



ANEJO 8

CÁLCULOS ESTRUCTURALES

8.1. MURO

8.2. SOLERA

AUTOR: JAVIER VALIENTE MOCHOLÍ



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)





DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	4	4. ANEJO DE CÁLCULO.....	19
1.1 ANTECEDENTES	4	4.1. Programa de cálculo.	19
1.2 OBJETO	4	4.2. Hipótesis de carga.....	19
1.3. ALCANCE.....	4	4.3. Cálculo del muro.	20
1.4. NORMATIVA	5	4.3.1. Dimensionamiento frente a solicitaciones normales.	21
2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	5	4.3.2. Dimensionamiento frente a cortante.	27
2.1 DIMENSIONES PREVIAS	7	4.3.3. Cálculo de la fisuración. Estado límite de servicio.	29
3. BASES DE CÁLCULO	7	4.3.5 Resultados. Disposición de armaduras.	32
3.1. EXPOSICIÓN AMBIENTAL.....	7	4.4. Cálculo de la solera.	34
3.2. RECUBRIMIENTO	7	4.4.1. Dimensionamiento frente a solicitaciones normales.	35
3.3 Materiales.....	8	4.4.2. Dimensionamiento frente a cortante.	36
3.3.1. Hormigón.....	8	4.4.3. Cálculo de la fisuración. Estado límite de servicio.	37
3.3.2. Acero.	9	4.4.4. Cuantías mínimas.....	38
3.3.3. Otros materiales.	10	4.4.5. Resultados. Disposición de armaduras.	39
3.4. Clasificación de acciones.	10	5. JUNTAS.....	39
3.4.1. Acciones permanentes.	10	6. DRENAJE	40
3.4.2. Acciones permanentes de valor no constante.....	12	7. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS.	41
3.4.3. Acciones accidentales.....	15	8. CONCLUSIONES.....	42
3.5. Combinación de acciones.....	17		
3.5.1. Coeficientes de seguridad.	18		



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)



1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo componente del Trabajo Final de Grado pretende recoger los cálculos estructurales realizados para dimensionar de un modo competente, razonable y económico el depósito a construir.

1.1 ANTECEDENTES

Anteriormente, en un detallado estudio de soluciones se ha expuesto las diferentes alternativas para la construcción de un depósito de riego competente y se ha elegido la solución óptima del mismo, tanto en el punto exacto donde se va a ubicar, como en su tipología.

Así mismo, se ha realizado el estudio geotécnico sobre la zona de actuación para conocer las características y propiedades de los materiales sobre los cuales se va a cimentar el depósito, y poder trabajar con un mayor conocimiento a la hora de diseñar estructuralmente el mismo.

La solución adoptada, como se ha redactado en los otros anejos, ha sido la de ubicar el depósito en la opción 4, la posición más cercana al antiguo depósito actualmente fuera de uso.

Las razones más importantes para finalmente haber escogido esta solución han sido las siguientes:

- Cota de cimentación bastante más elevada de toda la zona de riego.
- Ubicación más cercana al pozo ya existente, del cual se abastecía el anterior depósito.

En lo que respecta a tipología del depósito, cabe decir que se ha optado por un depósito semienterrado el cual contara con una pared de 37 paneles de hormigón prefabricado y una solera y cimentación de hormigón armado in-situ.

Una vez expuesta la solución adoptada en el estudio de soluciones, se va a proceder con detalle a resolver minuciosamente todos los aspectos estructurales que conlleve la construcción de un depósito para riego con las características antes nombradas.

1.2 OBJETO

En el presente anejo de cálculo estructural, se va a proceder al completo diseño estructural del depósito construido en el municipio de Montesa, más concretamente en la “Serra Grossa”.

1.3. ALCANCE

El alcance de este anejo de cálculo, es diseñar estructuralmente el depósito de riego ubicado al sur del municipio de Montesa, puntualizando en varios aspectos importantes y dando utilidad a los conocimientos adquiridos durante el Grado de Obras Públicas, sobre el que trata este TFG.

A continuación, se expone los principales puntos sobre los que tratará el presente anejo:

1. Se recopilará y estudiará la mayor información posible sobre los condicionantes de diseño, la cual se tendrá en cuenta que no es un proyecto real sino un trabajo académico y podrá presentar alguna pequeña carencia informativa:
 - Estudio de soluciones realizado anteriormente, el cual también es objeto del propio TFG.
 - Información geotécnica, que será proporcionada de una manera razonable por el cotutor del TFG (M^a Elvira Garrido de la Torre) y en la que mi compañero José Muñoz Contell trabajará para analizar de una manera más detallada.
 - Topografía de la zona de actuación.
 - Normativa de aplicación.
 - Planos de geometría básica.
 - Planos de detalle de armado.
 - Otros condicionantes o afecciones, como puede ser la susceptibilidad del depósito al sismo.



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

2. Se expondrán con el detalle necesario los materiales empleados para la construcción del depósito.
3. Se determinarán las bases de cálculo que servirán para hacer viable y segura la realización de la obra, atañéndose en todo momento a lo expuesto en la EHE.
4. Se realizará un pequeño estudio de soluciones sobre la unión muro-solera más óptima para la realización del depósito.
5. Se obtendrán los mínimos geométricos y mecánicos.
6. Se calcularán las armaduras necesarias en el muro, tanto interiores como exteriores.
7. Se calcularán las armaduras necesarias en la solera, tanto superiores como inferiores.
8. Se describirá la red de drenaje con la que constará el depósito, para su alivio cuando sea conveniente.
9. Se procederá, una vez resueltos todos los cálculos, a realizar los planos necesarios para la completa definición de la obra, tanto planos de geometría del depósito, como planos de detalle de armado, drenaje, etc.
10. Por último, se completará el presente anejo con una conclusión general sobre los cálculos estructurales realizados para hacer posible la construcción del depósito, así como destacar los puntos más importantes tratados en el anejo de cálculo.

1.4. NORMATIVA

Para la redacción de este anejo de cálculo, se ha seguido una selecta normativa, la cual permitirá ceñirse en la mayor medida posible a lo expuesto en la mayoría de proyectos que actualmente ocupan el territorio español o en menor medida, europeo:

- EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural, redactada por el Ministerio de Fomento en 2008. Será la norma a la que más referencia se hará para la redacción de este anejo, ya que ha sido, la Instrucción más utilizada a lo largo de este Grado de Obras Públicas en lo que a hormigón armado se refiere.
- CTE. Código Técnico de la Edificación, Documento Básico SE-AE. Seguridad Estructural de Acciones en la edificación, por el Ministerio de Fomento en Abril.

- CTE. Código Técnico de la Edificación, Documento Básico SE-C. Seguridad estructural en Cimientos, por el Ministerio de Fomento en 2007.
- Dirección general de Carreteras. Guía de cimentaciones en obras de carretera, por el Ministerio de Fomento en 2009.
- NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación” de 2009.
- Eurocódigo – 2. 2004

2. PREDIMENSIONAMIENTO

Para poder realizar el presente anejo estructural, se prevé necesario conformar un predimensionamiento de los elementos a diseñar. Esta necesidad surge para tener un orden de magnitud inicial sobre las acciones que originarán el peso propio de la estructura o el rango de grosor de los elementos principales del depósito

Para realizar el predimensionamiento se va a utilizar las recomendaciones sobre el diseño de depósitos del libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

En este caso, se va a proceder a predimensionar el muro y la losa del depósito.

- PREDIMENSIONAMIENTO DEL PANEL DE MURO

Como bien se ha indicado, el muro depósito estará compuesto por paneles de hormigón prefabricado, los cuales mediante juntas perfectamente estudiadas conformarán la pared del depósito.

Jiménez Montoya aconseja que en los casos más frecuentes de altura de agua $H_w \leq 6$ m, se adopte un valor entorno de:

$$\text{Para depósitos circulares: } e = 0.05 \cdot h + 0.01 \cdot r \geq 0.20 \text{ m}$$

Siendo:

e: Espesor de la pared del depósito.

h: Altura de la pared del depósito.

r: Radio del depósito.

Por lo tanto se tiene el siguiente espesor: $e = 0.05 \cdot 5 + 0.01 \cdot 14 = 0.39 \approx \mathbf{0.40 \text{ m}}$



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

En cualquier caso, se desaconseja por razones constructivas que este espesor sea menor de 30 cm, ya que de otra manera no entraría el tubo de la bomba de hormigonado.

En el caso de este depósito, la altura de la lámina de agua es de 4.5 m, no obstante se ha optado por utilizar la altura total de la pared del depósito y no la altura de agua de servicio, para así quedar siempre del lado de la seguridad.

- PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

Por otra parte, se tiene que la losa será de hormigón armado ejecutado in-situ, la cual se apoyará sobre la zapata corrida que perimetralmente envuelve el depósito.

Como se ha comentado con anterioridad, una vez realizada la excavación necesaria para semienterrar el depósito, se procederá a poner una capa de 10 cm de hormigón de limpieza del tipo HL-150/B/20. En este caso, no se producirán subpresiones del agua del terreno sobre la solera, por lo que no hará falta disponer debajo de la solera de un geotextil que la proteja de dicho fenómeno.

La solera se realizará de espesor constante, adoptándose como recomendación de Jiménez Montoya para depósitos circulares: $e' = 0.1 \cdot h > e$

Siendo:

e' : Espesor de la solera del depósito.

h : Altura de la pared del depósito.

Por lo tanto se tiene el siguiente espesor: $e = 0.1 \cdot 5 = \mathbf{0.5\ m} > 0.4\ m$

Sobre el hormigón de limpieza se hormigonará la solera, que tendrá **50 cm** de espesor y estará armada con dos capas de armadura en forma de malla.

A la solera se le dará una pendiente del 1% hacia el punto de desagüe para poder realizar el vaciado y la limpieza cuando sea necesario. En el apartado de drenaje se determinará el punto exacto, así como las características del sistema de desagüe.

Para terminar con este apartado, es conveniente indicar a que cota estará la solera del depósito, ya que será un depósito semienterrado y para futuros cálculos será necesario conocer ese dato.

Se va a optar por realizar una cimentación compensada, esto es, realizar una excavación tal que el terreno extraído tenga el mismo peso por una unidad de área que el peso total del depósito completamente lleno de agua.

De esta forma, se evitarán excesivos asentamientos por una media o alta compresibilidad del terreno, además de también evitar la necesidad de utilizar una capa de suelo seleccionado que absorba el bulbo de presiones originado por el depósito, por la falta de calidad y homogeneidad del suelo existente.

El peso originado por el depósito lleno en un área de 1 m² es el siguiente:

Peso de la columna de agua: $10\ \text{kN/m}^3 \cdot 4,65\ \text{m} = 46,5\ \text{kN/m}^2 = 46,5\ \text{kPa}$

Peso del hormigón de la solera: $25\ \text{kN/m}^3 \cdot 0,5\ \text{m} = 12,5\ \text{kN/m}^2 = 12,5\ \text{kPa}$

Peso total que originará el depósito en el suelo existente debajo de la solera: **59 kPa**

Nota: El peso de los paneles prefabricados de muro no se han tenido en cuenta, ya que ese peso recaerá sobre la cimentación al ser una zapata corrida radial.

Por otro lado, el peso del terreno existente en la zona a excavar, será el siguiente:

Peso del terreno: $x \cdot 20\ \text{kN/m}^3$

Por lo que, para conocer la cota (x) a la que el terreno existente originará la misma presión sobre el terreno que el depósito lleno de agua, se deben igualar las dos ecuaciones:

$$59\ \text{kN/m}^2 = x \cdot 20\ \text{kN/m}^3 \longrightarrow x = 59\ \text{kN/m}^2 / 20\ \text{kN/m}^3 = \mathbf{2,95\ m \cong 3\ m}$$

Ya que el depósito no actuará en servicio con una lámina de agua igual que la totalidad de la pared del depósito y para tener una mayor facilidad constructiva, se va a posicionar la parte inferior de la solera del depósito a una cota de 3 metros por debajo del terreno natural, dejando 10 cm sobrantes por debajo de esos 3 metros, para colocar una capa de hormigón de limpieza.

Por último, conociendo la cota de excavación, se puede conocer el fragmento de pared del depósito que sobresaldrá de la cota natural del terreno:

Excavación: **3 m**

Espesor de la solera: **0,5 m**



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Fragmento de pared enterrada: 2,5 m

Fragmento de pared expuesta: 2,5 m

Por lo tanto, el muro del depósito estará semienterrado exactamente hasta la mitad de su altura, 2,5 metros.

2.1 DIMENSIONES PREVIAS

Una vez obtenidas las dimensiones previas de muro y solera por las recomendaciones del libro de Jiménez Montoya, así como la cota de excavación que se realizará, se cree conveniente realizar unos ajustes en cuanto a las dimensiones iniciales con las que se va a trabajar.

Se van a añadir dos contrafuertes a cada panel de muro prefabricado, para que trabaje estructuralmente con más eficiencia y pueda disminuirse así el grosor del mismo. Por lo que se va a optar por un grosor de muro de 30 cm.

En cuanto a la solera, también parece demasiado gruesa ya que Jiménez Montoya enfoca más este tipo de soleras en depósitos circulares cuando se trata de losas de cimentación. La solera que ocupa este TFG, en cambio, se apoyada en la cimentación por eso se puede rebajar en una importante medida el grosor de la misma. Dicho esto se tomará como grosor de la solera 35 cm.

La longitud semienterrada del muro, el cual es 2,5 metros, se cree conveniente y se trabajará con ese valor.

Una vez ajustados las dimensiones previas de los elementos importantes del presente anejo, se procederá más adelante a realizar los cálculos oportunos para su dimensionamiento.

3. BASES DE CÁLCULO

Para continuar con la redacción de este anejo, se van a imponer unas bases de cálculo que aclararán todos los aspectos necesarios para proceder a un correcto diseño estructural dependiendo de varios factores intrínsecos al propio TFG.

En este apartado se escogerán y explicarán los materiales óptimos a utilizar en la construcción del depósito, así como sus características necesarias.

Por otro lado, se definirán las acciones a tener en cuenta para el diseño, así como la combinación de las mismas que permitirá obtener los estados límite últimos y los estados límite de servicio necesarios para el proyectar una estructura segura y eficiente.

3.1. EXPOSICIÓN AMBIENTAL

Se puede decir que, como indica la tabla 8.2.2 del artículo 8º de la EHE-08, la zona donde se encuentra la obra se va a considerar como un **ambiente IV**, ya que existirán cloruros de origen diferente del medio marino, además de un alto grado de humedad. En este ambiente, las armaduras sufrirían un proceso de corrosión por cloruros en contacto con las mismas.

La falta de datos por un ensayo normalizado sobre el suelo sobre el que se va a construir el depósito y la carencia de un nivel freático que alcance la cota correspondiente a la cara inferior de la solera, permite concretar que la obra no estará expuesta a ninguna clase de exposición específica (como podría ser Qa en caso de un ataque débil del agua o el suelo).

3.2. RECUBRIMIENTO

Primeramente se va a definir la vida útil nominal de la estructura objeto de este TFG, ya que esta repercutirá en el recubrimiento mínimo de la misma. En la tabla a continuación, se puede concretar que el depósito tendrá una vida útil de 50 años.

Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura⁽¹⁾

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Continuando con el artículo 37º de la norma, se debe adoptar un recubrimiento, definido como la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie de hormigón más cercana. Se prescribirá en el presente TFG un valor nominal del recubrimiento definido como:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

dónde:

r_{nom} Recubrimiento nominal.

r_{min} Recubrimiento mínimo.

Δr Margen del recubrimiento, dependiente del nivel de control de ejecución y que será en este caso de 5 mm debido a un control de ejecución intenso de elementos in situ.

Como se indica en la Tabla 37.2.4.1.b. de la EHE-08, se adoptará un recubrimiento mínimo para la clase general obtenida (clase general de exposición IV), contando con una vida útil del proyecto de 50 años y tipo de cemento utilizado para el hormigón (CEM III/A), de 35 mm. Por lo tanto, finalmente se obtendrá:

$$r_{nom} = 35 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

El nombrado recubrimiento nominal se reflejará en los planos y será el que marcará la distancia de los separadores de armadura.

Tabla 37.2.4.1.b
Recubrimiento mínimo (mm) para las clases generales
de exposición III y IV

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t_d) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26º	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

De manera aproximada, se va a escoger un recubrimiento mecánico que servirá para realizar los cálculos a lo largo del presente anejo.

A los 40 mm del recubrimiento nominal, se le va a añadir 10 mm para obtener el recubrimiento mecánico a utilizar en los cálculos en previsión a lo que podría ser la armadura horizontal (cercos) y vertical, con lo que:

- Recubrimiento mecánico: 5 cm
- Canto útil muro (alma): 55 cm
- Canto útil muro (alas): 25 cm
- Canto útil solera: 30 cm

3.3 Materiales.

Los materiales de construcción que van a utilizarse para la obra han sido seleccionados, como más adelante se explicará con detalle, razonadamente para que cumplan los requisitos de durabilidad y otorguen al depósito la resistencia necesaria para asumir la combinación de acciones que recaerá sobre los mismos, con el margen oportuno de seguridad.

3.3.1. Hormigón.

Uno de los materiales más importantes y que más determinará en las características de una estructura de hormigón armado, será obviamente el propio hormigón, el cual se deberá escoger siguiendo las pautas y recomendaciones de la normativa que contempla este TFG, como es la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

Una vez conocida la clase general de exposición relativa a la corrosión de las armaduras, y cumpliendo el artículo 37º sobre la durabilidad del hormigón así como de sus armaduras, se expondrán algunas características generales y limitaciones que deberá tener el hormigón adoptado para la obra:

- Se utilizará un cemento tipo CEM III/A con característica adicional de bajo calor de hidratación (se prevé hormigonar en tiempo caluroso) en el que no deben producirse dilataciones durante el fraguado, ya que se cree el más conveniente para el ambiente en el que se encuentra la obra.
- Máxima relación agua/cemento de 0.5, según la tabla 37.3.2.a.
- Mínimo contenido de cemento de 325 kg/m³, de acuerdo con la tabla 37.3.2.a.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

- Resistencia mínima característica de 30 N/mm², según la tabla 37.3.2.b.

Tabla 37.3.2.b

Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Os	Ob	Oc	H	F	E
Resistencia mínima (N/mm ²)	Masa	20	—	—	—	—	—	—	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

- Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido en cemento, según la tabla 37.3.2.a.

