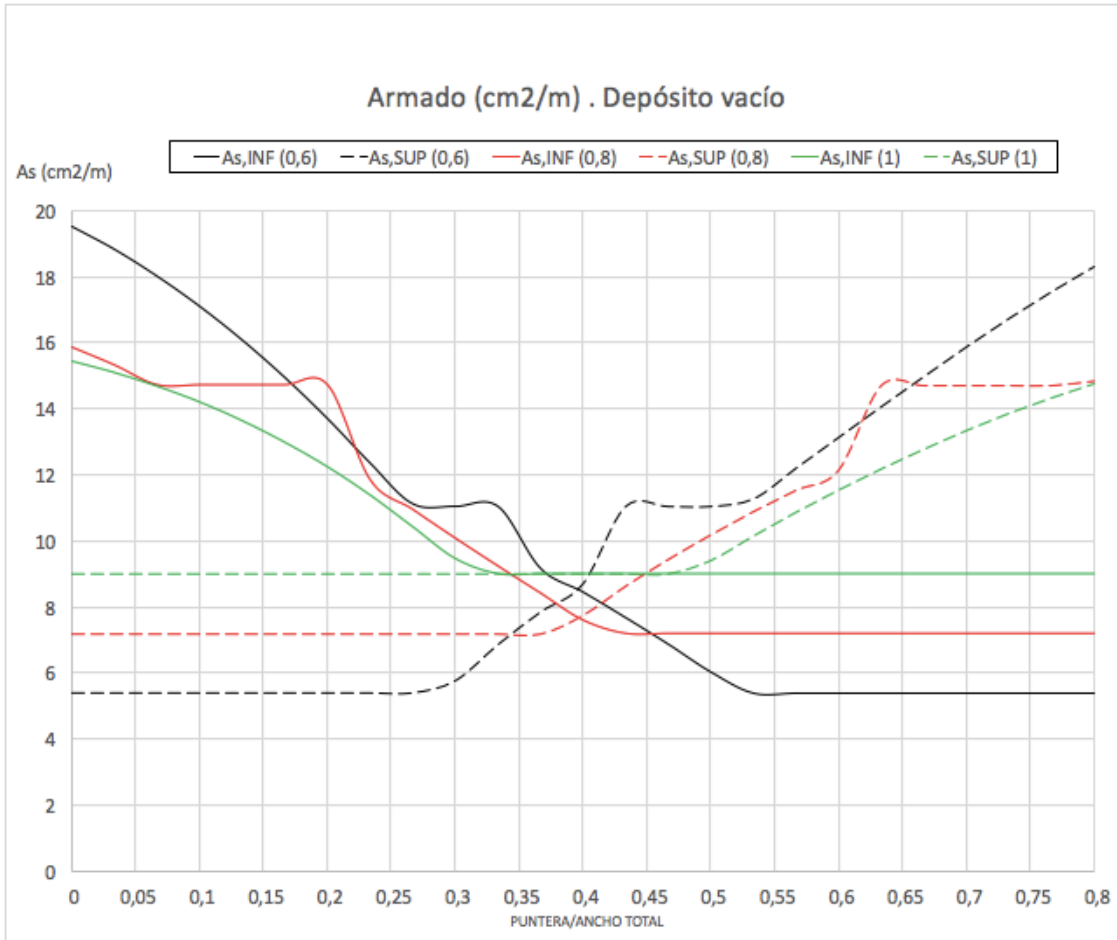




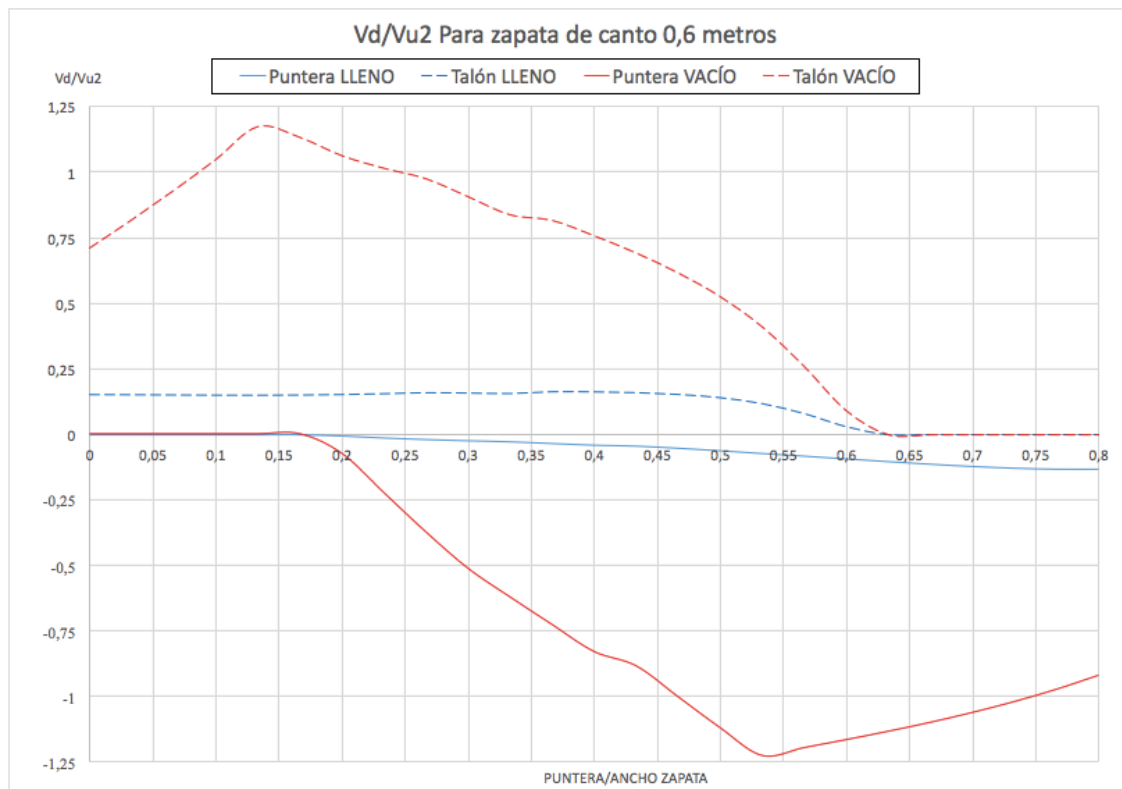
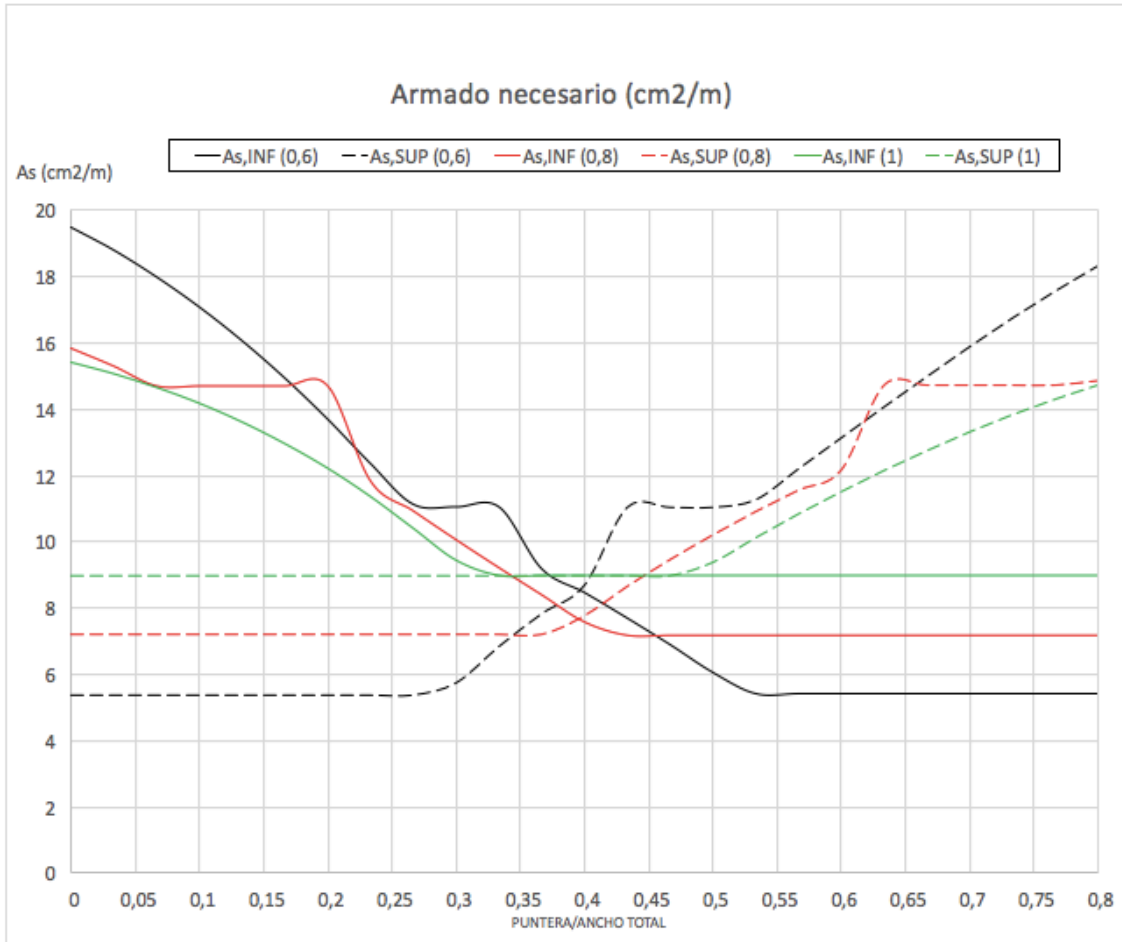
### Mserv/Mfis en secciones S1 y S2- Depósito vacío











