

ANEJO Nº 06.- CÁLCULOS ESTRUCTURALES

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. NORMATIVA	2
3. ESQUEMA DE CÁLCULOS ADOPTADOS	3
3.1. Depósitos y arquetas de hormigón armado	3
3.1.1. <i>Cálculo de esfuerzos</i>	3
3.1.2. <i>Flotación</i>	3
3.2. Elementos Prefabricados	4
4. JUSTIFICACIONES DE LAS ACCIONES	5
4.1. Sismicidad	5
4.1.1. <i>Clasificación de las construcciones</i>	5
4.1.2. <i>Aceleración sísmica básica</i>	5
4.1.3. <i>Aplicación de la Norma</i>	5
4.2. Acciones térmicas	5
5. MATERIALES UTILIZADOS	6
5.1. Hormigones	6
5.2. Acero estructural	7
6. COEFICIENTES DE SEGURIDAD	8
7. GEOTECNIA	10
8. ELEMENTOS	11
8.1. Arqueta de Caudalímetro Q1	11
8.1.1. <i>Introducción</i>	11
8.1.2. <i>Cargas</i>	11
8.1.3. <i>Coeficiente de balasto</i>	11
8.1.4. <i>Dimensionamiento</i>	12
8.1.5. <i>Flotación</i>	18
8.2. Arqueta de Caudalímetro Q2	20
8.2.1. <i>Introducción</i>	20
8.2.2. <i>Flotación</i>	21
8.3. Arqueta de Caudalímetro Q3	21
8.3.1. <i>Introducción</i>	21
8.3.2. <i>Cargas</i>	21
8.3.3. <i>Coeficiente de balasto</i>	22

8.3.4. Dimensionamiento	22
8.3.5. Flotación	29
8.4. Arqueta de Caudalímetro Q4	31
8.4.1. Introducción	31
8.4.2. Cargas	31
8.4.3. Coeficiente de balasto	32
8.4.4. Dimensionamiento	33
8.4.5. Flotación	50
8.5. Arqueta de Seccionamiento S1	53
8.5.1. Introducción	53
8.5.2. Cargas	53
8.5.3. Dimensionamiento	54
8.5.4. Flotación	64
8.6. Arqueta de Seccionamiento S2	66
8.6.1. Introducción	66
8.6.2. Cargas	66
8.6.3. Dimensionamiento	68
8.6.4. Flotación	79
8.7. Cámara de Válvulas	82
8.7.1. Introducción	82
8.7.2. Cargas	82
8.7.3. Coeficiente de balasto	83
8.7.4. Dimensionamiento	83
8.7.5. Flotación	85
8.8. Cálculo de los depósitos prefabricados	88
8.9. Cálculo de codos en tuberías	89
8.9.1. Introducción	89
8.9.2. Dimensionamiento	89
APÉNDICE 1: CÁLCULO DE LOS DEPÓSITOS PREFABRICADOS	100
APÉNDICE 2: CÁLCULO MECANICO DE LAS TUBERÍAS ACERROJADAS PARA 10 ATM	101

1. INTRODUCCIÓN

Se ha realizado un estudio pormenorizado técnico y económico de todos los elementos estructurales del “*Proyecto de Renovación del Depósito de Colmenar Viejo*”, centradas en el diseño del nuevo depósito, la caseta de válvulas y las arquetas necesarias para su nueva configuración de funcionamiento.

Para el resto de estructuras de menor importancia se ha seguido un criterio de cuantías de acero en función de su tipología, tipo de terreno sobre el que se asientan y solicitaciones. Como es el caso de las pequeñas arquetas y muros.

2. NORMATIVA

La normativa aplicada ha sido la siguiente:

- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).
- Instrucción de Acero Estructural (EAE-11)
- Instrucción para la recepción de cementos (RC-08)
- Norma de construcción sismorresistente: Parte general y Edificación (NCSE-02).
- Código técnico de la edificación (CTE):
 - DB SE Seguridad estructural. Bases de cálculo.
 - DB SE-AE Acciones en la Edificación.
 - DB SE-C Seguridad estructural: Cimientos.
 - DB SE-F Fábrica.
 - DB SE-A Acero
- Eurocódigo 2-3: Proyecto de estructuras de hormigón. Depósitos y estructuras de contención. (UNE EN 1992-3)
- Eurocódigo 1-4: Acciones en estructuras. Silos y tanques. (UNE EN 1991-4)
- Instrucción de carreteras. Norma 6.1 IC. Secciones de firme (6.1 IC)
- Recomendaciones geotécnicas para Obras marinas y portuarias (ROM 0.5-05)

3. ESQUEMA DE CÁLCULOS ADOPTADOS

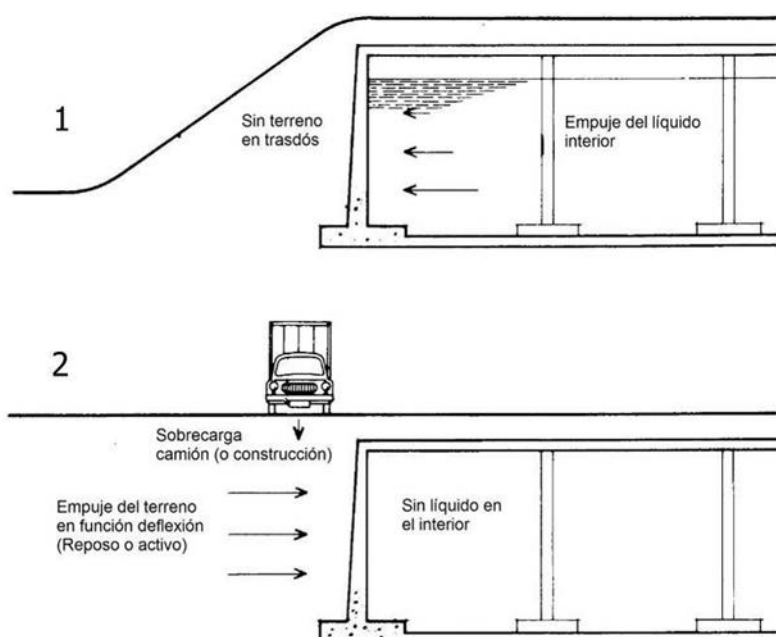
3.1. Depósitos y arquetas de hormigón armado

Previamente al cálculo de los esfuerzos de las estructuras, que compone los vasos de los depósitos con los cuales se han dimensionado espesores de hormigón y cuantías de acero, se han realizado las siguientes comprobaciones geotécnicas: hundimiento, asiento máximo.

3.1.1. Cálculo de esfuerzos

Para el cálculo de los esfuerzos de cálculo (ELU) y servicio (ELS) en los alzados y cimentación, se han adoptado los siguientes esquemas de cálculo (hipótesis de carga):

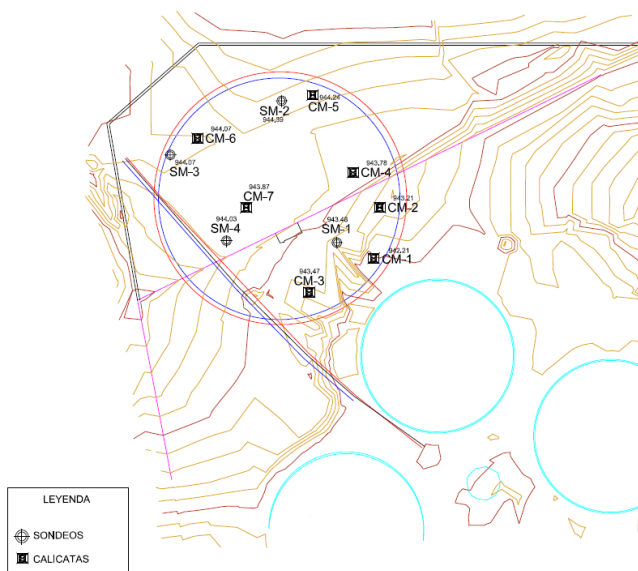
- Depósito lleno de agua en su interior sin la colaboración de las tierras del trasdós de los muros del depósito.
- Depósito vacío sometido a la acción exterior del terreno, teniendo en cuenta únicamente los esfuerzos producidos por el empuje de las tierras.



3.1.2. Flotación

De acuerdo con los estudios geotécnicos disponibles, se localizó nivel freático en la zona del depósito concéntrico a las siguientes profundidades:

ENSAYO	COTA DE EMBOQUILLADO (M)	PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO (M)	COTA DEL NIVEL FREÁTICO (M)
SM-1	943,48	1,60	941,88
SM-2	944,39	2,80	941,59
SM-3	944,07	1,10	942,97
CM-1	942,21	2,85	939,36
CM-2	943,21	2,00-2,10	941,21-941,11
CM-3	943,47	3,20-3,30	940,27-940,17



Por proximidad a los elementos a diseñar, se tomarán los datos correspondientes a las calicatas CM-01 y CM-03, siendo de las dos el nivel 940,27 el más desfavorable.

3.2. Elementos Prefabricados

Se adjunta en el punto 8 de este documento el cálculo de los elementos prefabricados.

4. JUSTIFICACIONES DE LAS ACCIONES

4.1. Sismicidad

4.1.1. Clasificación de las construcciones

Las construcciones que componen el presente Proyecto son consideradas como de importancia especial según el apartado 1.2.2 de la Norma, al ser construcciones “aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos”.

Al ser construcciones de importancia especial el coeficiente adimensional de riesgo es $p=1,3$.

4.1.2. Aceleración sísmica básica

La zona de estudio de acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02) se encuentra ubicada en el municipio de Colmenar Viejo (Madrid), presentando una aceleración básica inferior a $0,04 \cdot g$.

4.1.3. Aplicación de la Norma

Tal y como indica el apartado 1.2.3 de NCSE-02 al encontrarse la parcela de estudio dentro de la zona del mapa de peligrosidad sísmica, con aceleración sísmica básica inferior a $0,04 \cdot g$ y ser los elementos estructurales de importancia especial, no es obligatorio aplicar la norma (cálculo elementos constructivos para la acción sísmica (accidental), reglas de proyecto y prescripciones constructivas).

4.2. Acciones térmicas

Al no haber ninguna estructura de longitud mayor a 40 m y de acuerdo con el artículo 3.4.1(3) (DB SE-AE) no se han considerado acciones térmicas en el cálculo de las estructuras.

5. MATERIALES UTILIZADOS

5.1. Hormigones

Para la clase de hormigón a utilizar se parte de dos consideraciones:

- Agresividad del agua a tratar
- Agresividad del terreno

Generalmente, el agua potable, a falta de determinaciones más precisas, puede considerarse que provoca una agresividad IV sobre los vasos que la contienen, de acuerdo con la Tabla 8.2.2 “Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras” de la EHE-08.

Tabla 8.2.2
Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> – Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. – Elementos de hormigón en masa. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. – Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos enterrados o sumergidos. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales en sótanos no ventilados. – Cimentaciones. – Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. – Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	Ilb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. – Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIla	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. – Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km). 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. – Puentes en las proximidades de la costa. – Zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIlb	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar. 	<ul style="list-style-type: none"> – Zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIlc	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas. 	<ul style="list-style-type: none"> – Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. – Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> – Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. – Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. – Estaciones de tratamiento de agua.

Del informe geotécnico facilitado, no se indica que el terreno a tratar presente algún grado de agresividad, por lo que para aquellos hormigones en contacto con el terreno no se considera ninguna agresividad específica.

Con todas estas consideraciones, se muestra a continuación un resumen de los distintos hormigones en función de los elementos estructurales según EHE-08 y teniendo en cuenta los puntos indicados:

Cuadro de materiales según EHE-08				
Hormigón armado				
Elemento	Tipificación	γ_c	Acero	γ_s
Paneles depósitos regulación	HP-40/F/13/IV	1,5	Y-1870-S7	1,15
Cubiertas depósitos regulación	HP-40/S/13/IV	1,5	Y-1870-S7	1,15
Soleras depósitos regulación	HA-30/S/13/IV	1,5	B500S	1,15
Arquetas de maniobra	HA-30/B/20/IV	1,5	B500S	1,15
Edificio prefabricado	HA-40/F/13/IIa	1,5	B500S	1,15

5.2. Acero estructural

El acero estructural se ejecutará según lo prescrito en la EAE-11 y el DB SE-A del CTE:

Cuadro de materiales según EAE-11 y DB SE-A						
Acero estructural						
Elemento	Acero	f_y (MPa)	f_u (MPa)	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}
Perfiles	S275JR	275	410	1,05	1,05	1,25

6. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los coeficientes de seguridad utilizados para las comprobaciones de los Estados Límite Últimos del hormigón estructural como establece el artículo 12.1 de la EHE-08 y el artículo 2.3.3 del Eurocódigo 2-4:

Coeficientes de seguridad de acciones en ELU				
Tipo de acción	Situación			
	Persistente o transitoria		Accidental (sísmica)	
	Efecto		Efecto	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Agua terreno ⁽¹⁾	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,20_{(1)}$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Líquido (Intradós) ⁽²⁾	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 1,20_{(2)}$	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
NOTAS: ⁽¹⁾ DB SE-AE Tabla 4.1 ó Eurocódigo 2-4 Artículo 2.3.3 ⁽²⁾ Eurocódigo 2-4. Tabla 2.102				

En relación con ⁽²⁾ debe observarse que se cumplen las condiciones establecidas para aplicar al líquido un coeficiente de mayoración inferior:

En un depósito en el que el máximo nivel del líquido se pueda definir de manera clara y donde la densidad efectiva del mismo no varíe significativamente (teniendo en cuenta los posibles sólidos en suspensión), se puede emplear para la carga característica debida al líquido contenido, Q_k , un coeficiente parcial de seguridad, γ_w , menor que el dado en la tabla 2.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1992 1-1.

Los coeficientes de seguridad utilizados para las comprobaciones de los Estados Límite de Servicio tal y como establece el artículo 12.2 de la EHE-08:

Coeficientes de seguridad en ELS		
Tipo de acción	Efecto	
	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Líquido (Intradós)	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Los coeficientes de simultaneidad (Ψ) de acuerdo con DB SE y los Eurocódigos: Bases de cálculo (UNE EN 1990) y 1-4 (Acciones en silos y depósitos) son:

Tipo de acción	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Acciones variables del terreno ⁽¹⁾	0,7	0,7	0,7
Líquido (Intradós) ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
Viento ⁽³⁾	0,6	0,5	0,0
Nieve ($H \leq 1000$ m) ⁽⁴⁾	0,5	0,2	0,0
Sobrecarga ⁽⁵⁾	1,0	0,9	0,8
NOTAS: ⁽¹⁾ DB SE (CTE) Tabla 4.2 ⁽²⁾ EN 1991-4 ⁽³⁾ DB SE (CTE) Tabla 4.2 ó Eurocódigo 1-4. Anexo A. Tabla A1 ⁽⁴⁾ DB SE (CTE) Tabla 4.2 ⁽⁵⁾ Eurocódigo. Bases de cálculo (UNE EN 1990). Anexo A-1. Tabla A1.1.1 para categoría E (Zonas de almacenamiento e industriales)			

7. GEOTECNIA

Como ya se ha comentado en detalle en el Anejo 3 del Estudio geológico y geotécnico de este proyecto, se deben descartar los niveles de rellenos y jabres como sustratos para cimentación, ante el riesgo de asentamientos diferenciales por presentarse a niveles diferentes en función de la ubicación en la parcela.

En caso de presentarse a profundidades superiores a la cota prevista de cimentación, se realizarán pozos de hormigón pobre hasta conseguir alcanzar dicho sustrato.

En resumen, el único nivel geotécnico válido para el apoyo de los elementos será el granito sano cuya presión admisible se estimará en torno a los 10 MPa.

Se presenta las principales propiedades mecánicas para determinar los empujes sobre las diversas estructuras (a través de terrenos debidamente extendidos y compactados) en base al Anejo 3 del Estudio geológico y geotécnico.

Empujes tierras trasdós	
φ	γ_{ap}
30,0°	20,0 kN/m ³

8. ELEMENTOS

8.1. Arqueta de Caudalímetro Q1

8.1.1. Introducción

La arqueta de caudalímetro Q1 presenta unas dimensiones interiores en planta de 3,10 x 2,50 m. Estos elementos están totalmente enterrados, llegando a tener un vaciado máximo de 2,60 m, estando la cota superior de cimentación a 939,18.

Se procede a dimensionar el elemento a través de un modelo de placa en SAP2000 para el muro más solicitado. En base a los esfuerzos obtenidos se dimensionará cada sub-elemento (muros verticales, losa de cimentación).

8.1.2. Cargas

Se determina los empujes de tierras sobre los muros en base a los parámetros geotécnicos ya indicados. Igualmente se tiene en cuenta una sobrecarga, por tráfico rodado, de 10 kN/m².

Empujes según DB SE-C (CTE)

DATOS:		ELEMENTO: EMPUJES EN ARQUETA CAUDALÍMETRO (COLMENAR VIEJO)	
$\beta = 90^\circ$	MAX $\delta = 1/3\phi$	EMPUJE AL REPOSO TRASDÓS AGUA	
$i = 0$	ROZAMIENTO MURO-TERRENO: 10,0°	ETCPO	ETQO EAT
$\delta = 20^\circ$	N. FREÁTICO: NO	E_0 E_{0sum} E_0 E_{AT}	
$H_{tierra} = 2,60$ m	2/3 ϕ PROFUNDIDAD: 20,0°	[kNm] [kNm] [kNm] [kNm]	
$h_{NF} =$ m	TRASDÓS		
$Q_{sc} = 10$ kN/m ²			
$\gamma' = 20,0$ kN/m ³			
$\gamma_{sat} =$ kN/m ³			
$\phi = 30^\circ$			
$h_{liquido} =$ m	INTRADÓS		
$\gamma_{liquido} =$ kN/m ³			
CÁLCULOS: $\gamma_{sum} =$ kN/m ³			
COEFICIENTES DE EMPUJE ESTÁTICOS:			
ACTIVO: $K_A = 0,30$			
PASIVO: $K_P = 6,11$			
REPOSO: $K_0 = 0,50$			
ETCPO = E REPOSO CARGA PERMANENTE			
ETQO = E REPOSO DE LA SOBRECARGA			
EAT = EMPUJE DEL AGUA DEL TERRENO			
EA = EMPUJE DEL LÍQUIDO EN INTRADÓS			
ETCP = E ACTIVO CARGA PERMANENTE			
ETQ = E ACTIVO SOBRECARGA			
H_{tierra} : ALTURA DE TIERRA SOBRE EL ARRANQUE DEL ALZADO			
h_{NF} : PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO			
Q_{sc} : SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO			
γ' : PESO ESPECÍFICO APARENTE DEL TERRENO			
γ_{sat} : PESO ESPECÍFICO SATURADO DEL TERRENO			
ϕ : ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO DEL TERRENO			
$h_{liquido}$: ALTURA DE LÍQUIDO EN INTRADÓS			
$\gamma_{liquido}$: PESO ESPECÍFICO DEL LÍQUIDO			
γ_{sum} : PESO ESPECÍFICO SUMERGIDO DEL TERRENO			
δ : ROZAMIENTO TIERRA (TRASDÓS)-MURO			
R [kNm] = RESULTANTE			
M [kNm/m] = MOMENTO EN LA BASE			
P [kNm] = PESO			
DATOS			
RESULTADOS			

8.1.3. Coeficiente de balasto

Se determina la constante del muelle vertical que se debe aplicar al modelo en base al tipo de terreno que tenemos. Del lado de la seguridad, se considerará roca alterada en este elemento:

TABLA D.29 DB SE-C

TIPO DE SUELO

ROCAS ALGO ALTERADAS

$$K_{30} \in \boxed{30-500} \text{ Kg/cm}^3$$

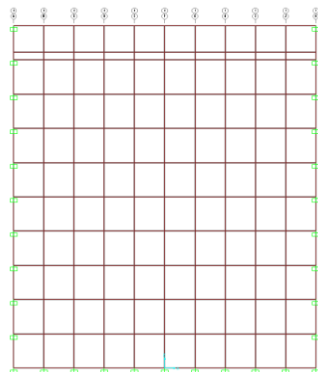
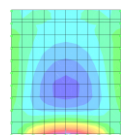
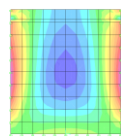
8.1.4. Dimensionamiento

8.1.4.1. Muros

Se expone las principales características.

Altura muro	Altura tierras	Altura N.F.	Altura agua contenida	Longitud	Espesor
2,60 m	2,60 m	-	- m	3,40 m	0,30 m

Se determina los principales esfuerzos a los que está sometido.

Tabla resumen de cálculo				
Placa: Alzado muro principal arqueta caudalímetro Q1				
Modelización				
<p>Modelo (SAP2000):</p> <p>Modelo de placa</p> <p>Placa vertical empotrada en base y laterales</p> <p>Tierras en reposo</p>				
<p>Datos geométricos:</p> <p>1] Placa</p> <p>Espesor = 0,30 m</p> <p>Dimensiones interiores = 3,40 x 2,80 m</p> <p>2] Acciones</p> <p>Altura de tierras = 2,60 m</p> <p>Profundidad N.F. = - m</p>				
				
Esfuerzos pésimos concomitantes de cálculo en ELU y servicio en ELS				
Cara	Cara interior		Cara exterior	
Armadura Vertical	-	-	<p>Vd= 39,05 KN/m</p> <p>Md = 18,09 KNm/m</p> <p>Mk= 12,06 KNm/m</p>	
Armadura Horizontal	-	-	<p>Vd= 30,47 KN/m</p> <p>Md = 16,38 KNm/m</p> <p>Mk= 10,92 KNm/m</p>	

Se procede al dimensionamiento del armado vertical:

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO		
ELEMENTO:Arqueta Caudalímetro Q1		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
DATOS:		
GEOMETRÍA		
ESPESOR DE HORMIGÓN	e = 30 cm	
H =		
ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :		
MOMENTO DE CÁLCULO:	Md = 18,1 kNm/m	
CORTANTE DE CÁLCULO:	Vd = 39,1 kN/m	
ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:		
M. CUASIPERMANENTE:	Mk = 12,1 kNm/m	
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:		
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO	f _{ck} = 30 MPa	
LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	f _{yk} = 500 MPa	
RECUBRIMIENTO (PARA MENTO EXTERIOR A ARMADURA)	c = 5,00 cm	
ARMADURA TRACCIÓN:		
1Ø12/16,67	=6Ø12/m	
ARMADURA COMPRESIÓN:		
-		
ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):		
ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:	w _{máx} = 0,1 mm	
COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES	K ₁ = 0,125	
COEF. DURACIÓN DE LA CARGA	K ₂ = 0,50	
COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.	β = 1,7	
COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:		
COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	γ _c = 1,50 α _{ct} = 1	
COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO	γ _s = 1,15	
DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:	DM = 20,0 mm	
RESULTADOS:		
ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):		
ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:		
MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN	M _u = 66,78 kNm/m	CUMPLE
CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN	V _u = 270,05 kN/m	CUMPLE
CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA	V _{u1} = 1464,00 kN/m	
CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA	V _{u2} = 270,05 kN/m	
ARMADURA DE CORTANTE:		
ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA	α = - °	
ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN	θ = 45 °	
AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)	N _d = 0,00 kN/m	
CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V	V _{cu} = - kN/m	
CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V	V _{su} = - kN/m	
ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO	A _α = - cm ² /m	
ELS (FISURACIÓN):		
ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:	w _k = - mm	CUMPLE
TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:	→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS σ _{ft} < f _{ct,m,fl})	
σ _{sr} = 371,88 MPa		
σ _s = 77,52 MPa		
TENSION EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:	σ _{ft} = 0,78 MPa	
TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):	-	
MOMENTO DE FISURACIÓN (f _{ct,tm,fl}):	M _{fis} = 57,86 kNm/m	
CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:	A _{s min,g} = 2,70 cm ² /m	CUMPLE
CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:	A _{s min,m} = 5,73 cm ² /m	CUMPLE
	A _{s,nec} = - cm ² /m	
	α = -	
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:	sep _{barras} = 154,7 mm	
	sep _{min} = 25,0 mm	CUMPLE
	sep _{máx} = 300,0 mm	CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO		
ELEMENTO:Arqueta Caudalímetro Q1		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0,8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	294,78 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	4,4 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	3,49 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	24,40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5,60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576,7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7,00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2,90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	3,77 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	2,78 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0,00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20,00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434,78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	3040,67 cm ²	AREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	45227,75813 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$Y_G =$	14,87 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	15365,17 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	15000,00 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	22,66 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$Z = d - 0,5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	6,78 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	15,13 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	228545,63 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	4,36 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	21819,16 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1,91	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	2,78 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0,00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. \Rightarrow)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1,00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30,00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2,03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1,35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	11439,38774 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0,00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES \Rightarrow)
FISURACIÓN:		
$s =$	166,6666667 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 15Ø)
$A_{c,ef} =$	750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	6,78 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	199,7 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0,155 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	371,88 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	77,52 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	6,78 cm ² /m	AREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	17,76 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se determina el armado horizontal más exigente:

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO		
ELEMENTO:Arqueta Caudalímetro Q1		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
DATOS:		
GEOMETRÍA		
ESPESOR DE HORMIGÓN	e = 30 cm	
H =		
ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :		
MOMENTO DE CÁLCULO:	Md = 16,4 kNm/m	
CORTANTE DE CÁLCULO:	Vd = 30,5 kN/m	
ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:		
M. CUASIPERMANENTE:	Mk = 10,9 kNm/m	
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:		
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO	f _{ck} = 30 MPa	
LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	f _{yk} = 500 MPa	
RECUBRIMIENTO (PARA MENTO EXTERIOR A ARMADURA)	c = 5,00 cm	
ARMADURA TRACCIÓN:		
1Ø12/16,67	=6Ø12/m	
ARMADURA COMPRESIÓN:		
-		
ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):		
ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:	w _{máx} = 0,1 mm	
COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES	K ₁ = 0,125	
COEF. DURACIÓN DE LA CARGA	K ₂ = 0,50	
COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.	β = 1,7	
COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:		
COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	γ _c = 1,50 α _{ct} = 1	
COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO	γ _s = 1,15	
DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:	DM = 20,0 mm	
RESULTADOS:		
ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):		
ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:		
MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN	M _u = 66,78 kNm/m	CUMPLE
CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN	V _u = 270,05 kN/m	CUMPLE
CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA	V _{u1} = 1464,00 kN/m	
CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA	V _{u2} = 270,05 kN/m	
ARMADURA DE CORTANTE:		
ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA	α = - °	
ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN	θ = 45 °	
AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)	N _d = 0,00 kN/m	
CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V	V _{cu} = - kN/m	
CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V	V _{su} = - kN/m	
ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO	A _α = - cm ² /m	
ELS (FISURACIÓN):		
ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:	w _k = - mm	CUMPLE
TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:	→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS σ _{ft} < f _{ct,m,fl})	
σ _{sr} = 371,88 MPa		
σ _s = 70,19 MPa		
TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:	σ _{ft} = 0,71 MPa	
TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):	-	
MOMENTO DE FISURACIÓN (f _{ct,tm,fl}):	M _{fis} = 57,86 kNm/m	
CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:	A _{s min,g} = 4,80 cm ² /m	CUMPLE
CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:	A _{s min,m} = 5,73 cm ² /m	CUMPLE
	A _{s,nec} = - cm ² /m	
	α = -	
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:	sep _{barras} = 154,7 mm	
	sep _{min} = 25,0 mm	CUMPLE
	sep _{máx} = 300,0 mm	CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO			
ELEMENTO:Arqueta Caudalímetro Q1			
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08			
CÁLCULOS:			
FLEXIÓN:			
$\eta =$	1		ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0,8		ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	294,78	kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	4,4	cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	3,49	cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	24,40	cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5,60	cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576,7910	MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7,00		ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2,90	MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	3,77	MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	2,78	‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0,00	‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50	mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20,00	MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434,78	MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	3040,67	cm ²	AREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	45227,75813	cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$y_G =$	14,87	cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	15365,17	cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	15000,00	cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	22,66	cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$Z=d-0,5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	6,78	cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:			
$x_G =$	15,13	cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	228545,63	cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:			
$X =$	4,36	cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	21819,16	cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:			
$\xi =$	1,91		ART44.2.3.2.1.2
$\rho_l =$	2,78	‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0,00	MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. =+)
$f_{1cd} =$	12	MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1,00		ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1		ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0		ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30,00	MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2,03	MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1,35	MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	11439,38774	cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0,00	MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES=+)
FISURACIÓN:			
$s =$	166,6666667	mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 15Ø)
$A_{c,ef} =$	750	cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	6,78	cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	199,7	mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0,140	‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	371,88	MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	70,19	MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):			
$A_{s,trac} =$	6,78	cm ² /m	AREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	17,76	kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone de un armado compuesto por 6Ø12 mm cada metro. Dado que en base a estos esfuerzos se ha obtenido un armado por cuantía mínima, éste sería válido para el resto de las disposiciones no contempladas (armado vertical y horizontal en cara interior).

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: DEPÓSITOS COLMENTAR VIEJO

ELEMENTO: CUANTÍA MURO MÍNIMA

DATOS:

RESULTADOS:

HORMIGÓN

ESPESOR = 30 cm

ACERO

MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080 (VER NOTA 2)]

CARA 1 ARMADURA 1: SEPARACIÓN

1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 1 ARMADURA 1:

→ 18,6 kg/m³

CARA 1 ARMADURA 2: SEPARACIÓN

1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 1 ARMADURA 2:

→ 18,6 kg/m³

CARA 2 ARMADURA 1: SEPARACIÓN

1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 2 ARMADURA 1:

→ 18,6 kg/m³

CARA 2 ARMADURA 2: SEPARACIÓN

1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 2 ARMADURA 2:

→ 18,6 kg/m³

CUANTÍA TOTAL:

74,2 kg/m³

Δ POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES:

% MAYORACIÓN = 15 %

→ 11,1 kg/m³

CUANTÍA MAYORADA:

85,4 kg/m³

5 = 90 kg/m³

% MAYORACIÓN: MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

NOTAS:

1] EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

2] UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm. NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

8.1.4.2. Losa cimentación

Teniendo en cuenta las dimensiones de la losa de cimentación (3,70x3,10 m), inferior a la de los muros perimetrales, pero con el mismo espesor, los máximos esfuerzos serán los mismos que para el muro, y por lo tanto su armado estará compuesto por 6Ø12 mm por metro en todas las caras y disposiciones.

Por otro lado, se analiza el peso transmitido al suelo en función de los elementos que gravitan y componen la arqueta.

Peso elemento estructural de superficie irregular

DATOS:

SUPERFICIE CIMENTACIÓN

$$S = 11,54 \text{ m}^2$$

AGUA Ó FANGO

	ÁREA, i (A) [m ²]	CALADO [m]	PESO E: γ_w [kN/m ³]	Nº IGUALES
1	7,81	2,60	10,0	1
2				
3				

CÁLCULOS:

A · CALADO · γ_w [kN]
203,1

$$\Sigma = 203,1$$

HORMIGÓN MUROS

	LONGITUD, i (L) m	ALTURA, i (H) m	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³	L · H · E · N · γ_c [kN]
1	2,80	1,10	70,00	2	25,0	107,80
2	2,80	1,50	30,00	2	25,0	63,00
3	3,41	2,60	30,00	2	25,0	132,99

$$\Sigma = 303,79$$

HORMIGÓN ELEMENTOS SUPERFICIALES (LOSAS, FORJADOS)

	ÁREA, i (A) m ²	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	9,51	30	1	25,0
2				

A · E · γ_c [kN]
71,33

$$\Sigma = 71,33$$

HORMIGÓN SOLERA / LOSA CIMENTACIÓN

	ÁREA, i (A) m ²	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	11,54	30	1	25,0
2				

A · E · γ_c [kN]
86,55

$$\Sigma = 86,55$$

EQUIPOS

	PESO kN	Nº IGUALES
1	5,00	1
2		

A · SC [kN]
5,00

$$\Sigma = 5,00$$

SOBRECARGA

	ÁREA, i (A) m ²	SOBRECARGA kN/m ²	Nº IGUALES
1	11,54	10,0	1
2			

A · SC [kN]
115,40

$$\Sigma = 115,40$$

RESULTADOS:

PESO AGUA Ó FANGO

$$P_w = 203,1 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN = PESO VACÍO

$$P_H = 461,7 \text{ kN}$$

PESO DE LA SOBRECARGA SOBRE SOLERA

$$P_{SC} = 115,4 \text{ kN}$$

PESO CARGAS VARIABLES SOBRE TERRENO

$$P_{SC+W} = 318,5 \text{ kN}$$

PESO TOTAL = PESO LLENO

$$P_{TOTAL} = 780,1 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN SOBRE LA CIMENTACIÓN

$$P_H = 375,1 \text{ kN}$$

PRESIÓN BRUTA

$$q_b = 0,68 \text{ kg/cm}^2$$

Como se puede ver, la presión bruta es 0,68 kg/cm² que muy inferior al valor de diseño de la tensión admisible que se ha tomado como referencia para el granito (10 MPa).

8.1.4.3. Cubierta

La cubierta de la arqueta Q1 se realizará mediante cobijas, seleccionadas de acuerdo con las recomendaciones dadas por las "Normas para redes de Abastecimiento. Versión 2012" del Canal de Isabel II, considerando un vehículo de peso medio (7tn/eje).

De esta manera, para 2,80 m de luz se considera necesaria una cobija de 28cm de espesor, armada con 10Ø12 por metro en todas las caras y disposiciones.

8.1.5. Flotación

A continuación, se comprueba la flotación del elemento. Tomándose como nivel freático la cota +940,27 m, y tomándose como cota superior de losa de cimentación la cota +939.18 m, se tendrá una lámina de agua de 1,09 m por encima de la cara superior de la losa de cimentación.

Flotación (estabilidad frente a la subpresión) según DB SE-C (CTE)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: Arqueta a Caudalímetro Q1

DATOS:

$$Z_{NF} = 1,09 \text{ m}$$

$$\gamma_{SOLERA} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{LÍQUIDO} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$CP_{S/SOLERA} = 375,10 \text{ kN}$$

$$A_{SOLERA} = 11,54 \text{ m}^2$$

ESPESOR DE SOLERA:

$$ESPESOR = 30 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE MAYORACIÓN SUBPRESIÓN:

$$\gamma_{Gdst} = 1,00$$

COEFICIENTE DE MINORACIÓN PP (Gstb):

$$\gamma_{Gstb} = 0,90$$

CÁLCULOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$ESPESOR_{\min} = 25 \text{ cm}$$

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
461,7 kN	160,4 kN	2,88

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
415,5 kN	160,4 kN	2,59

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

CON ESPESOR MÍNIMO PARA CUMPLIR FLOTACIÓN

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
447,2 kN	154,6 kN	2,89

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
402,5 kN	154,6 kN	2,60

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE LA ACCIÓN DESESTABILIZADORA:

$$\gamma_{G, dst} = 1,00 \text{ [AGUA FREÁTICA ES CP (DB SE-AE) Ó EUROCÓDIGO 2-4 AP.2.3.3.1]} \quad \gamma_{Q, ds} = 1,50$$

COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA ACCIÓN ESTABILIZADORA:

$$\gamma_{G, stb} = 0,90 \text{ [DB SE-C 98]}$$

RESULTADOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$ESPESOR_{\min} = 25 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL A FLOTACIÓN

$$\gamma_{s, \text{flotación}} = 2,88 > 1,11$$

COMPROBACIÓN FLOTACIÓN CTE:

$$E_{d, stb}/E_{d, dst} = 2,59 \geq 1$$

CUMPLE

$$G_{dst} - G_{stb} = - \text{ kN}$$

Z_{NF} = ALTURA DEL NIVEL FREÁTICO SOBRE LA CORONACIÓN DE LA SOLERA

γ_{SOLERA} = PESO ESPECÍFICO DE LA SOLERA

$\gamma_{LÍQUIDO}$ = PESO ESPECÍFICO DEL AGUA FREÁTICA

$CP_{S/SOLERA}$ = CARGA PERMANENTE SOBRE SOLERA

A_{SOLERA} = ÁREA DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN (SOLERA)

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD (APARTADO 2.4.2.2 DB SE-C):

EL EQUILIBRIO DE LA CIMENTACIÓN (ESTABILIDAD FRENTE A LA SUBPRESIÓN) QUEDARÁ

VERIFICADO, SI PARA LAS SITUACIONES DE DIMENSIONADO PERTINENTES SE CUMPLE LA CONDICIÓN:

$$E_{d, dst} \leq E_{d, stb} \text{ SIENDO:}$$

$E_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES DESESTABILIZADORAS

$E_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS

LOS VALORES DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS Y

DESESTABILIZADORAS SON (APARTADO 7.4.3 DB SE-C):

$$E_{d, dst} = G_{d, dst} + Q_{d, dst}$$

$$E_{d, stb} = G_{d, stb}$$

$G_{d, dst}$ VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

$G_{d, stb}$ VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

$Q_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

$Q_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES VARIABLES DESESTABILIZADORAS

$G_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

NOTA 1: LA SUBPRESIÓN SALVO VARIACIONES IMPORTANTES EN LA MISMA QUE HAGAN CONSIDERAR DISTINTAS HIPÓTESIS DE CÁLCULO SE CONSIDERA DE ACUERDO CON DB SE (CTE) [TABLA 4.1] UNA ACCIÓN PERMANENTE EN SU POSICIÓN PÉSIMA.

NOTA 2 (4.3.2 (2) EUROCÓDIGO 7): EN EL CASO DE ESTRUCTURAS POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO QUE PUDIERAN FLOTAR, LAS PRESIONES INTERSTICIALES SE DEBEN VIGILAR HASTA QUE EL PESO DE LA ESTRUCTURA SEA SUFICIENTE PARA ELIMINAR DICHA POSIBILIDAD.

De esta manera, se puede comprobar que el elemento no flota.

8.2. Arqueta de Caudalímetro Q2

8.2.1. Introducción

La arqueta de caudalímetro Q2 presenta unas dimensiones interiores en planta de 3,10 x 2,60 m. Este elemento está totalmente enterrado, llegando a tener un vaciado máximo de 2,50 m, estando la cota de cimentación a 939,46.

Puesto que este elemento tiene dimensiones similares a la arqueta Q1 pero con menos enterramiento y, por lo tanto menos carga a resistir, se tomará por válido el dimensionamiento realizado para la anterior.

Se dispone de un armado compuesto por 6Ø12 mm cada metro, obtenido un armado por cuantía mínima válido para el resto de las disposiciones no contempladas (armado vertical y horizontal en cara interior).

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: DEPÓSITOS COLMENTAR VIEJO	
ELEMENTO: CUANTÍA MURO MINIMA	
DATOS:	RESULTADOS:
HORMIGÓN	
ESPESOR = 30 cm	
ACERO	
MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080 (VER NOTA 2)]	
CARA 1 ARMADURA 1: SEPARACIÓN	CUANTÍA CARA 1 ARMADURA 1:
1 Ø12 / 16,7 cm	→ 18,6 kg/m ³
CARA 1 ARMADURA 2: SEPARACIÓN	CUANTÍA CARA 1 ARMADURA 2:
1 Ø12 / 16,7 cm	→ 18,6 kg/m ³
CARA 2 ARMADURA 1: SEPARACIÓN	CUANTÍA CARA 2 ARMADURA 1:
1 Ø12 / 16,7 cm	→ 18,6 kg/m ³
CARA 2 ARMADURA 2: SEPARACIÓN	CUANTÍA CARA 2 ARMADURA 2:
1 Ø12 / 16,7 cm	→ 18,6 kg/m ³
	CUANTÍA TOTAL:
	74,2 kg/m ³
% MAYORACIÓN = 15 %	Δ POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES:
	→ 11,1 kg/m ³
	CUANTÍA MAYORADA:
	85,4 kg/m ³
	5 = 90 kg/m ³
% MAYORACIÓN: MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES	
NOTAS:	
1) EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.	
2) UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm; NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.	

8.2.1.1. Losa cimentación

Teniendo en cuenta las dimensiones de la losa de cimentación (3,70x3,10 m), inferior a la de los muros perimetrales, pero con el mismo espesor, los máximos esfuerzos serán los mismos que para el muro, y por lo tanto su armado estará compuesto por 6Ø12 mm por metro en todas las caras y disposiciones.

Del mismo modo que antes, se dan por válidos los datos de tensión transmitida al terreno.

8.2.1.2. Cubierta

La cubierta de las arquetas Q2 se realizará mediante cobijas, seleccionadas de acuerdo con las recomendaciones dadas por las "Normas para redes de Abastecimiento. Versión 2012" del Canal de Isabel II, considerando un vehículo de peso medio (7tn/eje).

8.3.3. Coeficiente de balasto

Se determina la constante del muelle vertical que se debe aplicar al modelo en base al tipo de terreno que tenemos. Del lado de la seguridad, se considerará roca alterada en este elemento:

TABLA D.29 DB SE-C

TIPO DE SUELO

ROCAS ALGO ALTERADAS

$K_{30} \in \boxed{30-500} \text{ Kg/cm}^3$

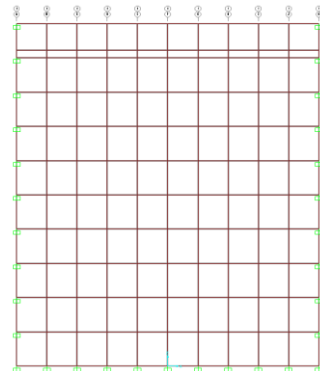
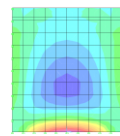
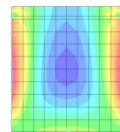
8.3.4. Dimensionamiento

8.3.4.1. Muros

Se expone las principales características.

Altura muro	Altura tierras	Altura N.F.	Altura agua contenida	Longitud	Espesor
4,90 m	4,90 m	-	- m	5,00 m	0,30 m

Se determina los principales esfuerzos a los que está sometido.

Tabla resumen de cálculo				
Placa: Alzado muro principal arqueta caudalímetro Q3				
Modelización				
Modelo (SAP2000): Modelo de placa Placa vertical empotrada en base y laterales Tierras en reposo				
Datos geométricos: 1] Placa Espesor = 0,30 m Dimensiones = 5,00 x 3,30 m 2] Acciones Altura de tierras = 4,90 m Profundidad N.F. = - m				
Esfuerzos pésimos concomitantes de cálculo en ELU y servicio en ELS				
Cara	Cara interior		Cara exterior	
Armadura Vertical	-	-	Vd= 103,93 KN/m Md = 66,67 KNm/m Mk= 48,62 KNm/m	
Armadura Horizontal	-	-	Vd= 86,92 KN/m Md = 60,51 KNm/m Mk= 43,88 KNm/m	

Se procede al dimensionamiento del armado vertical:

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO	
ELEMENTO:Arqueta Caudalímetro Q3	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	

DATOS:

GEOMETRÍA

ESPESOR DE HORMIGÓN

e = 30 cm

H =

ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :

MOMENTO DE CÁLCULO:

Md = 66,7 kNm/m

CORTANTE DE CÁLCULO:

Vd = 103,9 kN/m

ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:

M. CUA SIPERMANENTE:

Mk = 48,6 kNm/m

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

f_{ck} = 30 MPa

LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO

f_{yk} = 500 MPa

RECUBRIMIENTO (PARAMENTO EXTERIOR A ARMADURA)

c = 5,00 cm

ARMADURA TRACCIÓN:

1Ø12/16,67 =6Ø12/m

ARMADURA DISPUESTA:

A_s = 6,78 cm²/m

ARMADURA COMPRESIÓN:

-

A'_s = 0,00 cm²/m

ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):

ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:

w_{máx} = 0,1 mm

COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

K₁ = 0,125

COEF. DURACIÓN DE LA CARGA

K₂ = 0,50

COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.

β = 1,7

COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

γ_c = 1,50 α_{ct} = 1

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO

γ_s = 1,15

DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:

DM = 20,0 mm

RESULTADOS:

ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):

ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

M_u = 66,78 kNm/m

CUMPLE

CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

V_u = 175,75 kN/m

CUMPLE

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA

V_{u1} = 1464,00 kN/m

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA

V_{u2} = 175,75 kN/m

ARMADURA DE CORTANTE:

ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA

α = - °

ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

θ = 45 °

AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)

N_d = 0,00 kN/m

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V

V_{cu} = - kN/m

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V

V_{su} = - kN/m

ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO

A_α = - cm²/m

ELS (FISURACIÓN):

ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:

w_k = - mm

CUMPLE

TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:

→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS σ_{ft} < f_{ct,m,fi})

σ_{sr} = 371,88 MPa

σ_s = 312,52 MPa

TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:

σ_{ft} = 3,16 MPa

TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):

-

MOMENTO DE FISURACIÓN (f_{ct,tm,fi}):

M_{fis} = 57,86 kNm/m

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:

A_{s min,g} = 2,70 cm²/m

CUMPLE

CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:

A_{s min,m} = 5,73 cm²/m

CUMPLE

A_{s,nec} = - cm²/m

α = -

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

sep_{barras} = 154,7 mm

sep_{min} = 25,0 mm

CUMPLE

sep_{máx} = 300,0 mm

CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO		
ELEMENTO:Arqueta Caudalímetro Q3		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0,8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	294,78 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	4,4 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	3,49 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	24,40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5,60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576,7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7,00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2,90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	3,77 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	2,78 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0,00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20,00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434,78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	3040,67 cm ²	AREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	45227,75813 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$Y_G =$	14,87 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	15365,17 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	15000,00 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	22,66 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$Z = d - 0,5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	6,78 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	15,13 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	228545,63 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	4,36 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	21819,16 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1,91	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	2,78 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0,00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. \Rightarrow)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1,00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30,00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2,03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1,35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	11439,38774 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0,00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES \Rightarrow)
FISURACIÓN:		
$s =$	166,6666667 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 15Ø)
$A_{c,ef} =$	750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	6,78 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	199,7 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0,625 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	371,88 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	312,52 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	6,78 cm ² /m	AREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	17,76 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se determina el armado horizontal más exigente:

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO	
ELEMENTO:Arqueta Caudalímetro Q3	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	
DATOS:	
GEOMETRÍA	
ESPESOR DE HORMIGÓN	e = 30 cm
H =	
ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :	
MOMENTO DE CÁLCULO:	Md = 60,5 kNm/m
CORTANTE DE CÁLCULO:	Vd = 86,9 kN/m
ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:	
M. CUASIPERMANENTE:	Mk = 43,9 kNm/m
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:	
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO	f _{ck} = 30 MPa
LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	f _{yk} = 500 MPa
RECUBRIMIENTO (PARA MENTO EXTERIOR A ARMADURA)	c = 5,00 cm
ARMADURA TRACCIÓN:	
1Ø12/16,67	=6Ø12/m
ARMADURA COMPRESIÓN:	
-	A' _s = 0,00 cm ² /m
ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):	
ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:	w _{máx} = 0,1 mm
COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES	K ₁ = 0,125
COEF. DURACIÓN DE LA CARGA	K ₂ = 0,50
COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.	β = 1,7
COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:	
COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	γ _c = 1,50 α _{ct} = 1
COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO	γ _s = 1,15
DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:	DM = 20,0 mm
RESULTADOS:	
ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):	
ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:	
MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN	M _u = 66,78 kNm/m CUMPLE
CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN	V _u = 175,75 kN/m CUMPLE
CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA	V _{u1} = 1464,00 kN/m
CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA	V _{u2} = 175,75 kN/m
ARMADURA DE CORTANTE:	
ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA	α = - °
ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN	θ = 45 °
AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)	N _d = 0,00 kN/m
CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V	V _{cu} = - kN/m
CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V	V _{su} = - kN/m
ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO	A _α = - cm ² /m
ELS (FISURACIÓN):	
ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:	w _k = - mm CUMPLE
TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:	→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS σ _{ft} < f _{ct,m,fl})
σ _{sr} = 371,88 MPa	
σ _s = 282,05 MPa	
TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:	σ _{ft} = 2,86 MPa
TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):	-
MOMENTO DE FISURACIÓN (f _{c,tm,fl}):	M _{fis} = 57,86 kNm/m
CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:	A _{s min,g} = 4,80 cm ² /m CUMPLE
CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:	A _{s min,m} = 5,73 cm ² /m CUMPLE
	A _{s,nec} = - cm ² /m
	α = -
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:	sep _{barras} = 154,7 mm
	sep _{min} = 25,0 mm CUMPLE
	sep _{máx} = 300,0 mm CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO		
ELEMENTO:Arqueta Caudalímetro Q3		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0,8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	294,78 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	4,4 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	3,49 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	24,40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5,60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576,7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7,00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2,90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	3,77 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	2,78 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0,00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20,00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434,78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	3040,67 cm ²	AREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	45227,75813 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$Y_G =$	14,87 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	15365,17 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	15000,00 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	22,66 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$Z = d - 0,5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	6,78 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	15,13 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	228545,63 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	4,36 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	21819,16 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1,91	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	2,78 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0,00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. \Rightarrow)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1,00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30,00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2,03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1,35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	11439,38774 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0,00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES \Rightarrow)
FISURACIÓN:		
$s =$	166,6666667 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 15Ø)
$A_{c,ef} =$	750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	6,78 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	199,7 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0,564 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	371,88 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	282,05 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	6,78 cm ² /m	AREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	17,76 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone de un armado compuesto por 6Ø12 mm cada metro. Dado que en base a estos esfuerzos se ha obtenido un armado por cuantía mínima, éste sería válido para el resto de las disposiciones no contempladas (armado vertical y horizontal en cara interior).

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: DEPÓSITOS COLMENTAR VIEJO

ELEMENTO: CUANTÍA MURO MÍNIMA

DATOS:

RESULTADOS:

HORMIGÓN

ESPESOR = 30 cm

ACERO

MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080 (VER NOTA 2)]

CARA 1 ARMADURA 1: SEPARACIÓN

1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 1 ARMADURA 1:

→ 18,6 kg/m³

CARA 1 ARMADURA 2: SEPARACIÓN

1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 1 ARMADURA 2:

→ 18,6 kg/m³

CARA 2 ARMADURA 1: SEPARACIÓN

1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 2 ARMADURA 1:

→ 18,6 kg/m³

CARA 2 ARMADURA 2: SEPARACIÓN

1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 2 ARMADURA 2:

→ 18,6 kg/m³

CUANTÍA TOTAL:

74,2 kg/m³

Δ POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES:

% MAYORACIÓN = 15 %

→ 11,1 kg/m³

CUANTÍA MAYORADA:

85,4 kg/m³

5 = 90 kg/m³

% MAYORACIÓN: MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

NOTAS:

1] EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO

SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

2] UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL

DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES

SUPERIORES A 8,0 mm. NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

8.3.4.2. Losa cimentación

Teniendo en cuenta las dimensiones de la losa de cimentación (5,00x3,30 m), inferior a la de los muros perimetrales, pero con el mismo espesor, los máximos esfuerzos serán los mismos que para el muro, y por lo tanto su armado estará compuesto por 6Ø12 mm por metro en todas las caras y disposiciones.

Por otro lado, se analiza el peso transmitido al suelo en función de los elementos que gravitan y componen la arqueta.

Peso elemento estructural de superficie irregular

DATOS:

SUPERFICIE CIMENTACIÓN

$$S = 19,08 \text{ m}^2$$

AGUA Ó FANGO

	ÁREA, i (A) [m ²]	CALADO [m]	PESO E: γ_w [kN/m ³]	Nº IGUALES
1	14,10	4,90	10,0	1
2				
3				

HORMIGÓN MUROS

	LONGITUD, i (L) m	ALTURA, i (H) m	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³	L · H · E · N · γ_c [kN]
1	5,00	4,90	30,00	2	25,0	367,50
2	3,30	4,90	30,00	2	25,0	242,55
3						

HORMIGÓN ELEMENTOS SUPERFICIALES (LOSAS, FORJADOS)

	ÁREA, i (A) m ²	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	16,00	30	1	25,0
2				

HORMIGÓN SOLERA / LOSA CIMENTACIÓN

	ÁREA, i (A) m ²	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	19,08	30	1	25,0
2				

EQUIPOS

	PESO kN	Nº IGUALES
1	15,00	1
2		

SOBRECARGA

	ÁREA, i (A) m ²	SOBRECARGA kN/m ²	Nº IGUALES
1	19,08	10,0	1
2			

CÁLCULOS:

A · CALADO · γ_w [kN]
690,9

$$\Sigma = 690,9$$

A · E · γ_c [kN]
120,00

$$\Sigma = 120,00$$

A · E · γ_c [kN]
143,10

$$\Sigma = 143,10$$

A · SC [kN]
15,00

$$\Sigma = 15,00$$

A · SC [kN]
190,80

$$\Sigma = 190,80$$

RESULTADOS:

PESO AGUA Ó FANGO

$$P_w = 690,9 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN = PESO VACÍO

$$P_H = 873,2 \text{ kN}$$

PESO DE LA SOBRECARGA SOBRE SOLERA

$$P_{SC} = 190,8 \text{ kN}$$

PESO CARGAS VARIABLES SOBRE TERRENO

$$P_{SC+W} = 881,7 \text{ kN}$$

PESO TOTAL = PESO LLENO

$$P_{TOTAL} = 1754,9 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN SOBRE LA CIMENTACIÓN

$$P_H = 730,1 \text{ kN}$$

PRESIÓN BRUTA

$$q_b = 0,92 \text{ kg/cm}^2$$

Como se puede ver, la presión neta es 0,92 kg/cm² que muy inferior al valor de diseño de la tensión admisible que se ha tomado como referencia para el granito (10 MPa).

8.3.4.3. Cubierta

La cubierta de la arqueta Q3 se realizará mediante cobijas, seleccionadas de acuerdo con las recomendaciones dadas por las "Normas para redes de Abastecimiento. Versión 2012" del Canal de Isabel II, considerando un vehículo de peso medio (7tn/eje).

De esta manera, para 3,30m de luz se considera necesaria una cobija de 30cm de espesor, armada con 10Ø14 por metro en todas las caras y disposiciones.

8.3.5. Flotación

A continuación, se comprueba la flotación del elemento. Tomándose como nivel freático la cota +940,27 m, y tomándose como cota superior de losa de cimentación la cota +937,00 m, se tendrá una lámina de agua de 3,27 m por encima de la cara superior de la losa de cimentación.

Flotación (estabilidad frente a la subpresión) según DB SE-C (CTE)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: Arqueta a Caudalímetro Q3

DATOS:

$$Z_{NF} = 3,27 \text{ m}$$

$$\gamma_{SOLERA} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{LÍQUIDO} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$CP_{S/SOLERA} = 730,10 \text{ kN}$$

$$A_{SOLERA} = 19,08 \text{ m}^2$$

ESPESOR DE SOLERA:

$$ESPESOR = 30 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE MAYORACIÓN SUBPRESIÓN:

$$\gamma_{Gdst} = 1,00$$

COEFICIENTE DE MINORACIÓN PP (Gstb):

$$\gamma_{Gstb} = 0,90$$

CÁLCULOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$ESPESOR_{\min} = 25 \text{ cm}$$

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
873,2 kN	681,2 kN	1,28

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
785,9 kN	681,2 kN	1,15

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

CON ESPESOR MÍNIMO PARA CUMPLIR FLOTACIÓN

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
849,4 kN	671,6 kN	1,26

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
764,4 kN	671,6 kN	1,14

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE LA ACCIÓN DESESTABILIZADORA:

$$\gamma_{Gdst} = 1,00 \text{ [AGUA FREÁTICA ES CP (DB SE-AE) Ó EUROCÓDIGO 2-4 AP.2.3.3.1]} \quad \gamma_{Q, ds} = 1,50$$

COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA ACCIÓN ESTABILIZADORA:

$$\gamma_{G, stb} = 0,90 \text{ [DB SE-C 98]}$$

RESULTADOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$ESPESOR_{\min} = 25 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL A FLOTACIÓN

$$\gamma_{s, \text{flotación}} = 1,28 > 1,11$$

COMPROBACIÓN FLOTACIÓN CTE:

$$E_{d, stb}/E_{d, dst} = 1,15 \geq 1$$

CUMPLE

$$G_{dst} - G_{stb} = - \text{ kN}$$

Z_{NF} = ALTURA DEL NIVEL FREÁTICO SOBRE LA CORONACIÓN DE LA SOLERA

γ_{SOLERA} = PESO ESPECÍFICO DE LA SOLERA

$\gamma_{LÍQUIDO}$ = PESO ESPECÍFICO DEL AGUA FREÁTICA

$CP_{S/SOLERA}$ = CARGA PERMANENTE SOBRE SOLERA

A_{SOLERA} = ÁREA DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN (SOLERA)

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD (APARTADO 2.4.2.2 DB SE-C):

EL EQUILIBRIO DE LA CIMENTACIÓN (ESTABILIDAD FRENTE A LA SUBPRESIÓN) QUEDARÁ

VERIFICADO, SI PARA LAS SITUACIONES DE DIMENSIONADO PERTINENTES SE CUMPLE LA CONDICIÓN:

$$E_{d, dst} \leq E_{d, stb} \text{ SIENDO:}$$

$E_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES DESESTABILIZADORAS

$E_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS

LOS VALORES DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS Y

DESESTABILIZADORAS SON (APARTADO 7.4.3 DB SE-C) :

$$E_{d, dst} = G_{d, dst} + Q_{d, dst}$$

$$E_{d, stb} = G_{d, stb}$$

$G_{d, dst}$ VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

$G_{d, stb}$ VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

$Q_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

$Q_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES VARIABLES DESESTABILIZADORAS

$G_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

NOTA 1: LA SUBPRESIÓN SALVO VARIACIONES IMPORTANTES EN LA MISMA QUE HAGAN CONSIDERAR DISTINTAS HIPÓTESIS DE CÁLCULO SE CONSIDERA DE ACUERDO CON DB SE (CTE) [TABLA 4.1] UNA ACCIÓN PERMANENTE EN SU POSICIÓN PÉSIMA.

NOTA 2 (4.3.2 (2) EUROCÓDIGO 7): EN EL CASO DE ESTRUCTURAS POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO QUE PUDIERAN FLOTAR, LAS PRESIONES INTERSTICIALES SE DEBEN VIGILAR HASTA QUE EL PESO DE LA ESTRUCTURA SEA SUFICIENTE PARA ELIMINAR DICHA POSIBILIDAD.

De esta manera, se puede comprobar que el elemento no flota.

8.4. Arqueta de Caudalímetro Q4

8.4.1. Introducción

La arqueta de caudalímetro Q4 presenta una planta sensiblemente rectangular con dimensiones interiores de 9,80 x 4,30 m. Este elemento está totalmente enterrado, llegando a tener una altura de muro de 3,35 m.

8.4.2. Cargas

La principal carga actuante es el empuje hidráulico provocado por el seccionamiento de la tubería de mayor diámetro (DN800) que corresponde con el estado de servicio. Al presentar una alineación recta, se genera un empuje a lo largo del eje longitudinal de la arqueta, aunque con una componente vertical debido a la inclinación de la conducción.

Se describe las principales características de la conducción con el objeto de determinar el empuje hidráulico por el seccionamiento.

Diámetro ext.	Espesor	P.N.
842 mm	7,5 mm	10 atm

Empuje hidráulico en válvula

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: CÁMARA CAUDALÍMETRO Q4

DATOS:

DIÁMETRO INTERIOR TUBERÍA:

ID = 827 mm

MÁXIMA PRESIÓN DE DISEÑO:

MDP = 10 atm

CÁLCULOS:

ÁREA INTERIOR CONDUCCIÓN:

$A_{int} = 0.54 \text{ m}^2$

MDP (MPa):

MDP = 1.01 MPa

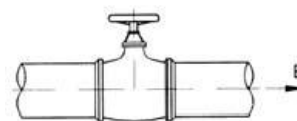
RESULTADOS:

EMPUJE EN VÁLVULA:

$E = 544.27 \text{ kN}$

FÓRMULA:

$E = MDP \cdot A_{int}$



Se determina que el empuje hidráulico a contrarrestar es de 544,27 kN. Dado que la tubería presenta una inclinación de 5°05 se presenta una pequeña componente vertical.

Empuje hidráulico	Ehorz.	Evert.
544,27 kN	542,16 kN	47,91 kN

Se determina los empujes de tierras sobre los muros en base a los parámetros geotécnicos ya indicados. Igualmente se tiene en cuenta una sobrecarga, por el posible acercamiento de un vehículo, de 10 kN/m².

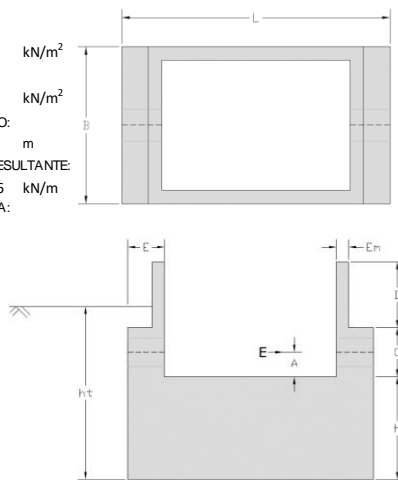
8.4.4. Dimensionamiento

8.4.4.1. Cumplimento del vuelco y del deslizamiento

Primeramente, se determina las dimensiones mínimas de la arqueta para que sea estable frente al deslizamiento y el vuelco. En este caso se obvia la componente inclinada del empuje hidráulico ya que está del lado de la seguridad.

Cálculo a vuelco y deslizamiento de arqueta según recomendaciones de Abastecimiento CYII 2012

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR		
ELEMENTO: ARQUETA Q4		
DATOS:	CÁLCULOS:	RESULTADOS:
MACIZO:	VOLUMEN MACIZO:	DESPLAZAMIENTO:
ALTURA MACIZO:	$V_M = 38.42 \text{ m}^3$	FUERZAS ESTABILIZADORAS:
$H = 0.70 \text{ m}$	PESO MACIZO:	$F_{estb.} = 1152.29 \text{ kN}$
ANCHURA MACIZO:	$P_M = 960.40 \text{ kN}$	FUERZAS DESESTABILIZADORAS:
$B = 4.90 \text{ m}$	VOLUMEN REFUERZO:	$F_{destb.} = 542.16 \text{ kN}$
LONGITUD MACIZO:	$V_R = 9.60 \text{ m}^3$	FACTOR SEG. DESPLAZAMIENTO:
$L = 11.20 \text{ m}$	PESO REFUERZO:	$FR_d = 2.13 \text{ VALE}$
PESO ESPECÍFICO MACIZO:	$P_R = 240.10 \text{ kN}$	VUELCO:
$\gamma_{macizo} = 25 \text{ kN/m}^3$	VOLUMEN ARQUETA:	MOMENTOS ESTABILIZADORES:
REFUERZO MURO:	$V_R = 26.64 \text{ m}^3$	$M_{estb.} = 10477.29 \text{ kNm}$
ESPESOR REFUERZO:	PESO ARQUETA:	MOMENTOS DESESTAB.
$E = 0.70 \text{ m}$	$P_R = 665.93 \text{ kN}$	$M_{destb.} = 1225.28 \text{ kNm}$
ALTURA REFUERZO:	CUÑA REACTIVA:	$FR_v = 8.55 \text{ VALE}$
$C = 1.40 \text{ m}$	COEFICIENTE DE ROZAMIENTO:	
ARQUETA:	$\mu_p = 0.58$	
ESPESOR ARQUETA:	COEFICIENTE DE EMPUJE:	
$E_m = 0.30 \text{ m}$	$K_a = 0.33$	
ALTURA ARQUETA:	EMPUJE SUPERIOR:	
$D = 1.95 \text{ m}$	$e_{sup} = 19.68 \text{ kN/m}^2$	
PESO ESPECÍFICO HORMIGÓN:	EMPUJE INFERIOR:	
$\gamma_{arqueta} = 25 \text{ kN/m}^3$	$e_{inf} = 23.88 \text{ kN/m}^2$	
EMPUJE HIDRÁULICO:	ALTURA DESARROLLO:	
EMPUJE HIDRÁULICO:	$h_e = 0.70 \text{ m}$	
$E_H = 542.16 \text{ kN}$	FUERZA REACTIVA RESULTANTE:	
ALTURA DE APLICACIÓN:	$R_e = 15.246 \text{ kN/m}$	
$A = 1.56 \text{ m}$	ALTURA EMPUJE CUÑA:	
TERRENO:	$h_{ce} = 0.34$	
ALTURA TIERRA:		
$h_T = 3.98 \text{ m}$		
ÁNG. DE ROZAMIENTO INTERNO:		
$\varphi' = 30^\circ$		
PESO ESPECÍFICO DEL TERRENO:		
$\gamma_{terreno} = 18 \text{ kN/m}^3$		
COEF. SEG. DESPLAZAMIENTO:		
$\gamma_R = 1.5$		
COEFS. SEG. AL VUELCO:		
$\gamma_V = 1.8$		



Manteniendo las dimensiones interiores de la arqueta, el resto de los elementos se han ajustado para que cumpla los factores de deslizamiento y vuelco. Por tanto, el dimensionamiento de la arqueta debe de tener, como mínimo, las dimensiones indicadas.

8.4.4.2. Dimensionamiento de la zona de refuerzo (pasamuros)

Se procede en el siguiente epígrafe el dimensionamiento de los muros que componen la arqueta, tanto el muro como la zona de refuerzo.

Primeramente, se dimensiona el pasamuros. Al presentarse en una alineación recta, cada pasamuros aguanta la mitad del empuje hidráulico.

ELU Rasante en pasamuros según EHE08

DATOS:

MATERIALES:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD:

$$\beta = 0.80$$

EF. DINÁMICOS Ó DE FATIGA:

$$SI$$

COEFS. DE MIN. DE RESISTENCIA:

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\alpha_{ct} = 1$$

EMPUJE HIDRÁULICO ABSORBIDO PASAMUROS:

$$E = 542.16 \text{ kN}$$

DIÁMETRO EXTERIOR [OD]:

$$OD = 842 \text{ mm}$$

ESPESOR DEL MURO:

$$e = 70 \text{ cm}$$

CÁLCULOS:

$$f_{ct,m} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,k} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,d} = 1.35 \text{ MPa}$$

$$0,70 \cdot \beta \cdot f_{ctd} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$0,25 \cdot f_{cd} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\beta \cdot (1,30 - 0,3 \cdot (f_{ck}/25)) \cdot f_{ctd} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$0,5 \cdot \beta \cdot (1,30 - 0,3 \cdot (f_{ck}/25)) \cdot f_{ctd} = 0.51 \text{ MPa}$$

PERÍMETRO EXTERIOR DE LA TUBERÍA:

$$p = 2.65 \text{ m}$$

SUPERFICIE FUSTE DE HORMIGÓN:

$$S = 1.85 \text{ m}^2$$

RESULTADOS:

TENSIÓN RASANTE DE AGOTAMIENTO:

$$\tau_{r,u} = 0.76 \text{ MPa}$$

TENSIÓN RASANTE DE CÁLCULO:

$$\tau_{r,d} = 0.29 \text{ MPa}$$

VALE

$$\tau_{r,u} = 756.94 \text{ kN/m}^2$$

RASANTE DE AGOTAMIENTO

$$R_u = 8.70 \text{ kN/m}$$

RIGIDIZADORES:

DIÁMETRO EXTERIOR RIGIDIZADOR:

$$OD_R = 1242 \text{ mm}$$

ESPESOR DEL RIGIDIZADOR:

$$e_R = 12 \text{ mm}$$

Nº DE RIGIDIZADORES:

$$N = 4$$

MATERIAL:

$$\sigma_y = 275 \text{ MPa}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$c = 12.00 \text{ mm}$$

MOMENTO DE INERCIA:

$$I = 1.44E-07 \text{ m}^4$$

MOMENTO ESTÁTICO 1/2 SECCIÓN EN FN:

$$S = 1.80E-05 \text{ m}^3$$

FACTOR DE FORMA (MP/ME):

$$\lambda = 1.50$$

$$H = 200 \text{ mm}$$

$$DC_{med} = 854.00 \text{ mm}$$

$$LDC_{med} = 2682.92 \text{ mm}$$

CARGA DE CÁLCULO POR ANILLO:

$$\sigma_d = 252.60 \text{ kN/m}^2$$

MOMENTO DE CÁLCULO:

$$M_d = 5.1 \text{ kNm}$$

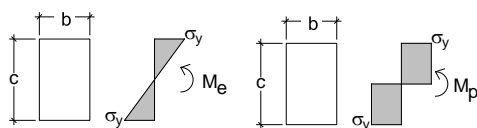
MOMENTO ELÁSTICO:

$$M_e = 6.6 \text{ kNm}$$

MOMENTO PLÁSTICO:

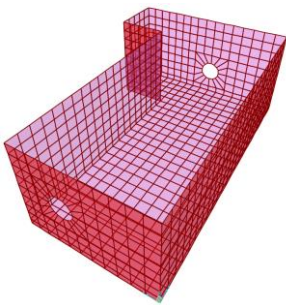
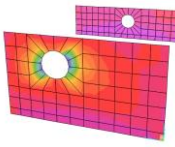
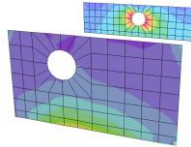
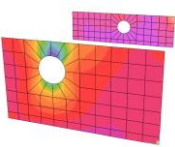
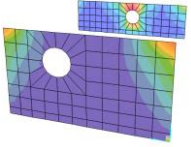
$$M_p = 9.9 \text{ kNm}$$

VALE



Cada pasamuros se compone de 4 rigidizadores de 1242 mm de diámetro de 12 mm de espesor de acero S-275.

En base a este refuerzo y considerando las cargas actuantes, se determina los esfuerzos de la zona de refuerzo.

Tabla resumen de cálculo				
Placa: Zona de refuerzo del muro de la arqueta Q4				
Modelización				
<p>Modelo (SAP2000):</p> <p>Modelo tridimensional</p> <p>Tierras en reposo</p>				
<p>Datos geométricos:</p> <p>1] Placa</p> <p>Espesor = 0,70 m</p> <p>Dimensiones = 4,9 x variable</p> <p>2] Acciones</p> <p>Altura de tierras = 3,30/2,35 m</p> <p>Profundidad N.F. = - m</p>				
				
Esfuerzos pésimos concomitantes de cálculo en ELU y servicio en ELS				
Cara	Cara interior		Cara exterior	
Armadura Vertical	<p>Vd= -11,40 kN/m</p> <p>Md = 72,03 kNm/m</p> <p>Mk= 60,49 kNm/m</p>		<p>Vd= 54,77 kN/m</p> <p>Md = -101,78 kNm/m</p> <p>Mk= -82,54 kNm/m</p>	
Armadura Horizontal	<p>Vd= -37,22 kN/m</p> <p>Md = 159,98 kNm/m</p> <p>Mk= 133,96 kNm/m</p>		<p>Vd= 21,87 kN/m</p> <p>Md = -158,58 kNm/m</p> <p>Mk= -130,29 kNm/m</p>	

Se procede al dimensionamiento de la peor disposición (armado horizontal cara aguas).

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR VIEJO. ARQUETA Q4	
ELEMENTO:ARMADO HORIZONTAL CARA AGUAS. TRAMO MURO REFUERZO	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	

DATOS:

GEOMETRÍA

ESPESOR DE HORMIGÓN

$$e = 70 \text{ cm}$$

H =

ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :

MOMENTO DE CÁLCULO:

$$M_d = 160.0 \text{ kNm/m}$$

CORTANTE DE CÁLCULO:

$$V_d = 37.2 \text{ kN/m}$$

ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:

M. CUASIPERMANENTE

$$M_k = 134.0 \text{ kNm/m}$$

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO

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

RECUBRIMIENTO (PARAMENTO EXTERIOR A ARMADURA)

$$c = 5.00 \text{ cm}$$

ARMADURA TRACCIÓN:

$$1\varnothing 12/10$$

ARMADURA DISPUESTA:

$$A_s = 11.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ARMADURA COMPRESIÓN:

$$-$$

$$A'_s = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):

ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:

$$w_{\max} = 0.1 \text{ mm}$$

COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

$$K_1 = 0.125$$

COEF. DURACIÓN DE LA CARGA

$$K_2 = 0.50$$

COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.

$$\beta = 1.7$$

COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

$$\gamma_c = 1.50 \quad \alpha_{ct} = 1$$

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO

$$\gamma_s = 1.15$$

DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:

$$DM = 20.0 \text{ mm}$$

RESULTADOS:

ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):

ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$M_u = 298.06 \text{ kNm/m}$$

CUMPLE

CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$V_u = 342.74 \text{ kN/m}$$

CUMPLE

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA

$$V_{u1} = 3864.00 \text{ kN/m}$$

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA

$$V_{u2} = 342.74 \text{ kN/m}$$

ARMADURA DE CORTANTE:

ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA

$$\alpha = -^\circ$$

ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

$$\theta = 45^\circ$$

AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)

$$N_d = 0.00 \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V

$$V_{cu} = - \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V

$$V_{su} = - \text{ kN/m}$$

ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO

$$A_{\alpha} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS (FISURACIÓN):

ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:

$$w_k = - \text{ mm}$$

CUMPLE

TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:

→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS $\sigma_{ft} < f_{ct,m}, f_l$

$$\sigma_{sr} = 351.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 193.43 \text{ MPa}$$

TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:

$$\sigma_{ft} = 1.59 \text{ MPa}$$

TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):

$$-$$

MOMENTO DE FISURACIÓN ($f_{ct}, t_{m,fl}$):

$$M_{fs} = 243.31 \text{ kNm/m}$$

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:

$$A_{s \text{ min},g} = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:

$$A_{s \text{ min},m} = 8.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

$$A_{s,nec} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha = -$$

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

$$sep_{barras} = 88.0 \text{ mm}$$

$$sep_{min} = 25.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

$$sep_{máx} = 300.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR VIEJO. ARQUETA Q4		
ELEMENTO:ARMADO HORIZONTAL CARA AGUAS. TRAMO MURO REFUERZO		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0.8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	491.30 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	9.3 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	7.47 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	64.40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5.60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576.7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7.00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	1.75 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0.00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20.00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434.78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	7067.79 cm ²	AREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	245379.5969 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$y_G =$	34.72 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	84001.37 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	81666.67 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	60.67 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$z=d-0,5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	11.30 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	35.28 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	2916362.18 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	9.33 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	266914.14 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1.56	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	1.75 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. \Rightarrow)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1.00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30.00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2.03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1.35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	62240.86049 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES \Rightarrow)
FISURACIÓN:		
$s =$	100 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 150)
$A_{c,ef} =$	1750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	11.30 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	212.9 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0.387 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	351.31 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	193.43 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	11.30 cm ² /m	AREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	12.69 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone un armado, por cuantía mínima, compuesto por 1Ø12 mm cada 10 cm. Este armado sería válido para el resto de caras y disposiciones.

Se determina la cuantía.

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: CUANTÍA MURO ARQUETA

DATOS:

ESPEJOR = 70 cm
MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080]

ARMADO: SEPARACIÓN BARRAS
Ø12 / 10.0 cm 4

RESULTADOS:

CUANTÍA: 53.0 kg/m³

MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

% MAYORACIÓN = 15 % → 61.0 kg/m³

5 = 65 kg/m³

NOTA EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

NOTA UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm, NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

Se dispone de un armado compuesto por 5Ø16 mm cada metro en vertical y por 6Ø12 mm cada metro en horizontal para las caras exterior e interior.

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: DEPÓSITOS COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CUANTÍA MURO MINIMA

DATOS:

RESULTADOS:

HORMIGÓN

ESPEJOR = 30 cm

ACERO

MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080 (VER NOTA 2)]

CARA 1 ARMADURA 1: SEPARACIÓN
1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 1 ARMADURA 1:
→ 18,6 kg/m³

CARA 1 ARMADURA 2: SEPARACIÓN
1 Ø16 / 20,0 cm

CUANTÍA CARA 1 ARMADURA 2:
→ 27,5 kg/m³

CARA 2 ARMADURA 1: SEPARACIÓN
1 Ø12 / 16,7 cm

CUANTÍA CARA 2 ARMADURA 1:
→ 18,6 kg/m³

CARA 2 ARMADURA 2: SEPARACIÓN
1 Ø16 / 20,0 cm

CUANTÍA CARA 2 ARMADURA 2:
→ 27,5 kg/m³

CUANTÍA TOTAL:
92,2 kg/m³

% MAYORACIÓN = 15 %

Δ POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES:
→ 13,8 kg/m³

CUANTÍA MAYORADA:
106,0 kg/m³

5 = 110 kg/m³

% MAYORACIÓN: MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

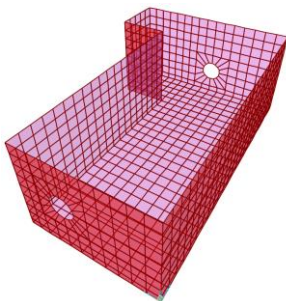
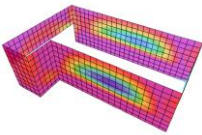
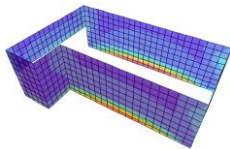
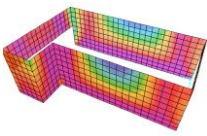
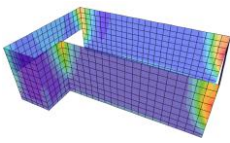
NOTAS:

1) EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

2) UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm, NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

8.4.4.3. Muros arqueta

Se determina los esfuerzos pésimos a los que están sometidos.

Tabla resumen de cálculo				
Placa: Alzado muros arqueta caudalímetro Q4				
Modelización				
<p>Modelo (SAP2000):</p> <p>Modelo tridimensional</p> <p>Tierras en reposo</p>				
<p>Datos geométricos:</p> <p>1] Placa</p> <p>Espesor = 0,30 m</p> <p>Dimensiones = 4,90 x 10,40 m</p> <p>2] Acciones</p> <p>Altura de tierras = 3,30/2,35 m</p> <p>Profundidad N.F. = - m</p>				
				
Esfuerzos pésimos concomitantes de cálculo en ELU y servicio en ELS				
Cara	Cara interior		Cara exterior	
Armadura Vertical	<p>Vd= -11,46 kN/m</p> <p>Md = 11,55 kNm/m</p> <p>Mk= 7,54 kNm/m</p>		<p>Vd= -80,49 kN/m</p> <p>Md = -61,95 kNm/m</p> <p>Mk= -41,78 kNm/m</p>	
Armadura Horizontal	<p>Vd= 1,04 kN/m</p> <p>Md = 22,09 kNm/m</p> <p>Mk= 14,54 kNm/m</p>		<p>Vd= 41,85 kN/m</p> <p>Md = -38,68 kNm/m</p> <p>Mk= -27,71 kNm/m</p>	

Se procede al dimensionamiento del armado más exigente (armado vertical cara exterior):

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR VIEJO. ARQUETA Q4	
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA TIERRAS. MURO ARQUETA	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	

DATOS:

GEOMETRÍA

ESPESOR DE HORMIGÓN

$$e = 30 \text{ cm}$$

H =

ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :

MOMENTO DE CÁLCULO:

$$M_d = 62.0 \text{ kNm/m}$$

CORTANTE DE CÁLCULO:

$$V_d = 80.5 \text{ kN/m}$$

ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:

M. CUASIPERMANENTE

$$M_k = 41.8 \text{ kNm/m}$$

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO

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

RECUBRIMIENTO (PARAMENTO EXTERIOR A ARMADURA)

$$c = 5.00 \text{ cm}$$

ARMADURA TRACCIÓN:

$$1\varnothing 12/15$$

ARMADURA DISPUESTA:

$$A_s = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ARMADURA COMPRESIÓN:

$$-$$

$$A'_s = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):

ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:

$$w_{\max} = 0.1 \text{ mm}$$

COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

$$K_1 = 0.125$$

COEF. DURACIÓN DE LA CARGA

$$K_2 = 0.50$$

COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.

$$\beta = 1.7$$

COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

$$\gamma_c = 1.50 \quad \alpha_{ct} = 1$$

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO

$$\gamma_s = 1.15$$

DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:

$$DM = 20.0 \text{ mm}$$

RESULTADOS:

ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):

ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$M_u = 73.93 \text{ kNm/m}$$

CUMPLE

CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$V_u = 175.75 \text{ kN/m}$$

CUMPLE

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA

$$V_{u1} = 1464.00 \text{ kN/m}$$

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA

$$V_{u2} = 175.75 \text{ kN/m}$$

ARMADURA DE CORTANTE:

ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA

$$\alpha = -^\circ$$

ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

$$\theta = 45^\circ$$

AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)

$$N_d = 0.00 \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V

$$V_{cu} = - \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V

$$V_{su} = - \text{ kN/m}$$

ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO

$$A_{\alpha} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS (FISURACIÓN):

ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:

$$w_k = - \text{ mm}$$

CUMPLE

TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:

→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS $\sigma_{ft} < f_{ct,m,fl}$

$$\sigma_{sr} = 336.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 242.44 \text{ MPa}$$

TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:

$$\sigma_{ft} = 2.71 \text{ MPa}$$

TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):

$$-$$

MOMENTO DE FISURACIÓN ($f_{ct,tm,fl}$):

$$M_{fis} = 58.01 \text{ kNm/m}$$

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:

$$A_{s,min,g} = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:

$$A_{s,min,m} = 5.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

$$A_{s,nec} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha = -$$

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

$$sep_{barras} = 138.0 \text{ mm}$$

$$sep_{min} = 25.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

$$sep_{max} = 300.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR VIEJO. ARQUETA Q4		
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA TIERRAS. MURO ARQUETA		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0.8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	327.54 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	4.6 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	3.66 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	24.40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5.60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576.7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7.00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	3.77 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	3.09 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0.00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20.00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434.78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	3045.19 cm ²	ÁREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	45253.06459 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$y_G =$	14.86 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	15405.52 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	15000.00 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	22.57 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$Z=d-0,5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	7.53 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	15.14 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	228933.74 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	4.57 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	23913.84 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1.91	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	3.09 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. \Rightarrow)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1.00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30.00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2.03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1.35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	11460.21454 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES \Rightarrow)
FISURACIÓN:		
$s =$	150 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 150)
$A_{c,ef} =$	750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	7.53 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	189.7 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0.485 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	336.61 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	242.44 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	7.53 cm ² /m	ÁREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	19.73 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone de un armado, por cuantía mínima, compuesto por 1Ø12 mm cada 15 cm. Este armado sería válido para el resto de caras y disposiciones

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: CUANTÍA MURO ARQUETA

DATOS:

ESPESOR = 30 cm
MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080]

ARMADO: SEPARACIÓN BARRAS
Ø12 / 15.0 cm 4

RESULTADOS:

CUANTÍA: 82.5 kg/m³

MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

% MAYORACIÓN = 15 % → 94.9 kg/m³

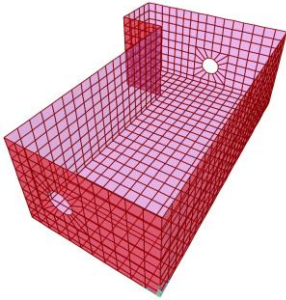
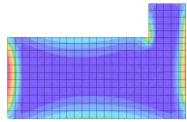
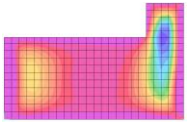
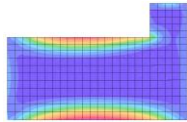
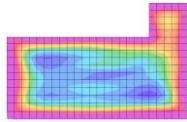
5 = 95 kg/m³

NOTA EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

NOTA UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm, NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

8.4.4.4. Losa cimentación

Se determina los esfuerzos que actúan sobre la losa.

Tabla resumen de cálculo				
Placa: Losa cimentación arqueta caudalímetro Q4				
Modelización				
Modelo (SAP2000): Modelo de arqueta tridimensional Tierras en reposo				
Datos geométricos: 1] Placa Losa = 0,70 m Dimensiones = 11,20 x 4,90 m 2] Acciones Sobrecarga de uso = 5,00 kN/m ²				
				
Esfuerzos pésimos concomitantes de cálculo en ELU y servicio en ELS				
Losa cimentación (70 cm)				
Cara	Cara inferior		Cara superior	
Armadura Longitudinal	Vd= 29,61 kN/m Md = -19,49 kNm/m Mk= -17,12 kNm/m		Vd= 11,47 kN/m Md = 17,83 kNm/m Mk= 13,71 kNm/m	
Armadura Transversal	Vd= 25,17 kN/m Md = -38,69 kNm/m Mk= -26,73 kNm/m		Vd= 5,65 kN/m Md = 10,43 kNm/m Mk= 7,92 kNm/m	

Se determina el armado necesario comprobando la disposición pésima.