Tabla 37.3.2.a

Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Os	Ob	Oc	H	F	E
Máxima relación a/c	Masa	0,65	—	—	—	—	—	—	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	Armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	Pretensado	0,60	0,60	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50	0,50
Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)	Masa	200	—	—	—	—	—	—	275	300	325	275	300	275
	Armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
	Pretensado	275	300	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300

- Las características de los áridos deberán permitir alcanzar la adecuada resistencia y durabilidad del hormigón que con ellos se fabrica. Para la correcta dosificación del hormigón, se utilizarán áridos con bajo coeficiente de expansión térmica y siempre evitando el uso de áridos que puedan presentar retracción. Dadas estas indicaciones, los áridos que se van a utilizar serán de tipo calizo.
- En cuanto al tamaño máximo del árido, para lograr una correcta y deseada adherencia y cohesión en la totalidad del hormigón, características extremadamente importantes en la construcción de un depósito, se adopta un tamaño máximo de 20 mm. De esta manera y predimensionando grosso modo que el espesor del muro del depósito oscilará sobre los 30 cm, se permitirá que el árido pase perfectamente por el entramado de armaduras pasivas que más adelante se definirá.
- En correspondencia a lo expuesto en el artículo 71.5.2. de la norma, el sistema de compactación adoptado para esta obra será el vibrado. Este método es el más adecuado para las estructuras de hormigón armado, al permitir una mejor calidad con ahorro de cemento y mano de obra, así

como un desencofrado más rápido como consecuencia de emplear menos cantidad de agua de amasado. Este tipo de compactación es recomendable aplicarlo con consistencias plásticas.

Una vez concluida la determinación de las características del hormigón, se procede a la designación del mismo según lo descrito anteriormente:

HA-30/P/20/IV

3.3.2. Acero.

El siguiente material más importante para la construcción de una estructura de hormigón armado, además del propio hormigón, es el acero. Para exponer las características del acero que se va a seleccionar para la construcción del depósito, se utilizará en todo momento el artículo 32º de la EHE-08 sobre el acero para armaduras pasivas. A continuación se tiene en cuenta la siguiente información:

- A los efectos de esta Instrucción, sólo podrán emplearse barras de acero corrugado soldable que sean conformes con UNE-EN 10080.
- Estas barras serán del tipo B 500 S, y contarán con un límite elástico característico de $f_{yk} = 500$ N/mm². Además, este tipo de barras serán más fáciles de encontrar en el mercado.
- Las barras deberán tener aptitud al doblado-desdoblado, manifestada por la ausencia de grietas apreciables a simple vista
- Las características mecánicas mínimas garantizadas por el suministrador serán conformes con las prescripciones de la tabla 32.2.a.

Tabla 32.2.a

Tipos de acero corrugado

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico, f_y (N/mm ²) ⁽¹⁾		≥ 400	≥ 500	≥ 400	≥ 500
Carga unitaria de rotura, f_t (N/mm ²) ⁽¹⁾		≥ 440	≥ 550	≥ 480	≥ 575
Alargamiento de rotura, $\epsilon_{u,5}$ (%)		≥ 14	≥ 12	≥ 20	≥ 16
Alargamiento total bajo carga máxima, ϵ_{max} (%)	Acero suministrado en barra	≥ 5,0	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 7,5
	Acero suministrado en rollo ⁽³⁾	≥ 7,5	≥ 7,5	≥ 10,0	≥ 10,0
Relación f_d/f_y ⁽²⁾		≥ 1,05	≥ 1,05	$1,20 \leq f_d/f_y \leq 1,35$	$1,15 \leq f_d/f_y \leq 1,35$
Relación $f_{y,real}/f_{y,nominal}$		—	—	≤ 1,20	≤ 1,25



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

3.3.3. Otros materiales.

- Geotextil.

Para que las zanjias de drenaje cumplan su función de un modo adecuado, así como el trasdós del muro, se deberá utilizar una tela permeable y flexible de fibras sintéticas, como es el geotextil. Este permitirá impermeabilizar el sistema de drenaje existente del terreno para evitar daños o fallos estructurales en este último, como puede ser la obstrucción de las ranuras en las tuberías drenantes por la acumulación de finos.

- Impermeabilizante.

Se utilizará para reducir notablemente la porosidad del hormigón y permitir así una correcta estanqueidad y aislamiento. Estas características deberán ser perfectamente controladas para tener un óptimo depósito.

- Tubos drenantes.

Se contará con tubos de drenaje, las cuales serán tuberías de polietileno (PEAD) ranuradas para la correcta evacuación del agua, de 100 mm de diámetro. Se dispondrán bajo el depósito en la dirección del desagüe. Además, se colocarán en trasdós del muro perimetral sobre la cara superior de la zapata. Este tema se tratará más ampliamente en el apartado de drenaje.

- Hormigón de limpieza.

Una vez realizada la excavación adecuada, se verterá una capa de 10 cm de hormigón de limpieza, a convenir por el jefe de obra, para homogeneizar el terreno y evitar desigualdades en cuanto a material, así como discontinuidades en planta o alzado y subpresiones del agua del terreno sobre la solera (no será en el presente caso ya que el nivel freático se encuentra bastante por debajo de la cota inferior de excavación, y no influye en el proyecto).

Según el Anejo 18 de la EHE-08, sobre hormigones de uso no estructural, se tiene que el hormigón de limpieza constará de una dosificación mínima de cemento de 150 kg/m³, y se tipifica de la siguiente manera:

HL-150/B/20

- Material granular drenante.

En el trasdós de todo el muro perimetral del depósito, se contará con una capa de gravas naturales o procedentes de machaqueo. Este material granular estará, dentro de lo posible, libre de finos para cumplir mejor con su objetivo. Del mismo modo, también se dispondrá del mismo material drenante

bajo las juntas de la losa de cimentación, permitiendo que el agua llegue a los drenes y pueda ser evacuada de una manera correcta.

3.4. Clasificación de acciones.

Las acciones a considerar en la construcción del depósito serán las establecidas por la reglamentación específica vigente o en su defecto, las indicadas en la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

Estas acciones se van a poder clasificar según su naturaleza en acciones directas (cargas) e indirectas (deformaciones impuestas).

Así mismo, también se clasificarán por su variación en el tiempo en acciones permanentes, acciones permanentes de valor no constantes, acciones variables y acciones accidentales.

Para la redacción de este TFG, se va a clasificar las acciones exclusivamente por su variación en el tiempo.

A continuación, se van a indicar por separado las acciones básicas que solicitarán los dos elementos principales del depósito:

- La pared.
- La solera.

3.4.1. Acciones permanentes.

Son aquellas acciones que actúan de forma constante tanto en magnitud como posición y dirección.

Peso propio de elementos estructurales.

Todos los elementos estructurales del depósito a construir estarán compuestos de hormigón armado prefabricado (muro del depósito) y hormigón armado in-situ (solera del depósito), el cual contará para realizar los cálculos con un peso específico de 25 KN/m³.

Empuje del terreno.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Puesto que el depósito se va a cimentar en un terreno bastante cohesivo, se debe considerar un empuje en reposo del terreno, donde no se efectúa ninguna deformación entre muro y terreno permitiendo exclusivamente una pequeña expansión del terreno, en la cual se reordenarán las solicitaciones del terreno sobre el muro.

Para determinar de un modo correcto esta acción se debe tener en cuenta que el depósito se encontrará semienterrado, por lo tanto, el propio terreno estará coaccionado por la cimentación del depósito y por el fragmento de muro que se encuentre enterrado. También se tendrá en cuenta el empuje hidrostático (en la hipótesis de depósito lleno), la cual actuará en dirección opuesta al terreno.

La superficie inferior del muro se encontrará a una cota de 2,5 por debajo del terreno natural.

Una vez realizada la excavación oportuna para enterrar la solera del depósito hasta la cota deseada, se procederá al relleno con gravas del trasdós del muro existente entre el terreno natural y el mismo, así como del relleno con el propio terreno procedente de la excavación, para darle continuidad al terreno.

El empuje de tierras $q_t(x)$ se aplica exclusivamente sobre el lado exterior de la pared. La ley de cargas es triangular, con el máximo en la base de valor:

$$q_t(x) = k_0 \cdot \gamma_t \cdot H_t$$

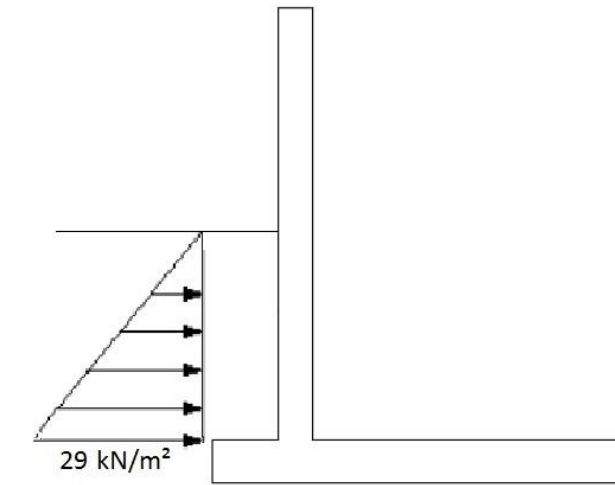
Siendo:

γ_t : Peso específico del terreno (gravas) = 20 kN/m³

Φ : Ángulo de rozamiento interno del terreno = 25°

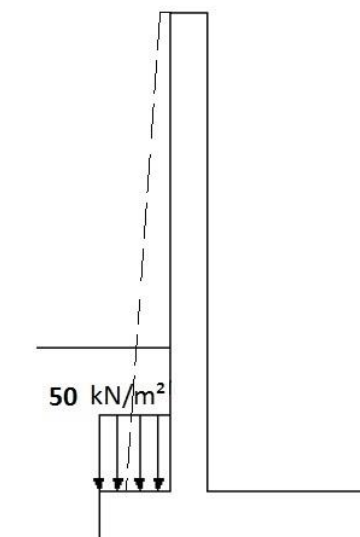
H_t : Altura de tierras. El panel de muro se encuentra enterrado 2,5 m.

K_0 : Coeficiente de empuje en reposo del terreno $\rightarrow K_0 = (1 - \sin \Phi') = 0,58$



Se va a considerar que la cimentación sobresale de la pared en 1 metro de longitud. En ese vuelo descansará el peso del terreno:

$$q = \gamma_t \cdot H_t = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,5 \text{ m} = 50 \text{ kN/m}^2$$



El peso del terreno sobre la cimentación será objeto de estudio en el anejo geotécnico componente del presente TFG. Esto es debido a que tal carga no afectará en ningún momento al panel prefabricado ni a la solera del interior del depósito, sino exclusivamente a la cimentación.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Nota: Es menester indicar que las tierras procedentes de la excavación que se colocan a modo de relleno entre el terreno natural y el trasdós de los paneles prefabricados estarán perfectamente compactadas.

3.4.2. Acciones permanentes de valor no constante.

Son aquellas acciones que actúan durante toda la vida de la estructura pero, como su propio nombre indica, con una magnitud no constante. En este apartado se incluirá las acciones térmicas y reológicas que pueden afectar al hormigón.

Retracción.

El hormigón sufre un proceso de retracción, el cual ocasiona algunos efectos sobre los elementos de hormigón armado del depósito. Este fenómeno depende del tiempo y se debe a un gradiente de humedades entre el material y el medio en el que está inmerso.

Como ya se verá en el apartado de juntas de retracción y dilatación, la pared del depósito no necesitará ningún tipo de juntas por ser paneles de poca longitud en cuanto a altura y anchura, siendo las juntas entre paneles las que absorberán los posibles procesos de retracción del hormigón o dilatación por temperaturas extremas en determinados días del año.

Nota: No se considerará ninguna solitación procedente de acciones térmicas o reológicas que sea objeto de estudio por considerarse estas despreciables.

Para evitar los posibles efectos de la retracción se dispondrán juntas de retracción. Se va a determinar la separación de las juntas en el apartado "Juntas" conociendo el perímetro del muro y escogiendo la sección más desfavorable de la solera.

Fluencia

La fluencia es un fenómeno de deformación no instantáneo, que es debido a la aplicación de una tensión constante en el tiempo.

Debido a que los muros son de hormigón armado prefabricado, la fluencia en este depósito no será significativa y se podrá despreciar para el desarrollo del presente TFG.

3.4.3. Acciones variables

Son las que presentan variaciones en todas sus características, tanto en magnitud, como en dirección y posición.

Tráfico de maquinaria en el trasdós del muro.

Se considerará una carga de tráfico en todo el alrededor del depósito de 1 t/m² :

$$q = k_0 \cdot 10 \frac{kN}{m^2} = 5,8 \frac{kN}{m^2}$$

Empuje hidrostático.

El empuje hidrostático $q_h(x)$ actuará sobre el lado interior del muro y sobre la solera. La presión sobre la pared es triangular, con un máximo en la base de valor:

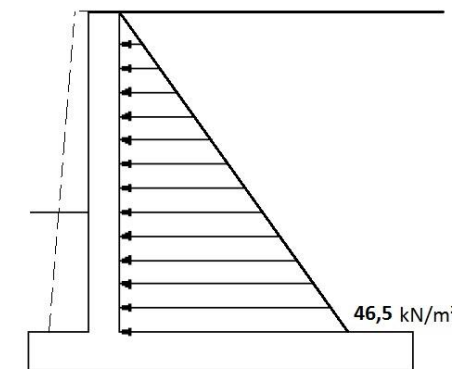
$$q_h(x=0) = \gamma_w \cdot H_w = 10 \cdot 4,65 = 46,5 \frac{kN}{m^2}$$

Siendo:

γ_w : Peso específico del agua, 10 kN/m³

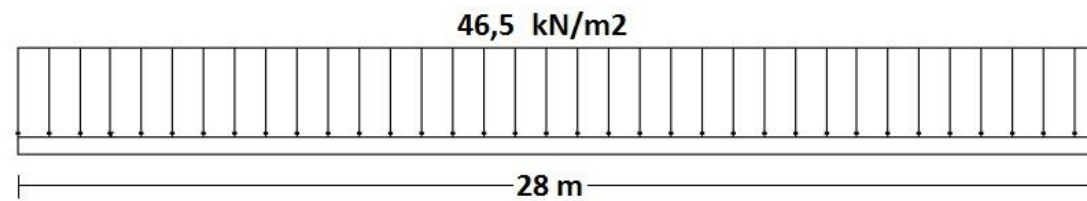
H_w : Altura del agua. La altura máxima de la lámina de agua es de 4,65 m, despreciando el resguardo de 0.5 m que en servicio se debe respetar, provocando así una situación más desfavorable.

Por lo tanto la ley de empuje hidrostático quedará como:



Por otro lado, el empuje hidrostático también actúa sobre todo el área de la solera en su valor mayor, como se indica en la siguiente imagen.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)



Viento.

Se procede a determinar la presión que el viento originará sobre los paneles de muro del depósito según el CTE: Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural. Acciones en la edificación:

En primer lugar, es necesario indicar que en el Documento Básico que se va a utilizar para este apartado, no se contempla tanques, silos o depósitos como el caso de este TFG. No obstante, se va a proceder a realizar un tanteo siguiendo el mismo para comprobar a grandes rasgos si el viento provocará grandes solicitaciones sobre la estructura o por el contrario, será prácticamente despreciable.

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre una estructura y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.

La acción del viento puede expresarse como una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo:

q_e : Presión estática del viento.

q_b : Valor básico de la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m² . Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra.

c_e : Coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determinará a continuación de acuerdo con lo establecido en el apartado 3.3.3 del citado Documento Básico

c_p : Coeficiente eólico o de presión exterior, depende de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indicará succión. Su valor se establecerá a continuación siguiendo los apartados 3.3.4 y 3.3.5 del Documento Básico.

Se procederá a obtener por separado cada valor de la fórmula anteriormente expuesta:

- El valor básico de la presión dinámica del viento: $q_b = 0.5 \times \delta \times v_b^2$

Siendo:

δ : Densidad del aire, que en general puede tomarse como 1.25 kg/m³

v_b^2 : Valor básico de la velocidad del viento



Montesa: Zona A $v_b = 26 \text{ m/s}$ $q_b = 0.42 \text{ kN/m}^2$

c_e : Coeficiente de exposición

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

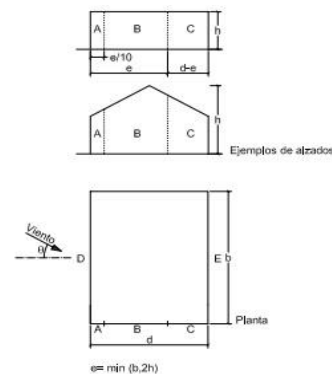
El coeficiente de exposición C_e tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 3.4, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición C_e .

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Por lo tanto, nos encontramos en un grado de aspereza del entorno III, zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas, por lo que el coeficiente de exposición será:

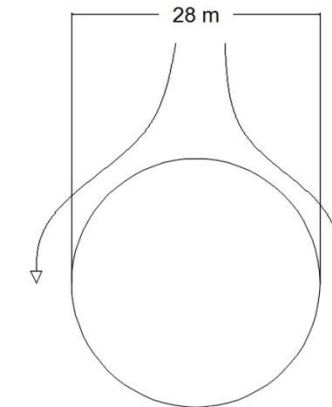
Coeficiente de exposición: $C_e = 1,6$



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

Por último, se va a proceder a obtener el coeficiente de presión exterior o eólico C_p , el cual depende de la dirección relativa del viento, de la forma de la estructura, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia.

Nota: Se va a asemejar el depósito circular a un depósito cuadrado de lado igual al diámetro del mismo, 28 m. Al realizar esta semejanza, se puede decir que el viento actuará de la misma forma sobre el depósito con independencia de los grados de inclinación sobre la pared.



Esto quedará del lado de la seguridad ya que realmente el viento perpendicular actuante sobre el depósito circular y no rectangular, perderá fuerza por el deslizamiento perimetral sobre las paredes.

Nota: El signo " indica igual valor que la casilla superior, con el mismo número y signo.

$$e = \min(b, 2h) = \min(28, 5) = 5 \text{ m}$$

Nota: Para la altura "h", se considerará la parte del depósito que no se encuentra enterrada, por lo tanto según el apartado de predimensionamiento donde se indica la profundidad de excavación:

$$h = 5 \text{ m} - 2,5 \text{ m} = \mathbf{2,5 \text{ m}} \text{ sobresalen del terreno natural.}$$

Observando la anterior tabla, tenemos una relación $h/d = 2,5/28 = 0,09 < 0,25$, por lo tanto:

	A	B	C	D	E
C_p	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Ancho (m)	0,4	4	24	28	
C_{p,med}	-0,833			0,7	-0,3
q_e (kN/m²)	-0,56			0,47	-0,202

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Observando los datos adquiridos por el documento técnico (Seguridad estructural. Acciones en la edificación) y habiendo adoptado la forma del presente depósito circular como un depósito rectangular, aumentando notablemente el valor de la presión del viento sobre el mismo, se va a concluir este apartado despreciando la acción del viento por ser esta ínfima (tanto en succión como en presión) respecto a las otras acciones existentes.