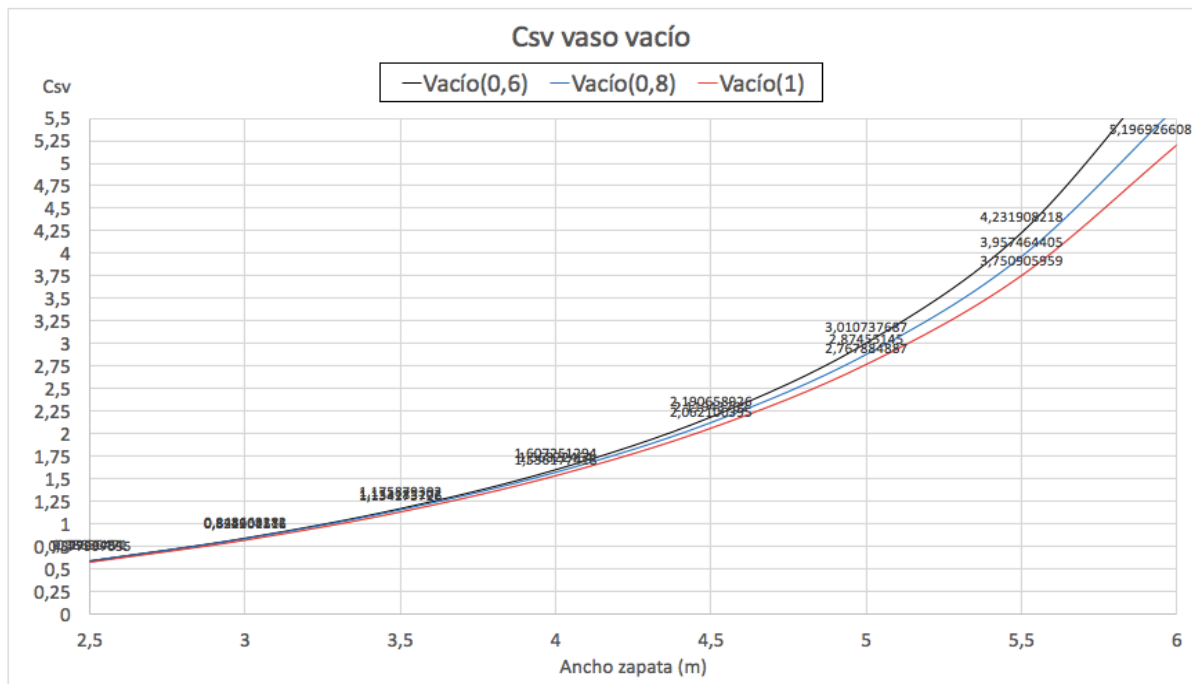
## 10.2-SOLUCIÓN Y CÁLCULO DE LA CIMENTACION DEL MURO DIVISORIO

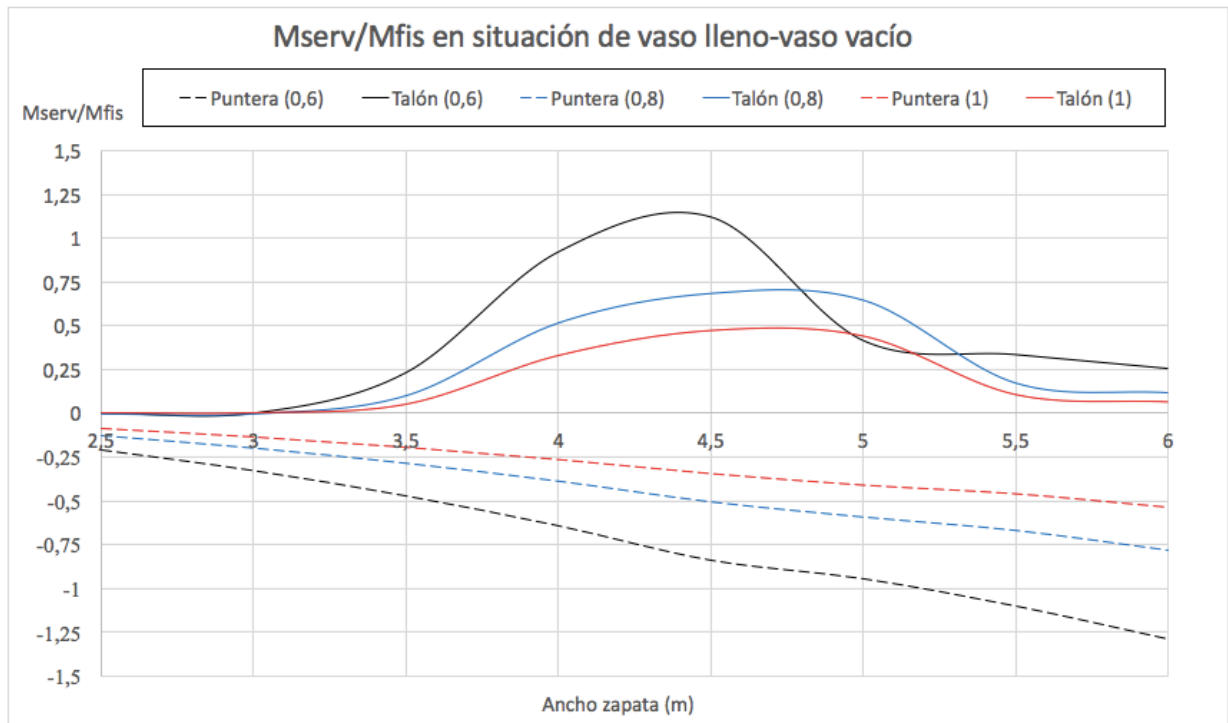
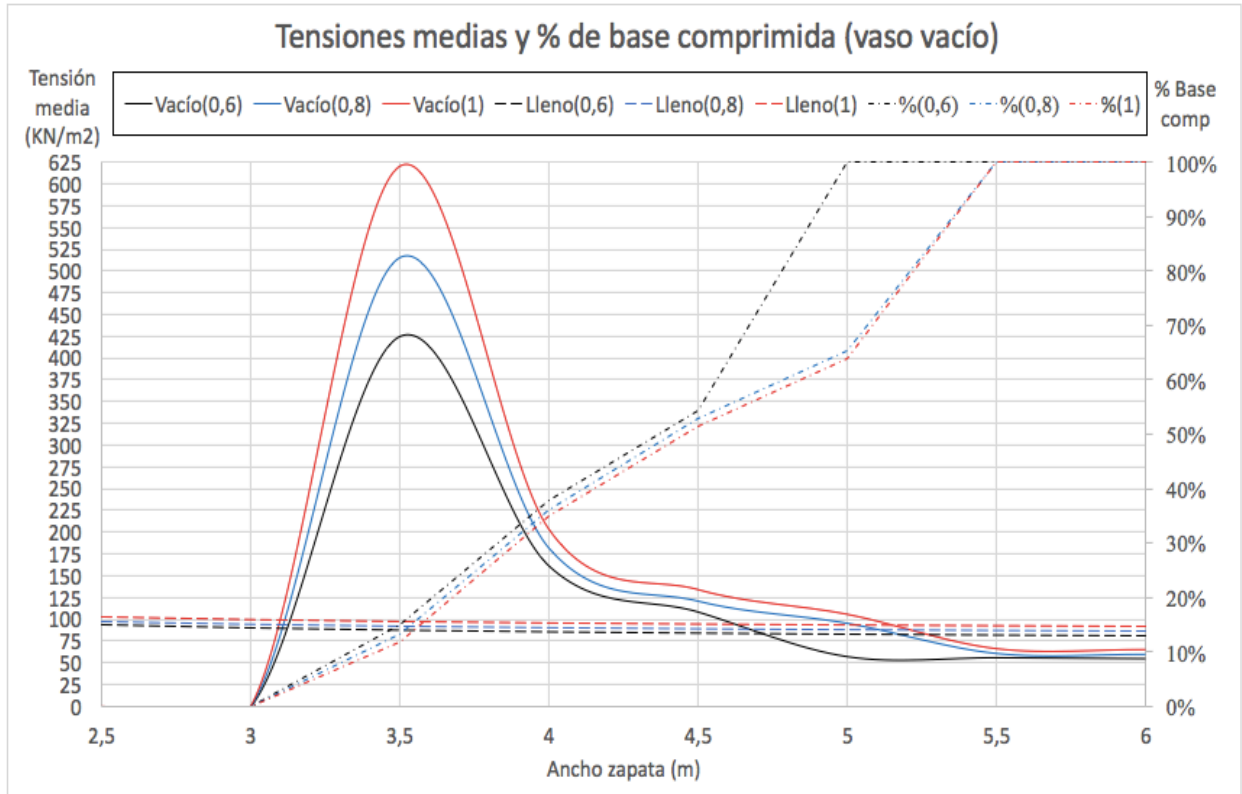
Se realiza el dimensionamiento y, por tanto, las comprobaciones pertinentes quedan verificadas, si se cumple con determinados requisitos, de la misma forma que se hizo para la zapata perimetral, es decir, con el empleo de las gráficas que vuelcan los resultados de las hojas Excel programadas.

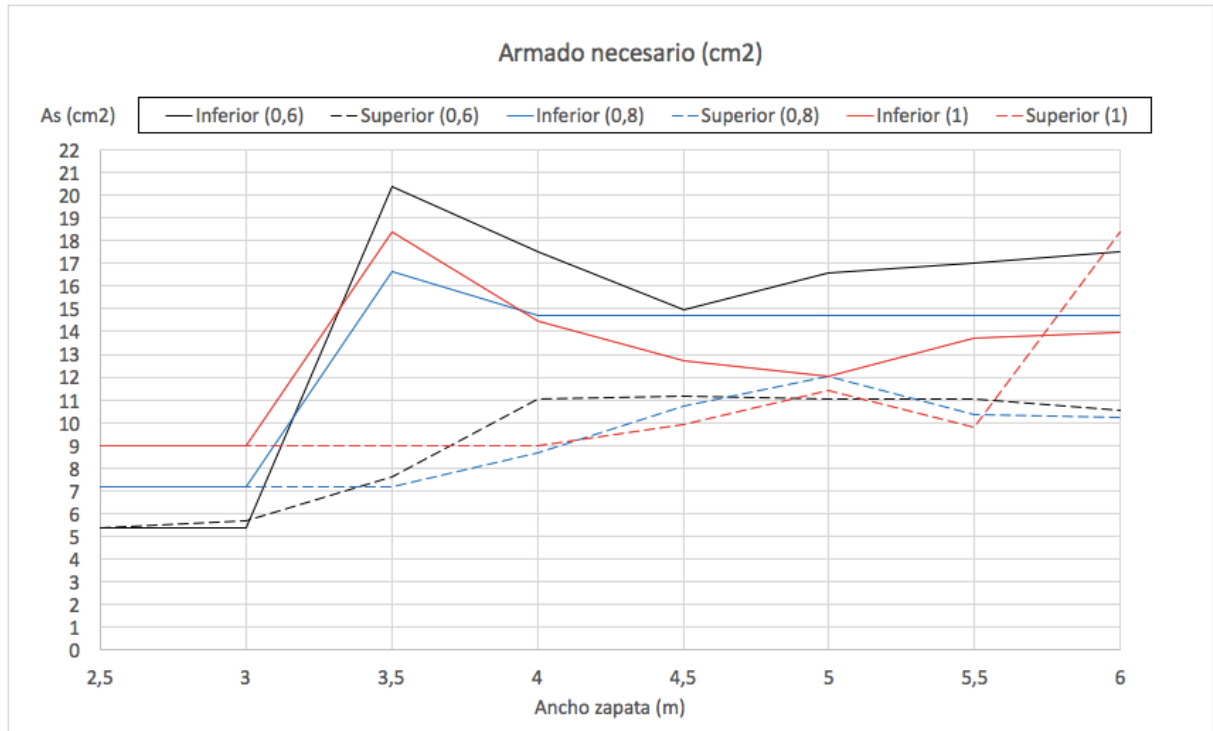
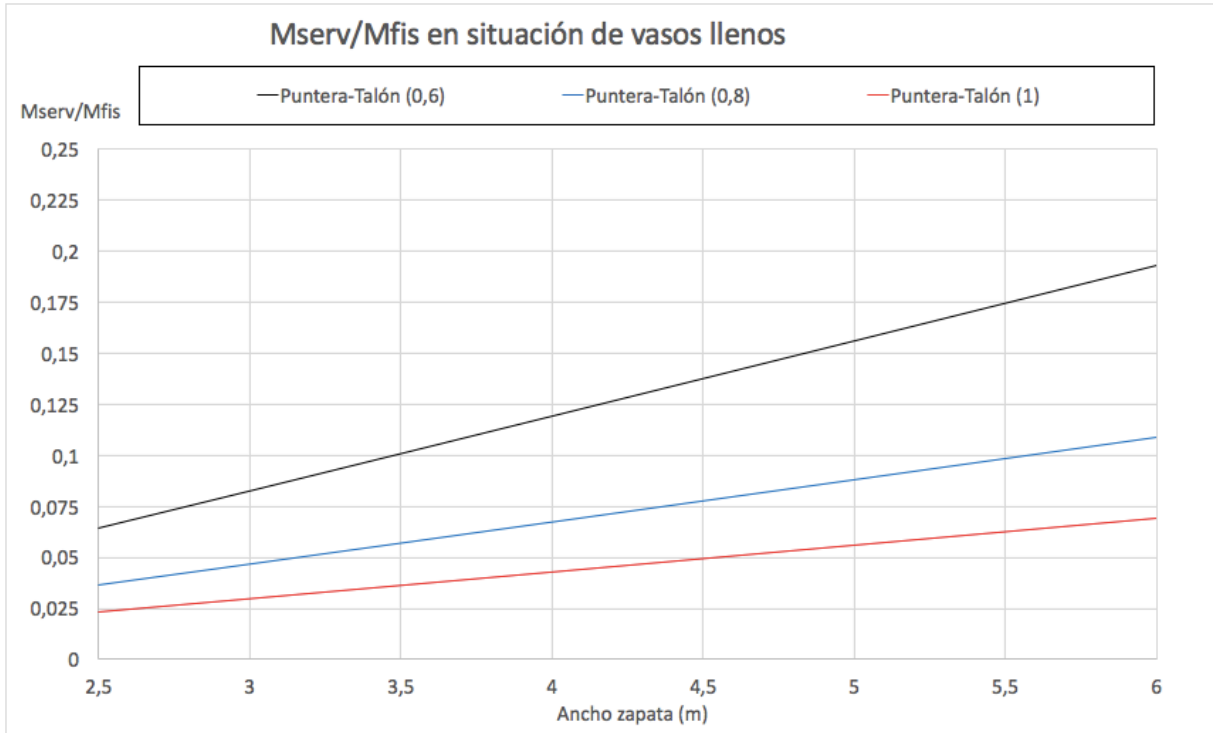
La variación que presentan dichas hojas para el dimensionamiento de la zapata del muro divisorio con respecto a las de la zapata perimetral es que los parámetros analizados no varían en función de la relación "Puntera/Ancho de zapata"; sino que ahora la variación de éstos va en función del ancho total de la zapata. Esto es así porque ante la simetría de acciones a la que se ve sometida la cimentación no cabe estudiar una posible excentricidad física del alzado del muro respecto al c.d.g de la cimentación, puesto que la solución óptima es la de excentricidad física nula.