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR VIEJO. ARQUETA Q4	
ELEMENTO:ARMADO TRANSVERSAL CARA INFERIOR. LOSA CIMENTACIÓN	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	

DATOS:

GEOMETRÍA

ESPESOR DE HORMIGÓN

$$e = 70 \text{ cm}$$

H =

ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :

MOMENTO DE CÁLCULO:

$$M_d = 38.7 \text{ kNm/m}$$

CORTANTE DE CÁLCULO:

$$V_d = 25.2 \text{ kN/m}$$

ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:

M. CUASIPERMANENTE

$$M_k = 26.7 \text{ kNm/m}$$

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO

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

RECUBRIMIENTO (PARAMENTO EXTERIOR A ARMADURA)

$$c = 5.00 \text{ cm}$$

ARMADURA TRACCIÓN:

$$1\varnothing 12/10$$

ARMADURA DISPUESTA:

$$A_s = 11.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ARMADURA COMPRESIÓN:

$$-$$

$$A'_s = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):

ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:

$$w_{\max} = 0.1 \text{ mm}$$

COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

$$K_1 = 0.125$$

COEF. DURACIÓN DE LA CARGA

$$K_2 = 0.50$$

COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.

$$\beta = 1.7$$

COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

$$\gamma_c = 1.50 \quad \alpha_{ct} = 1$$

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO

$$\gamma_s = 1.15$$

DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:

$$DM = 20.0 \text{ mm}$$

RESULTADOS:

ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):

ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$M_u = 298.06 \text{ kNm/m}$$

CUMPLE

CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$V_u = 633.35 \text{ kN/m}$$

CUMPLE

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA

$$V_{u1} = 3864.00 \text{ kN/m}$$

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA

$$V_{u2} = 633.35 \text{ kN/m}$$

ARMADURA DE CORTANTE:

ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA

$$\alpha = -^\circ$$

ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

$$\theta = 45^\circ$$

AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)

$$N_d = 0.00 \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V

$$V_{cu} = - \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V

$$V_{su} = - \text{ kN/m}$$

ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO

$$A_{\alpha} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS (FISURACIÓN):

ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:

$$w_k = - \text{ mm}$$

CUMPLE

TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:

→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS $\sigma_{ft} < f_{ct,m,fl}$

$$\sigma_{sr} = 351.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 38.60 \text{ MPa}$$

TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:

$$\sigma_{ft} = 0.32 \text{ MPa}$$

TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):

$$-$$

MOMENTO DE FISURACIÓN ($f_{ct,tm,fl}$):

$$M_{fis} = 243.31 \text{ kNm/m}$$

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:

$$A_{s,min,g} = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:

$$A_{s,min,m} = 8.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

$$A_{s,nec} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha = -$$

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

$$sep_{barras} = 88.0 \text{ mm}$$

$$sep_{min} = 25.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

$$sep_{max} = 300.0 \text{ mm}$$

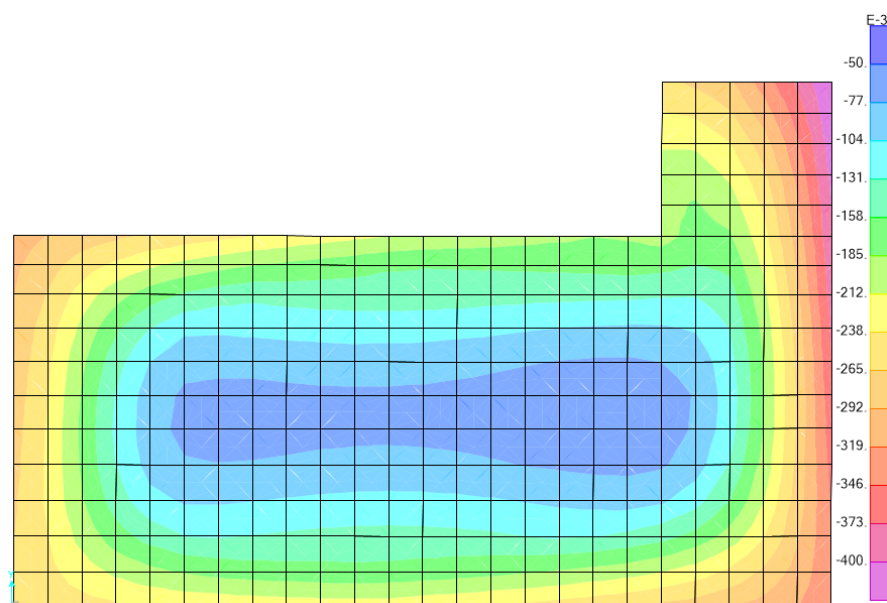
CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR VIEJO. ARQUETA Q4		
ELEMENTO:ARMADO TRANSVERSAL CARA INFERIOR. LOSA CIMENTACIÓN		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0.8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	491.30 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	9.3 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	7.47 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	64.40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5.60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576.7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7.00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	1.75 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0.00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20.00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434.78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	7067.79 cm ²	AREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	245379.5969 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$y_G =$	34.72 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	84001.37 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	81666.67 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	60.67 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$z = d - 0.5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	11.30 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	35.28 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	2916362.18 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	9.33 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	266914.14 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1.56	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	1.75 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. \Rightarrow)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1.00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30.00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2.03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1.35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	62240.86049 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES \Rightarrow)
FISURACIÓN:		
$s =$	100 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 150)
$A_{c,ef} =$	1750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	11.30 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	212.9 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0.077 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	351.31 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	38.60 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	11.30 cm ² /m	AREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	12.69 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone un armado, por cuantía mínima, compuesto por 1Ø12 mm cada 10 cm. Este armado sería válido para el resto de caras y disposiciones.

8.4.4.5. Tensión transmitida al terreno

El modelo de Winkler planteado para el modelo nos da un resultado inmediato de la tensión transmitida al terreno en base de los asientos sufridos.



En base al modelo se determina que el máximo asiento sufrido es de 0,429 mm. En base a este asiento y considerando el coeficiente de balasto empleado se determina la máxima tensión transmitida.

TENSION TRANSMITIDA EN BASE A LA DEFORMACIÓN

$$S_{MÁX} = 0.000429 \text{ m}$$

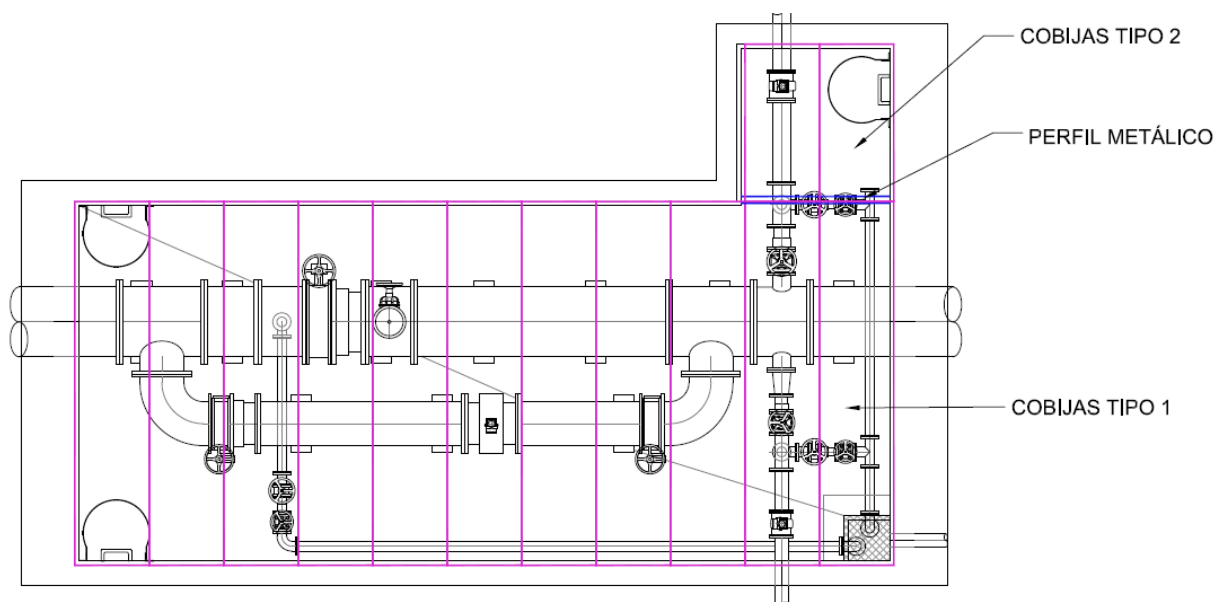
$$K = 231,917.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{MÁX} = 0.99 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, se determina que la máxima tensión máxima transmitida al terreno es de 0,99 kg/cm², valor aceptable para el apoyo en el granito. La arqueta en estudio está fuera de la zona inspeccionada, aunque se puede considerar que se encuentra bajo la zona de influencia de la cata C-2, en la cual se puede estimar que el sustrato adecuado para cimentación se encuentra a partir de 0,75 m de profundidad, por lo que la arqueta apoya directamente sobre aquel.

8.4.4.6. Cubierta

Dado la necesidad de hacer accesible la arqueta para facilitar las labores de mantenimiento se dispone de un sistema de cobijas. Por la configuración resultante se dispone de dos sistemas de cobijas, debido a la existencia de un quiebro en la planta de la arqueta. Debido a esta geometría se hace necesario que parte del sistema de cobertura principal se apoye sobre un perfil metálico.



En base a esta disposición, dada la distinta luz de las cobijas se dispone, como composición principal (cobija tipo 1), cobijas con un marco UPN 300 las cuales tienen una capacidad de soportar una carga peatonal (hasta 500 kg/m²) con una luz máxima de 4,40 m. En cambio, para la disposición anexa se dispone piezas con un marco UPN 140 que pueden salvar una luz de hasta 1,90 m para una carga peatonal.

Se dimensiona el perfil metálico necesario para recoger las cobijas que se apoyan en él.

Carga	Naturaleza	Valor
Cobija tipo 1	Peso propio	7,5 kN/m ²
Cobija tipo 2	Peso propio	3,5 kN/m ²
Carga peatonal	Sobrecarga	5,0 kN/m ²

Teniendo en cuenta el ancho tributario que recoge el perfil se deduce la carga lineal.

Longitud tributaria	Naturaleza	P.P.	S.C.
2,20 m	Cobija tipo 1	16,5 kN/m	
0,95 m	Cobija tipo 2	3,3 kN/m	
3,10 m	Sobrecarga		15,5 kN/m
Suma		19,8 kN/m	15,5 kN/m

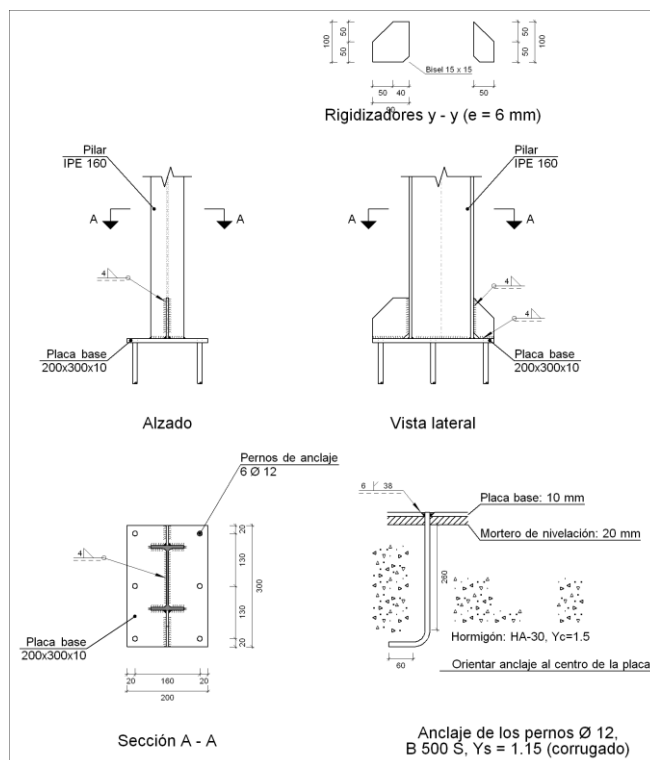
Barra	Comprobaciones (CTE DB SE-A)														Estado	
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N _t	N _c	M _Y	M _Z	V _Z	V _Y	M _Y V _Z	M _Z V _Y	NM _Y M _Z	NM _Y M _Z V _Y V _Z	M _t	M _t V _Z		M _t V _Y
N1/N2	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	x: 0 m η = 54.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m η = 30.9	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁵⁾	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁹⁾	N.P. ⁽¹⁰⁾	N.P. ⁽¹⁰⁾	CUMPLE η = 54.1
Notación: $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez λ_w : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _Y : Resistencia a flexión eje Y M _Z : Resistencia a flexión eje Z V _Z : Resistencia a corte Z V _Y : Resistencia a corte Y M _Y V _Z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _Z V _Y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _Y M _Z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _Y M _Z V _Y V _Z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _Z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _Y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión ni de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁷⁾ No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁸⁾ No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽¹⁰⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

Por tanto, se concluye que es viable disponer un perfil compuesto por un IPE 160.

Se determina las placas de anclaje.

Placa de anclaje -Placa base: Ancho X: 200 mm Ancho Y: 300 mm Espesor: 10 mm -Pernos: 6Ø12 mm L=26 cm Patilla a 90 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Por vuelo final 50.0 mm -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 1(100x50x6.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 36 mm Calculado: 131 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 18 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 38.8	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 26 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 39.15 kN Calculado: 26.04 kN Máximo: 27.41 kN Calculado: 8.51 kN Máximo: 39.15 kN Calculado: 38.2 kN	Cumple Cumple Cumple

Placa de anclaje -Placa base: Ancho X: 200 mm Ancho Y: 300 mm Espesor: 10 mm -Pernos: 6Ø12 mm L=26 cm Patilla a 90 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Por vuelo final 50.0 mm -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 1(100x50x6.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 45.2 kN Calculado: 23.01 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 476.19 MPa Calculado: 240.634 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 62.86 kN Calculado: 7.53 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 261.905 MPa	
- Derecha:	Calculado: 150.025 MPa	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 150.025 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 81.49 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 162.323 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 1995.59	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 1995.59	Cumple
- Arriba:	Calculado: 22784.1	Cumple
- Abajo:	Calculado: 4376.88	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 261.905 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.132		



8.4.5. Flotación

A continuación, se comprueba la flotación del elemento. Tomándose como nivel freático la cota +940,27 m, y tomándose como cota superior de losa de cimentación la cota media de la misma +935,81 m, se tendrá una lámina de agua de 4,46 m por encima de la cara superior de la losa de cimentación.

No obstante, la cota del terreno terminado para esta zona es de 938,40 m, por lo tanto, se toma como lámina de agua para la flotabilidad la diferencia entre esta y la cota media de la losa +935,81 m. Por lo tanto, se tendrá una lámina de agua de 2,59 m por encima de la cara superior de la losa de cimentación.

En primer lugar, obtenemos el valor del peso sobre la cimentación.

Peso elemento estructural de superficie irregular

DATOS:

SUPERFICIE CIMENTACIÓN

$$S = 60,20 \text{ m}^2$$

AGUA Ó FANGO

	ÁREA, i (A) [m ²]	CALADO [m]	PESO E: γ_w [kN/m ³]	Nº IGUALES
1				
2				
3				

CÁLCULOS:

A · CALADO · γ_w
[kN]

$$\Sigma = 0,0$$

RESULTADOS:

PESO AGUA Ó FANGO

$$P_w = 0,0 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN = PESO VACÍO

$$P_H = 2600,1 \text{ kN}$$

PESO DE LA SOBRECARGA SOBRE SOLERA

$$P_{SC} = 455,6 \text{ kN}$$

PESO CARGAS VARIABLES SOBRE TERRENO

$$P_{SC+W} = 455,6 \text{ kN}$$

PESO TOTAL = PESO LLENO

$$P_{TOTAL} = 3055,7 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN SOBRE LA CIMENTACIÓN

$$P_H = 1546,6 \text{ kN}$$

PRESIÓN BRUTA

$$q_b = 0,51 \text{ kg/cm}^2$$

HORMIGÓN MUROS

	LONGITUD, i (L) m	ALTURA, i (H) m	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³	L · H · E · N · γ_c [kN]
1	4,90	2,61	70,00	1	25,0	223,81
2	4,90	0,97	30,00	1	25,0	35,65
3	6,80	2,54	70,00	1	25,0	302,26
4	6,80	1,10	30,00	1	25,0	56,10
5	9,80	3,69	30,00	2	25,0	542,43
6	1,60	3,72	30,00	1	25,0	44,64

$$\Sigma = 1204,89$$

HORMIGÓN ELEMENTOS SUPERFICIALES (LOSAS, FORJADOS)

	ÁREA, i (A) m ²	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	45,56	30	1	25,0
2				

A · E · γ_c
[kN]
341,70

$$\Sigma = 341,70$$

HORMIGÓN SOLERA / LOSA CIMENTACIÓN

	ÁREA, i (A) m ²	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	60,20	70	1	25,0
2				

A · E · γ_c
[kN]
1053,50

$$\Sigma = 1053,50$$

EQUIPOS

	PESO kN	Nº IGUALES
1	30,00	1
2		

A · SC
[kN]
30,00

$$\Sigma = 30,00$$

SOBRECARGA

	ÁREA, i (A) m ²	SOBRECARGA kN/m ²	Nº IGUALES
1	45,56	10,0	1
2			

A · SC
[kN]
455,60

$$\Sigma = 455,60$$

A continuación, calculado la flotabilidad del elemento:

Flotación (estabilidad frente a la subpresión) según DB SE-C (CTE)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: Arqueta a Caudalímetro Q4

DATOS:

$z_{NF} = 2,59$ m
 $\gamma_{SOLERA} = 25$ kN/m³
 $\gamma_{LÍQUIDO} = 10$ kN/m³
 $CP_{S/SOLERA} = 1546,60$ kN
 $A_{SOLERA} = 60,20$ m²

ESPESOR DE SOLERA:

ESPESOR = 30 cm

COEFICIENTE DE MAYORACIÓN SUBPRESIÓN:

$\gamma_{Gdst} = 1,00$

COEFICIENTE DE MINORACIÓN PP (G_{stb}):

$\gamma_{Gstb} = 0,90$

CÁLCULOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

ESPESOR, mín = 25 cm

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, flotación}$
1998,1 kN	1739,8 kN	1,15

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, flotación} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
1798,3 kN	1739,8 kN	1,03

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

CON ESPESOR MÍNIMO PARA CUMPLIR FLOTACIÓN

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, flotación}$
1922,9 kN	1709,7 kN	1,12

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, flotación} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
1730,6 kN	1709,7 kN	1,01

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE LA ACCIÓN DESESTABILIZADORA:

$\gamma_{G, dst} = 1,00$ [AGUA FREÁTICA ES CP (DB SE-AE) Ó EUROCÓDIGO 2-4 AP.2.3.3.1] $\gamma_{Q, dst} = 1,50$

COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA ACCIÓN ESTABILIZADORA:

$\gamma_{G, stb} = 0,90$ [DB SE-C 98]

RESULTADOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

ESPESOR MÍNIMO = 25 cm

COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL A FLOTACIÓN

$\gamma_{s, flotación} = 1,15 > 1,11$

COMPROBACIÓN FLOTACIÓN CTE:

$E_{d, stb}/E_{d, dst} = 1,03 \geq 1$

CUMPLE

$G_{dst} - G_{stb} = -$ kN

z_{NF} = ALTURA DEL NIVEL FREÁTICO SOBRE LA CORONACIÓN DE LA SOLERA

γ_{SOLERA} = PESO ESPECÍFICO DE LA SOLERA

$\gamma_{LÍQUIDO}$ = PESO ESPECÍFICO DEL AGUA FREÁTICA

$CP_{S/SOLERA}$ = CARGA PERMANENTE SOBRE SOLERA

A_{SOLERA} = ÁREA DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN (SOLERA)

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD (APARTADO 2.4.2.2 DB SE-C):

EL EQUILIBRIO DE LA CIMENTACIÓN (ESTABILIDAD FRENTE A LA SUBPRESIÓN) QUEDARÁ

VERIFICADO, SI PARA LAS SITUACIONES DE DIMENSIONADO PERTINENTES SE CUMPLE LA CONDICIÓN:

$E_{d, dst} \leq E_{d, stb}$ SIENDO:

$E_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES DESESTABILIZADORAS

$E_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS

LOS VALORES DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS Y

DESESTABILIZADORAS SON (APARTADO 7.4.3 DB SE-C):

$E_{d, dst} = G_{d, dst} + Q_{d, dst}$

$E_{d, stb} = G_{d, stb}$

G_{dst} VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

G_{stb} VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

$G_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

$Q_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES VARIABLES DESESTABILIZADORAS

$G_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

NOTA 1: LA SUBPRESIÓN SALVO VARIACIONES IMPORTANTES EN LA MISMA QUE HAGAN CONSIDERAR DISTINTAS HIPÓTESIS DE CÁLCULO

SE CONSIDERA DE ACUERDO CON DB SE (CTE) [TABLA 4.1] UNA ACCIÓN PERMANENTE EN SU POSICIÓN PÉSIMA.

NOTA 2 (4.3.2 (2) EUROCÓDIGO 7): EN EL CASO DE ESTRUCTURAS POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO QUE PUEDERAN FLOTAR, LAS PRESIONES

INTERSTICIALES SE DEBEN VIGILAR HASTA QUE EL PESO DE LA ESTRUCTURA SEA SUFICIENTE PARA ELIMINAR DICHA POSIBILIDAD.

De esta manera, se puede comprobar que el elemento no flota.

8.5. Arqueta de Seccionamiento S1

8.5.1. Introducción

La arqueta de seccionamiento se encarga de albergar un seccionamiento de una conducción de DN700 mm. Se caracteriza por presentar unas dimensiones máximas en planta de 5,75x3,50 m. La arqueta se compone de una losa de 1,30 m y sobre esta se ejecutan los muros de 30 cm de espesor. En la zona de paso de la tubería se dispone un refuerzo de 70 cm de anchura con objeto de albergar el pasatubos.

8.5.2. Cargas

La principal carga actuante es el empuje hidráulico provocado por el seccionamiento de la tubería. Al presentar una alineación recta, se genera un empuje a lo largo del eje longitudinal de la arqueta.

Se describe las principales características de la conducción con el objeto de determinar el empuje hidráulico por el seccionamiento.

Diámetro ext.	Espesor	P.N.
738 mm	6,8 mm	10 atm

Empuje hidráulico en válvula

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: CÁMARA SECCIONAMIENTO S1

DATOS:

DIÁMETRO INTERIOR TUBERÍA:

ID = 724.4 mm

MÁXIMA PRESIÓN DE DISEÑO:

MDP = 10 atm

CÁLCULOS:

ÁREA INTERIOR CONDUCCIÓN:

$A_{int} = 0.41 \text{ m}^2$

MDP (MPa):

MDP = 1.01 MPa

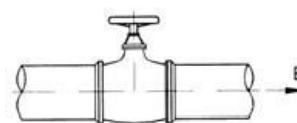
RESULTADOS:

EMPUJE EN VÁLVULA:

$E = 417.60 \text{ kN}$

FÓRMULA:

$E = MDP \cdot A_{int}$



Se determina un empuje hidráulico de 417,6 kN.

Se determina el empuje de tierras sobre las paredes de la arqueta. Igualmente se tiene en cuenta una sobrecarga, por el tráfico rodado, de 10 kN/m².

Página 54

Cálculo a vuelco y deslizamiento de arqueta según recomendaciones de Abastecimiento CYII 2012

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: ARQUETA S1

DATOS:

MACIZO:

ALTURA MACIZO:

H = 1.30 m

ANCHURA MACIZO:

B = 3.50 m

LONGITUD MACIZO:

L = 5.35 m

PESO ESPECÍFICO MACIZO:

$\gamma_{\text{macizo}} = 23 \text{ kN/m}^3$

REFUERZO MURO:

ESPESOR REFUERZO:

E = 0.50 m

ALTURA REFUERZO:

C = 1.26 m

ARQUETA:

ESPESOR ARQUETA:

Em = 0.30 m

ALTURA ARQUETA:

D = 1.96 m

PESO ESPECÍFICO HORMIGÓN:

$\gamma_{\text{arqueta}} = 25 \text{ kN/m}^3$

EMPUJE HIDRÁULICO:

EMPUJE HIDRÁULICO:

$E_H = 417.60 \text{ kN}$

ALTURA DE APLICACIÓN:

A = 0.61 m

TERRENO:

ALTURA TIERRA:

$h_T = 5.37 \text{ m}$

ÁNG. DE ROZAMIENTO INTERNO:

$\varphi' = 30^\circ$

PESO ESPECÍFICO DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{terreno}} = 18 \text{ kN/m}^3$

COEF. SEG. DESLIZAMIENTO:

$\gamma_R = 1.5$

COEFS. SEG. AL VUELCO:

$\gamma_V = 1.8$

CÁLCULOS:

VOLUMEN MACIZO:

$V_M = 24.34 \text{ m}^3$

PESO MACIZO:

$P_M = 559.88 \text{ kN}$

VOLUMEN REFUERZO:

$V_R = 4.41 \text{ m}^3$

PESO REFUERZO:

$P_R = 110.25 \text{ kN}$

VOLUMEN ARQUETA:

$V_A = 8.00 \text{ m}^3$

PESO ARQUETA:

$P_A = 199.92 \text{ kN}$

CUÑA REACTIVA:

COEFICIENTE DE ROZAMIENTO:

$\mu_p = 0.58$

COEFICIENTE DE EMPUJE:

$K_a = 0.33$

EMPUJE SUPERIOR:

$e_{\text{sup}} = 24.42 \text{ kN/m}^2$

EMPUJE INFERIOR:

$e_{\text{inf}} = 32.22 \text{ kN/m}^2$

ALTURA DESARROLLO:

$h_e = 1.30 \text{ m}$

FUERZA REACTIVA RESULTANTE:

$R_e = 36.816 \text{ kN/m}$

ALTURA EMPUJE CUÑA:

$h_{\text{ce}} = 0.68$

RESULTADOS:

DESPLAZAMIENTO:

FUERZAS ESTABILIZADORAS:

$F_{\text{estb.}} = 631.18 \text{ kN}$

FUERZAS DESESTABILIZADORAS:

$F_{\text{destb.}} = 417.60 \text{ kN}$

FACTOR SEG. DESLIZAMIENTO:

$FR_d = 1.51 \text{ VALE}$

VUELCO:

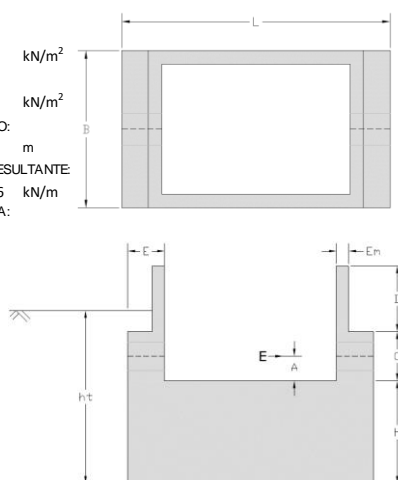
MOMENTOS ESTABILIZADORES:

$M_{\text{estb.}} = 2414.98 \text{ kNm}$

MOMENTOS DESESTAB:

$M_{\text{destb.}} = 797.62 \text{ kNm}$

$FR_v = 3.03 \text{ VALE}$



Manteniendo las dimensiones interiores de la arqueta, el resto de los elementos se han ajustado para que cumpla los factores de deslizamiento y vuelco. Por tanto, el dimensionamiento de la arqueta debe de tener, como mínimo, las dimensiones indicadas.

Se indica que los parámetros del terreno son los que indica la Norma de Redes de Abastecimiento de 2012.

8.5.3.2. Dimensionamiento de las paredes de la arqueta

Se procede en el siguiente epígrafe el dimensionamiento de los muros que componen la arqueta, tanto el muro como la zona de refuerzo.

Primeramente, se dimensiona el pasamuros. Se debe tener en cuenta que cada pasamuros aguanta la mitad del empuje hidráulico.

ELU Rasante en pasamuros según EHE08

DATOS:

MATERIALES:

$f_{ck} = 30$ MPa
 $f_y = 500$ MPa

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD:

$\beta = 0.80$

EF. DINÁMICOS Ó DE FATIGA:

NO

COEFS. DE MIN. DE RESISTENCIA:

$\gamma_c = 1.50$

$\gamma_s = 1.15$

$\alpha_{ct} = 1$

EMPUJE HIDRÁULICO ABSORBIDO PASAMUROS:

$E = 208.8$ kN

DIÁMETRO EXTERIOR (OD):

$OD = 738$ mm

ESPESOR DEL MURO:

$e = 70$ cm

RIGIDIZADORES:

DIÁMETRO EXTERIOR RIGIDIZADOR:

$OD_R = 1138$ mm

ESPESOR DEL RIGIDIZADOR:

$e_R = 7$ mm

Nº DE RIGIDIZADORES:

$N = 4$

MATERIAL:

$\sigma_y = 275$ MPa

CÁLCULOS:

$f_{ct,m} = 2.90$ MPa

$f_{ct,k} = 2.03$ MPa

$f_{ct,d} = 1.35$ MPa

$0.70 \cdot \beta \cdot f_{ct,d} = 0.76$ MPa

$f_{cd} = 20.00$ MPa

$0.25 \cdot f_{cd} = 5.00$ MPa

$\beta \cdot (1.30 - 0.3 \cdot (f_{ck}/25)) \cdot f_{ct,d}$

$= 1.02$ MPa

$0.5 \cdot \beta \cdot (1.30 - 0.3 \cdot (f_{ck}/25)) \cdot f_{ct,d}$

$= 0.51$ MPa

PERÍMETRO EXTERIOR DE LA TUBERÍA:

$p = 2.32$ m

SUPERFICIE FUSTE DE HORMIGÓN:

$S = 1.62$ m²

RESULTADOS:

TENSIÓN RASANTE DE AGOTAMIENTO:

$\tau_{r,u} = 1.02$ MPa

TENSIÓN RASANTE DE CÁLCULO:

$\tau_{r,d} = 0.13$ MPa

VALE

$\tau_{r,u} = 1016.47$ kN/m²

RASANTE DE AGOTAMIENTO

$R_u = 11.69$ kN/m

MOMENTO DE CÁLCULO:

$M_d = 2.2$ kNm

MOMENTO ELÁSTICO:

$M_e = 2.2$ kNm

MOMENTO PLÁSTICO:

$M_p = 3.4$ kNm

VALE

MOMENTO DE INERCIA:

$I = 2.86E-08$ m⁴

MOMENTO ESTÁTICO 1/2 SECCIÓN EN FN:

$S = 6.13E-06$ m³

FACTOR DE FORMA (MP/ME):

$\lambda = 1.50$

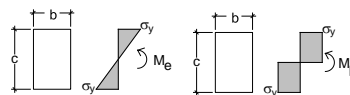
$H = 200$ mm

$DC_{med} = 745.00$ mm

$LDC_{med} = 2340.49$ mm

CARGA DE CÁLCULO POR ANILLO:

$\sigma_d = 111.52$ kN/m²



Cada pasamuros se compone de 4 rigidizadores de 1138 mm de diámetro de 7 mm de espesor de acero S-275. Por la necesidad de estos rigidizadores, se aumenta el espesor de la zona de refuerzo a 70 cm, valor superior al inicialmente considerado en el estudio de seguridad al deslizamiento y al vuelco (50 cm).

En base a este refuerzo y considerando que el resto de la arqueta es de 30 cm, se determina los esfuerzos que tienen que soportar para dimensionar el armado.

Tabla resumen de cálculo	
Placa:	Alzado muro principal arqueta seccionamiento S1
Modelización	
Modelo (SAP2000):	
Modelo de arqueta tridimensional	
Tierras en reposo	
Datos geométricos:	
1] Placa	
Muro = 0,30 m	
Refuerzo = 0,70 m	
Dimensiones = 5,75 x 3,50 m	
2] Acciones	
Altura de tierras sobre macizo = 2,62 m	

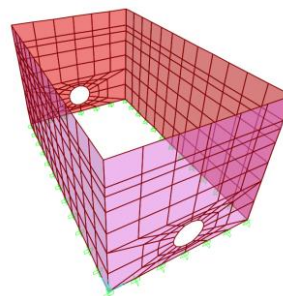
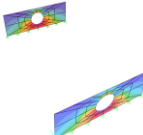
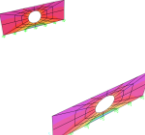
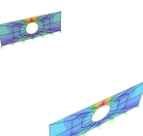
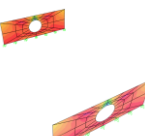
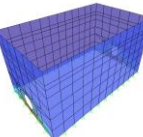
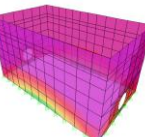
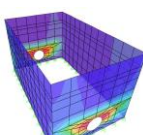
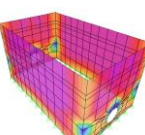


Tabla resumen de cálculo				
Placa: Alzado muro principal arqueta seccionamiento S1				
Modelización				
Profundidad N.F. = - m				
Esfuerzos pésimos concomitantes de cálculo en ELU y servicio en ELS				
Zona de refuerzo (70 cm)				
Cara	Cara interior		Cara exterior	
Armadura Vertical	Vd= -108,42 kN/m Md = -68,71 kNm/m Mk= -57,24 kNm/m		Vd= 107,48 kN/m Md = 68,27 kNm/m Mk= 56,91 kNm/m	
Armadura Horizontal	Vd= -46,10 kN/m Md = -44,26 kNm/m Mk= -36,68 kNm/m		Vd= 48,85 kN/m Md = 1,27 kNm/m Mk= 1,07 kNm/m	
Zona de muro (30 cm)				
Cara	Cara interior		Cara exterior	
Armadura Vertical	Vd= - kN/m Md = - kNm/m Mk= - kNm/m		Vd= 47,68 kN/m Md = 54,40 kNm/m Mk= 36,26 kNm/m	
Armadura Horizontal	Vd= -24,08 kN/m Md = -16,60 kNm/m Mk= -14,01 kNm/m		Vd= 24,08 kN/m Md = 16,76 kNm/m Mk= 13,60 kNm/m	

Se determina el armado de la zona de refuerzo (paso de tubería).

Se empieza por la disposición pésima (armado vertical cara interior).

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR. ARQUETA S1	
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA INTERIOR. REFUERZO PARA PASO TUBERIA	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	

DATOS:

GEOMETRÍA

ESPESOR DE HORMIGÓN

$$e = 70 \text{ cm}$$

H =

ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :

MOMENTO DE CÁLCULO:

$$M_d = 68.7 \text{ kNm/m}$$

CORTANTE DE CÁLCULO:

$$V_d = 108.4 \text{ kN/m}$$

ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:

M. CUASIPERMANENTE:

$$M_k = 57.2 \text{ kNm/m}$$

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO

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

RECUBRIMIENTO (PARAMENTO EXTERIOR A ARMADURA)

$$c = 5.00 \text{ cm}$$

ARMADURA TRACCIÓN:

$$1\varnothing 12/10$$

ARMADURA DISPUESTA:

$$A_s = 11.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ARMADURA COMPRESIÓN:

$$-$$

$$A'_s = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):

ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:

$$w_{\max} = 0.1 \text{ mm}$$

COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

$$K_1 = 0.125$$

COEF. DURACIÓN DE LA CARGA

$$K_2 = 0.50$$

COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.

$$\beta = 1.7$$

COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

$$\gamma_c = 1.50 \quad \alpha_{ct} = 1$$

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO

$$\gamma_s = 1.15$$

DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:

$$DM = 20.0 \text{ mm}$$

RESULTADOS:

ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):

ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$M_u = 298.06 \text{ kNm/m}$$

CUMPLE

CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$V_u = 633.35 \text{ kN/m}$$

CUMPLE

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA

$$V_{u1} = 3864.00 \text{ kN/m}$$

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA

$$V_{u2} = 633.35 \text{ kN/m}$$

ARMADURA DE CORTANTE:

ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA

$$\alpha = -^\circ$$

ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

$$\theta = 45^\circ$$

AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)

$$N_d = 0.00 \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V

$$V_{cu} = - \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V

$$V_{su} = - \text{ kN/m}$$

ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO

$$A_{\alpha} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS (FISURACIÓN):

ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:

$$w_k = - \text{ mm}$$

CUMPLE

TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:

→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS $\sigma_{ft} < f_{ct,m}, f_{lt}$

$$\sigma_{sr} = 351.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 82.65 \text{ MPa}$$

TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:

$$\sigma_{ft} = 0.68 \text{ MPa}$$

TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):

$$-$$

MOMENTO DE FISURACIÓN ($f_{ct}, t_{m,fl}$):

$$M_{fs} = 243.31 \text{ kNm/m}$$

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:

$$A_{s \min, g} = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:

$$A_{s \min, m} = 8.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

$$A_{s, nec} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha = -$$

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

$$sep_{barras} = 88.0 \text{ mm}$$

$$sep_{\min} = 25.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

$$sep_{\max} = 300.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR. ARQUETA S1		
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA INTERIOR. REFUERZO PARA PASO TUBERIA		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0.8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	491.30 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	9.3 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	7.47 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	64.40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5.60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576.7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7.00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	1.75 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0.00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20.00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434.78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	7067.79 cm ²	ÁREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	245379.5969 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$y_G =$	34.72 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	84001.37 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	81666.67 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	60.67 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$z = d - 0.5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	11.30 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	35.28 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	2916362.18 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	9.33 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	266914.14 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1.56	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	1.75 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. =+)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1.00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30.00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2.03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1.35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	62240.86049 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES=+)
FISURACIÓN:		
$s =$	100 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 150)
$A_{c,ef} =$	1750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	11.30 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	212.9 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0.165 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	351.31 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	82.65 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	11.30 cm ² /m	ÁREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	12.69 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone un armado, por cuantía mínima, compuesto por 1Ø12 mm cada 10 cm. Este armado sería válido para el resto de caras y disposiciones.

Se determina la cuantía.

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: CUANTÍA MURO ARQUETA

DATOS:

ESPEJOR = 70 cm

MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080]

ARMADO: SEPARACIÓN BARRAS

Ø12 / 10.0 cm 4

RESULTADOS:

CUANTÍA:

53.0 kg/m³

MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

% MAYORACIÓN = 15 %

CUANTÍA MAYORADA:

61.0 kg/m³

5 = 65 kg/m³

NOTA EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

NOTA UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm, NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

Se determina el armado del muro de la arqueta.

Se empieza por determinar el armado en la disposición pésima (armado vertical cara exterior).

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR. ARQUETA S1	
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA INTERIOR. MUROS ARQUETA	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	

DATOS:

GEOMETRÍA

ESPESOR DE HORMIGÓN

$e = 30$ cm
 $H =$

ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :

MOMENTO DE CÁLCULO:

$M_d = 54.4$ kNm/m

CORTANTE DE CÁLCULO:

$V_d = 47.7$ kN/m

ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:

M. CUASIPERMANENTE:

$M_k = 36.3$ kNm/m

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

$f_{ck} = 30$ MPa

LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO

$f_{yk} = 500$ MPa

RECUBRIMIENTO (PARAMENTO EXTERIOR A ARMADURA)

$c = 5.00$ cm

ARMADURA TRACCIÓN:

1Ø12/15

ARMADURA DISPUESTA:

$A_s = 7.53$ cm²/m

ARMADURA COMPRESIÓN:

-

$A'_s = 0.00$ cm²/m

ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):

ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:

$w_{máx} = 0.1$ mm

COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

$K_1 = 0.125$

COEF. DURACIÓN DE LA CARGA

$K_2 = 0.50$

COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.

$\beta = 1.7$

COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

$\gamma_c = 1.50$ $\alpha_{ct} = 1$

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO

$\gamma_s = 1.15$

DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:

$DM = 20.0$ mm

RESULTADOS:

ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):

ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$M_u = 73.93$ kNm/m

CUMPLE

CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$V_u = 175.75$ kN/m

CUMPLE

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA

$V_{u1} = 1464.00$ kN/m

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA

$V_{u2} = 175.75$ kN/m

ARMADURA DE CORTANTE:

ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA

$\alpha = -$ °

ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

$\theta = 45$ °

AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)

$N_d = 0.00$ kN/m

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V

$V_{cu} = -$ kN/m

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V

$V_{su} = -$ kN/m

ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO

$A_{\alpha} = -$ cm²/m

ELS (FISURACIÓN):

ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:

$w_k = -$ mm

CUMPLE

TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:

→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS $\sigma_{ft} < f_{ct,m}, f_{lt}$

$\sigma_{sr} = 336.61$ MPa

$\sigma_s = 210.41$ MPa

TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:

$\sigma_{ft} = 2.35$ MPa

TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):

-

MOMENTO DE FISURACIÓN ($f_{ct}, t_{m,fl}$):

$M_{fs} = 58.01$ kNm/m

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:

$A_{s,min,g} = 2.70$ cm²/m

CUMPLE

CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:

$A_{s,min,m} = 5.76$ cm²/m

CUMPLE

$A_{s,nec} = -$ cm²/m

$\alpha = -$

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

$sep_{barras} = 138.0$ mm

$sep_{min} = 25.0$ mm

CUMPLE

$sep_{máx} = 300.0$ mm

CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR. ARQUETA S1		
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA INTERIOR. MUROS ARQUETA		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0.8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	327.54 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	4.6 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	3.66 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	24.40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5.60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576.7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7.00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	3.77 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	3.09 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0.00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20.00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434.78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	3045.19 cm ²	ÁREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	45253.06459 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$y_G =$	14.86 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	15405.52 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	15000.00 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	22.57 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$z = d - 0.5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	7.53 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	15.14 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	228933.74 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	4.57 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	23913.84 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1.91	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	3.09 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. =+)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1.00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30.00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2.03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1.35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	11460.21454 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES=+)
FISURACIÓN:		
$s =$	150 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 150)
$A_{c,ef} =$	750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	7.53 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	189.7 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0.421 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	336.61 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	210.41 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	7.53 cm ² /m	ÁREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	19.73 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone un armado, por cuantía mínima, compuesto por 1Ø12 mm cada 15 cm. Este armado sería válido para el resto de caras y disposiciones.

Se determina la cuantía.

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: CUANTÍA MURO ARQUETA

DATOS:

ESPESOR = 30 cm
MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080]

ARMADO: SEPARACIÓN BARRAS
Ø12 / 15.0 cm 4

MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

% MAYORACIÓN = 15 %

RESULTADOS:

CUANTÍA: 82.5 kg/m³

CUANTÍA MAYORADA: 94.9 kg/m³

5 = 95 kg/m³

NOTA EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

NOTA UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm, NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

8.5.3.3. Tensión transmitida al terreno

Se determina las tensiones que transmite la arqueta al terreno.

Cálculo zapata a tracción según DB SE-C y EHE-08 (+AE-88)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: ARQUETA S1

DATOS:

ESFUERZOS:

N_{CP} = 310.17 kN

N_{SC} = 0.00 kN

N_A = kN

M_{CP} = 0.00 kNm

M_{SC} = 988.62 kNm

M_A = kNm

DIMENSIONES CIMENTACIÓN:

ANCHO: B = 3.54 m

LARGO: L = 5.78 m

ESPESOR: e = 1.30 m

PESO ESPECÍFICO ZAPATA:

γ_{zapata} = 23 kN/m³

TENSIÓN ADMISIBLE:

σ_{adm} = 1.00 kg/cm²

COEFICIENTES DE COMBINACIÓN:

γ_{CP} = 1.35

γ_{SC} = 1.20

γ_A = 1.00

ψ₂ = 0.70

ACCIONES:

CP = CARGA PERMANENTE

SC = SOBRECARGA

A = ACCIDENTAL

N = AXIL

M = MOMENTO

CÁLCULOS:

e = 1.07 m

LONGITUD EQUIVALENTE:

L* = 3.64 m

PESO ZAPATA = 611.79 kN

PESO PROPIO DE CÁLCULO ZAPATA:

N_{d,pp} = 825.92 kN

σ_{adm} = 100 kN/m²

1,25·σ_{adm} = 125 kN/m²

ELS (COMPROBACIÓN GEO):

N_{total} = 921.96 kN

M_{total} = 988.62 kNm

N_d/ANCHO = 260.44 kN/m

M_d/ANCHO = 279.27 kNm/m

ELU (COMPROBACIÓN STR EQUILIBRIO):

N_{d,total} = 1244.65 kN

M_{d,total} = 1186.34 kNm

N_{d,t}/ANCHO = 351.59 kN/m

M_{d,t}/ANCHO = 335.12 kNm/m

e = 0.95 m

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

HIPÓTESIS ELU ELS

HIP 1: CP+SC INTRODUCIR →

AXIL = 1244.65 kN 921.96 kN

MOMENTO = 1186.34 kNm 988.62 kNm

HIP 2: CP+SC+A INTRODUCIR →

AXIL = - -

MOMENTO = - -

L/6 = 0.96 m

RESULTADOS HUNDIMIENTO:

COMPROBACIÓN GEO:

TENSIÓN ADMISIBLE

σ_{adm} = 100.00 kN/m²

PRESIÓN TOTAL BRUTA MEDIA (DB SE-C):

q_b = 71.64 kN/m²

PRESIONES COMPROBACIONES GEO:

CASO 1

σ₁ = - kN/m²

σ₂ = - kN/m²

CASO 2

σ₁ = 95.52 kN/m²

x = 5.45 m

PRESIONES (AE-88):

σ_{máx} = 95.52 kN/m²

σ_{med} = 47.76 kN/m²

σ_{máx} = 76.4%·[1,25·σ_{adm}]

PRESIONES COMPROBACIONES STR (EQUILIBRIO):

CASO 1

σ₁ = 121.02 kN/m²

σ₂ = 0.64 kN/m²

CASO 2

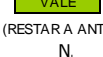
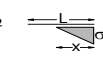
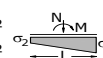
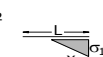
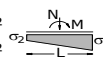
σ₁ = - kN/m²

x = - m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA (RESTAR A ANTERIOR)

N_d/B = 233.31 kN/m

σ = 40.37 kN/m²



La tensión máxima transmitida es de 0,96 kg/cm², valor aceptable para el apoyo en el granito (10 MPa). En este caso, como la arqueta se encuentra fuera de la zona del informe geotécnico, no se puede determinar, a priori, la cota a la que aparece el estrato de apoyo. Por tanto, puede ser necesario rellenar con hormigón en masa bajo la arqueta con el objeto de alcanzar el estrato resistente.

8.5.3.4. Cubierta

La cubierta de la cámara de seccionamiento S1 se realizará mediante cobijas, seleccionadas de acuerdo con las recomendaciones dadas por las "Normas para redes de Abastecimiento. Versión 2012" del Canal de Isabel II, considerando un vehículo de peso medio (7tn/eje).

De esta manera, para 3,00 m de luz se considera necesaria una cobija de 28cm de espesor, armada con 10Ø12 por metro en todas las caras y disposiciones.

8.5.4. Flotación

Se desconoce la cota del terreno en la ubicación del elemento calculado por lo que no se puede calcular la flotabilidad del mismo.

No obstante, se hace una estimación de la lámina de agua para garantizar la no flotabilidad del elemento.

En primer lugar, obtenemos el valor del peso sobre la cimentación.

Peso elemento estructural de superficie irregular

DATOS:

SUPERFICIE CIMENTACIÓN

$$S = 20,13 \text{ m}^2$$

AGUA Ó FANGO

	ÁREA, i (A) [m ²]	CALADO [m]	PESO E: γ_w [kN/m ³]	Nº IGUALES
1				
2				
3				

HORMIGÓN MUROS

	LONGITUD, i (L) m	ALTURA, i (H) m	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³	L · H · E · N · γ_c [kN]
1	4,35	3,30	30,00	2	25,0	215,33
2	3,50	1,30	70,00	2	25,0	159,25
3	3,50	2,03	30,00	2	25,0	106,58
4						
5						
6						

CÁLCULOS:

A · CALADO · γ_w [kN]
$\Sigma = 0,0$

RESULTADOS:

PESO AGUA Ó FANGO

$$P_w = 0,0 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN = PESO VACÍO

$$P_H = 1230,0 \text{ kN}$$

PESO DE LA SOBRECARGA SOBRE SOLERA

$$P_{SC} = 126,2 \text{ kN}$$

PESO CARGAS VARIABLES SOBRE TERRENO

$$P_{SC+W} = 126,2 \text{ kN}$$

PESO TOTAL = PESO LLENO

$$P_{TOTAL} = 1356,2 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN SOBRE LA CIMENTACIÓN

$$P_H = 575,8 \text{ kN}$$

PRESIÓN BRUTA

$$q_b = 0,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma = 481,15$$

HORMIGÓN ELEMENTOS SUPERFICIALES (LOSAS, FORJADOS)

	ÁREA, i (A) m ²	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	12,62	30	1	25,0
2				

A · E · γ_c [kN]
94,65
$\Sigma = 94,65$

HORMIGÓN SOLERA / LOSA CIMENTACIÓN

	ÁREA, i (A) m ²	ESPESOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	20,13	130	1	25,0
2				

A · E · γ_c [kN]
654,23
$\Sigma = 654,23$

EQUIPOS

	PESO kN	Nº IGUALES
1	5,00	1
2		

A · SC [kN]
5,00
$\Sigma = 5,00$

SOBRECARGA

	ÁREA, i (A) m ²	SOBRECARGA kN/m ²	Nº IGUALES
1	12,62	10,0	1
2			

A · SC [kN]
126,20
$\Sigma = 126,20$

A continuación, se calcula la flotabilidad para un elemento totalmente sumergido:

Flotación (estabilidad frente a la subpresión) según DB SE-C (CTE)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: Arqueta Seccionamiento S1

DATOS:

$$Z_{NF} = 3,30 \text{ m}$$

$$\gamma_{SOLERA} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{LÍQUIDO} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$CPS/SOLERA = 575,80 \text{ kN}$$

$$ASOLERA = 20,13 \text{ m}^2$$

ESPELOR DE SOLERA:

$$\text{ESPELOR} = 130 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE MAYORACIÓN SUBPRESIÓN:

$$\gamma_{Gdst} = 1,00$$

COEFICIENTE DE MINORACIÓN PP (Gstb):

$$\gamma_{Gstb} = 0,90$$

CÁLCULOS:

ESPELOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$\text{ESPELOR}_{\min} = 60 \text{ cm}$$

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
1230,0 kN	926,0 kN	1,33

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
1107,0 kN	926,0 kN	1,20

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

CON ESPELOR MÍNIMO PARA CUMPLIR FLOTACIÓN

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
877,8 kN	785,1 kN	1,12

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
790,0 kN	785,1 kN	1,01

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE LA ACCIÓN DESESTABILIZADORA:

$$\gamma_{G, dst} = 1,00 \text{ [AGUA FREÁTICA ES CP (DB SE-AE) Ó EUROCÓDIGO 2-4 AP.2.3.3.1]} \quad \gamma_{Q, dst} = 1,50$$

COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA ACCIÓN ESTABILIZADORA:

$$\gamma_{G, stb} = 0,90 \text{ [DB SE-C 98]}$$

RESULTADOS:

ESPELOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$\text{ESPELOR MÍNIMO} = 60 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL A FLOTACIÓN

$$\gamma_{s, \text{flotación}} = 1,33 > 1,11$$

COMPROBACIÓN FLOTACIÓN CTE:

$$E_{d, stb}/E_{d, dst} = 1,20 \geq 1$$

CUMPLE

$$G_{dst} - G_{stb} = - \text{ kN}$$

Z_{NF} = ALTURA DEL NIVEL FREÁTICO SOBRE LA CORONACIÓN DE LA SOLERA

γ_{SOLERA} = PESO ESPECÍFICO DE LA SOLERA

$\gamma_{LÍQUIDO}$ = PESO ESPECÍFICO DEL AGUA FREÁTICA

$CPS/SOLERA$ = CARGA PERMANENTE SOBRE SOLERA

$ASOLERA$ = ÁREA DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN (SOLERA)

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD (APARTADO 2.4.2.2 DB SE-C):

EL EQUILIBRIO DE LA CIMENTACIÓN (ESTABILIDAD FRENTE A LA SUBPRESIÓN) QUEDARÁ

VERIFICADO, SI PARA LAS SITUACIONES DE DIMENSIONADO PERTINENTES SE CUMPLE LA CONDICIÓN:

$$E_{d, dst} \leq E_{d, stb} \text{ SIENDO:}$$

$E_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES DESESTABILIZADORAS

$E_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS

LOS VALORES DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS Y

DESESTABILIZADORAS SON (APARTADO 7.4.3 DB SE-C):

$$E_{d, dst} = G_{d, dst} + Q_{d, dst}$$

$$E_{d, stb} = G_{d, stb}$$

G_{dst} VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

G_{stb} VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

$G_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

$Q_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES VARIABLES DESESTABILIZADORAS

$G_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

NOTA 1: LA SUBPRESIÓN SALVO VARIACIONES IMPORTANTES EN LA MISMA QUE HAGAN CONSIDERAR DISTINTAS HIPÓTESIS DE CÁLCULO

[SE CONSIDERA DE ACUERDO CON DB SE (CTE) [TABLA 4.1] UNA ACCIÓN PERMANENTE EN SU POSICIÓN PÉSIMA.

NOTA 2 (4.3.2 (2) EUROCÓDIGO 7): EN EL CASO DE ESTRUCTURAS POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO QUE PUDIERAN FLOTAR, LAS PRESIONES INTERSTICIALES SE DEBEN VIGILAR HASTA QUE EL PESO DE LA ESTRUCTURA SEA SUFICIENTE PARA ELIMINAR DICHA POSIBILIDAD.

De esta manera, se puede comprobar que el elemento no flota.

8.6. Arqueta de Seccionamiento S2

8.6.1. Introducción

Esta arqueta presenta unas dimensiones interiores en planta de 3,65x3,00 m. Debido al cambio de variación del codo se dispone de un refuerzo perimetral de 70 cm hasta para disponer de los pasatubos. Por encima de este refuerzo se dispone muros de 30 cm de espesor. La losa, con el objeto de asegurar su estabilidad se dimensiona con 1,0 m de espesor.

Esta arqueta presenta dos fases de servicio. Mientras que la fase 0, la conducción no genera esfuerzos, en fase de servicio se dispone un cambio de alineación en 90°, junto con una válvula de cierre. En este caso si se presenta un empuje hidrodinámico que es necesario compensar.

8.6.2. Cargas

La principal carga actuante es el empuje hidráulico provocado por el cambio de alineación de la tubería. Se describe las principales características de la conducción con el objeto de determinar el empuje hidráulico por el seccionamiento.

Diámetro ext.	Espesor	P.N.
738 mm	6,8 mm	10 atm

Empuje hidráulico en codo

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO DE COLMENAR

ELEMENTO: ARQUETA DE SECCIONAMIENTO S2

DATOS:

CODO:

DIÁMETRO EXTERIOR:

OD = 738 mm

ESPESOR DE LA TUBERÍA:

t = 6.8 mm

MÁXIMA PRESIÓN DE DISEÑO:

MDP = 10.00 atm

ÁNGULO DE DESVIACIÓN DEL CODO:

$\theta = 90^\circ$

COMPONENTE POR CADA ALINEACIÓN DEL EMPUJE HIDRÁULICO E:

$E_t = P \cdot A \cdot (1 - \cos\theta)$

$E_t = 417.60 \text{ kN}$

CÁLCULOS:

DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA:

ID = 724.4 mm

ÁREA INTERIOR DE LA TUBERÍA:

$A_{int} = 0.41 \text{ m}^2$

MDP (MPa):

MDP = 1.01 MPa

PRESIÓN EN CADA TRAMO:

$E_1 = 417.60 \text{ kN}$

RESULTADOS:

EMPUJE EN CODO:

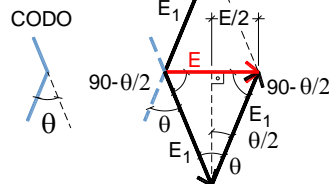
$E = 590.58 \text{ kN}$

FÓRMULAS:

$\text{seno } (\theta/2) = (E/2)/E_1$

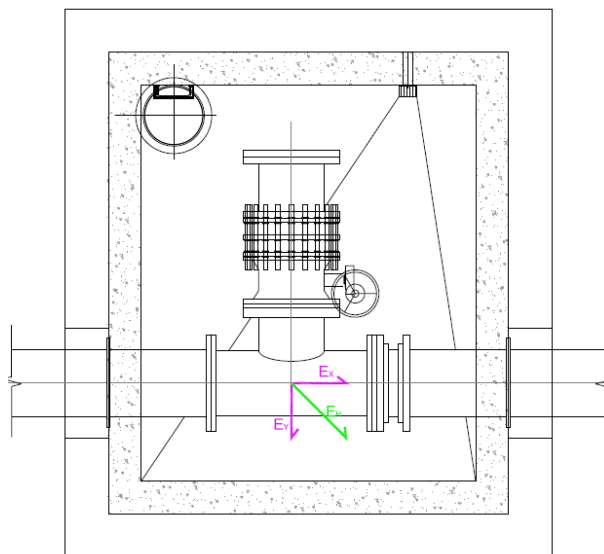
$E_1 = \text{MDP} \cdot A_{int}$

CODO



Se determina un empuje hidráulico de 590,6 kN.

La componente de empuje a compensar se puede dividir en dos direcciones ortogonales para una resolución más sencilla.



Se determina las componentes en cada sentido.

Empuje hidráulico	E_x	E_y
590,6 kN	417,60 kN	417,60 kN

Se determina el empuje de tierras sobre las paredes de la arqueta. Igualmente se tiene en cuenta una sobrecarga, por el tráfico rodado, de 10 kN/m².

Empujes según DB SE-C (CTE)

DATOS:		ELEMENTO: EMPUJES TIERRAS SOBRE ARQUETA S2	
$\beta = 90^\circ$ $i = 0^\circ$	MÁX. δ : 1/3 φ 10.0°	EMPUJE AL REPOSO TRASDÓS	AGUA
ROZAMIENTO MURO-TERRENO: $\delta = 0^\circ$	2/3 φ 20.0°	ETCPO	ETQO
N. FREÁTICO: NO	PROFUNDIDAD	E_0	E_{AT}
TRASDÓS	0.00 m	[kN/m]	[kN/m]
$H_{tierra} = 2.42$ m			
$h_{NF} =$ m			
$q_{sc} = 10$ kN/m ²			
$\gamma' = 20.0$ kN/m ³			
$\gamma_{sat} =$ kN/m ³			
$\varphi = 30^\circ$			
INTRADÓS	2.42 m	24.20	5.00
$h_{liquido} =$ m			
$\gamma_{sum} =$ kN/m ³			
CÁLCULOS:		R [kNm]	29.28
COEFICIENTES DE EMPUJE ESTÁTICOS:		CDG [m]	0.81
ACTIVO: $K_A = 0.33$		M [kNm/m]	23.62
PASIVO: $K_p = 3.00$		P [kNm]	48.40
REPOSO: $K_0 = 0.50$			
ESQUEMA EMPUJES			
ETCPO = E.REPOSO CARGA PERMANENTE	H_{tierra} : ALTURA DE TIERRA SOBRE EL ARRANQUE DEL ALZADO	φ : ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO DEL TERRENO	R [kNm] = RESULTANTE
ETQO = E. REPOSO DE LA SOBRECARGA	h_{NF} : PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	$h_{liquido}$: ALTURA DE LÍQUIDO EN INTRADÓS	M [kNm/m] = MOMENTO EN LA BASE
EAT = EMPUJE DEL AGUA DEL TERRENO	q_{sc} : SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	$\gamma'_{liquido}$: PESO ESPECÍFICO DEL LÍQUIDO	P [kNm] = PESO
EA = EMPUJE DEL LÍQUIDO EN INTRADÓS	γ' : PESO ESPECÍFICO APARENTE DEL TERRENO	γ_{sum} : PESO ESPECÍFICO SUMERGIDO DEL TERRENO	
ETCP = E. ACTIVO CARGA PERMANENTE	γ_{sat} : PESO ESPECÍFICO SATURADO DEL TERRENO	δ : ROZAMIENTO TIERRA (TRASDÓS)-MURO	DATOS
ETQ = E. ACTIVO SOBRECARGA			RESULTADOS

8.6.3. Dimensionamiento

8.6.3.1. Cumplimiento del vuelco y del deslizamiento

Primeramente, se determina las dimensiones mínimas de la arqueta para que sea estable frente al deslizamiento y el vuelco. En este caso se hace un doble estudio en función de cada componente del empuje hidráulico.

Cálculo a vuelco y deslizamiento de arqueta según recomendaciones de Abastecimiento CYII 2012

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: ARQUETA S2. ESTUDIO EN EL EJE TRANSVERSAL

DATOS:

MACIZO:

ALTURA MACIZO:
 $H = 1.00$ m

ANCHURA MACIZO:
 $B = 5.03$ m

LONGITUD MACIZO:
 $L = 4.06$ m

PESO ESPECÍFICO MACIZO:
 $\gamma_{macizo} = 23$ kN/m³

REFUERZO MURO:

ESPESOR REFUERZO:
 $E = 0.50$ m

ALTURA REFUERZO:
 $C = 1.06$ m

ARQUETA:

ESPESOR ARQUETA:
 $E_m = 0.30$ m

ALTURA ARQUETA:
 $D = 2.05$ m

PESO ESPECÍFICO HORMIGÓN:
 $\gamma_{arqueta} = 25$ kN/m³

EMPUJE HIDRÁULICO:

EMPUJE HIDRÁULICO:
 $E_H = 417.60$ kN

ALTURA DE APLICACIÓN:
 $A = 0.60$ m

TERRENO:

ALTURA TIERRA:
 $h_T = 4.42$ m

ÁNG. DE ROZAMIENTO INTERNO:
 $\varphi' = 30^\circ$

PESO ESPECÍFICO DEL TERRENO:
 $\gamma_{terreno} = 18$ kN/m³

COEF. SEG. DESLIZAMIENTO:

$\gamma_R = 1.5$

COEFS. SEG. AL VUELCO:

$\gamma_V = 1.8$

CÁLCULOS:

VOLUMEN MACIZO:

$V_M = 20.42$ m³

PESO MACIZO:
 $P_M = 469.70$ kN

VOLUMEN REFUERZO:
 $V_R = 8.58$ m³

PESO REFUERZO:
 $P_R = 214.39$ kN

VOLUMEN ARQUETA:
 $V_A = 10.69$ m³

PESO ARQUETA:
 $P_A = 267.22$ kN

CUÑA REACTIVA:

COEFICIENTE DE ROZAMIENTO:

$\mu_p = 0.58$

COEFICIENTE DE EMPUJE:

$K_a = 0.33$

EMPUJE SUPERIOR:
 $e_{sup} = 20.52$ kN/m²

EMPUJE INFERIOR:
 $e_{inf} = 26.52$ kN/m²

ALTURA DESARROLLO:
 $h_e = 1.00$ m

FUERZA REACTIVA RESULTANTE:
 $Re = 23.52$ kN/m

ALTURA EMPUJE CUÑA:
 $h_{ge} = 0.52$

RESULTADOS:

DESPLAZAMIENTO:

FUERZAS ESTABILIZADORAS:

$F_{estb.} = 667.54$ kN

FUERZAS DESESTABILIZADORAS:

$F_{destb.} = 417.60$ kN

FACTOR SEG. DESLIZAMIENTO:

$FR_d = 1.60$ VALE

VUELCO:

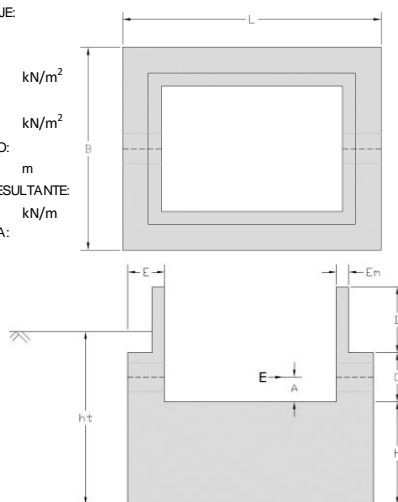
MOMENTOS ESTABILIZADORES:

$M_{estb.} = 2795.00$ kNm

MOMENTOS DESESTAB.

$M_{destb.} = 797.62$ kNm

$FR_v = 3.50$ VALE



Cálculo a vuelco y deslizamiento de arqueta según recomendaciones de Abastecimiento CYII 2012

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: ARQUETA S2. ESTUDIO EN EL EJE LONGITUDINAL

DATOS:

MACIZO:

ALTURA MACIZO:
 $H = 1.00$ m

ANCHURA MACIZO:
 $B = 4.40$ m

LONGITUD MACIZO:
 $L = 4.63$ m

PESO ESPECÍFICO MACIZO:
 $\gamma_{\text{macizo}} = 23$ kN/m³

REFUERZO MURO:

ESPESOR REFUERZO:
 $E = 0.50$ m

ALTURA REFUERZO:
 $C = 1.06$ m

ARQUETA:

ESPESOR ARQUETA:
 $E_m = 0.30$ m

ALTURA ARQUETA:
 $D = 2.05$ m

PESO ESPECÍFICO HORMIGÓN:
 $\gamma_{\text{arqueta}} = 25$ kN/m³

EMPUJE HIDRÁULICO:

EMPUJE HIDRÁULICO:
 $E_H = 417.60$ kN

ALTURA DE APLICACIÓN:
 $A = 0.60$ m

TERRENO:

ALTURA TIERRA:
 $h_T = 4.42$ m

ÁNG. DE ROZAMIENTO INTERNO:
 $\varphi' = 30^\circ$

PESO ESPECÍFICO DEL TERRENO:
 $\gamma_{\text{terreno}} = 18$ kN/m³

COEF. SEG. DESLIZAMIENTO:
 $\gamma_R = 1.5$

COEFS. SEG. AL VUELCO:
 $\gamma_V = 1.8$

CÁLCULOS:

VOLUMEN MACIZO:

$V_M = 20.37$ m³

PESO MACIZO:

$P_M = 468.56$ kN

VOLUMEN REFUERZO:

$V_R = 8.51$ m³

PESO REFUERZO:

$P_R = 212.80$ kN

VOLUMEN ARQUETA:

$V_A = 10.61$ m³

PESO ARQUETA:

$P_A = 265.37$ kN

CUÑA REACTIVA:

COEFICIENTE DE ROZAMIENTO:

$\mu_p = 0.58$

COEFICIENTE DE EMPUJE:

$K_a = 0.33$

EMPUJE SUPERIOR:

$e_{\text{sup}} = 20.52$ kN/m²

EMPUJE INFERIOR:

$e_{\text{inf}} = 26.52$ kN/m²

ALTURA DESARROLLO:

$h_e = 1.00$ m

FUERZA REACTIVA RESULTANTE:

$R_e = 23.52$ kN/m

ALTURA EMPUJE CUÑA:

$h_{\text{ege}} = 0.48$

RESULTADOS:

DESPLAZAMIENTO:

FUERZAS ESTABILIZADORAS:

$F_{\text{estb.}} = 650.08$ kN

FUERZAS DESESTABILIZADORAS:

$F_{\text{destb.}} = 417.60$ kN

FACTOR SEG. DESLIZAMIENTO:

$FR_d = 1.56$ VALE

VUELCO:

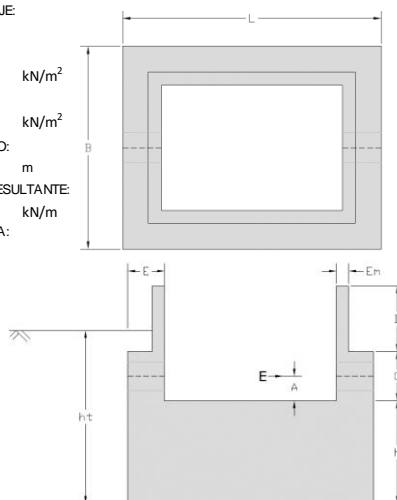
MOMENTOS ESTABILIZADORES:

$M_{\text{estb.}} = 10477.29$ kNm

MOMENTOS DESESTAB:

$M_{\text{destb.}} = 1225.28$ kNm

$FR_v = 8.55$ VALE



Manteniendo las dimensiones interiores de la arqueta, el resto de los elementos se han ajustado para que cumpla los factores de deslizamiento y vuelco. Por tanto, el dimensionamiento de la arqueta debe de tener, como mínimo, las dimensiones indicadas.

Se indica que los parámetros del terreno son los que indica la Norma de Redes de Abastecimiento de 2012.

8.6.3.2. Dimensionamiento de las paredes de la arqueta

Se procede en el siguiente epígrafe el dimensionamiento de los muros que componen la arqueta, tanto el muro como la zona de refuerzo.

Primeramente, se dimensiona el pasamuros. Se debe tener en cuenta que cada pasamuros aguanta la componente del empuje hidráulico asociada.

ELU Rasante en pasamuros según EHE08

DATOS:

MATERIALES:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD:

$$\beta = 0.80$$

EF. DINÁMICOS O DE FATIGA:

NO

COEFS. DE MIN. DE RESISTENCIA:

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\alpha_{ct} = 1$$

EMPUJE HIDRÁULICO ABSORBIDO PASAMUROS:

$$E = 417.6 \text{ kN}$$

DIÁMETRO EXTERIOR [OD]:

$$OD = 738 \text{ mm}$$

ESPESOR DEL MURO:

$$e = 70 \text{ cm}$$

CÁLCULOS:

$$f_{ct,m} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,k} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,d} = 1.35 \text{ MPa}$$

$$0,70 \cdot \beta \cdot f_{ctd} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$0,25 \cdot f_{cd} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\beta \cdot (1,30 - 0,3 \cdot (f_{ck}/25)) \cdot f_{ctd} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$0,5 \cdot \beta \cdot (1,30 - 0,3 \cdot (f_{ck}/25)) \cdot f_{ctd} = 0.51 \text{ MPa}$$

PERÍMETRO EXTERIOR DE LA TUBERÍA:

$$p = 2.32 \text{ m}$$

SUPERFICIE FUSTE DE HORMIGÓN:

$$S = 1.62 \text{ m}^2$$

RESULTADOS:

TENSIÓN RASANTE DE AGOTAMIENTO:

$$\tau_{r,u} = 1.02 \text{ MPa}$$

TENSIÓN RASANTE DE CÁLCULO:

$$\tau_{r,d} = 0.26 \text{ MPa}$$

VALE

$$\tau_{r,u} = 1016.47 \text{ kN/m}^2$$

RASANTE DE AGOTAMIENTO

$$R_u = 11.69 \text{ kN/m}$$

RIGIDIZADORES:

DIÁMETRO EXTERIOR RIGIDIZADOR:

$$OD_R = 1138 \text{ mm}$$

ESPESOR DEL RIGIDIZADOR:

$$e_R = 10 \text{ mm}$$

Nº DE RIGIDIZADORES:

$$N = 4$$

MATERIAL:

$$\sigma_y = 275 \text{ MPa}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$c = 10.00 \text{ mm}$$

MOMENTO DE INERCIA:

$$I = 8.33E-08 \text{ m}^4$$

MOMENTO ESTÁTICO 1/2 SECCIÓN EN FN:

$$S = 1.25E-05 \text{ m}^3$$

FACTOR DE FORMA (MP/ME):

$$\lambda = 1.50$$

$$H = 200 \text{ mm}$$

$$Dc_{med} = 748.00 \text{ mm}$$

$$LDC_{med} = 2349.91 \text{ mm}$$

CARGA DE CÁLCULO POR ANILLO:

$$\sigma_d = 222.14 \text{ kN/m}^2$$

MOMENTO DE CÁLCULO:

$$M_d = 4.4 \text{ kNm}$$

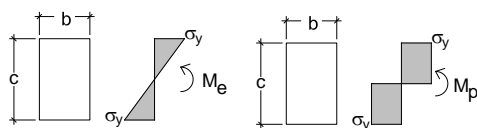
MOMENTO ELÁSTICO:

$$M_e = 4.6 \text{ kNm}$$

VALE

MOMENTO PLÁSTICO:

$$M_p = 6.9 \text{ kNm}$$



Cada pasamuros se compone de 4 rigidizadores de 1138 mm de diámetro de 10 mm de espesor de acero S-275. Por la necesidad de estos rigidizadores, se aumenta el espesor de la zona de refuerzo a 70 cm, valor superior al inicialmente considerado en el estudio de seguridad al deslizamiento y al vuelco (50 cm).

En base a este refuerzo y considerando que el resto de la arqueta es de 30 cm, se determina los esfuerzos que tienen que soportar para dimensionar el armado.

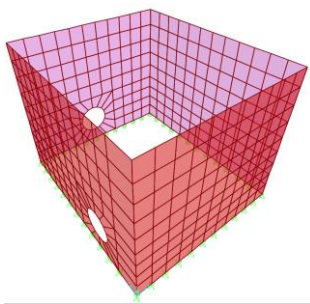
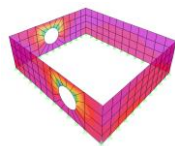
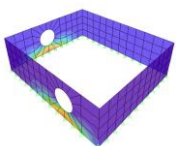
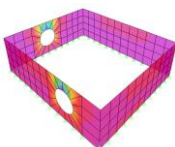
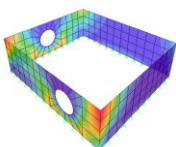
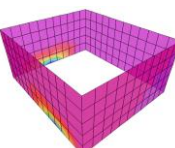
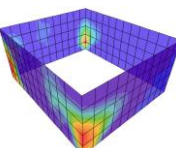
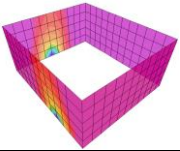
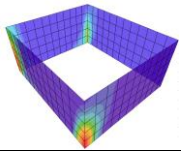
Tabla resumen de cálculo				
Placa: Alzado muro principal arqueta seccionamiento S2				
Modelización				
<p>Modelo (SAP2000):</p> <p>Modelo de arqueta tridimensional</p> <p>Tierras en reposo</p>				
<p>Datos geométricos:</p> <p>1] Placa</p> <p>Muro = 0,30 m</p> <p>Refuerzo = 0,70 m</p> <p>Dimensiones = 5,05 x 4,40 m</p> <p>2] Acciones</p> <p>Altura de tierras sobre macizo = 2,62 m</p> <p>Profundidad N.F. = - m</p>				
				
Esfuerzos pésimos concomitantes de cálculo en ELU y servicio en ELS				
Zona de refuerzo (70 cm)				
Cara	Cara interior		Cara exterior	
Armadura Vertical	Vd= 19,60 kN/m Md = 50,53 kNm/m Mk= 42,10 kNm/m		Vd= -184,90 kN/m Md = -136,37 kNm/m Mk= -113,66 kNm/m	
Armadura Horizontal	Vd= 32,94 kN/m Md = 77,72 kNm/m Mk= 64,76 kNm/m		Vd= -2,98 kN/m Md = -29,26 kNm/m Mk= -24,40 kNm/m	
Zona de muro (30 cm)				
Cara	Cara interior		Cara exterior	
Armadura Vertical	Vd= 25,02 kN/m Md = 10,21 kNm/m Mk= 8,51 kNm/m		Vd= -3,65 kN/m Md = -0,90 kNm/m Mk= -0,77 kNm/m	

Tabla resumen de cálculo				
Placa: Alzado muro principal arqueta seccionamiento S2				
Modelización				
Armadura Horizontal	$V_d = 5,74 \text{ kN/m}$ $M_d = 8,10 \text{ kNm/m}$ $M_k = 6,75 \text{ kNm/m}$		$V_d = -2,43 \text{ kN/m}$ $M_d = -3,20 \text{ kNm/m}$ $M_k = -2,57 \text{ kNm/m}$	

Se determina el armado de la zona de refuerzo (paso de tubería).

Se empieza por la disposición pésima (armado vertical cara exterior).

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR. ARQUETA S2	
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA EXTERIOR. REFUERZO PARA PASO DE TUBERÍA	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	

DATOS:

GEOMETRÍA

ESPESOR DE HORMIGÓN

$$e = 70 \text{ cm}$$

H =

ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :

MOMENTO DE CÁLCULO:

$$M_d = 136.4 \text{ kNm/m}$$

CORTANTE DE CÁLCULO:

$$V_d = 184.9 \text{ kN/m}$$

ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:

M. CUASIPERMANENTE

$$M_k = 113.7 \text{ kNm/m}$$

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO

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

RECUBRIMIENTO (PARAMENTO EXTERIOR A ARMADURA)

$$c = 5.00 \text{ cm}$$

ARMADURA TRACCIÓN:

$$1\varnothing 12/10$$

ARMADURA DISPUESTA:

$$A_s = 11.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ARMADURA COMPRESIÓN:

$$-$$

$$A'_s = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):

ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:

$$w_{\max} = 0.2 \text{ mm}$$

COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

$$K_1 = 0.125$$

COEF. DURACIÓN DE LA CARGA

$$K_2 = 0.50$$

COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.

$$\beta = 1.7$$

COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

$$\gamma_c = 1.50 \quad \alpha_{ct} = 1$$

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO

$$\gamma_s = 1.15$$

DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:

$$DM = 20.0 \text{ mm}$$

RESULTADOS:

ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):

ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$M_u = 298.06 \text{ kNm/m}$$

CUMPLE

CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$V_u = 342.74 \text{ kN/m}$$

CUMPLE

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA

$$V_{u1} = 3864.00 \text{ kN/m}$$

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA

$$V_{u2} = 342.74 \text{ kN/m}$$

ARMADURA DE CORTANTE:

ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA

$$\alpha = -^\circ$$

ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

$$\theta = 45^\circ$$

AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)

$$N_d = 0.00 \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V

$$V_{cu} = - \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V

$$V_{su} = - \text{ kN/m}$$

ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO

$$A_{\alpha} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS (FISURACIÓN):

ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:

$$w_k = - \text{ mm}$$

CUMPLE

TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:

→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS $\sigma_{ft} < f_{ct,m,fl}$

$$\sigma_{sr} = 351.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 164.11 \text{ MPa}$$

TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:

$$\sigma_{ft} = 1.35 \text{ MPa}$$

TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):

$$-$$

MOMENTO DE FISURACIÓN ($f_{ct,tm,fl}$):

$$M_{fis} = 243.31 \text{ kNm/m}$$

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:

$$A_{s,min,g} = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:

$$A_{s,min,m} = 8.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

$$A_{s,nec} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha = -$$

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

$$sep_{barras} = 88.0 \text{ mm}$$

$$sep_{min} = 25.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

$$sep_{máx} = 300.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR. ARQUETA S2		
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA EXTERIOR. REFUERZO PARA PASO DE TUBERÍA		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0.8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	491.30 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	9.3 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	7.47 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	64.40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5.60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576.7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7.00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	1.75 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0.00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20.00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434.78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	7067.79 cm ²	ÁREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	245379.5969 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$y_G =$	34.72 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	84001.37 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	81666.67 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	60.67 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$z = d - 0.5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	11.30 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	35.28 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	2916362.18 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	9.33 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	266914.14 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1.56	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	1.75 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. \Rightarrow)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1.00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30.00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2.03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1.35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	62240.86049 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES \Rightarrow)
FISURACIÓN:		
$s =$	100 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 150)
$A_{c,ef} =$	1750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	11.30 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	212.9 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0.328 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	351.31 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	164.11 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	11.30 cm ² /m	ÁREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	12.69 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone un armado, por cuantía mínima, compuesto por 1Ø12 mm cada 10 cm. Este armado sería válido para el resto de caras y disposiciones.

Se determina la cuantía.

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: CUANTÍA MURO ARQUETA

DATOS:

ESPEJOR = 70 cm

MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080]

ARMADO: SEPARACIÓN BARRAS

Ø12 / 10.0 cm 4

RESULTADOS:

CUANTÍA: 53.0 kg/m³

MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

% MAYORACIÓN = 15 %

CUANTÍA MAYORADA: 61.0 kg/m³

5 = 65 kg/m³

NOTA EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

NOTA UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm, NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

Se determina el armado para el muro de la arqueta. Se determina la disposición pésima de armado (vertical interior).

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR. ARQUETA S2	
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA INTERIOR. MURO ARQUETA	
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08	

DATOS:

GEOMETRÍA

ESPESOR DE HORMIGÓN

$$e = 30 \text{ cm}$$

H =

ESFUERZOS PÉSIMOS ELU :

MOMENTO DE CÁLCULO:

$$M_d = 10.2 \text{ kNm/m}$$

CORTANTE DE CÁLCULO:

$$V_d = 25.0 \text{ kN/m}$$

ESFUERZO PÉSIMO ELS FISURACIÓN:

M. CUASIPERMANENTE

$$M_k = 8.5 \text{ kNm/m}$$

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO

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

RECUBRIMIENTO (PARAMENTO EXTERIOR A ARMADURA)

$$c = 5.00 \text{ cm}$$

ARMADURA TRACCIÓN:

1Ø12/15

ARMADURA DISPUESTA:

$$A_s = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ARMADURA COMPRESIÓN:

-

$$A'_s = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS FISURACIÓN (PARÁMETROS):

ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURA:

$$w_{\max} = 0.1 \text{ mm}$$

COEF. INFLUENCIA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

$$K_1 = 0.125$$

COEF. DURACIÓN DE LA CARGA

$$K_2 = 0.50$$

COEF. ABERTURA MEDIA DE FISURA /VALOR CARACT.

$$\beta = 1.7$$

COEFS. DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA:

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

$$\gamma_c = 1.50 \quad \alpha_{ct} = 1$$

COEF. MINORACIÓN RESISTENCIA DEL ACERO

$$\gamma_s = 1.15$$

DIÁMETRO MÁXIMO DEL ÁRIDO:

$$DM = 20.0 \text{ mm}$$

RESULTADOS:

ELU (FLEXIÓN Y CORTANTE):

ESFUERZOS ÚLTIMOS DE LA SECCIÓN:

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$M_u = 73.93 \text{ kNm/m}$$

CUMPLE

CORTANTE ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

$$V_u = 270.02 \text{ kN/m}$$

CUMPLE

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR C. OBLICUA DEL ALMA

$$V_{u1} = 1464.00 \text{ kN/m}$$

CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA

$$V_{u2} = 270.02 \text{ kN/m}$$

ARMADURA DE CORTANTE:

ÁNGULO DE LAS ARMADURAS CON EL EJE DE LA PIEZA

$$\alpha = -^\circ$$

ÁNGULO DE LAS BIELAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

$$\theta = 45^\circ$$

AXIL DE CÁLCULO (COMPRESIÓN +)

$$N_d = 0.00 \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A V

$$V_{cu} = - \text{ kN/m}$$

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO A LA RESISTENCIA A V

$$V_{su} = - \text{ kN/m}$$

ÁREA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACERO NECESARIO

$$A_{\alpha} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

ELS (FISURACIÓN):

ABERTURA DE FISURA CARACTERÍSTICA:

$$w_k = - \text{ mm}$$

CUMPLE

TENSIONES CÁLCULO ABERTURA DE FISURA:

→ NO ES NECESARIO COMPROBAR ELS $\sigma_{ft} < f_{ct,m,fl}$

$$\sigma_{sr} = 336.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 49.38 \text{ MPa}$$

TENSIÓN EN FIBRA TRACCIONADA PÉSIMA:

$$\sigma_{ft} = 0.55 \text{ MPa}$$

TIPO DE FISURA (SEGÚN EUROCÓDIGO 2-4):

$$-$$

MOMENTO DE FISURACIÓN ($f_{ct,tm,fl}$):

$$M_{fs} = 58.01 \text{ kNm/m}$$

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:

$$A_{s \text{ min},g} = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA:

$$A_{s \text{ min},m} = 5.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CUMPLE

$$A_{s,nec} = - \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha = -$$

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

$$sep_{barras} = 138.0 \text{ mm}$$

$$sep_{min} = 25.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

$$sep_{max} = 300.0 \text{ mm}$$

CUMPLE

PROYECTO:RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR. ARQUETA S2		
ELEMENTO:ARMADO VERTICAL CARA INTERIOR. MURO ARQUETA		
COMPROBACIÓN DE ELU DE FLEXIÓN Y CORTANTE Y ELS DE FISURACIÓN SEGÚN EHE-08		
CÁLCULOS:		
FLEXIÓN:		
$\eta =$	1	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$\lambda =$	0.8	ARTÍCULO 39.5 [DIAGRAMA RECTANGULAR]
$T =$	327.54 kN/m	TRACCIÓN EN LA ARMADURA (M_u)
$x =$	4.6 cm	PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA
$\lambda(x) \cdot h =$	3.66 cm	PROFUNDIDAD FICTICIA DE COMPRESIÓN UNIFORME ($\eta \cdot FCD$) [D. RECTANGULAR]
$d =$	24.40 cm	PROFUNDIDAD DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$d' =$	5.60 cm	ALTURA DE CÁLCULO ARMADURA PASIVA
$E_{cm} =$	28576.7910 MPa	ART. 39.6: MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN
$n =$	7.00	ANEJO 8, 2.2: COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (ACERO-HORMIGÓN) [$n = E_s/E_{cm}$]
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN
$f_{ct,m,fl} =$	3.77 MPa	ART 39.1: RESISTENCIA MEDIA A FLEXOTRACCIÓN
$\rho_1 =$	3.09 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE TRACCIÓN
$\rho_2 =$	0.00 ‰	ANEJO 8, 2.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA DE COMPRESIÓN
$c =$	50 mm	RECUBRIMIENTO [DIST. SUP EXTERIOR SECCIÓN A BARRAS CORRUGADAS]
$f_{cd} =$	20.00 MPa	ART. 39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN EN COMPRESIÓN
$f_{yd} =$	434.78 MPa	ART. 38.3: RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO
$A_R =$	3045.19 cm ²	ÁREA DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$M_e =$	45253.06459 cm ³	MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$y_G =$	14.86 cm	ALTURA DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,r} =$	15405.52 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN REDUCIDA
$W_{1,b} =$	15000.00 cm ³	MÓDULO RESISTENTE DE LA SECCIÓN BRUTA
$z =$	22.57 cm	BRAZO MECÁNICO DE LA SECCIÓN [$z = d - 0.5 \cdot (\lambda(x) \cdot h)$]
$A_s =$	7.53 cm ² /m	ÁREA DE ACERO POR METRO (TRACCIÓN)
SECCIÓN SIN FISURAR:		
$x_G =$	15.14 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN SIN FISURAR
$I_G =$	228933.74 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN SIN FISURAR
SECCIÓN FISURADA:		
$X =$	4.57 cm	PROFUNDIDAD DE LA FIBRA NEUTRA EN LA SECCIÓN FISURADA
$I_f =$	23913.84 cm ⁴ /m	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN FISURADA
CORTANTE:		
$\xi =$	1.91	ART44.2.3.2.1.2
$\rho_1 =$	3.09 ‰	ART44.2.3.2.1.2: CUANTÍA GEOMÉTRICA ARMADURA PRINCIPAL DE TRACCIÓN
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: TENSIÓN AXIAL MEDIA EN EL ALMA DE LA SECCIÓN (COMP. \Rightarrow)
$f_{1cd} =$	12 MPa	ART44.2.3.1: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN
$K =$	1.00	ART44.2.3.1: COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ESFUERZO AXIL
$\cotg \theta =$	1	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS BIELAS DE COMPRESIÓN
$\cotg \alpha =$	0	ART44.2.3.1: COTAG DEL ÁNGULO QUE FORMAN LAS ARMADURAS CON EL EJE
$f_{cv} =$	30.00 MPa	ART44.2.3.2.1.2: RESISTENCIA EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE
$f_{ct,k} =$	2.03 MPa	ART39.1: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA INFERIOR A TRACCIÓN
$f_{ct,d} =$	1.35 MPa	ART39.4: RESISTENCIA DE CÁLCULO A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN
$S =$	11460.21454 cm ³	ART44.2.3.1: MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
$\sigma'_{cd} =$	0.00 MPa/m	ART44.2.3.2.1.2: RESIST. EFECTIVA DEL HORMIGÓN A CORTANTE (COMPRES \Rightarrow)
FISURACIÓN:		
$s =$	150 mm	ART 49.2.4: DISTANCIA ENTRE BARRAS LONGITUDINALES (NO MAYOR QUE 150)
$A_{c,ef} =$	750 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE HORMIGÓN DE LA ZONA DE REC. EF. EN LA A. FISURAS
$A_s =$	7.53 cm ²	ART 49.2.4: ÁREA DE ARMADURAS SITUADAS EN EL ÁREA $A_{c,ef}$
$s_m =$	189.7 mm	ART. 49.2.4: SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS
$\epsilon_{sm} =$	0.099 ‰	ART. 49.2.4: ALARGAMIENTO MEDIO DE LAS ARMADURAS (CON COLAB. HORM)
$\sigma_{sr} =$	336.61 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE LA A. EN LA S. FISURADA CON $f_{ct,m,fl}$ EN F.EXTREMA
$\sigma_s =$	49.38 MPa	ART 49.2.4: TENSIÓN DE SERVICIO DE LA ARMADURA EN SECCIÓN FISURADA
MASA NOMINAL (CUANTÍA ACERO):		
$A_{s,trac} =$	7.53 cm ² /m	ÁREA DE ACERO TRACCIONADO
$MASAn =$	19.73 kg/m ³	MASA NOMINAL SEGÚN UNE10080

Se dispone un armado, por cuantía mínima, compuesto por 1Ø12 mm cada 15 cm. Este armado sería válido para el resto de caras y disposiciones.