3.4.3. Acciones accidentales.

Son aquellas acciones cuya probabilidad de que ocurran es mínima, ocasionadas por un proceso fortuito e inesperado, pero que no por ello se deben considerar despreciables.

Sismo.

La Norma NCSE-02 establece la clasificación de importancia especial de las construcciones como “aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo al menos las siguientes construcciones:

- “Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.”

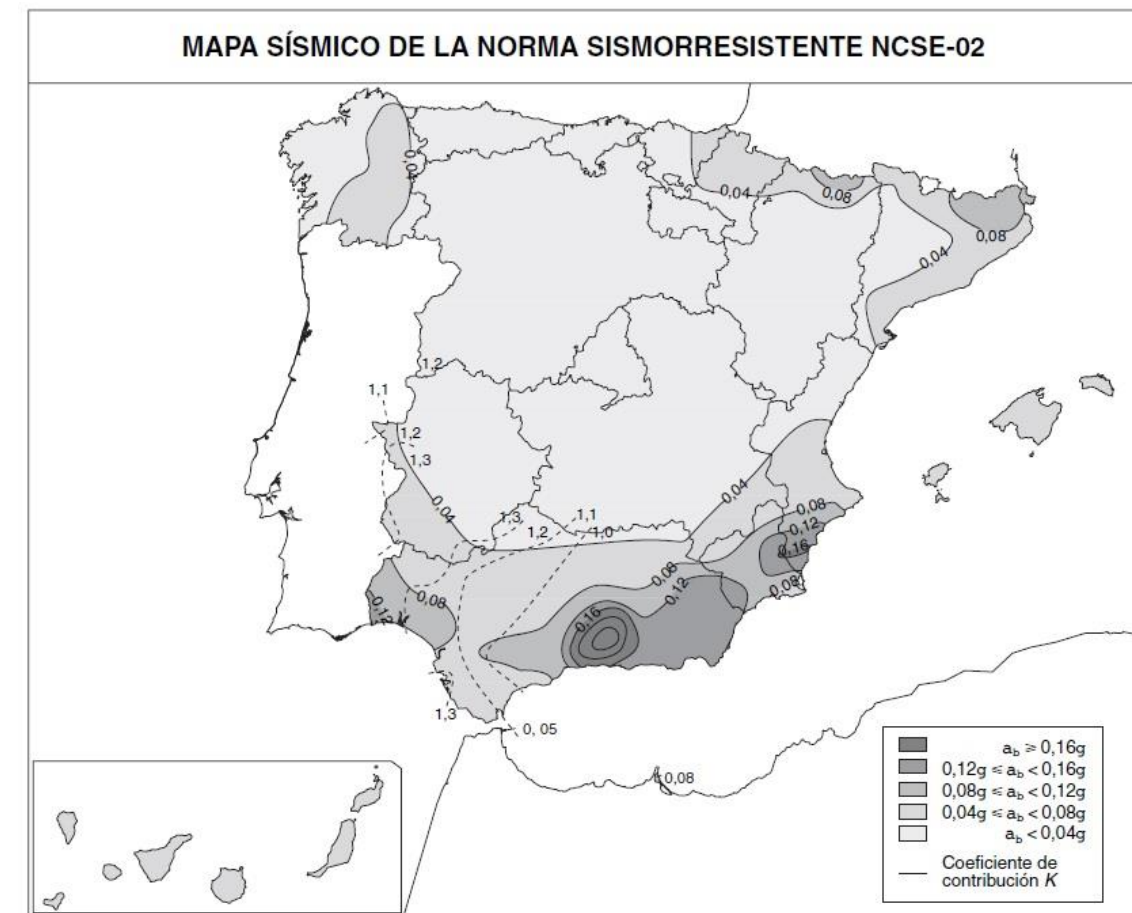
La NCSE-02 contempla depósitos de abastecimiento de agua, no obstante, un depósito de riego como el que ocupa este TFG se podría considerar que es de importancia normal ($p=1$).

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g , la aceleración sísmica básica, a_b (un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno) y el coeficiente de contribución K , que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

La aplicación de la Norma NCSE-02 es obligatoria en las construcciones excepto:

- “En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0,04 g$, siendo g la aceleración de la gravedad.”

En la siguiente imagen del mapa sísmico de la norma sismorresistente NCSE-02 se puede ver las características sísmicas de cada zona.



Además, en el Anejo I de la misma Norma, también se puede comprobar mediante una tabla la aceleración sísmica básica exacta de cada municipio, así como los coeficientes de contribución K , por lo que se puede comprobar lo siguiente:

· Localidad de Montesa

Aceleración básica (A_b / g) : 0,07 g
Coeficiente de distribución (K) : 1,0

Comentado esto, queda claro que se deberá realizar un estudio sísmico para la construcción del depósito.

El alcance de este TFG no implica realizar un anejo para el sismo, no obstante en este apartado se expondrá todo lo relacionado al sismo.

- Aceleración sísmica de cálculo.

En el capítulo II de la NCSE-02 se define la aceleración sísmica de cálculo a_c como el producto:

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

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

dónde:

A_b : aceleración sísmica básica

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo. Para construcciones de importancia normal $\rho=1$.

C : Coeficiente de terreno. El suelo que tenemos en el depósito se corresponde con un terreno tipo II "Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$ ".

Por lo que tenemos indicado en la Tabla 2.1. de la NCSE-02, que $C = 1,3$.

S : Coeficiente de amplificación del terreno. En este caso toma el siguiente valor:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b = 1,0 \cdot 0,07g = 0,07g < 0,1g \quad S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,3}{1,25} = 1,04$$

Por lo que finalmente se tiene:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,04 \cdot 1 \cdot 0,07g = 0,0728g$$

- Espectro de respuesta elástica.

La Norma NCSE-02 establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondientes a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{Si } T < T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A \\ \text{Si } T_A < T < T_B & \quad \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \quad \alpha(T) = K \cdot C/T \end{aligned}$$

Siendo:

$\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica

T : Periodo propio del oscilador en segundos

K : Coeficiente de contribución

C : Coeficiente del Terreno

T_A, T_B : Periodos característicos del espectro de respuesta, de valores

$$T_A = K \cdot C/10 = 0,13 \text{ s}$$

$$T_B = K \cdot C/2,5 = 0,53 \text{ s}$$

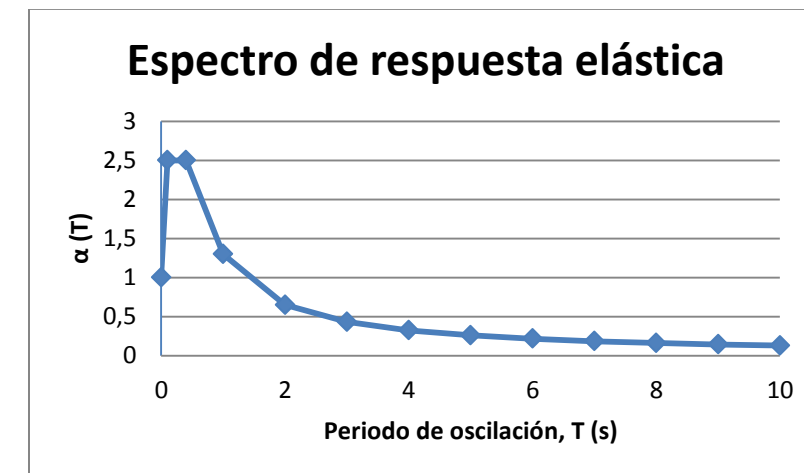
- Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento.

El espectro elástico de respuesta se ha calculado para un amortiguamiento del 5% del crítico. En un principio, y dado a que no se ha podido establecer el amortiguamiento de la infraestructura mediante algún método que se aleja del alcance del presente TFG, se mantendrá el amortiguamiento del 5% del crítico.

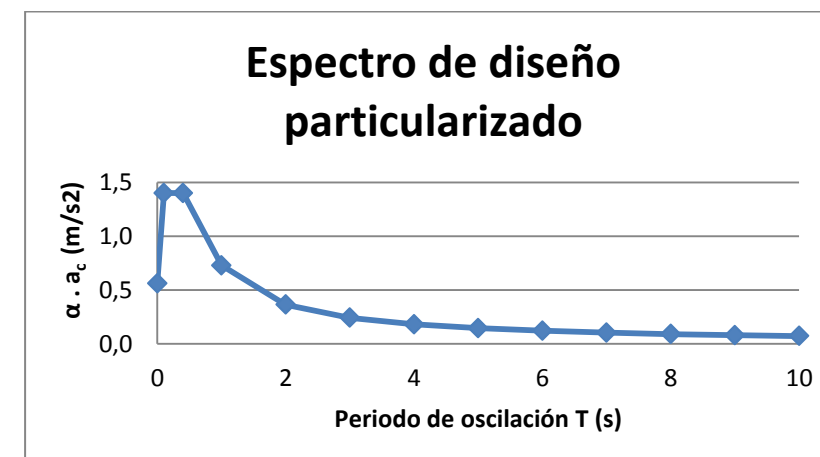
- Ductilidad.

Se va a presuponer como una infraestructura sin capacidad de disipación de energía, es decir, sin ductilidad alguna ($\mu = 1$). Esta suposición dejará siempre del lado de la seguridad.

- Representación del espectro de respuesta elástica.



El espectro de respuesta elástica arriba representado, se puede particularizar exactamente para el caso que ocupa a este TFG, en el término municipal de Montesa, multiplicando por la aceleración sísmica de cálculo $a_c = 0,0728g$ (m/s^2):



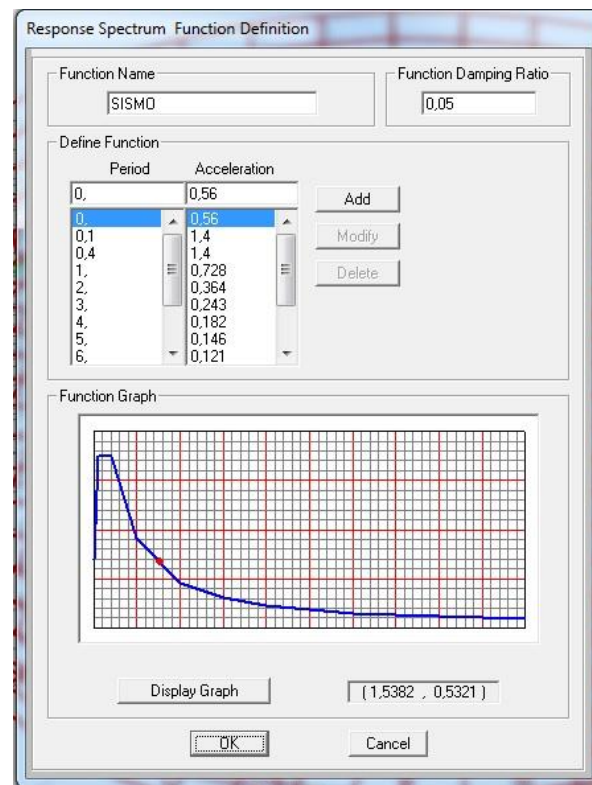
DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

3.5. Combinación de acciones.

A continuación se muestran los datos numéricos por la posible futura necesidad de estos:

Datos numéricos	
0	0,560
0,1	1,400
0,4	1,400
1	0,728
2	0,364
3	0,243
4	0,182
5	0,146
6	0,121
7	0,104
8	0,091
9	0,081
10	0,073

Estos datos numéricos se han introducido en el programa de elementos finitos utilizado para el diseño del depósito (SAP2000) para crear una función mediante el espectro de diseño particularizado y contar con que todas las combinaciones de carga tengan en cuenta la aceleración sísmica existente en la zona.



Una vez determinadas todas las acciones actuantes que se van a considerar para el diseño del depósito, se debe proceder a realizar las combinaciones de acciones oportunas para la comprobación del Estado Límite Último (ELU) y del Estado Límite de Servicio (ELS).

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes, en caso de que estas existieran.

Más adelante se considerarán varias hipótesis de carga donde, de un modo más amplio, se podrán considerar todas las posibles fases de construcción y servicio de un depósito de riego y determinar cuál será la más desfavorable, así como en qué zona aparecerán las máximas solicitaciones.

Como se indica en los artículos 13.2 para ELU y 13.3 para ELS de la EHE-08, para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con varios criterios.

La combinación de acciones en ELU seguirá los siguientes criterios:

ACCIONES	SITUACIÓN DE PROYECTO		
	Persistente o transitoria	Accidental	Sísmica
Permanente	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_G \cdot G_k$
Pretensado	$\gamma_P \cdot P_k$	$\gamma_P \cdot P_k$	$\gamma_P \cdot P_k$
Permanente no constante	$\gamma_G \cdot G_k^*$	$\gamma_G \cdot G_k^*$	$\gamma_G \cdot G_k^*$
Variables	determinante	$\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$
	el resto	$\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$	
Sismo			$\gamma_A \cdot A_{E,k}$
Accidental		$\gamma_A \cdot A_k$	

También se puede exponer a modo de fórmula, como en la EHE-08. Se realizará la combinación de acciones de acuerdo a la situación persistente o transitoria para ELU:

- Combinación de acciones. Situación persistente o transitoria. (ELU).

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

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Dónde:

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes.
$G^*_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
P_k	Valor característico de la acción del pretensado.
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante.
$Y_{0,i} Q_{k,i}$	Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
$Y_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
$Y_{2,i} Q_{k,i}$	Valores representativos cuasi permanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
A_k	Valor característico de la acción accidental.
AE_k	Valor característico de la acción sísmica.

Para la comprobación de los Estados Límites de Servicio, se va a considerar la situación de proyecto Cuasipermanente, ya que en un depósito se va a comprobar el Estado Límite de Servicio frente a fisuración.

La combinación de acciones en ELS seguirá los siguientes parámetros:

ACCIONES		COMBINACIÓN		
		Poco probable	Frecuente	Cuasipermanente
Permanente		$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_G \cdot G_k$
Pretensado		$\gamma_P \cdot P_k$	$\gamma_P \cdot P_k$	$\gamma_P \cdot P_k$
Permanente no constante		$\gamma_{G^*} \cdot G^*_k$	$\gamma_{G^*} \cdot G^*_k$	$\gamma_{G^*} \cdot G^*_k$
Variables	determinante	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \Psi_1 \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \Psi_2 \cdot Q_k$
	el resto	$\gamma_Q \cdot \Psi_0 \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \Psi_2 \cdot Q_k$	
Sismo				
Accidental				

O a modo de fórmula, como se indica a continuación:

- Combinación de acciones. Situación Cuasi Permanente (ELS).

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

Nota: Aunque el coeficiente de minoración de acciones de la combinación Cuasipermanente es de 0,6 , a lo largo del presente TFG para la comprobación del estado límite de servicio, se va a utilizar un coeficiente de 1,0 , quedando así del lado de la seguridad y comprobando que cumple con la abertura característica máxima de fisura.

3.5.1. Coeficientes de seguridad.

Los coeficientes de seguridad que se van a utilizar para la comprobación de los estados límite últimos y de servicio son los establecidos en la Instrucción EHE-08:

- Para los materiales, aplicables para los Estados Límite Últimos:

Tabla 15.3
Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

- Para las acciones, los cuales se dividirán dependiendo si son coeficientes parciales de seguridad aplicables a los Estados Límite Últimos, o por el contrario, a los Estados Límite de Servicio:

Tabla 12.1.a
Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Tabla 12.2

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armatura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armatura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

4. ANEJO DE CÁLCULO.

En el presente apartado se va a explicar el proceso de dimensionamiento seguido para proceder al armado de los elementos estructurales, haciendo uso de los conocimientos adquiridos en el Grado de Obras Públicas por el que se ha realizado el TFG.

4.1. Programa de cálculo.

Para el cálculo de las solicitaciones ocasionadas en la losa y los paneles prefabricados que conforman la pared del depósito, se va a utilizar un programa informático basado en elementos finitos, como es el SAP2000, además de realizar las hojas de cálculo de Microsoft Excel necesarias para el diseño estructural.

Debido a la tipología circular del depósito que ocupa este TFG, se ha realizado un diseño en SAP2000 por láminas, que se rige por la teoría de placas y la teoría de tubos delgados, la cual será materia del Master en Ingeniería Civil y no entra dentro del alcance de este trabajo.

Por esta razón, se ha simplificado la solera y el muro a elementos idealizados que permiten realizar el dimensionamiento con los conocimientos adquiridos en asignaturas de GIOP.

Es importante indicar que, al estar los paneles de muro prefabricados empotrados en la cimentación y la losa apoyada en la misma, se va a proceder a calcular y dimensionar cada elemento estructural con total independencia de los otros.

Dicho esto, como se ha indicado se procederá a realizar también cálculos manuales, con objeto de comparar la magnitud de los cálculos extraídos del SAP2000 y evitar fallos en el diseño estructural del depósito.

4.2. Hipótesis de carga.

Para realizar un análisis completo y detallado de las acciones que actuarán sobre la estructura, así como hallar en todo momento el caso más desfavorable de solicitaciones que pueda existir, se va a considerar varias hipótesis de carga:

- Para Estado Límite Último:

Nº HIPÓTESIS	HIPÓTESIS DE CARGA	ELEMENTOS	ESTADO DEPÓSITO
1	Depósito lleno	Muro perimetral y losa	Máximo alivio sin tierras
2	Depósito vacío	Muro perimetral	Sin agua con tierras
3*	Depósito lleno	Muro perimetral y losa	Máximo alivio con tierras
4	Sismo	Muro perimetral y losa	En explotación

3*, Nota: La hipótesis 3 no se va a contemplar en el anejo de cálculo ya que es completamente razonable que será menos desfavorable que la hipótesis 1. Eso se debe a la existencia en la hipótesis 3 de tierras en el trasdós del muro prefabricado que disminuye los esfuerzos ocasionados en la pared por el empuje hidrostático.