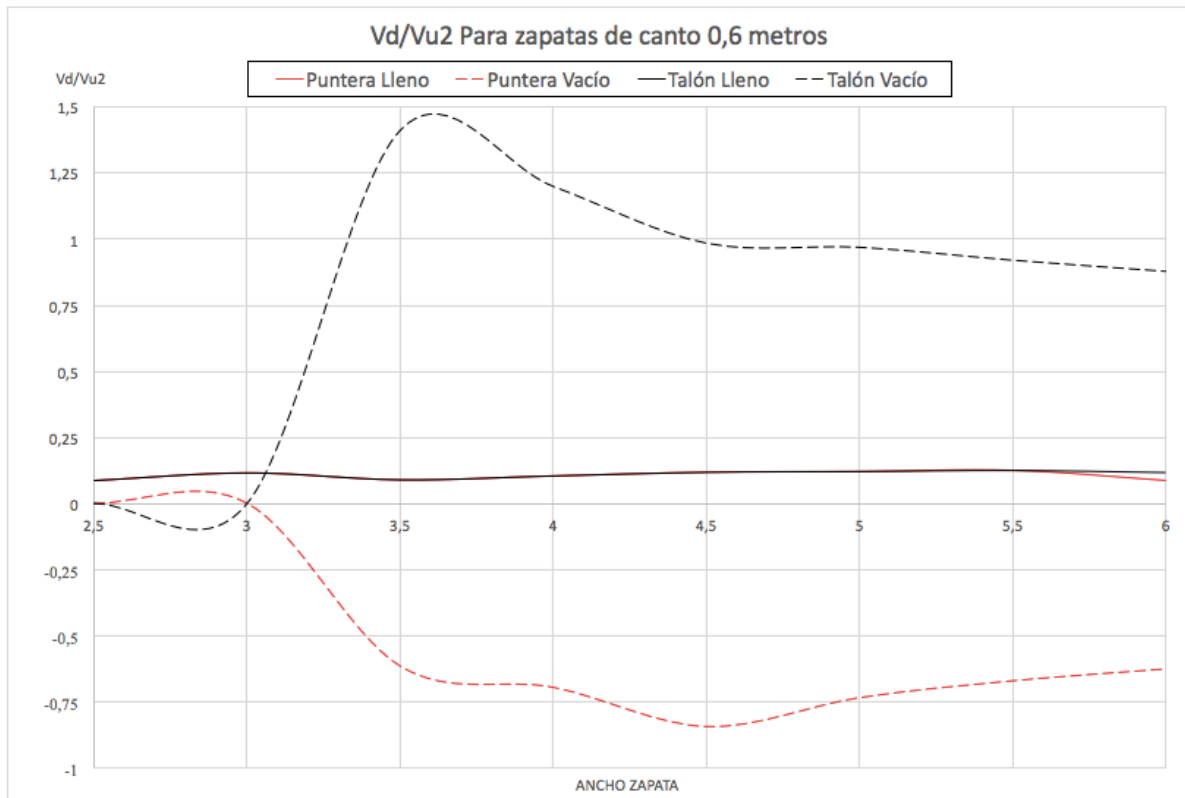
Se ha supuesto que para anchos superiores a 3 metros, la recomendación de limitar las tensiones en el terreno por consideraciones de asientos diferenciales se seguirá manteniendo en  $200 \text{ KN/m}^2$ .

Se muestran a continuación las gráficas empleadas:









### 10.3-SOLUCIÓN Y CÁLCULO DE LA LOSA DE IMPERMEABILIZACIÓN

El análisis y cálculo de la losa se realizará modelando ésta como una placa flotante de 25 cm de espesor, idealizando la respuesta del terreno mediante unos resorte cuya rigidez se establecerá a través de un factor denominado módulo de balasto del suelo. El coeficiente de balasto  $K_s$  es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto,  $p$ , y el asiento que se produce,  $y$ , es decir  $K_s=p/y$ . Este parámetro tiene dimensión de peso específico y, aunque depende de las propiedades del terreno no es una constante del mismo ya que también depende de las dimensiones del área que carga contra el terreno. Por tanto se ha de modificar el módulo de balasto determinado mediante la placa de carga, cuyo valor para el terreno que nos compete y que se indica en el informe geotécnico es de 90 MN/m<sup>3</sup>.

Dicha adaptación a las dimensiones de la cimentación se realiza en función de la geometría de la losa, eligiendo en este anejo la formulación propuesta por Therzaghi:

- Para una losa cuadrada y considerando un suelo arenoso:

$$k = k_{30} \left( \frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

- Para losa rectangular de lados B(m) y L(m) (L>B) se tiene:

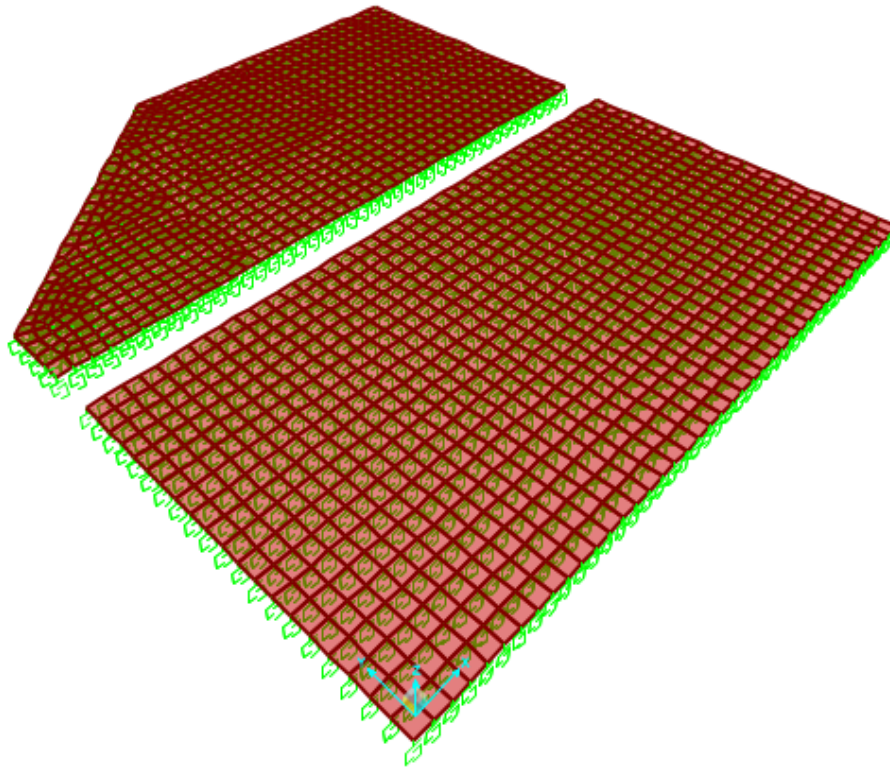
$$k_{rectangular} = \frac{2}{3} k_{cuadrado} \left( 1 + \frac{B}{2L} \right)$$

La existencia de juntas de dilatación en donde se interrumpen las armaduras delimita las superficies de las losas que forman el fondo de cada vaso, el módulo de balasto a introducir en el software en cada una de éstas losas ha de ser función de dichas dimensiones.

A continuación se muestra una tabla con el módulo de balasto a aplicar a cada sub-losa:

LOSA	DIMENSIONES (m)		M.BALASTO (Kg/cm <sup>3</sup> )		
	B	L	K30	Kcuadrado	Krect
L1.1	24,35	27,45	9,18	2,35189867	2,26109996
L1.2	25,8	27,45	9,18	2,3486824	2,29932156
L1.3	24,75	27,45	9,18	2,35097355	2,27161856
L1.4	11,2	24,75	9,18	2,41959303	1,97605963
L1.5	11,2	25,8	9,18	2,41959303	1,96122083
L1.6	11,2	24,35	9,18	2,41959303	1,98204913
L2.1	13,8	24,35	9,18	2,3958672	2,04780231
L2.2	13,8	25,8	9,18	2,3958672	2,02239051
L2.3	13,8	23,2	9,18	2,3958672	2,07021515
L2.4	7	20	9,18	2,49592959	1,9531897
L2.5	20	22,35	9,18	2,36436638	2,27921745
L2.6	22,35	24,35	9,18	2,35702423	2,29019993

Puede verse seguidamente el modelo realizado mediante Sap2000, en la que se ha introducido una serie de divisiones en cada losa y se ha asignado un resorte cuya rigidez se determina en la anterior tabla en función de la zona en que se encuentre:



## 11-CUANTÍA MÍNIMA MECÁNICA

El armado mínimo mecánico es calculado directamente en la hoja de Excel ,programada para el dimensionamiento seccional, devolviendo ésta el armado más exigente entre la mínima mecánica y la estrictamente necesaria por cálculo.

Como determina la EHE, este armado mínimo se calcula de distintas formas en función de la sollicitación actuante en la sección de estudio:

- Flexión simple o compuesta : En todos aquellos casos en los que el agotamiento de una sección se produzca por flexión simple o compuesta, la armadura resistente longitudinal traccionada deberá cumplir la siguiente limitación:

$$A_p \cdot f_{pd} \cdot d_p/d_s + A_s \cdot f_{yp} \geq (W_1/z) \cdot f_{ct,m,fl} + (P/z) \cdot (W_1/A + e)$$

donde:

Ap: Área de la armadura activa adherente.

As: Área de la armadura pasiva.

f<sub>pd</sub>: Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción.

f<sub>yd</sub>: Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción.

f<sub>ct,m,fl</sub>: Resistencia media a flexo tracción del hormigón.

W<sub>1</sub>: Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.

dp: Profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección.

ds: Profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección.

P: Fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas.

A: Área de la sección bruta de hormigón.

e: Excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta.

z: Brazo mecánico de la sección. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse  $z = 0,8 h$ .

En caso de que solo exista armadura activa en la sección de cálculo, se considerará  $dp/ds = 1$  en la expresión anterior.

Para secciones de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia característica es menor que 50 N/mm<sup>2</sup>, se admite disponer una armadura mínima de tracción reducida  $\alpha A_s$ , donde  $\alpha$  es el factor reductor definido por:

$$\alpha = 1,5 - 1,95 \frac{A_s h f_{yd}}{f_{cd} W_1}$$



-Compresión simple o compuesta: En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras, principales en compresión  $A's_1$  y  $A's_2$  deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$A's_1 \cdot f_{y,c,d} \geq 0,05 \cdot N_d;$$

$$A's_1 \cdot f_{y,c,d} \leq 0,5 \cdot f_{c,d} \cdot A_c;$$

$$A's_2 \cdot f_{y,c,d} \geq 0,05 \cdot N_d;$$

$$A's_2 \cdot f_{y,c,d} \leq 0,5 \cdot f_{c,d} \cdot A_c$$

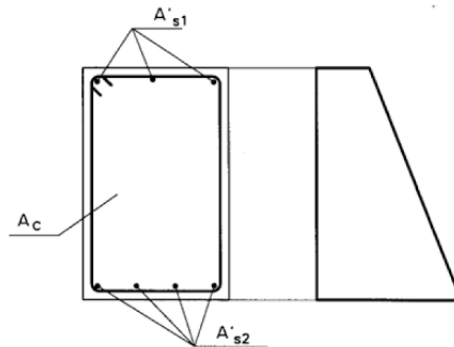
donde:

$f_{y,c,d}$ : Resistencia de cálculo del acero a compresión  $f_{y,c,d} = f_{y,d} < 400$  N/mm<sup>2</sup>.

$N_d$ : Esfuerzo actuante normal mayorado de compresión.

$f_{c,d}$ : Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

$A_c$ : Área de la sección total de hormigón.



-Tracción simple o compuesta: En el caso de secciones de hormigón sometidas a tracción simple o compuesta, provistas de dos armaduras principales, deberán cumplirse las siguientes limitaciones:

$$A_p \cdot f_{p,d} + A_s \cdot f_{y,d} \geq P + A_c \cdot f_{c,t,m}$$

donde  $P$  es la fuerza de pretensado descontando las pérdidas instantáneas.

## 12-CUANTÍA MÍNIMA GEOMÉTRICA

La EHE establece unas cuantías mínimas geométricas de cara a satisfacer las sollicitaciones inducidas por fenómenos tales como la retracción y la variación de temperaturas. Para ello, se presenta una tabla con las cuantías, en tanto por mil de la sección de hormigón, a disponer en función de la tipología del elemento y del tipo de acero empleado:

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón <sup>(6)</sup>

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400\text{N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500\text{N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas <sup>(1)</sup>		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios <sup>(2)</sup>	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios <sup>(3)</sup>	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios <sup>(3)</sup>	0,7	0,6
Vigas <sup>(4)</sup>		3,3	2,8
Muros <sup>(5)</sup>	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Nada dice la EHE acerca de las cuantías mínimas en depósitos de agua. Sin embargo la experiencia acumulada junto con rigurosos análisis muestran que muchos fallos de estanqueidad, los cuales suponen costosas impermeabilizaciones a “posteriori”, se deben a fisuras horizontales en las paredes por la no consideración en el análisis estructural de diferentes efectos que pueden llegar a producir elevados esfuerzos de flexión, como exponen Llombart y Antón (1985). De ahí la necesidad de disponer unas cuantías mínimas de las armaduras con objeto de prevenir posibles fisuraciones debidas a la retracción del fraguado, variaciones de temperatura e incluso otras acciones que en general no serán contempladas en el cálculo del depósito.