Se determina la cuantía.

Cuantías de acero según EHE-08 y UNE-EN 10080

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: CUANTÍA MURO ARQUETA

DATOS:

ESPEJOR = 30 cm
MASA = MÁXIMA [SEGÚN UNE-EN 10080]

ARMADO: SEPARACIÓN BARRAS
Ø12 / 15.0 cm 4

MAYORACIÓN POR SOLAPES, RECORTES Y ANCLAJES

% MAYORACIÓN = 15 %

RESULTADOS:

CUANTÍA: 82.5 kg/m³

CUANTÍA MAYORADA: 94.9 kg/m³

5 = 95 kg/m³

NOTA EHE-08 (ART 32.1): LAS SECCIONES NOMINALES Y LAS MASAS NOMINALES POR METRO SERÁN LAS ESTABLECIDAS EN LA TABLA 6 DE LA UNE-EN 10080.

NOTA UNE-EN 10080 (AP. 7.3.2): LA DESVIACIÓN ADMISIBLE CON RELACIÓN AL VALOR NOMINAL DE MASA POR METRO NO DEBE SER SUPERIOR A ±4,5% PARA DIÁMETROS NOMINALES SUPERIORES A 8,0 mm, NI A ±6% PARA DIÁMETROS NOMINALES INFERIORES O IGUALES A 8,0 mm.

8.6.3.3. Tensión transmitida al terreno

Se determina la tensión que transmite la arqueta al terreno. Dado que se disponen dos componentes de empuje hidráulico, se hace una doble comprobación.

Cálculo zapata a tracción según DB SE-C y EHE-08 (+AE-88)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: ARQUETA S2. ANÁLISIS EN SENTIDO TRANSVERSAL

DATOS:

CÁLCULOS:

RESULTADOS HUNDIMIENTO:

ESFUERZOS:

N_{CP} = 481.61 kN
N_{SC} = 0.00 kN
N_A = kN
M_{CP} = 0.00 kNm
M_{SC} = 668.16 kNm
M_A = kNm

e = 0.67
LONGITUD EQUIVALENTE:
L* = 3.12 m
PESO ZAPATA = 515.98 kN
PESO PROPIO DE CÁLCULO ZAPATA:
N_{d,pp} = 696.57 kN
σ_{adm} = 100 kN/m²
1,25·σ_{adm} = 125 kN/m²

COMPROBACIÓN GEO:

TENSIÓN ADMISIBLE

σ_{adm} = 100.00 kN/m²

PRESIÓN TOTAL BRUTA MEDIA (DB SE-C):

q_b = 63.56 kN/m² VALE

PRESIONES COMPROBACIONES GEO:

DIMENSIONES CIMENTACIÓN:

ANCHO:

B = 5.03 m

LARGO:

L = 4.46 m

ESPEJOR:

e = 1.00 m

PESO ESPECÍFICO ZAPATA:

γ_{zapata} = 23 kN/m³

TENSIÓN ADMISIBLE:

σ_{adm} = 1.00 kg/cm²

COEFICIENTES DE COMBINACIÓN:

γ_{CP} = 1.35

γ_{SC} = 1.20

γ_A = 1.00

ψ₂ = 0.70

ACCIONES:

CP = CARGA PERMANENTE

SC = SOBRECARGA

A = ACCIDENTAL

N = AXIL

M = MOMENTO

ELS (COMPROBACIÓN GEO):
N_{total} = 997.59 kN ←
M_{total} = 668.16 kNm ←
N_{i/ANCHO} = 198.33 kN/m
M_{i/ANCHO} = 132.83 kNm/m

ELU (COMPROBACIÓN STR EQUILIBRIO):

N_{d,total} = 1346.74 kN ←

M_{d,total} = 801.79 kNm ←

N_{d,i/ANCHO} = 267.74 kN/m

M_{d,i/ANCHO} = 159.40 kNm/m

e = 0.60 m

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

HIPÓTESIS	ELU	ELS
HIP 1: CP+SC	INTRODUCIR →	
AXIL =	1346.74 kN	997.59 kN
MOMENTO =	801.79 kNm	668.16 kNm
HIP 2: CP+SC+A	INTRODUCIR →	
AXIL =	-	-
MOMENTO =	-	-

L/6 = 0.74 m

CASO 1

σ₁ = 84.54 kN/m²

σ₂ = 4.40 kN/m²

CASO 2

σ₁ = - kN/m²

x = - m

PRESIONES (AE-88):

σ_{máx} = 84.54 kN/m² VALE

σ_{med} = 44.47 kN/m² VALE

σ_{máx} = 67.6% · [1,25 · σ_{adm}]

PRESIONES COMPROBACIONES STR (EQUILIBRIO):

CASO 1

σ₁ = 108.11 kN/m²

σ₂ = 11.95 kN/m²

CASO 2

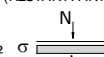
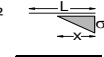
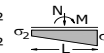
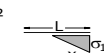
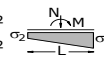
σ₁ = - kN/m²

x = - m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA (RESTAR A ANTERIOR)

N_{d/B} = 138.48 kN/m

σ = 31.05 kN/m²



Cálculo zapata a tracción según DB SE-C y EHE-08 (+AE-88)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITO COLMENAR

ELEMENTO: ARQUETA S2. ANÁLISIS EN SENTIDO LONGITUDINAL

DATOS:

CÁLCULOS:

RESULTADOS HUNDIMIENTO:

ESFUERZOS:

$e = 0.67$

COMPROBACIÓN GEO:

$N_{CP} = 481.61$ kN

LONGITUD EQUIVALENTE:

TENSIÓN ADMISIBLE:

$N_{SC} = 0.00$ kN

$L^* = 3.69$ m

$\sigma_{adm} = 100.00$ kN/m²

$N_A =$ kN

PESO ZAPATA = 515.98 kN

PRESIÓN TOTAL BRUTA MEDIA (DB SE-C):

$M_{CP} = 0.00$ kNm

PESO PROPIO DE CÁLCULO ZAPATA:

$q_b = 60.61$ kN/m² VALE

$M_{SC} = 668.16$ kNm

$N_{d,pp} = 696.57$ kN

PRESIONES COMPROBACIONES GEO:

$M_A =$ kNm

$\sigma_{adm} = 100$ kN/m²

CASO 1

DIMENSIONES CIMENTACIÓN:

$1,25 \cdot \sigma_{adm} = 125$ kN/m²

$\sigma_1 = 80.00$ kN/m²

ANCHO:

ELS (COMPROBACIÓN GEO):

$\sigma_2 = 8.94$ kN/m²

$B = 4.46$ m

$N_{total} = 997.59$ kN ←

CASO 2

LARGO:

$M_{total} = 668.16$ kNm ←

$\sigma_1 =$ kN/m²

$L = 5.03$ m

$N_{d,pp} = 223.67$ kN/m

$X =$ m

ESPESOR:

$M_{d,pp} = 149.81$ kNm/m

PRESIONES (AE-88):

$e = 1.00$ m

$e = 0.67$ m

$\sigma_{máx} = 80.00$ kN/m² VALE

PESO ESPECÍFICO ZAPATA:

ELU (COMPROBACIÓN STR EQUILIBRIO):

$\sigma_{med} = 44.47$ kN/m² VALE

$\gamma_{zapata} = 23$ kN/m³

$N_{d,total} = 1346.74$ kN ←

$\sigma_{máx} = 64.0\% \cdot [1,25 \cdot \sigma_{adm}]$

TENSIÓN ADMISIBLE:

$M_{d,total} = 801.79$ kNm ←

PRESIONES COMPROBACIONES STR (EQUILIBRIO):

$\sigma_{adm} = 1.00$ kg/cm²

$N_{d,i}/ANCHO = 301.96$ kN/m

CASO 1

COEFICIENTES DE COMBINACIÓN:

$M_{d,i}/ANCHO = 179.77$ kNm/m

$\sigma_1 = 102.66$ kN/m²

$\gamma_{CP} = 1.35$

$e = 0.60$ m

$\sigma_2 = 17.40$ kN/m²

$\gamma_{SC} = 1.20$

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

CASO 2

$\gamma_A = 1.00$

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

$\sigma_1 =$ kN/m²

$\psi_2 = 0.70$

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

$X =$ m

ACCIONES:

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

$\sigma_1 =$ kN/m²

CP = CARGA PERMANENTE

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

$X =$ m

SC = SOBRECARGA

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

PESO PROPIO DE LA ZAPATA (RESTAR A ANTERIOR)

A = ACCIDENTAL

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

$N_{d/B} = 156.18$ kN/m

N = AXIL

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

$\sigma = 31.05$ kN/m²

M = MOMENTO

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

COMB. ELU Y ELS COGER COMB. PÉSIMAS ↑

Del estudio de tensiones transmitidas en las dos direcciones se determina que la máxima tensión transmitida al terreno es de 0,85 kg/cm², valor aceptable para el apoyo en el granito (10 MPa). La arqueta en estudio está en la zona de influencia del PD-1, para el cual se puede estimar que el sustrato adecuado para cimentación se encuentra a partir de 1,6 m de profundidad, por lo que el macizo apoya directamente sobre aquel.

8.6.3.4. Cubierta

La cubierta de la cámara de seccionamiento S2 se realizará mediante cobijas, seleccionadas de acuerdo con las recomendaciones dadas por las "Normas para redes de Abastecimiento. Versión 2012" del Canal de Isabel II, considerando un vehículo de peso medio (7tn/eje).

De esta manera, para 3,00 m de luz se considera necesaria una cobija de 28cm de espesor, armada con 10Ø12 por metro en todas las caras y disposiciones.

8.6.4. Flotación

A continuación, se comprueba la flotación del elemento. Tomándose como nivel freático la cota +940,27 m, y tomándose como cota superior de losa de cimentación la cota media de la misma +939,70 m, se tendrá una lámina de agua de 0,57 m por encima de la cara superior de la losa de cimentación.

En primer lugar, obtenemos el valor del peso sobre la cimentación.

Peso elemento estructural de superficie irregular

DATOS:

SUPERFICIE CIMENTACIÓN

$$S = 22,22 \text{ m}^2$$

AGUA Ó FANGO

	ÁREA, i (A) [m ²]	CALADO [m]	PESO E: γ_w [kN/m ³]	Nº IGUALES
1				
2				
3				

CÁLCULOS:

A · CALADO · γ_w
[kN]

$$\Sigma = 0,0$$

RESULTADOS:

PESO AGUA Ó FANGO

$$P_w = 0,0 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN = PESO VACÍO

$$P_H = 1034,6 \text{ kN}$$

PESO DE LA SOBRECARGA SOBRE SOLERA

$$P_{SC} = 109,5 \text{ kN}$$

PESO CARGAS VARIABLES SOBRE TERRENO

$$P_{SC+W} = 109,5 \text{ kN}$$

PESO TOTAL = PESO LLENO

$$P_{TOTAL} = 1144,1 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN SOBRE LA CIMENTACIÓN

$$P_H = 479,1 \text{ kN}$$

PRESIÓN BRUTA

$$q_b = 0,51 \text{ kg/cm}^2$$

HORMIGÓN MUROS

	LONGITUD, i (L) m	ALTURA, i (H) m	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³	L · H · E · N · γ_c [kN]
1	3,95	0,69	30,00	4	25,0	81,77
2	3,95	1,14	70,00	4	25,0	315,21
3						
4						
5						
6						

$$\Sigma = 396,98$$

HORMIGÓN ELEMENTOS SUPERFICIALES (LOSAS, FORJADOS)

	ÁREA, i (A) m ²	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	10,95	30	1	25,0
2				

A · E · γ_c
[kN]
82,13

$$\Sigma = 82,13$$

HORMIGÓN SOLERA / LOSA CIMENTACIÓN

	ÁREA, i (A) m ²	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E: γ_c kN/m ³
1	22,22	100	1	25,0
2				

A · E · γ_c
[kN]
555,50

$$\Sigma = 555,50$$

EQUIPOS

	PESO kN	Nº IGUALES
1	5,00	1
2		

A · SC
[kN]
5,00

$$\Sigma = 5,00$$

SOBRECARGA

	ÁREA, i (A) m ²	SOBRECARGA kN/m ²	Nº IGUALES
1	10,95	10,0	1
2			

A · SC
[kN]
109,50

$$\Sigma = 109,50$$

A continuación, calculado la flotabilidad del elemento:

Flotación (estabilidad frente a la subpresión) según DB SE-C (CTE)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: Arqueta Seccionamiento S2

DATOS:

$$Z_{NF} = 0,57 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{SOLERA}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{LÍQUIDO}} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$CP_{\text{S/SOLERA}} = 479,10 \text{ kN}$$

$$A_{\text{SOLERA}} = 22,22 \text{ m}^2$$

ESPESOR DE SOLERA:

$$\text{ESPESOR} = 100 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE MAYORACIÓN SUBPRESIÓN:

$$\gamma_{G_{dst}} = 1,00$$

COEFICIENTE DE MINORACIÓN PP (G_{stb}):

$$\gamma_{G_{stb}} = 0,90$$

CÁLCULOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$\text{ESPESOR}_{\text{mín}} = 25 \text{ cm}$$

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
1034,6 kN	348,9 kN	2,97

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
931,1 kN	348,9 kN	2,67

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

CON ESPESOR MÍNIMO PARA CUMPLIR FLOTACIÓN

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
618,0 kN	182,2 kN	3,39

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
556,2 kN	182,2 kN	3,05

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE LA ACCIÓN DESESTABILIZADORA:

$$\gamma_{G_{dst}} = 1,00 \text{ [AGUA FREÁTICA ES CP (DB SE-AE) Ó EUROCÓDIGO 2-4 AP.2.3.3.1]} \quad \gamma_{Q_{dst}} = 1,50$$

COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA ACCIÓN ESTABILIZADORA:

$$\gamma_{G_{stb}} = 0,90 \text{ [DB SE-C 98]}$$

RESULTADOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$\text{ESPESOR MÍNIMO} = 25 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL A FLOTACIÓN

$$\gamma_{s, \text{flotación}} = 2,97 > 1,11$$

COMPROBACIÓN FLOTACIÓN CTE:

$$E_{d, stb}/E_{d, dst} = 2,67 \geq 1$$

CUMPLE

$$G_{dst} - G_{stb} = - \text{ kN}$$

Z_{NF} = ALTURA DEL NIVEL FREÁTICO SOBRE LA CORONACIÓN DE LA SOLERA

γ_{SOLERA} = PESO ESPECÍFICO DE LA SOLERA

$\gamma_{\text{LÍQUIDO}}$ = PESO ESPECÍFICO DEL AGUA FREÁTICA

$CP_{\text{S/SOLERA}}$ = CARGA PERMANENTE SOBRE SOLERA

A_{SOLERA} = ÁREA DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN (SOLERA)

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD (APARTADO 2.4.2.2 DB SE-C):

EL EQUILIBRIO DE LA CIMENTACIÓN (ESTABILIDAD FRENTE A LA SUBPRESIÓN) QUEDARÁ

VERIFICADO, SI PARA LAS SITUACIONES DE DIMENSIONADO PERTINENTES SE CUMPLE LA CONDICIÓN:

$$E_{d, dst} \leq E_{d, stb} \text{ SIENDO:}$$

$E_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES DESESTABILIZADORAS

$E_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS

LOS VALORES DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS Y DESESTABILIZADORAS SON (APARTADO 7.4.3 DB SE-C):

$$E_{d, dst} = G_{d, dst} + Q_{d, dst}$$

$$E_{d, stb} = G_{d, stb}$$

G_{dst} VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

G_{stb} VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

$G_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

$Q_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES VARIABLES DESESTABILIZADORAS

$G_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

NOTA 1: LA SUBPRESIÓN SALVO VARIACIONES IMPORTANTES EN LA MISMA QUE HAGAN CONSIDERAR DISTINTAS HIPÓTESIS DE CÁLCULO

SE CONSIDERA DE ACUERDO CON DB SE (CTE) [TABLA 4.1] UNA ACCIÓN PERMANENTE EN SU POSICIÓN PÉSIMA.

NOTA 2 (4.3.2 (2) EUROCÓDIGO 7): EN EL CASO DE ESTRUCTURAS POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO QUE PUDIERAN FLOTAR, LAS PRESIONES INTERSTICIALES SE DEBEN VIGILAR HASTA QUE EL PESO DE LA ESTRUCTURA SEA SUFICIENTE PARA ELIMINAR DICHA POSIBILIDAD.

De esta manera, se puede comprobar que el elemento no flota.

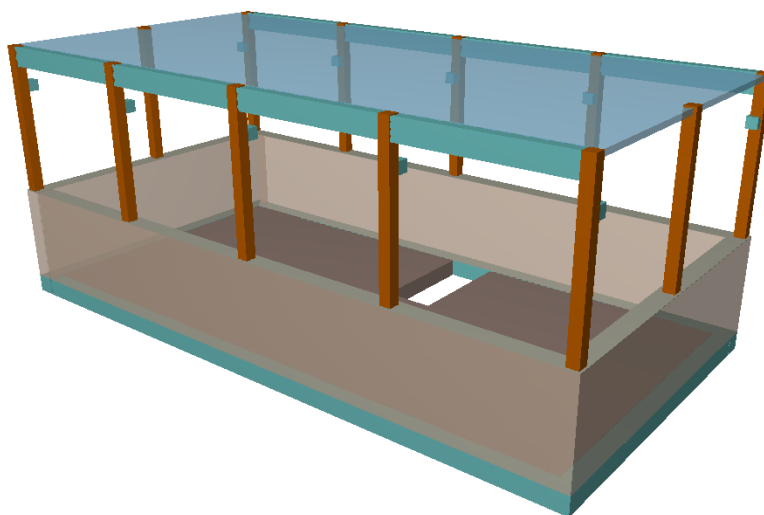
8.7. Cámara de Válvulas

8.7.1. Introducción

La cámara de válvulas está formada por una sala de dimensiones interiores en planta de 17,15 x 8,15 m. Este elemento está totalmente enterrado, llegando a tener un vaciado máximo de 2,70 m, estando la cota superior de la solera a 939,60.

Para tapar la cámara de válvulas se diseña un edificio prefabricado de 4,62m de altura máxima, compuesto por 12 pilares de 30x30cm, con placa de cerramiento y cubierta de placa nervada pretensada.

Para el dimensionamiento de los muros perimetrales se diseña en CYPECAD un modelo con el edificio, de tal forma que las cargas transmitidas a los muros y que provienen de las solicitaciones (peso propio, carga muerta, sobrecarga, viento, nieve) del resto de elementos prefabricados quedan recogidas en el mismo.



8.7.2. Cargas

Se determina los empujes de tierras sobre los muros en base a los parámetros geotécnicos ya indicados. Igualmente se tiene en cuenta una sobrecarga, por el posible acercamiento de un vehículo, de 10 kN/m².

Muro M3: Longitud: 880.249 cm [Nudo inicial: 2.47;1.46 -> Nudo final: 2.47;10.27]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
	Hormigón	7.18	363.91	300.95	-145.58	32.89	9.51	-8.82	---	---
	Arm. transve.	1.86	-81.98	-0.42	1.55	---	---	---	44.55	1.19

Muro M4: Longitud: 880.802 cm [Nudo inicial: 20.29;1.46 -> Nudo final: 20.29;10.27]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Forjado 1 (e=50.0 cm)	Arm. vert. der.	1.41	-189.44	-13.54	34.84	-28.36	5.18	6.45	---	---
	Arm. horz. der.	0.26	11.48	-24.30	14.23	0.00	-7.19	4.22	---	---
	Arm. vert. izq.	82.16	392.65	277.65	130.42	-32.54	-9.34	-9.82	---	---
	Arm. horz. izq.	62.54	360.82	298.68	-144.53	-32.53	-9.35	8.72	---	---
	Hormigón	7.12	360.82	298.68	-144.53	-32.53	-9.35	8.72	---	---
	Arm. transve.	1.86	-82.31	-0.28	1.29	---	---	---	-44.65	-1.23

Muro M2: Longitud: 1782 cm [Nudo inicial: 2.47;1.46 -> Nudo final: 20.29;1.46]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Forjado 1 (e=50.0 cm)	Arm. vert. der.	2.62	-216.26	72.67	-3.90	-79.10	-8.70	14.15	---	---
	Arm. horz. der.	0.45	-59.00	-86.52	52.26	1.48	-0.70	11.63	---	---
	Arm. vert. izq.	1.57	-77.84	-9.83	-3.01	57.70	7.29	-0.59	---	---
	Arm. horz. izq.	0.67	-204.13	-105.59	55.08	-54.30	11.24	12.14	---	---
	Hormigón	7.56	-216.26	72.67	-3.90	-79.10	-8.70	14.15	---	---
	Arm. transve.	2.28	-61.99	-53.15	40.00	---	---	---	-40.69	36.50

Muro M1: Longitud: 1781.87 cm [Nudo inicial: 2.47;10.27 -> Nudo final: 20.29;10.27]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Forjado 1 (e=50.0 cm)	Arm. vert. der.	1.78	-78.93	-9.97	-11.02	-67.11	-8.48	-0.60	---	---
	Arm. horz. der.	0.76	-198.19	-130.36	-58.02	55.56	-10.38	15.46	---	---
	Arm. vert. izq.	2.25	-185.14	61.33	4.17	68.32	7.02	13.49	---	---
	Arm. horz. izq.	0.56	-72.51	-117.67	63.13	-1.81	0.03	-12.90	---	---
	Hormigón	6.53	-185.14	61.33	4.17	68.32	7.02	13.49	---	---
	Arm. transve.	2.62	-70.82	-16.27	22.94	---	---	---	56.23	-27.91

Siendo,

Nx : Axil vertical.

Ny : Axil horizontal.

Nxy: Axil tangencial.

Mx : Momento vertical (alrededor del eje horizontal).

My : Momento horizontal (alrededor del eje vertical).

Mxy: Momento torsor.

Q_y : Cortante transversal horizontal.

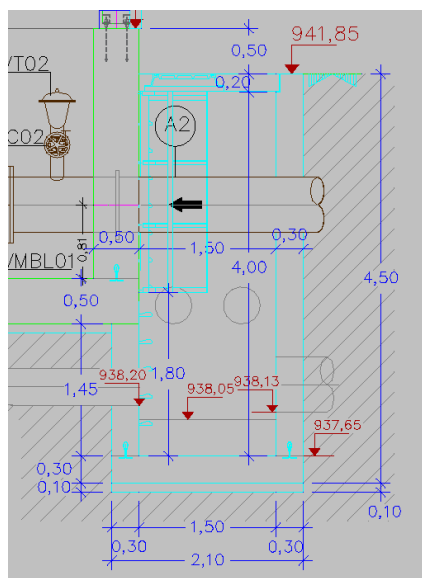
Muro M3: Longitud: 880.249 cm [Nudo inicial: 2.47;1.46 -> Nudo final: 2.47;10.27]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Forjado 1	50.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---

Muro M4: Longitud: 880.802 cm [Nudo inicial: 20.29;1.46 -> Nudo final: 20.29;10.27]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Forjado 1	50.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---

Muro M2: Longitud: 1782 cm [Nudo inicial: 2.47;1.46 -> Nudo final: 20.29;1.46]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Forjado 1	50.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---

Muro M1: Longitud: 1781.87 cm [Nudo inicial: 2.47;10.27 -> Nudo final: 20.29;10.27]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Forjado 1	50.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---

Para el cálculo de la flotabilidad de la cámara de válvulas, se tienen en cuenta la profundidad máxima del elemento, correspondiente a la arqueta anexa de entrada de las conducciones.



Ese punto, situado a cota 937,65 bajo solera, se encuentra 2,62m bajo nivel freático. Las cargas de equilibrio son:

Peso de la arqueta (sin considerarla unida al resto de la cámara):

Peso elemento estructural de superficie irregular

DATOS:

SUPERFICIE CIMENTACIÓN

$$S = 7,56 \text{ m}^2$$

AGUA Ó FANGO

	ÁREA, i (A) [m ²]	CALADO [m]	PESO E.: γ_w [kN/m ³]	Nº IGUALES
1				
2				
3				

CÁLCULOS:

A · CALADO · γ_w [kN]

$$\Sigma = 0,0$$

HORMIGÓN MUROS

	LONGITUD, i (L) m	ALTURA, i (H) m	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E.: γ_c kN/m ³	L · H · E · N · γ_c [kN]
1	3,30	4,20	30,00	2	25,0	207,90
2	1,80	4,20	30,00	2	25,0	113,40
3						

$$\Sigma = 321,30$$

HORMIGÓN ELEMENTOS SUPERFICIALES (LOSAS, FORJADOS)

	ÁREA, i (A) m ²	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E.: γ_c kN/m ³
1				
2				

A · E · γ_c [kN]

$$\Sigma = 0,00$$

HORMIGÓN SOLERA / LOSA CIMENTACIÓN

	ÁREA, i (A) m ²	ESPEJOR cm	Nº IGUALES	PESO E.: γ_c kN/m ³
1	7,56	30	1	25,0
2				

A · E · γ_c [kN]
56,70

$$\Sigma = 56,70$$

RESULTADOS:

PESO AGUA Ó FANGO

$$P_w = 0,0 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN = PESO VACÍO

$$P_H = 378,0 \text{ kN}$$

PESO DE LA SOBRECARGA SOBRE SOLERA

$$P_{SC} = 0,0 \text{ kN}$$

PESO CARGAS VARIABLES SOBRE TERRENO

$$P_{SC+W} = 0,0 \text{ kN}$$

PESO TOTAL = PESO LLENO

$$P_{TOTAL} = 378,0 \text{ kN}$$

PESO HORMIGÓN SOBRE LA CIMENTACIÓN

$$P_H = 321,3 \text{ kN}$$

PRESIÓN BRUTA

$$q_b = 0,50 \text{ kg/cm}^2$$

- Flotabilidad del conjunto:

Flotación (estabilidad frente a la subpresión) según DB SE-C (CTE)

PROYECTO: RENOVACIÓN DEPÓSITOS DE COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: Caseta de válvulas

DATOS:

$$Z_{NF} = 2,62 \text{ m}$$

$$\gamma_{SOLERA} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{LÍQUIDO} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$CP_{S/SOLERA} = 321,30 \text{ kN}$$

$$A_{SOLERA} = 7,56 \text{ m}^2$$

ESPESOR DE SOLERA:

$$\text{ESPESOR} = 30 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE MAYORACIÓN SUBPRESIÓN:

$$\gamma_{Gdst} = 1,00$$

COEFICIENTE DE MINORACIÓN PP (G_{stb}):

$$\gamma_{Gstb} = 0,90$$

CÁLCULOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$\text{ESPESOR}_{\text{mín}} = 25 \text{ cm}$$

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
378,0 kN	220,8 kN	1,71

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
340,2 kN	220,8 kN	1,54

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

CON ESPESOR MÍNIMO PARA CUMPLIR FLOTACIÓN

CARGAS TOTALES ESTABILIZADORAS/DESEST:

G_{stb}	G_{dst}	$\gamma_{s, \text{flotación}}$
368,6 kN	217,0 kN	1,70

COEF. DE SEGURIDAD: $\gamma_{s, \text{flotación}} = G_{stb}/G_{dst}$

CARGAS DE CÁLCULO ESTABILIZADORAS/DESEST:

$G_{d, stb}$	$G_{d, dst}$	$E_{d, stb}/E_{d, dst}$
331,7 kN	217,0 kN	1,53

COMP. FLOTACIÓN (CTE): $E_{d, stb}/E_{d, dst} \geq 1$

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE LA ACCIÓN DESESTABILIZADORA:

$$\gamma_{Q, dst} = 1,00 \text{ [AGUA FREÁTICA ES CP (DB SE-AE) Ó EUROCÓDIGO 2-4 A.P.2.3.3.1]} \quad \gamma_{Q, dst} = 1,50$$

COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA ACCIÓN ESTABILIZADORA:

$$\gamma_{G, stb} = 0,90 \text{ [DB SE-C 98]}$$

RESULTADOS:

ESPESOR MÍNIMO SOLERA PARA CUMPLIR FLOTACIÓN:

$$\text{ESPESOR MÍNIMO} = 25 \text{ cm}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL A FLOTACIÓN

$$\gamma_{s, \text{flotación}} = 1,71 > 1,11$$

COMPROBACIÓN FLOTACIÓN CTE:

$$E_{d, stb}/E_{d, dst} = 1,54 \geq 1$$

CUMPLE

$$G_{dst} - G_{stb} = - \text{ kN}$$

Z_{NF} = ALTURA DEL NIVEL FREÁTICO SOBRE LA CORONACIÓN DE LA SOLERA

γ_{SOLERA} = PESO ESPECÍFICO DE LA SOLERA

$\gamma_{LÍQUIDO}$ = PESO ESPECÍFICO DEL AGUA FREÁTICA

$CP_{S/SOLERA}$ = CARGA PERMANENTE SOBRE SOLERA

A_{SOLERA} = ÁREA DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN (SOLERA)

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD (APARTADO 2.4.2.2 DB SE-C):

EL EQUILIBRIO DE LA CIMENTACIÓN (ESTABILIDAD FRENTE A LA SUBPRESIÓN) QUEDARÁ

VERIFICADO, SI PARA LAS SITUACIONES DE DIMENSIONADO PERTINENTES SE CUMPLE LA CONDICIÓN:

$$E_{d, dst} \leq E_{d, stb} \text{ SIENDO:}$$

$E_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES DESESTABILIZADORAS

$E_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS

LOS VALORES DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS Y DESESTABILIZADORAS SON (APARTADO 7.4.3 DB SE-C):

$$E_{d, dst} = G_{d, dst} + Q_{d, dst}$$

$$E_{d, stb} = G_{d, stb}$$

G_{dst} VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

G_{stb} VALOR DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

$G_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES DESESTABILIZADORAS

$Q_{d, dst}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES VARIABLES DESESTABILIZADORAS

$G_{d, stb}$ VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES PERMANENTES ESTABILIZADORAS

NOTA 1: LA SUBPRESIÓN SALVO VARIACIONES IMPORTANTES EN LA MISMA QUE HAGAN CONSIDERAR DISTINTAS HIPÓTESIS DE CÁLCULO

SE CONSIDERA DE ACUERDO CON DB SE (CTE) [TABLA 4.1] UNA ACCIÓN PERMANENTE EN SU POSICIÓN PÉSIMA.

NOTA 2 (4.3.2 (2) EUROCÓDIGO 7): EN EL CASO DE ESTRUCTURAS POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO QUE PUDIERAN FLOTAR, LAS PRESIONES INTERSTICIALES SE DEBEN VIGILAR HASTA QUE EL PESO DE LA ESTRUCTURA SEA SUFICIENTE PARA ELIMINAR DICHA POSIBILIDAD.

Por lo que se comprueba que el elemento no flota.

8.8. Cálculo de los depósitos prefabricados

Para el diseño de los depósitos, de 6500m^3 y 11500m^3 , se ha considerado como óptima la utilización de paneles doblemente pretensados, con armadura pretesa vertical y cables horizontales postesos en el interior del panel.

Los depósitos se diseñan con las siguientes características:

- Depósito de 6.500 m^3 :
 - Diámetro interior = 37,90m
 - Altura de agua = 5,70m.
 - Altura de paneles = 6,50m
 - Espesor de los paneles = 0,24m
 - N.º de tendones = 12 tendones de 3 cables Y-1860-S7 y 150mm^2 .
 - Dos filas de pilares cuadrados de 0,50x0,50m los exteriores y 0,40x0,40m los interiores
 - Losa de cimentación de 0,25m de espesor, con recrecidos en las zonas de zapata bajo pilares y muros de 0,30m, para hacer 0,55m en total.
 - Losa de cubierta pretensada compuesta por un núcleo central recto de 0,47x0,22m y dos alas trapeziales de 0,09m. Las placas van apoyadas entre filas de pilares, en los muros perimetrales y en la viga de apoyo que forma el anillo central.
 - Ventilación de la cubierta mediante aberturas de 0,30x 0,60 en la cara superior del panel (1 de cada 6).
- Depósito de 11.500 m^3 :
 - Diámetro interior = 50,90m
 - Altura de agua = 5,70m.
 - Altura de paneles exteriores = 6,50m
 - Espesor de los paneles = 0,24m
 - N.º de tendones = 12 tendones de 3 cables Y-1860-S7 y 150mm^2 .
 - Dos filas de pilares cuadrados de 0,50x0,50m los exteriores y 0,40x0,40m los interiores
 - Losa de cimentación de 0,25m de espesor, con recrecidos en las zonas de zapata bajo pilares y muros de 0,30m, para hacer 0,55m en total.
 - Losa de cubierta pretensada compuesta por un núcleo central recto de 0,47x0,22m y dos alas trapeziales de 0,09m. Las placas van apoyadas entre filas de pilares, en los muros perimetrales y en la viga de apoyo que forma el anillo central.
 - Ventilación de la cubierta mediante aberturas de 0,30x 0,60 en la cara superior del panel (1 de cada 6).

En el **Apéndice 1** se muestran los cálculos para los dos vasos a construir.

8.9. Cálculo de codos en tuberías

8.9.1. Introducción

Los empujes hidráulicos aparecen en los cambios de dirección, en las reducciones de diámetro (codos, tes, conos, etc.) y en los extremos de las canalizaciones por donde circula un fluido a presión. Estos empujes pueden ocasionar el desenchufado de las canalizaciones si no se contrarrestan mediante macizos de anclaje (sistema tradicional) o mediante sistemas de acerojado apropiados, siendo esta última alternativa la que mejores prestaciones y ventajas ofrece.

Particularizando para la obra que nos ocupa, para evitar la colocación de macizos de anclaje en el trazado de la conducción, lo cual complicaría la ejecución las conducciones fundamentalmente por motivos de espacio, se decide disponer las uniones acerojadas.

Este criterio para la sustitución de los macizos de anclaje por una longitud de tubería acerojada está cada vez más extendido, habiéndose comprobado su idoneidad y eficacia. El principio de la técnica consiste en acerojar las juntas de los tubos sobre una longitud suficiente a ambos lados de la pieza en la que se produce el empuje hidráulico (en este caso, los codos), para que actúe así el rozamiento suelo/tubo que permita contrarrestar la fuerza del empuje hidráulico.

8.9.2. Dimensionamiento

A continuación, se muestra un resumen de los resultados de los cálculos de las longitudes necesarias para cada tipo de codo. Cabe señalar que el cálculo de la longitud a acerojar no depende del sistema de acerojado que se vaya a utilizar, si no que depende fundamentalmente de la presión de prueba y del diámetro de la tubería (así como otros parámetros adicionales). Aunque la máxima presión de diseño en los tramos que funcionan por gravedad será de 1atm, se diseñará con 3atm para mayor seguridad de la unión acerojada.

LINEA	DN	PRESIÓN (ATM)	DESVIACIÓN ANGULAR	LONGITUD EQUIVALENTE (m)	LONGITUD EQUIVALENTE POR DIRECCIÓN (m)	DISTANCIA MENOR PROYECTADA
L03 Distribución	800	3	45	12,84	6,42	10,00
			22,3	3,34	1,67	10,00
			11,15	0,83	0,41	10,00
L02 bombeo CIR	600	3	45	10,22	5,11	26,00
			22,3	2,66	1,33	26,00
			11,15	0,66	0,33	26,00
L10 Y L15	200	3	45	3,13	1,56	7,45
			22,3	0,81	0,41	7,45
			11,15	0,20	0,10	7,45
L10 B	200	10	45	10,42	5,21	7,10
			22,3	2,71	1,35	7,10
			11,15	0,67	0,34	7,10
L16	150	3	45	2,29	1,14	7,10
			22,3	0,59	0,30	7,10
			11,15	0,15	0,07	7,10

En la tabla anterior quedan reflejados los cálculos de longitud equivalente necesarias para las tuberías del proyecto. Como puede verse, las longitudes proyectadas son en todos los casos superiores a la longitud equivalente requerida por cálculo.

A continuación, se adjuntan los cálculos de cada codo:

- FD800 Codo 11,15º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 11,15º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 842 mm
t = 11,1 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}}$ = 70,5 KN/m³
 θ = 11,15 °
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,20 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

h_{NF} = m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

γ_{ap} = 18 KN/m³

γ_{sum} = 12 KN/m³

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

μ = 0,25

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 5 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 800 mm

CÁLCULOS:

A_{interior} = 0,53 m²
 A_{exterior} = 0,56 m²
D = 0,84 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF

P_1 = 21,95 KN/m

PESO BAJO NF

P_2 = 0,00 KN/m

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2$ = -

θ = - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 1,22 m²

AREA TERRENO/NF = 1,22 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}}$ = 2,19

AREA TOTAL TUB = 0,56

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

Φ = -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}}$ = -

EMPUE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 0,83 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 0,41 m

EMPUE TOTAL EN CODO:

E = 31,18 KN

PESO TUBERÍA

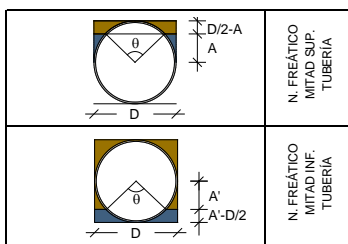
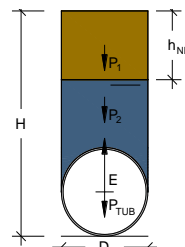
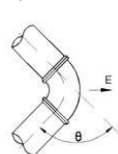
W_p = 2,04 KN/m

PESO A GUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

W_w = 5,28 KN/m

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

W_e = 21,95 KN/m



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 251,33 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD800 Codo 22,50º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 22,5º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 842 mm
t = 11,1 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}}$ = 70,5 KN/m³
 θ = 22,5 °
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,20 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

h_{NF} = m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

γ_{ap} = 18 KN/m³

γ_{sum} = 12 KN/m³

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

μ = 0,25

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 5 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 800 mm

CÁLCULOS:

A_{interior} = 0,53 m²
 A_{exterior} = 0,56 m²
D = 0,84 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF

P_1 = 21,95 KN/m

PESO BAJO NF

P_2 = 0,00 KN/m

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2$ = -

θ = - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 1,22 m²

AREA TERRENO/NF = 1,22 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}}$ = 2,19

AREA TOTAL TUB = 0,56

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

Φ = -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}}$ = -

EMPUE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 3,34 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 1,67 m

EMPUE TOTAL EN CODO:

E = 62,61 KN

PESO TUBERÍA

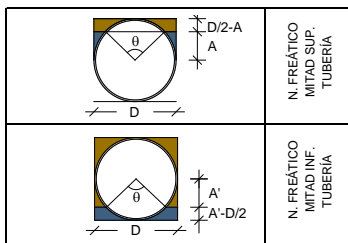
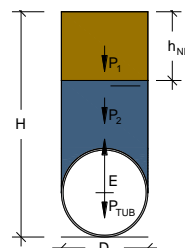
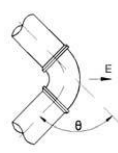
W_p = 2,04 KN/m

PESO A GUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

W_w = 5,28 KN/m

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

W_e = 21,95 KN/m



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 251,33 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD800 Codo 45º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO
ELEMENTO: CODO 45º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 842 mm
t = 11,1 mm
γ_{TUBERÍA} = 70,5 KN/m³
θ = 45 °
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,20 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

h_{NF} = m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

γ_{ap} = 18 KN/m³

γ_{sum} = 12 KN/m³

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

μ = 0,25

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 5 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 800 mm

CÁLCULOS:

A_{interior} = 0,53 m²
A_{exterior} = 0,56 m²
D = 0,84 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF

P₁ = 21,95 KN/m

PESO BAJO NF

P₂ = 0,00 KN/m

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

cos θ/2 = -

θ = - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 1,22 m²

AREA TERRENO/NF = 1,22 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

E_{TODA TUB. SUM.} = 2,19

AREA TOTAL TUB = 0,56

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

Φ = -

Φ · E_{TODA TUB. SUM.} = -

EMPUJE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 12,84 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 6,42 m

EMPUJE TOTAL EN CODO:

E = 122,80 KN

PESO TUBERÍA

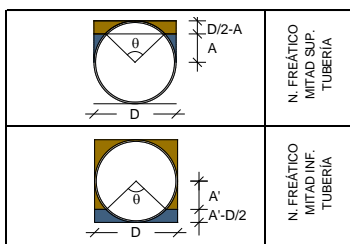
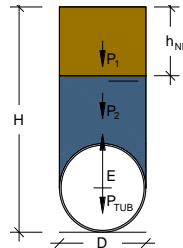
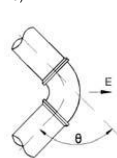
W_p = 2,04 KN/m

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

W_w = 5,28 KN/m

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

W_e = 21,95 KN/m



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 251,33 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD600 Codo 11,15º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO
ELEMENTO: CODO 11,15º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 635 mm
t = 9,9 mm
γ_{TUBERÍA} = 70,5 KN/m³
θ = 11,15 °
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

h_{NF} = m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

γ_{ap} = 18 KN/m³

γ_{sum} = 12 KN/m³

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

μ = 0,25

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 15 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 600 mm

CÁLCULOS:

A_{interior} = 0,30 m²
A_{exterior} = 0,32 m²
D = 0,64 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF

P₁ = 16,38 KN/m

PESO BAJO NF

P₂ = 0,00 KN/m

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

cos θ/2 = -

θ = - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,91 m²

AREA TERRENO/NF = 0,91 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUE EN PROF TUBERÍA:

E_{TODA TUB. SUM.} = 0,69

AREA TOTAL TUB = 0,32

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

Φ = -

Φ · E_{TODA TUB. SUM.} = -

EMPUE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 0,66 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 0,33 m

EMPUE TOTAL EN CODO:

E = 17,56 KN

PESO TUBERÍA

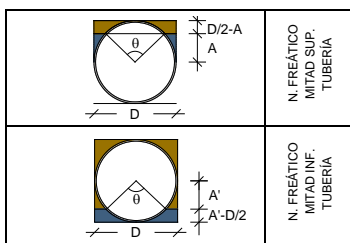
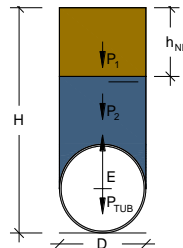
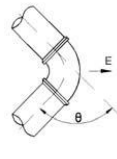
W_p = 1,37 KN/m

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

W_w = 2,97 KN/m

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

W_e = 16,38 KN/m



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 424,12 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD600 Codo 22,50° PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 22,5° (PÉSIMO) PN3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:

OD = 635 mm
t = 9,9 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 22,5^\circ$
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 10 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 600 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,30 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,32 \text{ m}^2$
D = 0,64 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF $P_1 = 16,38 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF $P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2 =$ -

$\theta =$ - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,91 m²

AREA TERRENO/NF = 0,91 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,69$

AREA TOTAL TUB = 0,32 m²

AREA SUMERGIDA = 0,00 m²

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi =$ -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} =$ -

EMPUJE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 2,66 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 1,33 m

EMPUJE TOTAL EN CODO:

E = 35,26 KN

PESO TUBERÍA

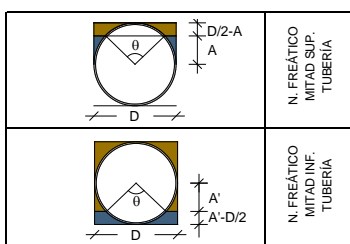
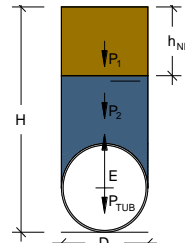
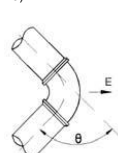
$W_p = 1,37 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 2,97 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 16,38 \text{ KN/m}$



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 282,74 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD600 Codo 45° PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 22,5° (PÉSIMO) PN3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:

OD = 635 mm
t = 9,9 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 45^\circ$
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 10 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 600 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,30 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,32 \text{ m}^2$
D = 0,64 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF $P_1 = 16,38 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF $P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2 =$ -

$\theta =$ - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,91 m²

AREA TERRENO/NF = 0,91 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,69$

AREA TOTAL TUB = 0,32 m²

AREA SUMERGIDA = 0,00 m²

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi =$ -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} =$ -

EMPUE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 10,22 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 5,11 m

EMPUE TOTAL EN CODO:

E = 69,16 KN

PESO TUBERÍA

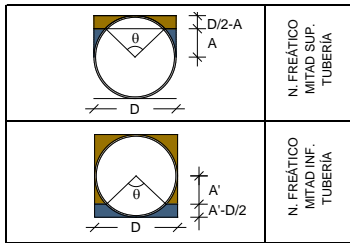
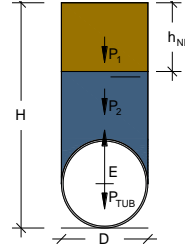
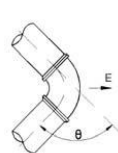
$W_p = 1,37 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 2,97 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 16,38 \text{ KN/m}$



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 282,74 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD200 Codo 11,15º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 11,15º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 222 mm
t = 6,3 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 11,15^\circ$
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 44 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 200 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,03 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,04 \text{ m}^2$
D = 0,22 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF

$P_1 = 7,20 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF

$P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2 =$ -

$\theta =$ - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,40 m²

AREA TERRENO/NF = 0,40 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,01$

AREA TOTAL TUB = 0,04

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi =$ -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} =$ -

EMPUJE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 0,20 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 0,10 m

EMPUJE TOTAL EN CODO:

E = 2,03 KN

PESO TUBERÍA

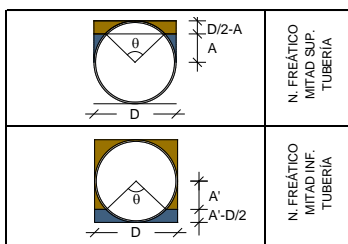
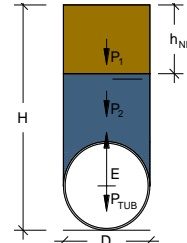
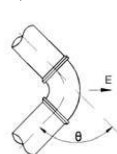
$W_p = 0,30 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 0,34 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 7,20 \text{ KN/m}$



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 138,23 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD200 Codo 22,5º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 22,5º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 222 mm
t = 6,3 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 22,5^\circ$
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 44 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 200 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,03 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,04 \text{ m}^2$
D = 0,22 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF

$P_1 = 7,20 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF

$P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2 =$ -

$\theta =$ - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,40 m²

AREA TERRENO/NF = 0,40 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,01$

AREA TOTAL TUB = 0,04

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi =$ -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} =$ -

EMPUJE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 0,81 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 0,41 m

EMPUJE TOTAL EN CODO:

E = 4,08 KN

PESO TUBERÍA

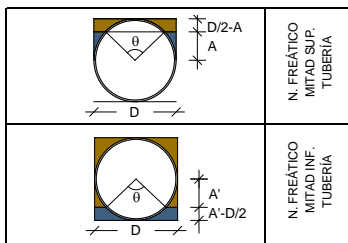
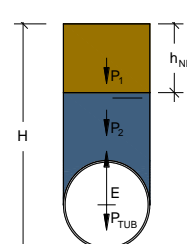
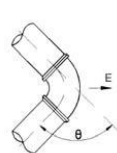
$W_p = 0,30 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 0,34 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 7,20 \text{ KN/m}$



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 138,23 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD200 Codo 45º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO
ELEMENTO: CODO 45º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 222 mm
t = 6,3 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}}$ = 70,5 KN/m³
 θ = 45°
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:
H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:
 h_{NF} = m

PROPIEDADES DEL TERRENO:
 γ_{ap} = 18 KN/m³
 γ_{sum} = 12 KN/m³

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:
 μ = 0,25

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:
PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 44 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:
DN = 200 mm

CÁLCULOS:

A_{interior} = 0,03 m²
 A_{exterior} = 0,04 m²
D = 0,22 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF P_1 = 7,20 KN/m

PESO BAJO NF P_2 = 0,00 KN/m

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m
D/2 - A = - m
A' = - m
D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2$ = -
 θ = - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,40 m²

AREA TERRENO/NF = 0,40 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}}$ = 0,01

AREA TOTAL TUB = 0,04

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

Φ = -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}}$ = -

EMPUE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 3,13 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 1,56 m

EMPUE TOTAL EN CODO:

E = 8,01 KN

PESO TUBERÍA

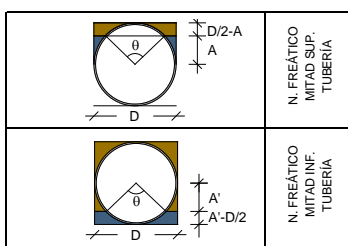
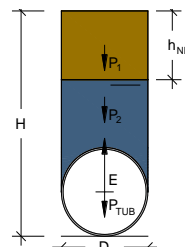
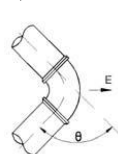
W_p = 0,30 KN/m

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

W_w = 0,34 KN/m

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

W_e = 7,20 KN/m



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 138,23 KN

R = PFA · ($\pi \cdot \text{DN}^2/4$)

R ≥ E/2

VALE

- FD200 Codo 11,15º PN10

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO
ELEMENTO: CODO 11,15º (PÉSIMO) PN 10

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 222 mm
t = 6,3 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}}$ = 70,5 KN/m³
 θ = 11,15°
MDP = 10 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:
H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:
 h_{NF} = m

PROPIEDADES DEL TERRENO:
 γ_{ap} = 18 KN/m³
 γ_{sum} = 12 KN/m³

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:
 μ = 0,25

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:
PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 44 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:
DN = 200 mm

CÁLCULOS:

A_{interior} = 0,03 m²
 A_{exterior} = 0,04 m²
D = 0,22 m
MDP = 1,01 MPa

PESO SOBRE NF P_1 = 7,20 KN/m

PESO BAJO NF P_2 = 0,00 KN/m

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m
D/2 - A = - m
A' = - m
D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2$ = -
 θ = - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,40 m²

AREA TERRENO/NF = 0,40 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}}$ = 0,01

AREA TOTAL TUB = 0,04

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

Φ = -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}}$ = -

EMPUE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 0,67 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 0,34 m

EMPUE TOTAL EN CODO:

E = 6,78 KN

PESO TUBERÍA

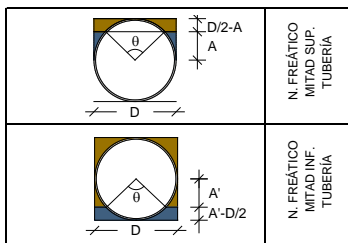
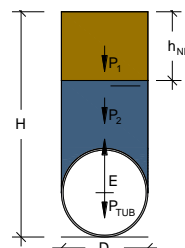
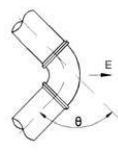
W_p = 0,30 KN/m

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

W_w = 0,34 KN/m

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

W_e = 7,20 KN/m



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 138,23 KN

R = PFA · ($\pi \cdot \text{DN}^2/4$)

R ≥ E/2

VALE

- FD200 Codo 22,5º PN10

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 22,25º (PÉSIMO) PN 10

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:

OD = 222 mm
t = 6,3 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 22,5^\circ$
MDP = 10 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$
 $\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 44 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 200 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,03 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,04 \text{ m}^2$
D = 0,22 m
MDP = 1,01 MPa

PESO SOBRE NF

$P_1 = 7,20 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF

$P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

$D/2 - A = - \text{ m}$

$A' = - \text{ m}$

$D/2 - A' = - \text{ m}$

$\cos \theta/2 = -$

$\theta = - \text{ rad}$

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,40 m^2

AREA TERRENO/NF = 0,40 m^2

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m^2

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,01$

AREA TOTAL TUB = 0,04

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi = -$

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = -$

EMPUJE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 2,71 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 1,35 m

EMPUJE TOTAL EN CODO:

E = 13,62 KN

PESO TUBERÍA

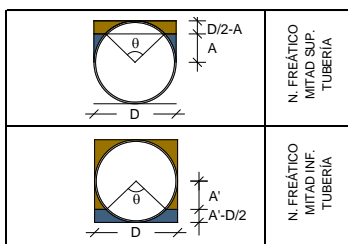
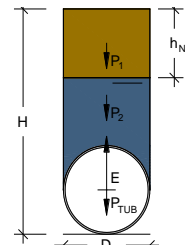
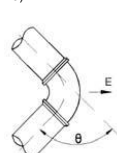
$W_p = 0,30 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 0,34 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 7,20 \text{ KN/m}$



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 138,23 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD200 Codo 45º PN10

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 45º (PÉSIMO) PN 10

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:

OD = 222 mm
t = 6,3 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 45^\circ$
MDP = 10 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$
 $\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 44 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 200 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,03 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,04 \text{ m}^2$
D = 0,22 m
MDP = 1,01 MPa

PESO SOBRE NF

$P_1 = 7,20 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF

$P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

$D/2 - A = - \text{ m}$

$A' = - \text{ m}$

$D/2 - A' = - \text{ m}$

$\cos \theta/2 = -$

$\theta = - \text{ rad}$

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,40 m^2

AREA TERRENO/NF = 0,40 m^2

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m^2

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,01$

AREA TOTAL TUB = 0,04

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi = -$

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = -$

EMPUJE ARQUIMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 10,42 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 5,21 m

EMPUJE TOTAL EN CODO:

E = 26,71 KN

PESO TUBERÍA

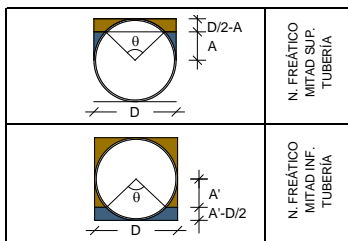
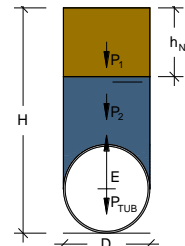
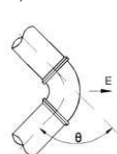
$W_p = 0,30 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 0,34 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 7,20 \text{ KN/m}$



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 138,23 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD150 Codo 11,25º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 11,15º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 170 mm
t = 6,2 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 11,15^\circ$
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 44 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 150 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,02 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,02 \text{ m}^2$
D = 0,17 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF

$P_1 = 5,66 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF

$P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2 =$ -

$\theta =$ - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,31 m²

AREA TERRENO/NF = 0,31 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,00$

AREA TOTAL TUB = 0,02

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi =$ -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} =$ -

EMPUJE ARQUÍMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 0,15 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 0,07 m

EMPUJE TOTAL EN CODO:

E = 1,15 KN

PESO TUBERÍA

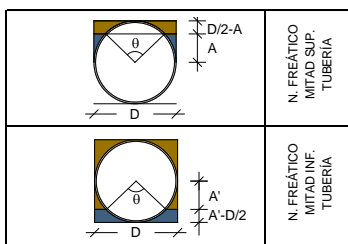
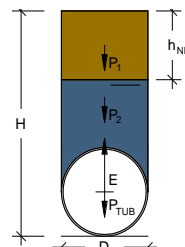
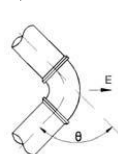
$W_p = 0,22 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 0,20 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 5,66 \text{ KN/m}$



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 77,75 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD150 Codo 22,5º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 22,25º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:
OD = 170 mm
t = 6,2 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 22,5^\circ$
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 10 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 150 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,02 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,02 \text{ m}^2$
D = 0,17 m
MDP = 0,30 MPa

PESO SOBRE NF

$P_1 = 5,66 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF

$P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

A = - m

D/2 - A = - m

A' = - m

D/2 - A' = - m

$\cos \theta/2 =$ -

$\theta =$ - rad

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = 0,31 m²

AREA TERRENO/NF = 0,31 m²

AREA TERRENO BAJO NF = 0,00 m²

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,00$

AREA TOTAL TUB = 0,02

AREA SUMERGIDA = 0,00

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi =$ -

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} =$ -

EMPUJE ARQUÍMEDES = 0,00

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

L = 0,59 m

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

L = 0,30 m

EMPUJE TOTAL EN CODO:

E = 2,31 KN

PESO TUBERÍA

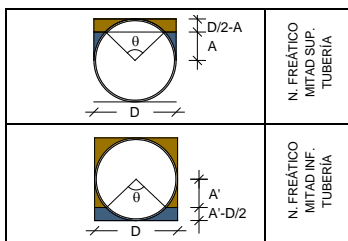
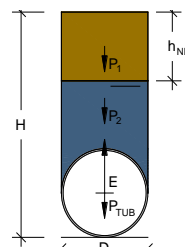
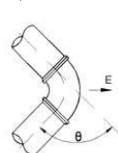
$W_p = 0,22 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 0,20 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 5,66 \text{ KN/m}$



RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

R = 17,67 KN

R = PFA · (π · DN² / 4)

R ≥ E/2

VALE

- FD150 Codo 45º PN3

Codo sin juntas

PROYECTO: COLMENAR VIEJO

ELEMENTO: CODO 45º (PÉSIMO) PN 3

BIBLIOGRAFÍA: GUÍA TÉCNICA DE SOBRE TUBERÍAS PARA EL TRANSPORTE DE AGUA A PRESIÓN (CEDEX) CAP. 5.7

DATOS:

TUBERÍA:

OD = 170 mm
t = 6,2 mm
 $\gamma_{\text{TUBERÍA}} = 70,5 \text{ KN/m}^3$
 $\theta = 45^\circ$
MDP = 3 atm

ALTURA DE EXCAVACIÓN:

H = 2,00 m

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

$h_{\text{NF}} =$ m

PROPIEDADES DEL TERRENO:

$\gamma_{\text{ap}} = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_{\text{sum}} = 12 \text{ KN/m}^3$

COEF. ROZAMIENTO TUBERÍA-TERRENO:

$\mu = 0,25$

RESISTENCIA DE LA JUNTA TRACCIÓN:

PRESIÓN DE FUNCIONAMIENTO ADMISIBLE:

PFA = 44 bar

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN = 150 mm

CÁLCULOS:

$A_{\text{interior}} = 0,02 \text{ m}^2$
 $A_{\text{exterior}} = 0,02 \text{ m}^2$
 $D = 0,17 \text{ m}$
 $MDP = 0,30 \text{ MPa}$

PESO SOBRE NF $P_1 = 5,66 \text{ KN/m}$

PESO BAJO NF $P_2 = 0,00 \text{ KN/m}$

NIVEL FREÁTICO EN PROF TUBERÍA

$A = - \text{ m}$
 $D/2 - A = - \text{ m}$
 $A' = - \text{ m}$
 $D/2 - A' = - \text{ m}$

$\cos \theta/2 = -$
 $\theta = - \text{ rad}$

TERRENO/A = -

TERRENO BAJO A = -

AREA TERRENO/TUB = $0,31 \text{ m}^2$
AREA TERRENO/NF = $0,31 \text{ m}^2$
AREA TERRENO BAJO NF = $0,00 \text{ m}^2$

EMPUJE EN PROF TUBERÍA:

$E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = 0,00$
 $E_{\text{AREA TOTAL TUB.}} = 0,02$
 $E_{\text{AREA SUMERGIDA}} = 0,00$

F. REDUCCIÓN TUB PARC SUMERGIDA

$\Phi = -$

$\Phi \cdot E_{\text{TODA TUB. SUM.}} = -$
 $EMPUE ARQUIMIDES = 0,00$

RESULTADOS:

LONGITUD TOTAL NECESARIA (ROZAMIENTO)

$L = 2,29 \text{ m}$

LONGITUD A CADA LADO DEL CODO

$L = 1,14 \text{ m}$

EMPUE TOTAL EN CODO:

$E = 4,54 \text{ KN}$

PESO TUBERÍA

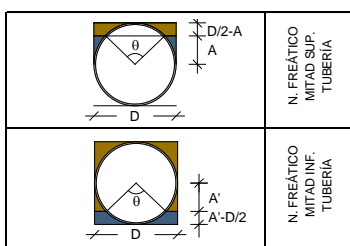
$W_p = 0,22 \text{ KN/m}$

PESO AGUA CONTENIDA EN LA TUBERÍA

$W_w = 0,20 \text{ KN/m}$

PESO TERRENO SOBRE EL TUBO

$W_e = 5,66 \text{ KN/m}$



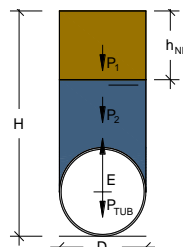
RESISTENCIA JUNTA A TRACCIÓN:

$R = 77,75 \text{ KN}$

$R = PFA \cdot (\pi \cdot DN^2 / 4)$

$R \geq E/2$

VALE



En los cálculos se observa que la instalación es correcta, no obstante, se comprueba también el funcionamiento a 10 atm.

Cabe señalar que, para una presión de 10 atm, no en todos los casos la longitud equivalente de tubería acerrojada requerida por cálculo es superior a la longitud de tubo proyectada; por este motivo, se ha realizado la comprobación de estos tramos de la red proyectada, verificándose que los codos correspondientes se complementan con obras civiles (arquetas, cámaras y depósitos) existentes o proyectadas, las cuales colaboran con el volumen de hormigón necesario para el aseguramiento de la estabilidad del conjunto.

A continuación, se muestra una tabla resumen de las comprobaciones citadas anteriormente, tomando como referencia los tramos más desfavorables; en este sentido, debemos destacar que para el resto de los codos y conducciones proyectadas las longitudes equivalentes requeridas son inferiores a la longitud dispuesta en cada caso. En el **apéndice 2**, se adjunta la justificación de cálculo de cada línea para un funcionamiento de 10 atm.

L01	Codo proyectado	45°	CUMPLE
	Longitud 1 requerida por cálculo (m)	11,30	
	Longitud 2 requerida por cálculo (m)	11,30	
	Longitud 1 disponible (m)	no	
	Longitud 2 disponible (m)	no	
	Longitud 1 dispuesta en proyecto (m)	1,63	
	Longitud 2 dispuesta en proyecto (m)	10,51	
	Volumen equivalente 1 necesario (m3)	20,33	
	Volumen equivalente 2 necesario (m3)	1,71	
	Volumen dispuesto 1 proyectado (m3)	20,58	Arqueta caudalímetro A (Q1)
	Volumen dispuesto 2 proyectado (m3)	> 172,27	Caseta de válvulas B
L02	Codo proyectado	45° + 22,5°	CUMPLE
	Longitud 1 requerida por cálculo (m)	17,28	
	Longitud 2 requerida por cálculo (m)	13,23	
	Longitud 1 disponible (m)	no	
	Longitud 2 disponible (m)	sí	
	Longitud 1 dispuesta en proyecto (m)	0,50	Entrada a arqueta de seccionamiento L (S2)
	Longitud 2 dispuesta en proyecto (m)	14,53	
	Volumen equivalente 1 necesario (m3)	21,42	
	Volumen equivalente 2 necesario (m3)	-	
	Volumen dispuesto 1 proyectado (m3)	43,73	Arqueta de seccionamiento L (S2)
	Volumen dispuesto 2 proyectado (m3)	-	
L03	Codo proyectado	45°	CUMPLE
	Longitud 1 requerida por cálculo (m)	11,66	
	Longitud 2 requerida por cálculo (m)	11,66	
	Longitud 1 disponible (m)	sí	
	Longitud 2 disponible (m)	no	
	Longitud 1 dispuesta en proyecto (m)	17,50	Entrada a arqueta de seccionamiento L (S2)
	Longitud 2 dispuesta en proyecto (m)	0,50	
	Volumen equivalente 1 necesario (m3)	-	
	Volumen equivalente 2 necesario (m3)	33,58	
	Volumen dispuesto 1 proyectado (m3)	-	
	Volumen dispuesto 2 proyectado (m3)	> 65,99	Arqueta de salida existente (9)
L10A	Codo proyectado	45° + 22,5°	CUMPLE
	Longitud 1 requerida por cálculo (m)	4,57	
	Longitud 2 requerida por cálculo (m)	2,56	
	Longitud 1 disponible (m)	no	
	Longitud 2 disponible (m)	sí	
	Longitud 1 dispuesta en proyecto (m)	0,50	Salida de la arqueta de seccionamiento O (S2)
	Longitud 2 dispuesta en proyecto (m)	24,23	
	Volumen equivalente 1 necesario (m3)	0,88	
	Volumen equivalente 2 necesario (m3)	-	
	Volumen dispuesto 1 proyectado (m3)	12,40	Arqueta de seccionamiento O (S2)
	Volumen dispuesto 2 proyectado (m3)	-	
	Codo proyectado	45° + 45°	CUMPLE
	Longitud 1 requerida por cálculo (m)	3,81	
	Longitud 2 requerida por cálculo (m)	5,47	
	Longitud 1 disponible (m)	sí	
	Longitud 2 disponible (m)	no	
	Longitud 1 dispuesta en proyecto (m)	8,43	
	Longitud 2 dispuesta en proyecto (m)	0,50	Entrada en caseta de válvulas B
	Volumen equivalente 1 necesario (m3)	-	
	Volumen equivalente 2 necesario (m3)	2,55	
	Volumen dispuesto 1 proyectado (m3)	-	
	Volumen dispuesto 2 proyectado (m3)	> 172,27	Caseta de válvulas B
L15	Codo proyectado	45° + 22,5°	CUMPLE
	Longitud 1 requerida por cálculo (m)	3,85	
	Longitud 2 requerida por cálculo (m)	2,16	
	Longitud 1 disponible (m)	no	
	Longitud 2 disponible (m)	sí	
	Longitud 1 dispuesta en proyecto (m)	0,50	Entrada a arqueta de seccionamiento L (S2)
	Longitud 2 dispuesta en proyecto (m)	22,00	
	Volumen equivalente 1 necesario (m3)	2,48	
	Volumen equivalente 2 necesario (m3)	-	
	Volumen dispuesto 1 proyectado (m3)	95,82	Arqueta caudalímetro G (Q4)
	Volumen dispuesto 2 proyectado (m3)	-	

Nota:

Todos los comentarios están referidos al plano 6.1 CONDUCCIONES - PLANTA GENERAL

Como puede comprobarse en la tabla anterior, todos los tramos de conducción en los que no se dispone de suficiente longitud equivalente de tubería acerojada, cuentan con un volumen de hormigón suficiente para compensar las fuerzas de empuje generadas. Estos volúmenes son los correspondientes a las arquetas, cámaras y depósitos que se encuentran adyacentes a los codos en cuestión. En el **apéndice 2**, se adjunta la justificación de cálculo de cada línea para un funcionamiento de 10atm, tanto los cálculos de los volúmenes de macizo equivalente como los de longitudes de acerojado.

APÉNDICE 1: CÁLCULO DE LOS DEPÓSITOS PREFABRICADOS

DEPÓSITO DE 50 PANELES DE 6.50 m CON CUBIERTA EN
COLMENAR VIEJO - MADRID

CÁLCULO:

ÍNDICE

	Pag:
Pretensado Horizontal:	1
Sismo:	2
Gradiente térmico en la pared:	4
Input:	6
Cálculo de paneles:	8
Zapata y solera:	16
Pieza de cubierta en "T" anillo exterior:	20
Pieza de cubierta en "T" anillo interior:	29
Jácena intermedia de apoyo:	38
Pilares jácena intermedia:	40
Placa central de apoyo:	43
Pilares placa central:	47
Resultados de cálculo estructural:	50

INNCEIVE – CANAL ISABEL II

NOVIEMBRE 2017

**Cálculo del nº de tendones de
pós-tensado para los paneles pared**

Proyecto: 67 sc10 6.50
Local: Colmenar Viejo
Cliente: INCIVE
Proyectista: JR - AG
Fecha: 10/11/2017

Distribución vertical del postensado horizontal

Número de tendones por unidad de longitud $n = Q_d / \sigma A_s$

$Q_d = \gamma_f \gamma_z R$ kN/m

$\gamma_{Q,ES}$ =Coef. Servicio para el líquido = 1.00

γ =densidad del líquido = 10 kN/m³

z =profundidad del líquido 5.70 m

R =rayo do depósito = 18.95 m

σ_{oo} =tensión en el tendón después de pérdidas = 900 MPa

A_s =área del cable = 450 mm²

γ_p =Coef. Parc. Seguridad para la fuerza de postensado = 0.90

a_i =distancia desde la solera al tendón no. i

$a_i + 0,15$ =distancia desde el extremo inferior del panel al tendón no. i

Número de paneles: 50 unidades

Altura de los paneles: 6.65 m

Numero de vainas: 9 unidades

Volume de las vainas: 1.3 litro/m

Volume de las juntas: 2.6 litro/m

Vol. aprox. del mortero de las juntas: 2269 litros

Nº de paneles de tensionamiento a adoptar = 2 unidades

Pos. Teórica		Posición de cálculo			distancia entre vainas (m)	Sección del panel sc10
Cabo	a_i (m)	Cabo	a_i (m)	$a_i + 0,15$ (m)		
1	0.34	1	0.45	600		
2	0.70	2	0.85	1000	400	
3	1.08	3	1.25	1400	400	
4	1.50	4	1.65	1800	400	
5	1.95	5	2.15	2300	500	
6	2.47	6	2.65	2800	500	
7	3.06	7	3.45	3600	800	
8	3.79	8	4.45	4600	1000	
9	4.80	9	5.45	5600	1000	
10	6.94					
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						
24						
25						
26						
27						
28						
29						
30						
Tp	2.66	Tp	2.48			

**Cálculo de la presión interna debida al líquido
dentro de un depósito sometido a sismo**

Proyecto: 67 sc10 6.50
Local: Colmenar Viejo
Cliente: INCIVE
Proyectista: JR - AG
Fecha: 10/11/2017

Método basado en "Calcul pratique de réservoirs en zone sismique", publicado en ANNALES, institut technique du batiment et des travaux publics, noviembre 1982.
El método es un sumario de los resultados obtenidos por Jacobsen y Ayre, Hunt y Priestly y Houzner.

De acuerdo con los trabajos anteriores, la presión del agua contra las paredes del depósito consta de dos partes.

La parte 1 es la acción de la oscilación de la masa activa (agua en movimiento) del fluido.
La parte 2 es producto del impulso de la masa pasiva (agua que no se mueve) del fluido.

Parte 1 (agua en movimiento):

Frecuencia de oscilación del agua

$$\omega_o^2 = g/R (27/8)^{1/2} \tanh((27/8)^{1/2} h/R) \quad \text{con}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

R = radio del depósito (m)

h = altura de agua (m)

$$h = 5.70 \text{ m}$$

$$R = 18.95 \text{ m}$$

$$\omega_o^2 = 0.4778$$

$$f = \omega_o / 2\pi = 0.11 \text{ Hz}$$

Se asume que el subsuelo consiste en

Tipo 1, roca o suelo de cohesión fuerte

Tipo 2, suelo de cohesión muy fuerte a media o suelo granular compactado

Frecuencias inferiores a 0,25 Hz producen espectros correspondientes de aceleración $S_a < 0,5 \text{ m/s}^2$

2.2 Aceleración sísmica de cálculo

$$a_c = S \cdot p \cdot a_b$$

$$a_b = 0.04 \text{ g}$$

$$p = 1$$

$$p \cdot a_b = 0.04 \text{ g}$$

$$C = 1$$

MADRID

Tipo de Terreno	Coef. C
I	1.0
II	1.3
III	1.6
IV	2.0

$$S = C / 1,25$$

$$S = C / 1,25 + 3,33 (p \cdot a_b / 8 - 0,1) (1 - C / 1,25)$$

$$S = 1,0$$

$$S = 0.80$$

$$a_c = 0.31 \text{ m/s}^2$$

para $p \cdot a_b < 0,1g$

para $0,1g < p \cdot a_b < 0,4g$

para $p \cdot a_b > 0,4g$

$$\alpha = 0.209 \quad (\text{valor según tabla anterior o valor calculado para cumplir lo dispuesto en 2.2 más abajo})$$

$$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2 \quad \alpha S_a = 0.10 \text{ m/s}^2$$

Se asume una aceleración máxima $a_m = 1,5 \times \alpha$, donde α es el factor de reducción anterior

$$a_m = 1.5 \text{ m/s}^2 \quad \alpha a_m = 0.31 \text{ m/s}^2$$

De acuerdo con la normativa en vigor los valores de S_a y a_m no necesitan ser sujetos a análisis con los reglamentos nacionales.

La presión p_1 del agua oscilante se obtiene de la siguiente expresión

$$p_1 = \rho R^2/3 (27/8)^{1/2} (1 - \cos^2(\theta)/3 - \sin^2(\theta)/2) \cos(\theta) (\cosh((27/8)^{1/2}(h-z)/R)/\sinh((27/8)^{1/2}h/R) - 0,83 S_a/g \omega_o^2$$

donde

$$\rho = 10/9,81 = 1,019 \text{ kN s}^2 \text{ m}^{-4}$$

h = altura del agua (m)

R = radio del depósito (m)

θ = desviación respecto a la dirección de la fuerza.

z = profundidad bajo la lámina de agua

S_a = espectro de aceleración correspondiente a la frecuencia calculada

ω_o^2 viene dado por la expresión anterior

Se considera $f(\theta) = \cos(\theta) (1 - \cos^2(\theta)/3 - \sin^2(\theta)/2)$

$$\theta = 0.000$$

$$f(\theta) = 0.67 \quad (\text{valor máximo de } f(\theta) = 2/3, \text{ for } \theta = 0)$$

$z =$	0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70
$p_1(\text{kN/m}^2) =$	1.26	1.21	1.17	1.14	1.12	1.10	1.09	1.09

Parte 2 (agua que no se mueve):

La presión p_2 de la masa pasiva de agua viene dada por la expresión

$$p_2 = \rho a_m h 3^{1/2} \cos(\theta) (z/h - (z/h)^2/2) \tanh(3^{1/2} R/h) \quad \text{con}$$

$$a_m = \text{aceleración máxima} = 0.31 \text{ m/s}^2$$

(valor máximo de $\cos(\theta) = 1,0$, for $\theta = 0$)

$z =$	0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70
$p_2(\text{kN/m}^2) =$	0.00	0.42	0.77	1.06	1.29	1.45	1.55	1.58

Presión hidrostática $p_o = 10 * h \text{ kN/m}^2$

(z =profundidad del agua)

$z =$	0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70
$p_o(\text{kN/m}^2) =$	0	8	16	24	33	41	49	57

Donde $p_{\text{tot}} = p_o + p_1 + p_2 \text{ kN/m}^2$

$z =$	0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70
$p_{\text{tot}} =$	1	10	18	27	35	43	51	60

Acciones térmicas

Proyecto: 67 sc10 6.50
 Local: Colmenar Viejo
 Cliente: INCIVE
 Projectista: JR - AG
 Fecha: 10/11/2017

Hipótesis de verano - Depósito vacío 	Hipótesis de verano - Depósito lleno
Hipótesis de invierno - Depósito vacío 	Hipótesis de invierno - Depósito lleno

α = resistencia superficial al flujo térmico

Se adoptan los valores siguientes de acuerdo con ENV 1992-4:1998

0,005 m²°C/W para líquidos

0,110 m²°C/W para materiales granulares

0,060 m²°C/W para ambiente atmosférico (puede variar significativamente con el viento)

$$\Delta T_{ss} = (h / \lambda_c) / (\alpha_1 + (h / \lambda_c) + \alpha_2) (T_2 - T_1)$$

donde

ΔT_{ss} = gradiente térmico en el estado estacionario

α_1 = resistencia al flujo térmico en la superficie 1

α_2 = resistencia al flujo térmico en la superficie 2

h = espesor de la pared en m =

0.185

λ_c = conductividad del hormigón =

1.75

W/m²°C

T_1 = temperatura del material en contacto con la superficie 1

T_2 = temperatura del material en contacto con la superficie 2, superior a T_1

$$T_m = T_1 + (0,5 + \lambda_c \alpha_1 / h) \Delta T_{ss}$$

donde

T_m = temperatura media de la pared en el estado estacionario

Superficie 1	α_1	Superficie 2	α_2	$(h/\lambda_c) / (\alpha_1 + h/\lambda_c + \alpha_2)$	T_1	T_2	ΔT_{ss}	T_m
Relleno	0.110	Líquido	0.005	0.48	15	20	-2	19
Relleno	0.110	Líquido	0.005	0.48	15	10	2	11
Relleno	0.110	Atmósfera	0.060	0.38	15	27.5	-5	22
Relleno	0.110	Atmósfera	0.060	0.38	15	2.5	5	8
Atmósfera	0.060	Atmósfera	0.060	0.47	40	25	7	33
Atmósfera	0.060	Atmósfera	0.060	0.47	-10	5	7	-3
Atmósfera	0.060	Atmósfera	0.060	0.47	40	27.5	6	34
Atmósfera	0.060	Atmósfera	0.060	0.47	-10	2.5	6	-4
Atmósfera	0.060	Líquido	0.005	0.62	40	20	12	27
Atmósfera	0.060	Líquido	0.005	0.62	-10	10	-12	3

Nota: Para la introducción en el programa de cálculo la diferencia de temperatura ΔT_{ss} será positiva para más caliente en el exterior del depósito, y negativa para más caliente en el interior. La reducción de temperatura será positiva para un descenso de temperatura en la pared, y negativa para un incremento de temperatura en la pared.

$T_m^0 =$ 25 °C Temperatura de la pared durante el montaje en verano
 $T_m^0 =$ 10 °C Temperatura de la pared durante el montaje en invierno

Hipótesis de verano (depósito lleno)

Level	ΔT_{ss}	T_m^s	$T_m^0 - T_m^s$
Enterramiento	-2	19	-8.7
Aérea	12	27	-16.8

Hipótesis en invierno (depósito lleno)

Level	ΔT_{ss}	T_m^w	$T_m^0 - T_m^w$
Enterramiento	2	11	13.7
Aérea	-12	3	21.8

Hipótesis de verano (depósito vacío)

Level	ΔT_{ss}	T_m^s	$T_m^0 - T_m^s$
Enterramiento	-5	22	-12.4
Aérea	6	34	-23.8

Hipótesis de invierno (depósito vacío)

Level	ΔT_{ss}	T_m^w	$T_m^0 - T_m^w$
Enterramiento	5	8	-17.4
Aérea	6	-4	28.8

Base para el INPUT de datos para el cálculo de los depósitos "SILO.exe"

Cálculo de depósitos con junta vertical inyectada con mortero

Título
67 sc10 6.50

Altura del depósito (m)	Radio (m)	ancho panel (m)	Número de tendones	Nº secciones analizadas
6.50	18.95	2.4	9	30

Canto del panel (m)	Desde el nivel (m)	Canto del nervio (m)	Ancho del nervio (m)
0.185	0	0.24	0.2

Canto del panel (m)	Hasta el nivel (m)
0.185	6.50

E_{ck} (GPa)	ε_{cd} (‰) (fisuración)	φ_{eff} (aberr. fisuras)	Nº de paneles tesado
35	0.1	1	2

E_{sk} (Gpa)	clase de relajación	coef. rozamiento cordón	Wobbling efecto	entrada de cuñas (mm)	f_{pk} (MPa) cables	Proceso de tesado	Primer tesado
195	2	0.07	0.01	4	1860	2	0.15

Altura fluido interior (m)	Densidad (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento (°)	φ_{eff}	No. de niveles
5.70	10	0	1	8

x_{Q1}	x_{Q2}	x_{Q3}	x_{Q4}	x_{Q5}	x_{Q6}	x_{Q7}	x_{Q8}
0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70

Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6	Q_7	Q_8
60	51	43	35	27	18	10	1

Altura relleno exterior (m)	Densidad (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento (°)	Altura agua freática	Dens. bajo nivel freático	Sobrecarga (kN/m ²)	φ_{eff}
0.00	20	30	0	10	5	1

Grad Temp (°C)	Temp red (°C)	Hasta el nivel (m)	φ_{eff}	No. de niveles
-12.00	0	6.50	1	1

Grad Temp (°C)	Temp red (°C)	Hasta el nivel (m)

Presión hielo (kN/m ²)	Nivel (m)	φ_{eff}
0	0	0

Momento lineal (kNm/m)	Nivel (m)	φ_{eff}
0	0	0

Desplazamiento (mm)	φ_{eff}
0	0

P ₀	nivel	A _s	Área nervio
600	0.45	4.50	0
600	0.85	4.50	0
600	1.25	4.50	0
600	1.65	4.50	0
600	2.15	4.50	0
600	2.65	4.50	0
600	3.45	4.50	0
600	4.45	4.50	0
600	5.45	4.50	0

Combinación de cargas 1		ELU - Lleno - Tracción exterior					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
1.00	1.35	1.50	0	0.00	0	0	0

Combinación de cargas 2		ES lleno de agua - tracción exterior					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
0.90	1.00	1.00	0	0.00	0	0	0

Combinación de cargas 3		ELU vacío - tracción interior					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
1.10	0.00	1.50	0	1.50	0	0	0

Combinación de cargas 4		ELS vacío - tracción interior					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
1.00	0.00	1.00	0	1.00	0	0	0

Combinación de cargas 5		SISMO					
Combinación de cargas 3		$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
1.00	1.00	1.50	0	0.00	0	0	0

Combinación de cargas 6		SISMO					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
0.90	1.00	1.00	0	0.00	0	0	0

Se pueden analizar un número arbitrario de combinaciones de cargas repitiendo estos valores de entrada. Después de la última combinación todos los coeficientes de seguridad parciales se hacen 0, para terminar los datos de entrada.