- Para Estado Límite de Servicio:

Nº HIPÓTESIS	HIPÓTESIS DE CARGA	ELEMENTOS	ESTADO DEPÓSITO
1*	Depósito lleno	Muro perimetral y losa	Lleno con resguardo y con tierras
2	Depósito lleno	Muro perimetral y losa	Lleno con resguardo y sin tierras
3*	Depósito vacío	Muro perimetral	Sin agua y con tierras

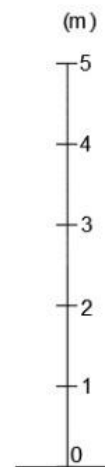
DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

3*, Nota: Se va a estudiar también la hipótesis de depósito totalmente vacío. Aunque en estado de servicio el depósito nunca estará completamente vacío, en alguna ocasión será necesario vaciarlo para realizar tareas de limpieza del interior del depósito. Por esta razón, se va a vislumbrar esta posibilidad, existiendo también el empuje de tierras en el trasdós, lo que provocará una situación más desfavorable, así como el posible tráfico de maquinaria ya sea por una avería o alguna otra posible situación.

1*, Nota: Por otro lado, la hipótesis 1, que se producirá en la mayor parte de la vida útil del depósito, no se contemplará para los cálculos ya que será menos desfavorable que las otras dos hipótesis adoptadas para el dimensionamiento (en esta caso para el control de la fisuración).

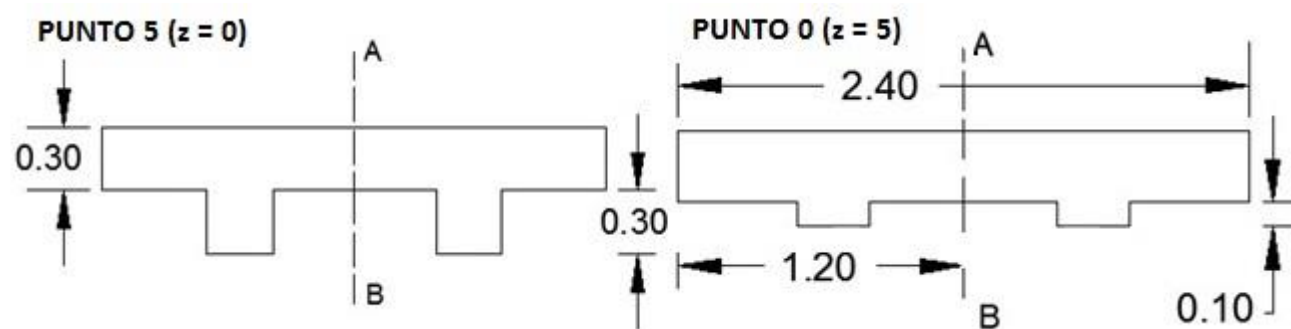
4.3. Cálculo del muro.

En la siguiente imagen se representa el alzado idealizado del muro, el cual se discretizará en 6 puntos diferentes:



Las hipótesis de carga expuestas actuarán sobre el muro perimetral y la losa según indica en la columna 'elementos' de las propias tablas. No obstante, los esfuerzos calculados en las siguientes tablas para ELU y para ELS, corresponden únicamente al alzado del muro.

Se analizan 6 puntos del muro, siendo el punto 0 la coronación del muro, y el punto 5 el empotramiento con la cimentación tal y como se indica en el siguiente dibujo (distancias en metros):



Más adelante y una vez obtenidas las armaduras pasivas en cada panel prefabricado de muro, se ahondará en la solera de hormigón in-situ, calculando sus posibles solicitaciones y encontrando el armado adecuado para resistirlas.

Con la ayuda de 'Microsoft Excel' se ha realizado tablas de cálculo que permiten, discretizando la pared prefabricada del muro en 5 partes tal y como indica en el anterior dibujo, obtener los esfuerzos y momentos actuantes en cada una de las hipótesis de carga, tanto los máximos como los mínimos, así como sus concomitantes, pudiendo realizar así una envolvente lo más correcta posible.

- Hipótesis de carga para ELU:

HIPÓTESIS 1											
MÁXIMO (+)						MÍNIMO (-)					
Punto	N	Mconc	V	M	Nconc	Punto	N	Mconc	V	M	Nconc
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	9	0	18	3	13,5	1	12,15	0	0	0	0
2	18	0	36	24	27	2	24,3	0	0	0	0
3	27	0	54	81	40,5	3	36,45	0	0	0	0
4	36	0	72	192	54	4	48,6	0	0	0	0
5	45	0	90	375	67,5	5	60,75	0	0	0	0

HIPÓTESIS 2											
MÁXIMO (+)						MÍNIMO (-)					
Punto	N	Mconc	V	M	Nconc	Punto	N	Mconc	V	M	Nconc
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	12,15	0	0	0	0	1	9	0	0	0	13,5
2	24,3	0	0	0	0	2	18	0	0	0	27
3	36,45	0	0	0	0	3	27	0	-31,32	-3,480	40,5
4	48,6	0	0	0	0	4	36	0	-93,96	-31,320	54
5	60,75	0	0	0	0	5	45	0	-156,6	-87,000	67,5

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

- Hipótesis de carga para ELS:

HIPÓTESIS 1											
MÁXIMO (+)						MÍNIMO (-)					
Punto	N	Mconc	V	M	Nconc	Punto	N	Mconc	V	M	Nconc
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	9	0	6	0,250	9	1	9	0	0	0	0
2	18	0	18	6,750	18	2	18	0	0	0	0
3	27	0	30	31,250	27	3	27	0	0	0	0
4	36	0	42	85,750	36	4	36	0	0	0	0
5	45	0	54	182,250	45	5	45	0	0	0	0

HIPÓTESIS 2											
MÁXIMO (+)						MÍNIMO (-)					
Punto	N	Mconc	V	M	Nconc	Punto	N	Mconc	V	M	Nconc
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	12,15	0	0	0	0	1	9	0	0	0	9
2	24,3	0	0	0	0	2	18	0	0	0	18
3	36,45	0	0	0	0	3	27	0	-20,88	-2,320	27
4	48,6	0	0	0	0	4	36	0	-62,64	-20,880	36
5	60,75	0	0	0	0	5	45	0	-104,4	-58,000	45

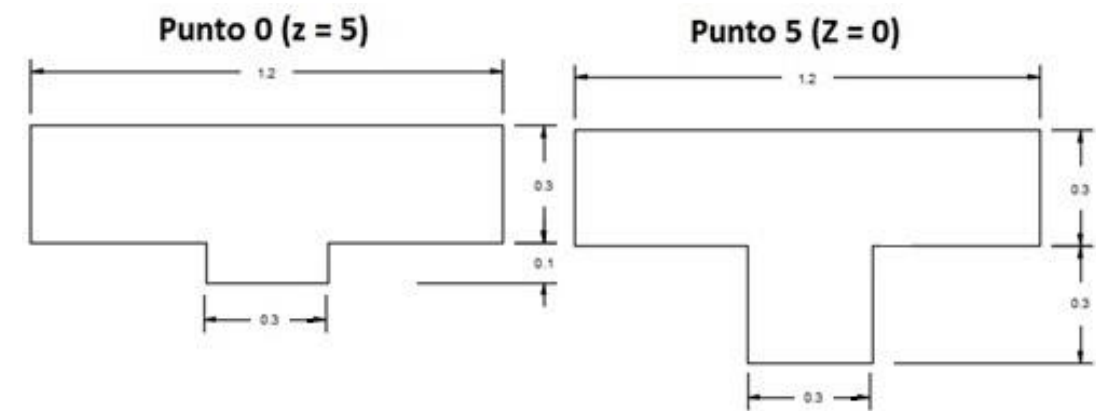
4.3.1. Dimensionamiento frente a solicitaciones normales.

En primer lugar, se va a idealizar el modelo de cálculo del muro respecto a las solicitaciones normales actuantes sobre el mismo, simplificándolo hasta el punto de encontrarse en una ménsula empotrada en su parte inferior y con total libertad de movimiento en su parte superior.

Esto es debido a la falta de cubierta existente en el presente TFG, por lo que se puede descartar totalmente un modelo de ménsula empotrada en su parte inferior y con movimiento parcialmente restringido en la parte superior por estar la cubierta apoyada en la misma.

Una vez obtenidos los esfuerzos actuantes sobre dicha sección, en el ámbito del armado se van a considerar los contrafuertes, por lo que la sección corresponderá a una sección en doble T de 2,4 metros de longitud. Esta sección transversal en doble T del panel prefabricado, se podrá asemejar mediante un eje de simetría a una sección en T de 1,2 metros.

Indicado esto, en el proceso de armado del panel prefabricado se va a considerar una sección en T con las siguientes dimensiones:



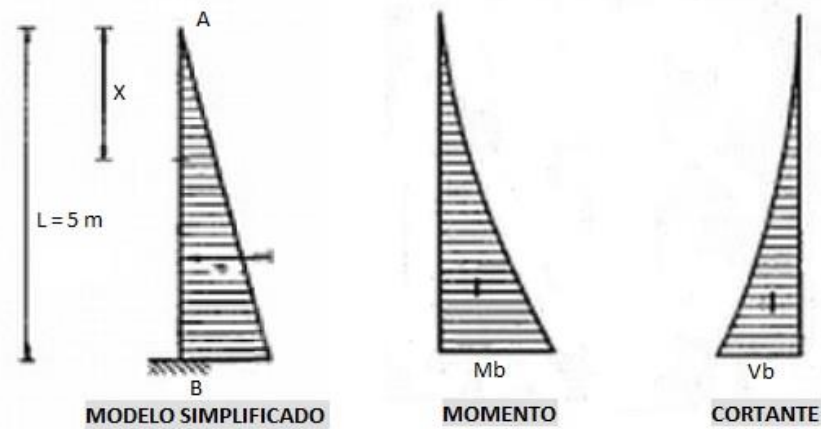
Se ha representado dos secciones, en la cota 0 m del muro (punto 5) y en la cota 5 m (punto 0) ya que los contrafuertes serán de longitud variable respecto a la cota del muro con las dimensiones que indican las imágenes en metros.

Para el cálculo de las armaduras se va a utilizar la sección del Punto 5, ya que será la más desfavorable y la que absorba más solicitaciones. El armado calculado para esa sección se extenderá a las secciones más elevadas hasta llegar al Punto 0 (siempre que exista una posibilidad constructiva geométrica) y que sea necesaria dicha armadura hasta la coronación del muro.

Es importante indicar que, aún con la existencia de dos contrafuertes por cada pieza de panel de muro prefabricado, en el cálculo de las solicitaciones no se van a tener en cuenta y se va a simplificar el modelo hasta el punto de tener una barra vertical empotrada en su inferior, la cual se le dará para los cálculos una profundidad de 1,2 metros.

Por lo tanto, el modelo simplificado y diagramas de momento y cortante que conforman dicho modelo serán los siguientes:

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

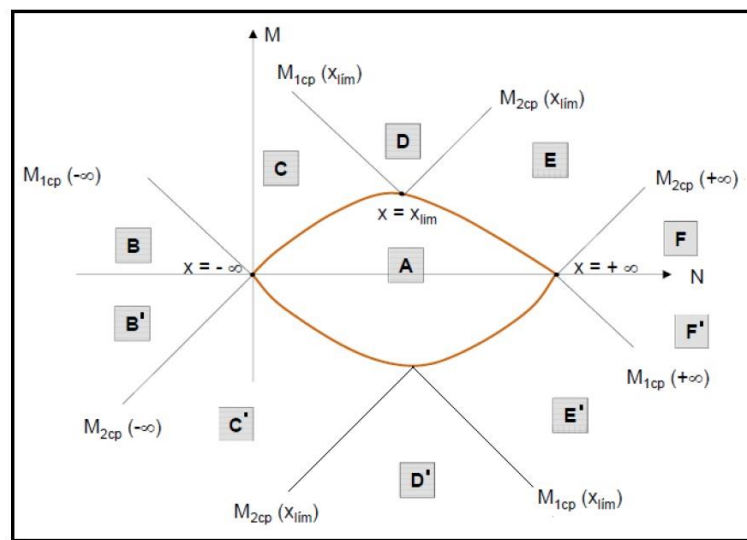


Correspondiente a los diagramas expuestos, les sigue esta formulación que permitirá obtener de una forma numérica los datos del muro necesarios:

Esfuerzo flector:
$$M(x) = \frac{p \cdot x^2}{6 \cdot L}$$

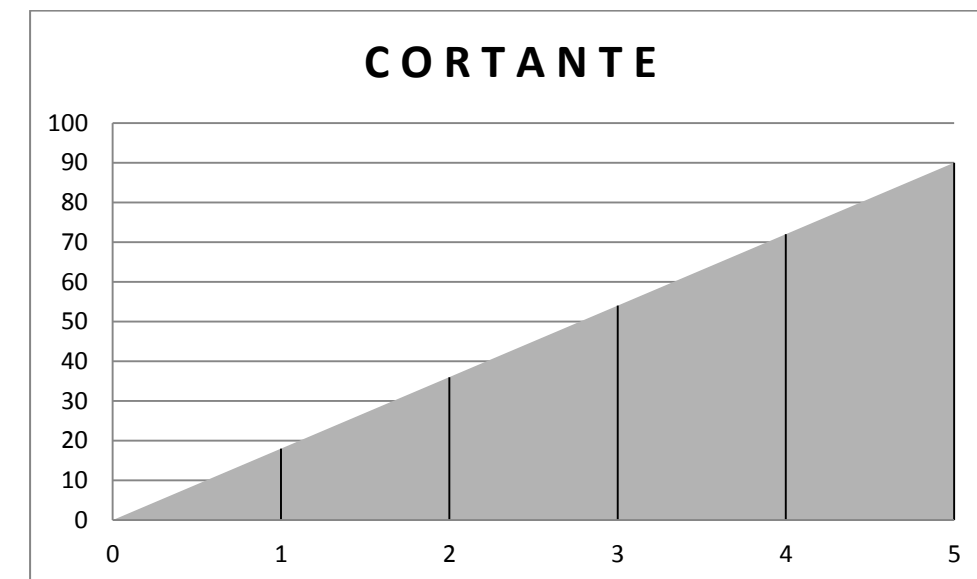
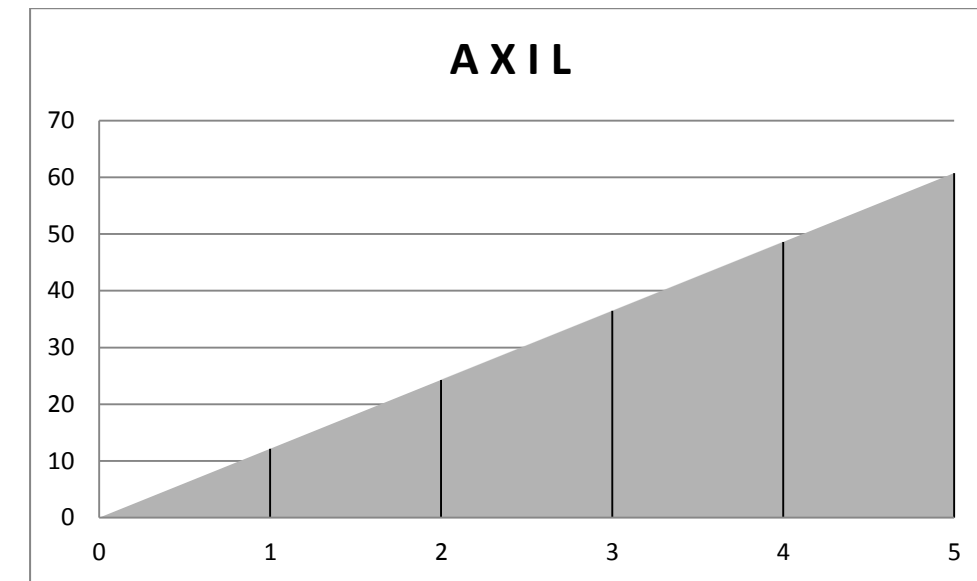
Esfuerzo cortante:
$$V(x) = -\frac{p \cdot x^2}{2 \cdot L}$$

A partir de estas fórmulas se puede obtener un gráfico de área donde se representa gráficamente los resultados obtenidos (eje Y representado en kN para los axiles y cortantes, kN.m para los momentos, y el eje X representado los metros discretizados en el alzado del muro), en unos diagramas de esfuerzos correspondientes al axil más solicitante, así como cortante y momento flector que más solicitarán la estructura de todas las hipótesis planteadas.

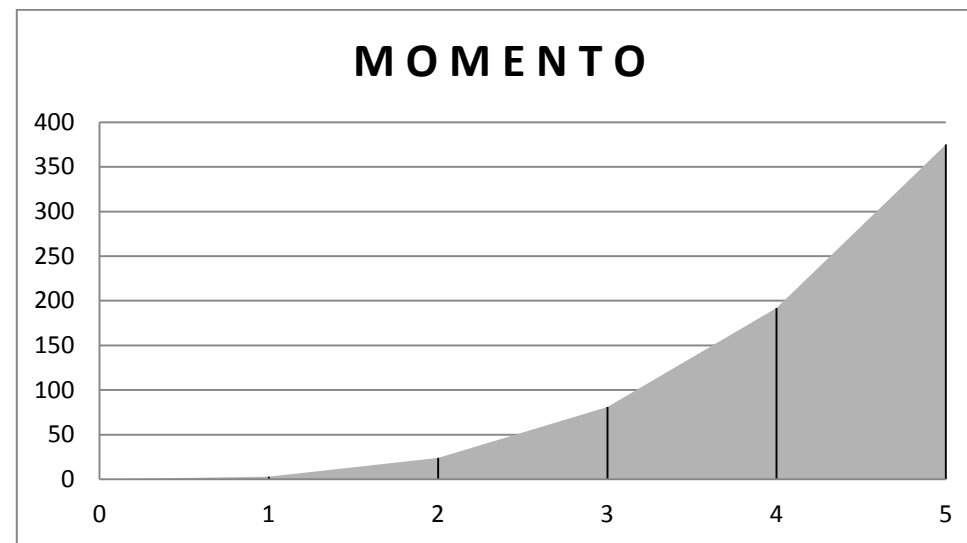


Se realizará por separado las dos hipótesis más desfavorables en ELU, para así hallar la armadura a tracción y compresión necesarias, en las dos caras del muro.

Hipótesis 1. Depósito lleno de agua a máximo alivio sin tierras en el trasdós.



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)



Una vez realizada la representación gráfica de las leyes de esfuerzos, se deberá hacer uso del diagrama de interacción Momento-Axil de hormigón armado, que permitirá, delimitando la sección en la que se encuentra la fibra neutra, obtener la clase de armadura (traccionada o comprimida) que será necesaria en cada parte de la sección para absorber los esfuerzos concurrentes en la pared de muro y evitar la rotura última en cualquier zona del muro.