Se siguen pues las recomendaciones expuestas por Jimenez Montoya et al (1987) para hacer la siguiente propuesta de cuantías mínimas, siempre referidas a la sección total de hormigón :

- Para armadura vertical con  $w_{m\acute{a}x} = 0,2$  mm;  $p_{m\acute{i}n,flexi\acute{o}n} = 0,0015$
- Para armadura horizontal con  $w_{m\acute{a}x} = 0,2$  mm;  $p_{m\acute{i}n,flexi\acute{o}n} = 0,0015$

Esto supone adoptar un armado vertical y horizontal mínimo geométrico de:

$$A_{s,geo} = A_c \times 0,0015 = 60 \times 100 \times 0,0015 = 9 \text{ cm/cara}$$

## 13-RESULTADOS OBTENIDOS

### 13.1-RESULTADOS. MODELO EXCEL

#### 13.1.1-Armado vertical de los muros perimetrales

Puesto que la magnitud de la variación de los esfuerzos entre secciones consecutivas no resulta determinante para el armado del muro, se considera calcular las secciones siguientes :

SECCIÓN	ZONA	PUNTO	PROFUNDIDAD
3	ESQUINA	My12	2.3 metros
3	TRANSICIÓN	My14	2.3 metros
3	CENTRAL	-	2.3 metros
5	ESQUINA	My20	4.6 metros
5	TRANSICIÓN	My22	4.6 metros
5	CENTRAL	-	4.6 metros
6	ESQUINA	My26	5.75 metros
6	TRANSICIÓN	My28	5.75 metros
6	CENTRAL	-	5.75 metros

A continuación se muestra una Tabla con los resultados obtenidos en el dimensionamiento seccional en función de la zona considerada (zona de esquinas, zona de transición y zona de comportamiento similar al de una ménsula empotrada que denominaremos zona central):



COMBINACIÓN	SECCIÓN	ZONA	PROFUNDIDAD (m)	MOMENTO (KNm)	ARMADO NECESARIO (cm <sup>2</sup> )	
					CARA EXTERIOR (T)	CARA INTERIOR (A)
N1	3	ESQUINA	2,3	-32,12	0	1,86
N2	3	ESQUINA	2,3	27,37	1,58	0
N1	3	TRANSICIÓN	2,3	-31,45	0	1,82
N2	3	TRANSICIÓN	2,3	26,8	1,56	0
N1	3	CENTRAL	2,3	22,4	1,29	0
N2	3	CENTRAL	2,3	-30,42	0	1,77
N1	5	ESQUINA	4,6	119,11	6,97	0
N2	5	ESQUINA	4,6	-101,52	0	5,93
N1	5	TRANSICIÓN	4,6	158,6	9,31	0
N2	5	TRANSICIÓN	4,6	-135,2	0	7,92
N1	5	CENTRAL	4,6	179,21	11,04	0
N2	5	CENTRAL	4,6	-243,34	0	11,04
N1	6	ESQUINA	5,75	355,34	16,01	0
N2	6	ESQUINA	5,75	-302,89	0	13,65
N1	6	TRANSICIÓN	5,75	422,25	19,27	0
N2	6	TRANSICIÓN	5,75	-359,88	0	16,32
N1	6	CENTRAL	5,75	350,01	15,85	0
N2	6	CENTRAL	5,75	-475,27	0	21,81

RESUMEN DE ARMADO DE LAS SECCIONES			
SECCIÓN	ZONA	ARMADO CARA EXTERIOR (T)	ARMADO CARA INTERIOR (A)
3	ESQUINA	1,58	1,86
3	TRANSICIÓN	1,56	1,82
3	CENTRAL	1,29	1,77
5	ESQUINA	6,97	5,93
5	TRANSICIÓN	9,31	7,92
5	CENTRAL	11,04	11,04
6	ESQUINA	16,01	13,65
6	TRANSICIÓN	19,27	16,32
6	CENTRAL	15,85	21,81

### 13.1.2-Armado horizontal de los muros perimetrales

COMBINACIÓN	FILA	ZONA	PROFUNDIDAD (m)	MOMENTO (KNm)	ARMADO NECESARIO (cm <sup>2</sup> )	
					CARA EXTERIOR (T)	CARA INTERIOR (A)
N1	1	ESQUINA	0	288,67	12,43	0
N2	1	ESQUINA	0	-244,33	0	11,04
N1	1	TRANSICIÓN	0	-79,58	0	4,46
N2	1	TRANSICIÓN	0	67,75	3,8	0
N1	3	ESQUINA	2,3	187,3	11,04	0
N2	3	ESQUINA	2,3	-160	0	9,06
N1	3	TRANSICIÓN	2,3	-47,57	0	2,67
N2	3	TRANSICIÓN	2,3	40,55	2,27	0

### 13.1.3-Armado vertical del muro divisorio

RESUMEN DE ARMADO DE LAS SECCIONES			
SECCIÓN	ZONA	ARMADO CARA EXTERIOR (T)	ARMADO CARA INTERIOR (A)
3	ESQUINA	1,58	1,58
3	TRANSICIÓN	1,56	1,56
3	CENTRAL	1,77	1,77
5	ESQUINA	5,93	5,93
5	TRANSICIÓN	7,92	7,92
5	CENTRAL	11,04	11,04
6	ESQUINA	13,65	13,65
6	TRANSICIÓN	16,32	16,32
6	CENTRAL	21,81	21,81

### 13.1.4-Armado horizontal del muro divisorio

COMBINACIÓN	FILAS	ZONA	PROFUNDIDAD (m)	ARMADO NECESARIO (cm <sup>2</sup> )	
				CARA EXTERIOR (T)	CARA INTERIOR (A)
N2	1	ESQUINA	0	11,04	11,04
N2	1	TRANSICIÓN	0	3,8	3,8
N2	3	ESQUINA	2,3	9,06	9,06
N2	3	TRANSICIÓN	2,3	2,27	2,27

### 13.1.5-Armado horizontal debido a las tracciones

La metodología a seguir para la obtención del armado en Estado Límite Último de Tracción Simple consistente en limitar la tensión del acero a 130 N/mm<sup>2</sup>, el armado requerido responderá a la siguiente formulación:

$$A_{h3} = \frac{N_{apd}}{\sigma_s \cdot H_{\omega}}$$

donde:

$A_{h3}$ ; armadura horizontal por tracción.

$N_{apd}=N_{bpd}$ ; tracción en la pared debida al empuje hidrostático.

$\sigma_s$ ; tensión del acero limitada a  $130 \text{ N/mm}^2$ .

$H_w$ ; altura de la lámina de agua.

Substituyendo valores obtenemos:

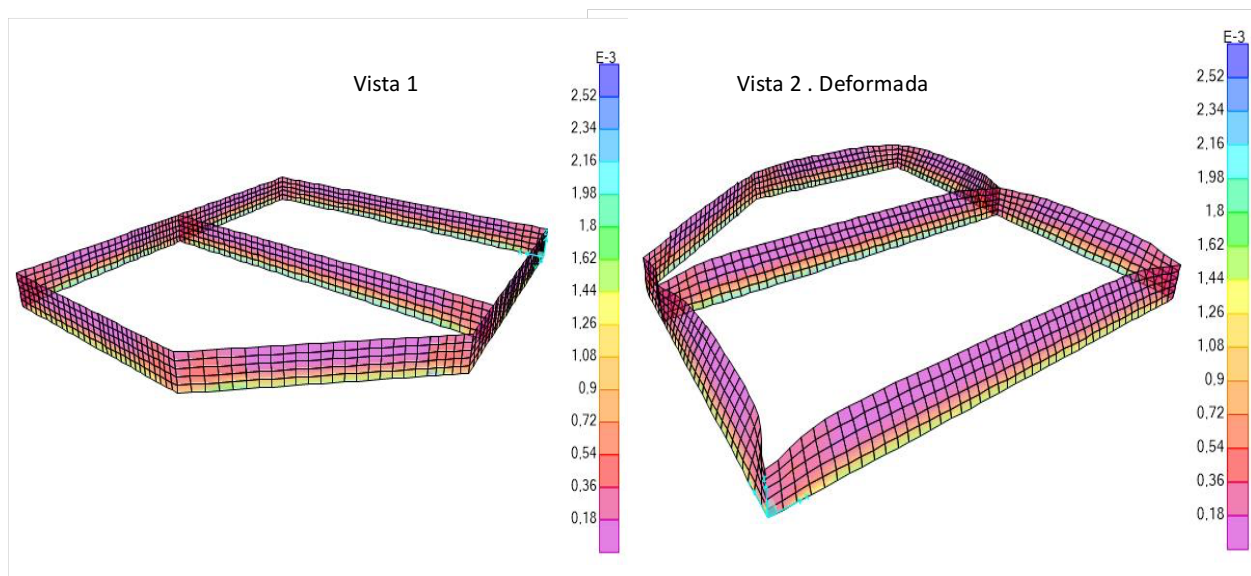
$$A_{h3} = \frac{1425820.313}{130 * 5.75} * \frac{1}{100} = 19.07 \text{ cm}^2$$

Correspondiendo un armado horizontal por cara de  $9.54 \text{ cm}^2$

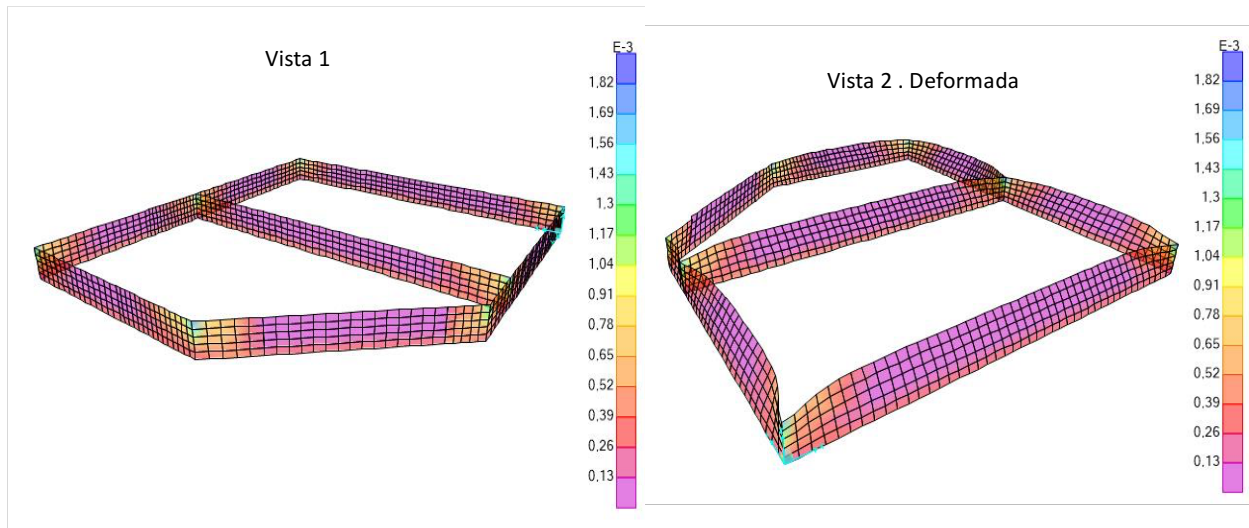
### 13.2-RESULTADOS. MODELO SAP2000

Se muestra a continuación los resultados obtenidos mediante el empleo del software SAP2000.