0	0	0	0	0	0	0	0
---	---	---	---	---	---	---	---

Resumen de inputs y diseño de los paneles del depósito

Proyecto: 67 sc10 6.50
 Local: Colmenar Viejo
 Cliente: INCIVE
 Proyectista: JR - AG
 Fecha: 10/11/2017

Características generales del depósito:

Canto de nervadura: 240 mm
 Canto placa central: 185
 Ancho del panel B: 2.40
 Altura de depósito: 6.50 m
 Altura de agua interior: 5.70 m
 Número de paneles: 50 incluyendo 2 panel de tesado
 Radio del depósito: 18.95 m
 Volumen del depósito: 7314 m³

Monotendones 3 ϕ 15,2 con $A_s = 450$ mm² por tendón
 $P_k = 3 \times 265$ kN; $P_{0,1k} = 3 \times 228$ kN; $f_{p0,1k} = 1860$ MPa
 Esfuerzo final de postesado: 600 kN (Número y posición de los tendones, ver apéndice 1)
 Esfuerzo de postesado en Fase 1: 90 kN
 Hormigón en paneles: HP-40/S/13/IV con $f_{cd} = 26.7$ MPa $\gamma_c = 1.5$
 Armadura pasiva AP-500-S con $f_{yd} = 435$ MPa $\gamma_s = 1.15$

Ambiente EHE-08:	Recubrimiento mínimo	
	Arm. Activas	Arm. Pasivas
Interior:	IV	40
Exterior:	IIb	20

Acciones:

Contenido / líquido Interior	altura m	Densidad kN/m ³	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	5.70	10.00	1.00	0.00

Relleno exterior	Altura m	Densidad kN/m ³	Nivel freático m	Densidad bajo NF kN/m ³	Sobrecarga kN/m ²	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	0.00	20.00	0.00	10.00	5.00	0.00	0.00

Temperatura	Temp. diff. + ΔT	12	12	$\gamma_{\Delta T}$, ELU	$\gamma_{\Delta T}$, ES
	Al nivel	0.00	6.50	1.50	1.00
	Temp. diff. - ΔT	-12	-12	$\gamma_{\Delta T}$, ELU	$\gamma_{\Delta T}$, ES
	Al nivel	0.00	6.50	1.00	1.50
	Temp. red. T_{red}	Al nivel	Al nivel	γ_{Tred} , ELU	γ_{Tred} , ES
	Al nivel	0.00	6.50	0.00	0.00

Presión por hielo	Intens. kN/m ²	nivel m	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	0.00		0.00	0.00

Momento lineal	Intens. kNm/m	nivel m	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	0.00	0.00	0.00	0.00

Desplazamiento en la base	Δ mm	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	0.00	0.00	0.00

Combinación de acciones

Combinación 1	(0) Pretensado	γ_P	1.00
E.L.U. (Lleno)	(1) Relleno int.	γ_Q	1.35
	(2) Temp.dif.	$\gamma_{\Delta T}$	0.00
	(4) Relleno ext.	γ_Q	0.00

Combinación 2	(0) Pretensado	γ_P	1.10
E.S. (lleno)	(1) Relleno interior	γ_Q	0.00
	(2) Temp.dif. DT	$\gamma_{\Delta T}$	0.00
	(4) Relleno exterior	γ_Q	0.00

Combinación 3	(0) Pretensado	γ_P	1.00
E.L.U. (lleno)	(1) Relleno int.	γ_Q	1.35
	(2) Temp.dif.	$\gamma_{\Delta T}$	1.50
	(4) Relleno ext.	γ_Q	0.00

Combinación 4	(0) Pretensado	γ_P	1.00
E.S. (Vacío)	(1) Relleno interior	γ_Q	0.00
	(2) Temp.dif. DT	$\gamma_{\Delta T}$	1.00
	(4) Relleno exterior	γ_Q	0.00

Combinación 5	(0) Pretensado	γ_P	1.00
Sismo (Lleno)	(1) Relleno int.	γ_Q	1.00
	(2) Temp.dif.	$\gamma_{\Delta T}$	1.50
	(4) Relleno ext.	γ_Q	0.00

Combinación 6	(0) Pretensado	γ_P	0.90
Sismo (Lleno)	(1) Relleno interior	γ_Q	1.00
	(2) Temp.dif. DT	$\gamma_{\Delta T}$	1.00
	(4) Relleno exterior	γ_Q	0.00

Nota:

El gradiente de temperatura $-\Delta T = 0,62 \cdot (42 - (-5))$, donde 0,62 es un factor que resulta de considerar el intercambio de calor en las superficies interior y exterior de las paredes del depósito. Negativo para calor en el interior del depósito. Para la combinación vacío, si el depósito no tiene relleno exterior entonces la temp^0 diferencial es cero

Flexión respecto al eje horizontal en paneles normales (en el plano vertical)

Anclajes para desmolde y almacenamiento, $a_1 = a_2 =$

1.33

Momentos flectores verticales en los paneles estándar

Al desmoldar	Max $M_{\text{pos}} =$	3.79	kNm/1,2m	Max $M_{\text{neg}} =$	-9.46	kNm/1,2m
En el montaje	Max $M_{\text{pos}} =$	10.61	kNm/1,2m	Max $M_{\text{neg}} =$	-9.46	kNm/1,2m

Reacción en los anclajes de izado para paneles estándar

Al desmoldar	$R_1 = R_2 =$	18.95	kN/anclaje	$R_{\text{top, perpendicular}} =$	13.91	kN/anclaje
En el montaje	$R_1 =$	23.99	kN/anclaje	$R_{\text{top, longitudinal}} =$	37.91	kN/anclaje

Piezas de elevación horizontal:

>

3.70

ton

Piezas de elevación vertical:

>

7.39

ton

DEHA-6000-5,0-0120

Frimeda-Halfen-TPA-FA 10,0-300

Peso: 7.65 ton

Momentos flectores verticales en los paneles de tesado

Al desmoldar	Max $M_{\text{pos}} =$	9.60	kNm/1,2m	Max $M_{\text{neg}} =$	-9.87	kNm/1,2m
En el montaje	Max $M_{\text{pos}} =$	30.00	kNm/1,2m	Max $M_{\text{neg}} =$	-9.87	kNm/1,2m

Reacción en los anclajes de izado para paneles de tesado

Al desmoldar	$R_1 = R_2 =$	26.93	kN/anclaje	$R_{\text{top, perpendicular}} =$	19.77	kN/anclaje
En el montaje	$R_1 =$	34.09	kN/anclaje	$R_{\text{top, longitudinal}} =$	53.87	kN/anclaje

Piezas de elevación horizontal:

>

5.25

ton

Piezas de elevación vertical:

>

10.50

ton

DEHA-6000-7,5-0120

Frimeda-Halfen-TPA-FA 15,0-300

Peso: 10.97 ton

Los momentos y las reacciones en el desmoldado y montaje se calculan asumiendo que los anclajes de izado están colocados a $0,21 \times L$ de los extremos del panel. Esta debe ser también la posición de los apoyos para almacenaje.

Resultados del cálculo por ordenador.

Esfuerzo máximo de compresión en la junta al primer tesado 15% (Horiz. Force in Joint)

-155

kN/m

< 200 kN/m

Esfuerzo máximo de compresión en la junta en estado límite último 100% (Horiz. Force in Joint)

-941

kN/m

< 2600 kN/m

Esfuerzo máximo de tracción en el tendón en estado límite último (Máx. Tendon force)

574.44

kN

Tensión correspondiente en tendones $\sigma_s =$

1277

MPa

= $f_{p0,1k} /$

1.46

(< $f_{p0,1k} / 1,15$)

Momento flector vertical ELU

Max $M_{\text{pos}} =$	16.97	kNm/1,2m	(tensión en fibra exterior)
Max $M_{\text{neg}} =$	-30.16	kNm/1,2m	(tensión en fibra interior)
Max $V =$	47.91	kN/1/2panel	< $V_{\text{ELU}} =$ 114 kN / 1/2panel

Momento flector vertical en estado de servicio o durante el tesado

Max $M_{\text{pos}} =$	10.97	kNm/1,2m
Max $M_{\text{neg}} =$	-27.42	kNm/1,2m

Módulo resistente de la sección para panel estándar:

$W_{c, \text{inside}} =$	16026 $\text{cm}^3/\text{panel} =$	8013	$\text{cm}^3/1,2 \text{ m}$
$W_{c, \text{outside}} =$	11098 $\text{cm}^3/\text{panel} =$	5549	$\text{cm}^3/1,2 \text{ m}$
$W_{c, \text{outs. pl}} =$	18130 $\text{cm}^3/\text{panel} =$	9065	$\text{cm}^3/1,2 \text{ m}$

Módulo resistente de la sección para panel de tesado:

$W_{c, \text{inside}} =$	38316 $\text{cm}^3/\text{panel} =$	19158	$\text{cm}^3/1,2 \text{ m}$
$W_{c, \text{outside}} =$	24048 $\text{cm}^3/\text{panel} =$	12024	$\text{cm}^3/1,2 \text{ m}$

Verificación ELU

Panel normal:

Armados en la cara exterior de las nervuras verticales:

Capacidad a momento flector vertical positivo:

$M_{\text{max}} =$ 16.97 kNm < $M_{\text{ELU pos}} =$ 109 kNm

Armados en la cara interior de medio panel:

Capacidad a momento flector vertical negativo:

$M_{\text{max neg}} =$ -30.16 kNm < $M_{\text{ELU, neg}} =$ -130 kNm

Panel de tesado:

Armados en la cara exterior de las nervuras verticales:

Capacidad a momento flector vertical positivo:

$$M_{\max} = 30.00 \text{ kNm} < M_{\text{ELU pos}} = 108 \text{ kNm}$$

Armados en la cara interior de medio panel:

Capacidad a momento flector vertical negativo:

$$M_{\max} = -30.16 \text{ kNm} < M_{\text{ELU, neg}} = -106 \text{ kNm}$$

Apunte:

La capacidad resistente requerida para el hormigón y la cuantía de armado correspondiente al $M_{\text{ELU, pos y neg}}$ calculado se encuentra en "Análise do painel Acotank+ (240) C40-50.xls"

Tensiones en los paneles debidas al pretensado vertical y a momentos durante manipulación

Panel estándar:

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 10.61 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en el nervio exterior} &= -1.85 \text{ MPa} \\ \text{Tensión en la cara exterior del panel:} &= -1.83 \text{ MPa} \\ M_{\max, \text{neg}} &= -9.46 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en la cara interior del panel:} &= -3.16 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Panel de tesado:

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 30.00 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en saliente exterior} &= -1.01 \text{ MPa} \\ M_{\max, \text{neg}} &= -9.87 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en la cara interior:} &= -2.98 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Verificación ELS

Tensiones en los paneles debidas al pretensado vertical y a momentos en estado de servicio, ES

Panel estándar:

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 10.97 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en el nervio exterior} &= -1.78 \text{ MPa} \\ \text{Tensión en la cara exterior del panel:} &= -1.79 \text{ MPa} \\ M_{\max, \text{neg}} &= -27.42 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en la cara interior del panel:} &= -0.92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Panel de tesado:

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 10.97 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en saliente exterior} &= -2.59 \text{ MPa} \\ M_{\max, \text{neg}} &= -27.42 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en la cara interior:} &= -2.07 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nota: con 16 cabos de pretensado vertical a 1400MPa

Nota: Si las tensiones durante la manipulación aparecen en rojo, tenemos que poner 2 anclajes más a 30% del fondo del panel

Se verifica estado de compresión permanente en la fibra interior en Estado de Servicio

Por lo tanto se cumple los requerimientos de EHE-08 para ambiente IV

Armado horizontal exterior:

(Igual para paneles estándar y de tesado)

Combinaciones en E.L.U.

Se considera el efecto de curvatura de los tendones, excepto para hipótesis de cartas exteriores.

$$\Delta M = -P \sin \alpha / c s \cdot c^2 / 2 = -P / s \cdot c_d / 2 \cdot \sin \alpha \quad \gamma = 0.50 \quad c_d = 0.47 \text{ m}$$

($c_d = \gamma c$, con valor recomendado de $\gamma = 0.5$ para efecto favorable y 1.5 para efecto desfavorable)

P = Esfuerzo en el tendón.

$$c = \text{longitud de tendón curvo} = (150 \cos^2 \alpha - 120 \cos \alpha) / (1 - \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = 0.94 \text{ m}$$

s = distancia entre tendones

$$\alpha = \pi / \text{número de paneles} = 0.0628 \text{ rad}$$

0,0 - 2,0m m desde abajo

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 46.55 \text{ kNm/m} \\ N_{\text{corr}} &= 0.00 \text{ kN/m} \\ P/s &= 1182 \text{ kN/m} \\ \Delta M &= -9.31 \text{ kNm/m} \quad (\Delta M \text{ se limita al } 20 \% \text{ de } M_{\max, \text{pos}}) \end{aligned}$$

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 37.24 \text{ kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.06207 \quad \omega = 0.0641$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} = 5.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{\max} = 68.3 \text{ kN/m}$$

$$\Delta V = -15.0 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 53.3 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) = 90 \text{ kN/m (considerando } 10//200)$$

$$V_{\text{Rd,c}} = 90 \text{ kN/m (considering the horizontal compressive force)}$$

2,0 - 4,0m m desde abajo

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 37.8 \text{ kNm/m} \\ N_{\text{corr}} &= 0.00 \text{ kN/m} \\ P/s &= 959.9 \text{ kN/m} \\ \Delta M &= -7.57 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 30.27 \text{ kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.05045 \quad \omega = 0.0518$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} = 4.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{\max} = 52.47 \text{ kN/m}$$

$$\Delta V = -10.5 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 42.0 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) = 90 \text{ kN/m (considerando } 10//200)$$

$$V_{\text{Rd,c}} = 90 \text{ kN/m (considering the horizontal compressive force)}$$

4,0 -6.50m m desde abajo

$M_{\max, \text{pos}} =$	21.92	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m		
$P/s =$	471.11	kN/m		
$\Delta M =$	-4.38	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	17.54	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cdd}} =$	0.02923		$\omega =$	0.0297
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	2.73	cm ² /m		

$V_{\max} =$	23.51	kN/m		
$\Delta V =$	-4.7	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	90 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	18.8	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	90 kN/m (considering the horizontal compressive force)

0	m desde abajo			
$M_{\max, \text{pos}} =$	0.00	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m		
$P/s =$	0.00	kN/m		
$\Delta M =$	0.00	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	0.00	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cdd}} =$	0.00000		$\omega =$	0.0000
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	0.00	cm ² /m		

$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//150)
$V_d =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	91 kN/m (considering the horizontal compressive force)

0	m desde abajo			
$M_{\max, \text{pos}} =$	0.00	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m		
$P/s =$	0.00	kN/m		
$\Delta M =$	0.00	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	0.00	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cdd}} =$	0.00000		$\omega =$	0.0000
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	0.00	cm ² /m		

$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	91 kN/m (considering the horizontal compressive force)

Notas: Se recomienda una distancia máxima de 200 mm entre barras
 Se pueden utilizar redondos de 10 o 12, alterando la fórmula al efecto
 Normalmente la armadura horizontal exterior es $\phi 12//100 \varepsilon \phi 12//150 \varepsilon \phi 12//200$

Armado horizontal en el interior: (Igual para paneles estándar y de tesado)

Combinaciones en E.L.U.

Se considera el efecto de curvatura de los tendones, excepto para hipótesis de cargas exteriores.

$\Delta M = -P \sin \alpha / c s \cdot c^2 / 2 = -P / s \cdot c_d / 2 \cdot \sin \alpha$	$\gamma =$	1.50	$c_d =$	1.41	m
--	------------	------	---------	------	---

($c_d = \gamma c$, con valor recomendado de $\gamma = 0,5$ para efecto favorable y 1,5 para efecto desfavorable)

$P =$ Esfuerzo en el tendón

$c =$ longitud de tendón curvo $= (150 \cos^2 \alpha - 120 \cos \alpha) / (1 - \cos \alpha) \cdot \sin \alpha =$

	0.94	m
--	------	---

$s =$ distancia entre tendones

$\alpha = \pi / \text{número de paneles} =$

0.0628	rad
--------	-----

0,0 - 2,0m	m desde abajo			
$M_{\max, \text{neg}} =$	-4.49	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	-486	kN/m		
$P/s =$	1154	kN/m		
$\Delta M =$	-43.48	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	71.06	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cdd}} =$	0.06662		$\omega =$	0.0690
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	0.11	cm ² /m		

$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	72.5	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	72.5	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	148 kN/m (considering the horizontal compressive force)

2,0 - 4,0m	m desde abajo			
$M_{\max, \text{neg}} =$	-4.49	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	-833	kN/m		
$P/s =$	913	kN/m		
$\Delta M =$	-34.41	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	78.46	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} =$	0.07356		$\omega =$	0.0765
$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	-6.65	cm ² /m		
$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	57.3	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	57.3	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	189 kN/m (considering the horizontal compressive force)

4,0 - 6.50m	m desde abajo			
$M_{\max, \text{neg}} =$	-4.49	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	-570	kN/m		
$P/s =$	461	kN/m		
$\Delta M =$	-17.38	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	48.95	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} =$	0.04589		$\omega =$	0.0470
$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	-5.42	cm ² /m		
$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	29.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	29.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	158 kN/m (considering the horizontal compressive force)

0	m desde abajo			
$M_{\max, \text{neg}} =$	0.00	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	0	kN/m		
$P/s =$	0	kN/m		
$\Delta M =$	0.00	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	0.00	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} =$	0.00000		$\omega =$	0.0000
$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	0.00	cm ² /m		
$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	91 kN/m (considering the horizontal compressive force)

0	m desde abajo			
$M_{\max, \text{neg}} =$	0.00	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	0	kN/m		
$P/s =$	0	kN/m		
$\Delta M =$	0.00	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	0.00	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} =$	0.00000		$\omega =$	0.0000
$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	0.00	cm ² /m		
$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	91 kN/m (considering the horizontal compressive force)

Notas: Se recomienda una distancia máxima de 200 mm entre barras
Se pueden utilizar redondos de 10 ou 12, alterando la fórmula al efecto.
Normalmente la armadura horizontal a colocar en el interior é ϕ 10// 200

**Armado horizontal exterior:
Combinaciones en E.L.S.**

(Igual para paneles estándar y de tesado)

Se considera el efecto de curvatura de los tendones, excepto para hipótesis de cartas exteriores.

$$\Delta M = -P \sin \alpha / c s - c^2 / 2 = -P / s \cdot c_d / 2 \cdot \sin \alpha \quad \gamma = 0.50 \quad c_d = 0.47 \quad m$$

($c_d = \gamma c$, con valor recomendado de $\gamma = 0,5$ para efecto favorable y $1,5$ para efecto desfavorable)

P = Esfuerzo en el tendón.

$$c = \text{longitud de tendón curvo} = (150 \cos^2 \alpha - 120 \cos \alpha) / (1 - \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = 0.94 \quad m$$

s = distancia entre tendones

$$\alpha = \pi / n^\circ \text{ de paneles} = 0.0628 \quad \text{rad}$$

Valor de diseño para la tensión de la armadura considerando la limitación por fisuración en la cara exterior de los paneles

$$f_{st} = 230 \quad \text{MPa}$$

Anchura máxima 0,2 mm- IIa

8 mm ϕ , $f_{st} < 250$ MPa

10 mm ϕ , $f_{st} < 230$ MPa

12 mm ϕ , $f_{st} < 210$ MPa

Según Eurocódigo II fig 7.103N in prEN 1992-3.

0,0 - 2,0m	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	34.89	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	-139.00	kN/m	
$P/s =$	1177.65	kN/m	
$\Delta M =$	-6.98	kNm/m	(ΔM se limita al 20 % de $M_{\max, \text{pos}}$)

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 35.90 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.05984 \quad \omega = 0.0617$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 4.70 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

2,0 - 4,0m	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	28.80	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	-114.00	kN/m	
$P/s =$	952.76	kN/m	
$\Delta M =$	-5.76	kNm/m	
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	29.60	kNm/m	
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} =$	0.04933		$\omega = 0.0506$
$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} =$	3.84	cm ² /m	

4,0 - 6.50m	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	16.60	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	-145.00	kN/m	
$P/s =$	470.28	kN/m	
$\Delta M =$	-3.32	kNm/m	
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	21.62	kNm/m	
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} =$	0.03603		$\omega = 0.0367$
$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} =$	0.08	cm ² /m	

0	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	0.00	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m	
$P/s =$	0.00	kN/m	
$\Delta M =$	0.00	kNm/m	
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	0.00	kNm/m	
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} =$	0.00000		$\omega = 0.0000$
$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} =$	0.00	cm ² /m	

0	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	0.00	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m	
$P/s =$	0.00	kN/m	
$\Delta M =$	0.00	kNm/m	
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	0.00	kNm/m	
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} =$	0.00000		$\omega = 0.0000$
$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} =$	0.00	cm ² /m	

Notas: Se recomienda una distancia máxima de 200 mm entre barras
Se pueden utilizar redondos de 10 o 12, alterando la fórmula al efecto
Normalmente la armadura horizontal exterior es $\phi 12 // 100 \varepsilon \phi 12 // 150 \varepsilon \phi 12 // 200$

**Armado horizontal en el interior:
Combinaciones en E.L.S.**

(Igual para paneles estándar y de tesado)

Se considera el efecto de curvatura de los tendones, excepto para hipótesis de cartas exteriores.

$$\Delta M = -P \sin \alpha / \cos - c^2 / 2 = -P / s \cdot c_d / 2 \cdot \sin \alpha \quad \gamma = 1.50 \quad c_d = 1.41 \quad m$$

($c_d = \gamma c$, con valor recomendado de $\gamma = 0,5$ para efecto favorable y $1,5$ para efecto desfavorable)

P = Esfuerzo en el tendón

$$c = \text{longitud de tendón curvo} = (150 \cos^2 \alpha - 120 \cos \alpha) / (1 - \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = 0.94 \quad m$$

s = distancia entre tendones

$$\alpha = \pi / \text{número de paneles} = 0.0628 \quad \text{rad}$$

Valor de diseño para la tensión de la armadura considerando la limitación por fisuración en la cara interior de los paneles

$$f_{st} = 160 \quad \text{MPa}$$

Anchura máxima 0,1 mm- IV+Qb

8 mm ϕ , $f_{st} < 160$ MPa

10 mm ϕ , $f_{st} < 150$ MPa

12 mm ϕ , $f_{st} < 130$ MPa

Según Eurocódigo II fig 7.103N in prEN 1992-3.

0,0 - 2,0m m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = -2.99 \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = -493 \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = 1154 \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = -43.46 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 69.87 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.12462 \quad \omega = 0.1335$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 0.38 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

2,0 - 4,0m m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = -2.99 \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = 840 \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = 913 \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = -34.39 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 77.28 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.13784 \quad \omega = 0.1489$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = -17.71 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

4,0 - 6.50 m m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = -2.99 \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = -576 \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = 461 \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = -17.38 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 47.73 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.08513 \quad \omega = 0.0891$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = -15.19 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.00000 \quad \omega = 0.0000$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 0.00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.00000 \quad \omega = 0.0000$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 0.00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Nota: Se recomienda una distancia máxima de 200 mm entre barras
Se pueden utilizar redondos de 10 ou 12, alterando la fórmula al efecto.
Normalmente la armadura horizontal a colocar en el interior é $\phi 10 // 200$

Resumen de armados en panels

Panel estándar

Armado vertical (tipo) Longitud de armaduras (según "Análisis de secciones de paneles")

Unidades	φ (mm)	pcs	longitud (m)	
cables φ	13	16	6.65	cables adherentes
redondos φ	12	2	6.65	interior, encima de los tubos en la junta
redondos φ	8	10	6.65	mallla exterior
redondos φ	12	4	6.65	mallla exterior en las juntas
redondos φ	8	11	6.65	mallla interior

Armado horizontal

Malla exterior

Desde el nivel	Al nivel	As (cm ² /m)	φ (mm)	min. c/c	c/c	As (cm ² /m)	L (m)	pcs
0	2	5.90	10	133	120	6.54	2.4	18
2	4	4.77	10	165	150	5.24	2.4	14
4	6.75	2.73	10	288	200	3.93	2.4	15
		0.00		0		0.00	2.4	0
		0.00		0		0.00	2.4	0

Malla interior

Desde el nivel	Al nivel	As (cm ² /m)	φ (mm)	min. c/c	c/c	As (cm ² /m)	L (m)	pcs
0	1	0.38	8	1309	200	2.51	2.4	6
1	4	-6.65	8	-76	200	2.51	2.4	16
4	6.75	-5.42	8	-93	200	2.51	2.4	15
		0.00		0		0.00	2.4	0
		0.00		0		0.00	2.4	0

Panel de tesado

Armado vertical (tipo) (según "Análisis de secciones de panel")

Unidades	φ (mm)	pcs	longitud (m)	
strands φ	13	18	6.65	cables no adherentes
rebars φ	12	8	6.65	exterior del resalte
rebars φ	12	2	6.65	interior, encima de los tubos en la junta
rebars φ	8	4	6.65	mallla exterior
rebars φ	16	6	6.65	mallla exterior en las juntas
rebars φ	12	11	6.65	mallla interior

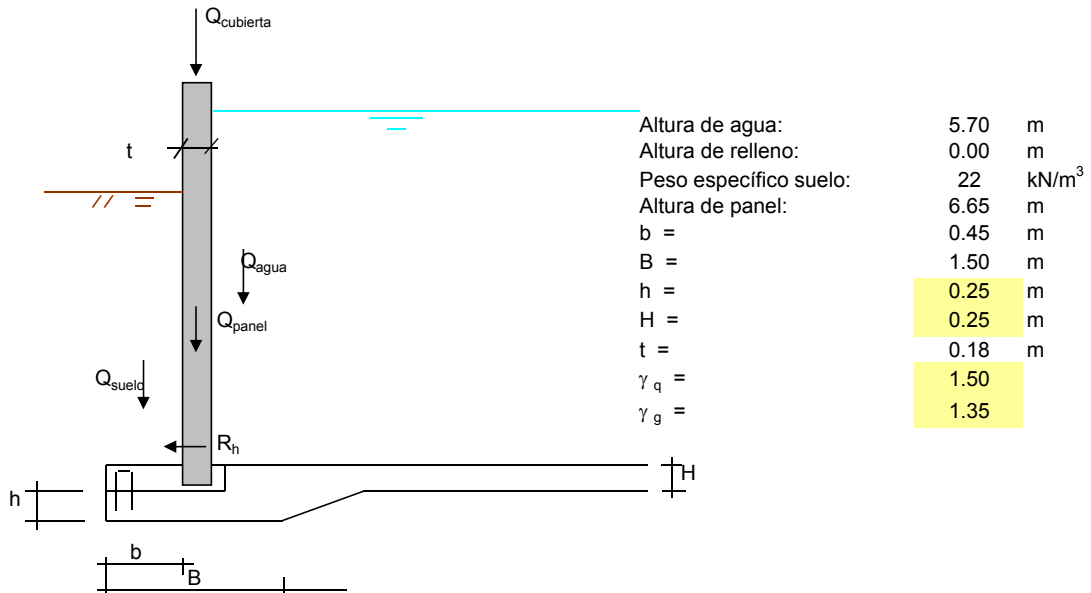
Armado horizontal

Igual que para el panel normal

Estribos en resalte (tipo): 2 · φ 10 c/c = c/c tubo o mínimo cada 300 mm

Armado en la losa de cimentación

Proyecto: 67 sc10 6.50
 Local: Colmenar Viejo
 Cliente: INCIVE
 Projectista: JR - AG
 Fecha: 10/11/2017



$Q_{cubierta} =$	31.3	kN/m	(tomado del cálculo de las cubiertas - V1d / 2,4 do ELU)
$Q_{agua} =$	65.4	kN/m	
$Q_{pared} =$	42.6	kN/m	
$Q_{suelo} =$	0.0	kN/m	
$R_h =$	9.1	kN/m	(tomado del modelo de cálculo - Máx. V = Vertical Ribs Shear)

Presión en el suelo bajo zapata perimetral =	110.9	kN/m ² =	0.111	Mpa =	1.1	Kgf/cm ²
Presión en el suelo bajo losa central =	94.5	kN/m ² =	0.095	Mpa =	0.9	Kgf/cm ²

Armados

Materiales:

Hormigón en solera:	HA-30/S/13/IV	con $f_{cd} =$	20	MPa	$\gamma_c =$	1.5
Armadura pasiva	AP-500-S	con $f_{yd} =$	435	MPa	$\gamma_s =$	1.15

Ambiente EHE-08:	Recubrimiento mín.	Recubrim. adoptado
	Arm. Pasivas	Arm. Pasivas
Interior: IV	35	45
Exterior: IV	35	45

Con capa de hormigón de limpieza

(cálculo a flexión)

Armadura transversal inferior en la zapata perimetral

Canto $h =$	0.250	m	$d' =$	0.051	m	Canto útil $d =$	0.199	m
$f_{ck} =$	30	MPa	$\gamma_c =$	1.5	$f_{cd} =$	20.00	MPa	
$f_{yk} =$	500	MPa	$\gamma_s =$	1.15	$f_{yd} =$	435	MPa	
Para ϕ	12	a	150	mm	$A_s =$	754	mm ² /m	

$$M_{tr} = (\sigma_{viga} - q_{suelo}) (b + 0.15 \cdot t)^2 / 2 = 38.30 \text{ kNm/m}$$

Se considera el momento flector en la sección S_1 definida en EHE 58.4.2.1.1

$m =$	0.0484
$\omega =$	0.0496
$A_{s1, tr} =$	454 mm ² /m

< A_s

Armadura transversal superior de la zapata perimetral

$$A_{s2, tr} = R_t / f_{st} = 31 \text{ mm}^2/\text{m} < A_s$$

Cuantía mecánica mínima para una pieza de sección rectangular en flexión según EHE, Art 42.3.2

$$A_s \geq 0.04 A_c (f_{cd} / f_{yd}) = 460 \text{ mm}^2/\text{m} < A_s$$

Cuantía geométrica mínima según EHE: Para losa: 0.002

$$A_{s(2 \text{ caras})} = 500 \text{ mm}^2/\text{m en las dos caras}$$

$$A_{s(1 \text{ cara})} = 250 \text{ mm}^2/\text{m y cara} < A_s$$

Cálculo a cortante

Canto h =	0.250	m	d' =	0.051	m	Canto útil d =	0.199	m
f _{ck} =	30	MPa	γ _c =	1.5		f _{cd} =	20.00	MPa
f _{yk} =	500	MPa	γ _s =	1.15		f _{yd} =	435	MPa
Para φ	12		a	150	mm	As =	754	mm ² /m

$$\text{Esfuerzo Cortante Actuante} = V_{Sd} = (\sigma_{viga} - q_{suelo}) (b \cdot d) = 27.84 \text{ kN/m}$$

Se considera el cortante en la sección S2 definida en EHE 58.4.2.1.2, a un canto útil del panel

Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión ($M_d > M_{fis,d}$) (EHE-08, Art. 44.2.3.2.1.2)

V_{u2} = Esfuerzo Cortante Resistente

$$V_{u2} = [0.18 / \gamma_c \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}] \cdot b_0 \cdot d = 107.38 \text{ kN/m} < V_{su} \text{ Cumple}$$

donde:

$$f_{cv} = f_{ck} \text{ N/mm}^2 \leq 60 \text{ N/mm}^2 = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\xi = (1 + (200/d)^{1/2}) \leq 2.0 = 2.00$$

$$\sigma'_{cd} = 0$$

$$\rho_1 = A_s / (b_0 \cdot d) < 0.02 = 0.0038$$

$$A_s = A_{s1, tr} = \text{armadura longitudinal principal de tracción} = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Control de fisuración por tracción según EHE-08 - artículo nº 49.2.3:

Canto h =	0.25	m	d' =	0.051	m	Canto útil d =	0.20	m
f _{ck} =	30	N/mm ²	γ _c =	1.5		f _{cd} =	20	N/mm ²
f _{yk} =	500	N/mm ²	γ _y =	1.15		f _{yd} =	435	N/mm ²
Para φ	12		a	150	mm	As =	754	mm ² /m

$$M_{desmayorado} = 25.54 \text{ kN.m/m} = 25536309 \text{ N.mm/m}$$

$w_k < w_{max}$ donde:

w_k - Abertura característica de fisura

w_{max} - Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2 =

$$w_{max} = 0.2 \text{ mm} \text{ (hormigón armado, clase de exposición - IV)}$$

Cálculo da Abertura característica de fisura = w_k

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_{sm} = 0.2 \text{ O.K.} \text{ donde:}$$

$$\beta = 1.7$$

$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1(\phi A_{c,eficaz}) / A_s = 219 \text{ mm}$$

$$c = 45 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0.25$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$A_{c,eficaz} = 62500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 753.98 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} = \max \text{ value } ((\sigma_s(1 - k_2(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)/E_s), (0.4\sigma_s/E)) = 0.000425$$

$$W_c = 10416667 \text{ mm}^2$$

$$k_2 = 0.5$$

$$\sigma_s = M / (0.8 \cdot d \cdot A_s) = 213 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 199 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sr} = M_{fis} / (0.8dA_s) = 251 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{fis} = f_{ct,m} \cdot W_{c,ins} = 30171543 \text{ N.mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30(f_{ck})^{2/3} = 2.90 \text{ N/mm}^2$$

Armadura longitudinal inferior en la zapata perimetral

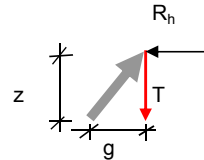
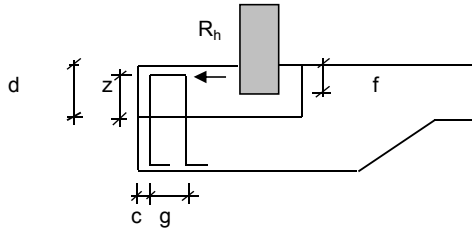
Normalmente no menos de $\phi 12 // 0.15$ dentro de los estribos de la cara exterior de la viga perimetral

Estribos nen el zuncho perimetral exterior (tipo)

$f_{ck} =$	30	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.5	$f_{cd} =$	20	N/mm ²
$f_{yk} =$	500	N/mm ²	$\gamma_y =$	1.15	$f_{yd} =$	435	N/mm ²
Para ϕ	8	a	150	mm	$A_s =$	335	mm ² /m

$$R_{hd} = R_h \cdot \gamma_q = 13.65 \text{ kN/m}$$

Se considera aplicada en la cota de la rama superior del estribo



Rebaje perimetral	d =	0.25	m
Recubrimiento	c =	0.045	m
$z = d - c - \phi/2 =$		0.201	m
Ancho estribos	g =	0.15	m
$T_d = R_{hd} \cdot z/g =$		18	kN/m
$A_{s \text{ estribos}} = T_d/f_{yd} =$		42	mm ² /m

< A_s estribos

Armaduras longitudinales en el zuncho perimetral (tipo)

Normalmente no menos de 2 $\phi 12$ atando los estribos

Armadura en solera (malla superior = malla inferior) - Criterio del control de fisuración

Se considera necesaria una cuantía tal capaz de tomar el esfuerzo resistido por un área tributaria de hormigón igual al diámetro de la armadura más dos recubrimientos, en el momento de alcanzar la resistencia media a tracción.

Canto H =	0.25	m	d' =	0.051	m	Canto útil d =	0.20	m
$f_{ck} =$	30	N/mm ²						
$f_{yk} =$	500	N/mm ²						
Para ϕ	12	a	150	mm	$A_s =$	754	mm ² /m	

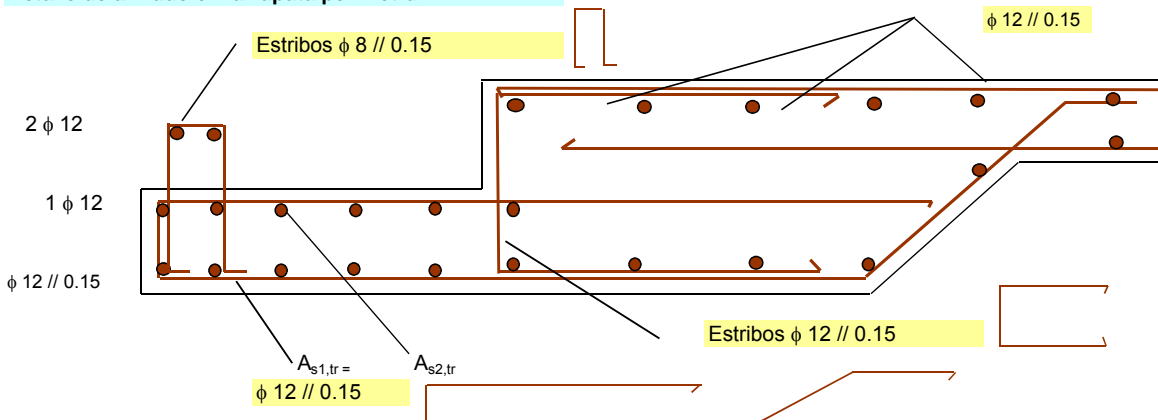
$$A_s > f_{ct,m} / f_{yk} \cdot A_{c,ef} \quad (\text{armado necesario para controlar la fisuración})$$

$$f_{ct,m} = 0.30(f_{ck}^{2/3}) = 2.90 \text{ MPa}$$

$$A_{c,ef} = 1000 \cdot (2 \cdot \text{recubrimiento} + \phi) = 102000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

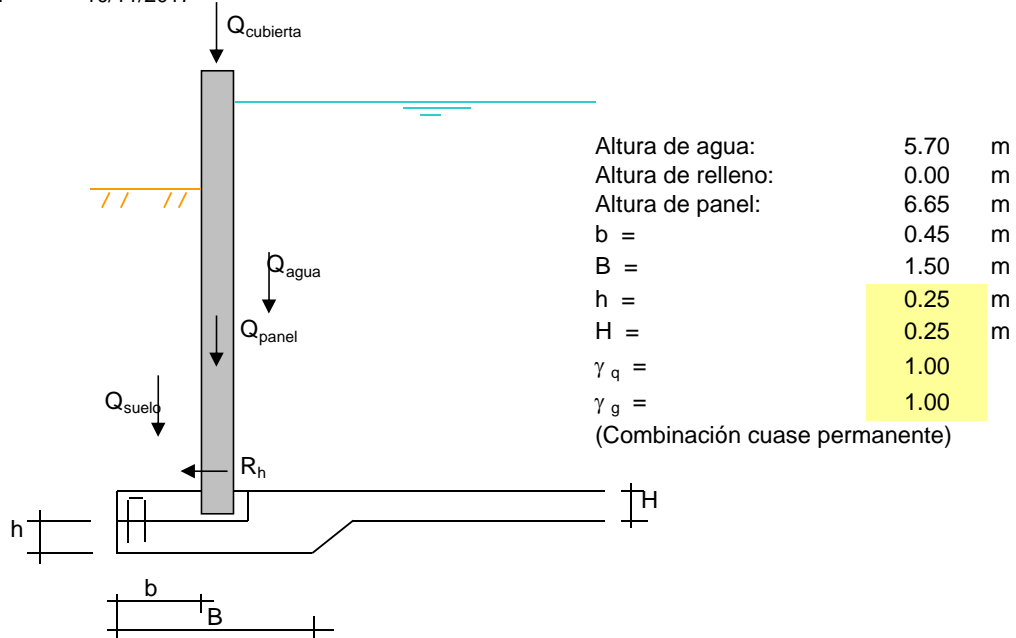
$$A_s > 591 \text{ mm}^2/\text{m} \quad < A_s$$

Detalle de armado en la zapata perimetral



Presión en el suelo en la losa de cimentación

Proyecto: 67 sc10 6.50
 Local: Colmenar Viejo
 Cliente: INCIVE
 Projectista: JR - AG
 Fecha: 10/11/2017



$Q_{cubierta} = 12.5 \text{ kN/m}$ (tomado del cálculo de las cubiertas - V1d / 2,4 do ELS)
 $Q_{agua} = 48.45 \text{ kN/m}$
 $Q_{pared} = 31.6 \text{ kN/m}$
 $Q_{suelo} = 0.0 \text{ kN/m}$

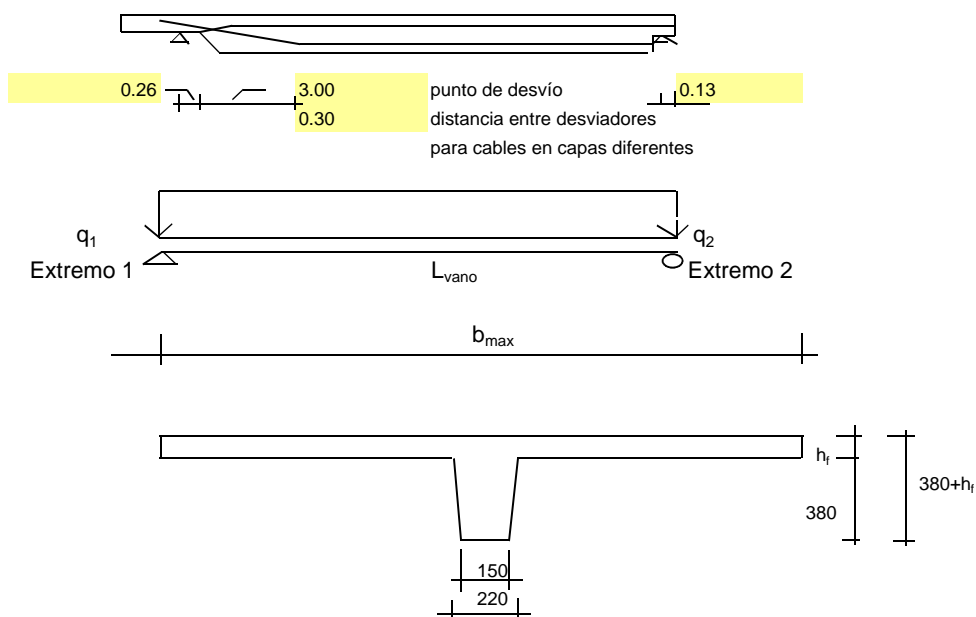
Presión en el suelo bajo zapata perimetral = $73.7 \text{ kN/m}^2 = 0.074 \text{ Mpa} = 0.74 \text{ Kg/cm}^2$
 Presión en el suelo bajo losa central = $63.0 \text{ kN/m}^2 = 0.063 \text{ Mpa} = 0.63 \text{ Kg/cm}^2$

Viga en "T" pretensada para el elemento de cubierta

Cálculo

Proyecto: Colmenar Viejo - Madrid
 Fecha: 10/11/2017
 Projectista: Joao Romba - Aquilino García

Nº de cubiertas = 50 Anillo Exterior
 Ancho máximo b_{max} = 2.422 m
 Ancho mínimo b_{min} = 1.086 m
 Longitud $L <$ 10.621 m
 Longitud Vano L_{vano} = 10.37 m
 $b_{L/2}$ = 1.754 m
 Espesor del ala h_f = 0.09 m
 Espesor de la placa en el apoyo 1 h_s = 0.19 m



Cables de pretensado

	pcs	$A_{p,i}$ (mm ²)	$c_{p,i}$ (mm)	c_p (m)
Cables ϕ 13 en capa 1	2	200	50	0.050
Cables ϕ 13 en capa 2	0	0	100	
Cables ϕ 13 en capa 3	0	0	150	
Cables ϕ 13 en capa 4	0	0	200	

Redondos adicionales

	pcs	A_s (mm ²)	c_s (mm)
$E_{ps} / E_c =$ 5.7	2 ϕ 12	226	40

Valores de la sección para $b =$ 1.754 m

$A_c =$	0.2282	m ²	$A_{id} =$	0.2291	m ²
$c_g =$	0.356	m	$c_{id} =$	0.355	m
$I_c =$	0.003362	m ⁴	$I_{id} =$	0.0034494	m ⁴
$W_{c, inferior} =$	0.009435	m ³	$W_{id, inferior} =$	0.0097159	m ³
$W_{c, superior} =$	0.029561	m ³	$W_{id, superior} =$	0.030002	m ³

Peso propio

$$g_1 = (0,185 * 0,38 + b_{max} * h_f) * 24 = 6.92 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = (0,185 * 0,38 + b_{min} * h_f) * 24 = 4.03 \text{ kN/m}$$

$$G = (g_1 + g_2) / 2 * L = 61.6 \text{ kN} = 6.16 \text{ tonnes}$$

$$M_g < g_2 * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (g_1 - g_2) * L_{vano}^2 = 74.1 \text{ kNm}$$

En los puntos de elevación usar 2 piezas con capacidad para: 6.2 tonnes

Perno: Halfen Frimeda TPA-FA 10 ton.

Carga permanente sobre cubiertaCarga permanente. $p_{perm} =$ 0.00 kN/m² $p_{p1,k} = b_{max} * p_{perm} =$ 0.00 kN/m $p_{p2,k} = b_{min} * p_{perm} =$ 0.00 kN/m**Carga variable sobre cubierta**Carga variable $p_{var} =$ 2.0 kN/m² $p_{v1,k} = b_{max} * p_{var} =$ 4.84 kN/m $p_{v2,k} = b_{min} * p_{var} =$ 2.17 kN/m**Cargas concentradas** $P =$ 0 kN**Coefficiente parcial de seguridad para ELU** $\gamma_{G,ELU} =$ 1.35 $\gamma_{Q,ELU} =$ 1.50 $q_{1,d} = \gamma_{G,ELU} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELU} * p_{v1,k} =$ 16.61 kN/m $q_{2,d} = \gamma_{G,ELU} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELU} * p_{v2,k} =$ 8.70 kN/m $V_{1,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 3 =$ 72.5 kN**Nota:** Usar este valor en el cálculo de la solera del depósito. $V_{2,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 6 =$ 58.8 kN $M_{d,max} < q_{2,d} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano}^2 =$ 171.4 kNm**Coefficiente parcial de seguridad para ELS** $\gamma_{G,ELS} =$ 1.00 $\gamma_{Q,ELS} =$ 0.00 $q_{1,d} = \gamma_{G,ELS} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v1,k} =$ 6.92 kN/m $q_{2,d} = \gamma_{G,ELS} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v2,k} =$ 4.03 kN/m $V_{1,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 3 =$ 30.9 kN**Nota:** Usar este valor en el cálculo de solera en hoja de cálculo de paneles. $V_{2,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 6 =$ 25.9 kN**Reacciones en ELU y durante el montaje:**

Reacciones en el montaje que producen momento máximo en pilares cuando está puesta la mitad de la cubierta

Nota: Colocar la carga ELU permanente y variable a cero y tomar valor V1d e de V2d (celda 65) $R1 =$ 41.7 KN $R2 =$ 35 KN**Coefficiente parcial de seguridad para ELS** $\gamma_{G,ELS} =$ 1.00 $\gamma_{Q,ELS} =$ 1.00 $q_{1,k} = \gamma_{G,ELS} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v1,k} =$ 11.76 kN/m $q_{2,k} = \gamma_{G,ELS} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v2,k} =$ 6.20 kN/m $M_{k,max} < q_{2,k} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,k} - q_{2,k}) * L_{vano}^2 =$ 121.7 kNm $M_{q-p,max} < q_{2,q-p} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,q-p} - q_{2,q-p}) * L_{vano}^2 =$ 74.1 kNm**Estado límite de servicio.**

Se comprueban las tensiones con los cables anteriores

 $P_0 =$ 130 kN/cable $A_s =$ 100 mm²/cablePérdidas diferidas $\Delta\sigma_{p, c+s+r} =$ 228 MPa $P_{oo} =$ 107.2 kN/cable $\Sigma P_{oo} =$ 214.4 kN $e_p =$ 0.305 m**Tensiones en la mitad del vano debidas al pretensado después de pérdidas diferidas** $\sigma_{c, superior, oo} =$ 1.24 MPa $\sigma_{c, inferior, oo} =$ -7.67 MPaTensiones a medio vano debidas a $M_k =$ 121.7 kNm $\sigma_{c, superior} =$ -4.12 MPa $\sigma_{c, inferior} =$ 12.90 MPa

Tensiones debidas por el pretensado y la carga característica

 $\sigma_{c, superior} =$ -2.87 MPa

$$\sigma_{c, inferior} = 5.23 \text{ MPa}$$

Tensiones debidas al pretensado y a la carga permanente (carga cuasi-permanente)

$$\sigma_{c, superior} = -1.23 \text{ MPa}$$

No se debe de sobrepasar la descompresión en la fibra inferior

$$\sigma_{c, inferior} = -0.04 \text{ MPa}$$

según EN 1992-1-1, tabla 7.1N, la tracción aparece en color rojo

Tensiones a distancia "a" del apoyo 1 =

$$2.5 \text{ m}$$

$$M_{k,a} = 40.5 \text{ kNm}$$

Valores de la sección a la distancia "a" del apoyo 1

$$\text{Ancho } b = 1.75 \text{ m}$$

$$A_c = 0.2282 \text{ m}^2$$

$$A_{id} = 0.2291 \text{ m}^2$$

$$c_g = 0.356 \text{ m}$$

$$c_{id} = 0.355 \text{ m}$$

$$I_c = 0.003362 \text{ m}^4$$

$$I_{id} = 0.0034494 \text{ m}^4$$

$$W_{c, inferior} = 0.009435 \text{ m}^3$$

$$W_{id, inferior} = 0.0097159 \text{ m}^3$$

$$W_{c, superior} = 0.029561 \text{ m}^3$$

$$W_{id, superior} = 0.030002 \text{ m}^3$$

$$e_p = 0.234 \text{ m}$$

Tensiones debidas al pretensado después de pérdidas diferidas

$$\sigma_{c, superior, oo} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, inferior, oo} = -6.10 \text{ MPa}$$

Tensiones debidas al pretensado y a la carga permanente (carga cuasi-permanente)

$$\sigma_{c, superior} = -0.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, inferior} = -1.94 \text{ MPa}$$

No se debe sobrepasar la Descompresión al nivel de los cables según EN 1992-1-1, tabla 7.1N,

Clase de exposición: XC2 Clase estructural S4.

w_{max} para la combinación frecuente 0.2 mm (tabla 7.1N)

Descompresión para la combinación cuasi-permanente

Min recubrimiento para los estribos = 25 + 5 = 30 mm. Tabla 4.4N y nota 4.3N

Min recubrimiento para los cables = 35 + 5 = 40 mm.

Estado límite Último

$$b = 1.369 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.50 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ por mil}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$$

$$\sigma_0 = 1300 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{oo} = 1072 \text{ MPa}$$

$$E_{sk} = 195000 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.02 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{uk} = 0.022 \text{ (NDP)}$$

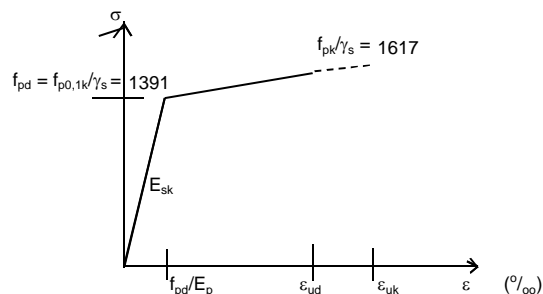
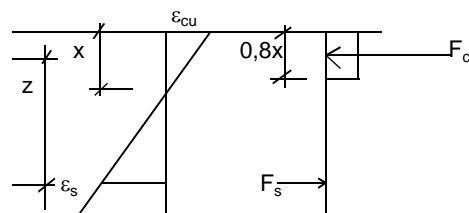
$$F_c = f_{ck} / \gamma_c A_c$$

$$F_s = \sigma_s / \gamma_s A_s$$

$$\text{Se asume } x = 12.63 \text{ mm}$$

$$c_{Ac} = 5.053311808 \text{ mm}$$

$$F_c = 415 \text{ kN}$$



Curva tensión-deformación para cable, fig3.10

Capa n°	$\epsilon_i = \epsilon_{p00} + \epsilon_{si}$	$\sigma_{si} \text{ (MPa)}$	$F_{si} \text{ (kN)}$	$z_i \text{ (mm)}$	$F_{si} z_i \text{ (kNm)}$
1	0.11836	1584	317	415	131.5
2	0.10450	1584	0	365	0.0
3	0.09065	1584	0	315	0.0

4	0.07680	1584	0	265	0.0
redondos	0.11563	435	98	425	41.8
			415		173.2

$\Sigma F_{si} =$ **415** kN. Comprobar que $\Sigma F_{si} = F_c$. Si no alterar el valor de x.

$$M_{ELU} = \Sigma F_{si} \cdot z_i = \mathbf{173.2} \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 171.4 \text{ kNm}$$

Capacidad última a momento a una distancia "a" del apoyo 1

a =	2.5	m
$M_{d,a} =$	129.2	kNm
Con b =	1.75	m
Se supone x	13.60	mm
$c_{Ac} =$	5.44	mm
$F_c =$	573	kN

Capa nº.	$\varepsilon_i = \varepsilon_{p00} + \varepsilon_{si}$	σ_{si} (MPa)	F_{si} (kN)	z_i (mm)	$F_{si} z_i$ (kNm)
1	0.09870	1584	317	344	109.0
2	0.08485	1584	0	294	0.0
3	0.07100	1584	0	244	0.0
4	0.05715	1584	0	194	0.0
Redondos	0.10716	435	98	425	41.7
			415		150.7

$\Sigma F_{si} =$ **415** kN. Comprobar que $\Sigma F_{si} = F_c$. Si no dar un nuevo valor a x.

$$M_{ELU} = \Sigma F_{si} \cdot z_i = \mathbf{150.7} \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 129.2 \text{ kNm}$$

Capacidad a cortante de la sección de hormigón en el extremo 1

Ancho b en el extremo 1 =	2.422	m
$A_c =$	0.2883	m ²
$c_g =$	0.382	m
$I_c =$	0.003994	m ⁴
$W_{c, inferior} =$	0.010458	m ³
$W_{c, superior} =$	0.045369	m ³

$$V_{Rd,c} = (0.18/\gamma_c k(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15\sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2a)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.69$$

$$b_w = (0.15 + 0.22)/2 = 0.185 \text{ m}$$

$$d = 0.425 \text{ m}$$

$$\rho_1 = A_s / b_w d < 0.02 = 0.0054$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{54.92} \text{ kN} \quad V_{Ed} = 72.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c, min} = (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2b)$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.51$$

$$V_{Rd,c, min} = \mathbf{49.21} \text{ kN}$$

Si ambos $V_{Rd,c}$ y $V_{Rd,c, min}$ aparecen en rojo entonces es necesario armado de cortante, de lo contrario no

Armado de cortante

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

$$V_{td} = P_{oo} \sin \alpha = 19.9 \text{ kN}$$

$$\alpha \text{ es el ángulo de elevación de cables en extremo 1} = \arctan \left(\frac{\mathbf{280}}{\mathbf{3000}} \right) = 0.0931$$

$$V_{Rd,s} + V_{td} > V_{Ed} = 72.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} > V_{Ed} - V_{td} = 52.5 \text{ kN}$$

$$f_{ywk} = \mathbf{500} \text{ MPa}$$

$$1 < \cot \theta < 2.5 \quad \cot \theta = \mathbf{2.00}$$

$$V_{Rd, max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 423 \text{ kN} \quad (6.9)$$

$$\alpha_{cw} = 1.01 \quad (6.11)$$

$$v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.492 \quad (6.6N)$$

$A_{sw} / s = 0.000157808 \text{ m}^2 / \text{m}$ Estribos ϕ 6 at c/c 0.36 m
 Armado de cortante necesario en una longitud de 1.06 m

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30 m com 2m

Capacidad a cortante de la sección de hormigón en el extremo 2

Ancho b en el extremo 2 = 1.086 m

$A_c = 0.1680 \text{ m}^2$

$c_g = 0.340 \text{ m}$

$I_c = 0.003218 \text{ m}^4$

$W_{c, inferior} = 0.009454 \text{ m}^3$

$W_{c, superior} = 0.024838 \text{ m}^3$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} = 6.00 \text{ MPa}$

$V_{Rd, c} = 116.96 \text{ kN}$ $V_{Ed} = 58.8 \text{ kN}$

Si $V_{Rd, c}$ aparece en rojo, se necesita armado de cortante, si no, no

Si es necesaria armadura de cortante entonces

$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta > V_{Ed} = 58.8 \text{ kN}$

$A_{sw} / s = 0.000176623 \text{ m}^2 / \text{m}$ Estribos ϕ 6 at c/c 0.32 m

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30

Cortante máximo permitido

$V_{Ed} < 0,5 b_w d v f_{cd} = 581 \text{ kN}$

Armado mínimo de cortante:

$\rho_w = A_{sw} / s b_w \sin \alpha$ (9.4)

$\rho_{w, min} = 0,08 (f_{ck})^{1/2} / f_{yk} = 0.0010733$ (9.5N)

$(A_{sw} / s)_{min} = \rho_{w, min} b_w \sin \alpha = 0.0001986 \text{ m}^2 / \text{m}$

$s_{l, max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 319 \text{ mm}$ (9.6N)

El armado mínimo de cortante son estribos con $A_s = 29.8 \text{ mm}^2 \text{ at c/c} = 300 \text{ mm}$

aprox. estribos ϕ 6 c/c 300 mm

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30

Cortante entre alas y alma de la sección T

$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) = 1.92 \text{ MPa}$ (6.20)

$\Delta x = 2.59 \text{ m}$

$h_f = 0.09 \text{ m}$

$\Delta F_d = (M_d - 0) / z = 448 \text{ kN}$

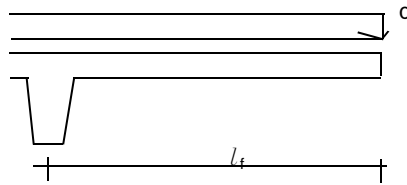
$A_{sf} f_{yd} / s_f > V_{Ed} h_f / \cot \theta_f$

$1 < \cot \theta_f < 2,0$ $\cot \theta_f = 2.00$

$A_{sf} / s_f > 0.000150187 \text{ m}^2 / \text{m}$

$V_{Ed} < v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 14.76 \text{ MPa}$ (6.22)

Flexión transversal



$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma_{G, ULS} \cdot h_f \cdot 24 + \gamma_{Q, ULS} \cdot p = & 2.92 & \text{ kN/m}^2 \\
 l_{f, \max} &= b_{\max} / 2 = & 1.21 & \text{ m} \\
 l_{f, L/2} &= b_{L/2} = & 0.88 & \text{ m} \\
 M_{d, \max} &= & 2.14 & \text{ kNm/m} \\
 m &= M_d / 1,0 d^2 f_{cd} = & 0.0285 & \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = & 0.0289 \\
 A_{s, \max} &= M_d / d(1 - \omega/2) f_{st} = & 0.000100 & \text{ m}^2/\text{m} \\
 M_{d, L/2} &= & 1.12 & \text{ kNm/m} \\
 m &= M_d / 1,0 d^2 f_{cd} = & 0.0150 & \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = & 0.0151 \\
 A_{s, L/2} &= M_d / d(1 - \omega/2) f_{st} = & 0.000052 & \text{ m}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Combinación de cortante y flexión

Armado transversal del ala

$$\begin{aligned}
 A_{s, \max} &> \max(A_{sf}/s_f ; 0,5 A_{sf}/s_f + A_{s, \max}) = & 0.000175 & \text{ m}^2/\text{m} & \text{(desde el extremo 1 hasta centro de vano)} \\
 A_{s, L/2} &> \max(A_{sf}/s_f ; 0,5 A_{sf}/s_f + A_{s, L/2}) = & 0.000150 & \text{ m}^2/\text{m} & \text{(desde centro de vano a extremo 2)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Armado transversal adoptado hasta medio vano (tipo)} = \phi 5 \text{ c } 100 \text{ As} = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$$

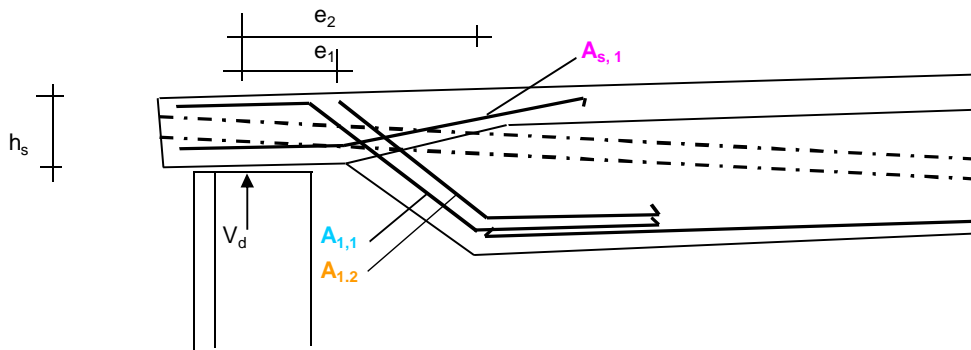
$$\text{Armado transversal adoptado después de medio vano} = \phi 5 \text{ c } 100 \text{ As} = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Armado longitudinal (tipo) con } c/c < 3,5 \text{ } h_f = (20\% \text{ armadura de distribución}) \quad 315 < 450$$

$$\phi 8 \text{ c } 400, \text{ max no.} = 7. \quad \text{As} = 0.000125 \text{ m}^2/\text{m}$$

Apoyos

$$\text{Apoyo 1 con } V_d = 72.5 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned}
 h_s &= 0.19 \text{ m} \\
 A_{1,1} &= V_d / (\sin 45^\circ \cdot f_{st}) = 0.000236 \text{ m}^2 = 2.36 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$A_{1,1}$ es el armado de suspensión para la reacción en apoyo

$$e_2 = (0.185 - 0.05) + 0.05 + 0.38 = 0.565 \text{ m}$$

$$M_2 = V_d \cdot e_2 = 40.9 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 b_{ef} &= 1.20 \text{ m} & d &= 0.38 + h_f - 0.12 = 0.35 \text{ m} \\
 m &= M_2 / b d^2 f_{cd} = 0.0093 & \omega &= 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0093
 \end{aligned}$$

$$A_{1,2} = M_2 / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.0002703 \text{ m}^2 = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{1,1} + A_{1,2} &= 5.06 \text{ cm}^2 & \text{1 estribo } \phi & 16 \text{ .+ 1 estribo } \phi & 16 \\
 & & \text{(As} &= 8.04 \text{ cm}^2 \text{)}
 \end{aligned}$$

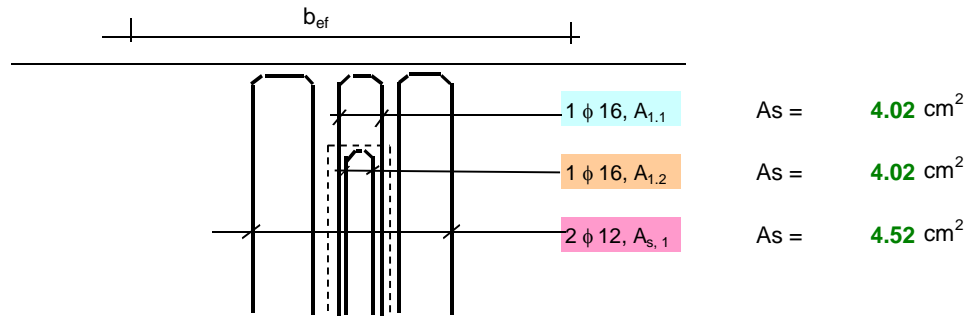
$$e_1 = (0,185 - 0,05) + 0,05 + 0,05 = 0,235 \text{ m}$$

$$M_1 = V_d \cdot e_1 = 17.03 \text{ kNm}$$

$$b_{ef} = 1.20 \text{ m} \quad d = h_1 - 0,04 = 0.15 \text{ m}$$

$$m = M_1 / b d^2 f_{cd} = 0.0210 \quad \omega = 1 - (1 - 2 m)^{1/2} = 0.0212$$

$$A_{s,1} = M_1 / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.0002639 \text{ m}^2 = 2.64 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ estribos } \phi 12$$



Nota: El número de ramas de los estribos está considerado en las fórmulas
 Nota: considerar mínimo $\phi 12$

Cortante en el apoyo del ala

Capacidad a cortante del hormigón (EN 1992-1-1:2004)

$$V_{Rd,c} = (0,18/\gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c, \min} = (v_{\min} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 = 2$$

$$\rho_1 = A_{s,1} / b_w d < 0,02 = 0.0015$$

$$\sigma_{cp} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 86.4 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 72.5 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.6641 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c, \min} = 119.5 \text{ kN}$$

Si ambos $V_{Rd,c}$ and $V_{Rd,c, \min}$ aparecen en rojo, es necesario armado de cortante, si no, no

Si es necesario armado de cortante aquí, se recomienda aumentar el canto h con 30 mm como primera opción

Cortante máximo permitido

$$V_{Ed} < 0,5 b_w d v f_{cd} = 1328.4 \text{ kN}$$

Si es necesaria armadura de cortante, entonces

Se elige armado de cortante inclinado con $\alpha = 45^\circ$ y $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$A_{sw}/s = V_{Rd,s} / z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 0.0008729 \text{ m}^2/\text{m} = 8.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

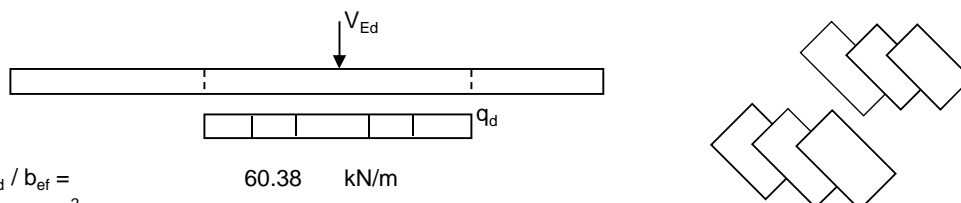
$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) = 2391 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

Armado adoptado (si es necesario)= 6 estribo $\phi 12$ (en este caso no es necesario)

Apunte: Esto es un armado extra adjacente con 6 estribos - dividir por el número de ramos (12)

Confirmar la distribución de carga transversal sobre $b_{ef} = 1.20 \text{ m}$



$$q_{d, tr} = V_{Ed} / b_{ef} = 60.38 \text{ kN/m}$$

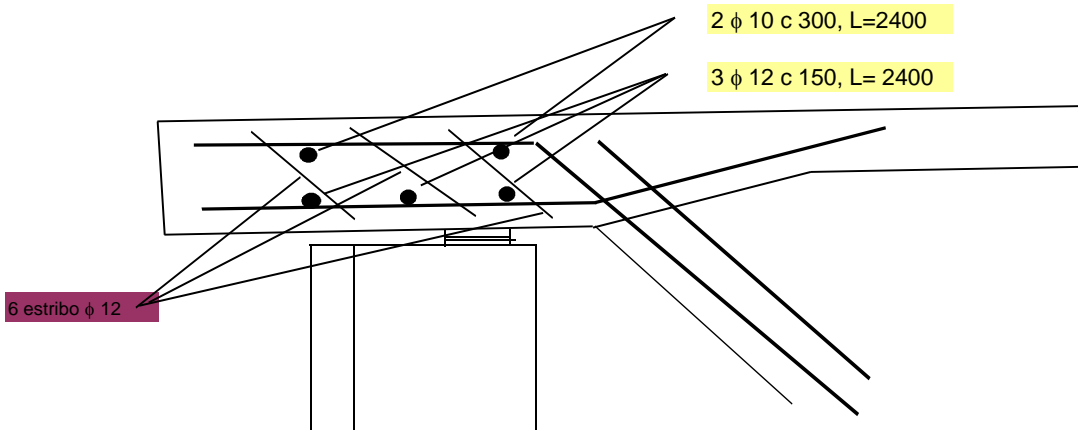
$$M_{d, tr} = q_d (b_{ef}/2)^2/2 = 10.87 \text{ kNm}$$

$$b = 0.5 \text{ m}, d = h_1 - 0,05 = 0.14 \text{ m}$$

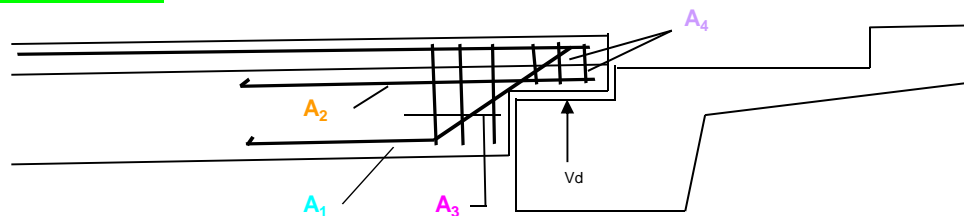
$$m = M_{d, tr} / b d^2 f_{cd} = 0.0370 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0377$$

$$A_{s, tr} = M_{d, tr} / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.000182 \text{ m}^2 = 1.82 \text{ cm}^2$$

Armado a poner (tipo): $2 \phi 10 + 3 \phi 12$ $As = 4.97 \text{ cm}^2$



Apoyo 2 con $V_d = 58.8 \text{ kN}$



$$A_1 = V_d / (\sin(45^\circ) \cdot f_{st}) = 0.000191 \text{ m}^2 = 1.91 \text{ cm}^2$$

Armatura a colocar: 1 estribo $\phi 12$ $As = 2.26 \text{ cm}^2$

$$M_2 = V_d \cdot 0.25 = 14.7 \text{ kNm}$$

$$b = 0.25 \text{ m}, d = 0.24 - 0.04 = 0.20 \text{ m}$$

$$m = M_2 / b d^2 f_{cd} = 0.0490$$

$$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0503$$

$$A_2 = M_2 / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.000173 \text{ m}^2 = 1.73 \text{ cm}^2$$

Armatura a colocar: 1 estribo $\phi 12$ $As = 2.26 \text{ cm}^2$

Nota: En las armaduras arriba indicadas considerar como mínimo $\phi 12$

$A_3 = 3$ estribos $\phi 10$ c 100
Armatura (tipo)



Apunte: En los casos con solo 1 pilar con capitel no se emplea reducción de sección en el apoyo, simplemente se doblan hacia arriba en el extremo las barras del armado inferior

Capacidad a cortante de la sección reducida

$$b_w = 0.21 \text{ m}, d = 0.20 \text{ m}$$

$$V_{Rd, c} = (0.18/\gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd, c, min} = (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 = 2$$

$$\rho_1 = A_2 / b_w d = 0.0041$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd, c} = 0.0267 \text{ MN} = 26.7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 58.8 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.664 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd, c, min} = 27.9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < 0.5 b_w d v f_{cd} = 310 \text{ kN}$$

Si $V_{Rd, c}$ aparece en rojo, se necesita armado de cortante y se eligen estribos verticales con $\cot \theta = 1$ 1.0

$$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{yd} \cot \theta$$

$$A_4 = A_{sw} / s = 0.000751186 \text{ m}^2/\text{m} = 7.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd, max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 279 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.492$$

Armadura a colocar: 3 estribo ϕ 16 As = 12.06 cm²

Flechas

1. Flecha instantánea durante el almacenaje

1.1 Debido al pretensado

$$\delta = -P_0 e_P L^2 / 8 E_{ck} I_c = -0.009 \text{ m} = -9 \text{ mm}$$

$$P_0 = 260 \text{ kN}$$

$$e_P = 0.305 \text{ m}$$

$$L = 10.37 \text{ m}$$

$$E_{ck} = 35000 \text{ MPa}$$

$$I_c = 0.003362 \text{ m}^4$$

1.2 Debido al peso propio

$$\delta = 5 g_2 L^4 / 384 E_{ck} I_c + 0.0065 (g_1 - g_2) L^4 / E_{ck} I_c = 0.007 \text{ m} = 7 \text{ mm}$$

1. Flecha instantánea durante el almacenaje = -2 mm

2. Incremento de la flecha en almacenaje debido a la relajación del hormigón

$$\text{Sea } \varphi_c = 1$$

$$E_c = E_{ck} / (1 + \varphi) = 17500 \text{ MPa}$$

$$P = 0.95 P_0 = 247 \text{ kN}$$

2.1 Debido al pretensado

$$\delta = -P e_P L^2 / 8 E_c I_c = -0.017 \text{ m} = -17 \text{ mm}$$

2.2 Debido al peso propio

$$\delta = 5 g_2 L^4 / 384 E_c I_c + 0.0065 (g_1 - g_2) L^4 / E_c I_c = 0.014 \text{ m} = 14 \text{ mm}$$

2. Flecha incrementada en el almacenaje debido a la relajación del hormigón = -3 mm

3. Flecha instantánea debida a la carga soportada

$$\delta = 5 p_2 L^4 / 384 E_{ck} I_c + 0.0065 (p_1 - p_2) L^4 / E_{ck} I_c = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$$

4. Flecha diferida debida al pretensado, peso propio y carga impuesta

$$\text{Sea } \varphi_{c, \infty} = 2$$

$$E_c = E_{ck} / (1 + \varphi) = 11667 \text{ MPa}$$

$$P_{\infty} = 214.4 \text{ kN}$$

$$\delta = -P_{\infty} e_P L^2 / 8 E_c I_c + 5 (g_2 + p_2) L^4 / 384 E_c I_c + 0.0065 ((g_1 + p_1) - (g_2 + p_2)) L^4 / E_c I_c =$$

$$= -0.001 \text{ m} = -1 \text{ mm}$$

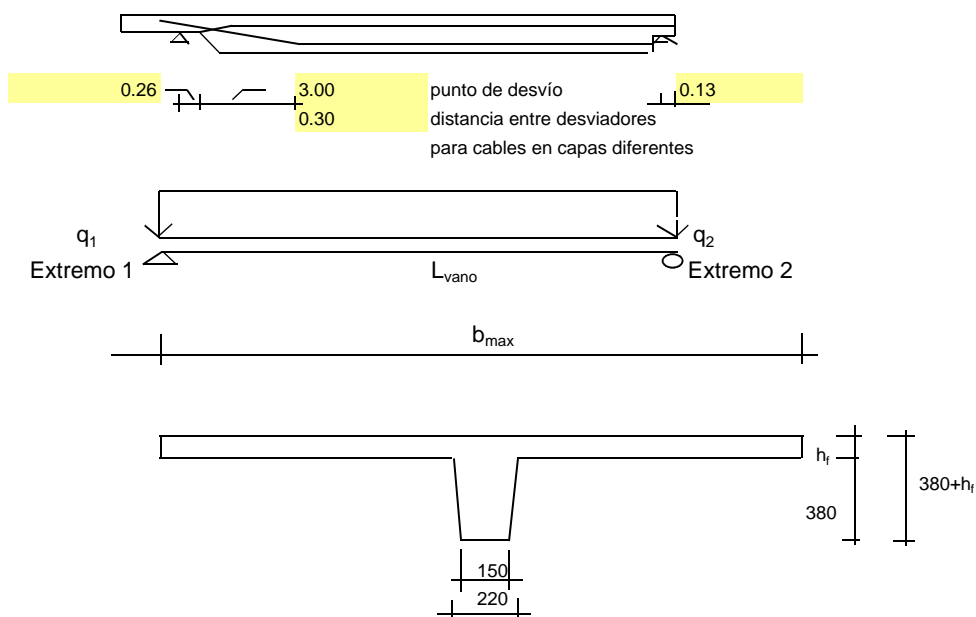
$$\delta / L = -0.0001 \quad ' = 1 / -7428$$

Viga en "T" pretensada para el elemento de cubierta

Cálculo

Proyecto: Colmenar Viejo - Madrid
 Fecha: 07/11/2017
 Projectista: Joao Romba - Aquilino García

Nº de cubiertas = 22 Anillo Interior
 Ancho máximo b_{\max} = 2.452 m
 Ancho mínimo b_{\min} = 0.632 m
 Longitud L < 6.330 m
 Longitud Vano L_{vano} = 6.08 m
 $b_{L/2}$ = 1.542 m
 Espesor del ala h_f = 0.09 m
 Espesor de la placa en el apoyo h_p = 0.19 m



Cables de pretensado

	pcs	$A_{p,i}$ (mm ²)	$c_{p,i}$ (mm)	c_p (m)
Cables ϕ 13 en capa 1	1	100	50	0.050
Cables ϕ 13 en capa 2	0	0	100	
Cables ϕ 13 en capa 3	0	0	150	
Cables ϕ 13 en capa 4	0	0	200	

Redondos adicionales

	pcs	A_s (mm ²)	c_s (mm)
$E_{ps} / E_c = 5.7$	1 ϕ 12	113	40

Valores de la sección para $b = 1.542$ m

$A_c = 0.2091$ m ²	$A_{id} = 0.2096$ m ²
$c_g = 0.350$ m	$c_{id} = 0.349$ m
$I_c = 0.003250$ m ⁴	$I_{id} = 0.0032926$ m ⁴
$W_{c, inferior} = 0.009286$ m ³	$W_{id, inferior} = 0.0094252$ m ³
$W_{c, superior} = 0.027090$ m ³	$W_{id, superior} = 0.0272884$ m ³

Peso propio

$$g_1 = (0,185 * 0,38 + b_{\max} * h_f) * 24 = 6.98 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = (0,185 * 0,38 + b_{\min} * h_f) * 24 = 3.05 \text{ kN/m}$$

$$G = (g_1 + g_2) / 2 * L = 35.2 \text{ kN} = 3.52 \text{ tonnes}$$

$$M_g < g_2 * L_{\text{vano}}^2 / 8 + 0,064 (g_1 - g_2) * L_{\text{vano}}^2 = 23.4 \text{ kNm}$$

En los puntos de elevación usar 2 piezas con capacidad para: 3.5 tonnes

Perno: Halfen Frimeda TPA-FA 10 ton.

Carga permanente sobre cubiertaCarga permanente. $p_{perm} =$ 0.00 kN/m² $p_{p1,k} = b_{max} * p_{perm} =$ 0.00 kN/m $p_{p2,k} = b_{min} * p_{perm} =$ 0.00 kN/m**Carga variable sobre cubierta**Carga variable $p_{var} =$ 2.0 kN/m² $p_{v1,k} = b_{max} * p_{var} =$ 4.90 kN/m $p_{v2,k} = b_{min} * p_{var} =$ 1.26 kN/m**Cargas concentradas** $P =$ 0 kN**Coefficiente parcial de seguridad para ELU** $\gamma_{G,ELU} =$ 1.35 $\gamma_{Q,ELU} =$ 1.50 $q_{1,d} = \gamma_{G,ELU} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELU} * p_{v1,k} =$ 16.78 kN/m $q_{2,d} = \gamma_{G,ELU} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELU} * p_{v2,k} =$ 6.02 kN/m $V_{1,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 3 =$ 40.1 kN**Nota:** Usar este valor en el cálculo de la solera del depósito. $V_{2,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 6 =$ 29.2 kN $M_{d,max} < q_{2,d} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano}^2 =$ 53.3 kNm**Coefficiente parcial de seguridad para ELS** $\gamma_{G,ELS} =$ 1.00 $\gamma_{Q,ELS} =$ 0.00 $q_{1,d} = \gamma_{G,ELS} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v1,k} =$ 6.98 kN/m $q_{2,d} = \gamma_{G,ELS} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v2,k} =$ 3.05 kN/m $V_{1,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 3 =$ 17.2 kN**Nota:** Usar este valor en el cálculo de solera en hoja de cálculo de paneles. $V_{2,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 6 =$ 13.3 kN**Reacciones en ELU y durante el montaje:**

Reacciones en el montaje que producen momento máximo en pilares cuando está puesta la mitad de la cubierta

Nota: Colocar la carga ELU permanente y variable a cero y tomar valor V1d e do V2d (celda 65) $R1 =$ 36.8 KN $R2 =$ 27.2 KN**Coefficiente parcial de seguridad para ELS** $\gamma_{G,ELS} =$ 1.00 $\gamma_{Q,ELS} =$ 1.00 $q_{1,k} = \gamma_{G,ELS} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v1,k} =$ 11.89 kN/m $q_{2,k} = \gamma_{G,ELS} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v2,k} =$ 4.32 kN/m $M_{k,max} < q_{2,k} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,k} - q_{2,k}) * L_{vano}^2 =$ 37.9 kNm $M_{q-p,max} < q_{2,q-p} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,q-p} - q_{2,q-p}) * L_{vano}^2 =$ 23.4 kNm**Estado límite de servicio.**

Se comprueban las tensiones con los cables anteriores

 $P_0 =$ 130 kN/cable $A_s =$ 100 mm²/cablePérdidas diferidas $\Delta\sigma_{p, c+s+r} =$ 228 MPa $P_{oo} =$ 107.2 kN/cable $\Sigma P_{oo} =$ 107.2 kN $e_p =$ 0.299 m**Tensiones en la mitad del vano debidas al pretensado después de pérdidas diferidas** $\sigma_{c, superior, oo} =$ 0.66 MPa $\sigma_{c, inferior, oo} =$ -3.92 MPaTensiones a medio vano debidas a $M_k =$ 37.9 kNm $\sigma_{c, superior} =$ -1.40 MPa $\sigma_{c, inferior} =$ 4.08 MPa

Tensiones debidas por el pretensado y la carga característica

 $\sigma_{c, superior} =$ -0.73 MPa

$$\sigma_{c, inferior} = 0.16 \text{ MPa}$$

Tensiones debidas al pretensado y a la carga permanente (carga cuasi-permanente)

$$\sigma_{c, superior} = -0.19 \text{ MPa}$$

No se debe de sobrepasar la descompresión en la fibra inferior

$$\sigma_{c, inferior} = -1.43 \text{ MPa}$$

según EN 1992-1-1, tabla 7.1N, la tracción aparece en color rojo

Tensiones a distancia "a" del apoyo 1 =

2.5 m

$$M_{k,a} = 6.0 \text{ kNm}$$

Valores de la sección a la distancia "a" del apoyo 1

$$\text{Ancho } b = 1.54 \text{ m}$$

$$A_c = 0.2091 \text{ m}^2$$

$$A_{id} = 0.2096 \text{ m}^2$$

$$c_g = 0.350 \text{ m}$$

$$c_{id} = 0.349 \text{ m}$$

$$I_c = 0.003250 \text{ m}^4$$

$$I_{id} = 0.0032926 \text{ m}^4$$

$$W_{c, inferior} = 0.009286 \text{ m}^3$$

$$W_{id, inferior} = 0.0094252 \text{ m}^3$$

$$W_{c, superior} = 0.027090 \text{ m}^3$$

$$W_{id, superior} = 0.0272884 \text{ m}^3$$

$$e_p = 0.228 \text{ m}$$

Tensiones debidas al pretensado después de pérdidas diferidas

$$\sigma_{c, superior, oo} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, inferior, oo} = -3.11 \text{ MPa}$$

Tensiones debidas al pretensado y a la carga permanente (carga cuasi-permanente)

$$\sigma_{c, superior} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, inferior} = -2.48 \text{ MPa}$$

No se debe sobrepasar la Descompresión al nivel de los cables según EN 1992-1-1, tabla 7.1N,

Clase de exposición: XC2 Clase estructural S4.

w_{max} para la combinación frecuente 0.2 mm (tabla 7.1N)

Descompresión para la combinación cuasi-permanente

Min recubrimiento para los estribos = 25 + 5 = 30 mm. Tabla 4.4N y nota 4.3N

Min recubrimiento para los cables = 35 + 5 = 40 mm.