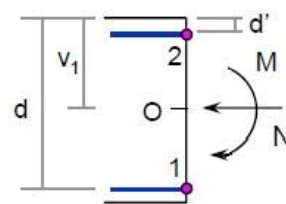
Al ser un elemento con sección en T, se deberá comprobar primeramente si la fibra neutra queda en el lado en el alma o en cambio, alcanza las almas de la sección.

En primer lugar, se debe obtener los momentos límites en $(x = -\infty)$, $(x = \infty)$ y $(x = X_{lim})$, y así delimitar las zonas en las que se dividirá el diagrama de interacción.

Seguidamente se deberá obtener los momentos M_{1d} y M_{2d} para la sección que se debe calcular, mediante la formulación que sigue:

$$M_{1d} = M_d - N_d \cdot (v_1 - d)$$

$$M_{2d} = M_d - N_d \cdot (v_1 - d')$$



$$M_{lim}(X_{lim})$$

$$X_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_y d}{700}} = \frac{0.55}{1 + \frac{434.8}{700}} = 0.3454 \text{ m}$$

$$M_{1c}(X_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot X_{lim} \left(d - \frac{0.8 \cdot X_{lim}}{2} \right)$$

$$M_{1c}(X_{lim}) = 20E^3 \cdot 1.2 \cdot 0.8 \cdot 0.3454 \left(0.55 - \frac{0.8 \cdot 0.3454}{2} \right) = 2797.5 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(X_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot X_{lim} \left(d' - \frac{0.8 \cdot X_{lim}}{2} \right)$$

$$M_{2c}(X_{lim}) = 20E^3 \cdot 1.2 \cdot 0.8 \cdot 0.3454 \left(0.05 - \frac{0.8 \cdot 0.3454}{2} \right) = -650.966 \text{ kNm}$$

$$M_{lim}(-\infty)$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{lim}(\infty)$$

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty)(d - V_1) =$$

$$M_{1c}(\infty) = 0 + 20E^3 \cdot 1.2 \cdot 0.6 (0.55 - 0.3) = 3744 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty)(d' - V_1) =$$

$$M_{2c}(\infty) = 0 + 20E^3 \cdot 1.2 \cdot 0.6 (0.05 - 0.3) = -3744 \text{ kNm}$$

Determinación de las zonas de dimensionamiento:

$$M_{1d} = M_d + N_d \left(d - \frac{h}{2} \right) = 375 + 60.75 (0.55 - 0.3) = 390.8 \text{ kNm}$$

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

$$M_{2d} = M_d + N_d \left(d' - \frac{h}{2} \right) = 375 + 60,75 (0,05 - 0,3) = 359,2 \text{ kNm}$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0 < M_{1d} = 359,2 \text{ kNm} < M_{1c}(X_{lim}) = 2797,5 \text{ kNm}$$

$$M_{2d} = 390,8 \text{ kNm} > M_{2c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

ZONA C: Armadura de compresión $A'_s = 0$

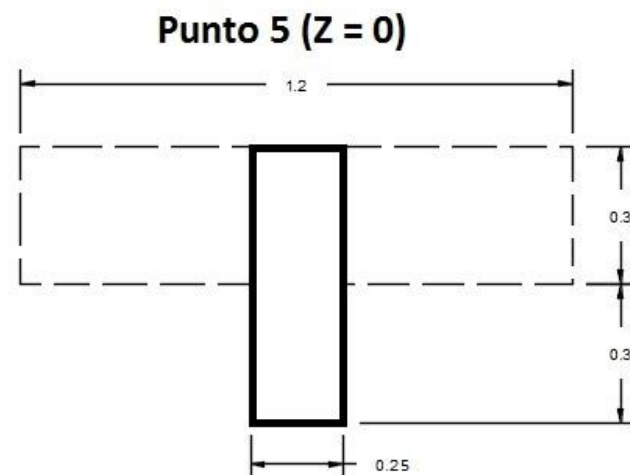
Por lo tanto, no será necesaria por cálculo armadura de compresión vertical para absorber las sollicitaciones normales.

Se obtiene la profundidad de la fibra neutra:

$$\begin{aligned} M_{1d} = M_{1c}(x) &= f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \left(d - \frac{0,8 x}{2} \right) = \\ &= 20E^3 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot x (0,55 - 0,4 x) \quad \rightarrow \end{aligned}$$

$$7680x^2 - 10752x + 390,8 = 0 \quad \rightarrow x = 0,0373 \text{ m} = 3,73 \text{ cm}$$

La fibra neutra se encontrará en todo momento en el alma de la sección en T, por lo que se podrá asemejar la sección transversal en T a una sección transversal rectangular con las siguientes dimensiones:



Una vez asemejada la sección a una rectangular, se hallara del mismo modo, el armado en esa sección resistente.

$$M_{lim}(X_{lim})$$

$$X_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{0,55}{1 + \frac{434,8}{700}} = 0,3454 \text{ m}$$

$$M_{1c}(X_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot X_{lim} \left(d - \frac{0,8 \cdot X_{lim}}{2} \right)$$

$$M_{1c}(X_{lim}) = 20E^3 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,3454 \left(0,55 - \frac{0,8 \cdot 0,3454}{2} \right) = 466,25 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(X_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot X_{lim} \left(d' - \frac{0,8 \cdot X_{lim}}{2} \right)$$

$$M_{2c}(X_{lim}) = 20E^3 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,3454 \left(0,05 - \frac{0,8 \cdot 0,3454}{2} \right) = -108,49 \text{ kNm}$$

$$M_{lim}(-\infty)$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{lim}(\infty)$$

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty)(d - V_1) =$$

$$M_{1c}(\infty) = 0 + 20E^3 \cdot 0,25 \cdot 0,6 (0,55 - 0,3) = 624 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty)(d' - V_1) =$$

$$M_{2c}(\infty) = 0 + 20E^3 \cdot 0,25 \cdot 0,6 (0,05 - 0,3) = -624 \text{ kNm}$$

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Determinación de la zona de dimensionamiento:

$$M_{1d} = M_d + N_d \left(d - \frac{h}{2} \right) = 375 + 60,75 (0,55 - 0,3) = 390,8 \text{ kNm}$$

$$M_{2d} = M_d + N_d \left(d' - \frac{h}{2} \right) = 375 + 60,75 (0,05 - 0,3) = 359,2 \text{ kNm}$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0 < M_{1d} = 390,8 \text{ kNm} < M_{1c}(X_{lim}) = 466,25 \text{ kNm}$$

$$M_{2d} = 359,2 \text{ kNm} > M_{2c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

ZONA C: Armadura de compresión $A'_s = 0$

Se obtiene de nuevo la profundidad de la fibra neutra:

$$M_{1d} = 390,8 = M_{1c}(x) = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \left(d - \frac{0,8 x}{2} \right) =$$

$$= 20E^3 \cdot 0,2 \cdot 0,8 \cdot x (0,56 - 0,4 x) \rightarrow$$

$$1280 x^2 - 1792 x + 390,8 = 0 \rightarrow x = 0,27 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

Puesto que la profundidad de la fibra neutra (contando desde el extremo del contrafuerte) cumple:

$$X_{FN} = 0,27 \text{ m} < 0,3454 \text{ m} = X_{lim}$$

Se puede decir con total seguridad que la armadura de tracción estará plastificada, por lo que:

$$N_d = N_c(x) - f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x - f_{yd} \cdot A_s$$

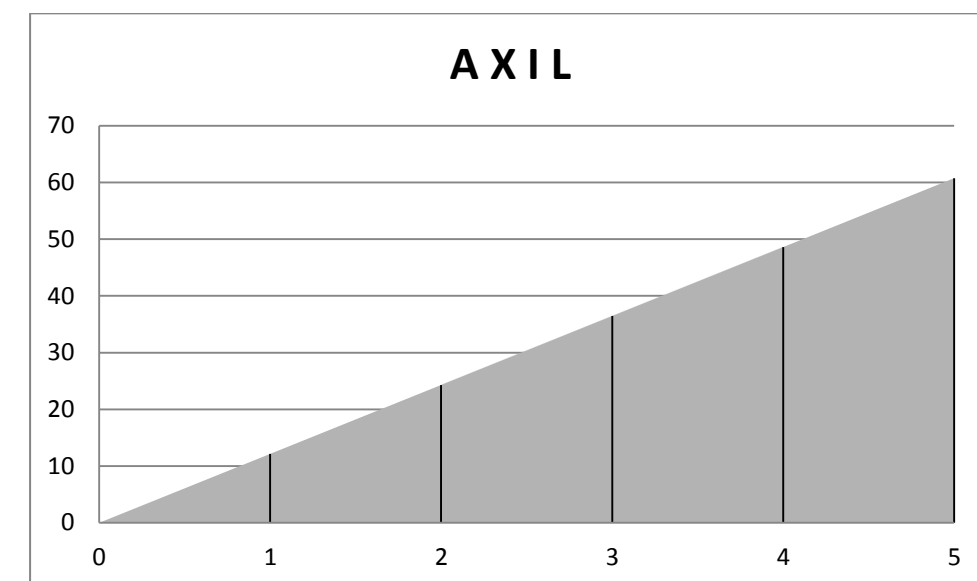
$$A_s = \frac{N_d - N_c(x)}{-f_{yd}} = \frac{60,75 - (20E^3 \cdot 0,2 \cdot 0,8 \cdot 0,27)}{-434,8E^3} = 18,474 E^{-4} \text{ m}^2$$

Una vez expuesto el procedimiento seguido para dimensionar la armadura necesaria por cálculo en el punto 5 del muro, mediante la siguiente hoja de cálculo se representa la armadura a tracción necesaria para todos los puntos.

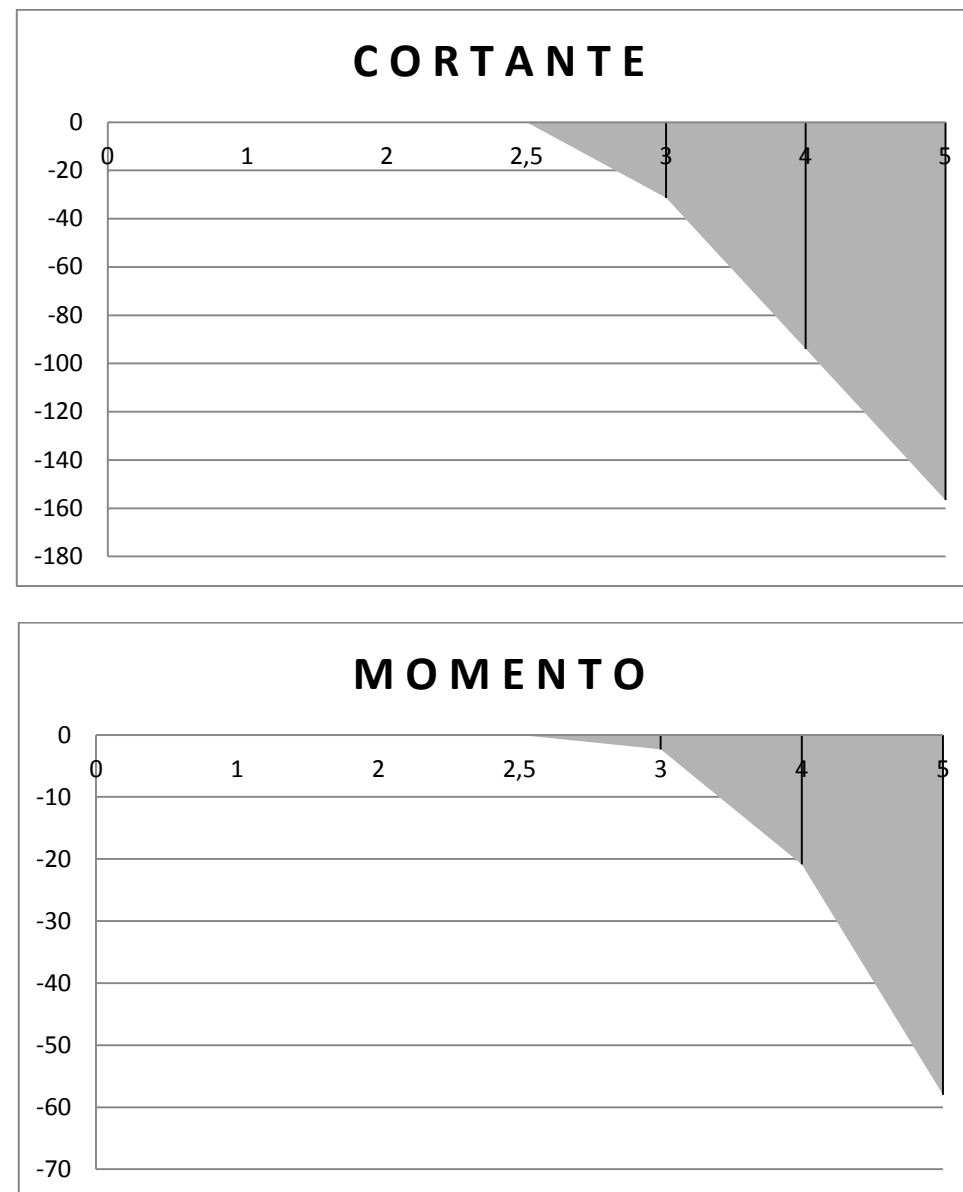
Hipótesis 1						
Punto	M1d	M2d	Zona	F. Neutra	x < Xlim	As,nec (m2)
0	0	0	C	0	Sí	0
1	6,16	-0,16	C	0,0034	Sí	-2,59E-06
2	30,32	17,68	C	0,0171	Sí	7,02E-05
3	90,48	71,52	C	0,0525	Sí	3,02E-04
4	204,64	179,36	C	0,1254	Sí	8,11E-04
5	390,80	359,21	C	0,2702	Sí	1,85E-03

Nota: En todas las secciones del muro, al ser $x < X_{lim}$, la armadura a tracción se encontrará plastificada.

Hipótesis 2. Depósito vacío con empuje de tierras y tráfico.



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

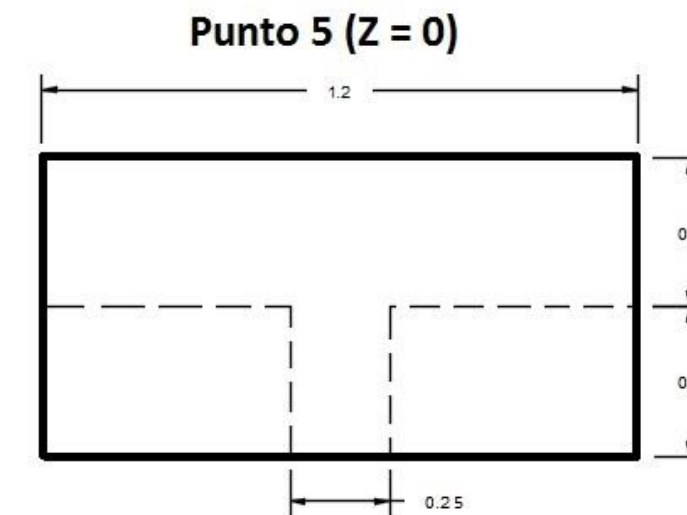


Una vez obtenidos los armados necesarios para la hipótesis 1, queda realizar el mismo método de cálculo para contemplar la hipótesis 2 con el depósito totalmente vacío y el empuje de tierras y tráfico, lo que con total seguridad generará tracciones en la cara exterior del muro.

En este caso, no se va a comprobar la posición de la fibra neutra en la sección transversal T, ya que existen claros indicios de que quedará en la zona de las alas de la misma, como son:

- En el cálculo de la fibra neutra en la hipótesis 1, ha quedado muy próxima al extremo del contrafuerte, quedando casi en su totalidad la pared del muro traccionada.
- En la sección transversal, existe una gran mayor cantidad de hormigón en las alas que conforman precisamente el propio muro, respecto a la sección de los contrafuertes.

Dicho esto, la sección en T se podrá asemejar directamente en cuanto a cálculo estructural a una sección rectangular con las siguientes dimensiones:



Debido a que se va a tomar el mismo ancho que en el procedimiento de comprobación de la fibra neutra en la hipótesis 1, se va a contar con la misma X_{lim} , así como sus respectivos momentos límite.

$$M_{lim}(X_{lim})$$

$$X_{lim} = 0,3454 \text{ m}$$

$$M_{1c}(X_{lim}) = 2797,5 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(X_{lim}) = -650,966 \text{ kNm}$$

$$M_{lim}(-\infty)$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{lim}(\infty)$$

$$M_{1c}(\infty) = 624 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(\infty) = -624 \text{ kNm}$$

Determinación de la zona de dimensionamiento:

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

$$M_{1d} = M_d + N_d \left(d - \frac{h}{2} \right) = 87 + 60,75 (0,56 - 0,3) = 102,8 \text{ kNm}$$

$$M_{2d} = M_d + N_d \left(d' - \frac{h}{2} \right) = 87 + 60,75 (0,04 - 0,3) = 71,2 \text{ kNm}$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0 < M_{1d} = 102,8 \text{ kNm} < M_{1c}(X_{lim}) = 2797,5 \text{ kNm}$$

$$M_{2d} = 71,2 \text{ kNm} > M_{2c}(-\infty) = 0 \text{ kNm}$$

ZONA C: Armadura de compresión $A'_s = 0$

Se pasa a determinar la posición de la fibra neutra:

$$\begin{aligned} M_{1d} = 102,8 &= M_{1c}(x) = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) = \\ &= 20E^3 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot x (0,55 - 0,4x) \rightarrow \\ 7680x^2 - 10752x + 102,8 &= 0 \rightarrow x = 0,27 \text{ m} = 27 \text{ cm} \end{aligned}$$

Puesto que la profundidad de la fibra neutra (contando desde el extremo del contrafuerte) cumple:

$$X_{FN} = 0,01 \text{ m} < 0,3454 \text{ m} = X_{lim}$$

Se puede decir con total seguridad que la armadura de tracción estará plastificada, por lo que:

$$N_d = N_c(x) - f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x - f_{yd} \cdot A_s$$

$$A_s = \frac{N_d - N_c(x)}{-f_{yd}} = \frac{60,75 - (20E^3 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 0,0096)}{-434,8E^3} = 2,85 E^{-4} \text{ m}^2$$

Hipótesis 2						
Punto	M1d	M2d	Zona	F. Neutra	x < Xlim	As,nec (m2)
0	0	0	C	0	Sí	0
1	3,159	-3,159	C	0,0003	Sí	0
2	6,318	-6,318	C	0,0006	Sí	0
3	12,957	-5,997	C	0,0012	Sí	0
4	43,956	18,684	C	0,0041	Sí	6,93E-05
5	102,795	71,205	C	0,0096	Sí	2,85E-04

Del mismo modo que para la anterior hipótesis, se ha calculado el área de armadura a tracción necesaria mediante una hoja de cálculo de Excel.