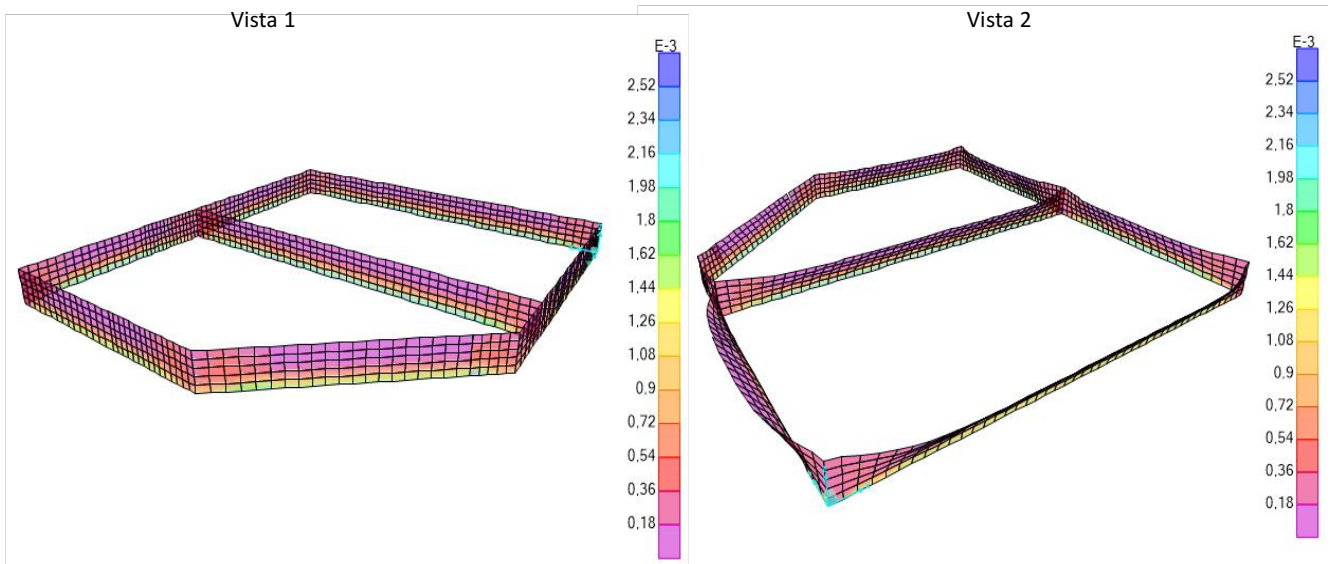
Armado vertical (m<sup>2</sup>/m) en las caras visibles. Envoltura máxima.



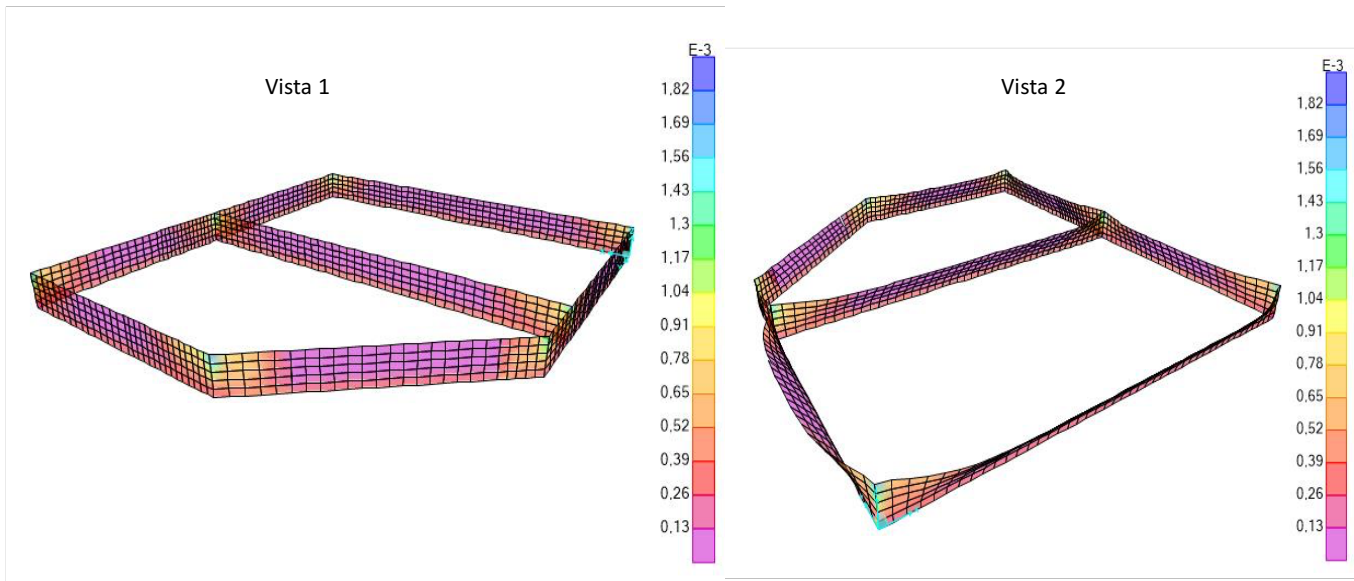
Armado horizontal (m<sup>2</sup>/m) en las caras visibles. Envoltente máxima.



Armado vertical (m<sup>2</sup>/m) en las caras visibles. Envoltente mínima.



Armado horizontal (m<sup>2</sup>/m) en las caras visibles. Envolverte mínima.



## 14-COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS ENTRE LOS MODELOS REALIZADOS

Se mostrará a continuación una tabla de comparación del armado obtenido en función del método empleado y de las secciones consideradas:

COMPARACIÓN ARMADO VERTICAL						
(Armado necesario por cálculo considerando los mínimos mecánicos)			MÉTODO EXCEL		MÉTODO SAP2000	
ELEMENTO	SECCIÓN	ZONA	ARMADO cm <sup>2</sup> /m			
			cara EXTERIOR	cara INTERIOR	cara EXTERIOR	cara INTERIOR
M.DIVISORIO	3	ESQUINA	1,58	1,58	3,2	3,2
M.DIVISORIO	3	TRANSICIÓN	1,56	1,56	1,59	1,59
M.DIVISORIO	3	CENTRAL	1,77	1,77	1,21	1,21
M.DIVISORIO	5	ESQUINA	5,93	5,93	7,05	7,05
M.DIVISORIO	5	TRANSICIÓN	7,92	7,92	9,04	9,04
M.DIVISORIO	5	CENTRAL	11,04	11,04	10,36	10,36
M.DIVISORIO	6	ESQUINA	13,65	13,65	14,9	14,9
M.DIVISORIO	6	TRANSICIÓN	16,32	16,32	18,02	18,02
M.DIVISORIO	6	CENTRAL	21,81	21,81	21,75	21,75
M.PERIMETRALES	3	ESQUINA	1,58	1,86	1,15	3,2
M.PERIMETRALES	3	TRANSICIÓN	1,56	1,82	1,01	1,7
M.PERIMETRALES	3	CENTRAL	1,29	1,79	1,22	1,3
M.PERIMETRALES	5	ESQUINA	6,97	5,93	5,11	6,5
M.PERIMETRALES	5	TRANSICIÓN	9,31	7,92	6,77	8,9
M.PERIMETRALES	5	CENTRAL	11,04	11,04	7,9	11,05
M.PERIMETRALES	6	ESQUINA	16,01	13,65	12,85	14,67
M.PERIMETRALES	6	TRANSICIÓN	19,27	16,32	14,5	19,11
M.PERIMETRALES	6	CENTRAL	15,85	21,81	15,5	21,5



A la vista de los resultados se observa una suficiente similitud en las cuantías de armado determinadas mediante ambos métodos, lo que indica la consistencia y validación tanto de las hipótesis simplificativas empleadas como de los resultados derivados de éstas.

Se observa que la variación de dichos resultados es menor al acercarnos a la zona central de los muros, lejos de las zonas de encuentro con los muros perpendiculares, en donde el comportamiento real del alzado coincide prácticamente con la idealización realizada de ménsula empotrada en cimentación.

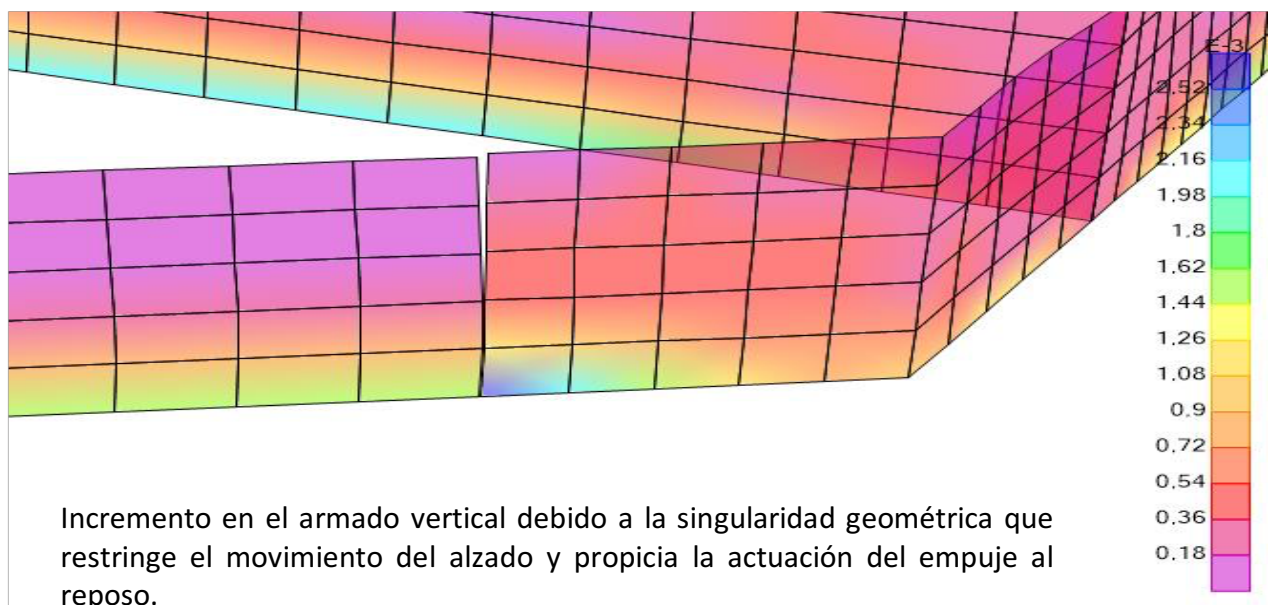
La variación de los resultados obtenidos en zona de esquinas y transición puede deberse a los motivos que se describen a continuación:

- El método de las Tablas de Bares permite la obtención de los esfuerzos en diferentes zonas de la superficie del alzado de los muros en función de la geometría de la estructura. De esta forma se obtiene un coeficiente  $\gamma$ , resultado del cociente entre la longitud del depósito y la profundidad de las aguas a contener, que permite la obtención de los factores a emplear para la determinación de los esfuerzos solicitantes. Las dimensiones de los muros perimetrales son superiores a 17.25 metros, longitud ésta última, que se ha tomado para la aplicabilidad del método de las Tablas de Bares (1980) obteniendo un coeficiente  $\gamma$  igual a 3.
- En el modelo SAP2000 no se ha despreciado el incremento del empuje del terreno debido a la sobrecarga sobre el mismo. Además, se ha considerado la actuación del empuje al reposo en función de los desplazamientos esperados del alzado del muro considerando en las restantes zonas la actuación del empuje activo, mientras que en el modelo Excel se considera únicamente la actuación del empuje al reposo en la totalidad de superficie de muro en el modelo de Bares.
- Para el dimensionamiento seccional el recubrimiento mecánico empleado en el modelo Excel corresponde a el recubrimiento nominal que figura en las bases de cálculo más un incremento de éste por razones de grosores de barras empleadas y de posicionamiento de las armaduras para facilitar el montaje, mientras que en el armado

propuesto por SAP2000 el recubrimiento mecánico se establece automáticamente en función del canto del elemento, cuyo valor se establece generalmente en el 10% de éste.

- En el dimensionamiento seccional mediante Excel se ha considerado las secciones trabajando en flexión simple, hecho que ha favorecido el empleo del coeficiente reductor de armado en regiones no fisuradas.

La comparación de los resultados se ha realizado para el muro divisorio y el muro perimetral 1 por no presentar éste singularidades geométricas. Las zonas de armado se determinarán en función de los resultados del modelo SAP2000, ya que validados mediante los métodos aproximativos empleados, representa con mayor fidelidad el comportamiento real de la estructura, permitiéndonos obtener el armado requerido las zonas de singularidades geométricas etc.



Para la obtención del armado horizontal en el modelo Excel, se ha obtenido el armado requerido por tracción por un lado, y el requerido por flexión horizontal por otro, el sumatorio del cual determinará el armado horizontal a disponer (a expensas de las comprobaciones del ELS), mientras que en el modelo SAP2000, el armado horizontal volcado por el software incluye

tanto el requerido por flexión como por tracción, es decir, el armado horizontal para hacer frente a sollicitaciones de flexo tracción.

Ambos modelos presentan similitudes de armado en zonas de transición y centrales, mientras que en la zona de nudos y esquinas las diferencias en el armado obtenido aumentan ya que el modelo aproximativo en Excel dista del comportamiento esperado de la estructura (sobre todo en la parte inferior del perfil del muro), aun así, el armado obtenido en Excel es superior al del modelo SAP2000, el empleo del cual supondría establecernos del lado de la seguridad.