Estado límite Último

$$b = 1.369 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.50 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ por mil}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$$

$$\sigma_0 = 1300 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{oo} = 1072 \text{ MPa}$$

$$E_{sk} = 195000 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.02 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{uk} = 0.022 \text{ (NDP)}$$

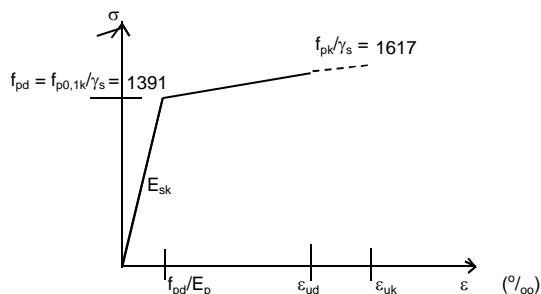
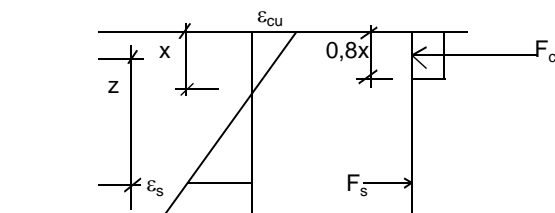
$$F_c = f_{ck} / \gamma_c A_c$$

$$F_s = \sigma_s / \gamma_s A_s$$

$$\text{Se asume } x = 6.32 \text{ mm}$$

$$c_{Ac} = 2.526655904 \text{ mm}$$

$$F_c = 208 \text{ kN}$$



Curva tensión-deformación para cable, fig3.10

Capa n°	$\epsilon_i = \epsilon_{p00} + \epsilon_{si}$	$\sigma_{si} \text{ (MPa)}$	$F_{si} \text{ (kN)}$	$z_i \text{ (mm)}$	$F_{si} z_i \text{ (kNm)}$
1	0.23472	1584	158	417	66.1
2	0.20701	1584	0	367	0.0
3	0.17931	1584	0	317	0.0

4	0.15160	1584	0	267	0.0
redondos	0.23476	435	49	427	21.0
			208		87.1

$\Sigma F_{si} =$ **208** kN. Comprobar que $\Sigma F_{si} = F_c$. Si no alterar el valor de x.

$$M_{ELU} = \Sigma F_{si} \cdot z_i = \mathbf{87.1} \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 53.3 \text{ kNm}$$

Capacidad última a momento a una distancia "a" del apoyo 1

a =	2.5	m
$M_{d,a} =$	47.8	kNm
Con b =	1.54	m
Se supone x	9.90	mm
$c_{Ac} =$	3.96	mm
$F_c =$	366	kN

Capa nº.	$\varepsilon_i = \varepsilon_{p00} + \varepsilon_{si}$	σ_{si} (MPa)	F_{si} (kN)	z_i (mm)	$F_{si} z_i$ (kNm)
1	0.19541	1584	158	347	54.9
2	0.16771	1584	0	297	0.0
3	0.14000	1584	0	247	0.0
4	0.11230	1584	0	197	0.0
Redondos	0.14852	435	49	426	20.9
			208		75.8

$\Sigma F_{si} =$ **208** kN. Comprobar que $\Sigma F_{si} = F_c$. Si no dar un nuevo valor a x.

$$M_{ELU} = \Sigma F_{si} \cdot z_i = \mathbf{75.8} \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 47.8 \text{ kNm}$$

Capacidad a cortante de la sección de hormigón en el extremo 1

Ancho b en el extremo 1 =	2.452	m
$A_c =$	0.2910	m ²
$c_g =$	0.382	m
$I_c =$	0.004005	m ⁴
$W_{c, inferior} =$	0.010471	m ³
$W_{c, superior} =$	0.045772	m ³

$$V_{Rd,c} = (0.18/\gamma_c k(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2a)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.69$$

$$b_w = (0.15 + 0.22)/2 = 0.185 \text{ m}$$

$$d = 0.425 \text{ m}$$

$$\rho_1 = A_s / b_w d < 0.02 = 0.0027$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{40.97} \text{ kN} \quad V_{Ed} = 40.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c, min} = (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2b)$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.51$$

$$V_{Rd,c, min} = \mathbf{44.78} \text{ kN}$$

Si ambos $V_{Rd,c}$ y $V_{Rd,c, min}$ aparecen en rojo entonces es necesario armado de cortante, de lo contrario no

Armado de cortante

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

$$V_{td} = P_{oo} \sin \alpha = 10.0 \text{ kN}$$

$$\alpha \text{ es el ángulo de elevación de cables en extremo 1} = \arctan \left(\frac{\mathbf{280}}{\mathbf{3000}} \right) = 0.0931$$

$$V_{Rd,s} + V_{td} > V_{Ed} = 40.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} > V_{Ed} - V_{td} = 30.1 \text{ kN}$$

$$f_{ywk} = \mathbf{500} \text{ MPa}$$

$$1 < \cot \theta < 2.5 \quad \cot \theta = \mathbf{2.00}$$

$$V_{Rd, max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 420 \text{ kN} \quad (6.9)$$

$$\alpha_{cw} = 1.01 \quad (6.11)$$

$$v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.492 \quad (6.6N)$$

$A_{sw} / s = 9.05817E-05 \text{ m}^2 / \text{m}$ Estribos ϕ 6 at c/c 0.62 m
 Armado de cortante necesario en una longitud de -0.05 m

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30 m com 2m

Capacidad a cortante de la sección de hormigón en el extremo 2

Ancho b en el extremo 2 = 0.632 m

$A_c = 0.1272 \text{ m}^2$

$c_g = 0.308 \text{ m}$

$I_c = 0.002655 \text{ m}^4$

$W_{c, inferior} = 0.008610 \text{ m}^3$

$W_{c, superior} = 0.016436 \text{ m}^3$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} = 6.00 \text{ MPa}$

$V_{Rd, c} = 107.44 \text{ kN}$ $V_{Ed} = 29.2 \text{ kN}$

Si $V_{Rd, c}$ aparece en rojo, se necesita armado de cortante, si no, no

Si es necesaria armadura de cortante entonces

$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta > V_{Ed} = 29.2 \text{ kN}$

$A_{sw} / s = 8.77316E-05 \text{ m}^2 / \text{m}$ Estribos ϕ 6 at c/c 0.64 m

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30

Cortante máximo permitido

$V_{Ed} < 0,5 b_w d v f_{cd} = 581 \text{ kN}$

Armado mínimo de cortante:

$\rho_w = A_{sw} / s b_w \sin \alpha$ (9.4)

$\rho_{w, min} = 0,08 (f_{ck})^{1/2} / f_{yk} = 0.0010733$ (9.5N)

$(A_{sw} / s)_{min} = \rho_{w, min} b_w \sin \alpha = 0.0001986 \text{ m}^2 / \text{m}$

$s_{l, max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 319 \text{ mm}$ (9.6N)

El armado mínimo de cortante son estribos con $A_s = 29.8 \text{ mm}^2 \text{ at c/c} = 300 \text{ mm}$

aprox. estribos ϕ 6 c/c 300 mm

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30

Cortante entre alas y alma de la sección T

$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x = 1.02 \text{ MPa}$ (6.20)

$\Delta x = 1.52 \text{ m}$

$h_f = 0.09 \text{ m}$

$\Delta F_d = (M_d - 0) / z = 139 \text{ kN}$

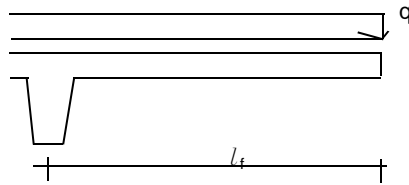
$A_{sf} f_{yd} / s_f > V_{Ed} h_f / \cot \theta_f$

$1 < \cot \theta_f < 2,0$ $\cot \theta_f = 2.00$

$A_{sf} / s_f > 7.96231E-05 \text{ m}^2 / \text{m}$

$V_{Ed} < v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 14.76 \text{ MPa}$ (6.22)

Flexión transversal



$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma_{G, ULS} \cdot h_f \cdot 24 + \gamma_{Q, ULS} \cdot p = 2.92 \text{ kN/m}^2 \\
 l_{f, \max} &= b_{\max} / 2 = 1.23 \text{ m} \\
 l_{f, L/2} &= b_{L/2} = 0.77 \text{ m} \\
 M_{d, \max} &= 2.19 \text{ kNm/m} \\
 m &= M_d / 1,0 d^2 f_{cd} = 0.0292 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0297 \\
 A_{s, \max} &= M_d / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.000102 \text{ m}^2/\text{m} \\
 M_{d, L/2} &= 0.87 \text{ kNm/m} \\
 m &= M_d / 1,0 d^2 f_{cd} = 0.0116 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0116 \\
 A_{s, L/2} &= M_d / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.000040 \text{ m}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Combinación de cortante y flexión

Armado transversal del ala

$$\begin{aligned}
 A_{s, \max} &> \max(A_{sf}/s_f ; 0,5 A_{sf}/s_f + A_{s, \max}) = 0.000142 \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{desde el extremo 1 hasta centro de vano}) \\
 A_{s, L/2} &> \max(A_{sf}/s_f ; 0,5 A_{sf}/s_f + A_{s, L/2}) = 0.000080 \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{desde centro de vano a extremo 2})
 \end{aligned}$$

Armado transversal adoptado hasta medio vano (tipo) = ϕ 5 c 100 $A_s = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$

Armado transversal adoptado después de medio vano = ϕ 5 c 100 $A_s = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$

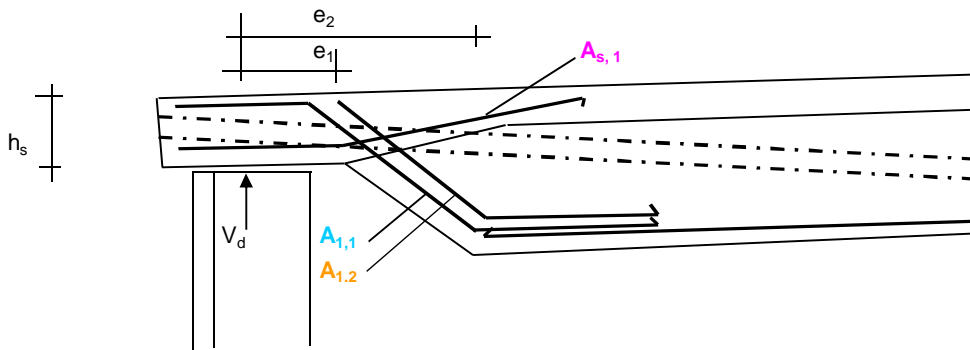
Armado longitudinal (tipo) con $c/c < 3,5$ $h_f = (20\% \text{ armadura de distribución})$

315 < 450

ϕ 8 c 400, max no. = 7. $A_s = 0.000125 \text{ m}^2/\text{m}$

Apoyos

Apoyo 1 con $V_d = 40.1 \text{ kN}$



$$\begin{aligned}
 h_s &= 0.19 \text{ m} \\
 A_{1,1} &= V_d / (\sin 45^\circ \cdot f_{st}) = 0.000130 \text{ m}^2 = 1.30 \text{ cm}^2 \\
 A_{1,1} &\text{ es el armado de suspensión para la reacción en apoyo}
 \end{aligned}$$

$$e_2 = (0.185 - 0.05) + 0.05 + 0.38 = 0.565 \text{ m}$$

$$M_2 = V_d \cdot e_2 = 22.7 \text{ kNm}$$

$$b_{ef} = 1.20 \text{ m}$$

$$m = M_2 / b d^2 f_{cd} = 0.0051$$

$$A_{1,2} = M_2 / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.0001493 \text{ m}^2 = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{1,1} + A_{1,2} = 2.80 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.38 + h_f - 0.12 = 0.35 \text{ m}$$

$$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0052$$

$$1 \text{ estribo } \phi 12 + 1 \text{ estribo } \phi 12$$

$$(A_s = 4.52 \text{ cm}^2)$$

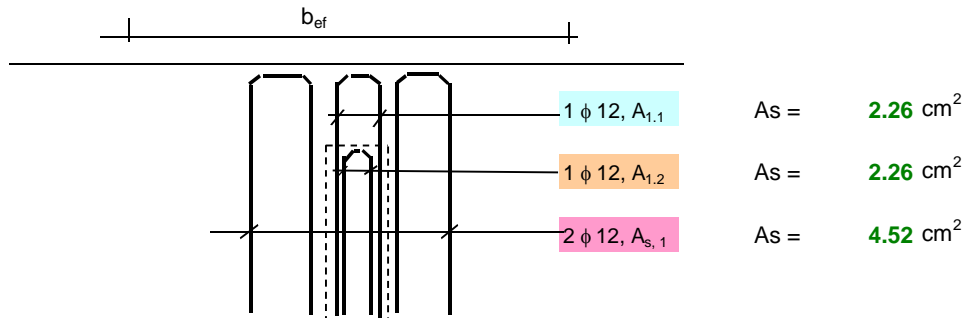
$$e_1 = (0,185 - 0,05) + 0,05 + 0,05 = 0,235 \text{ m}$$

$$M_1 = V_d \cdot e_1 = 9.43 \text{ kNm}$$

$$b_{ef} = 1.20 \text{ m} \quad d = h_1 - 0,04 = 0.15 \text{ m}$$

$$m = M_1 / b d^2 f_{cd} = 0.0116 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0117$$

$$A_{s,1} = M_1 / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.0001454 \text{ m}^2 = 1.45 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ estribos } \phi \quad 12$$



Nota: El número de ramas de los estribos está considerado en las fórmulas
Nota: considerar mínimo $\phi 12$

Cortante en el apoyo del ala

Capacidad a cortante del hormigón (EN 1992-1-1:2004)

$$V_{Rd,c} = (0,18/\gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c, \min} = (v_{\min} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 = 2$$

$$\rho_1 = A_{s,1} / b_w d < 0,02 = 0.0008$$

$$\sigma_{cp} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 69.1 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 40.1 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.6641 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c, \min} = 119.5 \text{ kN}$$

Si ambos $V_{Rd,c}$ and $V_{Rd,c, \min}$ aparecen en rojo, es necesario armado de cortante, si no, no

Si es necesario armado de cortante aquí, se recomienda aumentar el canto h con 30 mm como primera opción

Cortante máximo permitido

$$V_{Ed} < 0,5 b_w d v f_{cd} = 1328.4 \text{ kN}$$

Si es necesaria armadura de cortante, entonces

Se elige armado de cortante inclinado con $\alpha = 45^\circ$ y $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$A_{sw}/s = V_{Rd,s} / z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 0.0004833 \text{ m}^2/\text{m} = 4.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

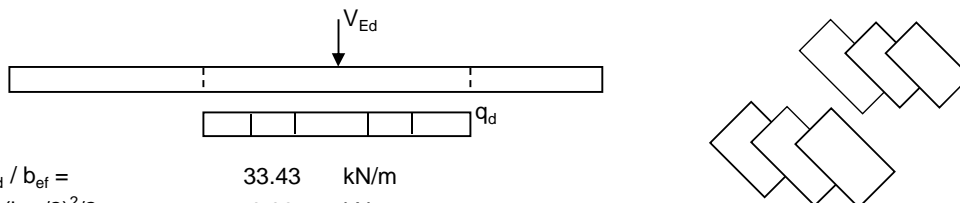
$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) = 2391 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

Armado adoptado (si es necesario)= 6 estribo $\phi 12$ (en este caso no es necesario)

Apunte: Esto es un armado extra adjacente con 6 estribos - dividir por el número de ramas (12)

Confirmar la distribución de carga transversal sobre $b_{ef} = 1.20 \text{ m}$



$$q_{d, tr} = V_{Ed} / b_{ef} = 33.43 \text{ kN/m}$$

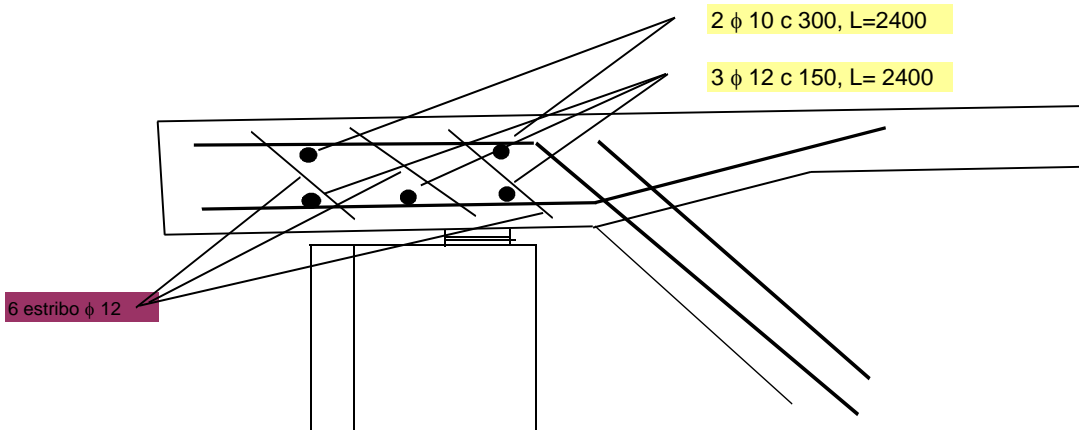
$$M_{d, tr} = q_d (b_{ef}/2)^2/2 = 6.02 \text{ kNm}$$

$$b = 0.5 \text{ m}, d = h_1 - 0,05 = 0.14 \text{ m}$$

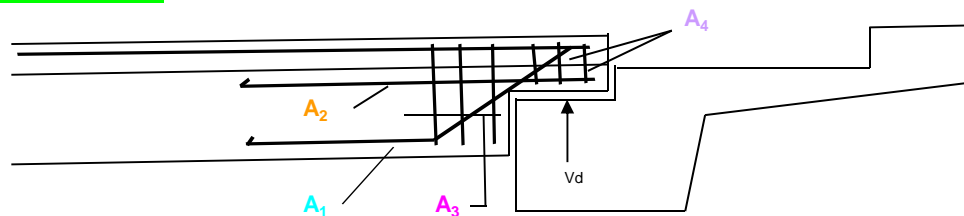
$$m = M_{d, tr} / b d^2 f_{cd} = 0.0205 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0207$$

$$A_{s, tr} = M_{d, tr} / d (1 - \omega/2) f_{st} = 9.988E-05 \text{ m}^2 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Armado a poner (tipo): $2 \phi 10 + 3 \phi 12$ $A_s = 4.97 \text{ cm}^2$



Apoyo 2 con $V_d = 29.2 \text{ kN}$



$$A_1 = V_d / (\sin(45^\circ) \cdot f_{st}) = 0.000095 \text{ m}^2 = 0.95 \text{ cm}^2$$

Armatura a colocar: 1 estribo $\phi 10$ $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

$$M_2 = V_d \cdot 0.25 = 7.3 \text{ kNm}$$

$$b = 0.25 \text{ m}, d = 0.24 - 0.04 = 0.20 \text{ m}$$

$$m = M_2 / b d^2 f_{cd} = 0.0243$$

$$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0246$$

$$A_2 = M_2 / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.000085 \text{ m}^2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Armatura a colocar: 1 estribo $\phi 10$ $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Nota: En las armaduras arriba indicadas considerar como mínim $\phi 12$

$A_3 = 3$ estribos $\phi 10$ c 100
Armatura (tipo)



Apunte: En los casos con solo 1 pilar con capitel no se emplea reducción de sección en el apoyo, simplemente se doblan hacia arriba en el extremo las barras del armado inferior

Capacidad a cortante de la sección reducida

$$b_w = 0.21 \text{ m}, d = 0.20 \text{ m}$$

$$V_{Rd, c} = (0.18/\gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd, c, \min} = (v_{\min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 = 2$$

$$\rho_1 = A_2 / b_w d = 0.0020$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd, c} = 0.0211 \text{ MN} = 21.1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 29.2 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.664 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd, c, \min} = 27.9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < 0.5 b_w d v f_{cd} = 310 \text{ kN}$$

Si $V_{Rd, c}$ aparece en rojo, se necesita armado de cortante y se eligen estribos verticales con $\cot \theta = 1$ 1.0

$$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{yd} \cot \theta$$

$$A_4 = A_{sw} / s = 0.000373127 \text{ m}^2/\text{m} = 3.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 279 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.492$$

Armadura a colocar: 3 estribo ϕ 10 As = 4.71 cm²

Flechas

1. Flecha instantánea durante el almacenaje

1.1 Debido al pretensado

$$\delta = -P_0 e_P L^2 / 8 E_{ck} I_c = -0.002 \text{ m} = -2 \text{ mm}$$

$$P_0 = 130 \text{ kN}$$

$$e_P = 0.299 \text{ m}$$

$$L = 6.08 \text{ m}$$

$$E_{ck} = 35000 \text{ MPa}$$

$$I_c = 0.003250 \text{ m}^4$$

1.2 Debido al peso propio

$$\delta = 5 g_2 L^4 / 384 E_{ck} I_c + 0.0065 (g_1 - g_2) L^4 / E_{ck} I_c = 0.001 \text{ m} = 1 \text{ mm}$$

1. Flecha instantánea durante el almacenaje = -1 mm

2. Incremento de la flecha en almacenaje debido a la relajación del hormigón

$$\text{Sea } \varphi_c = 1$$

$$E_c = E_{ck} / (1 + \varphi) = 17500 \text{ MPa}$$

$$P = 0.95 P_0 = 123.5 \text{ kN}$$

2.1 Debido al pretensado

$$\delta = -P e_P L^2 / 8 E_c I_c = -0.003 \text{ m} = -3 \text{ mm}$$

2.2 Debido al peso propio

$$\delta = 5 g_2 L^4 / 384 E_c I_c + 0.0065 (g_1 - g_2) L^4 / E_c I_c = 0.002 \text{ m} = 2 \text{ mm}$$

2. Flecha incrementada en el almacenaje debido a la relajación del hormigón = -1 mm

3. Flecha instantánea debida a la carga soportada

$$\delta = 5 p_2 L^4 / 384 E_{ck} I_c + 0.0065 (p_1 - p_2) L^4 / E_{ck} I_c = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$$

4. Flecha diferida debida al pretensado, peso propio y carga impuesta

$$\text{Sea } \varphi_{c, \infty} = 2$$

$$E_c = E_{ck} / (1 + \varphi) = 11667 \text{ MPa}$$

$$P_{\infty} = 107.2 \text{ kN}$$

$$\delta = -P_{\infty} e_P L^2 / 8 E_c I_c + 5 (g_2 + p_2) L^4 / 384 E_c I_c + 0.0065 ((g_1 + p_1) - (g_2 + p_2)) L^4 / E_c I_c =$$

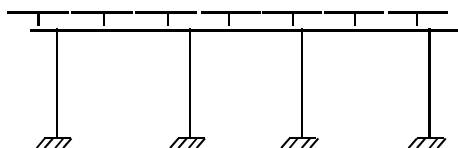
$$= -0.002 \text{ m} = -2 \text{ mm}$$

$$\delta / L = -0.0003 \quad \delta' = 1 / -3905$$

Viga interna de apoyo

Cálculo

Las vigas funcionan como viga continua en los apoyos sobre pilares. Los pilares poseen pernos para fijación temporal de las vigas durante el montaje. Entre los extremos de las vigas, encima de los capiteles se hormigona un nudo de continuidad. No se consideran fuerzas horizontales sobre la viga.



Distancia entre pilares = L_{vano} =	4.50	m
Ancho de la viga b =	0.50	m
Altura de la viga h =	0.60	m
E.L.U.-carga de la cubierta interior e exterior q =	70.49	kN/m

E.L.U. Fuerzas de la sección:

$q_d = 1,35 \cdot b \cdot h \cdot 24 + q$ =	80.2	kN/m
$V_d = q_d \cdot L_{\text{vano}} / 2$ =	244	kN

El valor de cálculo para armadura de base se toma:

$$M_{d, \text{vano}} = q_d \cdot (L_{\text{vano}})^2 / 12 = 135 \quad \text{kNm}$$

debido a la posible reducción de la resistencia a flexión sobre los apoyos:

$$M_{d, \text{apoyo}} = -q_d \cdot (L_{\text{vano}})^2 / 24 = -68 \quad \text{kNm}$$

Armadura en la base de la viga.

M =	135	kNm				
b =	0.50	m	d =	0.57	m	
f_{ccd} =	26.7	MPa	f_{st} =	435	MPa	
$m = M / b d^2 f_{\text{ccd}}$ =	0.0318		$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2}$ =	0.0323		
$A_s = M / d (1 - \omega/2) f_{\text{st}}$ =	0.000560	m^2 =	5.60	cm^2		2.8 ϕ 16

Armadura en la cara superior de la viga.(apoyo)

M =	-67.7	kNm				
b =	0.50	m	d =	0.57	m	
f_{ccd} =	16.7	MPa (HA-30))	f_{st} =	435	MPa	
$m = M / b d^2 f_{\text{ccd}}$ =	0.0254		$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2}$ =	0.0257		
$A_s = M / d (1 - \omega/2) f_{\text{st}}$ =	0.000279	m^2 =	2.79	m^2		1.4 ϕ 16

Resistencia al esfuerzo cortante

$$V_{\text{Rd, ct}} = (0,18/\gamma_c) \cdot k(100 \rho_1 f_{\text{ck}})^{1/3} - 0,15\sigma_{\text{cp}}) b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{\text{Rd, ct, min}} = (0,4f_{\text{ctd}} - 0,15\sigma_{\text{cp}}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$\gamma_c = 1,5; \quad k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.59$$

$$\rho_1 = A_s / b_w d = 0.0020 \quad f_{\text{ck}} = 40 \quad \text{MPa} \quad f_{\text{ctd}} = 1.7 \quad \text{MPa}$$

$$V_{\text{Rd, ct}} = 0.1078 \quad \text{MN} = 108 \quad \text{kN} < 244 \quad \text{kN}$$

$$V_{\text{Rd, ct min}} = 0.1887 \quad \text{MN} = 189 \quad \text{kN} < 244 \quad \text{kN}$$

Necesaria armadura al esfuerzo cortante.

Armadura de cortante

$$\cot \theta = 1,0 \quad (6.6)$$

$$V_{\text{Rd, sy}} = (A_{\text{sw}}/s) z f_{\text{ywd}} \cot \theta \quad (6.7)$$

$$V_{Rd, max} = b_w z v f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (6.8)$$

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,504 \quad (6.5)$$

$$\text{Estribos } \phi \quad 12 \quad // \quad 150 \quad \text{dan}$$

$$A_{sw} / s = 0.001508 \text{ m}^2 / \text{m} \quad 15.08 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd, sy} = 0.3336 \text{ MN} = 333.6 \text{ kN} > 244 \text{ kN}$$

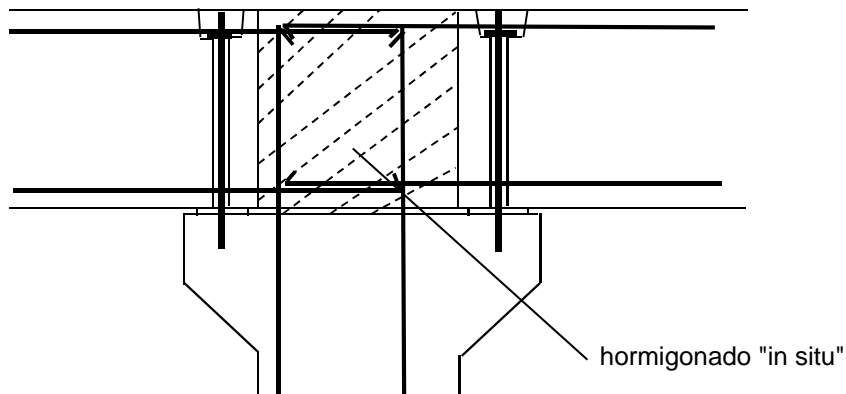
$$V_{Rd, max} = 1.7107 \text{ MN} = 1710.7 \text{ kN} > 244 \text{ kN}$$

Máxima armadura transversal permitida

$$A_{sw, max} f_{ywd} / b_w s < 0,5 v f_{cd}$$

$$A_{sw, max} / s < 0,5 v f_{cd} b_w / f_{ywd} = 0.0077 \text{ m}^2/\text{m} = 77.34 \text{ cm}^2/\text{m} > 15.1$$

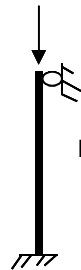
Apoyos en cabeza de pilar



Pilares viga intermedia

Cálculo

Los pilares serán dimensionados según el método (c) basado en la estimación de la curvatura prEN 1992-1 (Borrador Final), 5.8.8, coherente con la EHE-1999



$$\begin{aligned} L &= 6.15 \text{ m} \\ b &= 0.5 \text{ m} \\ h &= 0.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Max } N_{Ed} = 399 \text{ kN}$$

$$\text{Max } L_0 = 0,7 \cdot L = 4.305 \text{ m}$$

$$i = \min(b;h) / (12)^{1/2} = 0.144338 \text{ m}$$

$$\lambda = L_0 / i = 29.83$$

El pilar está cargado centradamente. El momento de 1ª orden M_{0Ed} será debido a la excentricidad accidental.

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0 \quad \text{donde } e_0 < 0,05 \text{ m}$$

$$M_{0Ed} = 20.0 \text{ kNm}$$

Momento de cálculo

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad \text{donde } M_2 = \text{momento de 2ª orden}$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = (1/r) L_0^2 / c \quad \text{con } c = 10 \text{ (}\pi^2\text{)}$$

$$1/r = K_r K_\phi \cdot 1/r_0 = \quad \text{donde } 1/r_0 = \varepsilon_{yd} / 0,45 d$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_s = 1.15 \quad f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1.5 \quad f_{cd} = 27 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0.002174$$

$$1/r_0 = 0.0022 / 0,45 \cdot d = 0.010864$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \quad n_u = 1 + \omega \quad \omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$$

$$A_s = 8.04 \text{ cm}^2 \quad \phi = 16$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.052451$$

$$n_u = 1 + \omega = 1.05 \quad n = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 0.059909 \quad n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) = 1.521252 > 1 \Rightarrow K_r = 1$$

$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef} \quad \phi_{ef} = \phi M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

$$\phi < 1 \text{ (ambiente altamente agresivo)} \quad M_{0Eqp} / M_{0Ed} = 1 / 1,5 = 0,67$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 = 0.351161$$

$$\phi_{ef} = 1 \cdot 0,67 = 0.67$$

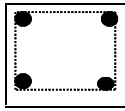
$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef} = 1.24$$

$$1/r = K_r K_\phi \cdot 1/r_0 = 0.01342$$

$$e_2 = (1/r) L_0^2 / c = 0.0252$$

$$M_2 = 10.1 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 30.0 \text{ kNm}$$



$$N_d = 399 \text{ kN}$$

$$M_d = 30.0 \text{ kNm}$$

$$b = 0,4 \text{ m}, \quad d = 0,35 \text{ m}, \quad f_{cc} = 26,7 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa} \quad 133.1$$

$$M_a = M_d + N_d \cdot (h / 2 - 0,05) = 110 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_a / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 0.040708 \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{1/2} = 0.041573$$

$$U_{s1} = \omega \cdot (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) - N_d = -150 \text{ kN} = < 0$$

Armadura longitudinal mínima $A_{s, \min} = 0,10 N_{Ed} / f_{yd}$ no menor que $0,002 A_c$

$$0,10 N_{Ed} / f_{yd} = 91.85993 \text{ mm}^2$$

$$0,002 A_c = 500 \text{ mm}^2$$

Adoptar longitudinales

4

ϕ

16

Estribos

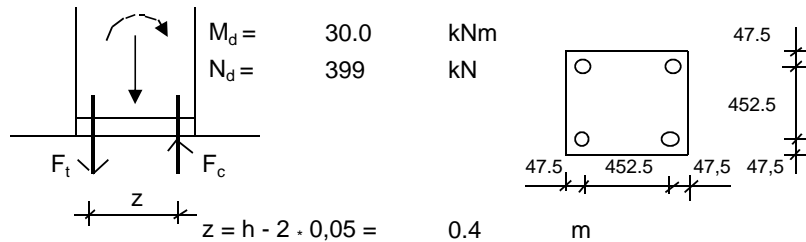
ϕ

6

a

200 mm

Unión atronillada a la solera



$$F_t = -N_d / 2 + M_d / z = -125 \text{ kN}$$

$$F_c = -N_d / 2 - M_d / z = -275 \text{ kN}$$

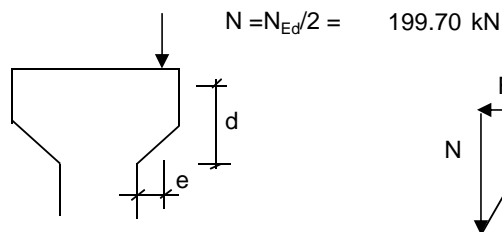
$$\sigma_c = F_c / (b \cdot 0,10) = 8 \text{ N/mm}^2$$

Mortero para hormigonar "in situ" C30/37 (HM-30)

(2 + 2 pernos M 24 8,8

$f_{yk} = 640 \text{ MPa}$)

Capitel en cabeza del pilar



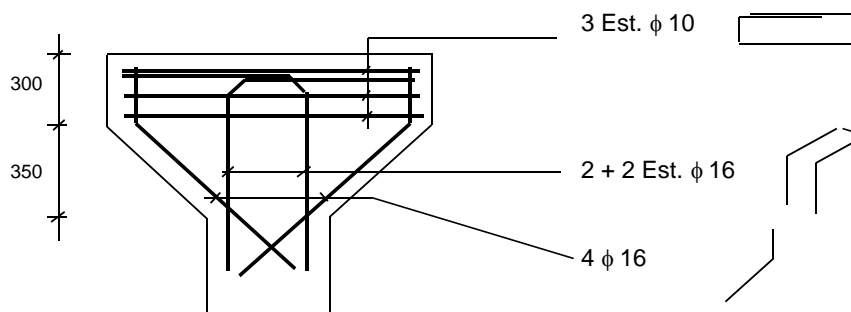
$$e = 0,25 \text{ m}$$

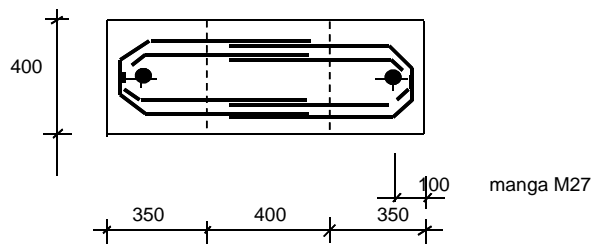
$$d = 0,35 + 0,30 - 0,10 = 0,55 \text{ m}$$

$$F_s = (e + 0,05) / (d - 0,05) N = 120 \text{ kN}$$

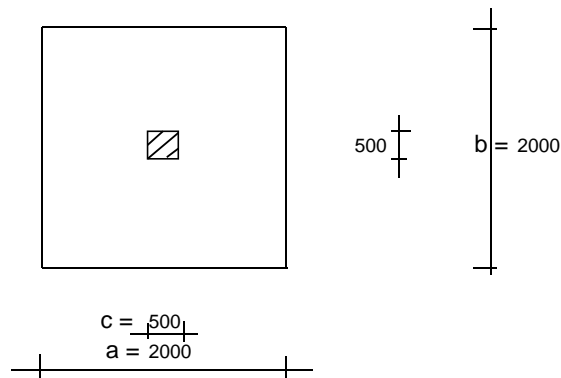
$$A_s = F_s / f_{yd} = 276 \text{ mm}^2$$

2 Estribos $\phi 16$





Zapata



Cargas en la solera

Del pilar: $N_d =$	399	kN	(incluido peso propio de de pilar)
Del peso del agua: =	228	kN	Peso de la altura de agua =
Do peso de la solera: =	48	kN	5.7
	675	kN	

Presión en el suelo

$\sigma =$	0.17	MPa
$\sigma_{ef} =$	0.10	MPa

Armadura en la base de la cimentación

$M = \sigma_{ef} \cdot b \cdot (a - c)^2 / 8 =$	56	kNm
$b =$	2.00	m
$d = 0,5 - 0,06 = 0,44$ m;	$f_{cc} = 16,7$ MPa;	$f_{st} = 348$ MPa
$m = M / b d^2 f_{ccd} =$	0.0087	$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} =$
$A_s = M / d (1 - \omega/2) f_{st} =$	0.000368	$m^2 =$
	368	mm^2 / m

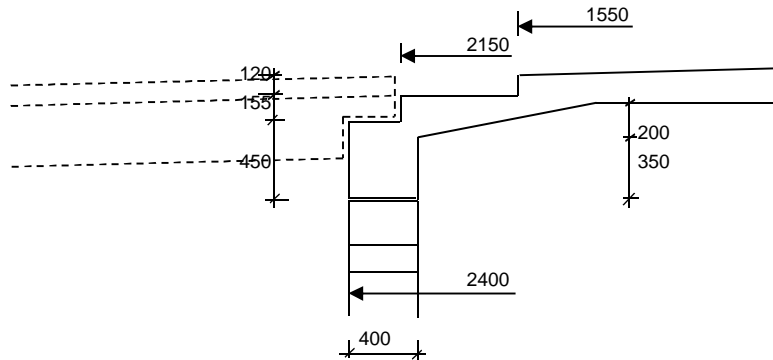
Armadura elegida: ϕ 12 a 150 $A_s =$ 754 mm^2/m

Losa (con 2 medias losas) para el soporte de las piezas de cubierta

Calculo del hierro - para el E.L.U.

Proyecto: Colmenar Viejo - Madrid
 Fecha: 10/11/2017
 Projectista: Joao Romba - Aquilino García

La placa central está dividida en dos mitades iguales debido a su tamaño y peso. La placa está constituida por una viga perimetral que soportará las piezas en T de cubierta y transmitirá las cargas a los pilares. Las dos mitades están unidas por nudos rígidos hormigonados in situ en los apoyos sobre pilares.



Perímetro al extremo del elemento de cubierta $= \pi \cdot 2 \cdot (2150 + 20) = 13\,634 \text{ mm}$

Ancho mínimo de apoyo para el elemento de cubierta, $b_{\min} = 280 \text{ mm}$

Junta entre elementos de cubierta = 20 mm

Número máximo de elementos soportables por la placa central, $n = 13\,634 / (280 + 20) = 45,4$

Dado que la geometría de la placa central permite soportar 45 elementos de cubierta, será calculada para la correspondiente carga i.e. La carga correspondiente a 45 elementos en T con longitud máxima de $L_{\max} = 16\,993 + 240 + 100 - 2150 - 20 = 15\,163 \text{ mm}$

Reacción V_{2d} de la viga T con $L_{\max} = 15,16 \text{ m}$ y $L_{\text{vano}} = 14,82 \text{ m}$

Peso Propio

$$g_1 = (0,185 \cdot 0,38 + 2,40 \cdot 0,12) \cdot 24 = 8,60 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = (0,185 \cdot 0,38 + 0,28 \cdot 0,12) \cdot 24 = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$G = (8,60 + 2,50) / 2 \cdot 15,2 = 84,4 \text{ kN}$$

Acciones variables (cargas impuestas a la cubierta)

$$p_{1,k} = 1,0 \cdot 2,40 = 2,40 \text{ kN/m}$$

$$p_{2,k} = 1,0 \cdot 0,28 = 0,28 \text{ kN/m}$$

Coefficiente de seguridad para ELU

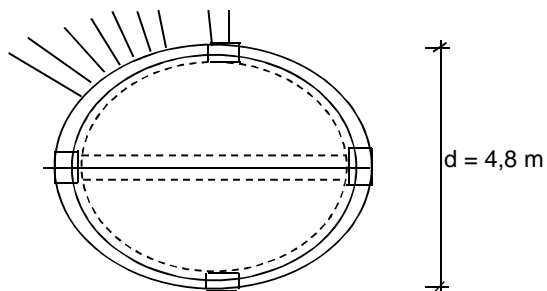
$$\gamma_G = 1,35; \quad \gamma_Q = 1,50$$

$$q_{1,d} = 1,35 \cdot 8,60 + 1,50 \cdot 2,40 = 15,21 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,d} = 1,35 \cdot 2,50 + 1,50 \cdot 0,28 = 3,80 \text{ kN/m}$$

$$V_{1,d} = 3,80 \cdot 14,82 / 2 + (15,21 - 3,80) \cdot 14,82 / 3 = 84,5 \text{ kN}$$

$$V_{2,d} = 3,80 \cdot 14,82 / 2 + (15,21 - 3,80) \cdot 14,82 / 6 = 56,3 \text{ kN}$$



Approx. Peso propio de la placa

$$G = \pi \cdot 4,8^2 / 4 \cdot 0,3 \cdot 24 + \pi \cdot 4,8 \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 24 = 130 + 72 = 202 \text{ kN}$$

Carga distribuida en la viga perimetral de la placa debida al peso propio

$$g_k = 202 / 4,8 \pi = 13,4 \text{ kN/m}$$

$$g_d = 1,35 \cdot 13,4 = 18,1 \text{ kN/m}$$

Debido a las sobrecargas en la placa= 4,0 kN/m²

$$p_k = \pi \cdot 4,8^2 / 4 \cdot 1 / 4,8 \pi = 1,2 \text{ kN/m}$$

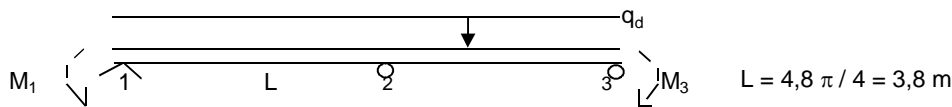
$$p_d = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ kN/m}$$

Debido a las vigas en T

$$p_d = 45 \cdot 56,3 / 4,8 \pi = 168 \text{ kN/m}$$

Carga total en la viga perimetral

$$q_d = 18,1 + 1,8 + 168 = 187,9 \text{ kN/m}$$



$$M_1 = M_3 = -100 \text{ kNm} \quad (\text{hormigonado de continuidad en la junta})$$

$$M_{2,d} = 187,9 \cdot 3,8^2 / 8 - 100 = 239 \text{ kNm}$$

$$V_{2,d} = 187,9 \cdot 3,8 / 2 + 239 / 3,8 - 100 / 3,8 = 394 \text{ kN}$$

$$V_{1,d} = 187,9 \cdot 3,8 / 2 - 239 / 3,8 + 100 / 3,8 = 320 \text{ kN}$$

$$M_{1-2,d} = 320 \cdot x - 187,9 \cdot x^2 / 2 - 100$$

$$d(M_{1-2,d})/dx = 320 - 187,9 x = 0 \text{ for } x = 320 / 187,9 = 1,70$$

$$M_{1-2,d}^{\max} = 320 \cdot 1,70 - 187,9 \cdot 1,70^2 / 2 - 100 = 172 \text{ kNm}$$

Cargas en los apoyos

$$R_{1,d} = 320 \text{ kN} \quad \text{neoprene } 150 \times 350 \times 20$$

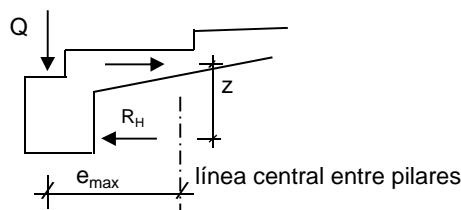
$$R_{2,d} = 2 \times 394 \text{ kN} \quad 2 \times \text{neoprene } 150 \times 350 \times 20$$

Carga en los pilares

$$P_{1,d} = 320 \cdot 2 = 640 \text{ kN}$$

$$P_{2,d} = 394 \cdot 2 = 788 \text{ kN}$$

Torsión



$$e_{\max} = 2,3 - 2,2 / 2^{1/2} = 0,74 \text{ m}$$

$$T_{d,\max} = 168 \cdot 0,74 = 124 \text{ kNm/m}$$

El momento torsor T_d está estabilizado por un par de fuerzas horizontales R_H con un brazo

$$\text{de } z = 0,45 \text{ m}, R_H = 124 / 0,45 = 276 \text{ kN/m}$$

El movimiento horizontal inverso, iniciado por la fuerza R_H , en la base de la viga perimetral es resistido por la forma circular de la viga, excepto en el extremo libre de la junta. Por tanto la placa irá provista de una viga a lo largo de la junta entre

Armados:

La fuerza horizontal R_H en la parte superior de la placa está resistida por las armaduras $A_{s,H}$

$$A_{s,H} = 276 \cdot 10^{-3} / 435 = 0,000635 \text{ m}^2 = 6,35 \text{ cm}^2 \quad \phi 12 // 175$$

Armaduras en la base de la viga perimetral

$$M = 172 \text{ kNm}$$

$$b = 0,6 \text{ m}, \quad d = 0,55 \text{ m}, \quad f_{cc} = 40/1,5 = 26,6 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$$

$$m = 0,172 / 0,6 \cdot 0,55^2 \cdot 26,7 = 0,0355; \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,0355)^2 = 0,0361$$

$$A_s = 0,172 / 0,55 \cdot (1 - 0,0361/2) \cdot 435 = 0,000732 \text{ m}^2 = 7,32 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 16$$

Armaduras en la parte superior de la viga perimetral

$$M = 239 \text{ kNm}$$

$$b = 0,4 \text{ m}, \quad d = 0,55 \text{ m}, \quad f_{cc} = 26,7 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$m = 0,239 / 0,4 \cdot 0,55^2 \cdot 26,7 = 0,0740; \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,0740)^{1/2} = 0,0769$$

$$A_s = 0,239 / 0,55 \cdot (1 - 0,0769/2) \cdot 435 = 0,001039 \text{ m}^2 = 10,39 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 16$$

Armaduras en la viga existente a lo largo de la junta

3 $\phi 16$ na base, 2 $\phi 12$ no topo

estribos $\phi 8 // 240$

Esfuerzo cortante

$$V_d = 394 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,ct} = 0,18 / \gamma_c \cdot k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \cdot b_w d$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + (200 / 550)^{1/2} = 1,60$$

$$b_w = 0,15 \text{ m}, \quad d = 0,55 \text{ m}, \quad f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 6 \cdot 2,01 / 15 \cdot 55 = 0,0146$$

$$V_{Rd,ct} = 0,18 / 1,5 \cdot 1,6 (100 \cdot 0,0146 \cdot 40)^{1/3} \cdot 0,15 \cdot 0,55 = 0,061 \text{ MN} = 61 \text{ kN} < 394 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sy} = 0,4 f_{ctd} \cdot b_w d$$

$$f_{ctd} = 2,5 / 1,5 = 1,67 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,ct}^{\min} = 0,4 \cdot 1,67 \cdot 0,15 \cdot 0,55 = 0,055 \text{ MN} = 55 \text{ kN} < 61 \text{ kN}$$

Son necesarias armaduras de esfuerzo transversal

Resistencia al esfuerzo transversal de la sección con armaduras

$$V_{Rd,sy} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$

$$\cot \theta = 1, \quad z = 0,9 \cdot 0,55 = 0,495 \text{ m}, \quad f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} / s = 2 \cdot 1,13 / 0,12 = 18,83 \text{ cm}^2 / \text{m} = 0,00188 \text{ m}^2 / \text{m} \quad (\text{est. } \phi 12 // 120)$$

$$V_{Rd,sy} = 0,00188 \cdot 0,495 \cdot 435 \cdot 1 = 0,405 \text{ MN} = 405 \text{ kN} > 394 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Rd,max} = b_w z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 40 / 250) = 0,504$$

$$V_{Rd,max} = 0,15 \cdot 0,495 \cdot 0,504 \cdot 26,7 / (1 + 1) = 0,500 \text{ MN} = 500 \text{ kN} > 405 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$A_{sw,max} / s = 1/2 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w / f_{ywd} = 0,504 \cdot 26,7 \cdot 0,15 / 2 \cdot 435 = 0,00232 \text{ m}^2 / \text{m} > 0,00188 \text{ m}^2 / \text{m}$$

Adoptar estribos $\phi 12 // 100$ a lo largo de toda la viga

Armaduras en la parte esvelta superior

$$\text{Canto mínimo} = 450 + 155 + 120 - 350 - 200 = 175 \text{ mm}$$

$$\text{Canto máximo} = 450 + 155 + 120 - 350 - 200 + 1550 / 40 = 214 \text{ mm}$$

$$q_d = 1,35 \cdot 0,214 \cdot 24 + 1,5 \cdot 1,0 = 8,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Vano máximo} = 2,4 - 0,15 - 0,2 = 2,05 \text{ m}$$

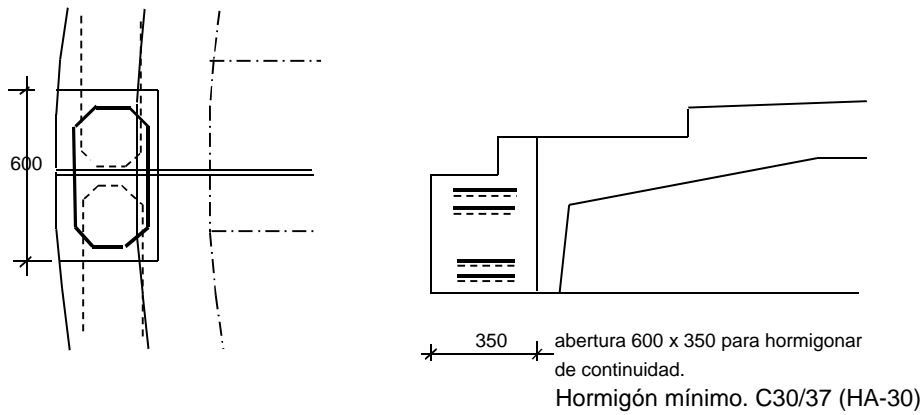
$$M_{\max} = 8,4 \cdot 2,05^2 / 8 = 4,4 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$b = 1,0 \text{ m}, \quad d = 0,175 - 0,040 = 0,135 \text{ m}, \quad f_{cd} = 26,7 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$m = 0,0044 / 1 \cdot 0,135^2 \cdot 26,7 = 0,0091, \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,0091)^{1/2} = 0,0091$$

$$A_s = 0,0044 / 0,135 (1 - 0,0091/2) \cdot 435 = 0,000075 \text{ m}^2 / \text{m} = 0,75 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \phi 8 // 200$$

Hormigonado de continuidad en la junta



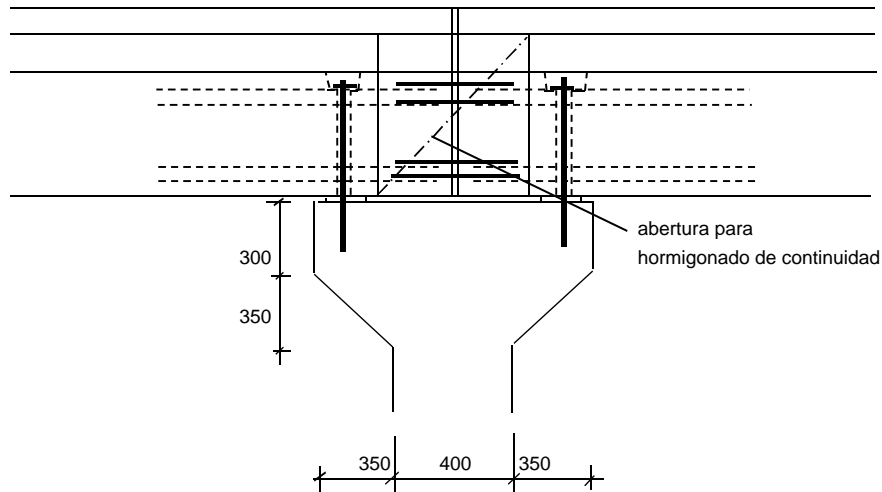
$$M = -100 \text{ kNm}$$

$$b = 0,35 \text{ m}, \quad d = 0,45 - 0,10 = 0,35 \text{ m}, \quad f_{cc} = 30 / 1,5 = 20 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$m = 0,100 / 0,35 \cdot 0,35^2 \cdot 20 = 0,1166; \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,1166)^{1/2} = 0,1243$$

$$A_s = 0,100 / 0,35 (1 - 0,1243 / 2) \cdot 435 = 0,000700 \text{ m}^2 = 7,00 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 16$$

Apoyos en los pilares



Peso de la placa central

$\pi \cdot 2,4^2 / 2 \cdot (0,725 + (0,765 - 0,710)/3) =$	6.726	m ³
$-\pi \cdot (2,4 - 0,4 - 0,05/2)^2 / 2 \cdot 0,35 =$	-2.144	m ³
$-\pi \cdot (2,4 - 0,4 - 0,05 - 0,75/2)^2 / 2 \cdot 0,20 =$	-0.779	m ³
$(0,20 + 0,05/2) \cdot 0,35 \cdot 3,95 =$	0.311	m ³
$(0,20 + 0,05/2) \cdot 0,20 \cdot 3,15 =$	0.142	m ³
$-\pi (2,4 - 0,25/2) \cdot 0,25 \cdot 0,155 =$	-0.277	m ³
$-\pi (2,4 + 1,55)/2 \cdot 0,85 \cdot 0,12 =$	-0.633	m ³
	<u>3.345</u>	m ³

G = 8.4 toneladas 84 KN

Peso de cada meia losa	8.4	tones
Peso de las dos meias losas	16.7	tones

Pilares para el soporte del cubierta
Calculo del hierro - para el E.L.U.

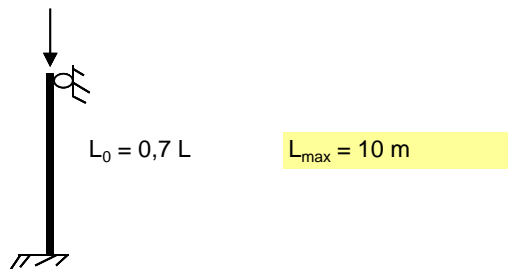
Proyecto: Colmenar Viejo - Madrid

Fecha: 10/11/2017

Proyectista: Joao Romba - Aquilino García

El soporte de las medias lunas se efectúa por 4 pilares. Los pilares se colocan simétricamente a lo largo del perímetro de la placa central con dos pilares sobre la junta entre medias lunas. Para unión de los pilares a la solera se ejecutará una zapata cuadrada común a los 4 pilares

Los pilares serán dimensionados según el método (c) basado en la estimación de la curvatura prEN 1992-1 (Borrador Final), 5.8.8, coherente con la EHE-1999



$$\text{Max } N_{Ed} = 788 + 0,4^2 \cdot 10 \cdot 24 = 826 \text{ kN}$$

$$\text{Max } L_0 = 0,7 \cdot 10 = 7,0 \text{ m}$$

$$\lambda = L_0 / i \quad i = 0,40 / (12)^{1/2} = 0,115 \text{ m}$$

$$\lambda = 7,0 / 0,115 = 61$$

El pilar está cargado centradamente. El momento de 1ª orden M_{0Ed} será debido a la excentricidad accidental.

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0 \quad \text{donde } e_0 < 0,05 \text{ m}$$

$$M_{0Ed} = 826 \cdot 0,05 = 41 \text{ kNm}$$

Momento de cálculo

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad \text{onde } M_2 = \text{momento de 2ª orden}$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = (1 / r) L_0^2 / c \quad \text{con } c = 10 \quad (\pi^2)$$

$$1 / r = K_r K_\phi \cdot 1 / r_0 \quad \text{onde } 1 / r_0 = \epsilon_{yd} / 0,45 d$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 435 / 200\,000 = 0,0022$$

$$1 / r_0 = 0,0022 / 0,45 \cdot 0,35 = 0,014$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal})$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$$

$$A_s = 4 \cdot 3,14 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 20)$$

$$\omega = 4 \cdot 0,000314 \cdot 435 / 0,4^2 \cdot 26,7 = 0,13$$

$$n_u = 1,13$$

$$n = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 0,826 / 0,4^2 \cdot 26,7 = 0,193$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = (1,13 - 0,193) / (1,13 - 0,4) = 1,28 > 1 \Rightarrow K_r = 1$$

$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef}$$

$$\phi_{ef} = \phi M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

$$\phi < 1 \quad (\text{ambiente altamente agresivo})$$

$$M_{0Eqp} / M_{0Ed} = 1 / 1,5 = 0,67$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 = 0,35 + 40 / 200 - 61 / 150 = 0,143$$

$$\phi_{ef} = 1 \cdot 0,67 = 0,67$$

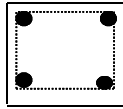
$$K_\phi = 1 + 0,143 \cdot 0,67 = 1,1$$

$$1 / r = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 0,014 = 0,015$$

$$e_2 = 0,015 \cdot 7,0^2 / 10 = 0,074 \text{ m}$$

$$M_2 = 826 \cdot 0,074 = 61 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 41 + 61 = 102 \text{ kNm}$$



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

$$M_d = 102 \text{ kNm}$$

$$b = 0,4 \text{ m}, \quad d = 0,35 \text{ m}, \quad f_{cc} = 26,7 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$M_a = M_d + N_d \cdot (h/2 - 0,05) = 102 + 826 \cdot 0,15 = 226 \text{ kNm}$$

$$m = 0,226 / 0,4 \cdot 0,35^2 \cdot 26,7 = 0,1727; \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,1727)^{1/2} = 0,1910$$

$$A_s = 0,226 / 0,35 (1 - 0,1910 / 2) \cdot 435 - 0,826 / 435 = 0,001641 - 0,001899 < 0$$

Armadura longitudinal mínima $A_{s, \min} = 0,10 N_{Ed} / f_{yd}$ no menor que $0,002 A_c$

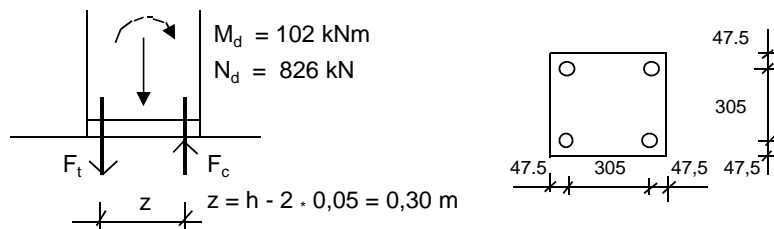
$$0,10 N_{Ed} / f_{yd} = 0,10 \cdot 0,826 / 435 = 0,00019 \text{ m}^2 = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$0,002 A_c = 0,002 \cdot 0,40^2 = 0,00032 \text{ m}^2 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Adoptar 4 ϕ 20 longitudinales

Estribos ϕ 6 s 400

Unión atronillada a la solera



$$F_t = -N_d / 2 + M_d / z = -826 / 2 + 102 / 0,3 = -70 \text{ kN}$$

(2 + 2 pernos M 24 8,8

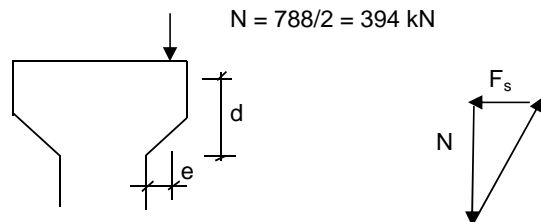
$$F_c = -N_d / 2 - M_d / z = -826 / 2 - 102 / 0,3 = -753 \text{ kN}$$

$f_{yk} = 640 \text{ MPa}$)

$$\sigma_c = 0,753 / 0,40 \cdot 0,10 = 18,8 \text{ MPa}$$

Mortero para hormigonar "in situ" C30/37 (HM-30)

Capitel en cabeza del pilar



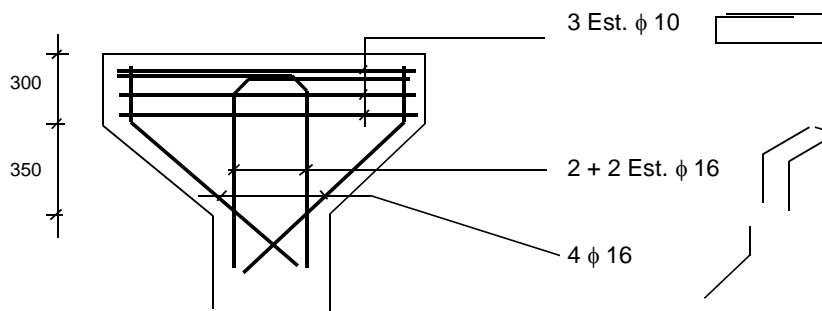
$$e = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 0,35 + 0,30 - 0,10 = 0,55 \text{ m}$$

$$F_s = (e + 0,05) / (d - 0,05) N = 0,3 / 0,5 \cdot 394 = 236 \text{ kN}$$

$$A_s = 0,236 / 435 = 0,000543 \text{ m}^2 = 5,43 \text{ cm}^2$$

2 Estribos ϕ 16



ABETONG PAGE : 1
 BOX 24 35103 VŽXJ™ PHONE: 0470-96500

 "50-6.50-SC10-Lleno"
 PROGRAM USER: DATE:
 INPUT FILE: 50c.txt

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE ABETONG PRECAST CONCRETE PANEL TANK

SIZE OF SILO:

HEIGHT OF SILO: 6.50 M
 RADIUS OF SILO: 18.95 M
 WIDTH OF PRECAST PANEL: 2.400 M
 HEIGHT OF VERTICAL RIB: .240 M
 MEAN WIDTH OF VERTICAL RIB: .200 M
 NUMBER OF TENDONS: 9
 NUMBER OF RESULT LEVELS: 30

THICKNESS OF PANEL AT THE HEIGHT

M	M
.185	.00
.185	6.50

CONCRETE INPUT VALUES:

SHORT-TERM E-MODUL CONCRETE: 35.00 GPA
 SHRINKAGE VALUE OF CONCRETE: .100 PROMILLE
 COEFFICIENT OF CREEP " : 1.00
 NUMBER OF STRESSING PANELS: 2

STEEL INPUT VALUES:

E-MODUL OF TENDON-STEEL: 195.00 GPA
 CLASS OF RELAXATION: 2
 FRICTION COEFF. OF TENDON : .07
 WOBLING OF TENDON: .0100 M-1
 WEDGE DRAW-IN OF THE ANCHORAGE: 4.00 MM
 TENSILE STRENGTH OF TENDON: 1860.00 MPA

TENDON NO	TENDON FORCE KN	LOCATION FROM BOTTOM M	STEEL AREA CM2	RIB AREA M2
1	600.00	.45	4.500	.000000
2	600.00	.85	4.500	.000000
3	600.00	1.25	4.500	.000000
4	600.00	1.65	4.500	.000000
5	600.00	2.15	4.500	.000000
6	600.00	2.65	4.500	.000000
7	600.00	3.45	4.500	.000000
8	600.00	4.45	4.500	.000000
9	600.00	5.45	4.500	.000000

INSIDE LOADS:

HEIGHT OF INSIDE FILLING: 5.70 M
 DENSITY OF INSIDE FILLING: 10.00 KN/M3
 ANGLE OF FRICTION OF INSIDE FILLING: .0 DEG.
 EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

ABETONG

BOX 24

35103 VŽXJ™

PAGE : 2

PHONE: 0470-96500

"50-6.50-SC10-Lleno"

OUTSIDE LOADS:

HEIGHT OF OUTSIDE FILLING: .00 M
DENSITY OF OUTSIDE FILLING: 20.00 KN/M3
ANGLE OF FRICTION OF OUTSIDE FILLING: 30.0 DEG.
HEIGHT OF GROUND WATER LEVEL: .00 M
EFF. DENSITY BELOW GROUND WATER: 10.00 KN/M3
SURFACE LOADS ON FILLING: 10.00 KN/M2
EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

TEMPERATURE LOADS:

TEMP. DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE CENT.GRADES	TEMP. REDUCTION AT THE HEIGHT CENT.GRADES	EFF. COEFF OF CREEP
-12	.000	1.000

VERTICAL BUCKLING LOAD 21324 KN/M

CALCULATED LONG-TERM LOSSES (PERCENT): 6.76

DUE TO CREEP: .81

SHRINKAGE: 1.41

RELAXATION: 4.54

"50-6.50-SC10-Lleno"

POST-TENSIONING STAGE 1 (15 % OF FULL TENDON FORCE)

RADIAL DEFLECTION AT BOTTOM (NO SUPPORT): -.43 MM

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	BUCKLING LOAD LIMIT (HOR.)
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN/M
.00	-.43	.00	.00	-148.		-2726.
.22	-.44	-.22	2.05	-150.		-2662.
.43	-.45	-.89	4.12	-152.		-2611.
.65	-.45	-1.05	1.45	-154.	83.47	-2580.
.87	-.45	-1.52	-1.20	-155.	83.46	-2576.
1.08	-.45	-1.49	.92	-155.		-2597.
1.30	-.45	-1.68	-1.73	-154.	83.48	-2632.
1.52	-.44	-1.53	.36	-152.		-2666.
1.73	-.44	-1.44	-2.35	-149.	83.55	-2692.
1.95	-.42	-1.15	-.33	-145.		-2707.
2.17	-.41	-1.21	-3.14	-140.	83.67	-2711.
2.38	-.40	-.74	-1.25	-135.		-2709.
2.60	-.38	-.66	.56	-129.		-2704.
2.82	-.36	-.18	-2.48	-123.	83.92	-2698.
3.03	-.34	.18	-.84	-117.		-2694.
3.25	-.32	.19	.72	-111.		-2692.
3.47	-.31	-.05	-2.57	-104.	84.19	-2694.
3.68	-.29	.36	-1.18	-98.		-2698.
3.90	-.27	.47	.13	-93.		-2704.
4.12	-.25	.31	1.36	-87.		-2709.
4.33	-.24	-.11	2.52	-82.		-2711.
4.55	-.22	-.30	-1.17	-76.	84.61	-2707.
4.77	-.21	-.16	-.17	-71.		-2692.
4.98	-.19	-.22	.76	-65.		-2666.
5.20	-.17	-.48	1.61	-59.		-2632.
5.42	-.15	-.91	2.38	-53.		-2597.
5.63	-.13	-.63	-1.72	-46.	85.05	-2576.
5.85	-.11	-.32	-1.14	-39.		-2580.
6.07	-.09	-.13	-.66	-31.		-2611.
6.28	-.07	-.03	-.28	-24.		-2662.
6.50	-.05	.00	.00	-17.		-2726.

"50-6.50-SC10-Lleno"

POST-TENSIONING STAGE 2 (FULL TENDON FORCE)

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -32.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE (USED VALUE)	BUCKLING LOAD LIMIT HOR.
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KN/M
.00	-.43	.00	39.16	-148.			*****
.22	-.83	-8.77	42.14	-285.			*****
.43	-1.22	-18.39	46.96	-417.			-1283443.
.65	-1.57	-22.89	21.71	-538.	523.13	495.	-238461.
.87	-1.88	-27.91	-1.98	-644.	521.58	493.	-76990.
1.08	-2.15	-28.49	7.48	-733.			-35211.
1.30	-2.35	-29.65	-13.76	-804.	519.23	491.	-20555.
1.52	-2.51	-27.89	-2.34	-857.			-14243.
1.73	-2.61	-26.02	-22.13	-893.	517.94	489.	-11082.
1.95	-2.67	-22.57	-9.73	-912.			-9295.
2.17	-2.68	-21.29	-28.99	-917.	517.59	489.	-8169.
2.38	-2.66	-16.37	-16.45	-909.			-7387.
2.60	-2.61	-14.15	-4.09	-891.			-6791.
2.82	-2.53	-9.27	-23.87	-863.	518.37	490.	-6305.
3.03	-2.43	-5.37	-12.24	-830.			-5888.
3.25	-2.32	-3.93	-1.09	-794.			-5519.
3.47	-2.21	-4.33	-22.28	-755.	519.96	491.	-5189.
3.68	-2.09	-.60	-12.21	-714.			-4890.
3.90	-1.97	1.00	-2.70	-672.			-4619.
4.12	-1.85	.61	6.23	-631.			-4371.
4.33	-1.73	-1.65	14.60	-590.			-4140.
4.55	-1.60	-2.49	-9.41	-547.	522.98	494.	-3920.
4.77	-1.47	-1.24	-2.20	-504.			-3708.
4.98	-1.34	-1.49	4.41	-459.			-3501.
5.20	-1.21	-3.11	10.40	-414.			-3302.
5.42	-1.07	-5.96	15.76	-367.			-3122.
5.63	-.92	-4.06	-11.37	-316.	526.37	498.	-2974.
5.85	-.77	-2.04	-7.40	-262.			-2866.
6.07	-.61	-.80	-4.18	-208.			-2796.
6.28	-.45	-.17	-1.71	-152.			-2754.
6.50	-.28	.00	.00	-97.			-2726.

CALCULATED LOSSES FROM WEDGE SLIP AND FRICTION

POST TENSION PROCEDURE B

(EVERY SECOND STRAND TENSIONED FROM END 1, EVERY SECOND FROM END 2)

AT ACTIVE END:	57.07 KN
AT L(SLIP):	28.54 KN
AT L/2:	69.03 KN
AT L(SLIP) FROM PASSIVE END:	109.51 KN
AT PASSIVE END:	138.05 KN

LENGTH OF L(SLIP):	12.30 M
--------------------	---------

"50-6.50-SC10-Lleno"

LOADING 1 - INSIDE PRESSURE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 36.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-43.81	0.		27.83	50.59
.22	.68	9.33	-31.40	116.		27.82	50.59
.43	1.32	15.94	-21.04	226.		27.82	50.59
.65	1.91	20.27	-12.60	326.	477.99	27.82	50.59
.87	2.42	22.75	-5.94	414.	480.55	27.82	50.59
1.08	2.85	23.75	-.86	488.		27.82	50.59
1.30	3.20	23.61	2.83	546.	484.42	26.62	48.40
1.52	3.46	22.63	5.33	590.		25.31	46.02
1.73	3.63	21.05	6.85	620.	486.57	24.00	43.63
1.95	3.73	19.10	7.58	637.		22.69	41.25
2.17	3.75	16.92	7.68	641.	487.18	21.38	38.87
2.38	3.72	14.67	7.31	635.		20.07	36.48
2.60	3.63	12.44	6.61	620.		18.75	34.10
2.82	3.50	10.19	12.65	597.	485.90	17.44	31.72
3.03	3.33	8.11	11.13	568.		16.13	29.33
3.25	3.12	6.23	9.56	534.		14.82	26.95
3.47	2.90	4.56	8.02	496.	482.93	13.51	24.57
3.68	2.66	3.12	6.53	455.		12.20	22.18
3.90	2.41	1.91	5.15	412.		10.89	19.80
4.12	2.15	.91	3.89	367.		9.58	17.42
4.33	1.89	.11	2.75	322.		8.27	15.03
4.55	1.62	-.50	1.76	277.	476.56	6.96	12.65
4.77	1.36	-.93	.90	233.		5.65	10.27
4.98	1.10	-1.20	.17	189.		4.34	7.88
5.20	.85	-1.31	-.44	145.		3.02	5.50
5.42	.60	-1.29	-.22	103.		1.71	3.12
5.63	.36	-1.12	-1.11	61.	470.25	.40	.73
5.85	.12	-.81	-1.66	20.		.00	.00
6.07	-.12	-.44	-1.66	-20.		.00	.00
6.28	-.35	-.13	-1.11	-61.		.00	.00
6.50	-.59	.00	.00	-101.		.00	.00

"50-6.50-SC10-Lleno"

LOADING 2 - TEMPERATURE DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -4.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	4.88	0.		5.99	.00
.22	-.08	1.05	4.79	-13.		5.99	.00
.43	-.13	2.07	4.55	-22.		5.99	.00
.65	-.17	3.01	4.20	-28.	467.64	5.99	.00
.87	-.19	3.88	3.79	-32.	467.53	5.99	.00
1.08	-.20	4.65	3.33	-34.		5.99	.00
1.30	-.20	5.32	2.86	-34.	467.46	5.99	.00
1.52	-.20	5.89	2.40	-34.		5.99	.00
1.73	-.19	6.36	1.94	-33.	467.51	5.99	.00
1.95	-.18	6.73	1.50	-31.		5.99	.00
2.17	-.17	7.01	1.08	-30.	467.60	5.99	.00
2.38	-.16	7.21	.69	-28.		5.99	.00
2.60	-.16	7.31	.31	-27.		5.99	.00
2.82	-.15	7.34	-.05	-26.	467.71	5.99	.00
3.03	-.15	7.30	-.39	-25.		5.99	.00
3.25	-.14	7.17	-.73	-24.		5.99	.00
3.47	-.14	6.98	-1.07	-24.	467.76	5.99	.00
3.68	-.14	6.71	-1.40	-24.		5.99	.00
3.90	-.14	6.37	-1.72	-23.		5.99	.00
4.12	-.13	5.97	-2.04	-23.		5.99	.00
4.33	-.13	5.49	-2.34	-21.		5.99	.00
4.55	-.11	4.95	-2.63	-19.	467.90	5.99	.00
4.77	-.09	4.36	-2.87	-16.		5.99	.00
4.98	-.06	3.71	-3.06	-11.		5.99	.00
5.20	-.02	3.04	-3.16	-4.		5.99	.00
5.42	.03	2.35	-3.16	5.		5.99	.00
5.63	.10	1.68	-3.00	18.	468.98	5.99	.00
5.85	.19	1.06	-2.66	33.		5.99	.00
6.07	.30	.54	-2.08	52.		5.99	.00
6.28	.44	.18	-1.21	75.		5.99	.00
6.50	.60	.04	.00	102.		5.99	.00

"50-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 1

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.35
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 18.9 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.43	.00	-23.09	-148.			37.56	68.30
.22	.11	4.50	-3.45	-118.			37.56	68.30
.43	.63	4.51	15.16	-91.			37.56	68.30
.65	1.10	6.21	3.09	-66.	500.53	473.93	37.56	68.30
.87	1.50	4.89	-9.93	-46.	502.56	475.96	37.56	68.30
1.08	1.84	5.72	5.80	-29.			37.56	68.30
1.30	2.11	4.45	-8.99	-15.	505.62	479.01	35.94	65.34
1.52	2.32	4.76	5.07	-4.			34.17	62.12
1.73	14.61	10.61	-11.30	3.	567.92	541.32	32.40	58.90
1.95	15.08	11.98	1.25	8.			30.63	55.69
2.17	15.23	7.69	-16.56	11.	571.01	544.40	28.86	52.47
2.38	15.08	11.41	-5.37	10.			27.09	49.25
2.60	14.68	9.07	5.20	7.			25.32	46.03
2.82	14.05	12.71	-5.09	2.	565.11	538.51	23.55	42.82
3.03	2.22	6.02	3.69	-7.			21.78	39.60
3.25	2.05	4.81	11.96	-19.			20.01	36.38
3.47	1.86	2.18	-9.89	-34.	504.34	477.74	18.24	33.16
3.68	1.65	3.69	-2.51	-51.			16.47	29.95
3.90	1.42	3.54	4.48	-70.			14.70	26.73
4.12	1.18	1.81	11.09	-91.			12.93	23.51
4.33	.94	-1.39	17.36	-114.			11.16	20.29
4.55	.70	-2.99	-6.38	-135.	498.56	471.96	9.39	17.08
4.77	.47	-2.42	-.82	-155.			7.62	13.86
4.98	.24	-3.01	4.35	-173.			5.85	10.64
5.20	.02	-4.67	9.11	-190.			4.08	7.42
5.42	-.19	-7.30	14.39	-203.			2.31	4.21
5.63	-.38	-5.30	-12.10	-212.	493.19	466.58	.54	.99
5.85	-.56	-2.99	-9.15	-217.			.00	.00
6.07	-.73	-1.34	-6.14	-221.			.00	.00
6.28	-.89	-.34	-3.09	-224.			.00	.00
6.50	-1.06	.00	.00	-227.			.00	.00

MAX. VALUES: 12.71 17.36 11. 571.01 544.40

MIN. VALUES: -7.30 -23.09 -227. 493.19 466.58

"50-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 2

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.35
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.50
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 12.7 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KNM/M	KN/M
.00	-.43	.00	-15.76	-148.			46.55	68.30
.22	.00	6.08	3.74	-137.			46.55	68.30
.43	.43	7.61	21.98	-124.			46.55	68.30
.65	.85	10.74	9.39	-109.	499.30	472.69	46.55	68.30
.87	1.22	10.71	-4.26	-94.	501.16	474.56	46.55	68.30
1.08	1.55	12.70	10.80	-79.			46.55	68.30
1.30	1.81	12.44	-4.69	-66.	504.12	477.51	44.92	65.34
1.52	2.02	13.60	8.67	-55.			43.15	62.12
1.73	2.17	13.90	-8.40	-46.	505.91	479.30	41.38	58.90
1.95	2.27	15.02	3.50	-38.			39.61	55.69
2.17	2.30	13.68	-14.94	-34.	506.56	479.96	37.84	52.47
2.38	2.29	15.49	-4.34	-32.			36.07	49.25
2.60	2.24	14.69	5.67	-33.			34.30	46.03
2.82	2.14	16.23	-5.16	-37.	505.74	479.13	32.53	42.82
3.03	2.01	16.97	3.10	-44.			30.76	39.60
3.25	1.84	15.56	10.86	-56.			28.99	36.38
3.47	1.65	12.64	-11.49	-70.	503.28	476.68	27.22	33.16
3.68	1.44	13.76	-4.60	-87.			25.46	29.95
3.90	1.21	13.10	1.89	-105.			23.69	26.73
4.12	.98	10.76	8.03	-126.			21.92	23.51
4.33	.75	6.85	13.84	-146.			20.15	20.29
4.55	.53	4.43	-10.32	-164.	497.72	471.11	18.38	17.08
4.77	.33	4.12	-5.13	-179.			16.61	13.86
4.98	.14	2.56	-.24	-190.			14.84	10.64
5.20	-.02	-.12	4.36	-196.			13.07	7.42
5.42	-.14	-3.78	9.66	-195.			11.30	4.21
5.63	-.22	-2.78	-16.60	-185.	493.95	467.35	9.53	.99
5.85	-.27	-1.40	-13.14	-168.			8.98	.00
6.07	-.27	-.52	-9.27	-143.			8.98	.00
6.28	-.24	-.06	-4.91	-111.			8.98	.00
6.50	-.16	.07	.00	-73.			8.98	.00

MAX. VALUES: 16.97 21.98 -32. 506.56 479.96

MIN. VALUES: -3.78 -16.60 -196. 493.95 467.35

"50-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 3

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 9.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KNM/M	KN/M
.00	-.39	.00	-11.36	-133.			27.83	50.59
.22	-.05	2.05	3.65	-131.			27.82	50.59
.43	.28	.64	18.16	-130.			27.82	50.59
.65	.57	1.23	5.49	-130.	497.94	471.33	27.82	50.59
.87	.83	-.49	-7.66	-130.	499.21	472.61	27.82	50.59
1.08	1.04	.04	5.41	-131.			27.82	50.59
1.30	1.22	-1.07	-8.70	-131.	501.13	474.53	26.62	48.40
1.52	1.34	-.59	3.42	-131.			25.31	46.02
1.73	1.43	-.61	-11.65	-130.	502.22	475.61	24.00	43.63
1.95	1.48	.32	-.51	-129.			22.69	41.25
2.17	1.50	-.80	-16.56	-128.	502.56	475.95	21.38	38.87
2.38	1.49	1.06	-6.40	-127.			20.07	36.48
2.60	1.44	.67	3.26	-127.			18.75	34.10
2.82	1.38	2.50	-7.30	-127.	501.94	475.33	17.44	31.72
3.03	1.29	3.68	.93	-128.			16.13	29.33
3.25	1.18	2.99	8.71	-132.			14.82	26.95
3.47	1.05	.98	-10.63	-137.	500.30	473.70	13.51	24.57
3.68	.91	2.65	-3.66	-144.			12.20	22.18
3.90	.76	2.77	2.92	-152.			10.89	19.80
4.12	.60	1.43	9.14	-161.			9.58	17.42
4.33	.44	-1.27	15.03	-172.			8.27	15.03
4.55	.28	-2.59	-6.12	-182.	496.47	469.87	6.96	12.65
4.77	.13	-1.97	-.94	-190.			5.65	10.27
4.98	-.02	-2.45	3.88	-197.			4.34	7.88
5.20	-.17	-3.92	8.29	-202.			3.02	5.50
5.42	-.30	-6.29	13.00	-205.			1.71	3.12
5.63	-.42	-4.53	-10.65	-204.	492.99	466.38	.40	.73
5.85	-.53	-2.52	-7.88	-200.			.00	.00
6.07	-.63	-1.11	-5.17	-195.			.00	.00
6.28	-.73	-.27	-2.54	-189.			.00	.00
6.50	-.83	.00	.00	-182.			.00	.00

MAX. VALUES: 3.68 18.16 -127. 502.56 475.95

MIN. VALUES: -6.29 -16.56 -205. 492.99 466.38

"50-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 4

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 5.0 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KNM/M	KN/M
.00	-.39	.00	-6.48	-133.			33.81	50.59
.22	-.12	3.10	8.44	-144.			33.81	50.59
.43	.15	2.70	22.71	-152.			33.81	50.59
.65	.41	4.25	9.69	-158.	497.11	470.51	33.81	50.59
.87	.64	3.39	-3.88	-162.	498.28	471.67	33.81	50.59
1.08	.85	4.69	8.74	-165.			33.81	50.59
1.30	1.02	4.25	-5.83	-165.	500.13	473.53	32.61	48.40
1.52	1.15	5.31	5.82	-165.			31.30	46.02
1.73	1.24	5.75	-9.71	-163.	501.27	474.66	29.99	43.63
1.95	1.30	7.05	.99	-160.			28.68	41.25
2.17	1.33	6.22	-15.47	-158.	501.69	475.09	27.37	38.87
2.38	1.32	8.27	-5.71	-155.			26.06	36.48
2.60	1.29	7.99	3.57	-154.			24.74	34.10
2.82	1.23	9.84	-7.35	-153.	501.19	474.58	23.43	31.72
3.03	1.14	10.97	.53	-153.			22.12	29.33
3.25	1.03	10.16	7.97	-156.			20.81	26.95
3.47	.91	7.96	-11.69	-161.	499.60	472.99	19.50	24.57
3.68	.77	9.36	-5.06	-167.			18.19	22.18
3.90	.62	9.15	1.20	-175.			16.88	19.80
4.12	.47	7.40	7.11	-184.			15.57	17.42
4.33	.31	4.22	12.69	-193.			14.26	15.03
4.55	.17	2.36	-8.75	-201.	495.91	469.30	12.95	12.65
4.77	.03	2.38	-3.80	-206.			11.64	10.27
4.98	-.09	1.26	.82	-208.			10.33	7.88
5.20	-.19	-.89	5.13	-206.			9.01	5.50
5.42	-.27	-3.94	9.85	-199.			7.70	3.12
5.63	-.31	-2.85	-13.65	-186.	493.50	466.90	6.39	.73
5.85	-.33	-1.46	-10.54	-167.			5.99	.00
6.07	-.32	-.56	-7.25	-143.			5.99	.00
6.28	-.29	-.09	-3.76	-113.			5.99	.00
6.50	-.23	.04	.00	-80.			5.99	.00

MAX. VALUES: 10.97 22.71 -80. 501.69 475.09

MIN. VALUES: -3.94 -15.47 -208. 493.50 466.90

ABETONG

PAGE : 1

BOX 24

35103 VŽXJ™

PHONE: 0470-96500

"50-6.50-SC10-Lleno"

PROGRAM USER:

DATE:

INPUT FILE: 50cv.txt

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE ABETONG PRECAST CONCRETE PANEL TANK

SIZE OF SILO:

HEIGHT OF SILO: 6.50 M

RADIUS OF SILO: 18.95 M

WIDTH OF PRECAST PANEL: 2.400 M

HEIGHT OF VERTICAL RIB: .240 M

MEAN WIDTH OF VERTICAL RIB: .200 M

NUMBER OF TENDONS: 9

NUMBER OF RESULT LEVELS: 30

THICKNESS OF PANEL AT THE HEIGHT

M	M
.185	.00
.185	6.50

CONCRETE INPUT VALUES:

SHORT-TERM E-MODUL CONCRETE: 35.00 GPA

SHRINKAGE VALUE OF CONCRETE: .100 PROMILLE

COEFFICIENT OF CREEP " : 1.00

NUMBER OF STRESSING PANELS: 2

STEEL INPUT VALUES:

E-MODUL OF TENDON-STEEL: 195.00 GPA

CLASS OF RELAXATION: 2

FRICTION COEFF. OF TENDON : .07

WOBBLING OF TENDON: .0100 M-1

WEDGE DRAW-IN OF THE ANCHORAGE: 4.00 MM

TENSILE STRENGTH OF TENDON: 1860.00 MPA

TENDON NO	TENDON FORCE KN	LOCATION FROM BOTTOM M	STEEL AREA CM2	RIB AREA M2
1	600.00	.45	4.500	.000000
2	600.00	.85	4.500	.000000
3	600.00	1.25	4.500	.000000
4	600.00	1.65	4.500	.000000
5	600.00	2.15	4.500	.000000
6	600.00	2.65	4.500	.000000
7	600.00	3.45	4.500	.000000
8	600.00	4.45	4.500	.000000
9	600.00	5.45	4.500	.000000

INSIDE LOADS:

HEIGHT OF INSIDE FILLING: 5.70 M

DENSITY OF INSIDE FILLING: 10.00 KN/M3

ANGLE OF FRICTION OF INSIDE FILLING: .0 DEG.

EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

ABETONG

BOX 24

35103 VŽXJ™

PAGE : 2

PHONE: 0470-96500

"50-6.50-SC10-Lleno"

OUTSIDE LOADS:

HEIGHT OF OUTSIDE FILLING: .00 M
DENSITY OF OUTSIDE FILLING: 20.00 KN/M3
ANGLE OF FRICTION OF OUTSIDE FILLING: 30.0 DEG.
HEIGHT OF GROUND WATER LEVEL: .00 M
EFF. DENSITY BELOW GROUND WATER: 10.00 KN/M3
SURFACE LOADS ON FILLING: 10.00 KN/M2
EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

TEMPERATURE LOADS:

TEMP. DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE CENT.GRADES	TEMP. REDUCTION AT THE HEIGHT CENT.GRADES	THE HEIGHT M	EFF. COEFF OF CREEP
12	.000	6.500	1.000

VERTICAL BUCKLING LOAD 21324 KN/M

CALCULATED LONG-TERM LOSSES (PERCENT): 6.76

DUE TO CREEP: .81

SHRINKAGE: 1.41

RELAXATION: 4.54

"50-6.50-SC10-Lleno"

POST-TENSIONING STAGE 1 (15 % OF FULL TENDON FORCE)

RADIAL DEFLECTION AT BOTTOM (NO SUPPORT): -.43 MM

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	BUCKLING LOAD LIMIT (HOR.)
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN/M
.00	-.43	.00	.00	-148.		-2726.
.22	-.44	-.22	2.05	-150.		-2662.
.43	-.45	-.89	4.12	-152.		-2611.
.65	-.45	-1.05	1.45	-154.	83.47	-2580.
.87	-.45	-1.52	-1.20	-155.	83.46	-2576.
1.08	-.45	-1.49	.92	-155.		-2597.
1.30	-.45	-1.68	-1.73	-154.	83.48	-2632.
1.52	-.44	-1.53	.36	-152.		-2666.
1.73	-.44	-1.44	-2.35	-149.	83.55	-2692.
1.95	-.42	-1.15	-.33	-145.		-2707.
2.17	-.41	-1.21	-3.14	-140.	83.67	-2711.
2.38	-.40	-.74	-1.25	-135.		-2709.
2.60	-.38	-.66	.56	-129.		-2704.
2.82	-.36	-.18	-2.48	-123.	83.92	-2698.
3.03	-.34	.18	-.84	-117.		-2694.
3.25	-.32	.19	.72	-111.		-2692.
3.47	-.31	-.05	-2.57	-104.	84.19	-2694.
3.68	-.29	.36	-1.18	-98.		-2698.
3.90	-.27	.47	.13	-93.		-2704.
4.12	-.25	.31	1.36	-87.		-2709.
4.33	-.24	-.11	2.52	-82.		-2711.
4.55	-.22	-.30	-1.17	-76.	84.61	-2707.
4.77	-.21	-.16	-.17	-71.		-2692.
4.98	-.19	-.22	.76	-65.		-2666.
5.20	-.17	-.48	1.61	-59.		-2632.
5.42	-.15	-.91	2.38	-53.		-2597.
5.63	-.13	-.63	-1.72	-46.	85.05	-2576.
5.85	-.11	-.32	-1.14	-39.		-2580.
6.07	-.09	-.13	-.66	-31.		-2611.
6.28	-.07	-.03	-.28	-24.		-2662.
6.50	-.05	.00	.00	-17.		-2726.

"50-6.50-SC10-Lleno"

POST-TENSIONING STAGE 2 (FULL TENDON FORCE)

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -32.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE (USED VALUE)	BUCKLING LOAD LIMIT HOR.
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KN/M
.00	-.43	.00	39.16	-148.			*****
.22	-.83	-8.77	42.14	-285.			*****
.43	-1.22	-18.39	46.96	-417.			-1283443.
.65	-1.57	-22.89	21.71	-538.	523.13	495.	-238461.
.87	-1.88	-27.91	-1.98	-644.	521.58	493.	-76990.
1.08	-2.15	-28.49	7.48	-733.			-35211.
1.30	-2.35	-29.65	-13.76	-804.	519.23	491.	-20555.
1.52	-2.51	-27.89	-2.34	-857.			-14243.
1.73	-2.61	-26.02	-22.13	-893.	517.94	489.	-11082.
1.95	-2.67	-22.57	-9.73	-912.			-9295.
2.17	-2.68	-21.29	-28.99	-917.	517.59	489.	-8169.
2.38	-2.66	-16.37	-16.45	-909.			-7387.
2.60	-2.61	-14.15	-4.09	-891.			-6791.
2.82	-2.53	-9.27	-23.87	-863.	518.37	490.	-6305.
3.03	-2.43	-5.37	-12.24	-830.			-5888.
3.25	-2.32	-3.93	-1.09	-794.			-5519.
3.47	-2.21	-4.33	-22.28	-755.	519.96	491.	-5189.
3.68	-2.09	-.60	-12.21	-714.			-4890.
3.90	-1.97	1.00	-2.70	-672.			-4619.
4.12	-1.85	.61	6.23	-631.			-4371.
4.33	-1.73	-1.65	14.60	-590.			-4140.
4.55	-1.60	-2.49	-9.41	-547.	522.98	494.	-3920.
4.77	-1.47	-1.24	-2.20	-504.			-3708.
4.98	-1.34	-1.49	4.41	-459.			-3501.
5.20	-1.21	-3.11	10.40	-414.			-3302.
5.42	-1.07	-5.96	15.76	-367.			-3122.
5.63	-.92	-4.06	-11.37	-316.	526.37	498.	-2974.
5.85	-.77	-2.04	-7.40	-262.			-2866.
6.07	-.61	-.80	-4.18	-208.			-2796.
6.28	-.45	-.17	-1.71	-152.			-2754.
6.50	-.28	.00	.00	-97.			-2726.

CALCULATED LOSSES FROM WEDGE SLIP AND FRICTION

POST TENSION PROCEDURE B

(EVERY SECOND STRAND TENSIONED FROM END 1, EVERY SECOND FROM END 2)

AT ACTIVE END:	57.07 KN
AT L(SLIP):	28.54 KN
AT L/2:	69.03 KN
AT L(SLIP) FROM PASSIVE END:	109.51 KN
AT PASSIVE END:	138.05 KN

LENGTH OF L(SLIP):	12.30 M
--------------------	---------

"50-6.50-SC10-Lleno"

LOADING 1 - INSIDE PRESSURE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 36.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-43.81	0.		27.83	50.59
.22	.68	9.33	-31.40	116.		27.82	50.59
.43	1.32	15.94	-21.04	226.		27.82	50.59
.65	1.91	20.27	-12.60	326.	477.99	27.82	50.59
.87	2.42	22.75	-5.94	414.	480.55	27.82	50.59
1.08	2.85	23.75	-.86	488.		27.82	50.59
1.30	3.20	23.61	2.83	546.	484.42	26.62	48.40
1.52	3.46	22.63	5.33	590.		25.31	46.02
1.73	3.63	21.05	6.85	620.	486.57	24.00	43.63
1.95	3.73	19.10	7.58	637.		22.69	41.25
2.17	3.75	16.92	7.68	641.	487.18	21.38	38.87
2.38	3.72	14.67	7.31	635.		20.07	36.48
2.60	3.63	12.44	6.61	620.		18.75	34.10
2.82	3.50	10.19	12.65	597.	485.90	17.44	31.72
3.03	3.33	8.11	11.13	568.		16.13	29.33
3.25	3.12	6.23	9.56	534.		14.82	26.95
3.47	2.90	4.56	8.02	496.	482.93	13.51	24.57
3.68	2.66	3.12	6.53	455.		12.20	22.18
3.90	2.41	1.91	5.15	412.		10.89	19.80
4.12	2.15	.91	3.89	367.		9.58	17.42
4.33	1.89	.11	2.75	322.		8.27	15.03
4.55	1.62	-.50	1.76	277.	476.56	6.96	12.65
4.77	1.36	-.93	.90	233.		5.65	10.27
4.98	1.10	-1.20	.17	189.		4.34	7.88
5.20	.85	-1.31	-.44	145.		3.02	5.50
5.42	.60	-1.29	-.22	103.		1.71	3.12
5.63	.36	-1.12	-1.11	61.	470.25	.40	.73
5.85	.12	-.81	-1.66	20.		.00	.00
6.07	-.12	-.44	-1.66	-20.		.00	.00
6.28	-.35	-.13	-1.11	-61.		.00	.00
6.50	-.59	.00	.00	-101.		.00	.00

"50-6.50-SC10-Lleno"

LOADING 2 - TEMPERATURE DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 4.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-4.88	0.		-5.99	.00
.22	.08	-1.05	-4.79	13.		-5.99	.00
.43	.13	-2.07	-4.55	22.		-5.99	.00
.65	.17	-3.01	-4.20	28.	469.29	-5.99	.00
.87	.19	-3.88	-3.79	32.	469.40	-5.99	.00
1.08	.20	-4.65	-3.33	34.		-5.99	.00
1.30	.20	-5.32	-2.86	34.	469.47	-5.99	.00
1.52	.20	-5.89	-2.40	34.		-5.99	.00
1.73	.19	-6.36	-1.94	33.	469.42	-5.99	.00
1.95	.18	-6.73	-1.50	31.		-5.99	.00
2.17	.17	-7.01	-1.08	30.	469.33	-5.99	.00
2.38	.16	-7.21	-.69	28.		-5.99	.00
2.60	.16	-7.31	-.31	27.		-5.99	.00
2.82	.15	-7.34	.05	26.	469.22	-5.99	.00
3.03	.15	-7.30	.39	25.		-5.99	.00
3.25	.14	-7.17	.73	24.		-5.99	.00
3.47	.14	-6.98	1.07	24.	469.17	-5.99	.00
3.68	.14	-6.71	1.40	24.		-5.99	.00
3.90	.14	-6.37	1.72	23.		-5.99	.00
4.12	.13	-5.97	2.04	23.		-5.99	.00
4.33	.13	-5.49	2.34	21.		-5.99	.00
4.55	.11	-4.95	2.63	19.	469.03	-5.99	.00
4.77	.09	-4.36	2.87	16.		-5.99	.00
4.98	.06	-3.71	3.06	11.		-5.99	.00
5.20	.02	-3.04	3.16	4.		-5.99	.00
5.42	-.03	-2.35	3.16	-5.		-5.99	.00
5.63	-.10	-1.68	3.00	-18.	467.95	-5.99	.00
5.85	-.19	-1.06	2.66	-33.		-5.99	.00
6.07	-.30	-.54	2.08	-52.		-5.99	.00
6.28	-.44	-.18	1.21	-75.		-5.99	.00
6.50	-.60	-.04	.00	-102.		-5.99	.00

"50-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 1

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.35
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 18.9 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.43	.00	-23.09	-148.			37.56	68.30
.22	.11	4.50	-3.45	-118.			37.56	68.30
.43	.63	4.51	15.16	-91.			37.56	68.30
.65	1.10	6.21	3.09	-66.	500.53	473.93	37.56	68.30
.87	1.50	4.89	-9.93	-46.	502.56	475.96	37.56	68.30
1.08	1.84	5.72	5.80	-29.			37.56	68.30
1.30	2.11	4.45	-8.99	-15.	505.62	479.01	35.94	65.34
1.52	2.32	4.76	5.07	-4.			34.17	62.12
1.73	14.61	10.61	-11.30	3.	567.92	541.32	32.40	58.90
1.95	15.08	11.98	1.25	8.			30.63	55.69
2.17	15.23	7.69	-16.56	11.	571.01	544.40	28.86	52.47
2.38	15.08	11.41	-5.37	10.			27.09	49.25
2.60	14.68	9.07	5.20	7.			25.32	46.03
2.82	14.05	12.71	-5.09	2.	565.11	538.51	23.55	42.82
3.03	2.22	6.02	3.69	-7.			21.78	39.60
3.25	2.05	4.81	11.96	-19.			20.01	36.38
3.47	1.86	2.18	-9.89	-34.	504.34	477.74	18.24	33.16
3.68	1.65	3.69	-2.51	-51.			16.47	29.95
3.90	1.42	3.54	4.48	-70.			14.70	26.73
4.12	1.18	1.81	11.09	-91.			12.93	23.51
4.33	.94	-1.39	17.36	-114.			11.16	20.29
4.55	.70	-2.99	-6.38	-135.	498.56	471.96	9.39	17.08
4.77	.47	-2.42	-.82	-155.			7.62	13.86
4.98	.24	-3.01	4.35	-173.			5.85	10.64
5.20	.02	-4.67	9.11	-190.			4.08	7.42
5.42	-.19	-7.30	14.39	-203.			2.31	4.21
5.63	-.38	-5.30	-12.10	-212.	493.19	466.58	.54	.99
5.85	-.56	-2.99	-9.15	-217.			.00	.00
6.07	-.73	-1.34	-6.14	-221.			.00	.00
6.28	-.89	-.34	-3.09	-224.			.00	.00
6.50	-1.06	.00	.00	-227.			.00	.00

MAX. VALUES: 12.71 17.36 11. 571.01 544.40

MIN. VALUES: -7.30 -23.09 -227. 493.19 466.58

"50-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 2

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.35
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.50
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 25.0 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.43	.00	-30.42	-148.			28.58	68.30
.22	.22	2.92	-10.63	-99.			28.58	68.30
.43	.82	1.42	8.33	-58.			28.58	68.30
.65	1.34	1.69	-3.21	-24.	501.77	475.16	28.58	68.30
.87	9.66	3.31	-15.61	2.	543.26	516.65	28.58	68.30
1.08	11.73	3.61	.80	22.			28.58	68.30
1.30	13.36	-.97	-13.28	36.	561.68	535.07	26.95	65.34
1.52	14.56	-1.49	1.48	46.			25.18	62.12
1.73	15.37	-3.50	-14.21	52.	571.70	545.10	23.41	58.90
1.95	15.81	-2.96	-1.01	55.			21.64	55.69
2.17	15.91	-7.87	-18.19	55.	574.44	547.83	19.87	52.47
2.38	15.73	-4.58	-6.40	52.			18.10	49.25
2.60	15.30	-7.16	4.73	47.			16.34	46.03
2.82	14.64	-3.58	-5.02	40.	568.09	541.49	14.57	42.82
3.03	13.79	-1.50	4.28	31.			12.80	39.60
3.25	12.77	-4.20	13.06	18.			11.03	36.38
3.47	11.60	-10.18	-8.29	2.	552.92	526.31	9.26	33.16
3.68	1.86	-6.37	-.41	-15.			7.49	29.95
3.90	1.63	-6.02	7.06	-35.			5.72	26.73
4.12	1.38	-7.14	14.15	-57.			3.95	23.51
4.33	1.13	-9.62	20.87	-82.			2.18	20.29
4.55	.87	-10.42	-2.45	-106.	499.41	472.80	.41	17.08
4.77	.61	-8.95	3.48	-131.			-1.36	13.86
4.98	.33	-8.58	8.93	-157.			-3.13	10.64
5.20	.06	-9.23	13.85	-183.			-4.90	7.42
5.42	-.23	-10.83	19.13	-211.			-6.67	4.21
5.63	-.53	-7.82	-7.60	-238.	492.42	465.81	-8.44	.99
5.85	-.85	-4.59	-5.16	-267.			-8.98	.00
6.07	-1.18	-2.15	-3.02	-299.			-8.98	.00
6.28	-1.55	-.61	-1.27	-337.			-8.98	.00
6.50	-1.96	-.07	.00	-380.			-8.98	.00

MAX. VALUES: 3.61 20.87 55. 574.44 547.83

MIN. VALUES: -10.83 -30.42 -380. 492.42 465.81

"50-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 3

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 9.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.39	.00	-11.36	-133.			27.83	50.59
.22	-.05	2.05	3.65	-131.			27.82	50.59
.43	.28	.64	18.16	-130.			27.82	50.59
.65	.57	1.23	5.49	-130.	497.94	471.33	27.82	50.59
.87	.83	-.49	-7.66	-130.	499.21	472.61	27.82	50.59
1.08	1.04	.04	5.41	-131.			27.82	50.59
1.30	1.22	-1.07	-8.70	-131.	501.13	474.53	26.62	48.40
1.52	1.34	-.59	3.42	-131.			25.31	46.02
1.73	1.43	-.61	-11.65	-130.	502.22	475.61	24.00	43.63
1.95	1.48	.32	-.51	-129.			22.69	41.25
2.17	1.50	-.80	-16.56	-128.	502.56	475.95	21.38	38.87
2.38	1.49	1.06	-6.40	-127.			20.07	36.48
2.60	1.44	.67	3.26	-127.			18.75	34.10
2.82	1.38	2.50	-7.30	-127.	501.94	475.33	17.44	31.72
3.03	1.29	3.68	.93	-128.			16.13	29.33
3.25	1.18	2.99	8.71	-132.			14.82	26.95
3.47	1.05	.98	-10.63	-137.	500.30	473.70	13.51	24.57
3.68	.91	2.65	-3.66	-144.			12.20	22.18
3.90	.76	2.77	2.92	-152.			10.89	19.80
4.12	.60	1.43	9.14	-161.			9.58	17.42
4.33	.44	-1.27	15.03	-172.			8.27	15.03
4.55	.28	-2.59	-6.12	-182.	496.47	469.87	6.96	12.65
4.77	.13	-1.97	-.94	-190.			5.65	10.27
4.98	-.02	-2.45	3.88	-197.			4.34	7.88
5.20	-.17	-3.92	8.29	-202.			3.02	5.50
5.42	-.30	-6.29	13.00	-205.			1.71	3.12
5.63	-.42	-4.53	-10.65	-204.	492.99	466.38	.40	.73
5.85	-.53	-2.52	-7.88	-200.			.00	.00
6.07	-.63	-1.11	-5.17	-195.			.00	.00
6.28	-.73	-.27	-2.54	-189.			.00	.00
6.50	-.83	.00	.00	-182.			.00	.00

MAX. VALUES: 3.68 18.16 -127. 502.56 475.95

MIN. VALUES: -6.29 -16.56 -205. 492.99 466.38

"50-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 4

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 13.2 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KNM/M	KN/M
.00	-.39	.00	-16.25	-133.			21.84	50.59
.22	.03	.99	-1.14	-118.			21.84	50.59
.43	.41	-1.43	13.61	-108.			21.84	50.59
.65	.74	-1.78	1.29	-102.	498.76	472.16	21.84	50.59
.87	1.02	-4.37	-11.45	-98.	500.15	473.54	21.83	50.59
1.08	1.24	-4.61	2.07	-97.			21.83	50.59
1.30	1.42	-6.39	-11.56	-97.	502.14	475.53	20.63	48.40
1.52	1.54	-6.48	1.02	-97.			19.32	46.02
1.73	1.62	-6.97	-13.59	-98.	503.17	476.57	18.01	43.63
1.95	1.67	-6.42	-2.01	-98.			16.70	41.25
2.17	1.67	-7.81	-17.64	-99.	503.42	476.81	15.39	38.87
2.38	1.65	-6.15	-7.09	-99.			14.08	36.48
2.60	1.60	-6.64	2.95	-100.			12.77	34.10
2.82	1.53	-4.84	-7.25	-101.	502.69	476.08	11.45	31.72
3.03	1.43	-3.62	1.32	-103.			10.14	29.33
3.25	1.32	-4.19	9.44	-107.			8.83	26.95
3.47	1.19	-6.00	-9.56	-113.	501.01	474.40	7.52	24.57
3.68	1.05	-4.06	-2.27	-120.			6.21	22.18
3.90	.90	-3.60	4.64	-128.			4.90	19.80
4.12	.74	-4.53	11.18	-138.			3.59	17.42
4.33	.57	-6.76	17.37	-150.			2.28	15.03
4.55	.39	-7.54	-3.50	-162.	497.04	470.43	.97	12.65
4.77	.22	-6.33	1.93	-174.			-.34	10.27
4.98	.04	-6.16	6.93	-186.			-1.65	7.88
5.20	-.14	-6.96	11.45	-198.			-2.96	5.50
5.42	-.33	-8.64	16.16	-210.			-4.28	3.12
5.63	-.52	-6.21	-7.65	-221.	492.48	465.87	-5.59	.73
5.85	-.72	-3.58	-5.22	-233.			-5.99	.00
6.07	-.93	-1.65	-3.09	-247.			-5.99	.00
6.28	-1.17	-.46	-1.33	-264.			-5.99	.00
6.50	-1.43	-.04	.00	-285.			-5.99	.00

MAX. VALUES: .99 17.37 -97. 503.42 476.81

MIN. VALUES: -8.64 -17.64 -285. 492.48 465.87

ABETONG

PAGE : 1

BOX 24

35103 VŽXJ™

PHONE: 0470-96500

"67-6.50-SC10-Vacío"

PROGRAM USER:

DATE:

INPUT FILE: 50v.txt

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE ABETONG PRECAST CONCRETE PANEL TANK

SIZE OF SILO:

HEIGHT OF SILO: 6.50 M

RADIUS OF SILO: 18.95 M

WIDTH OF PRECAST PANEL: 2.400 M

HEIGHT OF VERTICAL RIB: .240 M

MEAN WIDTH OF VERTICAL RIB: .200 M

NUMBER OF TENDONS: 9

NUMBER OF RESULT LEVELS: 30

THICKNESS OF PANEL AT THE HEIGHT

M	M
.185	.00
.185	6.50

CONCRETE INPUT VALUES:

SHORT-TERM E-MODUL CONCRETE: 35.00 GPA

SHRINKAGE VALUE OF CONCRETE: .100 PROMILLE

COEFFICIENT OF CREEP " : 1.00

NUMBER OF STRESSING PANELS: 2

STEEL INPUT VALUES:

E-MODUL OF TENDON-STEEL: 195.00 GPA

CLASS OF RELAXATION: 2

FRICTION COEFF. OF TENDON : .07

WOBLING OF TENDON: .0100 M-1

WEDGE DRAW-IN OF THE ANCHORAGE: 4.00 MM

TENSILE STRENGTH OF TENDON: 1860.00 MPA

TENDON NO	TENDON FORCE KN	LOCATION FROM BOTTOM M	STEEL AREA CM2	RIB AREA M2
1	600.00	.45	4.500	.000000
2	600.00	.85	4.500	.000000
3	600.00	1.25	4.500	.000000
4	600.00	1.65	4.500	.000000
5	600.00	2.15	4.500	.000000
6	600.00	2.65	4.500	.000000
7	600.00	3.45	4.500	.000000
8	600.00	4.45	4.500	.000000
9	600.00	5.45	4.500	.000000

INSIDE LOADS:

HEIGHT OF INSIDE FILLING: 5.70 M

DENSITY OF INSIDE FILLING: 10.00 KN/M3

ANGLE OF FRICTION OF INSIDE FILLING: .0 DEG.

EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

ABETONG

BOX 24

35103 VŽXJ™

PAGE : 2

PHONE: 0470-96500

"67-6.50-SC10-Vacio"

OUTSIDE LOADS:

HEIGHT OF OUTSIDE FILLING: .00 M
DENSITY OF OUTSIDE FILLING: 20.00 KN/M3
ANGLE OF FRICTION OF OUTSIDE FILLING: 30.0 DEG.
HEIGHT OF GROUND WATER LEVEL: .00 M
EFF. DENSITY BELOW GROUND WATER: 10.00 KN/M3
SURFACE LOADS ON FILLING: 10.00 KN/M2
EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

TEMPERATURE LOADS:

TEMP. DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE CENT.GRADES	TEMP. REDUCTION AT THE HEIGHT CENT.GRADES	THE HEIGHT M	EFF. COEFF OF CREEP
6	.000	6.500	1.000

VERTICAL BUCKLING LOAD 21324 KN/M

CALCULATED LONG-TERM LOSSES (PERCENT): 6.76

DUE TO CREEP: .81

SHRINKAGE: 1.41

RELAXATION: 4.54

"67-6.50-SC10-Vacío"

POST-TENSIONING STAGE 1 (15 % OF FULL TENDON FORCE)

RADIAL DEFLECTION AT BOTTOM (NO SUPPORT): -.43 MM

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	BUCKLING LOAD LIMIT (HOR.)
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN/M
.00	-.43	.00	.00	-148.		-2726.
.22	-.44	-.22	2.05	-150.		-2662.
.43	-.45	-.89	4.12	-152.		-2611.
.65	-.45	-1.05	1.45	-154.	83.47	-2580.
.87	-.45	-1.52	-1.20	-155.	83.46	-2576.
1.08	-.45	-1.49	.92	-155.		-2597.
1.30	-.45	-1.68	-1.73	-154.	83.48	-2632.
1.52	-.44	-1.53	.36	-152.		-2666.
1.73	-.44	-1.44	-2.35	-149.	83.55	-2692.
1.95	-.42	-1.15	-.33	-145.		-2707.
2.17	-.41	-1.21	-3.14	-140.	83.67	-2711.
2.38	-.40	-.74	-1.25	-135.		-2709.
2.60	-.38	-.66	.56	-129.		-2704.
2.82	-.36	-.18	-2.48	-123.	83.92	-2698.
3.03	-.34	.18	-.84	-117.		-2694.
3.25	-.32	.19	.72	-111.		-2692.
3.47	-.31	-.05	-2.57	-104.	84.19	-2694.
3.68	-.29	.36	-1.18	-98.		-2698.
3.90	-.27	.47	.13	-93.		-2704.
4.12	-.25	.31	1.36	-87.		-2709.
4.33	-.24	-.11	2.52	-82.		-2711.
4.55	-.22	-.30	-1.17	-76.	84.61	-2707.
4.77	-.21	-.16	-.17	-71.		-2692.
4.98	-.19	-.22	.76	-65.		-2666.
5.20	-.17	-.48	1.61	-59.		-2632.
5.42	-.15	-.91	2.38	-53.		-2597.
5.63	-.13	-.63	-1.72	-46.	85.05	-2576.
5.85	-.11	-.32	-1.14	-39.		-2580.
6.07	-.09	-.13	-.66	-31.		-2611.
6.28	-.07	-.03	-.28	-24.		-2662.
6.50	-.05	.00	.00	-17.		-2726.

"67-6.50-SC10-Vacío"

POST-TENSIONING STAGE 2 (FULL TENDON FORCE)

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -32.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE (USED VALUE)	BUCKLING LOAD LIMIT HOR.
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KN/M
.00	-.43	.00	39.16	-148.			*****
.22	-.83	-8.77	42.14	-285.			*****
.43	-1.22	-18.39	46.96	-417.			-1283443.
.65	-1.57	-22.89	21.71	-538.	523.13	495.	-238461.
.87	-1.88	-27.91	-1.98	-644.	521.58	493.	-76990.
1.08	-2.15	-28.49	7.48	-733.			-35211.
1.30	-2.35	-29.65	-13.76	-804.	519.23	491.	-20555.
1.52	-2.51	-27.89	-2.34	-857.			-14243.
1.73	-2.61	-26.02	-22.13	-893.	517.94	489.	-11082.
1.95	-2.67	-22.57	-9.73	-912.			-9295.
2.17	-2.68	-21.29	-28.99	-917.	517.59	489.	-8169.
2.38	-2.66	-16.37	-16.45	-909.			-7387.
2.60	-2.61	-14.15	-4.09	-891.			-6791.
2.82	-2.53	-9.27	-23.87	-863.	518.37	490.	-6305.
3.03	-2.43	-5.37	-12.24	-830.			-5888.
3.25	-2.32	-3.93	-1.09	-794.			-5519.
3.47	-2.21	-4.33	-22.28	-755.	519.96	491.	-5189.
3.68	-2.09	-.60	-12.21	-714.			-4890.
3.90	-1.97	1.00	-2.70	-672.			-4619.
4.12	-1.85	.61	6.23	-631.			-4371.
4.33	-1.73	-1.65	14.60	-590.			-4140.
4.55	-1.60	-2.49	-9.41	-547.	522.98	494.	-3920.
4.77	-1.47	-1.24	-2.20	-504.			-3708.
4.98	-1.34	-1.49	4.41	-459.			-3501.
5.20	-1.21	-3.11	10.40	-414.			-3302.
5.42	-1.07	-5.96	15.76	-367.			-3122.
5.63	-.92	-4.06	-11.37	-316.	526.37	498.	-2974.
5.85	-.77	-2.04	-7.40	-262.			-2866.
6.07	-.61	-.80	-4.18	-208.			-2796.
6.28	-.45	-.17	-1.71	-152.			-2754.
6.50	-.28	.00	.00	-97.			-2726.

CALCULATED LOSSES FROM WEDGE SLIP AND FRICTION

POST TENSION PROCEDURE B

(EVERY SECOND STRAND TENSIONED FROM END 1, EVERY SECOND FROM END 2)

AT ACTIVE END: 57.07 KN
 AT L(SLIP): 28.54 KN
 AT L/2: 69.03 KN
 AT L(SLIP) FROM PASSIVE END: 109.51 KN
 AT PASSIVE END: 138.05 KN

LENGTH OF L(SLIP): 12.30 M

"67-6.50-SC10-Vacío"

LOADING 1 - INSIDE PRESSURE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 36.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-43.81	0.		27.83	50.59
.22	.68	9.33	-31.40	116.		27.82	50.59
.43	1.32	15.94	-21.04	226.		27.82	50.59
.65	1.91	20.27	-12.60	326.	477.99	27.82	50.59
.87	2.42	22.75	-5.94	414.	480.55	27.82	50.59
1.08	2.85	23.75	-.86	488.		27.82	50.59
1.30	3.20	23.61	2.83	546.	484.42	26.62	48.40
1.52	3.46	22.63	5.33	590.		25.31	46.02
1.73	3.63	21.05	6.85	620.	486.57	24.00	43.63
1.95	3.73	19.10	7.58	637.		22.69	41.25
2.17	3.75	16.92	7.68	641.	487.18	21.38	38.87
2.38	3.72	14.67	7.31	635.		20.07	36.48
2.60	3.63	12.44	6.61	620.		18.75	34.10
2.82	3.50	10.19	12.65	597.	485.90	17.44	31.72
3.03	3.33	8.11	11.13	568.		16.13	29.33
3.25	3.12	6.23	9.56	534.		14.82	26.95
3.47	2.90	4.56	8.02	496.	482.93	13.51	24.57
3.68	2.66	3.12	6.53	455.		12.20	22.18
3.90	2.41	1.91	5.15	412.		10.89	19.80
4.12	2.15	.91	3.89	367.		9.58	17.42
4.33	1.89	.11	2.75	322.		8.27	15.03
4.55	1.62	-.50	1.76	277.	476.56	6.96	12.65
4.77	1.36	-.93	.90	233.		5.65	10.27
4.98	1.10	-1.20	.17	189.		4.34	7.88
5.20	.85	-1.31	-.44	145.		3.02	5.50
5.42	.60	-1.29	-.22	103.		1.71	3.12
5.63	.36	-1.12	-1.11	61.	470.25	.40	.73
5.85	.12	-.81	-1.66	20.		.00	.00
6.07	-.12	-.44	-1.66	-20.		.00	.00
6.28	-.35	-.13	-1.11	-61.		.00	.00
6.50	-.59	.00	.00	-101.		.00	.00

"67-6.50-SC10-Vacío"

LOADING 2 - TEMPERATURE DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 2.0 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-2.44	0.		-2.99	.00
.22	.04	-.53	-2.40	6.		-2.99	.00
.43	.06	-1.03	-2.27	11.		-2.99	.00
.65	.08	-1.51	-2.10	14.	468.88	-2.99	.00
.87	.09	-1.94	-1.89	16.	468.93	-2.99	.00
1.08	.10	-2.33	-1.67	17.		-2.99	.00
1.30	.10	-2.66	-1.43	17.	468.97	-2.99	.00
1.52	.10	-2.95	-1.20	17.		-2.99	.00
1.73	.10	-3.18	-.97	16.	468.94	-2.99	.00
1.95	.09	-3.37	-.75	16.		-2.99	.00
2.17	.09	-3.51	-.54	15.	468.90	-2.99	.00
2.38	.08	-3.60	-.34	14.		-2.99	.00
2.60	.08	-3.66	-.16	13.		-2.99	.00
2.82	.08	-3.67	.02	13.	468.84	-2.99	.00
3.03	.07	-3.65	.20	12.		-2.99	.00
3.25	.07	-3.59	.37	12.		-2.99	.00
3.47	.07	-3.49	.53	12.	468.82	-2.99	.00
3.68	.07	-3.36	.70	12.		-2.99	.00
3.90	.07	-3.19	.86	12.		-2.99	.00
4.12	.07	-2.98	1.02	11.		-2.99	.00
4.33	.06	-2.75	1.17	11.		-2.99	.00
4.55	.06	-2.48	1.31	10.	468.75	-2.99	.00
4.77	.05	-2.18	1.43	8.		-2.99	.00
4.98	.03	-1.86	1.53	5.		-2.99	.00
5.20	.01	-1.52	1.58	2.		-2.99	.00
5.42	-.02	-1.18	1.58	-3.		-2.99	.00
5.63	-.05	-.84	1.50	-9.	468.21	-2.99	.00
5.85	-.10	-.53	1.33	-16.		-2.99	.00
6.07	-.15	-.27	1.04	-26.		-2.99	.00
6.28	-.22	-.09	.61	-38.		-2.99	.00
6.50	-.30	-.02	.00	-51.		-2.99	.00

"67-6.50-SC10-Vacio"

DESIGN CASE 1

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.10
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -33.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.48	.00	39.65	-163.			.00	.00
.22	-.88	-8.90	42.84	-302.			.00	.00
.43	-1.27	-18.70	47.91	-435.			.00	.00
.65	-1.63	-23.27	22.11	-558.	486.93	460.32	.00	.00
.87	-1.95	-28.40	-2.11	-665.	485.36	458.75	.00	.00
1.08	-2.21	-28.97	7.66	-756.			.00	.00
1.30	-2.42	-30.16	-14.09	-828.	482.99	456.38	.00	.00
1.52	-2.58	-28.37	-2.34	-881.			.00	.00
1.73	-2.68	-26.48	-22.61	-917.	481.69	455.08	.00	.00
1.95	-2.74	-22.95	-9.88	-936.			.00	.00
2.17	-2.75	-21.66	-29.62	-941.	481.34	454.74	.00	.00
2.38	-2.73	-16.64	-16.76	-932.			.00	.00
2.60	-2.67	-14.38	-4.09	-913.			.00	.00
2.82	-2.59	-9.40	-24.38	-885.	482.16	455.55	.00	.00
3.03	-2.49	-5.42	-12.47	-851.			.00	.00
3.25	-2.38	-3.96	-1.04	-814.			.00	.00
3.47	-2.26	-4.38	-22.79	-774.	483.78	457.18	.00	.00
3.68	-2.14	-.58	-12.46	-731.			.00	.00
3.90	-2.01	1.06	-2.72	-688.			.00	.00
4.12	-1.89	.65	6.43	-646.			.00	.00
4.33	-1.77	-1.69	15.00	-604.			.00	.00
4.55	-1.64	-2.55	-9.63	-561.	486.88	460.28	.00	.00
4.77	-1.51	-1.27	-2.24	-516.			.00	.00
4.98	-1.38	-1.53	4.53	-471.			.00	.00
5.20	-1.24	-3.19	10.67	-424.			.00	.00
5.42	-1.10	-6.11	16.16	-376.			.00	.00
5.63	-.95	-4.16	-11.67	-324.	490.35	463.74	.00	.00
5.85	-.79	-2.09	-7.60	-269.			.00	.00
6.07	-.62	-.82	-4.29	-213.			.00	.00
6.28	-.46	-.18	-1.76	-156.			.00	.00
6.50	-.29	.00	.00	-100.			.00	.00

MAX. VALUES: 1.06 47.91 -100. 490.35 463.74

MIN. VALUES: -30.16 -29.62 -941. 481.34 454.74

"67-6.50-SC10-Vacio"

DESIGN CASE 2

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.50
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -27.4 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.43	.00	32.38	-148.			-4.49	.00
.22	-.75	-8.88	35.35	-265.			-4.49	.00
.43	-1.06	-18.55	40.14	-379.			-4.49	.00
.65	-1.36	-23.41	16.95	-486.	488.29	461.68	-4.49	.00
.87	-1.63	-28.73	-4.76	-581.	486.94	460.34	-4.49	.00
1.08	-1.86	-29.83	4.46	-662.			-4.49	.00
1.30	-2.05	-31.41	-14.95	-727.	484.84	458.23	-4.49	.00
1.52	-2.20	-30.21	-3.92	-776.			-4.49	.00
1.73	-2.30	-28.84	-22.01	-809.	483.62	457.01	-4.49	.00
1.95	-2.35	-25.92	-10.11	-828.			-4.49	.00
2.17	-2.37	-24.95	-27.74	-833.	483.24	456.63	-4.49	.00
2.38	-2.36	-20.53	-15.75	-826.			-4.49	.00
2.60	-2.31	-18.56	-3.96	-810.			-4.49	.00
2.82	-2.24	-14.05	-22.13	-785.	483.89	457.29	-4.49	.00
3.03	-2.15	-10.40	-11.04	-755.			-4.49	.00
3.25	-2.06	-8.98	-.40	-721.			-4.49	.00
3.47	-1.95	-9.22	-19.91	-685.	485.34	458.73	-4.49	.00
3.68	-1.84	-5.56	-10.28	-647.			-4.49	.00
3.90	-1.73	-3.82	-1.19	-608.			-4.49	.00
4.12	-1.62	-3.89	7.37	-570.			-4.49	.00
4.33	-1.51	-5.65	15.40	-533.			-4.49	.00
4.55	-1.41	-6.03	-6.79	-495.	488.05	461.45	-4.49	.00
4.77	-1.30	-4.42	.11	-457.			-4.49	.00
4.98	-1.20	-4.18	6.41	-420.			-4.49	.00
5.20	-1.11	-5.18	12.07	-383.			-4.49	.00
5.42	-1.02	-7.32	17.06	-346.			-4.49	.00
5.63	-.94	-5.05	-8.35	-307.	490.39	463.79	-4.49	.00
5.85	-.86	-2.70	-4.91	-269.			-4.49	.00
6.07	-.80	-1.15	-2.34	-233.			-4.49	.00
6.28	-.75	-.30	-.69	-198.			-4.49	.00
6.50	-.71	-.03	.00	-167.			-4.49	.00

MAX. VALUES: .00 40.14 -148. 490.39 463.79

MIN. VALUES: -31.41 -27.74 -833. 483.24 456.63

"67-6.50-SC10-Vacio"

DESIGN CASE 3

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -30.4 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.43	.00	36.05	-148.			.00	.00
.22	-.80	-8.09	38.95	-275.			.00	.00
.43	-1.16	-17.00	43.56	-396.			.00	.00
.65	-1.48	-21.15	20.10	-507.	487.67	461.06	.00	.00
.87	-1.77	-25.81	-1.92	-605.	486.24	459.64	.00	.00
1.08	-2.01	-26.34	6.96	-687.			.00	.00
1.30	-2.20	-27.42	-12.81	-753.	484.09	457.48	.00	.00
1.52	-2.35	-25.79	-2.13	-801.			.00	.00
1.73	-2.44	-24.07	-20.56	-834.	482.90	456.30	.00	.00
1.95	-2.49	-20.86	-8.98	-851.			.00	.00
2.17	-2.50	-19.69	-26.93	-855.	482.59	455.98	.00	.00
2.38	-2.48	-15.13	-15.24	-847.			.00	.00
2.60	-2.43	-13.08	-3.72	-830.			.00	.00
2.82	-2.35	-8.55	-22.17	-805.	483.33	456.72	.00	.00
3.03	-2.26	-4.93	-11.33	-774.			.00	.00
3.25	-2.16	-3.60	-.95	-740.			.00	.00
3.47	-2.06	-3.99	-20.71	-703.	484.81	458.20	.00	.00
3.68	-1.95	-.52	-11.33	-665.			.00	.00
3.90	-1.83	.96	-2.48	-626.			.00	.00
4.12	-1.72	.59	5.84	-587.			.00	.00
4.33	-1.61	-1.53	13.64	-549.			.00	.00
4.55	-1.49	-2.32	-8.76	-510.	487.63	461.02	.00	.00
4.77	-1.37	-1.16	-2.04	-469.			.00	.00
4.98	-1.25	-1.39	4.12	-428.			.00	.00
5.20	-1.13	-2.90	9.70	-386.			.00	.00
5.42	-1.00	-5.56	14.70	-342.			.00	.00
5.63	-.86	-3.79	-10.60	-294.	490.78	464.17	.00	.00
5.85	-.72	-1.90	-6.91	-245.			.00	.00
6.07	-.57	-.74	-3.90	-194.			.00	.00
6.28	-.42	-.16	-1.60	-142.			.00	.00
6.50	-.27	.00	.00	-91.			.00	.00

MAX. VALUES: .96 43.56 -91. 490.78 464.17

MIN. VALUES: -27.42 -26.93 -855. 482.59 455.98

"67-6.50-SC10-Vacio"

DESIGN CASE 4

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -28.4 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.43	.00	33.60	-148.			-2.99	.00
.22	-.77	-8.62	36.55	-268.			-2.99	.00
.43	-1.09	-18.03	41.28	-385.			-2.99	.00
.65	-1.40	-22.66	18.00	-493.	488.08	461.48	-2.99	.00
.87	-1.68	-27.76	-3.81	-589.	486.71	460.10	-2.99	.00
1.08	-1.91	-28.67	5.30	-670.			-2.99	.00
1.30	-2.10	-30.08	-14.24	-736.	484.59	457.98	-2.99	.00
1.52	-2.25	-28.74	-3.32	-784.			-2.99	.00
1.73	-2.34	-27.25	-21.53	-817.	483.38	456.77	-2.99	.00
1.95	-2.40	-24.23	-9.73	-835.			-2.99	.00
2.17	-2.42	-23.20	-27.47	-840.	483.02	456.42	-2.99	.00
2.38	-2.40	-18.73	-15.58	-833.			-2.99	.00
2.60	-2.35	-16.73	-3.88	-817.			-2.99	.00
2.82	-2.28	-12.22	-22.14	-792.	483.71	457.10	-2.99	.00
3.03	-2.19	-8.57	-11.14	-761.			-2.99	.00
3.25	-2.09	-7.19	-.58	-727.			-2.99	.00
3.47	-1.99	-7.47	-20.18	-691.	485.16	458.56	-2.99	.00
3.68	-1.88	-3.88	-10.63	-653.			-2.99	.00
3.90	-1.76	-2.22	-1.62	-614.			-2.99	.00
4.12	-1.65	-2.39	6.86	-576.			-2.99	.00
4.33	-1.54	-4.28	14.81	-538.			-2.99	.00
4.55	-1.44	-4.79	-7.45	-500.	487.91	461.30	-2.99	.00
4.77	-1.33	-3.34	-.60	-461.			-2.99	.00
4.98	-1.22	-3.25	5.65	-423.			-2.99	.00
5.20	-1.12	-4.42	11.28	-384.			-2.99	.00
5.42	-1.02	-6.73	16.27	-344.			-2.99	.00
5.63	-.91	-4.63	-9.10	-303.	490.52	463.92	-2.99	.00
5.85	-.81	-2.43	-5.58	-261.			-2.99	.00
6.07	-.72	-1.02	-2.86	-220.			-2.99	.00
6.28	-.64	-.25	-.99	-180.			-2.99	.00
6.50	-.56	-.02	.00	-142.			-2.99	.00

MAX. VALUES: .00 41.28 -142. 490.52 463.92

MIN. VALUES: -30.08 -27.47 -840. 483.02 456.42

ABETONG

PAGE : 1

BOX 24

35103 VŽXJ™

PHONE: 0470-96500

"67-6.50-SC10-Sismo"

PROGRAM USER:

DATE:

INPUT FILE: 50s.txt

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE ABETONG PRECAST CONCRETE PANEL TANK

SIZE OF SILO:

HEIGHT OF SILO: 6.50 M
RADIUS OF SILO: 18.95 M
WIDTH OF PRECAST PANEL: 2.400 M
HEIGHT OF VERTICAL RIB: .240 M
MEAN WIDTH OF VERTICAL RIB: .200 M
NUMBER OF TENDONS: 9
NUMBER OF RESULT LEVELS: 30

THICKNESS OF PANEL AT THE HEIGHT

M	M
.185	.00
.185	6.50

CONCRETE INPUT VALUES:

SHORT-TERM E-MODUL CONCRETE: 35.00 GPA
SHRINKAGE VALUE OF CONCRETE: .100 PROMILLE
COEFFICIENT OF CREEP " : 1.00
NUMBER OF STRESSING PANELS: 2

STEEL INPUT VALUES:

E-MODUL OF TENDON-STEEL: 195.00 GPA
CLASS OF RELAXATION: 2
FRICTION COEFF. OF TENDON : .07
WOBBLING OF TENDON: .0100 M-1
WEDGE DRAW-IN OF THE ANCHORAGE: 4.00 MM
TENSILE STRENGTH OF TENDON: 1860.00 MPA

TENDON NO	TENDON FORCE KN	LOCATION FROM BOTTOM M	STEEL AREA CM2	RIB AREA M2
1	600.00	.45	4.500	.000000
2	600.00	.85	4.500	.000000
3	600.00	1.25	4.500	.000000
4	600.00	1.65	4.500	.000000
5	600.00	2.15	4.500	.000000
6	600.00	2.65	4.500	.000000
7	600.00	3.45	4.500	.000000
8	600.00	4.45	4.500	.000000
9	600.00	5.45	4.500	.000000

INSIDE LOADS:

HEIGHT OF INSIDE FILLING: 5.70 M
DENSITY OF INSIDE FILLING: 10.00 KN/M3
ANGLE OF FRICTION OF INSIDE FILLING: .0 DEG.
EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

ABETONG

BOX 24

35103 VŽXJ™

PAGE : 2

PHONE: 0470-96500

"67-6.50-SC10-Sismo"

DISTRIBUTION OF INSIDE PRESSURE

POSITION .00 .81 1.63 2.44 3.26 4.07 4.89 5.70
PRESSURE 60.00 51.00 43.00 35.00 27.00 18.00 10.00 1.00
OUTSIDE LOADS:

HEIGHT OF OUTSIDE FILLING: .00 M
DENSITY OF OUTSIDE FILLING: 20.00 KN/M3
ANGLE OF FRICTION OF OUTSIDE FILLING: 30.0 DEG.
HEIGHT OF GROUND WATER LEVEL: .00 M
EFF. DENSITY BELOW GROUND WATER: 10.00 KN/M3
SURFACE LOADS ON FILLING: 10.00 KN/M2
EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

TEMPERATURE LOADS:

TEMP. DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE CENT.GRADES	TEMP. REDUCTION AT THE HEIGHT CENT.GRADES	EFF. COEFF OF CREEP
-12	.000	1.000

VERTICAL BUCKLING LOAD 21324 KN/M

CALCULATED LONG-TERM LOSSES (PERCENT): 6.76

DUE TO CREEP: .81
SHRINKAGE: 1.41
RELAXATION: 4.54

"67-6.50-SC10-Sismo"

POST-TENSIONING STAGE 1 (15 % OF FULL TENDON FORCE)

RADIAL DEFLECTION AT BOTTOM (NO SUPPORT): -.43 MM

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	BUCKLING LOAD LIMIT (HOR.)
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN/M
.00	-.43	.00	.00	-148.		-2726.
.22	-.44	-.22	2.05	-150.		-2662.
.43	-.45	-.89	4.12	-152.		-2611.
.65	-.45	-1.05	1.45	-154.	83.47	-2580.
.87	-.45	-1.52	-1.20	-155.	83.46	-2576.
1.08	-.45	-1.49	.92	-155.		-2597.
1.30	-.45	-1.68	-1.73	-154.	83.48	-2632.
1.52	-.44	-1.53	.36	-152.		-2666.
1.73	-.44	-1.44	-2.35	-149.	83.55	-2692.
1.95	-.42	-1.15	-.33	-145.		-2707.
2.17	-.41	-1.21	-3.14	-140.	83.67	-2711.
2.38	-.40	-.74	-1.25	-135.		-2709.
2.60	-.38	-.66	.56	-129.		-2704.
2.82	-.36	-.18	-2.48	-123.	83.92	-2698.
3.03	-.34	.18	-.84	-117.		-2694.
3.25	-.32	.19	.72	-111.		-2692.
3.47	-.31	-.05	-2.57	-104.	84.19	-2694.
3.68	-.29	.36	-1.18	-98.		-2698.
3.90	-.27	.47	.13	-93.		-2704.
4.12	-.25	.31	1.36	-87.		-2709.
4.33	-.24	-.11	2.52	-82.		-2711.
4.55	-.22	-.30	-1.17	-76.	84.61	-2707.
4.77	-.21	-.16	-.17	-71.		-2692.
4.98	-.19	-.22	.76	-65.		-2666.
5.20	-.17	-.48	1.61	-59.		-2632.
5.42	-.15	-.91	2.38	-53.		-2597.
5.63	-.13	-.63	-1.72	-46.	85.05	-2576.
5.85	-.11	-.32	-1.14	-39.		-2580.
6.07	-.09	-.13	-.66	-31.		-2611.
6.28	-.07	-.03	-.28	-24.		-2662.
6.50	-.05	.00	.00	-17.		-2726.

"67-6.50-SC10-Sismo"

POST-TENSIONING STAGE 2 (FULL TENDON FORCE)

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -32.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE (USED VALUE)	BUCKLING LOAD LIMIT HOR.
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KN/M
.00	-.43	.00	39.16	-148.			*****
.22	-.83	-8.77	42.14	-285.			*****
.43	-1.22	-18.39	46.96	-417.			-1283443.
.65	-1.57	-22.89	21.71	-538.	523.13	495.	-238461.
.87	-1.88	-27.91	-1.98	-644.	521.58	493.	-76990.
1.08	-2.15	-28.49	7.48	-733.			-35211.
1.30	-2.35	-29.65	-13.76	-804.	519.23	491.	-20555.
1.52	-2.51	-27.89	-2.34	-857.			-14243.
1.73	-2.61	-26.02	-22.13	-893.	517.94	489.	-11082.
1.95	-2.67	-22.57	-9.73	-912.			-9295.
2.17	-2.68	-21.29	-28.99	-917.	517.59	489.	-8169.
2.38	-2.66	-16.37	-16.45	-909.			-7387.
2.60	-2.61	-14.15	-4.09	-891.			-6791.
2.82	-2.53	-9.27	-23.87	-863.	518.37	490.	-6305.
3.03	-2.43	-5.37	-12.24	-830.			-5888.
3.25	-2.32	-3.93	-1.09	-794.			-5519.
3.47	-2.21	-4.33	-22.28	-755.	519.96	491.	-5189.
3.68	-2.09	-.60	-12.21	-714.			-4890.
3.90	-1.97	1.00	-2.70	-672.			-4619.
4.12	-1.85	.61	6.23	-631.			-4371.
4.33	-1.73	-1.65	14.60	-590.			-4140.
4.55	-1.60	-2.49	-9.41	-547.	522.98	494.	-3920.
4.77	-1.47	-1.24	-2.20	-504.			-3708.
4.98	-1.34	-1.49	4.41	-459.			-3501.
5.20	-1.21	-3.11	10.40	-414.			-3302.
5.42	-1.07	-5.96	15.76	-367.			-3122.
5.63	-.92	-4.06	-11.37	-316.	526.37	498.	-2974.
5.85	-.77	-2.04	-7.40	-262.			-2866.
6.07	-.61	-.80	-4.18	-208.			-2796.
6.28	-.45	-.17	-1.71	-152.			-2754.
6.50	-.28	.00	.00	-97.			-2726.

CALCULATED LOSSES FROM WEDGE SLIP AND FRICTION

POST TENSION PROCEDURE B

(EVERY SECOND STRAND TENSIONED FROM END 1, EVERY SECOND FROM END 2)

AT ACTIVE END:	57.07 KN
AT L(SLIP):	28.54 KN
AT L/2:	69.03 KN
AT L(SLIP) FROM PASSIVE END:	109.51 KN
AT PASSIVE END:	138.05 KN

LENGTH OF L(SLIP):	12.30 M
--------------------	---------

"67-6.50-SC10-Sismo"

LOADING 1 - INSIDE PRESSURE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 38.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-45.71	0.		28.91	52.56
.22	.72	9.73	-32.68	122.		28.91	52.56
.43	1.40	16.61	-21.84	239.		28.91	52.56
.65	2.02	21.11	-13.06	345.	478.55	28.91	52.56
.87	2.57	23.69	-6.19	439.	481.27	28.91	52.56
1.08	3.03	24.74	-.97	517.		28.91	52.56
1.30	3.39	24.61	2.82	580.	485.39	27.96	50.84
1.52	3.67	23.63	5.37	628.		26.68	48.52
1.73	3.86	22.03	6.91	660.	487.74	25.40	46.18
1.95	3.98	20.03	7.63	679.		24.10	43.82
2.17	4.01	17.82	7.69	686.	488.48	22.81	41.47
2.38	3.99	15.53	7.28	681.		21.51	39.12
2.60	3.90	13.26	6.52	666.		20.23	36.78
2.82	3.77	10.96	13.10	644.	487.26	18.95	34.46
3.03	3.60	8.83	11.56	614.		17.67	32.13
3.25	3.39	6.89	9.98	579.		16.39	29.81
3.47	3.16	5.16	8.41	540.	484.23	14.95	27.17
3.68	2.91	3.66	6.86	497.		13.49	24.53
3.90	2.65	2.39	5.38	452.		12.03	21.88
4.12	2.38	1.34	4.00	406.		10.61	19.30
4.33	2.10	.52	2.77	359.		9.34	16.97
4.55	1.82	-.10	1.72	311.	477.54	8.06	14.65
4.77	1.54	-.55	.86	263.		6.78	12.32
4.98	1.26	-.84	.18	216.		5.42	9.86
5.20	.99	-1.01	-.35	169.		3.97	7.21
5.42	.72	-1.06	.25	123.		2.51	4.56
5.63	.46	-.97	-.62	78.	470.74	1.05	1.91
5.85	.19	-.74	-1.38	33.		.00	.00
6.07	-.07	-.42	-1.52	-11.		.00	.00
6.28	-.33	-.13	-1.06	-56.		.00	.00
6.50	-.58	.00	.00	-100.		.00	.00

ABETONG

BOX 24

35103 VŽXJ™

PAGE : 6

PHONE: 0470-96500

"67-6.50-SC10-Sismo"

LOADING 2 - TEMPERATURE DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -4.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	4.88	0.		5.99	.00
.22	-.08	1.05	4.79	-13.		5.99	.00
.43	-.13	2.07	4.55	-22.		5.99	.00
.65	-.17	3.01	4.20	-28.	467.64	5.99	.00
.87	-.19	3.88	3.79	-32.	467.53	5.99	.00
1.08	-.20	4.65	3.33	-34.		5.99	.00
1.30	-.20	5.32	2.86	-34.	467.46	5.99	.00
1.52	-.20	5.89	2.40	-34.		5.99	.00
1.73	-.19	6.36	1.94	-33.	467.51	5.99	.00
1.95	-.18	6.73	1.50	-31.		5.99	.00
2.17	-.17	7.01	1.08	-30.	467.60	5.99	.00
2.38	-.16	7.21	.69	-28.		5.99	.00
2.60	-.16	7.31	.31	-27.		5.99	.00
2.82	-.15	7.34	-.05	-26.	467.71	5.99	.00
3.03	-.15	7.30	-.39	-25.		5.99	.00
3.25	-.14	7.17	-.73	-24.		5.99	.00
3.47	-.14	6.98	-1.07	-24.	467.76	5.99	.00
3.68	-.14	6.71	-1.40	-24.		5.99	.00
3.90	-.14	6.37	-1.72	-23.		5.99	.00
4.12	-.13	5.97	-2.04	-23.		5.99	.00
4.33	-.13	5.49	-2.34	-21.		5.99	.00
4.55	-.11	4.95	-2.63	-19.	467.90	5.99	.00
4.77	-.09	4.36	-2.87	-16.		5.99	.00
4.98	-.06	3.71	-3.06	-11.		5.99	.00
5.20	-.02	3.04	-3.16	-4.		5.99	.00
5.42	.03	2.35	-3.16	5.		5.99	.00
5.63	.10	1.68	-3.00	18.	468.98	5.99	.00
5.85	.19	1.06	-2.66	33.		5.99	.00
6.07	.30	.54	-2.08	52.		5.99	.00
6.28	.44	.18	-1.21	75.		5.99	.00
6.50	.60	.04	.00	102.		5.99	.00

"67-6.50-SC10-Sismo"

DESIGN CASE 1

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 7.7 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KNM/M	KN/M
.00	-.43	.00	-9.66	-148.			28.91	52.56
.22	-.09	1.64	6.27	-152.			28.91	52.56
.43	.24	-.39	21.72	-157.			28.91	52.56
.65	.54	-.04	7.04	-162.	497.75	471.15	28.91	52.56
.87	.80	-2.13	-8.11	-166.	499.04	472.44	28.91	52.56
1.08	1.02	-1.60	5.99	-170.			28.91	52.56
1.30	1.19	-2.81	-9.99	-173.	501.02	474.41	27.96	50.84
1.52	1.33	-2.17	3.25	-174.			26.68	48.52
1.73	1.42	-2.04	-13.64	-173.	502.18	475.57	25.40	46.18
1.95	1.48	-.83	-1.36	-172.			24.10	43.82
2.17	1.51	-1.87	-19.24	-170.	502.60	476.00	22.81	41.47
2.38	1.51	.40	-7.96	-167.			21.51	39.12
2.60	1.47	.18	2.80	-164.			20.23	36.78
2.82	1.41	2.42	-9.06	-161.	502.12	475.51	18.95	34.46
3.03	1.33	3.90	.22	-159.			17.67	32.13
3.25	1.23	3.29	9.03	-160.			16.39	29.81
3.47	1.10	1.18	-12.31	-163.	500.57	473.96	14.95	27.17
3.68	.97	3.14	-4.47	-167.			13.49	24.53
3.90	.82	3.35	2.91	-173.			12.03	21.88
4.12	.66	1.93	9.84	-181.			10.61	19.30
4.33	.49	-1.01	16.41	-190.			9.34	16.97
4.55	.33	-2.42	-7.04	-199.	496.71	470.10	8.06	14.65
4.77	.17	-1.71	-1.18	-206.			6.78	12.32
4.98	.01	-2.24	4.30	-212.			5.42	9.86
5.20	-.14	-3.91	9.35	-216.			3.97	7.21
5.42	-.28	-6.62	14.95	-218.			2.51	4.56
5.63	-.41	-4.76	-11.22	-216.	493.05	466.44	1.05	1.91
5.85	-.52	-2.64	-8.28	-212.			.00	.00
6.07	-.63	-1.16	-5.42	-205.			.00	.00
6.28	-.74	-.29	-2.66	-198.			.00	.00
6.50	-.85	.00	.00	-190.			.00	.00

MAX. VALUES:	3.90	21.72	-148.	502.60	476.00
MIN. VALUES:	-6.62	-19.24	-218.	493.05	466.44

"67-6.50-SC10-Sismo"

DESIGN CASE 2

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.50
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 1.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KNM/M	KN/M
.00	-.43	.00	-2.33	-148.			37.89	52.56
.22	-.20	3.22	13.45	-171.			37.89	52.56
.43	.05	2.71	28.54	-190.			37.89	52.56
.65	.29	4.48	13.34	-204.	496.52	469.91	37.89	52.56
.87	.52	3.69	-2.43	-214.	497.64	471.04	37.89	52.56
1.08	.72	5.37	10.99	-221.			37.89	52.56
1.30	.89	5.18	-5.70	-224.	499.51	472.91	36.95	50.84
1.52	1.03	6.67	6.84	-224.			35.67	48.52
1.73	1.14	7.50	-10.74	-222.	500.75	474.14	34.38	46.18
1.95	1.21	9.27	.89	-219.			33.09	43.82
2.17	1.25	8.65	-17.61	-214.	501.31	474.70	31.79	41.47
2.38	1.26	11.21	-6.93	-209.			30.50	39.12
2.60	1.24	11.16	3.27	-204.			29.21	36.78
2.82	1.19	13.43	-9.13	-199.	500.99	474.39	27.94	34.46
3.03	1.11	14.85	-.37	-197.			26.66	32.13
3.25	1.01	14.05	7.93	-197.			25.38	29.81
3.47	.89	11.65	-13.91	-199.	499.51	472.91	23.93	27.17
3.68	.76	13.20	-6.56	-203.			22.47	24.53
3.90	.61	12.91	.32	-209.			21.02	21.88
4.12	.46	10.88	6.78	-215.			19.60	19.30
4.33	.30	7.23	12.89	-223.			18.32	16.97
4.55	.16	5.01	-10.97	-228.	495.86	469.25	17.04	14.65
4.77	.03	4.83	-5.48	-230.			15.76	12.32
4.98	-.08	3.33	-.28	-228.			14.41	9.86
5.20	-.17	.65	4.61	-222.			12.95	7.21
5.42	-.23	-3.09	10.21	-210.			11.49	4.56
5.63	-.25	-2.24	-15.73	-190.	493.81	467.21	10.04	1.91
5.85	-.23	-1.05	-12.27	-162.			8.98	.00
6.07	-.18	-.34	-8.55	-127.			8.98	.00
6.28	-.08	-.01	-4.48	-85.			8.98	.00
6.50	.05	.07	.00	-37.			8.98	.00

MAX. VALUES: 14.85 28.54 -37. 501.31 474.70

MIN. VALUES: -3.09 -17.61 -230. 493.81 467.21

"67-6.50-SC10-Sismo"

DESIGN CASE 3

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 10.7 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.39	.00	-13.26	-133.			28.91	52.56
.22	-.01	2.45	2.37	-125.			28.91	52.56
.43	.36	1.31	17.36	-117.			28.91	52.56
.65	.69	2.08	5.03	-111.	498.49	471.89	28.91	52.56
.87	.97	.45	-7.92	-106.	499.93	473.32	28.91	52.56
1.08	1.22	1.03	5.30	-101.			28.91	52.56
1.30	1.41	-.06	-8.71	-97.	502.11	475.51	27.96	50.84
1.52	1.56	.41	3.46	-94.			26.68	48.52
1.73	1.67	.37	-11.59	-90.	503.39	476.79	25.40	46.18
1.95	1.73	1.26	-.46	-87.			24.10	43.82
2.17	1.76	.10	-16.54	-84.	503.85	477.24	22.81	41.47
2.38	1.75	1.92	-6.44	-82.			21.51	39.12
2.60	1.71	1.49	3.17	-81.			20.23	36.78
2.82	1.65	3.27	-6.84	-80.	503.29	476.69	18.95	34.46
3.03	1.56	4.40	1.36	-82.			17.67	32.13
3.25	1.44	3.65	9.13	-86.			16.39	29.81
3.47	1.31	1.58	-10.24	-93.	501.60	474.99	14.95	27.17
3.68	1.16	3.19	-3.34	-101.			13.49	24.53
3.90	1.00	3.25	3.15	-111.			12.03	21.88
4.12	.83	1.87	9.26	-123.			10.61	19.30
4.33	.65	-.86	15.04	-136.			9.34	16.97
4.55	.48	-2.19	-6.16	-148.	497.45	470.84	8.06	14.65
4.77	.31	-1.59	-.97	-159.			6.78	12.32
4.98	.14	-2.10	3.89	-169.			5.42	9.86
5.20	-.02	-3.62	8.38	-178.			3.97	7.21
5.42	-.18	-6.06	13.48	-184.			2.51	4.56
5.63	-.32	-4.38	-10.16	-187.	493.48	466.87	1.05	1.91
5.85	-.45	-2.45	-7.59	-187.			.00	.00
6.07	-.58	-1.09	-5.03	-186.			.00	.00
6.28	-.70	-.27	-2.50	-184.			.00	.00
6.50	-.82	.00	.00	-181.			.00	.00

MAX. VALUES: 4.40 17.36 -80. 503.85 477.24

MIN. VALUES: -6.06 -16.54 -187. 493.48 466.87

"67-6.50-SC10-Sismo"

DESIGN CASE 4

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 6.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KNM/M	KN/M
.00	-.39	.00	-8.38	-133.			34.89	52.56
.22	-.08	3.50	7.16	-137.			34.89	52.56
.43	.23	3.38	21.91	-139.			34.89	52.56
.65	.52	5.09	9.23	-139.	497.67	471.06	34.89	52.56
.87	.79	4.33	-4.13	-138.	498.99	472.39	34.89	52.56
1.08	1.02	5.68	8.63	-135.			34.89	52.56
1.30	1.21	5.26	-5.85	-132.	501.11	474.51	33.95	50.84
1.52	1.36	6.31	5.85	-127.			32.67	48.52
1.73	1.48	6.73	-9.65	-123.	502.44	475.83	31.39	46.18
1.95	1.55	7.99	1.04	-118.			30.09	43.82
2.17	1.59	7.11	-15.46	-114.	502.99	476.38	28.80	41.47
2.38	1.59	9.12	-5.75	-110.			27.50	39.12
2.60	1.56	8.81	3.48	-107.			26.22	36.78
2.82	1.50	10.61	-6.89	-106.	502.54	475.94	24.94	34.46
3.03	1.41	11.69	.96	-107.			23.66	32.13
3.25	1.30	10.82	8.39	-111.			22.38	29.81
3.47	1.17	8.56	-11.30	-117.	500.89	474.28	20.94	27.17
3.68	1.02	9.90	-4.73	-125.			19.48	24.53
3.90	.86	9.63	1.43	-134.			18.02	21.88
4.12	.70	7.84	7.22	-145.			16.60	19.30
4.33	.53	4.63	12.70	-157.			15.33	16.97
4.55	.36	2.77	-8.79	-167.	496.89	470.28	14.05	14.65
4.77	.21	2.77	-3.84	-175.			12.77	12.32
4.98	.07	1.61	.83	-180.			11.41	9.86
5.20	-.05	-.58	5.22	-182.			9.96	7.21
5.42	-.15	-3.71	10.32	-179.			8.50	4.56
5.63	-.22	-2.70	-13.17	-170.	493.99	467.38	7.04	1.91
5.85	-.26	-1.39	-10.25	-154.			5.99	.00
6.07	-.27	-.54	-7.12	-134.			5.99	.00
6.28	-.26	-.09	-3.71	-108.			5.99	.00
6.50	-.22	.04	.00	-79.			5.99	.00

MAX. VALUES: 11.69 21.91 -79. 502.99 476.38

MIN. VALUES: -3.71 -15.46 -182. 493.99 467.38

DEPÓSITO DE 67 PANELES DE 6.50 m CON CUBIERTA EN
COLMENAR VIEJO - MADRID

CÁLCULO:

ÍNDICE

	Pag:
Pretensado Horizontal:	1
Sismo:	2
Gradiente térmico en la pared:	4
Input:	6
Cálculo de paneles:	8
Zapata y solera:	16
Pieza de cubierta en "T" anillo exterior:	20
Pieza de cubierta en "T" anillo interior:	29
Jácena intermedia de apoyo:	38
Pilares jácena intermedia:	40
Placa central de apoyo:	43
Pilares placa central:	47
Resultados de cálculo estructural:	50

INNCEIVE – CANAL ISABEL II

NOVIEMBRE 2017

**Cálculo del nº de tendones de
pós-tensado para los paneles pared**

Proyecto: 67 sc10 6.50
Local: Colmenar Viejo
Ciente: INCIVE
Proyectista: JR - AG
Fecha: 06/11/2017

Distribución vertical del postensado horizontal

Número de tendones por unidad de longitud $n = Q_d / \sigma A_s$

$Q_d = \gamma_f \gamma_z R$ kN/m

$\gamma_{Q,ES}$ = Coef. Servicio para el líquido = 1.00

γ = densidad del líquido = 10 kN/m³

z = profundidad del líquido = 5.70 m

R = radio del depósito = 25.47 m

σ_{so} = tensión en el tendón después de pérdidas = 900 MPa

A_s = área del cable = 450 mm²

γ_p = Coef. Parc. Seguridad para la fuerza de postensado = 0.90

a_i = distancia desde la solera al tendón no. i

$a_i + 0,15$ = distancia desde el extremo inferior del panel al tendón no. i

Número de paneles: 67 unidades

Altura de los paneles: 6.65 m

Número de vainas: 11 unidades

Volumen de las vainas: 1.3 litro/m

Volumen de las juntas: 2.6 litro/m

Vol. aprox. del mortero de las juntas: 3458 litros

Nº de paneles de tensionamiento a adoptar = 2 unidades

Pos. Teórica		Posición de cálculo			distancia entre vainas (m)	Sección del panel sc10
Cabo	a_i (m)	Cabo	a_i (m)	$a_i + 0,15$ (m)		
1	0.25	1	0.30	450		
2	0.51	2	0.80	950	500	
3	0.79	3	1.20	1350	400	
4	1.08	4	1.60	1750	400	
5	1.39	5	2.00	2150	400	
6	1.72	6	2.30	2450	300	
7	2.08	7	2.70	2850	400	
8	2.48	8	3.40	3550	700	
9	2.92	9	4.10	4250	700	
10	3.44	10	4.80	4950	700	
11	4.07	11	5.55	5700	750	
12	4.95					
13	6.86					
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						
24						
25						
26						
27						
28						
29						
30						
Tp	2.50	Tp	2.61			

**Cálculo de la presión interna debida al líquido
dentro de un depósito sometido a sismo**

Proyecto: 67 sc10 6.50
Local: Colmenar Viejo
Cliente: INCIVE
Proyectista: JR - AG
Fecha: 06/11/2017

Método basado en "Calcul pratique de réservoirs en zone sismique", publicado en ANNALES, institut technique du batiment et des travaux publics, noviembre 1982.
El método es un sumario de los resultados obtenidos por Jacobsen y Ayre, Hunt y Priestly y Houzner.

De acuerdo con los trabajos anteriores, la presión del agua contra las paredes del depósito consta de dos partes.

La parte 1 es la acción de la oscilación de la masa activa (agua en movimiento) del fluido.
La parte 2 es producto del impulso de la masa pasiva (agua que no se mueve) del fluido.

Parte 1 (agua en movimiento):

Frecuencia de oscilación del agua
 $\omega_o^2 = g/R (27/8)^{1/2} \tanh((27/8)^{1/2} h/R)$ con
 $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
 $R = \text{radio del depósito (m)}$
 $h = \text{altura de agua (m)}$

$h = 5.70 \text{ m}$
 $R = 25.47 \text{ m}$

$\omega_o^2 = 0.2756$
 $f = \omega_o/2\pi = 0.08 \text{ Hz}$

Se asume que el subsuelo consiste en

Tipo 1, roca o suelo de cohesión fuerte

Tipo 2, suelo de cohesión muy fuerte a media o suelo granular compactado

Frecuencias inferiores a 0,25 Hz producen espectros correspondientes de aceleración $S_a < 0,5 \text{ m/s}^2$

2.2 Aceleración sísmica de cálculo

$$a_c = S \cdot p \cdot a_b$$

$$a_b = 0.04 \text{ g}$$

$$p = 1$$

$$p \cdot a_b = 0.04 \text{ g}$$

$$C = 1$$

MADRID

Tipo de Terreno	Coef. C
I	1.0
II	1.3
III	1.6
IV	2.0

$$S = C / 1,25$$

$$S = C / 1,25 + 3,33 (p \cdot a_b / 8 - 0,1) (1 - C / 1,25)$$

$$S = 1,0$$

$$S = 0.80$$

$$a_c = 0.31 \text{ m/s}^2$$

para $p \cdot a_b < 0,1g$

para $0,1g < p \cdot a_b < 0,4g$

para $p \cdot a_b > 0,4g$

$\alpha = 0.209$ (valor según tabla anterior o valor calculado para cumplir lo dispuesto en 2.2 más abajo)

$$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2 \quad \alpha S_a = 0.10 \text{ m/s}^2$$

Se asume una aceleración máxima $a_m = 1,5 \times \alpha$, donde α es el factor de reducción anterior

$$a_m = 1.5 \text{ m/s}^2 \quad \alpha a_m = 0.31 \text{ m/s}^2$$

De acuerdo con la normativa en vigor los valores de S_a y a_m no necesitan ser sujetos a análisis con los reglamentos nacionales.

La presión p_1 del agua oscilante se obtiene de la siguiente expresión

$$p_1 = \rho R^2/3 (27/8)^{1/2} (1 - \cos^2(\theta)/3 - \sin^2(\theta)/2) \cos(\theta) (\cosh((27/8)^{1/2}(h-z)/R)/\sinh((27/8)^{1/2}h/R) 0,83 S_a/g \omega_o^2$$

donde

$$\rho = 10/9,81 = 1,019 \text{ kN s}^2 \text{ m}^{-4}$$

h = altura del agua (m)

R = radio del depósito (m)

θ = desviación respecto a la dirección de la fuerza.

z = profundidad bajo la lámina de agua

S_a = espectro de aceleración correspondiente a la frecuencia calculada

ω_o^2 viene dado por la expresión anterior

Se considera $f(\theta) = \cos(\theta) (1 - \cos^2(\theta)/3 - \sin^2(\theta)/2)$

$$\theta = 0.000$$

$$f(\theta) = 0.67 \quad (\text{valor máximo de } f(\theta) = 2/3, \text{ for } \theta = 0)$$

$z =$	0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70
$p_1(\text{kN/m}^2) =$	1.69	1.65	1.62	1.60	1.58	1.57	1.56	1.56

Parte 2 (agua que no se mueve):

La presión p_2 de la masa pasiva de agua viene dada por la expresión

$$p_2 = \rho a_m h 3^{1/2} \cos(\theta) (z/h - (z/h)^2/2) \tanh(3^{1/2} R/h) \quad \text{con}$$

$$a_m = \text{aceleración máxima} = 0.31 \text{ m/s}^2$$

(valor máximo de $\cos(\theta) = 1,0$, for $\theta = 0$)

$z =$	0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70
$p_2(\text{kN/m}^2) =$	0.00	0.42	0.77	1.06	1.29	1.45	1.55	1.58

Presión hidrostática $p_o = 10 * h \text{ kN/m}^2$

(z =profundidad del agua)

$z =$	0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70
$p_o(\text{kN/m}^2) =$	0	8	16	24	33	41	49	57

Donde $p_{\text{tot}} = p_o + p_1 + p_2 \text{ kN/m}^2$

$z =$	0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70
$p_{\text{tot}} =$	2	10	19	27	35	44	52	60

Acciones térmicas

Proyecto: 67 sc10 6.50
 Local: Colmenar Viejo
 Cliente: INCIVE
 Projectista: JR - AG
 Fecha: 06/11/2017

Hipótesis de verano - Depósito vacío 	Hipótesis de verano - Depósito lleno
Hipótesis de invierno - Depósito vacío 	Hipótesis de invierno - Depósito lleno

α = resistencia superficial al flujo térmico

Se adoptan los valores siguientes de acuerdo con ENV 1992-4:1998

0,005 m²°C/W para líquidos

0,110 m²°C/W para materiales granulares

0,060 m²°C/W para ambiente atmosférico (puede variar significativamente con el viento)

$$\Delta T_{ss} = (h / \lambda_c) / (\alpha_1 + (h / \lambda_c) + \alpha_2) (T_2 - T_1)$$

donde

ΔT_{ss} = gradiente térmico en el estado estacionario

α_1 = resistencia al flujo térmico en la superficie 1

α_2 = resistencia al flujo térmico en la superficie 2

h = espesor de la pared en m =

0.185

λ_c = conductividad del hormigón =

1.75

W/m²°C

T_1 = temperatura del material en contacto con la superficie 1

T_2 = temperatura del material en contacto con la superficie 2, superior a T_1

$$T_m = T_1 + (0,5 + \lambda_c \alpha_1 / h) \Delta T_{ss}$$

donde

T_m = temperatura media de la pared en el estado estacionario

Superficie 1	α_1	Superficie 2	α_2	$(h/\lambda_c) / (\alpha_1 + h/\lambda_c + \alpha_2)$	T_1	T_2	ΔT_{ss}	T_m
Relleno	0.110	Líquido	0.005	0.48	15	20	-2	19
Relleno	0.110	Líquido	0.005	0.48	15	10	2	11
Relleno	0.110	Atmósfera	0.060	0.38	15	27.5	-5	22
Relleno	0.110	Atmósfera	0.060	0.38	15	2.5	5	8
Atmósfera	0.060	Atmósfera	0.060	0.47	40	25	7	33
Atmósfera	0.060	Atmósfera	0.060	0.47	-10	5	7	-3
Atmósfera	0.060	Atmósfera	0.060	0.47	40	27.5	6	34
Atmósfera	0.060	Atmósfera	0.060	0.47	-10	2.5	6	-4
Atmósfera	0.060	Líquido	0.005	0.62	40	20	12	27
Atmósfera	0.060	Líquido	0.005	0.62	-10	10	-12	3

Nota: Para la introducción en el programa de cálculo la diferencia de temperatura ΔT_{ss} será positiva para más caliente en el exterior del depósito, y negativa para más caliente en el interior. La reducción de temperatura será positiva para un descenso de temperatura en la pared, y negativa para un incremento de temperatura en la pared.

$T_m^0 = 25^\circ\text{C}$ Temperatura de la pared durante el montaje en verano
 $T_m^0 = 10^\circ\text{C}$ Temperatura de la pared durante el montaje en invierno

Hipótesis de verano (depósito lleno)

Level	ΔT_{ss}	T_m^s	$T_m^0 - T_m^s$
Enterramiento	-2	19	-8.7
Aérea	12	27	-16.8

Hipótesis en invierno (depósito lleno)

Level	ΔT_{ss}	T_m^w	$T_m^0 - T_m^w$
Enterramiento	2	11	13.7
Aérea	-12	3	21.8

Hipótesis de verano (depósito vacío)

Level	ΔT_{ss}	T_m^s	$T_m^0 - T_m^s$
Enterramiento	-5	22	-12.4
Aérea	6	34	-23.8

Hipótesis de invierno (depósito vacío)

Level	ΔT_{ss}	T_m^w	$T_m^0 - T_m^w$
Enterramiento	5	8	-17.4
Aérea	6	-4	28.8

Base para el INPUT de datos para el cálculo de los depósitos "SILO.exe"

Cálculo de depósitos con junta vertical inyectada con mortero

Título
67 sc10 6.50

Altura del depósito (m)	Radio (m)	ancho panel (m)	Número de tendones	Nº secciones analizadas
6.50	25.47	2.4	11	30

Canto del panel (m)	Desde el nivel (m)	Canto del nervio (m)	Ancho del nervio (m)
0.185	0	0.24	0.2

Canto del panel (m)	Hasta el nivel (m)
0.185	6.50

E_{ck} (GPa)	ε_{cd} (‰) (fisuración)	φ_{eff} (aberr. fisuras)	Nº de paneles tesado
35	0.1	1	2

E_{sk} (Gpa)	clase de relajación	coef. rozamiento cordón	Wobbling efecto	entrada de cuñas (mm)	f_{pk} (MPa) cables	Proceso de tesado	Primer tesado
195	2	0.07	0.01	4	1860	2	0.15

Altura fluido interior (m)	Densidad (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento (°)	φ_{eff}	No. de niveles
5.70	10	0	1	8

x_{Q1}	x_{Q2}	x_{Q3}	x_{Q4}	x_{Q5}	x_{Q6}	x_{Q7}	x_{Q8}
0.00	0.81	1.63	2.44	3.26	4.07	4.89	5.70

Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6	Q_7	Q_8
60	52	44	35	27	19	10	2

Altura relleno exterior (m)	Densidad (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento (°)	Altura agua freática	Dens. bajo nivel freático	Sobrecarga (kN/m ²)	φ_{eff}
0.00	20	30	0	10	5	1

Grad Temp (°C)	Temp red (°C)	Hasta el nivel (m)	φ_{eff}	No. de niveles
-15.00	0	6.50	1	1

Grad Temp (°C)	Temp red (°C)	Hasta el nivel (m)

Presión hielo (kN/m ²)	Nivel (m)	φ_{eff}
0	0	0

Momento lineal (kNm/m)	Nivel (m)	φ_{eff}
0	0	0

Desplazamiento (mm)	φ_{eff}
0	0

P ₀	nivel	A _s	Área nervio
600	0.30	4.50	0
600	0.80	4.50	0
600	1.20	4.50	0
600	1.60	4.50	0
600	2.00	4.50	0
600	2.30	4.50	0
600	2.70	4.50	0
600	3.40	4.50	0
600	4.10	4.50	0
600	4.80	4.50	0
600	5.55	4.50	0

Combinación de cargas 1		ELU - Lleno - Tracción exterior					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
1.00	1.35	1.50	0	0.00	0	0	0

Combinación de cargas 2		ES lleno de agua - tracción exterior					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
0.90	1.00	1.00	0	0.00	0	0	0

Combinación de cargas 3		ELU vacío - tracción interior					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
1.10	0.00	1.50	0	1.50	0	0	0

Combinación de cargas 4		ELS vacío - tracción interior					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
1.00	0.00	1.00	0	1.00	0	0	0

Combinación de cargas 5		SISMO					
Combinación de cargas 3		$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
1.00	1.00	1.50	0	0.00	0	0	0

Combinación de cargas 6		SISMO					
$\gamma_f(0)$	$\gamma_f(1)$	$\gamma_f(2)$	$\gamma_f(3)$	$\gamma_f(4)$	$\gamma_f(5)$	$\gamma_f(6)$	$\gamma_f(7)$
0.90	1.00	1.00	0	0.00	0	0	0

Se pueden analizar un número arbitrario de combinaciones de cargas repitiendo estos valores de entrada. Después de la última combinación todos los coeficientes de seguridad parciales se hacen 0, para terminar los datos de entrada.