4.3.2. Dimensionamiento frente a cortante.

Una vez obtenidas las armaduras necesarias por cálculo a disponer en ambas caras del muro para cumplir el Estado Límite Último de Rotura por solicitaciones normales, se procede a calcular la cuantía de armado necesario para realizar adecuadamente un dimensionamiento frente al Estado Límite Último de Agotamiento por Cortante.

Se presenta primeramente la siguiente limitación:

$$V_{u1} \geq V_d$$

Siendo:

V_{u1} , esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma en el borde del apoyo y no en su eje.

V_d , esfuerzo cortante de cálculo solicitante.

V_d es conocido con anterioridad gracias a la combinación de esfuerzos solicitantes sobre la estructura diferenciando las varias posibles hipótesis que se podrían presentar a lo largo de la misma. Por lo tanto se procede a hallar el valor de V_{u1} , el cual se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = k \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$$

Donde:

f_{1cd} Resistencias a compresión del hormigón

$$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} = 12000 \text{ Mpa} \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

b_0 Anchura neta mínima del elemento: $b_0 = b$, por la falta de armadura activa.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

- K Coeficiente que depende del esfuerzo axial. Se va a tomar $K = 1$ por la poca influencia del axil actuante.
- α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza: $\alpha = 90^\circ$.
- θ Ángulo entre las bielas de compresión del hormigón y el eje de la pieza: $\theta = 45^\circ$.
- d Canto útil de la sección.

$$V_{u1} = 1 \cdot 12E^3 \cdot 1,2 \cdot 0,55 \cdot \frac{1+0}{1+1} = 4032 \text{ kN}, \text{ para todas las secciones del muro.}$$

Como se tiene que $V_{u1} = 4032 \text{ kN}$ y $V_{d,max} = 156,6 \text{ kN}$, se cumplirá en todo momento la limitación anteriormente expuesta.

La siguiente comprobación oportuna a realizar es si el propio hormigón puede resistir por si solo las solicitaciones de esfuerzo cortante (V_{cu}), por lo que no sería necesaria armadura a cortante por cálculo (V_{su}).

$$V_d \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Si el valor de V_{cu} es mayor que el valor de V_d en todas las secciones del muro prefabricado, no hará falta disponer ninguna armadura de cortante por cálculo, por lo que se dispondrán las armaduras mínimas para concretar un armado correcto del muro.

Dicho esto se pasa a calcular la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

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

σ'_{cd} la tensión axial media en el alma de la sección (compresión positiva).

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} = \frac{60,75}{420000} = 1,4E^{-4} \text{ MPa} < 0,30 \cdot f_{cd} < 12 \text{ MPa}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 2,0 \text{ estando 'd' en mm.} \quad \xi = 1,598 < 2,0$$

ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} = 0,0006 > 0,02$$

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en MPa.

$$f_{cv} = f_{ck} = 30 \text{ MPa} < 100 \text{ MPa}$$

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 1,598 \cdot (100 \cdot 0,0006 \cdot 30)^{1/3} + 1,4 E^{-4} \cdot 0,15 \right] \cdot 1,2 \cdot 0,55 \cdot 1 = 130,64 \text{ kN} < V_d$$

Se puede comprobar en la siguiente tabla que la única sección en la que la contribución del hormigón para resistir el agotamiento por cortante no es suficiente, es la sección del punto 5 (cota z=0).

Por lo tanto, será necesario disponer una armadura de cortante por cálculo. Queda aclarado que en las demás secciones superiores a ese punto, bastará con la armadura mínima para resistir los esfuerzos solicitantes.

Sección	CORTANTE	
0	0	Cumple
1	0	Cumple
2	0	Cumple
3	31,32	Cumple
4	93,96	Cumple
5	156,6	No cumple

$$V_{su,nec} = V_d - V_{cu} > 0 \quad \rightarrow \quad V_{su,nec} = 26 \text{ kN} > 0 \text{ kN}$$

Mediante la siguiente fórmula se podrá obtener la cuantía necesaria de armadura por cortante:

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d}$$

Siendo:

$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,55 = 0,504 \text{ m}$, brazo mecánico el cual se tomará aproximación como flexión simple.

$\theta = \theta_e = 45^\circ$, ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$\alpha = 90^\circ$, ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

$$A_{90} = \frac{26}{0,9 \cdot 0,55 \cdot 400E^3} = 1,29 \text{ cm}^2/m$$

Esta cuantía de armadura será necesaria para resistir los esfuerzos cortantes en el punto 5, donde no será suficiente la contribución del hormigón.

4.3.3. Cálculo de la fisuración. Estado límite de servicio.

Con el mismo procedimiento que se ha realizado en el dimensionamiento para resistir el estado límite último, en estado límite de servicio también se debe comprobar para la dos hipótesis existentes más desfavorables.

Cabe destacar que debido a que en una estructura de este tipo como es un depósito de agua, el estado límite de fisuración va a tener una gran importancia ya que por ellas se producirán en servicio las pérdidas de agua y filtraciones que son totalmente indeseables, ya que pueden ser el inicio de una importante reducción de la vida útil de la estructura.

Para comprobar si cumple el ELS de fisuración, se debe comprobar mediante el momento crítico de fisuración si la sección escogida para la comprobación fisurará o no.

Este estado de fisuración ocurrirá cuando el momento de fisuración de la sección sea menor que el momento actuante sobre la misma.

$$M_{cr} < M_d \quad \text{SÍ FISURA}$$

El momento crítico de fisuración dependerá de la resistencia media a flexotracción, la inercia de la sección bruta, y el canto de dicha sección, puesto que:

$$M_{cr} = \frac{-f_{ctm,fl} \cdot I_b}{V_2}$$

Siendo,

$f_{ctm,fl}$ Resistencia media a flexotracción

$$f_{ctm,fl} = \text{máximo} \left\{ 1,6 - \frac{h}{1000} \right\} \cdot f_{ct,m} ; f_{ct,m}$$

$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción (para $f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$)

V_2 Distancia del punto central de la sección transversal a la cara inferior de la solera.

I_b Inercia de la sección bruta de la sección elegida para los cálculos.

Conociendo los dos valores anteriormente citados, en caso de producirse fisuración, se debe hallar la abertura característica de fisura mediante la siguiente formula:

$$W_k = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Donde,

W_k Abertura característica de fisura.

β Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. $\beta = 1,7$

S_m Separación media de fisuras, expresada en mm.

ε_{sm} Alargamiento medio de las armaduras, contando con la colaboración del hormigón entre fisuras.

En todo caso, se deberá cumplir que la abertura característica de fisura no supere la abertura máxima de fisura permitida para el ambiente definido anteriormente en el presente anejo.

$$W_k \leq W_{máx} = 0,2 \text{ mm}$$

Los factores de la anterior formulación que se van a utilizar en el cálculo de la abertura característica de fisura se explican a continuación:

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

Donde,

c Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

s Distancia entre barras longitudinales. $s \leq 15 \cdot \phi$

* k_1 Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones de la sección.

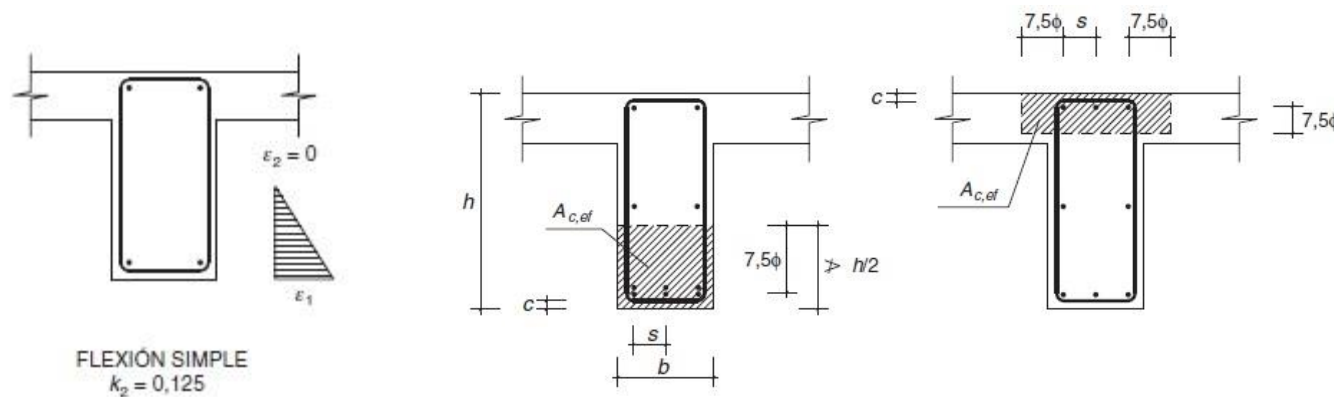
* $A_{c,eficaz}$ Área de hormigón de la zona de recubrimiento.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

A_s Sección total de las armaduras en el área eficaz.

* k_1 Por la escasa influencia del esfuerzo axial actuante, se va a tomar la sección como una sección en flexión simple, tal y como se representa en la imagen, por lo que: $k_1 = 0,125$

* $A_{c,eficaz}$ Se utilizará el área eficaz del hormigón tal y como se representa en la siguiente imagen.



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

σ_s Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

E_s Módulo de deformación longitudinal del acero.

k_2 Coeficiente de valor 0,5 para este caso de carga constante y no instantánea.

σ_{sr} Tensión de la armadura de la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

Cálculo de σ_s Sección fisurada: zona comprimida de hormigón + armaduras solidarizadas

$$N = 0 \rightarrow S_e(x) - A_e(x) \cdot (v_1 - x) = 0 \rightarrow S_e(x) + A_e(x) \cdot x = 0$$

$$I_{eh}^G(x) = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x^3 + n \cdot A_s' \cdot (x - d')^2 + n \cdot A_s \cdot (x - d)^2$$

$$A_{eh}(x) = bx + n(A_s' + A_s)$$

$$S_{eh}(x) = -\frac{1}{2}bx^2 - n(A_s' d' + A_s d)$$

Una vez expuesto el procedimiento a seguir, se va a analizar primeramente para la hipótesis de depósito lleno sin tierras (Hipótesis 1) y en segundo lugar, para la de depósito vacío con empuje de tierras (Hipótesis 2).

- Hipótesis 1 (Depósito lleno hasta su máximo alivio, sin empuje de tierras).

$$M_{cr} = \frac{-2,896 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0143}{-0,30} = 139 \text{ kN.m} < 182,25 \quad \text{SÍ FISURA}$$

$$I_b = \frac{1}{3} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{3} \cdot 0,2 \cdot 0,6^3 = 0,0143 \text{ m}^4$$

$$f_{ctm,fl} = \text{máximo} \left\{ 1,6 - \frac{600}{1000} \right\} \cdot f_{ct,m} ; f_{ct,m} = f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2,896 \text{ MPa}$$

Al fisurar la sección, se debe comprobar que la abertura característica de fisura será menor que 0,2 mm.

$$W_k = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm} < 0,2 \text{ mm}$$

$$S_m = 2 \cdot 27,5 + 0,2 \cdot 60 + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{20 \cdot 400}{18,85} = 84,22 \text{ mm}$$

$$c = 0,04 - (0,025/2) = 0,0275 \text{ m}$$

$$s = (20 - 8)/2 = 6 \text{ cm}$$

$$k_1 = 0,125$$

$$A_s = 6 \pi \frac{2,0^2}{4} = 18,85 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$A_{c,eficaz} = 20 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$$

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

$$\varepsilon_{sm} = \frac{176,2}{200000} \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{139}{182,25} \right)^2 \right] = 6,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \geq 0,4 \frac{176,2}{200000} = 3,524 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{Md}{I_{eh}^G} = 7 \cdot \frac{182,25}{3,778 \cdot 10^{-3}} \cdot (x - 0,56) \cdot 10^{-3} = -176,2 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$k_2 = 0,5$$

$$\sigma_{sr} = 139 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7$$

Con todo esto, queda que la abertura característica de fisura será la siguiente:

$$W_k = 1,7 \cdot 84,22 \cdot 3,524 \cdot 10^{-4} = 0,098 < 0,2 \text{ mm} \quad \text{Cumple.}$$

- Hipótesis 2 (Depósito vacío con empuje de tierras y tráfico).

Primeramente se comprobará si la sección fisura:

$$M_{cr} = \frac{-2,896 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0864}{-0,30} = 834,008 \text{ kN.m} < 58 \text{ kN.m} \quad \text{NO FISURA}$$

Para la hipótesis 2 no fisurará la sección, ya que el momento crítico de fisuración es mucho mayor que el momento actuante para el estado límite de servicio.

Con todo esto, queda comprobado el ELS de fisuración en el panel prefabricado del muro con las cuantías de armadura seleccionadas.

4.3.4. Cuantías mínimas.

Una vez determinadas las armaduras calculas mediante el dimensionamiento realizado en el anterior apartado, cabe obtener las cuantías mínimas, geométricas y mecánicas, con las que contará la

estructura, y comprobar si éstas últimas son mayores. De esta manera se podrá comprobar definitivamente que armadura se va a disponer en el panel prefabricado del muro, y conformar totalmente su armado.

- Geométricas :

Tabla 42.3.5

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón⁽⁶⁾

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 ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2‰. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2‰. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

Para calcular las cuantías geométricas mínimas, según indica la tabla 42.3.5. de la EHE-08, y para el presente acero de 500 MPa, se va a diferenciar para la armadura horizontal y la vertical en el 3,2 ‰ y el 0,9 ‰ respectivamente referidas a la sección total del hormigón.

$A_c = 4200 \text{ cm}^2$, como área de la sección en T (alma y alas).

Por lo tanto se tiene:

- Para armadura horizontal:

$$A_s \geq \frac{3,2}{1000} \cdot A_c = 13,44 \text{ cm}^2$$

- Para armadura vertical:

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

$$A_s \geq \frac{0.9}{1000} \cdot A_c = 3.78 \text{ cm}^2$$

- Mecánicas (exclusivamente vertical) :

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 0.42 \cdot \frac{20}{434.8} = 7.73 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima $\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$

Se pasará a determinar el valor del armadura mínima a cortante para comprobar si con esta cuantía se cubrirá la necesaria en el punto 5 del muro.

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot 30^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$A_{90} = \frac{2.9}{7.5 \cdot 400} \cdot 1.2 = 11.6 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto se armará para resistir el agotamiento por cortante de todo el alzado del alma del muro con la armadura mínima de cuantía 11,6 cm²/m.

Nota: No será el valor obtenido de armadura mínima geométrica horizontal (13,44 cm²) ya que se debe dividir en todo el área de la sección, alas y almas, por lo que quedaría menor a la armadura mínima obtenida por cortante (11,6 cm²)

4.3.5 Resultados. Disposición de armaduras.

En este apartado se pretende recoger los cálculos obtenidos en el dimensionamiento del panel de muro, siendo escogido para dicho fin la mitad simétrica de 1,2 metros de ancho.

Para el dimensionamiento frente a solicitaciones normales, se ha calculado las dos hipótesis más desfavorables con los siguientes resultados:

HIPÓTESIS 1 - SOLICITACIONES NORMALES (FLEXIÓN)				
C > 0	Necesaria	Min. Mecánico	Mín. Geométrico	A DISPONER
Sección	As (Tracción)	As	As	As
0	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
1	-2,59E-06	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
2	7,02E-05	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
3	3,02E-04	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
4	8,11E-04	7,73E-04	3,78E-04	8,11E-04
5	1,85E-03	7,73E-04	3,78E-04	1,85E-03
Sección	A's (Compresión)	A's	A's	A's
0	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
1	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
2	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
3	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
4	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
5	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04

HIPÓTESIS 2 - SOLICITACIONES NORMALES (FLEXIÓN)				
C < 0	Necesaria	Min. Mecánico	Mín. Geométrico	A DISPONER
Sección	As (Tracción)	As	As	As
0	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
1	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
2	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
3	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
4	6,93E-05	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
5	2,85E-04	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
Sección	A's (Compresión)	A's	A's	A's
0	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
1	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
2	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
3	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
4	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04
5	0	7,73E-04	3,78E-04	7,73E-04

Nota: En sendas tablas de resultados, se tomará como la armadura de tracción y compresión a disponer según la hipótesis en la que se encuentren, siendo el valor final a disponer en cada cara del muro, el mayor en dicha cara.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Queda comprobado en las expuestas tablas, que prácticamente todo el alzado del muro se va a armar por armadura mínima mecánica.

El alzado del muro necesitará, tal y como se indica, un refuerzo de armado en la sección 5 con las solicitaciones de la hipótesis 1, ya que será la sección claramente más solicitada y preocupante en el ámbito estructural y de resistencia de esfuerzos.

Explicada la cuantía de armadura a disponer en ambas caras, se procede mediante la siguiente tabla a aclarar la disposición final de barras de acero pasivo en cada cara del muro.

DISPOSICIÓN DE BARRAS (CARA INTERIOR)				
ARMADO BASE			REFUERZO	
Sección	nº Barras	Ø	nº Barras	Ø
0	3	20		
1	3	20		
2	3	20		
3	3	20		
4	3	20		
5	3	20	3	20

Únicamente en la cara interior del depósito para la sección 5 de empotramiento con la zapata corrida, se añadirá a la armadura base 3Ø20 un refuerzo igualmente de 3Ø20, para cubrir 18,84 cm², siendo esta cuantía mayor a los 18,5 cm² a disponer en la cara interior del muro para la hipótesis de máximo alivio de agua y sin tierras (hipótesis 1).

Para la cara exterior y de contrafuerte, simplemente se armara con el armado base a disponer, que será de nuevo la cuantía de armadura calculada por mínimos mecánicos.

DISPOSICIÓN DE BARRAS (CARA EXTERIOR)				
ARMADO BASE			REFUERZO	
Sección	nº Barras	Ø	nº Barras	Ø
0	3	20		
1	3	20		
2	3	20		
3	3	20		
4	3	20		
5	3	20		

Con esta disposición de armaduras verticales, se permitirá dar la continuidad necesaria y correcta en el alzado del muro, lo que permitirá una mayor facilidad constructiva en obra.