## 15-ARMADO

### 15.1-ARMADO (ELU)

Se propone en una primera aproximación, a falta de las correspondientes comprobaciones, el siguiente armado:

A.VERTICAL					
Cuantía NECESARIA cm <sup>2</sup> /m	DIAMETRO (mm)	NUM	SEPARACIÓN aprox (cm)	Cuantía DISPUESTA cm <sup>2</sup> /m	
11,04	20	4	30	12,57	
16	20	6	15	18,85	
18	20	6	15	18,85	
22	20	7	12,5	22	
25	20	8	10	25,13	

A.HORIZONTAL					
Cuantía NECESARIA cm <sup>2</sup> /m	DIAMETRO (mm)	NUM	SEPARACIÓN aprox (cm)	Cuantía DISPUESTA cm <sup>2</sup> /m	
9	16	5	20	10,05	
16	16	8	10	18,1	
18	16	9	10	18,1	

### 15.2-RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN FRENTE A FISURACIÓN

A continuación se muestra una tabla con los resultados obtenidos del armado vertical:

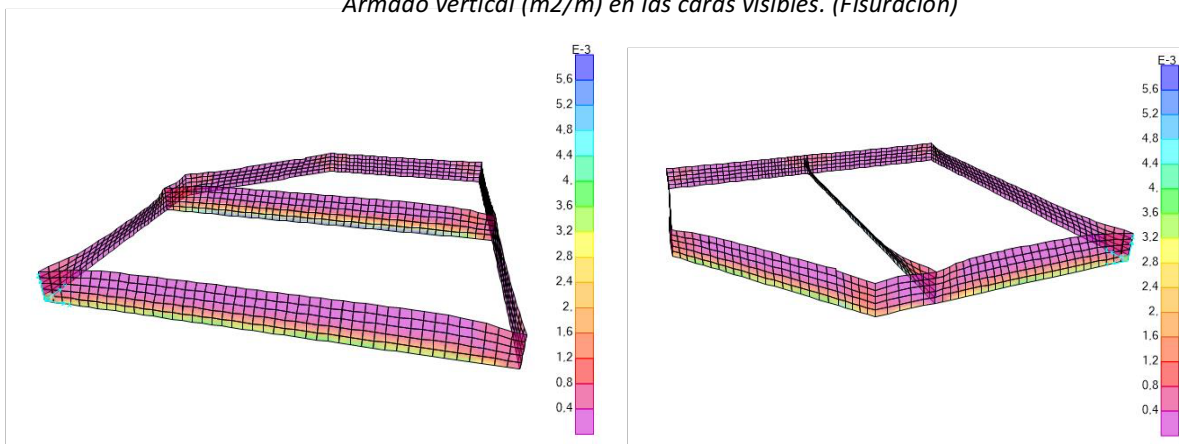
ZONA	ESFUERZO		ARMADO DISPUESTO (ELU)			RESULTADOS		
	$M_{SERVICIO}$	# barras	$\phi$ (mm)	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	$M_{FIS}$	$W_K$ (mm)	$W_{MAX}$ (mm)	
secciones medias de 11,04 cm <sup>2</sup> /m	50 mKN	4	20	12,57	173,79	No fisura	0,2	
secciones empotramiento de 11,04 cm <sup>2</sup> /m	165 mKN	4	20	12,57	173,79	No fisura	0,2	
refuerzo de 16 cm <sup>2</sup> /m	225 mKN	6	20	18,85	173,79	0,29	0,2	
refuerzo de 18 cm <sup>2</sup> /m	225 mKN	6	20	18,85	173,79	0,29	0,2	
refuerzo de 25 cm <sup>2</sup> /m	270 mKN	8	20	25,13	173,79	0,26	0,2	
refuerzo de 25 cm <sup>2</sup> /m en M.D	325 mKN	8	20	25,13	173,79	0,36	0,2	

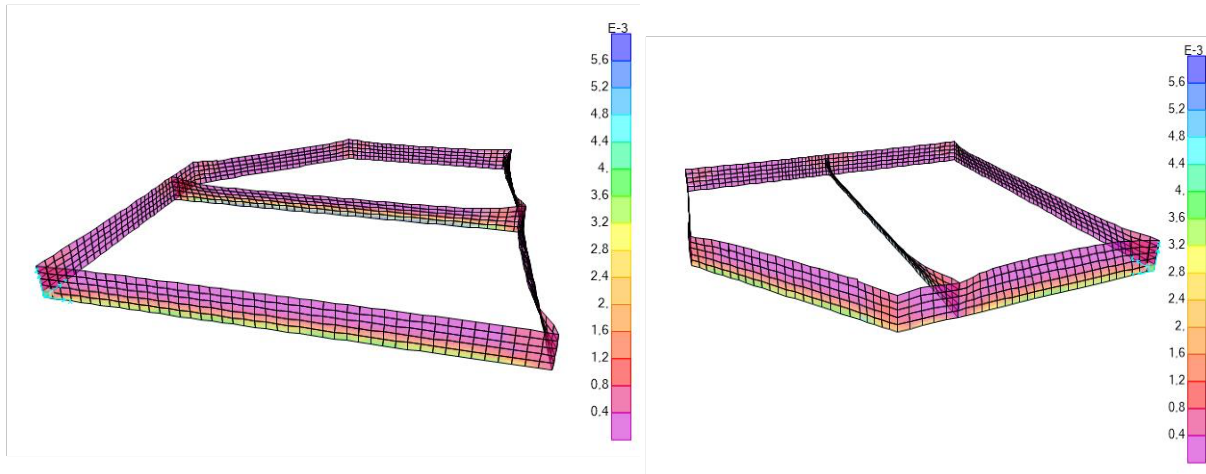
Es habitual, dado que la determinación del ancho de fisura en elementos sometidos al mismo tiempo a flexión y tracción no está resuelta de manera satisfactoria, comprobar el armado horizontal solicitado únicamente por la flexión, y al final sumarle la armadura necesaria por tracción. Sin embargo, en este anejo se va a realizar la comprobación del armado horizontal para solicitaciones de flexo-tracción por hacer uso de una herramienta que permite dicha comprobación como es el “prontuario informático del hormigón en Excel”. La condición de estructura cuasi enterrada junto a las hipótesis de cargas empleadas en situación de servicio conllevan la obtención de axiles de compresión, no apareciendo tracciones en dichas situaciones. Por tanto se realizara la comprobación frente a fisuración para un momento de servicio máximo localizado en la zona de esquinas y nudos de 185 mKN, cuyo resultados se muestra a continuación:

ZONA	ESFUERZO		ARMADO DISPUESTO (ELU)			RESULTADOS		
	$M_{SERVICIO}$	# barras	$\phi$ (mm)	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	$M_{FIS}$	$W_K$ (mm)	$W_{MAX}$ (mm)	
Base de 9 cm <sup>2</sup> /m	115 mKN	5	16	10,05	173,79	No fisura	0,2	
refuerzo 16 cm <sup>2</sup> /m	185 mKN	8	16	16,08	173,79	0,24	0,2	
refuerzo 18 cm <sup>2</sup> /m	185 mKN	9	16	18,1	173,79	0,21	0,2	

Se muestra seguidamente la cuantía de armado propuesta por SAP2000 que cumple con los requisitos de abertura máxima de fisura:

Armado vertical (m<sup>2</sup>/m) en las caras visibles. (Fisuración)





### 15.3-MODIFICACIÓN PROPUESTA POR CONDICIONES DE FISURACIÓN

Se observa que ciertas secciones no cumplen los requerimientos de abertura de fisura máxima, siendo este estado límite más restrictivo que el de agotamiento por solicitaciones normales, caso frecuente en este tipo de estructuras.

Por tanto, se procederá a modificar el armado propuesto a priori por solicitaciones normales.

Las diferentes posibilidades que se nos plantean son las siguientes:

- Incrementar la cuantía de armadura, aumentando el número de barras.
- Incrementar la cuantía de armadura, aumentando el diámetro.
- Incrementar la resistencia característica del hormigón.
- Incrementar el canto de la sección.

A continuación se analizan con cálculos resumidos cada una de estas posibilidades:

COMPARACIÓN DE POSIBILIDADES (ARMADO VERTICAL)								
	MODIFICACIÓN	MFIS	ARMADO		AS	WK	Separación aprox.	↑ CUANTIA
			# BARRAS	φ (mm)				
REFUERZO 16 cm <sup>2</sup> /m 6 φ20	↑ BARRAS	173,79	8	20	25,13 cm <sup>2</sup>	0,18 mm	10 cm	6,28
	↑ DIAMETRO	173,79	6	25	29,45 cm <sup>2</sup>	0,16 mm	15 cm	10,06
		MFIS	FCK			WK	Separación aprox.	↑ CUANTIA
	↑ RES. HORM	227,73	45 Mpa			No FIS	15 cm	0
	↑ CANTO	h	0,7 m			No FIS	15 cm	0
REFUERZO 18 cm <sup>2</sup> /m 6 φ20	↑ BARRAS	173,79	8	20	25,13 cm <sup>2</sup>	0,18 mm	10 cm	6,28
	↑ DIAMETRO	173,79	6	25	29,45 cm <sup>2</sup>	0,16 mm	15 cm	10,06
		MFIS	FCK			WK	Separación aprox.	↑ CUANTIA
	↑ RES. HORM	227,73	45 Mpa			No FIS	15 cm	0
	↑ CANTO	h	0,7 m			No FIS	15 cm	0
REFUERZO 25 cm <sup>2</sup> /m 8 φ20	↑ BARRAS	173,79	10	20	31,42 cm <sup>2</sup>	0,19 mm	10 cm	6,29
	↑ DIAMETRO	173,79	8	25	39,27 cm <sup>2</sup>	0,15 mm	10 cm	14,4
		MFIS	FCK			WK	Separación aprox.	↑ CUANTIA
	↑ RES. HORM	227,73	50 Mpa			0,18 mm	15 cm	0
	↑ CANTO	h	0,7 m			0,16 mm	15 cm	0
REFUERZO 25 cm <sup>2</sup> /m en M.D 8 φ20	↑ BARRAS	173,79	13	20	40,84 cm <sup>2</sup>	0,18 mm	6 cm	15,71
	↑ DIAMETRO	173,79	9	25	44,18 cm <sup>2</sup>	0,19 mm	10 cm	19,05
		MFIS	FCK			WK	Separación aprox.	↑ CUANTIA
	↑ RES. HORM	227,73	>50 Mpa			-	15 cm	0
	↑ CANTO	h	0,8 m			0,15 mm	15 cm	0

COMPARACIÓN DE POSIBILIDADES (ARMADO HORIZONTAL)								
	MODIFICACIÓN	MFIS	ARMADO		AS	WK	Separación aprox.	↑ CUANTIA
			# BARRAS	φ (mm)				
REFUERZO 16 cm <sup>2</sup> /m 8 φ16	↑ BARRAS	173,79	10	16	20,11 cm <sup>2</sup>	0,18 mm	10 cm	4,03
	↑ DIAMETRO	173,79	8	20	25,13 cm <sup>2</sup>	0,15 mm	12 cm	9,05
		MFIS	FCK			WK	Separación aprox.	↑ CUANTIA
	↑ RES. HORM	192,6	35 Mpa			No FIS	12 cm	0
	↑ CANTO	h	0,65			No FIS	12 cm	0
REFUERZO 18 cm <sup>2</sup> /m 9 φ16	↑ BARRAS	173,79	10	16	20,11 cm <sup>2</sup>	0,18 mm	10 cm	2,02
	↑ DIAMETRO	173,79	8	20	25,13 cm <sup>2</sup>	0,15 mm	12 cm	7,03
		MFIS	FCK			WK	Separación aprox.	↑ CUANTIA
	↑ RES. HORM	192,6	35 Mpa			No FIS	12 cm	0
	↑ CANTO	h	0,65			No FIS	12 cm	0

Por lo que al armado vertical se refiere, en los muros perimetrales se incrementará el número de barras a disponer al considerarse que la separación entre éstas no dificulta el montaje. Queda descartado incrementar la resistencia del hormigón ni aumentar el canto de la sección que además traería consigo el incremento de las cuantías mínimas. En el muro divisorio se opta por emplear barras de diámetro superior, lo que facilitará el montaje.