0	0	0	0	0	0	0	0
---	---	---	---	---	---	---	---

Resumen de inputs y diseño de los paneles del depósito

Proyecto: 67 sc10 6.50
 Local: Colmenar Viejo
 Cliente: INCIVE
 Proyectista: JR - AG
 Fecha: 06/11/2017

Características generales del depósito:

Canto de nervadura: 240 mm
 Canto placa central: 185
 Ancho del panel B: 2.40
 Altura de depósito: 6.50 m
 Altura de agua interior: 5.70 m
 Número de paneles: 67 incluyendo 2 panel de tesado
 Radio del depósito: 25.47 m
 Volumen del depósito: 13226 m³

Monotendones 3 ϕ 15,2 con $A_s = 450$ mm² por tendón
 $P_k = 3 \times 265$ kN; $P_{0,1k} = 3 \times 228$ kN; $f_{p0,1k} = 1860$ MPa
 Esfuerzo final de postesado: 600 kN (Número y posición de los tendones, ver apéndice 1)
 Esfuerzo de postesado en Fase 1: 90 kN
 Hormigón en paneles: HP-40/S/13/IV con $f_{cd} = 26.7$ MPa $\gamma_c = 1.5$
 Armadura pasiva AP-500-S con $f_{yd} = 435$ MPa $\gamma_s = 1.15$

Ambiente EHE-08:	Recubrimiento mínimo	
	Arm. Activas	Arm. Pasivas
Interior:	IV	40
Exterior:	IIb	20

Acciones:

Contenido / líquido Interior	altura m	Densidad kN/m ³	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	5.70	10.00	1.00	0.00

Relleno exterior	Altura m	Densidad kN/m ³	Nivel freático m	Densidad bajo NF kN/m ³	Sobrecarga kN/m ²	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	0.00	20.00	0.00	10.00	5.00	0.00	0.00

Temperatura	Temp. diff. + ΔT	12	12	$\gamma_{\Delta T}$, ELU	$\gamma_{\Delta T}$, ES
	Al nivel	0.00	6.50	1.50	1.00
	Temp. diff. - ΔT	-12	-12	$\gamma_{\Delta T}$, ELU	$\gamma_{\Delta T}$, ES
	Al nivel	0.00	6.50	1.00	1.50
	Temp. red. T_{red}	Al nivel	Al nivel	γ_{Tred} , ELU	γ_{Tred} , ES
	Al nivel	0.00	6.50	0.00	0.00

Presión por hielo	Intens. kN/m ²	nivel m	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	0.00		0.00	0.00

Momento lineal	Intens. kNm/m	nivel m	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	0.00	0.00	0.00	0.00

Desplazamiento en la base	Δ mm	γ_Q , ELU	γ_Q , ES
	0.00	0.00	0.00

Combinación de acciones

Combinación 1	(0) Pretensado	γ_P	1.00
E.L.U. (Lleno)	(1) Relleno int.	γ_Q	1.35
	(2) Temp.dif.	$\gamma_{\Delta T}$	0.00
	(4) Relleno ext.	γ_Q	0.00

Combinación 2	(0) Pretensado	γ_P	1.10
E.S. (lleno)	(1) Relleno interior	γ_Q	0.00
	(2) Temp.dif. DT	$\gamma_{\Delta T}$	0.00
	(4) Relleno exterior	γ_Q	0.00

Combinación 3	(0) Pretensado	γ_P	1.00
E.L.U. (lleno)	(1) Relleno int.	γ_Q	1.35
	(2) Temp.dif.	$\gamma_{\Delta T}$	1.50
	(4) Relleno ext.	γ_Q	0.00

Combinación 4	(0) Pretensado	γ_P	1.00
E.S. (Vacío)	(1) Relleno interior	γ_Q	0.00
	(2) Temp.dif. DT	$\gamma_{\Delta T}$	1.00
	(4) Relleno exterior	γ_Q	0.00

Combinación 5	(0) Pretensado	γ_P	1.00
Sismo (Lleno)	(1) Relleno int.	γ_Q	1.00
	(2) Temp.dif.	$\gamma_{\Delta T}$	1.50
	(4) Relleno ext.	γ_Q	0.00

Combinación 6	(0) Pretensado	γ_P	0.90
Sismo (Lleno)	(1) Relleno interior	γ_Q	1.00
	(2) Temp.dif. DT	$\gamma_{\Delta T}$	1.00
	(4) Relleno exterior	γ_Q	0.00

Nota:

El gradiente de temperatura $-\Delta T = 0,62 \cdot (42 - (-5))$, donde 0,62 es un factor que resulta de considerar el intercambio de calor en las superficies interior y exterior de las paredes del depósito. Negativo para calor en el interior del depósito. Para la combinación vacío, si el depósito no tiene relleno exterior entonces la temp^o diferencial es cero

Flexión respecto al eje horizontal en paneles normales (en el plano vertical)

Anclajes para desmolde y almacenamiento, $a_1 = a_2 =$

1.33

Momentos flectores verticales en los paneles estándar

Al desmoldar	Max $M_{pos} =$	3.79	kNm/1,2m	Max $M_{neg} =$	-9.46	kNm/1,2m
En el montaje	Max $M_{pos} =$	10.61	kNm/1,2m	Max $M_{neg} =$	-9.46	kNm/1,2m

Reacción en los anclajes de izado para paneles estándar

Al desmoldar	$R_1 = R_2 =$	18.95	kN/anclaje	$R_{top, perpendicular} =$	13.91	kN/anclaje
En el montaje	$R_1 =$	23.99	kN/anclaje	$R_{top, longitudinal} =$	37.91	kN/anclaje

Piezas de elevación horizontal:

>

3.70

ton

Piezas de elevación vertical:

>

7.39

ton

DEHA-6000-5,0-0120

Frimeda-Halfen-TPA-FA 10,0-300

Peso: 7.65 ton

Momentos flectores verticales en los paneles de tesado

Al desmoldar	Max $M_{pos} =$	9.60	kNm/1,2m	Max $M_{neg} =$	-9.87	kNm/1,2m
En el montaje	Max $M_{pos} =$	30.00	kNm/1,2m	Max $M_{neg} =$	-9.87	kNm/1,2m

Reacción en los anclajes de izado para paneles de tesado

Al desmoldar	$R_1 = R_2 =$	26.93	kN/anclaje	$R_{top, perpendicular} =$	19.77	kN/anclaje
En el montaje	$R_1 =$	34.09	kN/anclaje	$R_{top, longitudinal} =$	53.87	kN/anclaje

Piezas de elevación horizontal:

>

5.25

ton

Piezas de elevación vertical:

>

10.50

ton

DEHA-6000-7,5-0120

Frimeda-Halfen-TPA-FA 15,0-300

Peso: 10.97 ton

Los momentos y las reacciones en el desmoldado y montaje se calculan asumiendo que los anclajes de izado están colocados a $0,21 \times L$ de los extremos del panel. Esta debe ser también la posición de los apoyos para almacenaje.

Resultados del cálculo por ordenador.

Esfuerzo máximo de compresión en la junta al primer tesado 15% (Horiz. Force in Joint)

-155

kN/m

< 200 kN/m

Esfuerzo máximo de compresión en la junta en estado límite último 100% (Horiz. Force in Joint)

-949

kN/m

< 2600 kN/m

Esfuerzo máximo de tracción en el tendón en estado límite último (Máx. Tendon force)

576.84

kN

Tensión correspondiente en tendones $\sigma_s =$

1282

MPa

= $f_{p0,1k} /$

1.45

(< $f_{p0,1k} / 1,15$)

Momento flector vertical ELU

Max $M_{pos} =$	44.81	kNm/1,2m	(tensión en fibra exterior)
Max $M_{neg} =$	-29.65	kNm/1,2m	(tensión en fibra interior)
Max $V =$	40.18	kN/1/2panel	< $V_{ELU} =$ 114 kN / 1/2panel

Momento flector vertical en estado de servicio o durante el tesado

Max $M_{pos} =$	12.33	kNm/1,2m
Max $M_{neg} =$	-28.12	kNm/1,2m

Módulo resistente de la sección para panel estándar:

$W_{c, inside} =$	16026 cm ³ /panel =	8013	cm ³ /1,2 m
$W_{c, outside} =$	11098 cm ³ /panel =	5549	cm ³ /1,2 m
$W_{c, outs. pl} =$	18130 cm ³ /panel =	9065	cm ³ /1,2 m

Módulo resistente de la sección para panel de tesado:

$W_{c, inside} =$	38316 cm ³ /panel =	19158	cm ³ /1,2 m
$W_{c, outside} =$	24048 cm ³ /panel =	12024	cm ³ /1,2 m

Verificación ELU

Panel normal:

Armados en la cara exterior de las nervuras verticales:

Capacidad a momento flector vertical positivo:

$M_{max} =$ 44.81 kNm < $M_{ELU, pos} =$ 109 kNm

Armados en la cara interior de medio panel:

Capacidad a momento flector vertical negativo:

$M_{max, neg} =$ -29.65 kNm < $M_{ELU, neg} =$ -130 kNm

Panel de tesado:

Armados en la cara exterior de las nervuras verticales:

Capacidad a momento flector vertical positivo:

$$M_{\max} = 44.81 \text{ kNm} < M_{\text{ELU pos}} = 108 \text{ kNm}$$

Armados en la cara interior de medio panel:

Capacidad a momento flector vertical negativo:

$$M_{\max} = -29.65 \text{ kNm} < M_{\text{ELU, neg}} = -106 \text{ kNm}$$

Apunte:

La capacidad resistente requerida para el hormigón y la cuantía de armado correspondiente al $M_{\text{ELU, pos y neg}}$ calculado se encuentra en "Análisis do painel Acotank+ (240) C40-50.xls"

Tensiones en los paneles debidas al pretensado vertical y a momentos durante manipulación

Panel estándar:

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 10.61 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en el nervio exterior} &= -1.85 \text{ MPa} \\ \text{Tensión en la cara exterior del panel:} &= -1.83 \text{ MPa} \\ M_{\max, \text{neg}} &= -9.46 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en la cara interior del panel:} &= -3.16 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Panel de tesado:

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 30.00 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en saliente exterior} &= -1.01 \text{ MPa} \\ M_{\max, \text{neg}} &= -9.87 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en la cara interior:} &= -2.98 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Verificación ELS

Tensiones en los paneles debidas al pretensado vertical y a momentos en estado de servicio, ES

Panel estándar:

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 12.33 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en el nervio exterior} &= -1.54 \text{ MPa} \\ \text{Tensión en la cara exterior del panel:} &= -1.64 \text{ MPa} \\ M_{\max, \text{neg}} &= -28.12 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en la cara interior del panel:} &= -0.83 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Panel de tesado:

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 12.33 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en saliente exterior} &= -2.47 \text{ MPa} \\ M_{\max, \text{neg}} &= -28.12 \text{ kNm} \\ \text{Tensión en la cara interior:} &= -2.03 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nota: con 16 cables de pretensado vertical a 1400MPa

Nota: Si las tensiones durante la manipulación aparecen en rojo, tenemos que poner 2 anclajes más a 30% del fondo del panel

Se verifica estado de compresión permanente en la fibra interior en Estado de Servicio

Por lo tanto se cumple los requerimientos de EHE-08 para ambiente IV

Armado horizontal exterior:

(Igual para paneles estándar y de tesado)

Combinaciones en E.L.U.

Se considera el efecto de curvatura de los tendones, excepto para hipótesis de cartas exteriores.

$$\Delta M = -P \sin \alpha / c s \cdot c^2 / 2 = -P / s \cdot c_d / 2 \cdot \sin \alpha \quad \gamma = 0.50 \quad c_d = 0.64 \text{ m}$$

($c_d = \gamma c$, con valor recomendado de $\gamma = 0.5$ para efecto favorable y 1.5 para efecto desfavorable)

P = Esfuerzo en el tendón.

$$c = \text{longitud de tendón curvo} = (150 \cos^2 \alpha - 120 \cos \alpha) / (1 - \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = 1.27 \text{ m}$$

s = distancia entre tendones

$$\alpha = \pi / \text{número de paneles} = 0.0469 \text{ rad}$$

0,0 - 2,0m m desde abajo

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 46.55 \text{ kNm/m} \\ N_{\text{corr}} &= 0.00 \text{ kN/m} \\ P/s &= 1364 \text{ kN/m} \\ \Delta M &= -9.31 \text{ kNm/m} \quad (\Delta M \text{ se limita al } 20 \% \text{ de } M_{\max, \text{pos}}) \end{aligned}$$

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 37.24 \text{ kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.06207 \quad \omega = 0.0641$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} = 5.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{\max} = 68.3 \text{ kN/m}$$

$$\Delta V = -15.0 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 53.3 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) = 91 \text{ kN/m (considerando } 10//150)$$

$$V_{\text{Rd,c}} = 91 \text{ kN/m (considering the horizontal compressive force)}$$

2,0 - 4,0m m desde abajo

$$\begin{aligned} M_{\max, \text{pos}} &= 37.8 \text{ kNm/m} \\ N_{\text{corr}} &= 0.00 \text{ kN/m} \\ P/s &= 1363.8 \text{ kN/m} \\ \Delta M &= -7.57 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 30.27 \text{ kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.05045 \quad \omega = 0.0518$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} = 4.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{\max} = 52.47 \text{ kN/m}$$

$$\Delta V = -10.5 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 42.0 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) = 91 \text{ kN/m (considerando } 10//200)$$

$$V_{\text{Rd,c}} = 91 \text{ kN/m (considering the horizontal compressive force)}$$

4,0 -6.50m m desde abajo

$M_{\max, \text{pos}} =$	21.92	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m		
$P/s =$	680.47	kN/m		
$\Delta M =$	-4.38	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	17.54	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cdd}} =$	0.02923		$\omega =$	0.0297
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	2.73	cm ² /m		

$V_{\max} =$	21.92	kN/m		
$\Delta V =$	-4.4	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	17.5	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	91 kN/m (considering the horizontal compressive force)

0 m desde abajo

$M_{\max, \text{pos}} =$	0.00	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m		
$P/s =$	0.00	kN/m		
$\Delta M =$	0.00	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	0.00	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cdd}} =$	0.00000		$\omega =$	0.0000
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	0.00	cm ² /m		

$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	91 kN/m (considering the horizontal compressive force)

0 m desde abajo

$M_{\max, \text{pos}} =$	0.00	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m		
$P/s =$	0.00	kN/m		
$\Delta M =$	0.00	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M =$	0.00	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cdd}} =$	0.00000		$\omega =$	0.0000
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	0.00	cm ² /m		

$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	0.0	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	91 kN/m (considering the horizontal compressive force)

Notas: Se recomienda una distancia máxima de 200 mm entre barras
 Se pueden utilizar redondos de 10 o 12, alterando la fórmula al efecto
 Normalmente la armadura horizontal exterior es $\phi 12//100 \varepsilon \phi 12//150 \varepsilon \phi 12//200$

Armado horizontal en el interior: (Igual para paneles estándar y de tesado)

Combinaciones en E.L.U.

Se considera el efecto de curvatura de los tendones, excepto para hipótesis de cargas exteriores.

$\Delta M = -P \sin \alpha / c s \cdot c^2 / 2 = -P / s \cdot c_d / 2 \cdot \sin \alpha$	$\gamma =$	1.50	$c_d =$	1.91 m
--	------------	------	---------	--------

($c_d = \gamma c$, con valor recomendado de $\gamma = 0,5$ para efecto favorable y 1,5 para efecto desfavorable)

$P =$ Esfuerzo en el tendón

$c =$ longitud de tendón curvo $= (150 \cos^2 \alpha - 120 \cos \alpha) / (1 - \cos \alpha) \cdot \sin \alpha =$

	1.27	m
--	------	---

$s =$ distancia entre tendones

$\alpha = \pi / \text{número de paneles} =$

0.0469	rad
--------	-----

0,0 - 2,0m m desde abajo

$M_{\max, \text{neg}} =$	-4.49	kNm/m		
$N_{\text{corr}} =$	-345	kN/m		
$P/s =$	1074	kN/m		
$\Delta M =$	-30.20	kNm/m		
$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	51.07	kNm/m		
$m = M_a / b d^2 f_{\text{cdd}} =$	0.04788		$\omega =$	0.0491
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{\text{st}} - N_{\text{corr}} / F_{\text{st}} =$	0.09	cm ² /m		

$V_{\max} =$	0	kN/m		
$\Delta V =$	50.3	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} (\sigma_{\text{cp}}=0) =$	91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	50.3	kN/m	$V_{\text{Rd,c}} =$	132 kN/m (considering the horizontal compressive force)

2,0 - 4,0m		m desde abajo	
$M_{max,neg} =$	-4.49	kNm/m	
$N_{corr} =$	-822	kN/m	
$P/s =$	1074	kN/m	
$\Delta M =$	-30.20	kNm/m	
$M_a = M_{max,neg} + N_{corr} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	73.73	kNm/m	
$m = M_a / b d^2 f_{cod} =$	0.06912	$\omega =$	0.0717
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{st} - N_{corr} / F_{st} =$	-7.18	cm ² /m	
$V_{max} =$	0	kN/m	
$\Delta V =$	50.3	kN/m	$V_{Rd,c} (\sigma_{cp}=0) =$ 91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	50.3	kN/m	$V_{Rd,c} =$ 188 kN/m (considering the horizontal compressive force)
4,0 - 6.50m		m desde abajo	
$M_{max,neg} =$	-4.49	kNm/m	
$N_{corr} =$	-580	kN/m	
$P/s =$	575	kN/m	
$\Delta M =$	-16.18	kNm/m	
$M_a = M_{max,neg} + N_{corr} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	48.22	kNm/m	
$m = M_a / b d^2 f_{cod} =$	0.04520	$\omega =$	0.0463
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{st} - N_{corr} / F_{st} =$	-5.77	cm ² /m	
$V_{max} =$	0	kN/m	
$\Delta V =$	27.0	kN/m	$V_{Rd,c} (\sigma_{cp}=0) =$ 91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	27.0	kN/m	$V_{Rd,c} =$ 159 kN/m (considering the horizontal compressive force)
0		m desde abajo	
$M_{max,neg} =$	0.00	kNm/m	
$N_{corr} =$	0	kN/m	
$P/s =$	0	kN/m	
$\Delta M =$	0.00	kNm/m	
$M_a = M_{max,neg} + N_{corr} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	0.00	kNm/m	
$m = M_a / b d^2 f_{cod} =$	0.00000	$\omega =$	0.0000
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{st} - N_{corr} / F_{st} =$	0.00	cm ² /m	
$V_{max} =$	0	kN/m	
$\Delta V =$	0.0	kN/m	$V_{Rd,c} (\sigma_{cp}=0) =$ 91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	0.0	kN/m	$V_{Rd,c} =$ 91 kN/m (considering the horizontal compressive force)
0		m desde abajo	
$M_{max,neg} =$	0.00	kNm/m	
$N_{corr} =$	0	kN/m	
$P/s =$	0	kN/m	
$\Delta M =$	0.00	kNm/m	
$M_a = M_{max,neg} + N_{corr} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M =$	0.00	kNm/m	
$m = M_a / b d^2 f_{cod} =$	0.00000	$\omega =$	0.0000
$A_s = M_a / d(1-\omega/2) F_{st} - N_{corr} / F_{st} =$	0.00	cm ² /m	
$V_{max} =$	0	kN/m	
$\Delta V =$	0.0	kN/m	$V_{Rd,c} (\sigma_{cp}=0) =$ 91 kN/m (considerando 10//200)
$V_d =$	0.0	kN/m	$V_{Rd,c} =$ 91 kN/m (considering the horizontal compressive force)

Notas: Se recomienda una distancia máxima de 200 mm entre barras
Se pueden utilizar redondos de 10 ou 12, alterando la fórmula al efecto.
Normalmente la armadura horizontal a colocar en el interior é ϕ 10// 200

**Armado horizontal exterior:
Combinaciones en E.L.S.**

(Igual para paneles estándar y de tesado)

Se considera el efecto de curvatura de los tendones, excepto para hipótesis de cartas exteriores.

$$\Delta M = -P \sin \alpha / c s - c^2 / 2 = -P / s \cdot c_d / 2 \cdot \sin \alpha \quad \gamma = 0.50 \quad c_d = 0.64 \quad m$$

($c_d = \gamma c$, con valor recomendado de $\gamma = 0,5$ para efecto favorable y $1,5$ para efecto desfavorable)

P = Esfuerzo en el tendón.

$$c = \text{longitud de tendón curvo} = (150 \cos^2 \alpha - 120 \cos \alpha) / (1 - \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = 1.27 \quad m$$

s = distancia entre tendones

$$\alpha = \pi / n^\circ \text{ de paneles} = 0.0469 \quad \text{rad}$$

Valor de diseño para la tensión de la armadura considerando la limitación por fisuración en la cara exterior de los paneles

$$f_{st} = 230 \quad \text{MPa}$$

Anchura máxima 0,2 mm- IIa

8 mm ϕ , $f_{st} < 250$ MPa

10 mm ϕ , $f_{st} < 230$ MPa

12 mm ϕ , $f_{st} < 210$ MPa

Según Eurocódigo II fig 7.103N in prEN 1992-3.

0,0 - 2,0m	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	33.81	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	-135.00	kN/m	
$P/s =$	1175.28	kN/m	
$\Delta M =$	-6.76	kNm/m	(ΔM se limita al 20 % de $M_{\max, \text{pos}}$)

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 34.81 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.05802 \quad \omega = 0.0598$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 4.53 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

2,0 - 4,0m	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	27.37	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	-122.00	kN/m	
$P/s =$	1194.28	kN/m	
$\Delta M =$	-5.47	kNm/m	

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 28.91 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.04819 \quad \omega = 0.0494$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 3.29 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

4,0 - 6.50m	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	15.57	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	-220.00	kN/m	
$P/s =$	630.17	kN/m	
$\Delta M =$	-3.11	kNm/m	

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 25.11 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.04184 \quad \omega = 0.0428$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = -2.13 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

0	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	0.00	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m	
$P/s =$	0.00	kN/m	
$\Delta M =$	0.00	kNm/m	

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.00000 \quad \omega = 0.0000$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 0.00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

0	m desde abajo		
$M_{\max, \text{pos}} =$	0.00	kNm/m	
$N_{\text{corr}} =$	0.00	kN/m	
$P/s =$	0.00	kN/m	
$\Delta M =$	0.00	kNm/m	

$$M_a = M_{\max, \text{pos}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,035) - \Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{\text{cod}} = 0.00000 \quad \omega = 0.0000$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 0.00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Notas: Se recomienda una distancia máxima de 200 mm entre barras
Se pueden utilizar redondos de 10 o 12, alterando la fórmula al efecto
Normalmente la armadura horizontal exterior es $\phi 12 // 100 \varepsilon \phi 12 // 150 \varepsilon \phi 12 // 200$

**Armado horizontal en el interior:
Combinaciones en E.L.S.**

(Igual para paneles estándar y de tesado)

Se considera el efecto de curvatura de los tendones, excepto para hipótesis de cartas exteriores.

$$\Delta M = -P \sin \alpha / \cos - c^2 / 2 = -P / s \cdot c_d / 2 \cdot \sin \alpha \quad \gamma = 1.50 \quad c_d = 1.91 \quad m$$

($c_d = \gamma c$, con valor recomendado de $\gamma = 0,5$ para efecto favorable y $1,5$ para efecto desfavorable)

P = Esfuerzo en el tendón

$$c = \text{longitud de tendón curvo} = (150 \cos^2 \alpha - 120 \cos \alpha) / (1 - \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = 1.27 \quad m$$

s = distancia entre tendones

$$\alpha = \pi / \text{número de paneles} = 0.0469 \quad \text{rad}$$

Valor de diseño para la tensión de la armadura considerando la limitación por fisuración en la cara interior de los paneles

$$f_{st} = 160 \quad \text{MPa}$$

Anchura máxima 0,1 mm- IV+Qb

8 mm ϕ , $f_{st} < 160$ MPa

10 mm ϕ , $f_{st} < 150$ MPa

12 mm ϕ , $f_{st} < 130$ MPa

Según Eurocódigo II fig 7.103N in prEN 1992-3.

0,0 - 2,0m m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = -2.99 \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = -350 \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = 1090 \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = -30.66 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 50.28 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.08967 \quad \omega = 0.0941$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 0.11 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

2,0 - 4,0m m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = -2.99 \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = -831 \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = 1073 \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = -30.18 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 72.64 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.12956 \quad \omega = 0.1393$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = -19.41 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

4,0 - 6.50 m m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = -2.99 \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = -987 \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = 575 \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = -16.17 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 66.04 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.11779 \quad \omega = 0.1257$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = -32.32 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.00000 \quad \omega = 0.0000$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 0.00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

m desde abajo

$$M_{\max, \text{neg}} = \quad \text{kNm/m}$$

$$N_{\text{corr}} = \quad \text{kN/m}$$

$$P/s = \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_a = M_{\max, \text{neg}} + N_{\text{corr}} \times (0,185/2 - 0,045) + \Delta M = 0.00 \quad \text{kNm/m}$$

$$m = M_a / b d^2 f_{c \text{cod}} = 0.00000 \quad \omega = 0.0000$$

$$A_s = M_a / d(1 - \omega/2) F_{st} - N_{\text{corr}} / F_{st} = 0.00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Nota: Se recomienda una distancia máxima de 200 mm entre barras
Se pueden utilizar redondos de 10 ou 12, alterando la fórmula al efecto.
Normalmente la armadura horizontal a colocar en el interior é $\phi 10 // 200$

Resumen de armados en panels

Panel estándar

Armado vertical (tipo) Longitud de armaduras (según "Análisis de secciones de paneles")

Unidades	φ (mm)	pcs	longitud (m)	
cables φ	13	16	6.65	cables adherentes
redondos φ	12	2	6.65	interior, encima de los tubos en la junta
redondos φ	8	10	6.65	mallla exterior
redondos φ	12	4	6.65	mallla exterior en las juntas
redondos φ	8	11	6.65	mallla interior

Armado horizontal

Malla exterior

Desde el nivel	Al nivel	As (cm ² /m)	φ (mm)	min. c/c	c/c	As (cm ² /m)	L (m)	pcs
0	2	5.90	10	133	100	7.85	2.4	21
2	4	4.77	10	165	150	5.24	2.4	14
4	6.75	2.73	10	288	200	3.93	2.4	15
		0.00		0		0.00	2.4	0
		0.00		0		0.00	2.4	0

Malla interior

Desde el nivel	Al nivel	As (cm ² /m)	φ (mm)	min. c/c	c/c	As (cm ² /m)	L (m)	pcs
0	1	0.11	8	4648	200	2.51	2.4	6
1	4	-7.18	8	-70	200	2.51	2.4	16
4	6.75	-5.77	8	-87	200	2.51	2.4	15
		0.00		0		0.00	2.4	0
		0.00		0		0.00	2.4	0

Panel de tesado

Armado vertical (tipo) (según "Análisis de secciones de panel")

Unidades	φ (mm)	pcs	longitud (m)	
strands φ	13	18	6.65	cables no adherentes
rebars φ	12	8	6.65	exterior del resalte
rebars φ	12	2	6.65	interior, encima de los tubos en la junta
rebars φ	8	4	6.65	mallla exterior
rebars φ	16	6	6.65	mallla exterior en las juntas
rebars φ	12	11	6.65	mallla interior

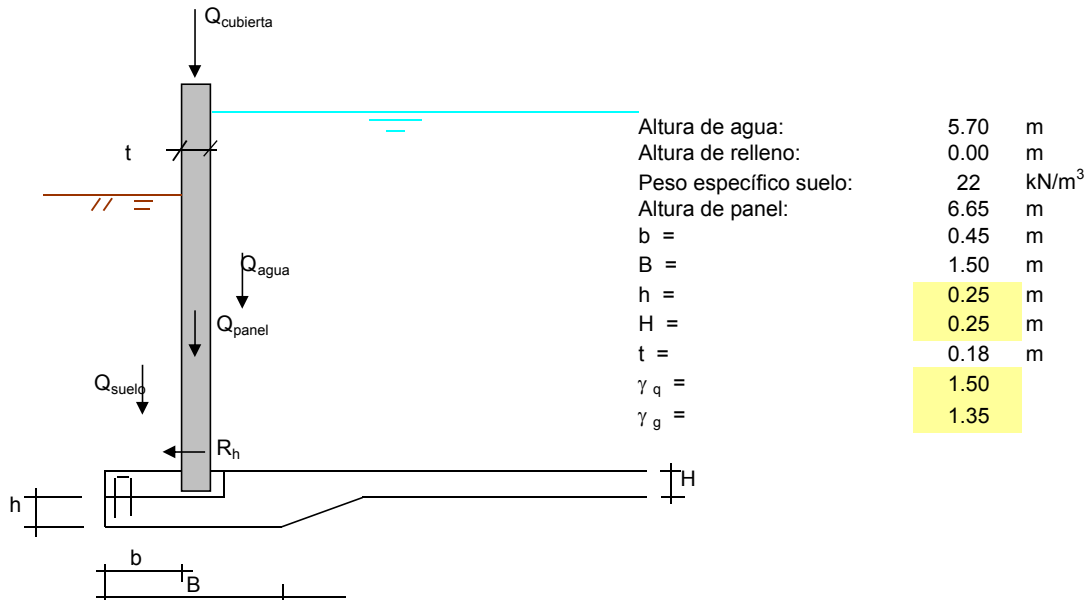
Armado horizontal

Igual que para el panel normal

Estribos en resalte (tipo): 2 · φ 10 c/c = c/c tubo o mínimo cada 300 mm

Armado en la losa de cimentación

Proyecto: 67 sc10 6.50
 Local: Colmenar Viejo
 Cliente: INCIVE
 Projectista: JR - AG
 Fecha: 06/11/2017



$Q_{cubierta} =$	37.8	kN/m	(tomado del cálculo de las cubiertas - V1d / 2,4 do ELU)
$Q_{agua} =$	65.4	kN/m	
$Q_{pared} =$	42.6	kN/m	
$Q_{suelo} =$	0.0	kN/m	
$R_h =$	14.1	kN/m	(tomado del modelo de cálculo - Máx. V = Vertical Ribs Shear)

Presión en el suelo bajo zapata perimetral =	115.2	kN/m ² =	0.115	Mpa =	1.2	Kgf/cm ²
Presión en el suelo bajo losa central =	94.5	kN/m ² =	0.095	Mpa =	0.9	Kgf/cm ²

Armados

Materiales:

Hormigón en solera:	HA-30/S/13/IV	con $f_{cd} =$	20	MPa	$\gamma_c =$	1.5
Armadura pasiva	AP-500-S	con $f_{yd} =$	435	MPa	$\gamma_s =$	1.15

Ambiente EHE-08:		Recubrimiento mín. Arm. Pasivas	Recubrim. adoptado Arm. Pasivas
Interior:	IV	35	45
Exterior:	IV	35	45

Con capa de hormigón de limpieza

(cálculo a flexión)

Armadura transversal inferior en la zapata perimetral

Canto h =	0.250	m	d' =	0.051	m	Canto útil d =	0.199	m
f _{ck} =	30	MPa	γ _c =	1.5		f _{cd} =	20.00	MPa
f _{yk} =	500	MPa	γ _s =	1.15		f _{yd} =	435	MPa
Para φ	12	a	150	mm	As =	754	mm ² /m	

$$M_{tr} = (\sigma_{viga} - q_{suelo}) (b + 0.15 \cdot t)^2 / 2 = 39.78 \text{ kNm/m}$$

Se considera el momento flector en la sección S_1 definida en EHE 58.4.2.1.1

$$m = 0.0502$$

$$\omega = 0.0516$$

$$A_{s1, tr} = 472 \text{ mm}^2/\text{m} < A_s$$

Armadura transversal superior de la zapata perimetral

$$A_{s2, tr} = R_H / f_{st} = 49 \text{ mm}^2/\text{m} < A_s$$

Cuantía mecánica mínima para una pieza de sección rectangular en flexión según EHE, Art 42,3,2

$$A_s \geq 0,04 A_c (f_{cd} / f_{yd}) = 460 \text{ mm}^2/\text{m} < A_s$$

Cuantía geométrica mínima según EHE: Para losa: 0.002

$$A_{s(2 \text{ caras})} = 500 \text{ mm}^2/\text{m en las dos caras}$$

$$A_{s(1 \text{ cara})} = 250 \text{ mm}^2/\text{m y cara} < A_s$$

Cálculo a cortante

Canto h =	0.250	m	d' =	0.051	m	Canto útil d =	0.199	m
f _{ck} =	30	MPa	γ _c =	1.5		f _{cd} =	20.00	MPa
f _{yk} =	500	MPa	γ _s =	1.15		f _{yd} =	435	MPa
Para φ	12	a		150	mm	A _s =	754	mm ² /m

$$\text{Esfuerzo Cortante Actuante} = V_{Sd} = (\sigma_{viga} - q_{suelo}) (b \cdot d) = 28.92 \text{ kN/m}$$

Se considera el cortante en la sección S2 definida en EHE 58.4.2.1.2, a un canto útil del panel

Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión ($M_b > M_{fis,d}$) (EHE-08, Art. 44.2.3.2.1.2)

V_{u2} = Esfuerzo Cortante Resistente

$$V_{u2} = [0.18 / \gamma_c \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}] \cdot b_0 \cdot d = 107.38 \text{ kN/m} < V_{su} \text{ Cumple}$$

donde:

$$f_{cv} = f_{ck} \text{ N/mm}^2 \leq 60 \text{ N/mm}^2 = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\xi = (1 + (200/d)^{1/2}) \leq 2.0 = 2.00$$

$$\sigma'_{cd} = 0$$

$$\rho_1 = A_s / (b_0 \cdot d) < 0.02 = 0.0038$$

$$A_s = A_{s1, tr} = \text{armadura longitudinal principal de tracción} = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Control de fisuración por tracción según EHE-08 - artículo nº 49.2.3:

Canto h =	0.25	m	d' =	0.051	m	Canto útil d =	0.20	m
f _{ck} =	30	N/mm2	γ _c =	1.5		f _{cd} =	20	N/mm2
f _{yk} =	500	N/mm2	γ _y =	1.15		f _{yd} =	435	N/mm2
Para φ	12	a		150	mm	A _s =	754	mm ² /m

$$M_{desmayorado} = 26.52 \text{ kN.m/m} = 26521128 \text{ N.mm/m}$$

$$w_k < w_{max} \text{ donde:}$$

w_k - Abertura característica de fisura

w_{máx} - Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2 =

$$w_{máx} = 0.2 \text{ mm (hormigón armado, clase de exposición - IV)}$$

Cálculo da Abertura característica de fisura = w_k

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_{sm} = 0.2 \text{ O.K. donde:}$$

$$\beta = 1.7$$

$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1(\phi A_{c,eficaz}) / A_s = 219 \text{ mm}$$

$$c = 45 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0.25$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$A_{c,eficaz} = 62500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 753.98 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} = \max \text{ value } ((\sigma_s(1 - k_2(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)/E_s), (0.4\sigma_s/E)) = 0.000442$$

$$W_c = 10416667 \text{ mm}^2$$

$$k_2 = 0.5$$

$$\sigma_s = M / (0.8 \cdot d \cdot A_s) = 221 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 199 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sr} = M_{fis} / (0.8dA_s) = 251 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{fis} = f_{ct,m} \cdot W_{c,ins} = 30171543 \text{ N.mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30(f_{ck})^{2/3} = 2.90 \text{ N/mm}^2$$

Armadura longitudinal inferior en la zapata perimetral

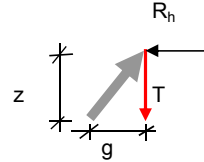
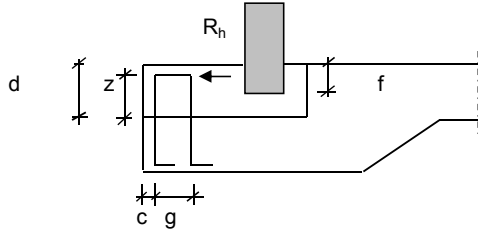
Normalmente no menos de $\phi 12 // 0.15$ dentro de los estribos de la cara exterior de la viga perimetral

Estribos nen el zuncho perimetral exterior (tipo)

$f_{ck} =$	30	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.5	$f_{cd} =$	20	N/mm ²
$f_{yk} =$	500	N/mm ²	$\gamma_y =$	1.15	$f_{yd} =$	435	N/mm ²
Para ϕ	8	a	150	mm	$A_s =$	335	mm ² /m

$$R_{hd} = R_h \cdot \gamma_q = 21.15 \text{ kN/m}$$

Se considera aplicada en la cota de la rama superior del estribo



Rebaje perimetral	d =	0.25	m
Recubrimiento	c =	0.045	m
$z = d - c - \phi/2 =$		0.201	m
Ancho estribos	g =	0.15	m
$T_d = R_{hd} \cdot z/g =$		28	kN/m
$A_{s \text{ estribos}} = T_d/f_{yd} =$		65	mm ² /m

< A_s estribos

Armaduras longitudinales en el zuncho perimetral (tipo)

Normalmente no menos de 2 $\phi 12$ atando los extribos

Armadura en solera (malla superior = malla inferior) - Criterio del control de fisuración

Se considera necesaria una cuantía tal capaz de tomar el esfuerzo resistido por un área tributaria de hormigón igual al diámetro de la armadura más dos recubrimientos, en el momento de alcanzar la resistencia media a tracción.

Canto H =	0.25	m	d' =	0.051	m	Canto útil d =	0.20	m
$f_{ck} =$	30	N/mm ²						
$f_{yk} =$	500	N/mm ²						
Para ϕ	12	a	150	mm	$A_s =$	754	mm ² /m	

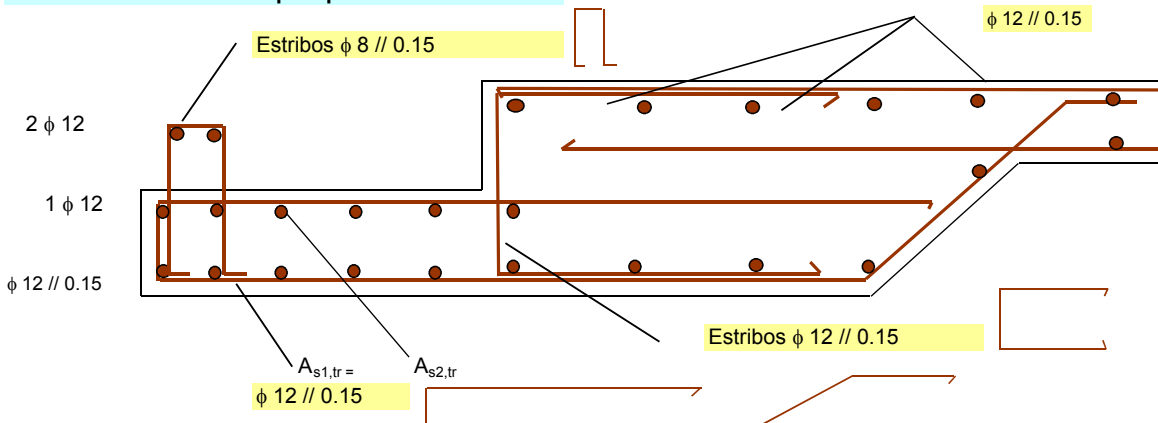
$$A_s > f_{ct,m} / f_{yk} \cdot A_{c,ef} \quad (\text{armado necesario para controlar la fisuración})$$

$$f_{ct,m} = 0.30(f_{ck}^{2/3}) = 2.90 \text{ MPa}$$

$$A_{c,ef} = 1000 \cdot (2 \cdot \text{recubrimiento} + \phi) = 102000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

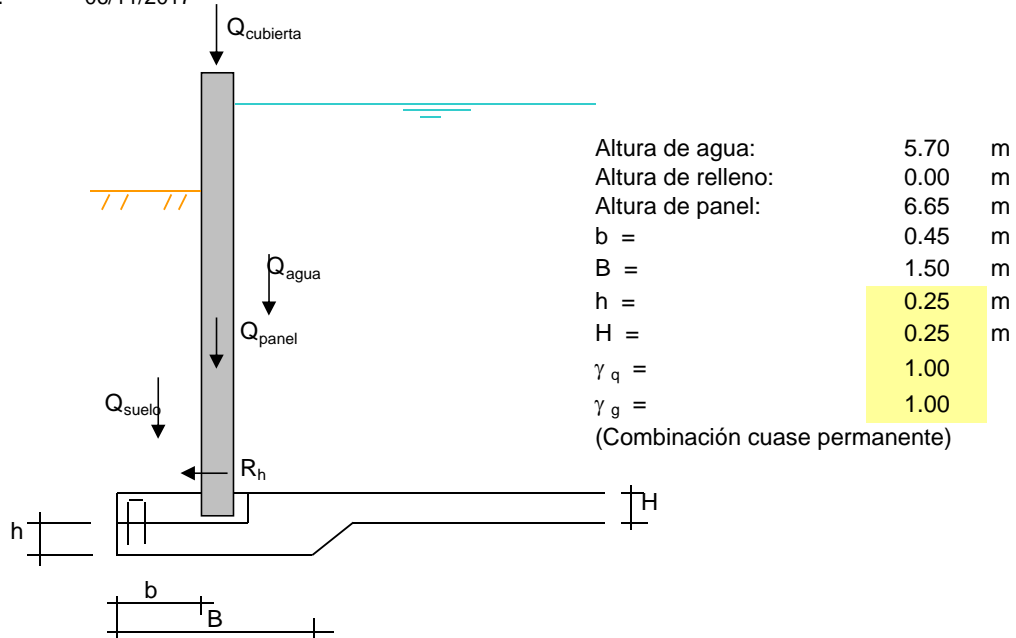
$$A_s > 591 \text{ mm}^2/\text{m} \quad < A_s$$

Detalle de armado en la zapata perimetral



Presión en el suelo en la losa de cimentación

Proyecto: 67 sc10 6.50
 Local: Colmenar Viejo
 Cliente: INCIVE
 Projectista: JR - AG
 Fecha: 06/11/2017



$Q_{cubierta} = 16.0 \text{ kN/m}$ (tomado del cálculo de las cubiertas - V1d / 2,4 do ELS)
 $Q_{agua} = 48.45 \text{ kN/m}$
 $Q_{pared} = 31.6 \text{ kN/m}$
 $Q_{suelo} = 0.0 \text{ kN/m}$

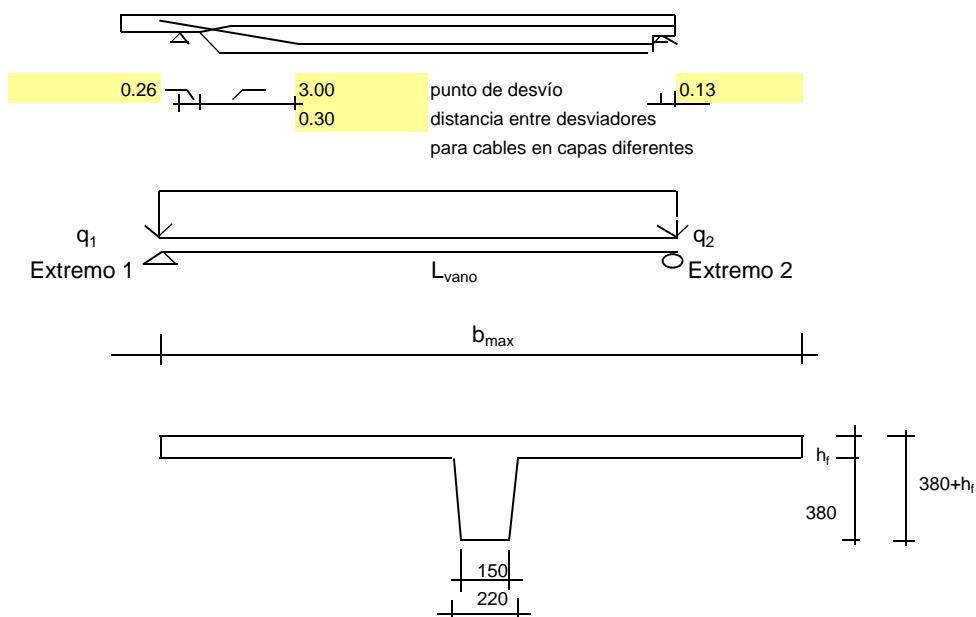
Presión en el suelo bajo zapata perimetral = $76.1 \text{ kN/m}^2 = 0.076 \text{ Mpa} = 0.76 \text{ Kg/cm}^2$
 Presión en el suelo bajo losa central = $63.0 \text{ kN/m}^2 = 0.063 \text{ Mpa} = 0.63 \text{ Kg/cm}^2$

Viga en "T" pretensada para el elemento de cubierta

Cálculo

Proyecto: Colmenar Viejo - Madrid
 Fecha: 07/11/2017
 Projectista: Joao Romba - Aquilino García

Nº de cubiertas = 67 Anillo Exterior
 Ancho máximo b_{\max} = 2.419 m
 Ancho mínimo b_{\min} = 1.197 m
 Longitud $L <$ 13.028 m
 Longitud Vano L_{vano} = 12.78 m
 $b_{L/2}$ = 1.808 m
 Espesor del ala h_f = 0.09 m
 Espesor de la placa en el apoyo 1 h_s = 0.19 m



Cables de pretensado

	pcs	$A_{p,i}$ (mm ²)	$c_{p,i}$ (mm)	c_p (m)
Cables ϕ 13 en capa 1	2	200	50	0.075
Cables ϕ 13 en capa 2	2	200	100	
Cables ϕ 13 en capa 3	0	0	150	
Cables ϕ 13 en capa 4	0	0	200	

Redondos adicionales

	pcs	A_s (mm ²)	c_s (mm)
$E_{ps} / E_c = 5.7$	2 ϕ 16	402	40

Valores de la sección para $b = 1.808$ m

$A_c = 0.2330$ m ²	$A_{id} = 0.2349$ m ²
$c_g = 0.358$ m	$c_{id} = 0.355$ m
$I_c = 0.003387$ m ⁴	$I_{id} = 0.0035376$ m ⁴
$W_{c, inferior} = 0.009469$ m ³	$W_{id, inferior} = 0.0099522$ m ³
$W_{c, superior} = 0.030168$ m ³	$W_{id, superior} = 0.0308836$ m ³

Peso propio

$$g_1 = (0,185 * 0,38 + b_{\max} * h_f) * 24 = 6.91 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = (0,185 * 0,38 + b_{\min} * h_f) * 24 = 4.27 \text{ kN/m}$$

$$G = (g_1 + g_2) / 2 * L = 76.3 \text{ kN} = 7.63 \text{ tonnes}$$

$$M_g < g_2 * L_{\text{vano}}^2 / 8 + 0,064 (g_1 - g_2) * L_{\text{vano}}^2 = 114.8 \text{ kNm}$$

En los puntos de elevación usar 2 piezas con capacidad para: 7.6 tonnes

Perno: Halfen Frimeda TPA-FA 10 ton.

Carga permanente sobre cubiertaCarga permanente. $p_{perm} = 0.00$ kN/m² $p_{p1,k} = b_{max} * p_{perm} = 0.00$ kN/m $p_{p2,k} = b_{min} * p_{perm} = 0.00$ kN/m**Carga variable sobre cubierta**Carga variable $p_{var} = 2.0$ kN/m² $p_{v1,k} = b_{max} * p_{var} = 4.84$ kN/m $p_{v2,k} = b_{min} * p_{var} = 2.39$ kN/m**Cargas concentradas** $P = 0$ kN**Coefficiente parcial de seguridad para ELU** $\gamma_{G,ELU} = 1.35$ $\gamma_{Q,ELU} = 1.50$ $q_{1,d} = \gamma_{G,ELU} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELU} * p_{v1,k} = 16.59$ kN/m $q_{2,d} = \gamma_{G,ELU} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELU} * p_{v2,k} = 9.36$ kN/m $V_{1,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 3 = 90.6$ kN**Nota:** Usar este valor en el cálculo de la solera del depósito. $V_{2,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 6 = 75.2$ kN $M_{d,max} < q_{2,d} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano}^2 = 266.6$ kNm**Coefficiente parcial de seguridad para ELS** $\gamma_{G,ELS} = 1.00$ $\gamma_{Q,ELS} = 0.00$ $q_{1,d} = \gamma_{G,ELS} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v1,k} = 6.91$ kN/m $q_{2,d} = \gamma_{G,ELS} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v2,k} = 4.27$ kN/m $V_{1,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 3 = 38.5$ kN**Nota:** Usar este valor en el cálculo de solera en hoja de cálculo de paneles. $V_{2,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 6 = 32.9$ kN**Reacciones en ELU y durante el montaje:**

Reacciones en el montaje que producen momento máximo en pilares cuando está puesta la mitad de la cubierta

Nota: Colocar la carga ELU permanente y variable a cero y tomar valor V1d e de V2d (celda 65) $R1 = 52$ KN $R2 = 44.4$ KN**Coefficiente parcial de seguridad para ELS** $\gamma_{G,ELS} = 1.00$ $\gamma_{Q,ELS} = 1.00$ $q_{1,k} = \gamma_{G,ELS} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v1,k} = 11.75$ kN/m $q_{2,k} = \gamma_{G,ELS} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v2,k} = 6.67$ kN/m $M_{k,max} < q_{2,k} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,k} - q_{2,k}) * L_{vano}^2 = 189.2$ kNm $M_{q-p,max} < q_{2,q-p} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,q-p} - q_{2,q-p}) * L_{vano}^2 = 114.8$ kNm**Estado límite de servicio.**

Se comprueban las tensiones con los cables anteriores

 $P_0 = 130$ kN/cable $A_s = 100$ mm²/cablePérdidas diferidas $\Delta\sigma_{p, c+s+r} = 228$ MPa $P_{oo} = 107.2$ kN/cable $\Sigma P_{oo} = 428.8$ kN $e_p = 0.280$ m**Tensiones en la mitad del vano debidas al pretensado después de pérdidas diferidas** $\sigma_{c, superior, oo} = 2.07$ MPa $\sigma_{c, inferior, oo} = -13.91$ MPaTensiones a medio vano debidas a $M_k = 189.2$ kNm $\sigma_{c, superior} = -6.27$ MPa $\sigma_{c, inferior} = 19.98$ MPa

Tensiones debidas por el pretensado y la carga característica

 $\sigma_{c, superior} = -4.20$ MPa

$\sigma_{c, inferior} = 6.07$ MPa

Tensiones debidas al pretensado y a la carga permanente (carga cuasi-permanente)

$\sigma_{c, superior} = -1.65$ MPa

$\sigma_{c, inferior} = -2.38$ MPa

No se debe de sobrepasar la descompresión en la fibra inferior según EN 1992-1-1, tabla 7.1N, la tracción aparece en color rojo

Tensiones a distancia "a" del apoyo 1 =

2.5 m

$M_{k,a} = 59.6$ kNm

Valores de la sección a la distancia "a" del apoyo 1

Ancho b = 1.81 m

$A_c = 0.2330$ m²

$c_g = 0.358$ m

$I_c = 0.003387$ m⁴

$W_{c, inferior} = 0.009469$ m³

$W_{c, superior} = 0.030168$ m³

$A_{id} = 0.2349$ m²

$c_{id} = 0.355$ m

$I_{id} = 0.0035376$ m⁴

$W_{id, inferior} = 0.0099522$ m³

$W_{id, superior} = 0.0308836$ m³

$e_p = 0.210$ m

Tensiones debidas al pretensado después de pérdidas diferidas

$\sigma_{c, superior, oo} = 1.08$ MPa

$\sigma_{c, inferior, oo} = -10.85$ MPa

Tensiones debidas al pretensado y a la carga permanente (carga cuasi-permanente)

$\sigma_{c, superior} = -0.85$ MPa

$\sigma_{c, inferior} = -4.86$ MPa

No se debe sobrepasar la Descompresión al nivel de los cables según EN 1992-1-1, tabla 7.1N,

Clase de exposición: XC2 Clase estructural S4.

w_{max} para la combinación frecuente 0.2 mm (tabla 7.1N)

Descompresión para la combinación cuasi-permanente

Min recubrimiento para los estribos = 25 + 5 = 30 mm. Tabla 4.4N y nota 4.3N

Min recubrimiento para los cables = 35 + 5 = 40 mm.

Estado límite Último

b = 1.369 m
 $f_{ck} = 45$ MPa
 $\gamma_c = 1.50$ (NDP)
 $\epsilon_{cu} = 3.5$ por mil

$f_{pk} = 1860$ MPa
 $f_{p0,1k} = 1600$ MPa
 $\sigma_0 = 1300$ MPa
 $\sigma_{oo} = 1072$ MPa
 $E_{sk} = 195000$ MPa
 $f_{yk} = 500$ MPa
 $\gamma_s = 1.15$ (NDP)
 $\epsilon_{ud} = 0.02$ (NDP)
 $\epsilon_{uk} = 0.022$ (NDP)

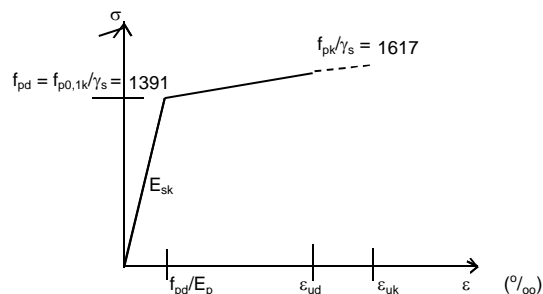
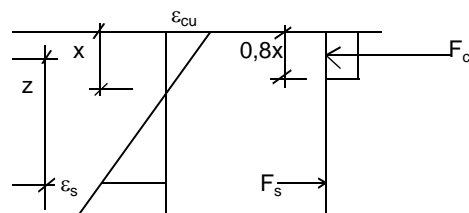
$F_c = f_{ck} / \gamma_c A_c$

$F_s = \sigma_s / \gamma_s A_s$

Se asume x 24.60 mm

$c_{Ac} = 9.84$ mm

$F_c = 808$ kN



Curva tensión-deformación para cable, fig3.10

Capa n°	$\epsilon_i = \epsilon_{p00} + \epsilon_{si}$	σ_{si} (MPa)	F_{si} (kN)	z_i (mm)	$F_{si} z_i$ (kNm)
1	0.06175	1584	317	410	129.9
2	0.05464	1584	317	360	114.1
3	0.04753	1584	0	310	0.0

4	0.04041	1584	0	260	0.0
redondos	0.05768	435	175	420	73.4
			808		317.5

$\Sigma F_{si} =$ **808** kN. Comprobar que $\Sigma F_{si} = F_c$. Si no alterar el valor de x.

$$M_{ELU} = \Sigma F_{si} \cdot z_i = \mathbf{317.5} \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 266.6 \text{ kNm}$$

Capacidad última a momento a una distancia "a" del apoyo 1

a =	2.5	m
$M_{d,a} =$	174.6	kNm
Con b =	1.81	m
Se supone x	18.62	mm
$c_{Ac} =$	7.448	mm
$F_c =$	808	kN

Capa nº.	$\varepsilon_i = \varepsilon_{Po0} + \varepsilon_{si}$	σ_{si} (MPa)	F_{si} (kN)	z_i (mm)	$F_{si} z_i$ (kNm)
1	0.05166	1584	317	339	107.5
2	0.04455	1584	317	289	91.6
3	0.03743	1584	0	239	0.0
4	0.03032	1584	0	189	0.0
Redondos	0.07733	435	175	423	73.9
			808		273.0

$\Sigma F_{si} =$ **808** kN. Comprobar que $\Sigma F_{si} = F_c$. Si no dar un nuevo valor a x.

$$M_{ELU} = \Sigma F_{si} \cdot z_i = \mathbf{273.0} \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 174.6 \text{ kNm}$$

Capacidad a cortante de la sección de hormigón en el extremo 1

Ancho b en el extremo 1 =	2.419	m
$A_c =$	0.2880	m ²
$c_g =$	0.382	m
$I_c =$	0.003993	m ⁴
$W_{c, inferior} =$	0.010456	m ³
$W_{c, superior} =$	0.045329	m ³

$$V_{Rd,c} = (0,18/\gamma_c k(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2a)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.70$$

$$b_w = (0,15 + 0,22)/2 = 0.185 \text{ m}$$

$$d = 0.413 \text{ m}$$

$$\rho_1 = A_s / b_w d < 0,02 = 0.0105$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{73.22} \text{ kN} \quad V_{Ed} = 90.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c, min} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2b)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.52$$

$$V_{Rd,c, min} = \mathbf{56.63} \text{ kN}$$

Si ambos $V_{Rd,c}$ y $V_{Rd,c, min}$ aparecen en rojo entonces es necesario armado de cortante, de lo contrario no

Armado de cortante

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

$$V_{td} = P_{oo} \sin \alpha = 39.8 \text{ kN}$$

$$\alpha \text{ es el ángulo de elevación de cables en extremo 1} = \arctan \left(\frac{280}{3000} \right) = 0.0931$$

$$V_{Rd,s} + V_{td} > V_{Ed} = 90.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} > V_{Ed} - V_{td} = 50.7 \text{ kN}$$

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$$

$$1 < \cot \theta < 2,5 \quad \cot \theta = 2.00$$

$$V_{Rd, max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 414 \text{ kN} \quad (6.9)$$

$$\alpha_{cw} = 1.02 \quad (6.11)$$

$$v_1 = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0.492 \quad (6.6N)$$

$A_{sw} / s = 0.000157157 \text{ m}^2 / \text{m}$ Estribos ϕ 6 at c/c 0.36 m
 Armado de cortante necesario en una longitud de 1.05 m

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.20 m com 2m

Capacidad a cortante de la sección de hormigón en el extremo 2

Ancho b en el extremo 2 = 1.197 m

$A_c = 0.1780 \text{ m}^2$

$c_g = 0.346 \text{ m}$

$I_c = 0.003319 \text{ m}^4$

$W_{c, inferior} = 0.009591 \text{ m}^3$

$W_{c, superior} = 0.026765 \text{ m}^3$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} = 6.00 \text{ MPa}$

$V_{Rd, c} = 124.87 \text{ kN}$ $V_{Ed} = 75.2 \text{ kN}$

Si $V_{Rd, c}$ aparece en rojo, se necesita armado de cortante, si no, no

Si es necesaria armadura de cortante entonces

$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta > V_{Ed} = 75.2 \text{ kN}$

$A_{sw} / s = 0.000232893 \text{ m}^2 / \text{m}$ Estribos ϕ 6 at c/c 0.24 m

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.20

Cortante máximo permitido

$V_{Ed} < 0,5 b_w d v f_{cd} = 563 \text{ kN}$

Armado mínimo de cortante:

$\rho_w = A_{sw} / s b_w \sin \alpha$ (9.4)

$\rho_{w, min} = 0,08 (f_{ck})^{1/2} / f_{yk} = 0.0010733$ (9.5N)

$(A_{sw} / s)_{min} = \rho_{w, min} b_w \sin \alpha = 0.0001986 \text{ m}^2 / \text{m}$

$s_{l, max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 309 \text{ mm}$ (9.6N)

El armado mínimo de cortante son estribos con $A_s = 29.8 \text{ mm}^2 \text{ at c/c} = 300 \text{ mm}$

aprox. estribos ϕ 6 c/c 300 mm

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.20

Cortante entre alas y alma de la sección T

$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x = 2.50 \text{ MPa}$ (6.20)

$\Delta x = 3.19 \text{ m}$

$h_f = 0.09 \text{ m}$

$\Delta F_d = (M_d - 0) / z = 718 \text{ kN}$

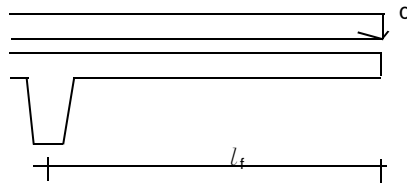
$A_{sf} f_{yd} / s_f > V_{Ed} h_f / \cot \theta_f$

$1 < \cot \theta_f < 2,0$ $\cot \theta_f = 2.00$

$A_{sf} / s_f > 0.000195428 \text{ m}^2 / \text{m}$

$V_{Ed} < v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 14.76 \text{ MPa}$ (6.22)

Flexión transversal



$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma_{G, ULS} \cdot h_f \cdot 24 + \gamma_{Q, ULS} \cdot p = 2.92 \text{ kN/m}^2 \\
 l_{f, \max} &= b_{\max} / 2 = 1.20 \text{ m} \\
 l_{f, L/2} &= b_{L/2} = 0.90 \text{ m} \\
 M_{d, \max} &= 2.10 \text{ kNm/m} \\
 m &= M_d / 1,0 d^2 f_{cd} = 0.0280 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0284 \\
 A_{s, \max} &= M_d / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.000098 \text{ m}^2/\text{m} \\
 M_{d, L/2} &= 1.19 \text{ kNm/m} \\
 m &= M_d / 1,0 d^2 f_{cd} = 0.0159 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0160 \\
 A_{s, L/2} &= M_d / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.000055 \text{ m}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Combinación de cortante y flexión

Armado transversal del ala

$$\begin{aligned}
 A_{s, \max} &> \max(A_{sf}/s_f ; 0,5 A_{sf}/s_f + A_{s, \max}) = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{desde el extremo 1 hasta centro de vano}) \\
 A_{s, L/2} &> \max(A_{sf}/s_f ; 0,5 A_{sf}/s_f + A_{s, L/2}) = 0.000195 \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{desde centro de vano a extremo 2})
 \end{aligned}$$

$$\text{Armado transversal adoptado hasta medio vano (tipo)} = \phi 5 \text{ c } 100 \text{ As} = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$$

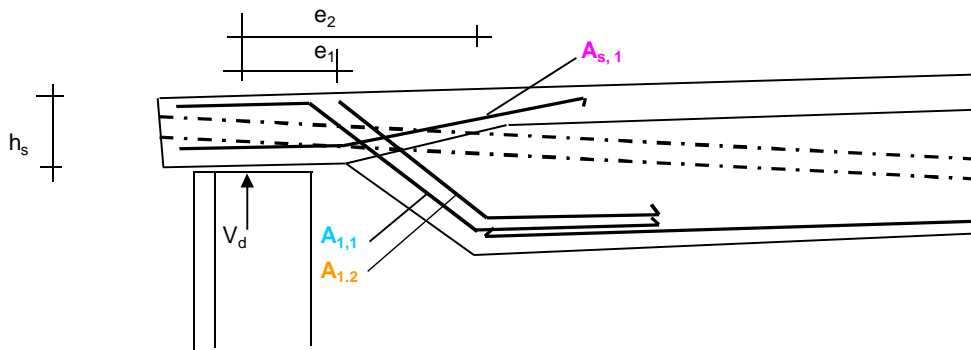
$$\text{Armado transversal adoptado después de medio vano} = \phi 5 \text{ c } 100 \text{ As} = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Armado longitudinal (tipo) con } c/c < 3,5 \text{ } h_f = (20\% \text{ armadura de distribución}) \quad 315 < 450$$

$$\phi 5 \text{ c } 100 \quad \text{As} = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$$

Apoyos

$$\text{Apoyo 1 con } V_d = 90.6 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned}
 h_s &= 0.19 \text{ m} \\
 A_{1,1} &= V_d / (\sin 45^\circ \cdot f_{st}) = 0.000295 \text{ m}^2 = 2.95 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$A_{1,1}$ es el armado de suspensión para la reacción en apoyo

$$e_2 = (0.185 - 0.05) + 0.05 + 0.38 = 0.565 \text{ m}$$

$$M_2 = V_d \cdot e_2 = 51.2 \text{ kNm}$$

$$b_{ef} = 1.20 \text{ m}$$

$$m = M_2 / b d^2 f_{cd} = 0.0116$$

$$A_{1,2} = M_2 / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.0003383 \text{ m}^2 = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{1,1} + A_{1,2} = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.38 + h_f - 0.12 = 0.35 \text{ m}$$

$$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0117$$

$$1 \text{ estribo } \phi 16 \text{ .+ 1 estribo } \phi 16$$

$$(\text{As} = 8.04 \text{ cm}^2)$$

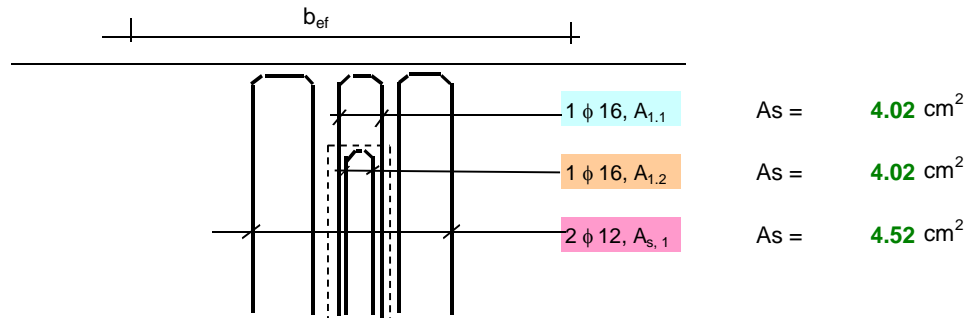
$$e_1 = (0,185 - 0,05) + 0,05 + 0,05 = 0,235 \text{ m}$$

$$M_1 = V_d \cdot e_1 = 21.29 \text{ kNm}$$

$$b_{ef} = 1.20 \text{ m} \quad d = h_1 - 0,04 = 0.15 \text{ m}$$

$$m = M_1 / b d^2 f_{cd} = 0.0263 \quad \omega = 1 - (1 - 2 m)^{1/2} = 0.0266$$

$$A_{s,1} = M_1 / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.0003308 \text{ m}^2 = 3.31 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ estribos } \phi 12$$



Nota: El número de ramas de los estribos está considerado en las fórmulas
 Nota: considerar mínimo $\phi 12$

Cortante en el apoyo del ala

Capacidad a cortante del hormigón (EN 1992-1-1:2004)

$$V_{Rd,c} = (0,18/\gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c, \min} = (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 = 2$$

$$\rho_1 = A_{s,1} / b_w d < 0,02 = 0.0018$$

$$\sigma_{cp} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 98.1 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 90.6 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.6641 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c, \min} = 119.5 \text{ kN}$$

Si ambos $V_{Rd,c}$ and $V_{Rd,c, \min}$ aparecen en rojo, es necesario armado de cortante, si no, no

Si es necesario armado de cortante aquí, se recomienda aumentar el canto h con 30 mm como primera opción

Cortante máximo permitido

$$V_{Ed} < 0,5 b_w d v f_{cd} = 1328.4 \text{ kN}$$

Si es necesaria armadura de cortante, entonces

Se elige armado de cortante inclinado con $\alpha = 45^\circ$ y $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$A_{sw}/s = V_{Rd,s} / z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 0.0010915 \text{ m}^2/\text{m} = 10.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

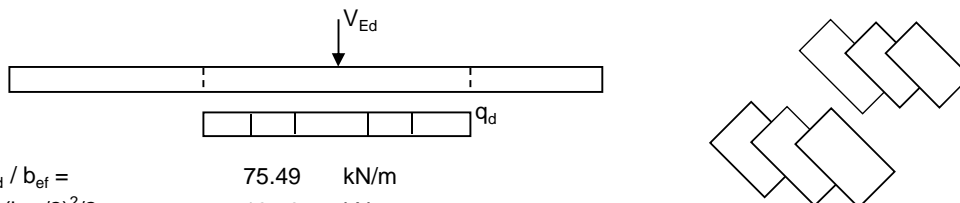
$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) = 2391 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

Armado adoptado (si es necesario) = 6 estribo $\phi 12$ (en este caso es necesario)

Apunte: Esto es un armado extra adjacente con 6 estribos - dividir por el número de ramas (12)

Confirmar la distribución de carga transversal sobre $b_{ef} = 1.20 \text{ m}$



$$q_{d, tr} = V_{Ed} / b_{ef} = 75.49 \text{ kN/m}$$

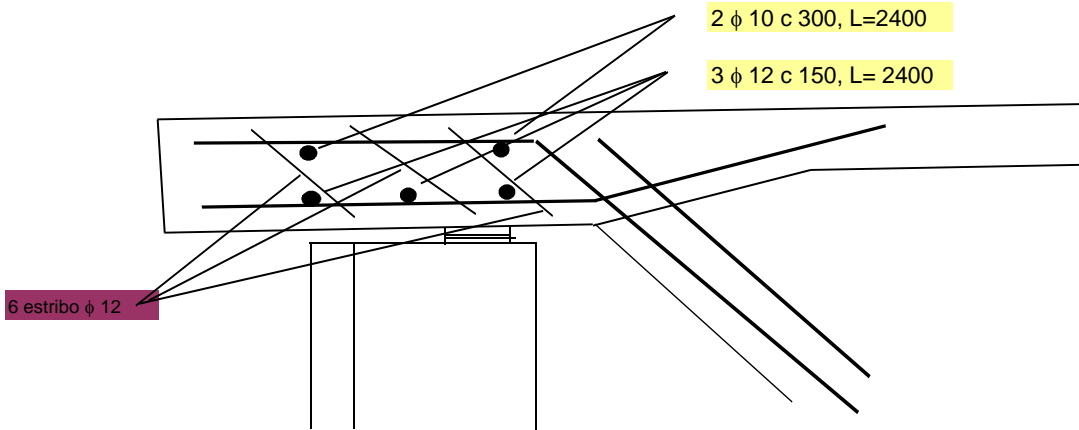
$$M_{d, tr} = q_d (b_{ef}/2)^2/2 = 13.59 \text{ kNm}$$

$$b = 0.5 \text{ m}, d = h_1 - 0,05 = 0.14 \text{ m}$$

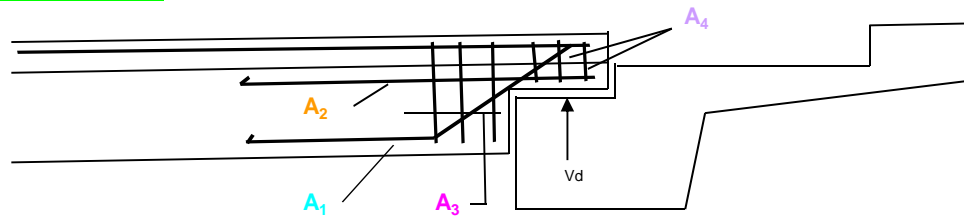
$$m = M_{d, tr} / b d^2 f_{cd} = 0.0462 \quad \omega = 1 - (1 - 2 m)^{1/2} = 0.0473$$

$$A_{s, tr} = M_{d, tr} / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.0002286 \text{ m}^2 = 2.29 \text{ cm}^2$$

Armado a poner (tipo): $2 \phi 10 + 3 \phi 12$ $As = 4.97 \text{ cm}^2$



Apoyo 2 con $V_d = 75.2 \text{ kN}$



$$A_1 = V_d / (\sin(45^\circ) \cdot f_{st}) = 0.000245 \text{ m}^2 = 2.45 \text{ cm}^2$$

Armadura a colocar: 1 estribo $\phi 16$ $As = 4.02 \text{ cm}^2$

$$M_2 = V_d \cdot 0.25 = 18.8 \text{ kNm}$$

$$b = 0.25 \text{ m}, d = 0.24 - 0.04 = 0.20 \text{ m}$$

$$m = M_2 / b d^2 f_{cd} = 0.0627$$

$$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0648$$

$$A_2 = M_2 / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.000223 \text{ m}^2 = 2.23 \text{ cm}^2$$

Armadura a colocar: 1 estribo $\phi 16$ $As = 4.02 \text{ cm}^2$

Nota: En las armaduras arriba indicadas considerar como mínim $\phi 12$

$A_3 = 3$ estribos $\phi 10$ c 100
Armadura (tipo)



Apunte: En los casos con solo 1 pilar con capitel no se emplea reducción de sección en el apoyo, simplemente se doblan hacia arriba en el extremo las barras del armado inferior

Capacidad a cortante de la sección reducida

$$b_w = 0.21 \text{ m}, d = 0.20 \text{ m}$$

$$V_{Rd, c} = (0.18/\gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd, c, min} = (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 = 2$$

$$\rho_1 = A_2 / b_w d = 0.0053$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd, c} = 0.0291 \text{ MN} = 29.1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 75.2 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.664 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd, c, min} = 27.9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < 0.5 b_w d v f_{cd} = 310 \text{ kN}$$

Si $V_{Rd, c}$ aparece en rojo, se necesita armado de cortante y se eligen estribos verticales con $\cot \theta = 1$ 1.0

$$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{yd} \cot \theta$$

$$A_4 = A_{sw} / s = 0.000960785 \text{ m}^2/\text{m} = 9.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd, max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 279 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.492$$

Armadura a colocar: 3 estribo ϕ 16 As = 12.06 cm²

Flechas

1. Flecha instantánea durante el almacenaje

1.1 Debido al pretensado

$$\delta = -P_0 e_P L^2 / 8 E_{ck} I_c = -0.025 \text{ m} = -25 \text{ mm}$$

$$P_0 = 520 \text{ kN}$$

$$e_P = 0.280 \text{ m}$$

$$L = 12.78 \text{ m}$$

$$E_{ck} = 35000 \text{ MPa}$$

$$I_c = 0.003387 \text{ m}^4$$

1.2 Debido al peso propio

$$\delta = 5 g_2 L^4 / 384 E_{ck} I_c + 0.0065 (g_1 - g_2) L^4 / E_{ck} I_c = 0.016 \text{ m} = 16 \text{ mm}$$

1. Flecha instantánea durante el almacenaje = -9 mm

2. Incremento de la flecha en almacenaje debido a la relajación del hormigón

$$\text{Sea } \varphi_c = 1$$

$$E_c = E_{ck} / (1 + \varphi) = 17500 \text{ MPa}$$

$$P = 0.95 P_0 = 494 \text{ kN}$$

2.1 Debido al pretensado

$$\delta = -P e_P L^2 / 8 E_c I_c = -0.048 \text{ m} = -48 \text{ mm}$$

2.2 Debido al peso propio

$$\delta = 5 g_2 L^4 / 384 E_c I_c + 0.0065 (g_1 - g_2) L^4 / E_c I_c = 0.033 \text{ m} = 33 \text{ mm}$$

2. Flecha incrementada en el almacenaje debido a la relajación del hormigón = -15 mm

3. Flecha instantánea debida a la carga soportada

$$\delta = 5 p_2 L^4 / 384 E_{ck} I_c + 0.0065 (p_1 - p_2) L^4 / E_{ck} I_c = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$$

4. Flecha diferida debida al pretensado, peso propio y carga impuesta

$$\text{Sea } \varphi_{c, \infty} = 2$$

$$E_c = E_{ck} / (1 + \varphi) = 11667 \text{ MPa}$$

$$P_{\infty} = 428.8 \text{ kN}$$

$$\delta = -P_{\infty} e_P L^2 / 8 E_c I_c + 5 (g_2 + p_2) L^4 / 384 E_c I_c + 0.0065 ((g_1 + p_1) - (g_2 + p_2)) L^4 / E_c I_c =$$

$$= -0.013 \text{ m} = -13 \text{ mm}$$

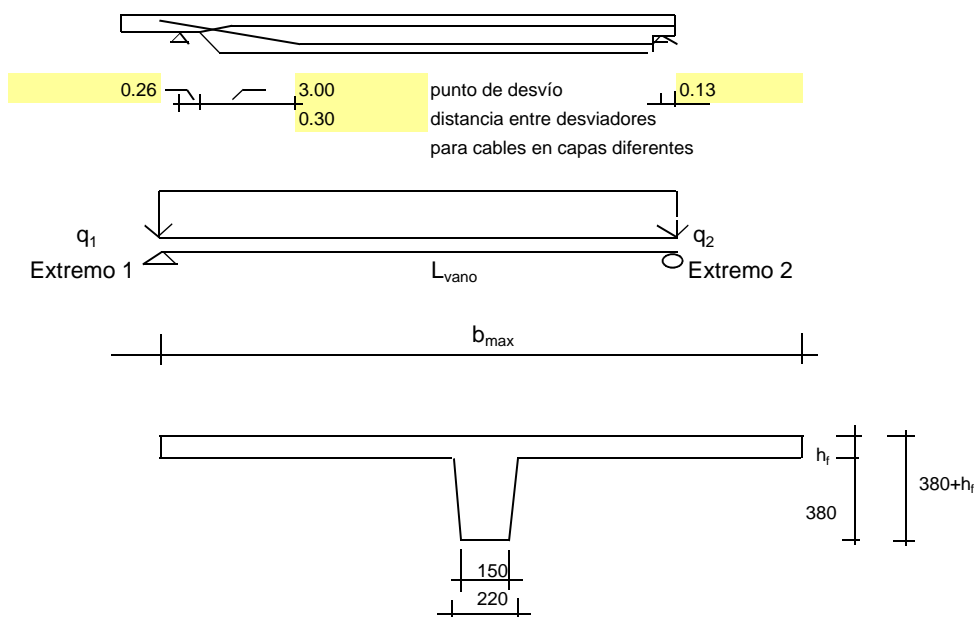
$$\delta / L = -0.0010 \quad \delta' = 1 / -983$$

Viga en "T" pretensada para el elemento de cubierta

Cálculo

Proyecto: Colmenar Viejo - Madrid
 Fecha: 07/11/2017
 Projectista: Joao Romba - Aquilino García

Nº de cubiertas = 34 Anillo Interior
 Ancho máximo b_{\max} = 2.340 m
 Ancho mínimo b_{\min} = 0.408 m
 Longitud $L <$ 10.430 m
 Longitud Vano L_{vano} = 10.18 m
 $b_{L/2}$ = 1.374 m
 Espesor del ala h_f = 0.09 m
 Espesor de la placa en el apoyo h_p = 0.19 m



Cables de pretensado

	pcs	$A_{p,i}$ (mm ²)	$c_{p,i}$ (mm)	c_p (m)
Cables ϕ 13 en capa 1	2	200	50	0.050
Cables ϕ 13 en capa 2	0	0	100	
Cables ϕ 13 en capa 3	0	0	150	
Cables ϕ 13 en capa 4	0	0	200	

Redondos adicionales

	pcs	A_s (mm ²)	c_s (mm)
$E_{ps} / E_c = 5.7$	2 ϕ 10	157	40

Valores de la sección para $b = 1.374$ m

$A_c = 0.1940$ m ²	$A_{id} = 0.1949$ m ²
$c_g = 0.344$ m	$c_{id} = 0.343$ m
$I_c = 0.003149$ m ⁴	$I_{id} = 0.0032295$ m ⁴
$W_{c, inferior} = 0.009148$ m ³	$W_{id, inferior} = 0.0094223$ m ³
$W_{c, superior} = 0.025022$ m ³	$W_{id, superior} = 0.0253789$ m ³

Peso propio

$$g_1 = (0,185 * 0,38 + b_{\max} * h_f) * 24 = 6.74 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = (0,185 * 0,38 + b_{\min} * h_f) * 24 = 2.57 \text{ kN/m}$$

$$G = (g_1 + g_2) / 2 * L = 52.0 \text{ kN} = 5.20 \text{ tonnes}$$

$$M_g < g_2 * L_{\text{vano}}^2 / 8 + 0,064 (g_1 - g_2) * L_{\text{vano}}^2 = 61.0 \text{ kNm}$$

En los puntos de elevación usar 2 piezas con capacidad para: 5.2 tonnes

Perno: Halfen Fridema TPA-FA 10 ton.

Carga permanente sobre cubiertaCarga permanente. $p_{perm} =$ 0.00 kN/m² $p_{p1,k} = b_{max} * p_{perm} =$ 0.00 kN/m $p_{p2,k} = b_{min} * p_{perm} =$ 0.00 kN/m**Carga variable sobre cubierta**Carga variable $p_{var} =$ 2.0 kN/m² $p_{v1,k} = b_{max} * p_{var} =$ 4.68 kN/m $p_{v2,k} = b_{min} * p_{var} =$ 0.82 kN/m**Cargas concentradas** $P =$ 0 kN**Coefficiente parcial de seguridad para ELU** $\gamma_{G,ELU} =$ 1.35 $\gamma_{Q,ELU} =$ 1.50 $q_{1,d} = \gamma_{G,ELU} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELU} * p_{v1,k} =$ 16.12 kN/m $q_{2,d} = \gamma_{G,ELU} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELU} * p_{v2,k} =$ 4.69 kN/m $V_{1,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 3 =$ 62.7 kN**Nota:** Usar este valor en el cálculo de la solera del depósito. $V_{2,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 6 =$ 43.3 kN $M_{d,max} < q_{2,d} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano}^2 =$ 136.6 kNm**Coefficiente parcial de seguridad para ELS** $\gamma_{G,ELS} =$ 1.00 $\gamma_{Q,ELS} =$ 0.00 $q_{1,d} = \gamma_{G,ELS} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v1,k} =$ 6.74 kN/m $q_{2,d} = \gamma_{G,ELS} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v2,k} =$ 2.57 kN/m $V_{1,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 3 =$ 27.2 kN**Nota:** Usar este valor en el cálculo de solera en hoja de cálculo de paneles. $V_{2,d} = q_{2,d} * L_{vano} / 2 + (q_{1,d} - q_{2,d}) * L_{vano} / 6 =$ 20.2 kN**Reacciones en ELU y durante el montaje:**

Reacciones en el montaje que producen momento máximo en pilares cuando está puesta la mitad de la cubierta

Nota: Colocar la carga ELU permanente y variable a cero y tomar valor V1d e do V2d (celda 65) $R1 =$ 36.8 KN $R2 =$ 27.2 KN**Coefficiente parcial de seguridad para ELS** $\gamma_{G,ELS} =$ 1.00 $\gamma_{Q,ELS} =$ 1.00 $q_{1,k} = \gamma_{G,ELS} * (g_1 + p_{p1,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v1,k} =$ 11.42 kN/m $q_{2,k} = \gamma_{G,ELS} * (g_2 + p_{p2,k}) + \gamma_{Q,ELS} * p_{v2,k} =$ 3.38 kN/m $M_{k,max} < q_{2,k} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,k} - q_{2,k}) * L_{vano}^2 =$ 97.1 kNm $M_{q-p,max} < q_{2,q-p} * L_{vano}^2 / 8 + 0,064 (q_{1,q-p} - q_{2,q-p}) * L_{vano}^2 =$ 61.0 kNm**Estado límite de servicio.**

Se comprueban las tensiones con los cables anteriores

 $P_0 =$ 130 kN/cable $A_s =$ 100 mm²/cablePérdidas diferidas $\Delta\sigma_{p, c+s+r} =$ 228 MPa $P_{oo} =$ 107.2 kN/cable $\Sigma P_{oo} =$ 214.4 kN $e_p =$ 0.293 m**Tensiones en la mitad del vano debidas al pretensado después de pérdidas diferidas** $\sigma_{c, superior, oo} =$ 1.37 MPa $\sigma_{c, inferior, oo} =$ -7.76 MPaTensiones a medio vano debidas a $M_k =$ 97.1 kNm $\sigma_{c, superior} =$ -3.88 MPa $\sigma_{c, inferior} =$ 10.62 MPa

Tensiones debidas por el pretensado y la carga característica

 $\sigma_{c, superior} =$ -2.51 MPa

$$\sigma_{c, inferior} = 2.86 \text{ MPa}$$

Tensiones debidas al pretensado y a la carga permanente (carga cuasi-permanente)

$$\sigma_{c, superior} = -1.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, inferior} = -1.29 \text{ MPa}$$

No se debe de sobrepasar la descompresión en la fibra inferior según EN 1992-1-1, tabla 7.1N, la tracción aparece en color rojo

Tensiones a distancia "a" del apoyo 1 =

$$2.5 \text{ m}$$

$$M_{k,a} = 32.4 \text{ kNm}$$

Valores de la sección a la distancia "a" del apoyo 1

$$\text{Ancho } b = 1.37 \text{ m}$$

$$A_c = 0.1940 \text{ m}^2$$

$$c_g = 0.344 \text{ m}$$

$$I_c = 0.003149 \text{ m}^4$$

$$W_{c, inferior} = 0.009148 \text{ m}^3$$

$$W_{c, superior} = 0.025022 \text{ m}^3$$

$$A_{id} = 0.1949 \text{ m}^2$$

$$c_{id} = 0.343 \text{ m}$$

$$I_{id} = 0.0032295 \text{ m}^4$$

$$W_{id, inferior} = 0.0094223 \text{ m}^3$$

$$W_{id, superior} = 0.0253789 \text{ m}^3$$

$$e_p = 0.222 \text{ m}$$

Tensiones debidas al pretensado después de pérdidas diferidas

$$\sigma_{c, superior, oo} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, inferior, oo} = -6.15 \text{ MPa}$$

Tensiones debidas al pretensado y a la carga permanente (carga cuasi-permanente)

$$\sigma_{c, superior} = -0.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, inferior} = -2.71 \text{ MPa}$$

No se debe sobrepasar la Descompresión al nivel de los cables según EN 1992-1-1, tabla 7.1N,

Clase de exposición: XC2 Clase estructural S4.

w_{max} para la combinación frecuente 0.2 mm (tabla 7.1N)

Descompresión para la combinación cuasi-permanente

Min recubrimiento para los estribos = 25 + 5 = 30 mm. Tabla 4.4N y nota 4.3N

Min recubrimiento para los cables = 35 + 5 = 40 mm.