Además de la sección resistente de la pieza en T (el alma con el contrafuerte), se van a disponer armaduras en las alas de la sección para dar una continuidad resistente y resistir el ELS de fisuración

En cuanto a la disposición de armaduras horizontales que permitan resistir el agotamiento frente a esfuerzos tangenciales, se va a adoptar la armadura mínima mecánica para hallar la armadura a disponer:

$$A_s = 13,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{90} \leq n. \text{ ramas} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4 \cdot S_t}$$

Con esto y utilizando una diámetro de barra para los cercos de 12 mm, se tendrá que la separación transversal entre los mismos es:

$$S_t \leq 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4 \cdot 13,44} = 0,17 \text{ cm}$$

Por lo que se adoptará 0,15 cm de separación.

Así se podrá concluir que la disposición de la disposición de armadura frente a cortante, será la siguiente:

ARMADO HORIZONTAL		
Sección	Cercos	Separación
Alma	1 Ø 12	15
Alas	1 Ø 12	15

Nota: Cabe indicar que en el centro de la pieza prefabricada de sección doble T y 2,4 metros de longitud, los cercos en las alas se solaparan en el medio de la vista en planta de la pieza, para dar una mayor protección a esa zona frágil y susceptible a ser fisurada por sobrecarga de solicitaciones en ese punto. Este solape de cercos se podrá observar en el plano correspondiente.

También se debe objetar que se dispondrá una armadura de piel vertical, que constará de barras de diámetro 10 mm, que tendrá como fin evitar posibles fisuraciones en el panel, y logrará una mayor eficiencia estructural y continuidad del armado además de la sección principalmente resistente como es el alma.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

4.4. Cálculo de la solera.

Una vez dimensionado los paneles de muro prefabricado, se va a proceder a calcular el otro elemento estructural que ocupa este anejo, la solera del depósito.

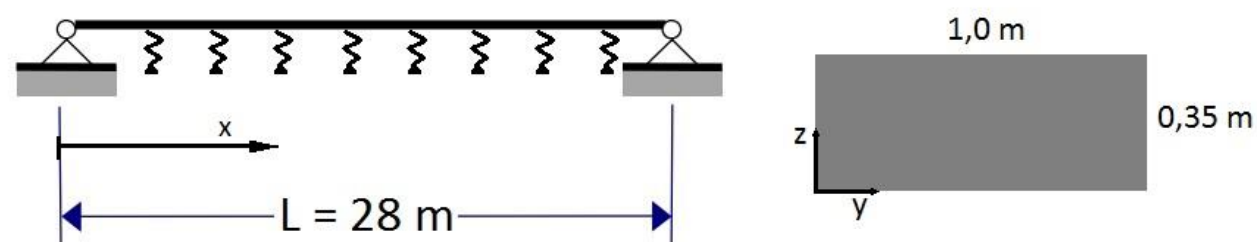
Cabe tener en cuenta que la solución constructiva adoptada en este elemento estructural va a ser de una losa apoyada en la cimentación, por lo que en ningún momento se va a tener en cuenta las solicitaciones ocasionadas sobre la pared del depósito, sino como una placa independiente a la misma.

Al ser una solera totalmente independiente, exclusivamente se debe dimensionar contemplando la hipótesis 1 (depósito totalmente lleno de agua sin alivio, en la que el empuje de tierras no tendrá ninguna importancia para la propia solera), por lo que las únicas solicitaciones que van a someter la solera son los 4,65 metros de columna de agua y el peso propio de la solera.

Del mismo modo que se ha simplificado el muro a un modelo idealizado de ménsula empotrada, se va a simplificar la solera circular de 28 metros de diámetro como una viga biapoyada de 1 metro de ancho y 0,35 metros de canto, adquiriendo la mayor longitud posible dentro del depósito, su diámetro.

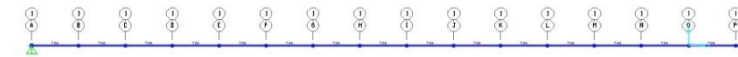
Puesto que la solera además de en la zapata corrida, apoya también en el propio suelo existente, no se tratará de una viga simplemente biapoyada, sino que será menester tener en cuenta el módulo de balasto de dicho suelo.

Dicho esto, se tiene que el modelo unidimensional simplificado que se va a seguir para el dimensionamiento de la solera será el siguiente:



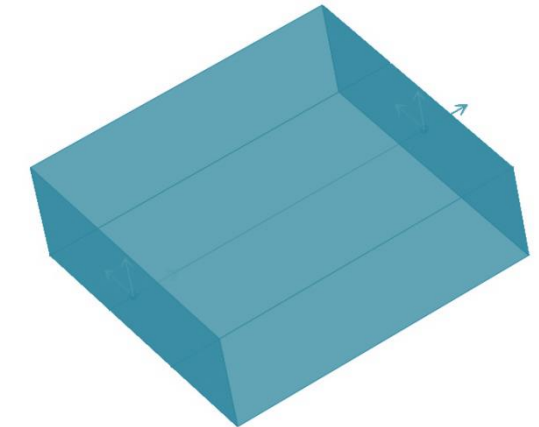
Se va a utilizar el programa SAP2000 para que, como se ha comentado, mediante una viga con las características citadas se obtengan las reacciones y los esfuerzos oportunos.

Se escogerá en el modelo de cálculo una viga de longitud total 28 metros, discretizada en 28 segmentos de 1 metro.

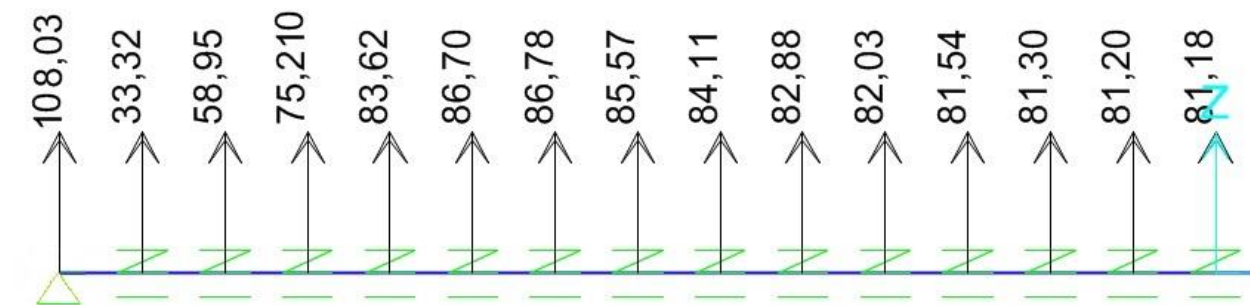


Por lo que se tiene una sección de la solera de 1 metro cuadrado en planta, por 0,35 metros de canto.

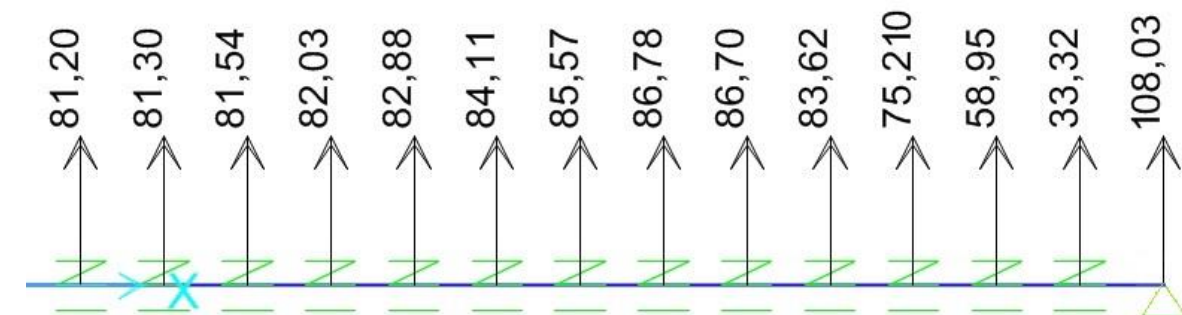
Dicha sección será utilizada para proceder al armado de la solera en dirección al eje X y al eje Y, la cual será exactamente la misma por unidad de longitud, por ser las solicitaciones simétricas radialmente, al igual que el modelo de viga escogido.



Nudos de la parte izquierda de la viga simplificada junto a sus reacciones:



Nudos de la parte derecha de la viga simplificada junto a sus reacciones:



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

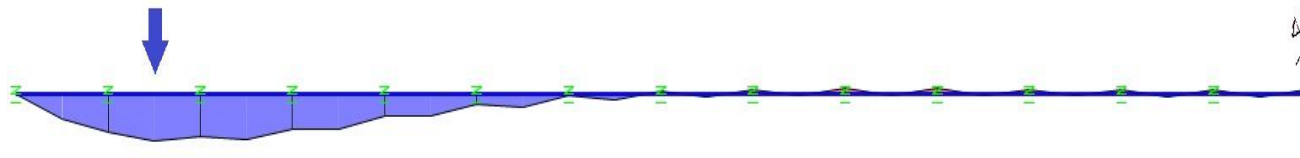
Nota: Queda comprobado que la suma de todas las reacciones verticales existentes en todos los puntos de la viga, incluyendo los dos apoyos, es igual al peso total del volumen máximo de agua sin alivio más el peso propio de la solera, mayorados ambos para la combinación de Estados Límites Últimos ($\approx 2283 \text{ kN}$).

La reacción en ambos apoyos ($108,03 \text{ kN}$) se ha utilizado en el diseño de la cimentación, para determinar la carga vertical que absorberá la cimentación proveniente de la solera, incluyendo la columna de agua encima de la misma zapata.

Es menester indicar que se ha tomado un valor final de 110 kN , para redondear el valor y quedar del lado de la seguridad al mismo tiempo.

4.4.1. Dimensionamiento frente a solicitaciones normales.

Para el dimensionamiento para resistir los momentos flectores actuantes de la sección unidad de solera escogida, se va a seleccionar la segunda división de toda la viga, siendo esta simétrica igualmente en cuanto a los momentos actuantes.



En la anterior imagen, podemos observar que en la viga señalada existirán los mayores momentos flectores de toda la solera, siendo los diagramas correspondientes de esta porción de viga los siguientes:



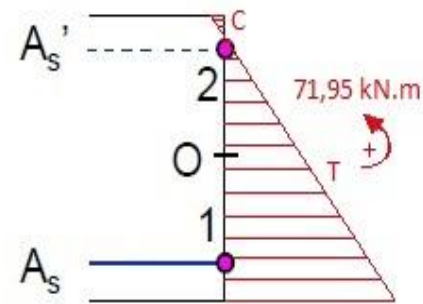
Por lo tanto, se va a dimensionar para resistir un momento actuante de $71,95 \text{ kN.m}$, ocasionado exactamente a $1,5 \text{ m}$ de cada apoyo infinitesimal de la zapata corrida (1 m de la primera viga, más $0,5 \text{ m}$ de la segunda viga).

Se puede observar en la anterior imagen que la curvatura de la sección de viga escogida será positiva.

No existe esfuerzo axial alguno que solicite la sección por alguno de sus extremos, por lo que con las características geométricas de la sección, se puede afirmar con total seguridad que se encontrará en la 'Zona C' del diagrama de interacción momento-axil en la que no será necesaria armadura de compresión (A'_s) para resistir los esfuerzos actuantes.

Dicho esto, y tomando como $A'_s = 0$, se tomarán momentos en 1 para igualarlo con la contribución del hormigón y obtener la fibra neutra.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)



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

$$M_{1d} = 71,95 = 20E^3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot x (0,30 - 0,4 x)$$

V_d , esfuerzo cortante de cálculo solicitante.

Donde se toma el valor absoluto del cortante de cálculo máximo de la primera discretización,
 $V_d = 98 \text{ kN}$

Con esta formulación se obtiene la profundidad de la fibra neutra: $X(\text{F.N}) = 0,015 \text{ m}$

Observando la fibra neutra obtenida, se puede afirmar que prácticamente toda la sección escogida para dimensionar se encontrará traccionada, menos los 15 mm superiores de la misma que se encontrará comprimida.

Con la ausencia de A'_s , se calcula la cuantía necesaria de A_s :

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

$$A_s = \frac{0 - (20E^3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,015)}{-434,8E^3} = 5,45E^{-4} \text{ m}^2$$

4.4.2. Dimensionamiento frente a cortante.

Se debe realizar unos determinados cálculos para comprobar si el propio hormigón resistirá las solicitaciones de agotamiento por cortante, o por el contrario, si será necesaria armadura a cortante que, junto al propio hormigón, absorban dichas solicitaciones.

En primer lugar se comprueba: $V_{u1} \geq V_d$

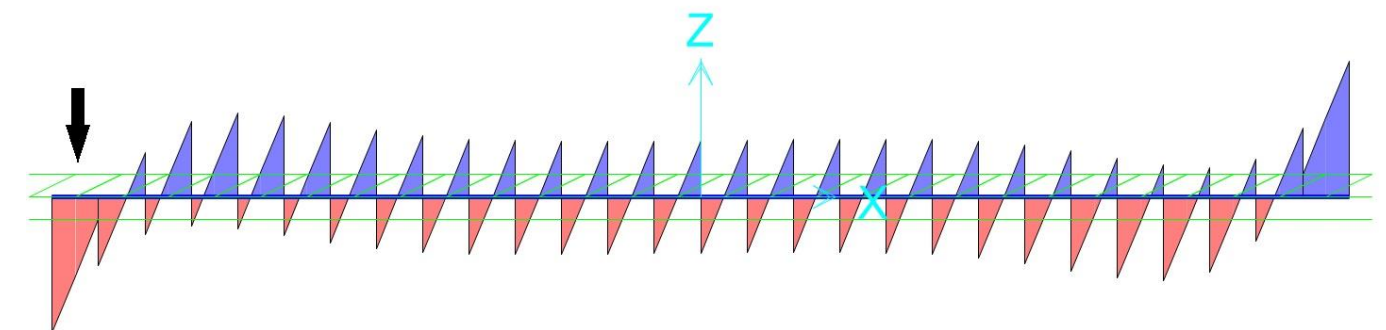
Siendo:

V_{u1} , esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma en el borde del apoyo y no en su

eje.



Esto es debido a que los mayores esfuerzos cortantes en los elementos estructurales van a coincidir en los apoyos o extremos de los mismos como se puede observar en la siguiente imagen.



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

$$V_{u1} = k \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$$

Dónde:

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} = 12000 \text{ Mpa} \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

b_0 Anchura neta mínima del elemento: $b_0 = b = 1,0$, por la falta de armadura activa.

K Coeficiente que depende del esfuerzo axial. Se va a tomar $K = 1$ por la inexistencia de un axil actuante.

α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza: $\alpha = 90^\circ$.

θ Ángulo entre las bielas de compresión del hormigón y el eje de la pieza: $\theta = 45^\circ$.

d Canto útil de la sección.

$$V_{u1} = 1 \cdot 12E^3 \cdot 1,0 \cdot 0,31 \cdot \frac{1+0}{1+1} = 1860 \text{ kN} \quad , \text{ para todas las secciones de la solera.}$$

Se tiene que $V_{u1} = 1860 \text{ kN}$ y $V_{d,max} = 98 \text{ kN}$, se cumplirá en todo momento que el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma será mayor al esfuerzo cortante de cálculo.

La siguiente comprobación oportuna a realizar es comprobar si el propio hormigón puede resistir por si solo las solicitaciones de esfuerzo cortante (V_{cu}), y decidir con los resultados obtenidos si será necesaria armadura de cortante o no.

Para una solera como la del presente TFG a la cual no le llegan unas solicitaciones excesivamente grandes, además de las secciones discretizadas que cuentan con 1 metro cuadrado de ancho y largo, y 0,35 metros de canto, se preverá que no va a ser necesaria ninguna armadura de cortante V_{su} .

$$V_d \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Si el valor de V_{cu} es mayor que el valor de V_d en todas las secciones del muro prefabricado, no hará falta disponer ninguna armadura de cortante por cálculo, por lo que se dispondrán las armaduras mínimas para concretar un armado correcto del muro.

Dicho esto se pasa a calcular la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

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

σ'_{cd} la tensión axial media en el alma de la sección (compresión positiva).

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} = 0 \text{ MPa} < 0,30 \cdot f_{cd} < 12 \text{ MPa}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 2,0 \quad \text{estando 'd' en mm.} \quad \xi = 1,803 < 2,0$$

ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} = 0,002645 > 0,02$$

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en MPa.

$$f_{cv} = f_{ck} = 30 \text{ MPa} < 100 \text{ MPa}$$

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 1,803 \cdot (100 \cdot 0,002645 \cdot 30)^{1/3} + 0 \right] \cdot 1,0 \cdot 0,31 \cdot 1 = 130,64 \text{ kN} < V_d = 98 \text{ kN}$$

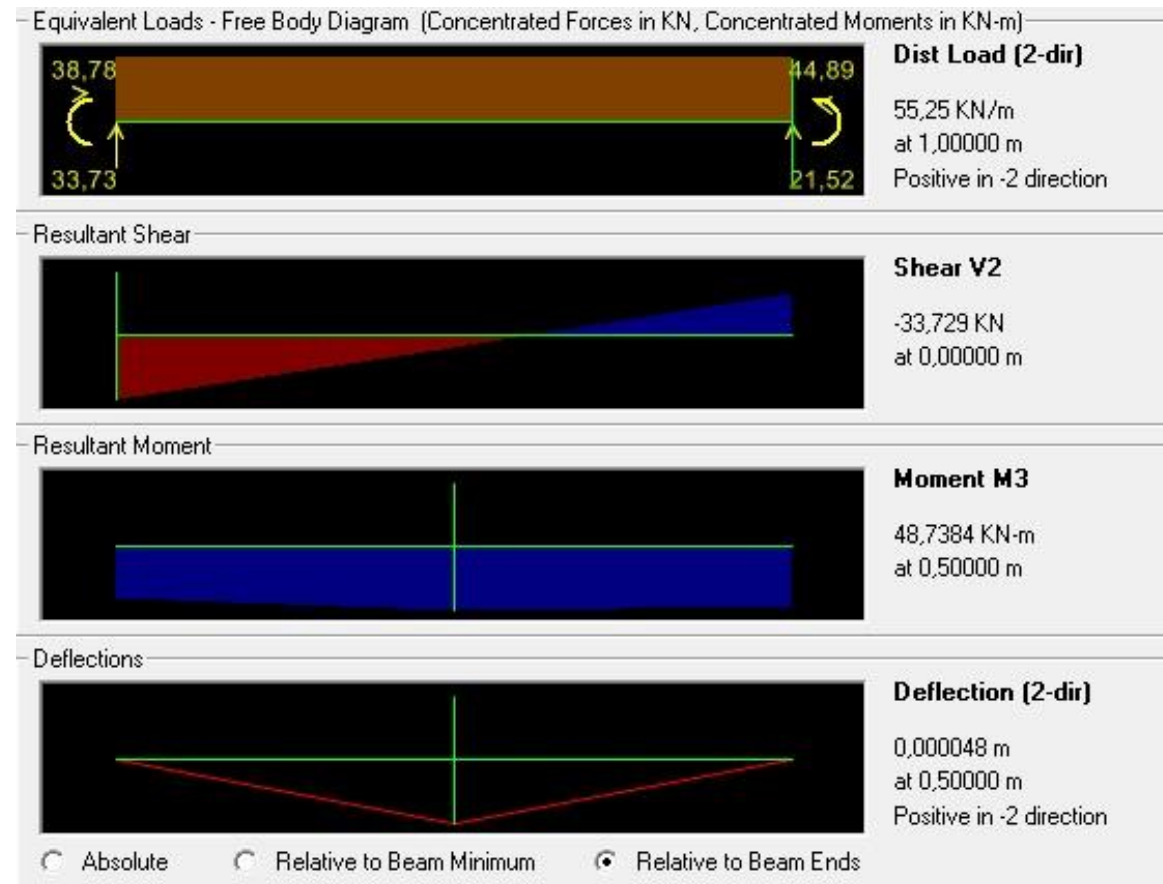
Con el resultado obtenido de la contribución del hormigón a la resistencia al agotamiento por cortante se puede comprobar que no hará falta armadura de cortante por cálculo, ya que el propio hormigón será capaz de resistir las solicitaciones actuantes.