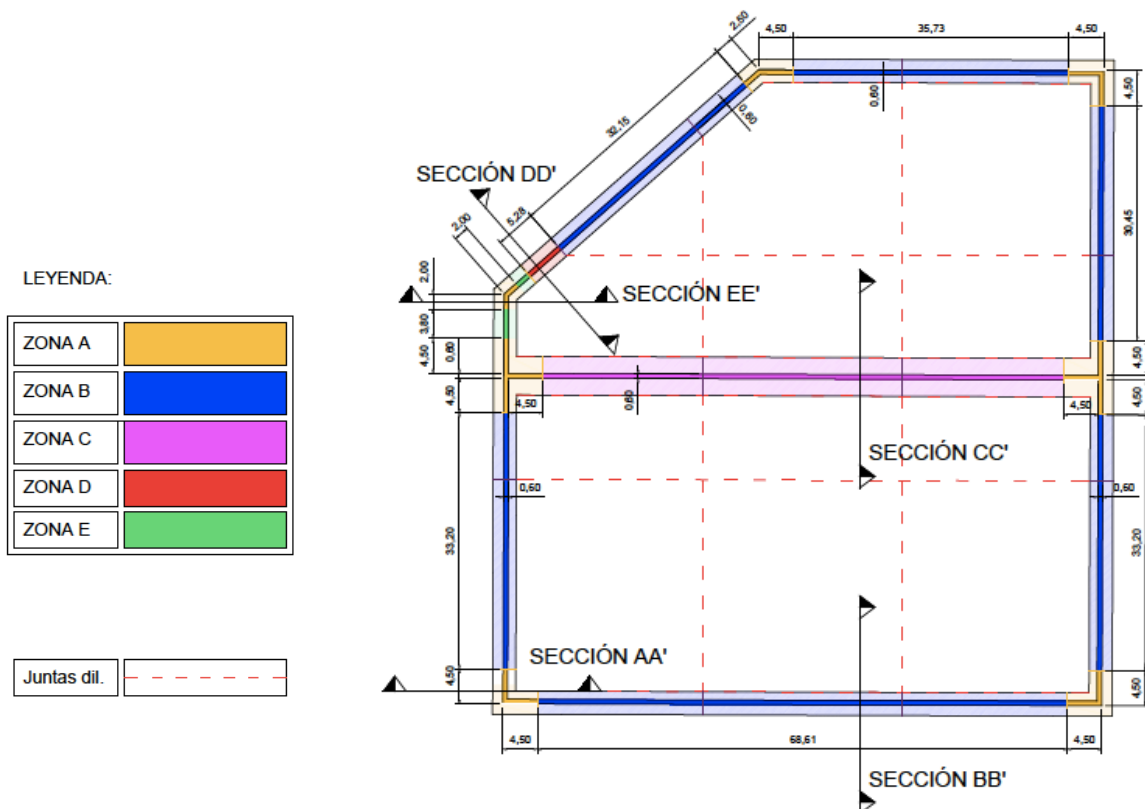
La armadura horizontal a disponer se verá incrementada por requerimientos de fisuración, aumentando el número de barras a disponer.

#### 15.4-COMPROBACIÓN A CORTANTE

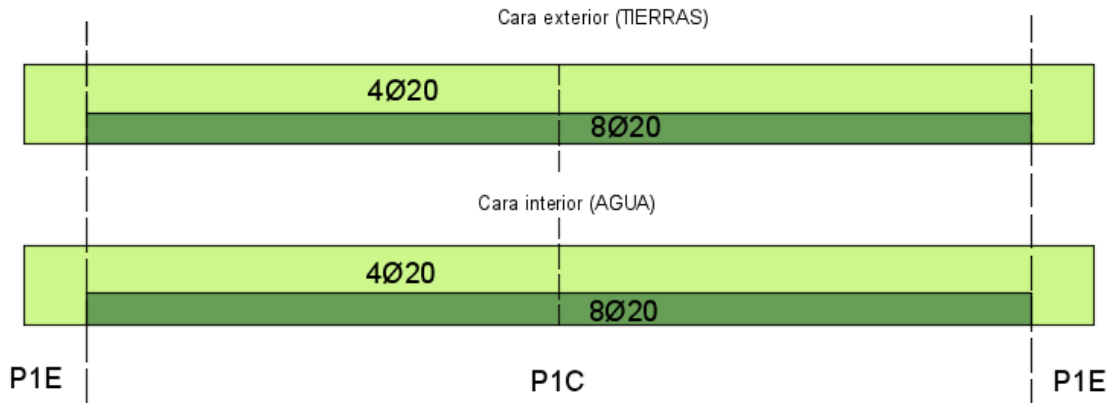
La sección de 0,6 metros de espesor finalmente elegida con el armado propuesto es suficiente para resistir el cortante en la secciones determinantes. Los cálculos y resultados numéricos se presentan y describen minuciosamente en el documento “Anejo de cálculo”.

#### 15.5-ARMADO PROPUESTO

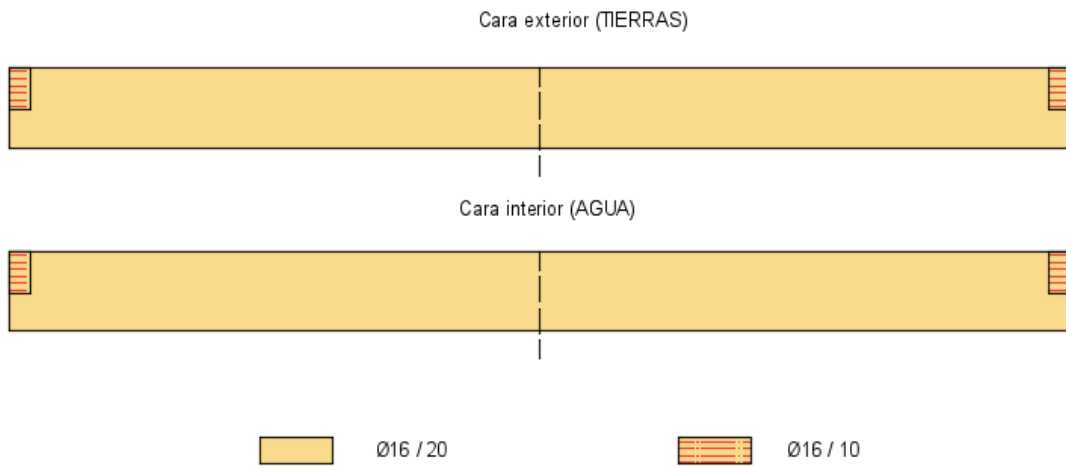
A continuación se muestra gráficamente las zonas y configuración de armado elegida :



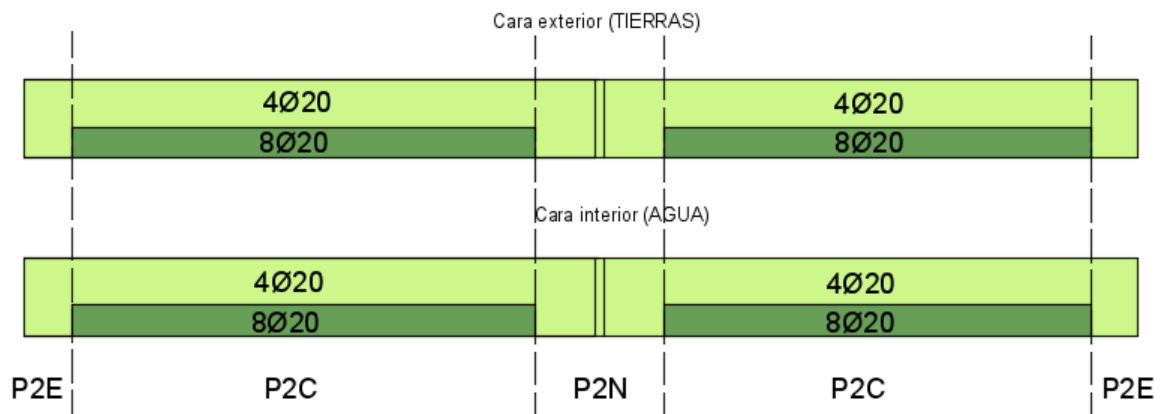
ARMADO VERTICAL - PERIMETRAL 1



ARMADO HORIZONTAL - PERIMETRAL 1



ARMADO VERTICAL - PERIMETRAL 2



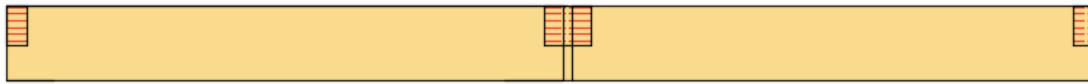


ARMADO HORIZONTAL - PERIMETRAL 2

Cara exterior (TIERRAS)

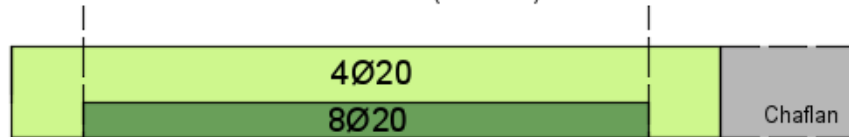


Cara interior (AGUA)

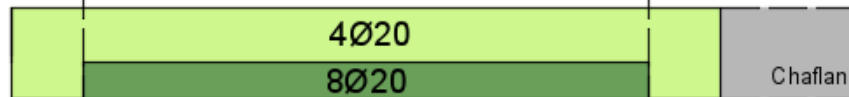


ARMADO VERTICAL - PERIMETRAL 3

Cara exterior (TIERRAS)



Cara interior (AGUA)



P3E

P3C

P3E

ARMADO HORIZONTAL - PERIMETRAL 3

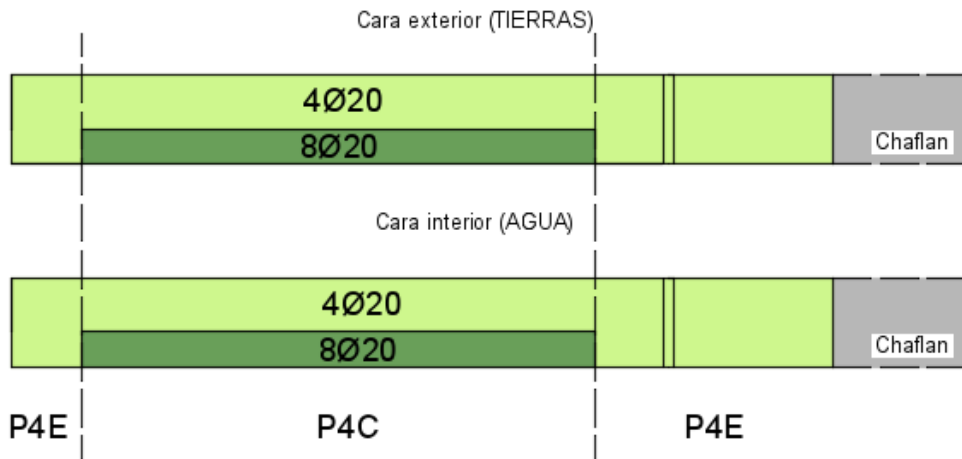
Cara exterior (TIERRAS)



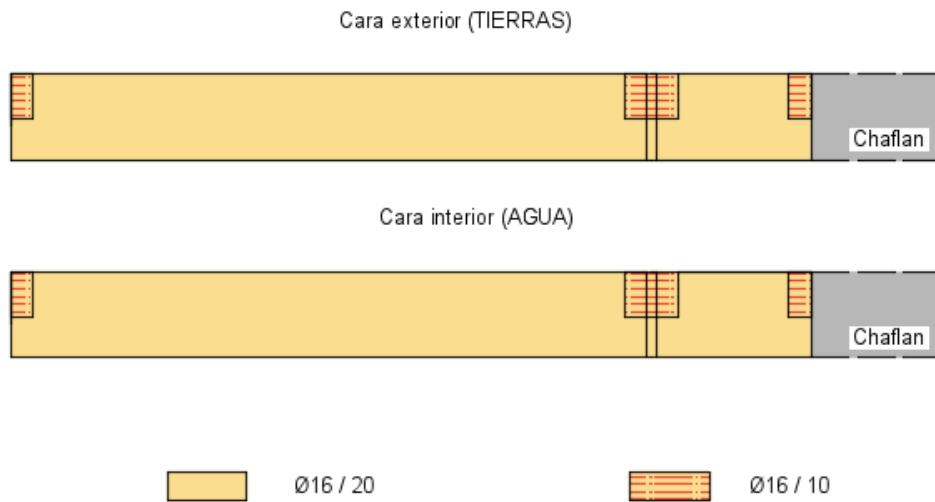
Cara interior (AGUA)



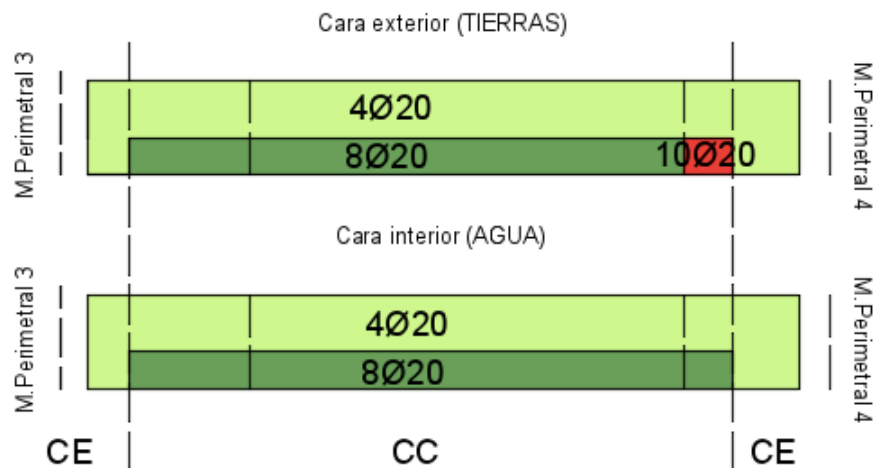
ARMADO VERTICAL - PERIMETRAL 4



ARMADO HORIZONTAL - PERIMETRAL 4



ARMADO VERTICAL - CHAFLAN





ARMADO HORIZONTAL - CHAFLAN

Cara exterior (TIERRAS)