4.4.3. Cálculo de la fisuración. Estado límite de servicio.

Una vez calculada la cuantía de armadura a disponer en la solera que ocupa este TFG, se va a comprobar el estado límite de servicio de fisuración con la combinación cuasi permanente de las solicitaciones.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

El momento máximo actuante, como sucedía para el dimensionamiento en ELU, sigue recayendo en la segunda discretización de la sección de 28 m de largo y 1 m de ancho escogida para los cálculos. No obstante, los valores de dichos momentos cambian, así como el valor del momento máximo, que pasa a ser el indicado en la siguiente imagen:



Primeramente, se debe comprobar si la sección fisurará obteniendo el momento crítico de fisuración y comparándolo con el momento actuante:

$$M_{cr} = \frac{-f_{ctm,fl} \cdot I_b}{V_2}$$

Siendo,

$f_{ctm,fl}$ Resistencia media a flexotracción

$$f_{ctm,fl} = \text{máximo} \left\{ 1,6 - \frac{h}{1000} \right\} \cdot f_{ct,m} ; f_{ct,m} \}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2,896 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,fl} = \text{máximo} \{ 1,25 \cdot f_{ct,m} ; f_{ct,m} \} = 3,62 \text{ MPa}$$

V_2 Distancia del punto central de la sección transversal a la cara inferior de la solera. $V_2 = -0,175 \text{ m}$

I_b Sección bruta de la sección elegida para los cálculos.

$$I_b = \frac{1}{3} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{3} \cdot 1,0 \cdot 0,35^3 = 0,0143 \text{ m}^4$$

$$M_{cr} = \frac{-3,62E^3 \cdot 0,0143}{-0,175} = 295,6 \text{ kN.m}$$

Una vez obtenido el momento de fisuración y viendo que es mayor que el mayor momento actuante en la viga simplificada de 28 metros de longitud para estado límite de servicio (48,7384 kN.m), se puede afirmar con total seguridad que la sección de la solera no fisurará, puesto que:

$$M_{cr} = 295,6 \text{ kN.m} > 48,74 \text{ kN.m} = M_d \quad \text{No fisura.}$$

4.4.4. Cuantías mínimas.

Obtenida la armadura por cálculo necesarias para cubrir las solicitaciones actuantes sobre la solera del depósito en el apartado anterior, se debe hallar las cuantías mínimas de las armaduras y comprobar cuál será finalmente la armadura a disponer.

- Armadura mínima geométrica.

Observando la tabla de la EHE-08 utilizada en el apartado de cuantías mínimas geométricas para la pared del depósito (tabla 42.3.5.) , se tiene la siguiente armadura mínima geométrica:

$$A_s \geq \frac{1,8}{1000} \cdot (1 \cdot 0,35) = 6,3E^{-4} \text{ m}^2$$

- Armadura mínima mecánica.

Debido a la ausencia de axil, la cuantía de armadura mecánica mínima a disponer en la sección escogida de la losa se calculará como una sección sometida a flexión simple, mediante la siguiente fórmula aproximada:

$$A_s \geq 0,04 \cdot (0,35 \cdot 1) \frac{20}{434,8} = 6,44 \text{ m}^2$$

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

- Armadura mínima a cortante

$$\sum \frac{A_{\alpha} \cdot f_{yd}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot b_o$$

$$A_{90} \geq \frac{2,9 \cdot 1,0}{400 \cdot 7,5} = 9,67E^{-4} \text{ m}^2$$

Siendo

$$\alpha = 90$$

$$f_{ct,m} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$b_o = 1,0 \text{ m}$$

$$\sin 90 = 1$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa}$$

No obstante no se va a disponer ninguna armadura para resistir solicitaciones de cortante ya que se cree suficiente la propia sección del hormigón para resistir los cálculos, así como se ha calculado en el anterior apartado 4.4.2.

4.4.5. Resultados. Disposición de armaduras.

Una vez calculadas en los anteriores apartados las cuantías de armadura necesaria, y las mínimas obligatorias a disponer en la losa del depósito, se va a exponer los resultados obtenidos y concluir con la disposición final de las armaduras, además de las barras de acero pasivo necesarias que se van a utilizar.

Como antes se ha indicado, para el dimensionamiento de la solera solo se va a contemplar la hipótesis 1 (depósito lleno con el agua hasta el máximo de alivio), y además todas las secciones discretizadas de la solera van a recibir la misma carga de agua y el mismo peso propio de la misma solera. Debido a todo esto, se puede concluir con una disposición de armado más sencillo que en el del panel prefabricado del muro.

HIPÓTESIS 1 - SOLICITACIONES NORMALES (FLEXIÓN)				
C > 0	Necesaria	Min. Mecánico	Mín. Geométrico	A DISPONER
CARA	As (Tracción)	As	As	As
Superior	0	3,15E-04	6,40E-04	6,40E-04
Inferior	5,46E-04	3,15E-04	6,40E-04	6,40E-04

La armadura a disponer para resistir las solicitaciones normales en dirección X será la misma que las armaduras a disponer para resistirlas en la dirección Y.

Una vez obtenida la armadura a disponer, en la siguiente tabla se expone la disposición de redondos:

DISPOSICIÓN DE BARRAS			
CARA	nº Barras	Ø	Dirección
Superior	6	12	X e Y
Inferior	6	12	X e Y

Como se ha comprobado anteriormente, la solicitación de esfuerzos cortantes sobre la solera, será totalmente resistida por el hormigón (V_{cu}), por lo que no será necesario utilizar ningún cerco ni armadura de corte para resistir dichas solicitaciones tangenciales.

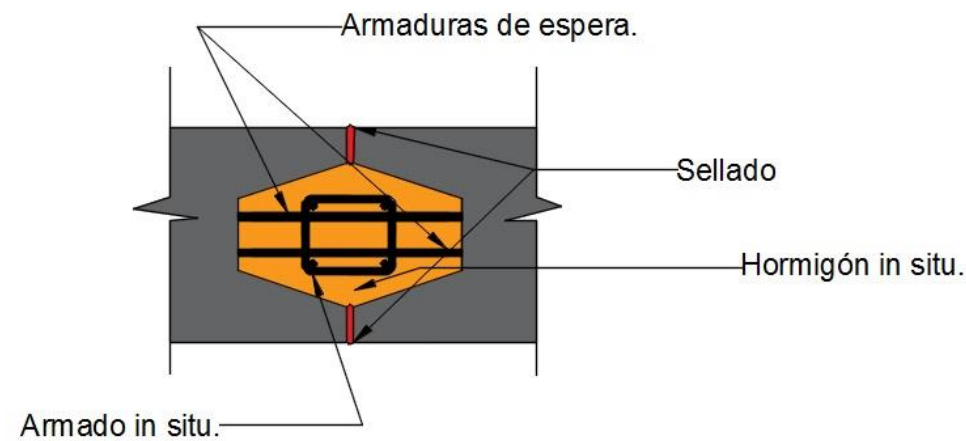
5. JUNTAS.

Un elemento fundamental en cualquier estructura de hormigón y más aún en una estructura de hormigón prefabricado, van a ser las juntas, ya sean de dilatación, de retracción, o de construcción.

Conforme al Documento Básico. Seguridad Estructural-AE, no se calculará los acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud.

En la tipología de depósito que ocupa este TFG, siendo un depósito conformado por paneles de muro prefabricado de 2,4 m de longitud y 5,0 m de altura, no habrá que disponer juntas en ningún caso, más allá de las juntas existentes entre los paneles.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)



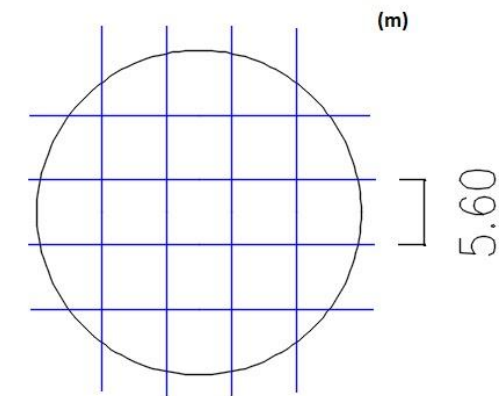
En la imagen queda representada una junta tipo entre dos paneles de muro. Se debe hormigonar el interior de la junta con un hormigón muy fluido y con un tamaño de árido pequeño para evitar en mayor medida la segregación, ya que con la armaduras a disponer dentro de las juntas (verticales y horizontales), el espacio para introducir el hormigón es relativamente pequeño. Cabe también indicar que el hormigón deberá ser autocompactante para una mayor eficiencia resistente y constructiva.

Por otro lado, en cuanto a la solera del depósito, si se deberá disponer un sistema de juntas que permita disminuir los esfuerzos internos en el hormigón, sobre todo para los efectos de retracción.

Se ha decidido dejar una continuidad de hormigón máxima de 5,6 metros en la solera del depósito, para así evitar posible fisuración y fugas indeseadas, así como acumulación de esfuerzos internos en el hormigón.

Esa distancia viene de escoger la sección transversal de la solera con mayor longitud (la que pasa por el centro del depósito y tiene como longitud el diámetro del mismo), y dividirla en 5 espacios diferentes de 5,6 metros de longitud. Por lo que se tendrán 4 juntas en las dos direcciones X e Y, formando una cuadrícula.

La disposición de juntas de retracción explicada queda representada en la siguiente imagen:



6. DRENAJE

En todo depósito, debe disponerse una red de drenaje bajo cimentación, así como en el trasdós del muro. Dicha red tendrá dos funciones principales:

- Control de fugas a lo largo de la vida útil del presente depósito.
- Paliar en gran medida un posible torrente de agua en caso de época de precipitaciones.

Los drenes se dispondrán bajo el depósito en la dirección del desagüe, en las juntas de retracción antes nombradas, de forma que no estarán distanciados más de 5,6 metros y con una pendiente mínima del 0,5 %.

Además se colocarán en trasdós de muros perimetrales en la parte externa de los contrafuertes, justo encima de la cara superior de la zapata corrida.

La red de drenaje la conformarán tuberías de polietileno de baja densidad, con tubos $\varnothing 110 \text{ mm}$ ranurados, tal y como se observa en la imagen.

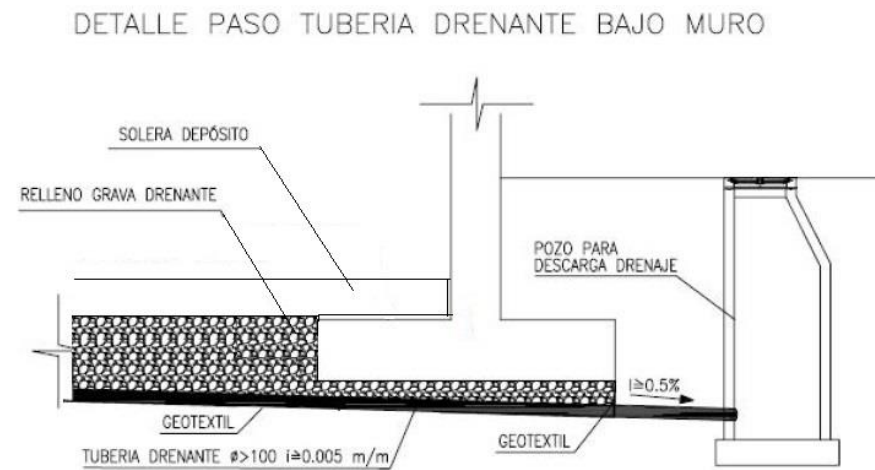


Se evitará en la red de drenaje, topo tipo de codos, cambios de pendiente o alineación y piezas especiales, con fin de que la tubería drenante recoja toda el agua que pueda entrar en la zanja.

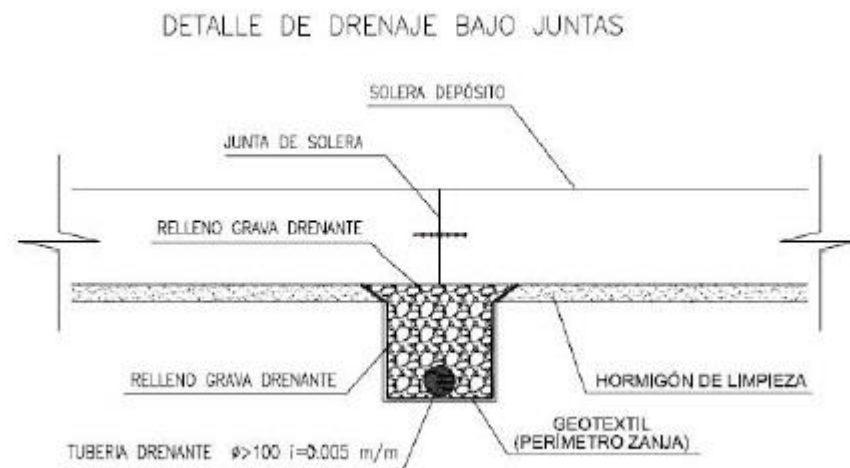
En la siguiente imagen se representa la sección de detalle del paso de la tubería drenante existente debajo del muro, y su evacuación mediante un pozo.

DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)

Como se indica en la imagen, la tubería contará con un desnivel de 5% para poder evacuar el agua.



En la siguiente imagen se detalla el drenaje bajo juntas de retracción, existente bajo la solera:



7. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS.

En esta apartado, se citará alguna criterio y disposición constructiva importante a tener en cuenta para conseguir un buen diseño, así como un buen armado, con el objetivo final de garantizar un buen funcionamiento de la construcción para la que está realizado este TFG.

- Las distancias entre barras de armaduras será conforme a las geometrías definidas en el proyecto. Su definición debe permitir un correcto hormigonado. La distancia libre horizontal y vertical entre dos barras aisladas queda limitada por el mayor de estos valores:
 - 20 mm
 - 1,25 veces el tamaño máximo del árido.
 - El diámetro de la mayor barra.
- Respecto al doblado de barras se deberá respetar los diámetros mínimos, tener en cuenta los radios exigibles y representarlos a escala en los planos. Se expone a continuación la tabla que limita el diámetro mínimo de doblado de las barras.

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	
	$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\phi \leq 25$	$\phi > 25$
B 400 S B 400 SD	4 ϕ	7 ϕ	10 ϕ	12 ϕ
B 500 S B 500 SD	4 ϕ	7 ϕ	12 ϕ	14 ϕ

- Se deberán revisar los materiales que vayan llegando a la obra, realizando un control de calidad de los mismos. Cada material deberá llevar su marcado o sello de calidad (CE). El hormigón deberá ir acompañado de una hoja de suministro, donde especificará algunas condiciones que debe cumplir para poder ser colocado en obra.
- La posición de las armaduras y en especial de los recubrimientos nominales indicados en el artículo 37.2.4. de la EHE-08, los cuales se deberán cumplir siempre, se garantiza mediante separadores o calzos.
- Los separadores han de cumplir con una serie de condiciones que vienen redactadas en los artículos 37.2.5. y 69.8.2 de la EHE-08.
- Se procurará emplear el menor número de longitudes distintas. Utilizar longitudes comerciales. Se debe tener en cuenta las limitaciones de transporte, reducir el número de doblados en la medida de lo posible, reducir la casuística de formas y evitar doblados no perpendiculares.
- Para las longitudes de anclaje y solape se tendrá en cuenta todo lo referente al artículo 69 de la instrucción.
- Se pondrá especial atención a las temperaturas y condiciones climatológicas a la hora de exponer el hormigón.



DEPÓSITO DE RIEGO EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE MONTESA (VALENCIA)



8. CONCLUSIONES.

En el siguiente apartado se pretende resumir los aspectos que mayor relevancia han tenido a la hora de componer el presente anejo.

- El predimensionamiento que se realiza con las recomendaciones de Jiménez-Montoya, se ajustan reduciendo espesores para un mejor diseño y cálculo estructural.
- Se ha dimensionado los elementos estructurales procediendo con los conocimientos adquiridos durante el presente Grado de Obras Públicas para el que compete este TFG.
- En todo momento se han apoyado los cálculos en la norma del hormigón EHE-08.
- Es importante en este tipo de estructuras realizar una comprobación en estado de servicio de la posible fisuración existente, ya que un depósito de agua puede perder estanqueidad, asunto muy importante en este tipo de estructuras.
- La aparición de fisuras permitirá que el agua pueda entrar en contacto con las armaduras y acabar perjudicándolas por un proceso de corrosión, el cual disminuirá considerablemente la vida útil de la - estructura.
- Se deberá cumplir en todo momento que la apertura de fisura ocasionada en las diferentes hipótesis, no supere la apertura máxima impuesta por la norma EHE-08 para construcciones en un ambiente tipo IV.