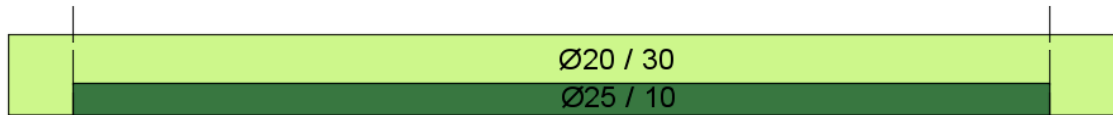


Cara interior (AGUA)

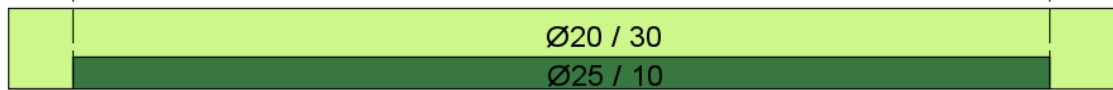


ARMADO VERTICAL - MURO DIVISORIO

Cara exterior (AGUA)



Cara interior (AGUA)



MDE | MDE | MDE

ARMADO HORIZONTAL - MURO DIVISORIO

Cara exterior (AGUA)



Cara interior (AGUA)



## 16-CRITERIOS DE COLOCACIÓN, DISEÑO Y ARMADO

Se citará en este apartado algunos de los criterios recomendados y seguidos para la consecución de un buen diseño, armado y una buena disposición en obra de todos los elementos y materiales necesarios, con el objetivo de garantizar el buen funcionamiento de la estructura.

- Se deberá los materiales que lleguen a la obra, realizando un control de calidad de los mismos. Cada material deberá llevar su marcado o sello de calidad distintivo. Respecto al hormigón, éste deberá ir acompañado de una hoja de suministro, donde se especifique las características y condiciones a cumplir para poder ser colocado en obra.
- El doblado de barras deberá respetar los radios de doblado exigibles y los diámetros mínimos, representándolos a escala en los planos. Se expone a continuación la tabla que limita el diámetro mínimo de doblado de las barras (EHE-08, art.69.3.4):

Tabla 69.3.4  
Diámetro mínimo de los mandriles

Acero	Ganchos, patillas y gancho en U (ver figura 69.5.1.1)		Barras dobladas y otras barras curvadas	
	Diámetro de la barra en mm		Diámetro de la barra en mm	
	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$	$\varnothing \leq 25$	$\varnothing > 25$
B 400 S B400SD	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$	10 $\varnothing$	12 $\varnothing$
B 500 S B 500 SD	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$	12 $\varnothing$	14 $\varnothing$

- La distancia entre barras de armadura pasiva se ajustarán a las geometrías definidas en proyecto. Se disposición debe permitir un

- correcto hormigonado, limitando la distancia libre horizontal y vertical entre dos barras aisladas al mayor de los siguientes valores:

- 1- 20 mm
- 2- El diámetro de la mayor
- 3- 1,25 veces el tamaño máximo del árido

- La posición de las armaduras y en especial el espesor de los recubrimientos nominales indicados en el artículo 37.2.4 de la instrucción EHE-08, se garantiza mediante separadores o calzos. Éstos han de cumplir con una serie de características que vienen redactadas en los artículos 37.2.5 y 69.8.2 de la instrucción. Algunas de estas características son:

- 1- Material resistente a la alcalinidad
- 2- No inducirán corrosión en la armadura
- 3- Impermeables al agua y hormigón

- Para barras del mismo tipo se emplearán diámetros no muy distintos, no más de dos escalones en la serie normalizada.
- Se procura limitar el número de longitudes distintas, utilizando longitudes comerciales o submúltiplas. Se procura reducir el número de doblados, la casuística de formas y evitar doblados no perpendiculares con tal de facilitar la ejecución y el transporte, así como minimizar el número de acopios.
- Para las longitudes de anclaje y solape se tendrá en cuenta todo lo referente al artículo 69 de la instrucción.
- La puesta en obra del hormigón seguirá los requisitos establecidos en el artículo 71 de la EHE.
- Se pondrá especial atención a las temperaturas y condiciones climatológicas a la hora de colocar el hormigón.
- Se exponen a continuación algunas recomendaciones seguidas para la realización de los planos que permitan el buen entendimiento del jefe de obra:

- 1- Notas e información fácilmente interpretable
- 2- Acotación en metros (2 decimales) excepto armaduras y tuberías (mm)
- 3- Representación a escala de las armaduras lo más exacta posible

#### 4- Representación de los detalles a mayor escala

- Debe figurar un cuadro de características que cuente con la siguiente información:
  - 1- Tipificación del hormigón (ambiente)
  - 2- Propiedades específicas del hormigón
  - 3- Características resistentes de los aceros
  - 4- Modalidad de control
  - 5- Tipo de ejecución
  - 6- Coeficientes de seguridad
- Las desviaciones geométricas quedan limitadas por la normativa en cuanto a la ejecución y colocación de los elementos en obra.

## 17-RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente capítulo se pretende describir i resumir los aspectos y dificultades de mayor relevancia surgidos en la elaboración del presente trabajo.

La revisión del estado del conocimiento refleja que el número de normas y publicaciones dedicadas a estas estructuras es muy inferior al correspondiente a otros tipos estructurales, como pueden ser los puentes y los edificios. Las normas específicas para depósitos más conocidas pertenecen a países de influencia anglosajona, como el Reino Unido, USA y Nueva Zelanda. A nivel nacional, no hay en estos momentos normas ni recomendaciones específicas para depósitos. La vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE (08) tampoco contempla el caso particular de los depósitos. Este vacío normativo ha contribuido a crear una aureola de confusión y complejidad a la hora de calcular un depósito de agua. A ello se suma la particularidad de que en el cálculo de un depósito se une la metodología de cálculo en Estado Límite Último (flexión y cortante), en Estado Límite de Servicio de fisuración, que en general, será más restrictivo, y también el método clásico de emplear una tensión admisible del acero muy reducida (tracción).

En la primera parte del trabajo se sitúa al depósito dentro de un contexto de exposición ambiental, recubrimiento y clase de hormigón y armaduras que preconiza la Instrucción EHE. Seguidamente se analizan las acciones que deben considerarse en el cálculo del depósito y especialmente la manera de combinarlas a fin de poder cumplir con el Estado Límite Último y también, con el Estado Límite de Servicio de Fisuración, en general más restrictivo. Se exponen los criterios a emplear en un tema tan sensible como es la abertura máxima de fisura permitida en el depósito. Así como las armaduras mínimas que debemos considerar con objeto de prevenir posibles fisuraciones debidas a retracción del fraguado, variaciones de temperatura y otras acciones no contempladas en el cálculo. También se exponen diferentes criterios y recomendaciones para el diseño que conviene tener en cuenta al proyectar el depósito, ya que sin duda van a revertir en una mejor funcionalidad y durabilidad del mismo.

Seguidamente se aborda el cálculo de la pared de depósitos rectangulares de hormigón armado, mediante distintos modelos e idealizaciones de la estructura. Englobados dentro de lo que se ha denominado modelo Excel, se realizan dos sub-modelos, el de las Tablas de Bares, que permite acercarnos al comportamiento estructural en regiones influenciadas por el efecto esquina, y el modelo de muro ménsula, que se acerca más al comportamiento de las paredes en las zonas centrales, en donde el anterior efecto es despreciable. También se realiza un modelo con el empleo del software de cálculo SAP200 que permite la validación y el refinamiento del análisis y cálculo de la construcción.

Seguidamente se da solución a la cimentación de la estructura, diseñada con zapatas corridas en las que se encajan las soleras de impermeabilización.

Se describen a continuación los principales condicionantes y dificultades en la consecución del trabajo :

- La geometría del depósito viene impuesta en un principio. No se considera la posibilidad de variar dicha geometría, por ejemplo variando la planta de éste ni ejecutando un muro de sección variable a lo largo de la altura del mismo. Únicamente se considera variar el espesor de los muros con tal de no disponer de armadura de cortante y se decide dividir el vaso del depósito mediante un muro divisorio

con la intención de no interrumpir el servicio en situaciones de limpieza o reparación.

- La acción del sismo es analizada y calculada en función del modelo empleado. En el modelo Excel se emplea el método de Mononobe-Okabe Modificado para analizar el incremento del empuje debido a la acción sísmica, mientras que en el modelo SAP200 se analiza tal efecto mediante la introducción del espectro de respuesta elástica en el software de cálculo.
- Se destaca la peculiaridad en el tratamiento de los depósitos de hormigón armado, al buscar de manera independiente las armaduras de flexión y de tracción por caminos totalmente diferentes para al final sumarlas. La armadura de flexión se determina en función del Estado Límite Último y de la abertura máxima admitida para la fisura; y la de tracción simple, adoptando un valor muy bajo para la tensión admisible del acero, que se fija en:
  - $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$  para el caso de  $w_{\text{máx}} = 0,1 \text{ mm}$ .
  - $\sigma_s = 130 \text{ N/mm}^2$  para el caso de  $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$ .
- La determinación de la abertura de fisura en elementos superficiales sometidos al mismo tiempo a flexión y tracción, como es el caso de las paredes y solera de un depósito, no está satisfactoriamente resuelta, pero con el auxilio del prontuario informático del hormigón en Excel permite el cálculo aproximativo de la abertura de fisura en flexo-tracción.
- Nada dice la Instrucción EHE sobre armaduras mínimas en depósitos, de ahí que seguiremos las recomendaciones expuestas por Jimenez Montoya et al (1987) para hacer la siguiente propuesta de cuantías mínimas, siempre referidas a la sección total de hormigón :
  - Para armadura vertical con  $w_{\text{máx}} = 0,1 \text{ mm}$ ;  $p_{\text{mín, flexión}} = 0,0020$
  - Para armadura vertical con  $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$ ;  $p_{\text{mín, flexión}} = 0,0015$
  - Para armadura horizontal con  $w_{\text{máx}} = 0,1 \text{ mm}$ ;  $p_{\text{mín, flexión}} = 0,0020$
  - Para armadura horizontal con  $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$ ;  $p_{\text{mín, flexión}} = 0,0015$
- El diseño del encaje del armado que se puede ver en los planos se realiza teniendo en cuenta el proceso constructivo de la estructura, intentando en la medida de lo posible aportar facilidades a los operarios.



- Destacar finalmente que el trabajo realizado se basa en un análisis estructural que tiene por objetivo resolver la estructura bajo un buen diseño. Para ello se elaboran hojas de cálculo Excel en las que se implementa la sistemática de cálculo seguida para la obtención de los resultados de los métodos directos que permitan la obtención de un orden de magnitud, posibilitando la comparación y validación de los resultados obtenidos mediante el empleo del software de cálculo SAP2000. Queda fuera del alcance del proyecto todo lo referente a cálculos hidráulicos y equipos necesarios, pues se supone que dichos aspectos se han estudiado con anterioridad y simplemente han tenido repercusión, para nuestro trabajo, en la geometría inicialmente impuesta.

## 18-ÍNDICE DE DOCUMENTOS ANEXOS

1. ANEJO DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS
2. PLANOS
  - 2.1 Situación y emplazamiento
  - 2.2 Plano topográfico
  - 2.3 Planta general
  - 2.4 Perfil longitudinal y transversal
  - 2.5 Zonas de armado en muros
  - 2.6 Despiece muro zona A
  - 2.7 Despiece muro zona B
  - 2.8 Despiece muro zona C
  - 2.9 Despiece muro zona D
  - 2.10 Despiece muro zona E
  - 2.11 Zonas de refuerzo horizontal
  - 2.12 Refuerzo en esquina 1 y 2
  - 2.13 Refuerzo en nudo 1 y 2
  - 2.14 Refuerzo en esquina 3, 4 y 5
  - 2.15 Despiece losa impermeabilización
  - 2.16 Despiece losa impermeabilización
  - 2.17 Cuadro de despiece losas
  - 2.18 Juntas
  - 2.19 Tuberías de drenaje
  - 2.20 Detalles de drenaje