Estado límite Último

$$b = 1.369 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.50 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ por mil}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$$

$$\sigma_0 = 1300 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{oo} = 1072 \text{ MPa}$$

$$E_{sk} = 195000 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.02 \text{ (NDP)}$$

$$\epsilon_{uk} = 0.022 \text{ (NDP)}$$

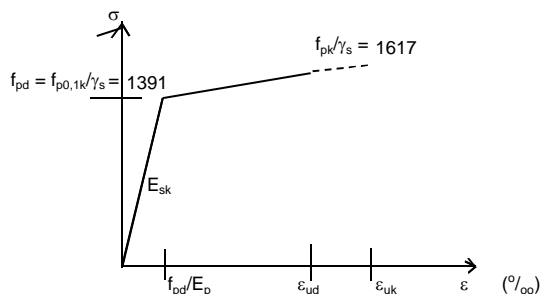
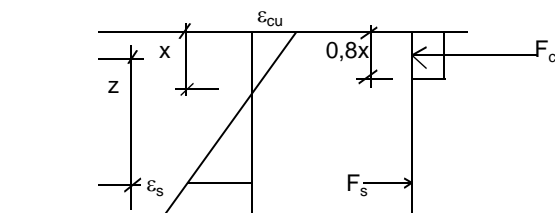
$$F_c = f_{ck} / \gamma_c A_c$$

$$F_s = \sigma_s / \gamma_s A_s$$

$$\text{Se asume } x = 11.73 \text{ mm}$$

$$c_{Ac} = 4.692 \text{ mm}$$

$$F_c = 385 \text{ kN}$$



Curva tensión-deformación para cable, fig3.10

Capa n°	$\epsilon_i = \epsilon_{p00} + \epsilon_{si}$	$\sigma_{si} \text{ (MPa)}$	$F_{si} \text{ (kN)}$	$z_i \text{ (mm)}$	$F_{si} z_i \text{ (kNm)}$
1	0.12732	1584	317	415	131.6
2	0.11240	1584	0	365	0.0
3	0.09748	1584	0	315	0.0

4	0.08256	1584	0	265	0.0
redondos	0.12480	435	68	425	29.0
			385		160.6

$\Sigma F_{si} =$ **385** kN. Comprobar que $\Sigma F_{si} = F_c$. Si no alterar el valor de x.

$$M_{ELU} = \Sigma F_{si} \cdot z_i = \mathbf{160.6} \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 136.6 \text{ kNm}$$

Capacidad última a momento a una distancia "a" del apoyo 1

a =	2.5	m
$M_{d,a} =$	106.3	kNm
Con b =	1.37	m
Se supone x	11.67	mm
$c_{Ac} =$	4.668	mm
$F_c =$	385	kN

Capa nº.	$\varepsilon_i = \varepsilon_{p00} + \varepsilon_{si}$	σ_{si} (MPa)	F_{si} (kN)	z_i (mm)	$F_{si} z_i$ (kNm)
1	0.10615	1584	317	344	109.1
2	0.09123	1584	0	294	0.0
3	0.07631	1584	0	244	0.0
4	0.06139	1584	0	194	0.0
Redondos	0.12546	435	68	425	29.0
			385		138.1

$\Sigma F_{si} =$ **385** kN. Comprobar que $\Sigma F_{si} = F_c$. Si no dar un nuevo valor a x.

$$M_{ELU} = \Sigma F_{si} \cdot z_i = \mathbf{138.1} \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 106.3 \text{ kNm}$$

Capacidad a cortante de la sección de hormigón en el extremo 1

Ancho b en el extremo 1 =	2.340	m
$A_c =$	0.2809	m ²
$c_g =$	0.380	m
$I_c =$	0.003964	m ⁴
$W_{c, inferior} =$	0.010420	m ³
$W_{c, superior} =$	0.044256	m ³

$$V_{Rd,c} = (0.18/\gamma_c k(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2a)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.69$$

$$b_w = (0.15 + 0.22)/2 = 0.185 \text{ m}$$

$$d = 0.424 \text{ m}$$

$$\rho_1 = A_s / b_w d < 0.02 = 0.0045$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{52.45} \text{ kN} \quad V_{Ed} = 62.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c, min} = (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2b)$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.51$$

$$V_{Rd,c, min} = \mathbf{49.36} \text{ kN}$$

Si ambos $V_{Rd,c}$ y $V_{Rd,c, min}$ aparecen en rojo entonces es necesario armado de cortante, de lo contrario no

Armado de cortante

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

$$V_{td} = P_{oo} \sin \alpha = 19.9 \text{ kN}$$

$$\alpha \text{ es el ángulo de elevación de cables en extremo 1} = \arctan \left(\frac{\mathbf{280}}{\mathbf{3000}} \right) = 0.0931$$

$$V_{Rd,s} + V_{td} > V_{Ed} = 62.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} > V_{Ed} - V_{td} = 42.7 \text{ kN}$$

$$f_{ywk} = \mathbf{500} \text{ MPa}$$

$$1 < \cot \theta < 2.5 \quad \cot \theta = \mathbf{2.00}$$

$$V_{Rd, max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 422 \text{ kN} \quad (6.9)$$

$$\alpha_{cw} = 1.01 \quad (6.11)$$

$$v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.492 \quad (6.6N)$$

$A_{sw} / s = 0.000128682 \text{ m}^2 / \text{m}$ Estribos ϕ 6 at c/c 0.44 m
 Armado de cortante necesario en una longitud de 0.63 m

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30 m com 2m

Capacidad a cortante de la sección de hormigón en el extremo 2

Ancho b en el extremo 2 = 0.408 m

$A_c = 0.1070 \text{ m}^2$

$c_g = 0.284 \text{ m}$

$I_c = 0.002227 \text{ m}^4$

$W_{c, inferior} = 0.007852 \text{ m}^3$

$W_{c, superior} = 0.011951 \text{ m}^3$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} = 6.00 \text{ MPa}$

$V_{Rd, c} = 114.12 \text{ kN}$ $V_{Ed} = 43.3 \text{ kN}$

Si $V_{Rd, c}$ aparece en rojo, se necesita armado de cortante, si no, no

Si es necesaria armadura de cortante entonces

$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta > V_{Ed} = 43.3 \text{ kN}$

$A_{sw} / s = 0.000130283 \text{ m}^2 / \text{m}$ Estribos ϕ 6 at c/c 0.43 m

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30

Cortante máximo permitido

$V_{Ed} < 0,5 b_w d v f_{cd} = 579 \text{ kN}$

Armado mínimo de cortante:

$\rho_w = A_{sw} / s b_w \sin \alpha$ (9.4)

$\rho_{w, min} = 0,08 (f_{ck})^{1/2} / f_{yk} = 0.0010733$ (9.5N)

$(A_{sw} / s)_{min} = \rho_{w, min} b_w \sin \alpha = 0.0001986 \text{ m}^2 / \text{m}$

$s_{l, max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 318 \text{ mm}$ (9.6N)

El armado mínimo de cortante son estribos con $A_s = 29.8 \text{ mm}^2 \text{ at c/c} = 300 \text{ mm}$

aprox. estribos ϕ 6 c/c 300 mm

Armado adoptado: Estribos ϕ 6 at c/c 0.30

Cortante entre alas y alma de la sección T

$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) = 1.56 \text{ MPa}$ (6.20)

$\Delta x = 2.55 \text{ m}$

$h_f = 0.09 \text{ m}$

$\Delta F_d = (M_d - 0) / z = 358 \text{ kN}$

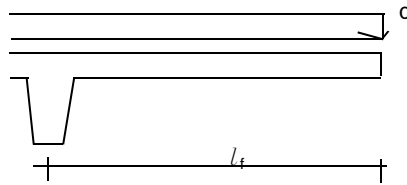
$A_{sf} f_{yd} / s_f > V_{Ed} h_f / \cot \theta_f$

$1 < \cot \theta_f < 2,0$ $\cot \theta_f = 2.00$

$A_{sf} / s_f > 0.000122176 \text{ m}^2 / \text{m}$

$V_{Ed} < v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 14.76 \text{ MPa}$ (6.22)

Flexión transversal



$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma_{G, ULS} \cdot h_f \cdot 24 + \gamma_{Q, ULS} \cdot p = 2.92 \text{ kN/m}^2 \\
 l_{f, \max} &= b_{\max} / 2 = 1.17 \text{ m} \\
 l_{f, L/2} &= b_{L/2} = 0.69 \text{ m} \\
 M_{d, \max} &= 2.00 \text{ kNm/m} \\
 m &= M_d / 1,0 d^2 f_{cd} = 0.0266 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0270 \\
 A_{s, \max} &= M_d / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.000093 \text{ m}^2/\text{m} \\
 M_{d, L/2} &= 0.69 \text{ kNm/m} \\
 m &= M_d / 1,0 d^2 f_{cd} = 0.0092 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0092 \\
 A_{s, L/2} &= M_d / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.000032 \text{ m}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Combinación de cortante y flexión

Armado transversal del ala

$$\begin{aligned}
 A_{s, \max} &> \max(A_{sf}/s_f ; 0,5 A_{sf}/s_f + A_{s, \max}) = 0.000154 \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{desde el extremo 1 hasta centro de vano}) \\
 A_{s, L/2} &> \max(A_{sf}/s_f ; 0,5 A_{sf}/s_f + A_{s, L/2}) = 0.000122 \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{desde centro de vano a extremo 2})
 \end{aligned}$$

$$\text{Armado transversal adoptado hasta medio vano (tipo)} = \phi 5 \text{ c } 100 \text{ As} = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$$

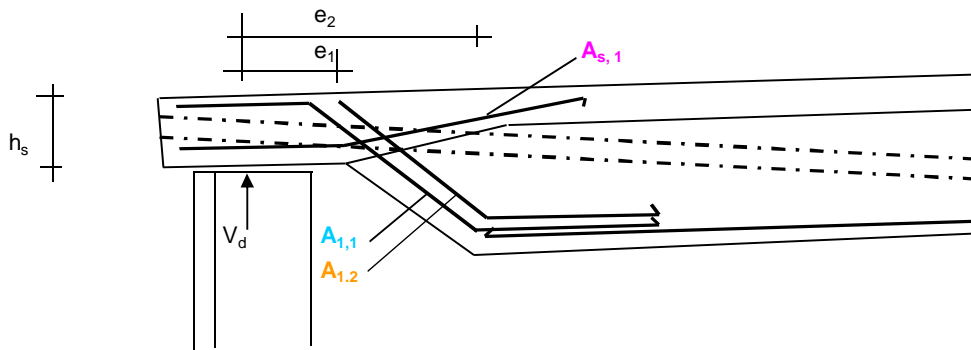
$$\text{Armado transversal adoptado después de medio vano} = \phi 5 \text{ c } 100 \text{ As} = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Armado longitudinal (tipo) con } c/c < 3,5 \text{ } h_f = (20\% \text{ armadura de distribución}) \quad 315 < 450$$

$$\phi 5 \text{ c } 100 \quad \text{As} = 0.000196 \text{ m}^2/\text{m}$$

Apoyos

$$\text{Apoyo 1 con } V_d = 62.7 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned}
 h_s &= 0.19 \text{ m} \\
 A_{1,1} &= V_d / (\sin 45^\circ \cdot f_{st}) = 0.000204 \text{ m}^2 = 2.04 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$A_{1,1}$ es el armado de suspensión para la reacción en apoyo

$$e_2 = (0.185 - 0.05) + 0.05 + 0.38 = 0.565 \text{ m}$$

$$M_2 = V_d \cdot e_2 = 35.4 \text{ kNm}$$

$$b_{ef} = 1.20 \text{ m}$$

$$m = M_2 / b d^2 f_{cd} = 0.0080$$

$$A_{1,2} = M_2 / d(1 - \omega/2) f_{st} = 0.0002336 \text{ m}^2 = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{1,1} + A_{1,2} = 4.37 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.38 + h_f - 0.12 = 0.35 \text{ m}$$

$$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0081$$

$$1 \text{ estribo } \phi 12 + 1 \text{ estribo } \phi 16$$

$$(\text{As} = 6.28 \text{ cm}^2)$$

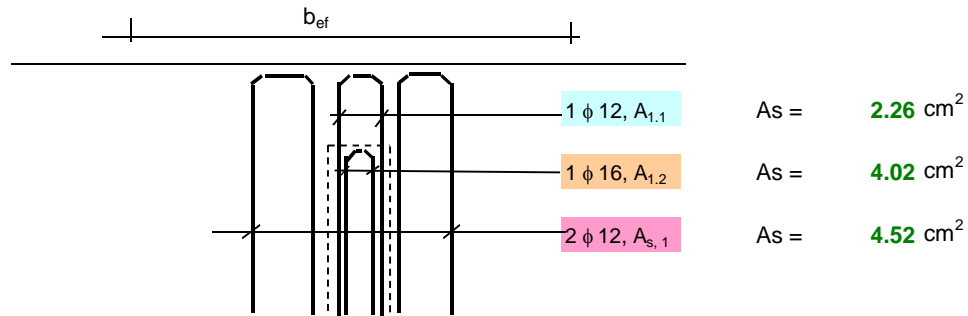
$$e_1 = (0,185 - 0,05) + 0,05 + 0,05 = 0,235 \text{ m}$$

$$M_1 = V_d \cdot e_1 = 14.73 \text{ kNm}$$

$$b_{ef} = 1.20 \text{ m} \quad d = h_1 - 0,04 = 0.15 \text{ m}$$

$$m = M_1 / b d^2 f_{cd} = 0.0182 \quad \omega = 1 - (1 - 2 m)^{1/2} = 0.0183$$

$$A_{s,1} = M_1 / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.0002279 \text{ m}^2 = 2.28 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ estribos } \phi \quad 12$$



Nota: El número de ramas de los estribos está considerado en las fórmulas
 Nota: considerar mínimo $\phi 12$

Cortante en el apoyo del ala

Capacidad a cortante del hormigón (EN 1992-1-1:2004)

$$V_{Rd,c} = (0,18/\gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c, \min} = (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 = 2$$

$$\rho_1 = A_{s,1} / b_w d < 0,02 = 0.0013$$

$$\sigma_{cp} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 82.5 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 62.7 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.6641 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c, \min} = 119.5 \text{ kN}$$

Si ambos $V_{Rd,c}$ and $V_{Rd,c, \min}$ aparecen en rojo, es necesario armado de cortante, si no, no

Si es necesario armado de cortante aquí, se recomienda aumentar el canto h

con 30 mm como primera opción

Cortante máximo permitido

$$V_{Ed} < 0,5 b_w d v f_{cd} = 1328.4 \text{ kN}$$

Si es necesaria armadura de cortante, entonces

Se elige armado de cortante inclinado con $\alpha = 45^\circ$ y $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$A_{sw}/s = V_{Rd,s} / z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 0.000755 \text{ m}^2/\text{m} = 7.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

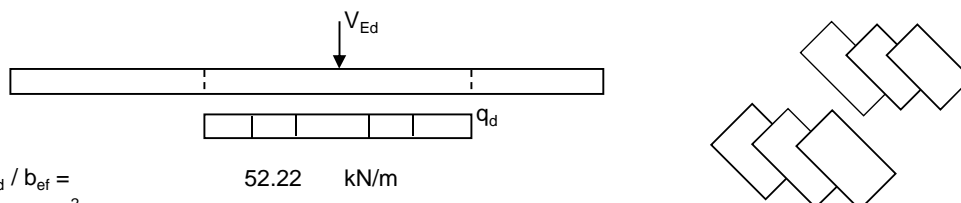
$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) = 2391 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

Armado adoptado (si es necesario)= 6 estribo $\phi 12$ (en este caso es necesario)

Apunte: Esto es un armado extra adjacente con 6 estribos - dividir por el número de ramas (12)

Confirmar la distribución de carga transversal sobre $b_{ef} = 1.20 \text{ m}$



$$q_{d, tr} = V_{Ed} / b_{ef} = 52.22 \text{ kN/m}$$

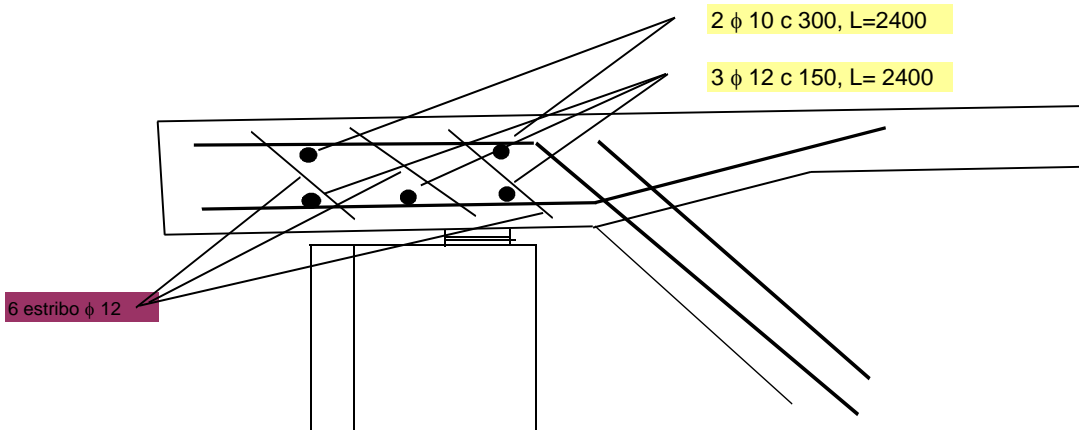
$$M_{d, tr} = q_d (b_{ef}/2)^2/2 = 9.40 \text{ kNm}$$

$$b = 0.5 \text{ m}, d = h_1 - 0,05 = 0.14 \text{ m}$$

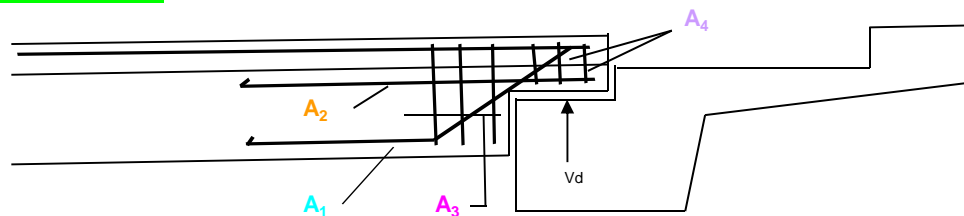
$$m = M_{d, tr} / b d^2 f_{cd} = 0.0320 \quad \omega = 1 - (1 - 2 m)^{1/2} = 0.0325$$

$$A_{s, tr} = M_{d, tr} / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.000157 \text{ m}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Armado a poner (tipo): $2 \phi 10 + 3 \phi 12$ $A_s = 4.97 \text{ cm}^2$



Apoyo 2 con $V_d = 43.3 \text{ kN}$



$$A_1 = V_d / (\sin(45^\circ) \cdot f_{st}) = 0.000141 \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Armatura a colocar: 1 estribo $\phi 12$ $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

$$M_2 = V_d \cdot 0.25 = 10.8 \text{ kNm}$$

$$b = 0.25 \text{ m}, \quad d = 0.24 - 0.04 = 0.20 \text{ m}$$

$$m = M_2 / b d^2 f_{cd} = 0.0361 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0367$$

$$A_2 = M_2 / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.000127 \text{ m}^2 = 1.27 \text{ cm}^2$$

Armatura a colocar: 1 estribo $\phi 12$ $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Nota: En las armaduras arriba indicadas considerar como mínimo $\phi 12$

$A_3 = 3$ estribos $\phi 10$ c 100
Armatura (tipo)



Apunte: En los casos con solo 1 pilar con capitel no se emplea reducción de sección en el apoyo, simplemente se doblan hacia arriba en el extremo las barras del armado inferior

Capacidad a cortante de la sección reducida

$$b_w = 0.21 \text{ m}, \quad d = 0.20 \text{ m}$$

$$V_{Rd, c} = (0.18/\gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd, c, \min} = (v_{\min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 = 2$$

$$\rho_1 = A_2 / b_w d = 0.0030 \quad \sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd, c} = 0.0240 \text{ MN} = 24.0 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 43.3 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.664 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd, c, \min} = 27.9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < 0.5 b_w d v f_{cd} = 310 \text{ kN}$$

Si $V_{Rd, c}$ aparece en rojo, se necesita armado de cortante y se eligen estribos verticales con $\cot \theta = 1$ 1.0

$$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{yd} \cot \theta$$

$$A_4 = A_{sw} / s = 0.000552918 \text{ m}^2/\text{m} = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 279 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.492$$

Armadura a colocar: 3 estribo ϕ 12 As = 6.78 cm²

Flechas

1. Flecha instantánea durante el almacenaje

1.1 Debido al pretensado

$$\delta = -P_0 e_P L^2 / 8 E_{ck} I_c = -0.009 \text{ m} = -9 \text{ mm}$$

$$P_0 = 260 \text{ kN}$$

$$e_P = 0.293 \text{ m}$$

$$L = 10.18 \text{ m}$$

$$E_{ck} = 35000 \text{ MPa}$$

$$I_c = 0.003149 \text{ m}^4$$

1.2 Debido al peso propio

$$\delta = 5 g_2 L^4 / 384 E_{ck} I_c + 0.0065 (g_1 - g_2) L^4 / E_{ck} I_c = 0.006 \text{ m} = 6 \text{ mm}$$

1. Flecha instantánea durante el almacenaje = -3 mm

2. Incremento de la flecha en almacenaje debido a la relajación del hormigón

$$\text{Sea } \varphi_c = 1$$

$$E_c = E_{ck} / (1 + \varphi) = 17500 \text{ MPa}$$

$$P = 0.95 P_0 = 247 \text{ kN}$$

2.1 Debido al pretensado

$$\delta = -P e_P L^2 / 8 E_c I_c = -0.017 \text{ m} = -17 \text{ mm}$$

2.2 Debido al peso propio

$$\delta = 5 g_2 L^4 / 384 E_c I_c + 0.0065 (g_1 - g_2) L^4 / E_c I_c = 0.012 \text{ m} = 12 \text{ mm}$$

2. Flecha incrementada en el almacenaje debido a la relajación del hormigón = -5 mm

3. Flecha instantánea debida a la carga soportada

$$\delta = 5 p_2 L^4 / 384 E_{ck} I_c + 0.0065 (p_1 - p_2) L^4 / E_{ck} I_c = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$$

4. Flecha diferida debida al pretensado, peso propio y carga impuesta

$$\text{Sea } \varphi_{c, \infty} = 2$$

$$E_c = E_{ck} / (1 + \varphi) = 11667 \text{ MPa}$$

$$P_{\infty} = 214.4 \text{ kN}$$

$$\delta = -P_{\infty} e_P L^2 / 8 E_c I_c + 5 (g_2 + p_2) L^4 / 384 E_c I_c + 0.0065 ((g_1 + p_1) - (g_2 + p_2)) L^4 / E_c I_c =$$

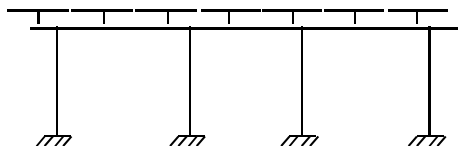
$$= -0.004 \text{ m} = -4 \text{ mm}$$

$$\delta / L = -0.0004 \quad \delta' = 1 / -2300$$

Viga interna de apoyo

Cálculo

Las vigas funcionan como viga continua en los apoyos sobre pilares. Los pilares poseen pernos para fijación temporal de las vigas durante el montaje. Entre los extremos de las vigas, encima de los capiteles se hormigona un nudo de continuidad. No se consideran fuerzas horizontales sobre la viga.



Distancia entre pilares = L_{vano} =	4.50	m
Ancho de la viga b =	0.50	m
Altura de la viga h =	0.60	m
E.L.U.-carga de la cubierta interior e exterior q =	89.60	kN/m

E.L.U. Fuerzas de la sección:

$q_d = 1,35 \cdot b \cdot h \cdot 24 + q$ =	99.3	kN/m
$V_d = q_d \cdot L_{\text{vano}} / 2$ =	287	kN

El valor de cálculo para armadura de base se toma:

$M_{d, \text{vano}} = q_d \cdot (L_{\text{vano}})^2 / 12$ =	168	kNm
---	-----	-----

debido a la posible reducción de la resistencia a flexión sobre los apoyos:

$M_{d, \text{apoyo}} = -q_d \cdot (L_{\text{vano}})^2 / 24$ =	-84	kNm
---	-----	-----

Armadura en la base de la viga.

M =	168	kNm				
b =	0.50	m	d =	0.57	m	
f_{ccd} =	26.7	MPa	f_{st} =	435	MPa	
$m = M / b d^2 f_{\text{ccd}}$ =	0.0393		$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2}$ =	0.0401		
$A_s = M / d (1 - \omega/2) f_{\text{st}}$ =	0.000696	m^2 =	6.96	cm^2		3.5 ϕ 16

Armadura en la cara superior de la viga.(apoyo)

M =	-83.8	kNm				
b =	0.50	m	d =	0.57	m	
f_{ccd} =	16.7	MPa (HA-30))	f_{st} =	435	MPa	
$m = M / b d^2 f_{\text{ccd}}$ =	0.0314		$\omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2}$ =	0.0319		
$A_s = M / d (1 - \omega/2) f_{\text{st}}$ =	0.000346	m^2 =	3.46	m^2		1.7 ϕ 16

Resistencia al esfuerzo cortante

$$V_{Rd, ct} = (0,18/\gamma_c \cdot k(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd, ct, \min} = (0,4f_{ctd} - 0,15\sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$\gamma_c = 1,5; \quad k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.59$$

$$\rho_1 = A_s / b_w d = 0.0025 \quad f_{ck} = 40 \quad \text{MPa} \quad f_{ctd} = 1.7 \quad \text{MPa}$$

$$V_{Rd, ct} = 0.1159 \quad \text{MN} = 116 \quad \text{kN} < 287 \quad \text{kN}$$

$$V_{Rd, ct, \min} = 0.1887 \quad \text{MN} = 189 \quad \text{kN} < 287 \quad \text{kN}$$

Necesaria armadura al esfuerzo cortante.

Armadura de cortante

$$\cot \theta = 1,0 \quad (6.6)$$

$$V_{Rd, sy} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.7)$$

$$V_{Rd, max} = b_w z v f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (6.8)$$

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,504 \quad (6.5)$$

$$\begin{array}{llll} \text{Estribos } \phi & 12 & // & 150 \text{ dan} \\ A_{sw} / s = & 0.001508 \text{ m}^2 / \text{m} & & 15.08 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{array}$$

$$V_{Rd, sy} = 0.3336 \text{ MN} = 333.6 \text{ kN} > 287 \text{ kN}$$

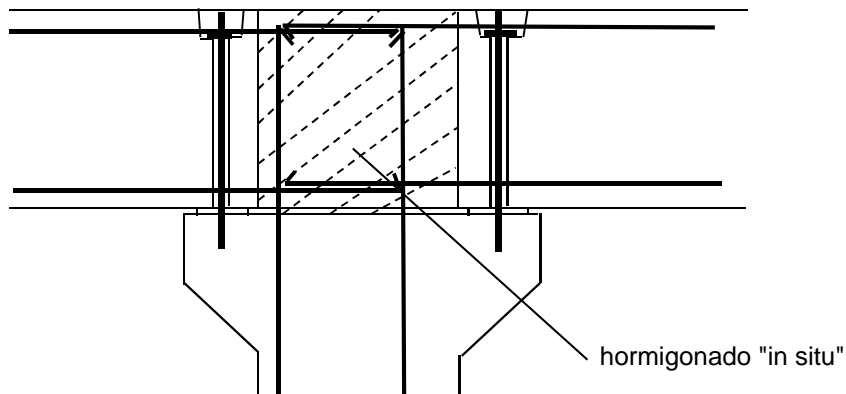
$$V_{Rd, max} = 1.7107 \text{ MN} = 1710.7 \text{ kN} > 287 \text{ kN}$$

Máxima armadura transversal permitida

$$A_{sw, max} f_{ywd} / b_w s < 0,5 v f_{cd}$$

$$A_{sw, max} / s < 0,5 v f_{cd} b_w / f_{ywd} = 0.0077 \text{ m}^2 / \text{m} = 77.34 \text{ cm}^2 / \text{m} > 15.1$$

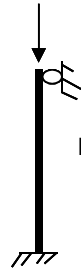
Apoyos en cabeza de pilar



Pilares viga intermedia

Cálculo

Los pilares serán dimensionados según el método (c) basado en la estimación de la curvatura prEN 1992-1 (Borrador Final), 5.8.8, coherente con la EHE-1999



$$\begin{aligned} L &= 6.15 \text{ m} \\ b &= 0.5 \text{ m} \\ h &= 0.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Max } N_{Ed} = 485 \text{ kN}$$

$$\text{Max } L_0 = 0,7 \cdot L = 4.305 \text{ m}$$

$$i = \min(b;h) / (12)^{1/2} = 0.144338 \text{ m}$$

$$\lambda = L_0 / i = 29.83$$

El pilar está cargado centradamente. El momento de 1ª orden M_{0Ed} será debido a la excentricidad accidental.

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0 \quad \text{donde } e_0 < 0,05 \text{ m}$$

$$M_{0Ed} = 24.3 \text{ kNm}$$

Momento de cálculo

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad \text{donde } M_2 = \text{momento de 2ª orden}$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = (1 / r) L_0^2 / c \quad \text{con } c = 10 \text{ (}\pi^2\text{)}$$

$$1 / r = K_r K_\phi \cdot 1 / r_0 = \quad \text{donde } 1 / r_0 = \varepsilon_{yd} / 0,45 d$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_s = 1.15 \quad f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1.5 \quad f_{cd} = 27 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0.002174$$

$$1 / r_0 = 0.0022 / 0,45 \cdot d = 0.010864$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \quad n_u = 1 + \omega \quad \omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$$

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \quad \phi = 16$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.078676$$

$$n_u = 1 + \omega = 1.08 \quad n = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 0.072804 \quad n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) = 1.482109 > 1 \Rightarrow K_r = 1$$

$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef} \quad \phi_{ef} = \phi M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

$$\phi < 1 \text{ (ambiente altamente agresivo)} \quad M_{0Eqp} / M_{0Ed} = 1 / 1,5 = 0,67$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 = 0.351161$$

$$\phi_{ef} = 1 \cdot 0,67 = 0.67$$

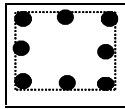
$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef} = 1.24$$

$$1 / r = K_r K_\phi \cdot 1 / r_0 = 0.01342$$

$$e_2 = (1 / r) L_0^2 / c = 0.0252$$

$$M_2 = 12.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 36.5 \text{ kNm}$$



$$N_d = 485 \text{ kN}$$

$$M_d = 36.5 \text{ kNm}$$

$$b = 0,4 \text{ m}, \quad d = 0,35 \text{ m}, \quad f_{cc} = 26,7 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa} \quad 133.1$$

$$M_a = M_d + N_d \cdot (h / 2 - 0,05) = 134 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_a / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 0.049471 \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{1/2} = 0.050759$$

$$U_{s1} = \omega \cdot (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) - N_d = -181 \text{ kN} = < 0$$

Armadura longitudinal mínima $A_{s, \min} = 0,10 N_{Ed} / f_{yd}$ no menor que $0,002 A_c$

$$0,10 N_{Ed} / f_{yd} = 111.6332 \text{ mm}^2$$

$$0,002 A_c = 500 \text{ mm}^2$$

Adoptar longitudinales

6

ϕ

16 por cara

Estribos

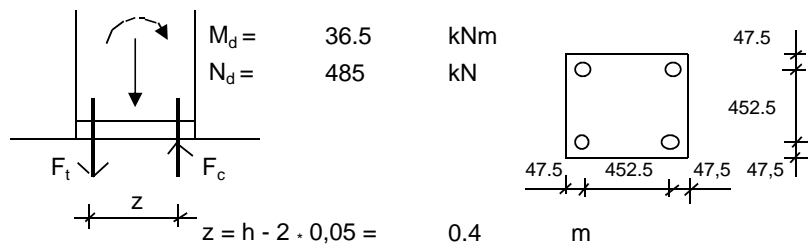
ϕ

6

a

200 mm

Unión atronillada a la solera



$$F_t = -N_d / 2 + M_d / z = -151 \text{ kN}$$

$$F_c = -N_d / 2 - M_d / z = -334 \text{ kN}$$

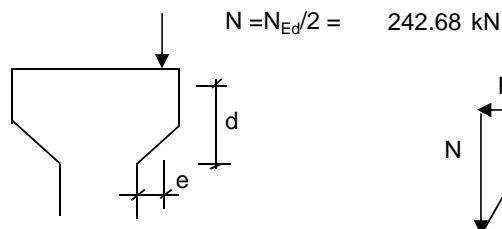
$$\sigma_c = F_c / (b \cdot 0,10) = 10 \text{ N/mm}^2$$

(2 + 2 pernos M 24 8,8

$f_{yk} = 640 \text{ MPa}$)

Mortero para hormigonar "in situ" C30/37 (HM-30)

Capitel en cabeza del pilar



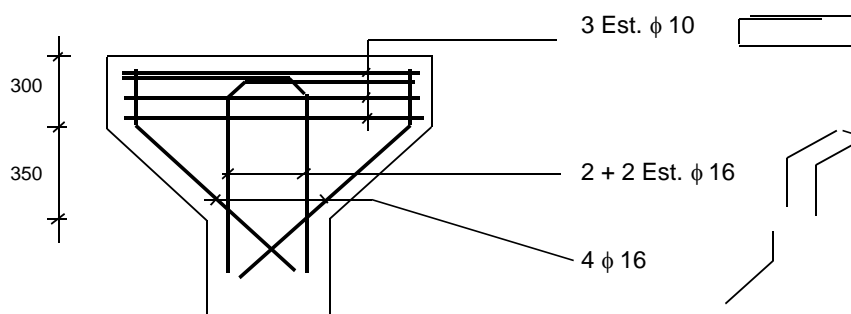
$$e = 0,25 \text{ m}$$

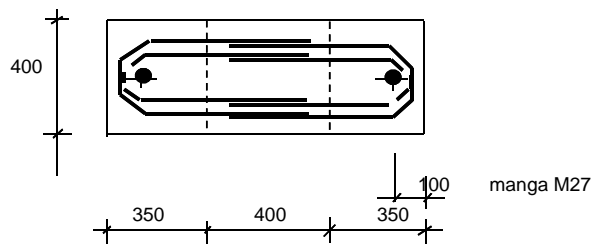
$$d = 0,35 + 0,30 - 0,10 = 0,55 \text{ m}$$

$$F_s = (e + 0,05) / (d - 0,05) N = 146 \text{ kN}$$

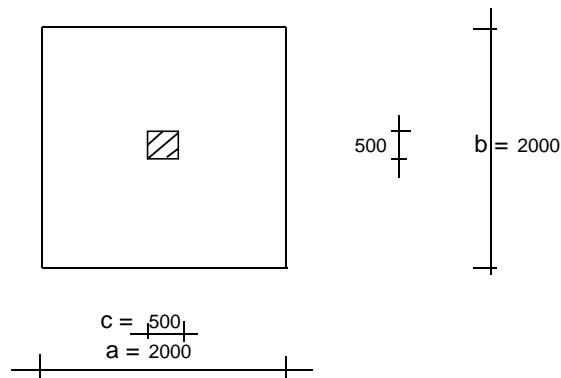
$$A_s = F_s / f_{yd} = 335 \text{ mm}^2$$

2 Estribos $\phi 16$





Zapata



Cargas en la solera

Del pilar: $N_d =$	485	kN	(incluido peso propio de de pilar)
Del peso del agua: =	228	kN	Peso de la altura de agua =
Do peso de la solera: =	48	kN	5.7
	761	kN	

Presión en el suelo

$$\sigma = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ef} = 0.12 \text{ MPa}$$

Armadura en la base de la cimentación

$$M = \sigma_{ef} \cdot b \cdot (a - c)^2 / 8 = 68 \text{ kNm}$$

$$b = 2.00 \text{ m} \quad d = 0.5 - 0.06 = 0.44 \text{ m}; \quad f_{cc} = 16.7 \text{ MPa}; \quad f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$m = M / b d^2 f_{ccd} = 0.0106 \quad \omega = 1 - (1 - 2m)^{1/2} = 0.0106$$

$$A_s = M / d (1 - \omega/2) f_{st} = 0.000448 \text{ m}^2 = 448 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

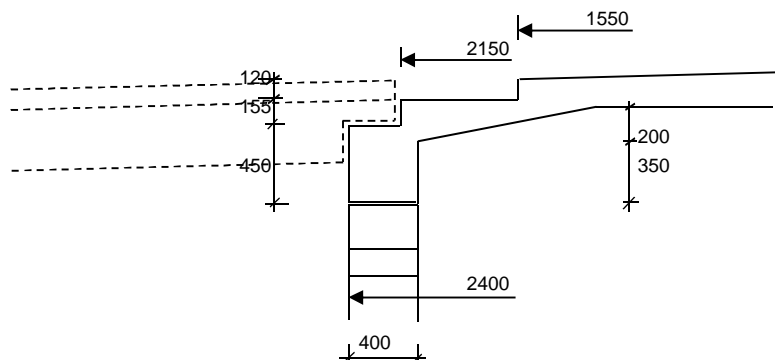
Armadura elegida: ϕ 12 a 150 $A_s = 754 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Losa (con 2 medias losas) para el soporte de las piezas de cubierta

Calculo del hierro - para el E.L.U.

Proyecto: Colmenar Viejo - Madrid
 Fecha: 07/11/2017
 Projectista: Joao Romba - Aquilino García

La placa central está dividida en dos mitades iguales debido a su tamaño y peso. La placa está constituida por una viga perimetral que soportará las piezas en T de cubierta y transmitirá las cargas a los pilares. Las dos mitades están unidas por nudos rígidos hormigonados in situ en los apoyos sobre pilares.



Perímetro al extremo del elemento de cubierta $= \pi \cdot 2 \cdot (2150 + 20) = 13\,634 \text{ mm}$

Ancho mínimo de apoyo para el elemento de cubierta, $b_{\min} = 280 \text{ mm}$

Junta entre elementos de cubierta = 20 mm

Número máximo de elementos soportables por la placa central, $n = 13\,634 / (280 + 20) = 45,4$

Dado que la geometría de la placa central permite soportar 45 elementos de cubierta, será calculada para la correspondiente carga i.e. La carga correspondiente a 45 elementos en T con longitud máxima de $L_{\max} = 16\,993 + 240 + 100 - 2150 - 20 = 15\,163 \text{ mm}$

Reacción V_{2d} de la viga T con $L_{\max} = 15,16 \text{ m}$ y $L_{\text{vano}} = 14,82 \text{ m}$

Peso Propio

$$g_1 = (0,185 \cdot 0,38 + 2,40 \cdot 0,12) \cdot 24 = 8,60 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = (0,185 \cdot 0,38 + 0,28 \cdot 0,12) \cdot 24 = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$G = (8,60 + 2,50) / 2 \cdot 15,2 = 84,4 \text{ kN}$$

Acciones variables (cargas impuestas a la cubierta)

$$p_{1,k} = 1,0 \cdot 2,40 = 2,40 \text{ kN/m}$$

$$p_{2,k} = 1,0 \cdot 0,28 = 0,28 \text{ kN/m}$$

Coefficiente de seguridad para ELU

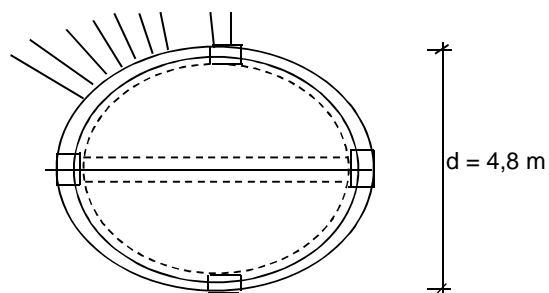
$$\gamma_G = 1,35; \quad \gamma_Q = 1,50$$

$$q_{1,d} = 1,35 \cdot 8,60 + 1,50 \cdot 2,40 = 15,21 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,d} = 1,35 \cdot 2,50 + 1,50 \cdot 0,28 = 3,80 \text{ kN/m}$$

$$V_{1,d} = 3,80 \cdot 14,82 / 2 + (15,21 - 3,80) \cdot 14,82 / 3 = 84,5 \text{ kN}$$

$$V_{2,d} = 3,80 \cdot 14,82 / 2 + (15,21 - 3,80) \cdot 14,82 / 6 = 56,3 \text{ kN}$$



Approx. Peso propio de la placa

$$G = \pi \cdot 4,8^2 / 4 \cdot 0,3 \cdot 24 + \pi \cdot 4,8 \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 24 = 130 + 72 = 202 \text{ kN}$$

Carga distribuida en la viga perimetral de la placa debida al peso propio

$$g_k = 202 / 4,8 \pi = 13,4 \text{ kN/m}$$

$$g_d = 1,35 \cdot 13,4 = 18,1 \text{ kN/m}$$

Debido a las sobrecargas en la placa= 4,0 kN/m²

$$p_k = \pi \cdot 4,8^2 / 4 \cdot 1 / 4,8 \pi = 1,2 \text{ kN/m}$$

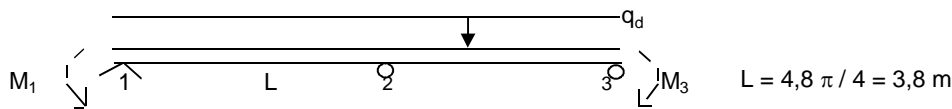
$$p_d = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ kN/m}$$

Debido a las vigas en T

$$p_d = 45 \cdot 56,3 / 4,8 \pi = 168 \text{ kN/m}$$

Carga total en la viga perimetral

$$q_d = 18,1 + 1,8 + 168 = 187,9 \text{ kN/m}$$



$$M_1 = M_3 = -100 \text{ kNm} \quad (\text{hormigonado de continuidad en la junta})$$

$$M_{2,d} = 187,9 \cdot 3,8^2 / 8 - 100 = 239 \text{ kNm}$$

$$V_{2,d} = 187,9 \cdot 3,8 / 2 + 239 / 3,8 - 100 / 3,8 = 394 \text{ kN}$$

$$V_{1,d} = 187,9 \cdot 3,8 / 2 - 239 / 3,8 + 100 / 3,8 = 320 \text{ kN}$$

$$M_{1-2,d} = 320 \cdot x - 187,9 \cdot x^2 / 2 - 100$$

$$d(M_{1-2,d})/dx = 320 - 187,9 x = 0 \text{ for } x = 320 / 187,9 = 1,70$$

$$M_{1-2,d}^{\max} = 320 \cdot 1,70 - 187,9 \cdot 1,70^2 / 2 - 100 = 172 \text{ kNm}$$

Cargas en los apoyos

$$R_{1,d} = 320 \text{ kN} \quad \text{neoprene } 150 \times 350 \times 20$$

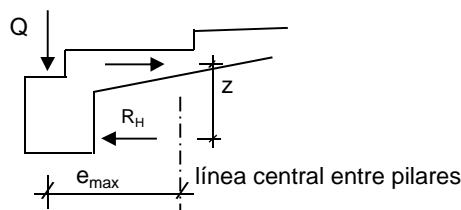
$$R_{2,d} = 2 \times 394 \text{ kN} \quad 2 \times \text{neoprene } 150 \times 350 \times 20$$

Carga en los pilares

$$P_{1,d} = 320 \cdot 2 = 640 \text{ kN}$$

$$P_{2,d} = 394 \cdot 2 = 788 \text{ kN}$$

Torsión



$$e_{\max} = 2,3 - 2,2 / 2^{1/2} = 0,74 \text{ m}$$

$$T_{d,\max} = 168 \cdot 0,74 = 124 \text{ kNm/m}$$

El momento torsor T_d está estabilizado por un par de fuerzas horizontales R_H con un brazo

$$\text{de } z = 0,45 \text{ m, } R_H = 124 / 0,45 = 276 \text{ kN/m}$$

El movimiento horizontal inverso, iniciado por la fuerza R_H , en la base de la viga perimetral es resistido por la forma circular de la viga, excepto en el extremo libre de la junta. Por tanto la placa irá provista de una viga a lo largo de la junta entre

Armados:

La fuerza horizontal R_H en la parte superior de la placa está resistida por las armaduras $A_{s,H}$

$$A_{s,H} = 276 \cdot 10^{-3} / 435 = 0,000635 \text{ m}^2 = 6,35 \text{ cm}^2 \quad \phi 12 // 175$$

Armaduras en la base de la viga perimetral

$$M = 172 \text{ kNm}$$

$$b = 0,6 \text{ m}, \quad d = 0,55 \text{ m}, \quad f_{cc} = 40/1,5 = 26,6 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$$

$$m = 0,172 / 0,6 \cdot 0,55^2 \cdot 26,7 = 0,0355; \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,0355)^2 = 0,0361$$

$$A_s = 0,172 / 0,55 \cdot (1 - 0,0361/2) \cdot 435 = 0,000732 \text{ m}^2 = 7,32 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 16$$

Armaduras en la parte superior de la viga perimetral

$$M = 239 \text{ kNm}$$

$$b = 0,4 \text{ m}, \quad d = 0,55 \text{ m}, \quad f_{cc} = 26,7 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$m = 0,239 / 0,4 \cdot 0,55^2 \cdot 26,7 = 0,0740; \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,0740)^{1/2} = 0,0769$$

$$A_s = 0,239 / 0,55 \cdot (1 - 0,0769/2) \cdot 435 = 0,001039 \text{ m}^2 = 10,39 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 16$$

Armaduras en la viga existente a lo largo de la junta

3 $\phi 16$ na base, 2 $\phi 12$ no topo

estribos $\phi 8 // 240$

Esfuerzo cortante

$$V_d = 394 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,ct} = 0,18 / \gamma_c \cdot k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \cdot b_w d$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + (200 / 550)^{1/2} = 1,60$$

$$b_w = 0,15 \text{ m}, \quad d = 0,55 \text{ m}, \quad f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 6 \cdot 2,01 / 15 \cdot 55 = 0,0146$$

$$V_{Rd,ct} = 0,18 / 1,5 \cdot 1,6 (100 \cdot 0,0146 \cdot 40)^{1/3} \cdot 0,15 \cdot 0,55 = 0,061 \text{ MN} = 61 \text{ kN} < 394 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sy} = 0,4 f_{ctd} \cdot b_w d$$

$$f_{ctd} = 2,5 / 1,5 = 1,67 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,ct}^{\min} = 0,4 \cdot 1,67 \cdot 0,15 \cdot 0,55 = 0,055 \text{ MN} = 55 \text{ kN} < 61 \text{ kN}$$

Son necesarias armaduras de esfuerzo transversal

Resistencia al esfuerzo transversal de la sección con armaduras

$$V_{Rd,sy} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$

$$\cot \theta = 1, \quad z = 0,9 \cdot 0,55 = 0,495 \text{ m}, \quad f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} / s = 2 \cdot 1,13 / 0,12 = 18,83 \text{ cm}^2 / \text{m} = 0,00188 \text{ m}^2 / \text{m} \quad (\text{est. } \phi 12 // 120)$$

$$V_{Rd,sy} = 0,00188 \cdot 0,495 \cdot 435 \cdot 1 = 0,405 \text{ MN} = 405 \text{ kN} > 394 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Rd,max} = b_w z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 40 / 250) = 0,504$$

$$V_{Rd,max} = 0,15 \cdot 0,495 \cdot 0,504 \cdot 26,7 / (1 + 1) = 0,500 \text{ MN} = 500 \text{ kN} > 405 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$A_{sw,max} / s = 1/2 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w / f_{ywd} = 0,504 \cdot 26,7 \cdot 0,15 / 2 \cdot 435 = 0,00232 \text{ m}^2 / \text{m} > 0,00188 \text{ m}^2 / \text{m}$$

Adoptar estribos $\phi 12 // 100$ a lo largo de toda la viga

Armaduras en la parte esvelta superior

$$\text{Canto mínimo} = 450 + 155 + 120 - 350 - 200 = 175 \text{ mm}$$

$$\text{Canto máximo} = 450 + 155 + 120 - 350 - 200 + 1550 / 40 = 214 \text{ mm}$$

$$q_d = 1,35 \cdot 0,214 \cdot 24 + 1,5 \cdot 1,0 = 8,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Vano máximo} = 2,4 - 0,15 - 0,2 = 2,05 \text{ m}$$

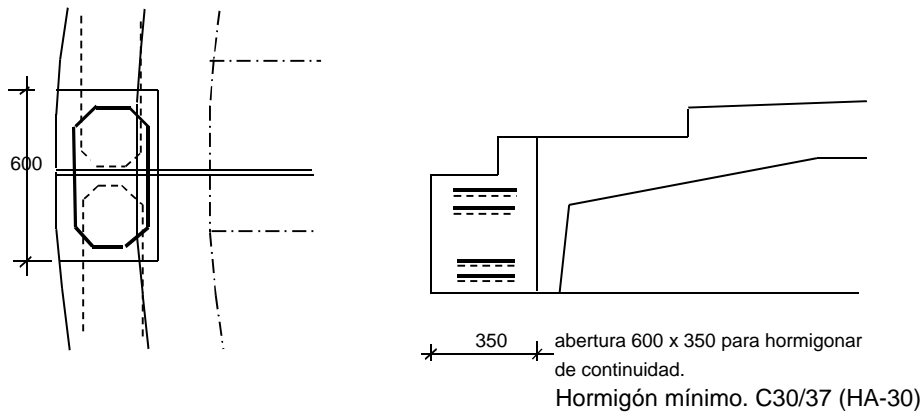
$$M_{\max} = 8,4 \cdot 2,05^2 / 8 = 4,4 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$b = 1,0 \text{ m}, \quad d = 0,175 - 0,040 = 0,135 \text{ m}, \quad f_{cd} = 26,7 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$m = 0,0044 / 1 \cdot 0,135^2 \cdot 26,7 = 0,0091, \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,0091)^{1/2} = 0,0091$$

$$A_s = 0,0044 / 0,135 (1 - 0,0091/2) \cdot 435 = 0,000075 \text{ m}^2 / \text{m} = 0,75 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \phi 8 // 200$$

Hormigonado de continuidad en la junta



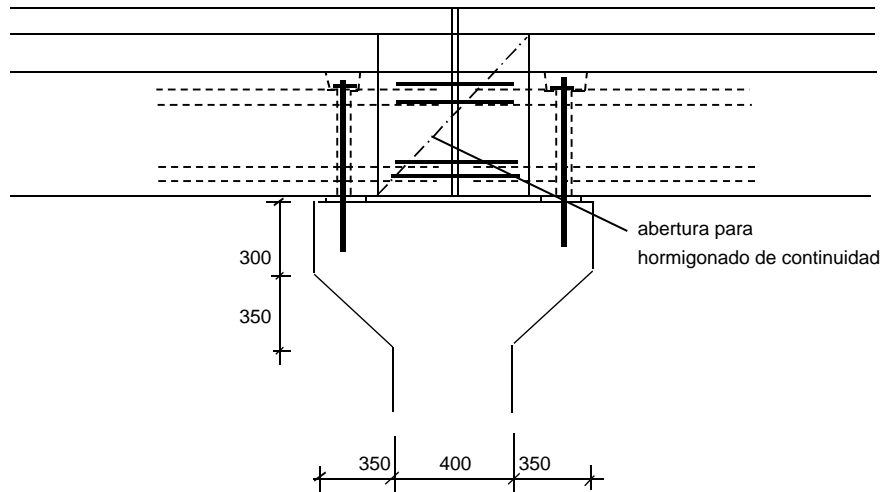
$$M = -100 \text{ kNm}$$

$$b = 0,35 \text{ m}, \quad d = 0,45 - 0,10 = 0,35 \text{ m}, \quad f_{cc} = 30 / 1,5 = 20 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$m = 0,100 / 0,35 \cdot 0,35^2 \cdot 20 = 0,1166; \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,1166)^{1/2} = 0,1243$$

$$A_s = 0,100 / 0,35 (1 - 0,1243 / 2) \cdot 435 = 0,000700 \text{ m}^2 = 7,00 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 16$$

Apoyos en los pilares



Peso de la placa central

$\pi \cdot 2,4^2 / 2 \cdot (0,725 + (0,765 - 0,710)/3) =$	6.726	m ³
$-\pi \cdot (2,4 - 0,4 - 0,05/2)^2 / 2 \cdot 0,35 =$	-2.144	m ³
$-\pi \cdot (2,4 - 0,4 - 0,05 - 0,75/2)^2 / 2 \cdot 0,20 =$	-0.779	m ³
$(0,20 + 0,05/2) \cdot 0,35 \cdot 3,95 =$	0.311	m ³
$(0,20 + 0,05/2) \cdot 0,20 \cdot 3,15 =$	0.142	m ³
$-\pi (2,4 - 0,25/2) \cdot 0,25 \cdot 0,155 =$	-0.277	m ³
$-\pi (2,4 + 1,55)/2 \cdot 0,85 \cdot 0,12 =$	-0.633	m ³
	<u>3.345</u>	m ³

G = 8.4 toneladas 84 KN

Peso de cada meia losa	8.4	tones
Peso de las dos meias losas	16.7	tones

Pilares para el soporte del cubierta
Calculo del hierro - para el E.L.U.

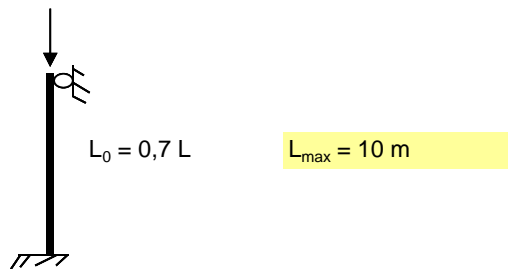
Proyecto: Colmenar Viejo - Madrid

Fecha: 07/11/2017

Proyectista: Joao Romba - Aquilino García

El soporte de las medias lunas se efectúa por 4 pilares. Los pilares se colocan simétricamente a lo largo del perímetro de la placa central con dos pilares sobre la junta entre medias lunas. Para unión de los pilares a la solera se ejecutará una zapata cuadrada común a los 4 pilares

Los pilares serán dimensionados según el método (c) basado en la estimación de la curvatura prEN 1992-1 (Borrador Final), 5.8.8, coherente con la EHE-1999



$$\text{Max } N_{Ed} = 788 + 0,4^2 \cdot 10 \cdot 24 = 826 \text{ kN}$$

$$\text{Max } L_0 = 0,7 \cdot 10 = 7,0 \text{ m}$$

$$\lambda = L_0 / i \quad i = 0,40 / (12)^{1/2} = 0,115 \text{ m}$$

$$\lambda = 7,0 / 0,115 = 61$$

El pilar está cargado centradamente. El momento de 1ª orden M_{0Ed} será debido a la excentricidad accidental.

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0 \quad \text{donde } e_0 < 0,05 \text{ m}$$

$$M_{0Ed} = 826 \cdot 0,05 = 41 \text{ kNm}$$

Momento de cálculo

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad \text{onde } M_2 = \text{momento de 2ª orden}$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = (1 / r) L_0^2 / c \quad \text{con } c = 10 \quad (\pi^2)$$

$$1 / r = K_r K_\phi \cdot 1 / r_0 \quad \text{onde } 1 / r_0 = \epsilon_{yd} / 0,45 d$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 435 / 200\,000 = 0,0022$$

$$1 / r_0 = 0,0022 / 0,45 \cdot 0,35 = 0,014$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal})$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$$

$$A_s = 4 \cdot 3,14 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 20)$$

$$\omega = 4 \cdot 0,000314 \cdot 435 / 0,4^2 \cdot 26,7 = 0,13$$

$$n_u = 1,13$$

$$n = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 0,826 / 0,4^2 \cdot 26,7 = 0,193$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = (1,13 - 0,193) / (1,13 - 0,4) = 1,28 > 1 \Rightarrow K_r = 1$$

$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef}$$

$$\phi_{ef} = \phi M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

$$\phi < 1 \quad (\text{ambiente altamente agresivo})$$

$$M_{0Eqp} / M_{0Ed} = 1 / 1,5 = 0,67$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 = 0,35 + 40 / 200 - 61 / 150 = 0,143$$

$$\phi_{ef} = 1 \cdot 0,67 = 0,67$$

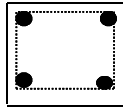
$$K_\phi = 1 + 0,143 \cdot 0,67 = 1,1$$

$$1 / r = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 0,014 = 0,015$$

$$e_2 = 0,015 \cdot 7,0^2 / 10 = 0,074 \text{ m}$$

$$M_2 = 826 \cdot 0,074 = 61 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 41 + 61 = 102 \text{ kNm}$$



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

$$M_d = 102 \text{ kNm}$$

$$b = 0,4 \text{ m}, \quad d = 0,35 \text{ m}, \quad f_{cc} = 26,7 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$M_a = M_d + N_d \cdot (h/2 - 0,05) = 102 + 826 \cdot 0,15 = 226 \text{ kNm}$$

$$m = 0,226 / 0,4 \cdot 0,35^2 \cdot 26,7 = 0,1727; \quad \omega = 1 - (1 - 2 \cdot 0,1727)^{1/2} = 0,1910$$

$$A_s = 0,226 / 0,35 (1 - 0,1910 / 2) \cdot 435 - 0,826 / 435 = 0,001641 - 0,001899 < 0$$

Armadura longitudinal mínima $A_{s, \min} = 0,10 N_{Ed} / f_{yd}$ no menor que $0,002 A_c$

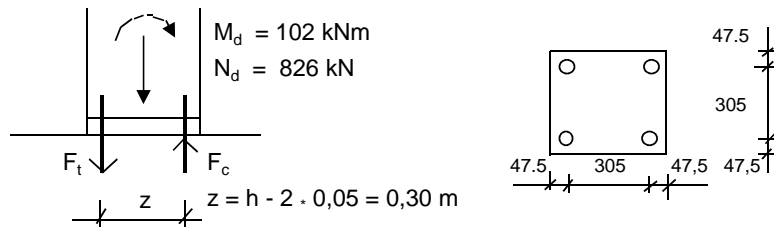
$$0,10 N_{Ed} / f_{yd} = 0,10 \cdot 0,826 / 435 = 0,00019 \text{ m}^2 = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$0,002 A_c = 0,002 \cdot 0,40^2 = 0,00032 \text{ m}^2 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Adoptar 4 $\phi 20$ longitudinales

Estribos $\phi 6$ s 300

Unión atronillada a la solera



$$F_t = -N_d / 2 + M_d / z = -826 / 2 + 102 / 0,3 = -70 \text{ kN}$$

(2 + 2 pernos M 24 8,8

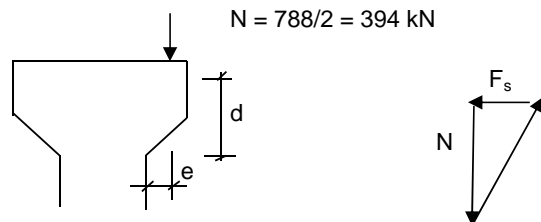
$$F_c = -N_d / 2 - M_d / z = -826 / 2 - 102 / 0,3 = -753 \text{ kN}$$

$f_{yk} = 640 \text{ MPa}$)

$$\sigma_c = 0,753 / 0,40 \cdot 0,10 = 18,8 \text{ MPa}$$

Mortero para hormigonar "in situ" C30/37 (HM-30)

Capitel en cabeza del pilar



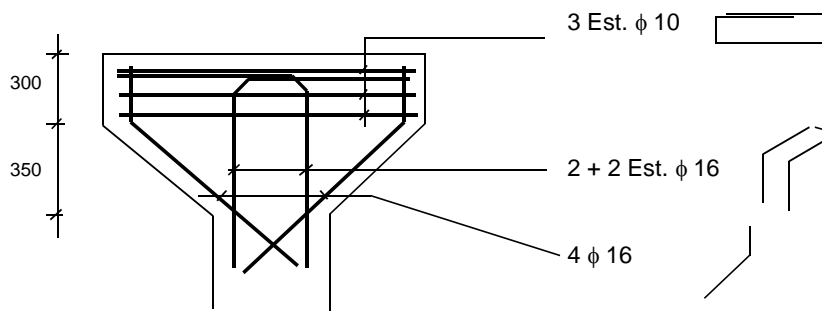
$$e = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 0,35 + 0,30 - 0,10 = 0,55 \text{ m}$$

$$F_s = (e + 0,05) / (d - 0,05) N = 0,3 / 0,5 \cdot 394 = 236 \text{ kN}$$

$$A_s = 0,236 / 435 = 0,000543 \text{ m}^2 = 5,43 \text{ cm}^2$$

2 Estribos $\phi 16$



"67-6.50-SC10-Lleno"

PROGRAM USER: DATE:
 INPUT FILE: 67c.txt

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE ABETONG PRECAST CONCRETE PANEL TANK

SIZE OF SILO:

 HEIGHT OF SILO: 6.50 M
 RADIUS OF SILO: 25.47 M
 WIDTH OF PRECAST PANEL: 2.400 M
 HEIGHT OF VERTICAL RIB: .240 M
 MEAN WIDTH OF VERTICAL RIB: .200 M
 NUMBER OF TENDONS: 11
 NUMBER OF RESULT LEVELS: 30

THICKNESS OF PANEL AT THE HEIGHT

M	M
.185	.00
.185	6.50

CONCRETE INPUT VALUES:

 SHORT-TERM E-MODUL CONCRETE: 35.00 GPA
 SHRINKAGE VALUE OF CONCRETE: .100 PROMILLE
 COEFFICIENT OF CREEP " : 1.00
 NUMBER OF STRESSING PANELS: 2

STEEL INPUT VALUES:

 E-MODUL OF TENDON-STEEL: 195.00 GPA
 CLASS OF RELAXATION: 2
 FRICTION COEFF. OF TENDON : .07
 WOBBLING OF TENDON: .0100 M-1
 WEDGE DRAW-IN OF THE ANCHORAGE: 4.00 MM
 TENSILE STRENGTH OF TENDON: 1860.00 MPA

TENDON	TENDON	LOCATION	STEEL AREA	RIB AREA
	FORCE	FROM BOTTOM		
NO	KN	M	CM2	M2
1	600.00	.30	4.500	.000000
2	600.00	.80	4.500	.000000
3	600.00	1.20	4.500	.000000
4	600.00	1.60	4.500	.000000
5	600.00	2.00	4.500	.000000
6	600.00	2.30	4.500	.000000
7	600.00	2.70	4.500	.000000
8	600.00	3.40	4.500	.000000
9	600.00	4.10	4.500	.000000
10	600.00	4.80	4.500	.000000
11	600.00	5.55	4.500	.000000

ABETONG

BOX 24

35103 VŽXJ™

PAGE : 2

PHONE: 0470-96500

"67-6.50-SC10-Lleno"

INSIDE LOADS:

HEIGHT OF INSIDE FILLING: 5.70 M
DENSITY OF INSIDE FILLING: 10.00 KN/M3
ANGLE OF FRICTION OF INSIDE FILLING: .0 DEG.
EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

OUTSIDE LOADS:

HEIGHT OF OUTSIDE FILLING: .00 M
DENSITY OF OUTSIDE FILLING: 20.00 KN/M3
ANGLE OF FRICTION OF OUTSIDE FILLING: 30.0 DEG.
HEIGHT OF GROUND WATER LEVEL: .00 M
EFF. DENSITY BELOW GROUND WATER: 10.00 KN/M3
SURFACE LOADS ON FILLING: 10.00 KN/M2
EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

TEMPERATURE LOADS:

TEMP. DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE CENT.GRADES	TEMP. REDUCTION AT THE HEIGHT CENT.GRADES	THE HEIGHT M	EFF. COEFF OF CREEP
-12	.000	6.500	1.000

VERTICAL BUCKLING LOAD 16469 KN/M

CALCULATED LONG-TERM LOSSES (PERCENT): 6.71

DUE TO CREEP: .80
SHRINKAGE: 1.40
RELAXATION: 4.51

"67-6.50-SC10-Lleno"

POST-TENSIONING STAGE 1 (15 % OF FULL TENDON FORCE)

RADIAL DEFLECTION AT BOTTOM (NO SUPPORT): -.67 MM

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	BUCKLING LOAD LIMIT (HOR.)
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN/M
.00	-.67	.00	.00	-171.		-2351.
.22	-.68	-.19	1.75	-172.		-2304.
.43	-.68	-.29	-.04	-173.	83.70	-2262.
.65	-.68	-.47	1.73	-173.		-2232.
.87	-.68	-.80	-.05	-174.	83.68	-2218.
1.08	-.68	-.98	1.73	-174.		-2222.
1.30	-.68	-1.20	-.05	-173.	83.69	-2239.
1.52	-.68	-1.38	1.71	-172.		-2264.
1.73	-.67	-1.46	-.09	-171.	83.73	-2289.
1.95	-.66	-1.63	1.64	-168.		-2309.
2.17	-.65	-1.58	-.21	-165.	83.81	-2324.
2.38	-.63	-1.42	-2.09	-161.	83.87	-2332.
2.60	-.62	-1.14	-.47	-157.		-2336.
2.82	-.60	-.80	-2.45	-151.	84.01	-2337.
3.03	-.57	-.43	-.93	-146.		-2337.
3.25	-.55	-.39	.53	-140.		-2337.
3.47	-.53	-.42	-1.62	-134.	84.26	-2337.
3.68	-.51	-.22	-.28	-128.		-2337.
3.90	-.48	-.30	1.00	-122.		-2336.
4.12	-.46	-.59	-1.33	-116.	84.53	-2332.
4.33	-.43	-.42	-.18	-109.		-2324.
4.55	-.40	-.50	.90	-103.		-2309.
4.77	-.38	-.81	1.91	-96.		-2289.
4.98	-.35	-.67	-.70	-88.	84.93	-2264.
5.20	-.32	-.62	.16	-81.		-2239.
5.42	-.29	-.74	.94	-73.		-2222.
5.63	-.25	-.72	-1.91	-64.	85.28	-2218.
5.85	-.22	-.38	-1.30	-56.		-2232.
6.07	-.18	-.15	-.77	-47.		-2262.
6.28	-.15	-.04	-.34	-38.		-2304.
6.50	-.11	.00	.00	-29.		-2351.

"67-6.50-SC10-Lleno"

POST-TENSIONING STAGE 2 (FULL TENDON FORCE)

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -32.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE (USED VALUE)	BUCKLING LOAD LIMIT HOR.
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KN/M
.00	-.67	.00	39.10	-171.			*****
.22	-1.18	-8.71	41.51	-299.			*****
.43	-1.66	-14.92	21.52	-423.	521.51	496.	-1764606.
.65	-2.12	-20.10	26.45	-540.			-323565.
.87	-2.55	-24.89	8.84	-648.	518.24	493.	-100428.
1.08	-2.92	-27.56	15.95	-744.			-43100.
1.30	-3.25	-29.50	.31	-827.	515.62	490.	-23288.
1.52	-3.53	-30.51	9.11	-896.			-14930.
1.73	-3.74	-30.34	-5.12	-951.	513.80	489.	-10855.
1.95	-3.90	-30.30	4.81	-992.			-8634.
2.17	-4.01	-28.50	-8.58	-1019.	512.81	488.	-7307.
2.38	-4.06	-25.80	-21.77	-1033.	512.61	487.	-6446.
2.60	-4.07	-22.23	-11.21	-1035.			-5845.
2.82	-4.04	-18.18	-24.35	-1026.	512.71	488.	-5395.
3.03	-3.97	-14.03	-13.96	-1009.			-5034.
3.25	-3.87	-12.12	-3.78	-985.			-4731.
3.47	-3.76	-10.80	-17.55	-955.	513.74	489.	-4464.
3.68	-3.62	-8.04	-7.97	-921.			-4222.
3.90	-3.47	-7.32	1.24	-882.			-3997.
4.12	-3.31	-8.15	-13.64	-841.	515.42	490.	-3784.
4.33	-3.13	-6.11	-5.29	-795.			-3579.
4.55	-2.94	-5.83	2.59	-747.			-3380.
4.77	-2.74	-7.20	9.95	-696.			-3187.
4.98	-2.52	-5.76	-6.89	-641.	518.32	493.	-3003.
5.20	-2.30	-4.96	-.64	-584.			-2835.
5.42	-2.07	-5.44	5.03	-525.			-2690.
5.63	-1.82	-5.12	-13.60	-463.	520.93	496.	-2573.
5.85	-1.57	-2.66	-9.20	-399.			-2488.
6.07	-1.31	-1.08	-5.46	-333.			-2427.
6.28	-1.05	-.25	-2.39	-267.			-2385.
6.50	-.79	.00	.00	-201.			-2352.

CALCULATED LOSSES FROM WEDGE SLIP AND FRICTION

POST TENSION PROCEDURE B

(EVERY SECOND STRAND TENSIONED FROM END 1, EVERY SECOND FROM END 2)

AT ACTIVE END: 50.39 KN
 AT L(SLIP): 25.19 KN
 AT L/2: 72.31 KN
 AT L(SLIP) FROM PASSIVE END: 119.43 KN
 AT PASSIVE END: 144.63 KN

LENGTH OF L(SLIP): 13.93 M

"67-6.50-SC10-Lleno"

LOADING 1 - INSIDE PRESSURE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 43.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-51.72	0.		27.83	50.59
.22	1.00	11.03	-39.17	127.		27.82	50.59
.43	1.96	19.28	-28.37	249.	476.03	27.82	50.59
.65	2.85	25.14	-19.26	362.		27.82	50.59
.87	3.65	28.96	-11.72	463.	482.29	27.82	50.59
1.08	4.34	31.11	-5.64	551.		27.82	50.59
1.30	4.92	31.89	-.85	625.	487.00	26.62	48.40
1.52	5.38	31.58	2.77	684.		25.31	46.02
1.73	5.72	30.45	5.40	728.	490.00	24.00	43.63
1.95	5.96	28.69	7.17	757.		22.69	41.25
2.17	6.09	26.50	8.22	774.	491.35	21.38	38.87
2.38	6.12	24.04	8.69	778.	491.47	20.07	36.48
2.60	6.07	21.43	8.69	771.		18.75	34.10
2.82	5.93	18.67	15.30	754.	490.77	17.44	31.72
3.03	5.73	15.96	14.21	728.		16.13	29.33
3.25	5.47	13.38	12.94	695.		14.82	26.95
3.47	5.16	10.96	11.55	656.	487.91	13.51	24.57
3.68	4.81	8.75	10.12	612.		12.20	22.18
3.90	4.43	6.76	8.68	563.		10.89	19.80
4.12	4.02	5.00	7.27	511.	483.69	9.58	17.42
4.33	3.60	3.49	5.93	457.		8.27	15.03
4.55	3.16	2.23	4.66	402.		6.96	12.65
4.77	2.71	1.20	3.49	345.		5.65	10.27
4.98	2.26	.41	2.42	288.	477.16	4.34	7.88
5.20	1.81	-.15	1.45	230.		3.02	5.50
5.42	1.36	-.51	1.32	173.		1.71	3.12
5.63	.91	-.63	.09	116.	472.13	.40	.73
5.85	.46	-.54	-.80	59.		.00	.00
6.07	.02	-.32	-1.11	2.		.00	.00
6.28	-.43	-.10	-.84	-54.		.00	.00
6.50	-.87	.00	.00	-111.		.00	.00

"67-6.50-SC10-Lleno"

LOADING 2 - TEMPERATURE DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -3.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	4.25	0.		5.99	.00
.22	-.09	.92	4.18	-12.		5.99	.00
.43	-.17	1.80	4.01	-21.	468.14	5.99	.00
.65	-.22	2.65	3.76	-28.		5.99	.00
.87	-.26	3.43	3.44	-33.	467.79	5.99	.00
1.08	-.29	4.14	3.08	-36.		5.99	.00
1.30	-.30	4.76	2.70	-39.	467.64	5.99	.00
1.52	-.31	5.30	2.30	-40.		5.99	.00
1.73	-.31	5.76	1.90	-40.	467.60	5.99	.00
1.95	-.31	6.13	1.49	-40.		5.99	.00
2.17	-.31	6.40	1.09	-39.	467.62	5.99	.00
2.38	-.30	6.60	.69	-38.	467.64	5.99	.00
2.60	-.29	6.71	.31	-37.		5.99	.00
2.82	-.29	6.73	-.07	-36.	467.70	5.99	.00
3.03	-.28	6.68	-.43	-35.		5.99	.00
3.25	-.27	6.54	-.79	-34.		5.99	.00
3.47	-.26	6.34	-1.13	-33.	467.81	5.99	.00
3.68	-.24	6.06	-1.45	-31.		5.99	.00
3.90	-.23	5.71	-1.76	-29.		5.99	.00
4.12	-.21	5.30	-2.04	-26.	467.99	5.99	.00
4.33	-.18	4.83	-2.29	-23.		5.99	.00
4.55	-.15	4.30	-2.51	-19.		5.99	.00
4.77	-.10	3.74	-2.67	-13.		5.99	.00
4.98	-.05	3.15	-2.78	-6.	468.57	5.99	.00
5.20	.02	2.55	-2.80	2.		5.99	.00
5.42	.10	1.94	-2.72	13.		5.99	.00
5.63	.20	1.37	-2.53	26.	469.52	5.99	.00
5.85	.33	.86	-2.18	42.		5.99	.00
6.07	.47	.44	-1.67	60.		5.99	.00
6.28	.64	.15	-.95	81.		5.99	.00
6.50	.83	.04	.00	106.		5.99	.00

"67-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 1

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.35
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 27.8 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.67	.00	-33.81	-171.			37.56	68.30
.22	.21	6.86	-14.51	-118.			37.56	68.30
.43	1.06	12.26	-18.48	-67.	496.18	472.68	37.56	68.30
.65	1.83	15.38	-1.51	-22.			37.56	68.30
.87	12.25	35.52	-7.69	15.	537.73	514.23	37.56	68.30
1.08	15.11	36.46	7.22	46.			37.56	68.30
1.30	17.44	34.80	-.87	69.	556.96	533.46	35.94	65.34
1.52	19.24	31.81	12.27	84.			34.17	62.12
1.73	20.54	28.75	2.56	93.	568.49	544.99	32.40	58.90
1.95	21.36	23.58	14.24	95.			30.63	55.69
2.17	21.74	20.72	3.17	93.	572.93	549.43	28.86	52.47
2.38	21.72	18.90	-8.49	86.	572.85	549.34	27.09	49.25
2.60	21.33	18.44	1.38	75.			25.32	46.03
2.82	20.62	18.49	-1.97	61.	568.77	545.26	23.55	42.82
3.03	19.61	18.92	6.25	43.			21.78	39.60
3.25	18.33	15.13	14.02	20.			20.01	36.38
3.47	3.46	4.82	-.69	-5.	505.12	481.62	18.24	33.16
3.68	3.12	4.39	6.30	-33.			16.47	29.95
3.90	2.75	2.36	12.94	-62.			14.70	26.73
4.12	2.35	-.80	-2.85	-93.	500.98	477.48	12.93	23.51
4.33	1.94	-.94	3.12	-124.			11.16	20.29
4.55	1.53	-2.40	8.74	-154.			9.39	17.08
4.77	1.11	-5.07	14.03	-183.			7.62	13.86
4.98	.70	-4.81	-3.14	-209.	494.88	471.37	5.85	10.64
5.20	.30	-4.82	1.39	-234.			4.08	7.42
5.42	-.09	-5.76	6.49	-256.			2.31	4.21
5.63	-.47	-5.62	-12.56	-276.	490.52	467.02	.54	.99
5.85	-.84	-3.21	-9.66	-293.			.00	.00
6.07	-1.20	-1.45	-6.59	-308.			.00	.00
6.28	-1.56	-.37	-3.37	-323.			.00	.00
6.50	-1.92	.00	.00	-337.			.00	.00

MAX. VALUES:	36.46	14.24	95.	572.93	549.43
MIN. VALUES:	-5.76	-33.81	-337.	490.52	467.02

"67-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 2

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.35
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.50
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 22.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KNM/M	KN/M
.00	-.67	.00	-27.44	-171.			46.55	68.30
.22	.07	8.23	-8.24	-136.			46.55	68.30
.43	.81	14.97	-12.47	-99.	495.25	471.75	46.55	68.30
.65	1.50	19.36	4.13	-65.			46.55	68.30
.87	2.13	21.26	-2.53	-34.	500.17	476.67	46.55	68.30
1.08	2.68	22.74	11.85	-9.			46.55	68.30
1.30	16.40	44.81	3.18	11.	553.10	529.60	44.92	65.34
1.52	18.18	42.96	15.72	25.			43.15	62.12
1.73	19.47	40.86	5.41	33.	564.50	541.00	41.38	58.90
1.95	20.29	36.45	16.47	36.			39.61	55.69
2.17	20.69	34.18	4.81	34.	569.02	545.52	37.84	52.47
2.38	20.69	32.77	-7.45	29.	569.02	545.51	36.07	49.25
2.60	20.33	32.54	1.84	19.			34.30	46.03
2.82	19.64	32.64	-2.07	7.	565.14	541.63	32.53	42.82
3.03	3.62	18.60	5.60	-10.			30.76	39.60
3.25	3.37	16.68	12.84	-30.			28.99	36.38
3.47	3.08	14.32	-2.38	-54.	503.69	480.19	27.22	33.16
3.68	2.75	13.47	4.12	-79.			25.46	29.95
3.90	2.40	10.92	10.30	-106.			23.69	26.73
4.12	2.04	7.14	-5.91	-132.	499.83	476.33	21.92	23.51
4.33	1.67	6.29	-.32	-158.			20.15	20.29
4.55	1.31	4.06	4.98	-182.			18.38	17.08
4.77	.96	.54	10.01	-203.			16.61	13.86
4.98	.63	-.08	-7.31	-219.	494.59	471.09	14.84	10.64
5.20	.33	-1.00	-2.81	-231.			13.07	7.42
5.42	.06	-2.84	2.40	-237.			11.30	4.21
5.63	-.16	-3.56	-16.35	-237.	491.65	468.15	9.53	.99
5.85	-.35	-1.92	-12.93	-230.			8.98	.00
6.07	-.49	-.79	-9.09	-218.			8.98	.00
6.28	-.60	-.14	-4.80	-201.			8.98	.00
6.50	-.67	.07	.00	-179.			8.98	.00

MAX. VALUES: 44.81 16.47 36. 569.02 545.52

MIN. VALUES: -3.56 -27.44 -237. 491.65 468.15

"67-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 3

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 15.7 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.61	.00	-19.31	-154.			27.83	50.59
.22	-.03	3.80	-4.64	-133.			27.82	50.59
.43	.53	6.89	-10.53	-114.	494.23	470.73	27.82	50.59
.65	1.04	8.44	2.79	-98.			27.82	50.59
.87	1.49	8.28	-4.40	-86.	497.78	474.27	27.82	50.59
1.08	1.87	8.20	7.71	-77.			27.82	50.59
1.30	2.17	7.35	-.60	-73.	500.32	476.82	26.62	48.40
1.52	2.41	6.20	10.45	-71.			25.31	46.02
1.73	2.57	5.19	1.15	-73.	501.82	478.31	24.00	43.63
1.95	2.68	3.46	11.27	-77.			22.69	41.25
2.17	2.72	2.76	1.09	-83.	502.35	478.85	21.38	38.87
2.38	2.71	2.55	-9.51	-90.	502.31	478.81	20.07	36.48
2.60	2.65	2.92	-.63	-98.			18.75	34.10
2.82	2.54	3.54	-5.06	-107.	501.70	478.20	17.44	31.72
3.03	2.40	4.30	2.57	-118.			16.13	29.33
3.25	2.22	3.30	9.84	-131.			14.82	26.95
3.47	2.01	1.98	-3.11	-145.	499.72	476.21	13.51	24.57
3.68	1.77	2.07	3.49	-161.			12.20	22.18
3.90	1.52	.67	9.78	-177.			10.89	19.80
4.12	1.25	-1.80	-4.13	-194.	496.90	473.40	9.58	17.42
4.33	.98	-1.60	1.53	-210.			8.27	15.03
4.55	.70	-2.64	6.87	-225.			6.96	12.65
4.77	.42	-4.82	11.87	-239.			5.65	10.27
4.98	.15	-4.41	-3.35	-250.	492.81	469.31	4.34	7.88
5.20	-.12	-4.30	.94	-260.			3.02	5.50
5.42	-.37	-5.07	5.55	-268.			1.71	3.12
5.63	-.62	-4.92	-11.32	-273.	489.97	466.46	.40	.73
5.85	-.85	-2.77	-8.52	-276.			.00	.00
6.07	-1.08	-1.23	-5.69	-278.			.00	.00
6.28	-1.31	-.31	-2.85	-279.			.00	.00
6.50	-1.54	.00	.00	-280.			.00	.00

MAX. VALUES:	8.44	11.87	-71.	502.35	478.85
MIN. VALUES:	-5.07	-19.31	-280.	489.97	466.46

"67-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 4

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD = TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES .90
 LOAD 1 = INSIDE FILLING LOAD 1.00
 LOAD 2 = TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE 1.00
 LOAD 3 = TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS .00
 LOAD 4 = OUTSIDE BACK FILLING LOAD .00
 LOAD 5 = DISTRIBUTED RADIAL FORCE .00
 LOAD 6 = DISTRIBUTED LINE MOMENT .00
 LOAD 7 = FORCED BOTTOM-DEFLECTION .00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 12.2 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.61	.00	-15.06	-154.			33.81	50.59
.22	-.12	4.72	-.46	-145.			33.81	50.59
.43	.36	8.70	-6.52	-135.	493.61	470.11	33.81	50.59
.65	.82	11.09	6.54	-126.			33.81	50.59
.87	1.23	11.70	-.96	-119.	496.81	473.31	33.81	50.59
1.08	1.58	12.33	10.80	-114.			33.81	50.59
1.30	1.87	12.11	2.10	-111.	499.20	475.70	32.61	48.40
1.52	2.10	11.50	12.75	-111.			31.30	46.02
1.73	2.26	10.95	3.04	-113.	500.65	477.15	29.99	43.63
1.95	2.36	9.58	12.76	-117.			28.68	41.25
2.17	2.41	9.17	2.18	-122.	501.21	477.71	27.37	38.87
2.38	2.41	9.15	-8.81	-128.	501.19	477.69	26.06	36.48
2.60	2.35	9.63	-.32	-135.			24.74	34.10
2.82	2.26	10.27	-5.13	-144.	500.64	477.14	23.43	31.72
3.03	2.12	10.97	2.13	-153.			22.12	29.33
3.25	1.95	9.85	9.05	-165.			20.81	26.95
3.47	1.75	8.32	-4.23	-178.	498.76	475.26	19.50	24.57
3.68	1.53	8.12	2.04	-192.			18.19	22.18
3.90	1.29	6.38	8.02	-206.			16.88	19.80
4.12	1.04	3.50	-6.17	-220.	496.13	472.63	15.57	17.42
4.33	.79	3.22	-.76	-233.			14.26	15.03
4.55	.55	1.67	4.36	-243.			12.95	12.65
4.77	.31	-1.08	9.20	-252.			11.64	10.27
4.98	.10	-1.26	-6.12	-257.	492.62	469.12	10.33	7.88
5.20	-.10	-1.76	-1.86	-258.			9.01	5.50
5.42	-.27	-3.13	2.83	-255.			7.70	3.12
5.63	-.41	-3.55	-13.85	-247.	490.72	467.22	6.39	.73
5.85	-.53	-1.91	-10.70	-234.			5.99	.00
6.07	-.61	-.80	-7.36	-218.			5.99	.00
6.28	-.67	-.16	-3.80	-198.			5.99	.00
6.50	-.70	.04	.00	-174.			5.99	.00

MAX. VALUES: 12.33 12.76 -111. 501.21 477.71

MIN. VALUES: -3.55 -15.06 -258. 490.72 467.22

ABETONG PAGE : 1
 BOX 24 35103 VŽXJ™ PHONE: 0470-96500

 "67-6.50-SC10-Lleno"

PROGRAM USER: DATE:
 INPUT FILE: 67cv.txt

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE ABETONG PRECAST CONCRETE PANEL TANK

SIZE OF SILO:

HEIGHT OF SILO: 6.50 M
 RADIUS OF SILO: 25.47 M
 WIDTH OF PRECAST PANEL: 2.400 M
 HEIGHT OF VERTICAL RIB: .240 M
 MEAN WIDTH OF VERTICAL RIB: .200 M
 NUMBER OF TENDONS: 11
 NUMBER OF RESULT LEVELS: 30

THICKNESS OF PANEL AT THE HEIGHT

M	M
.185	.00
.185	6.50

CONCRETE INPUT VALUES:

SHORT-TERM E-MODUL CONCRETE: 35.00 GPA
 SHRINKAGE VALUE OF CONCRETE: .100 PROMILLE
 COEFFICIENT OF CREEP " : 1.00
 NUMBER OF STRESSING PANELS: 2

STEEL INPUT VALUES:

E-MODUL OF TENDON-STEEL: 195.00 GPA
 CLASS OF RELAXATION: 2
 FRICTION COEFF. OF TENDON : .07
 WOBBLING OF TENDON: .0100 M-1
 WEDGE DRAW-IN OF THE ANCHORAGE: 4.00 MM
 TENSILE STRENGTH OF TENDON: 1860.00 MPA

TENDON NO	TENDON FORCE KN	LOCATION FROM BOTTOM M	STEEL AREA CM2	RIB AREA M2
1	600.00	.30	4.500	.000000
2	600.00	.80	4.500	.000000
3	600.00	1.20	4.500	.000000
4	600.00	1.60	4.500	.000000
5	600.00	2.00	4.500	.000000
6	600.00	2.30	4.500	.000000
7	600.00	2.70	4.500	.000000
8	600.00	3.40	4.500	.000000
9	600.00	4.10	4.500	.000000
10	600.00	4.80	4.500	.000000
11	600.00	5.55	4.500	.000000

"67-6.50-SC10-Lleno"

INSIDE LOADS:

HEIGHT OF INSIDE FILLING: 5.70 M
 DENSITY OF INSIDE FILLING: 10.00 KN/M3
 ANGLE OF FRICTION OF INSIDE FILLING: .0 DEG.
 EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

OUTSIDE LOADS:

HEIGHT OF OUTSIDE FILLING: .00 M
 DENSITY OF OUTSIDE FILLING: 20.00 KN/M3
 ANGLE OF FRICTION OF OUTSIDE FILLING: 30.0 DEG.
 HEIGHT OF GROUND WATER LEVEL: .00 M
 EFF. DENSITY BELOW GROUND WATER: 10.00 KN/M3
 SURFACE LOADS ON FILLING: 10.00 KN/M2
 EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

TEMPERATURE LOADS:

TEMP. DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE CENT.GRADES	TEMP. REDUCTION AT THE HEIGHT CENT.GRADES	THE HEIGHT M	EFF. COEFF OF CREEP
12	.000	6.500	1.000

VERTICAL BUCKLING LOAD 16469 KN/M

CALCULATED LONG-TERM LOSSES (PERCENT): 6.71

DUE TO CREEP: .80

SHRINKAGE: 1.40

RELAXATION: 4.51

"67-6.50-SC10-Lleno"

POST-TENSIONING STAGE 1 (15 % OF FULL TENDON FORCE)

RADIAL DEFLECTION AT BOTTOM (NO SUPPORT): -.67 MM

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	BUCKLING LOAD LIMIT (HOR.)
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN/M
.00	-.67	.00	.00	-171.		-2351.
.22	-.68	-.19	1.75	-172.		-2304.
.43	-.68	-.29	-.04	-173.	83.70	-2262.
.65	-.68	-.47	1.73	-173.		-2232.
.87	-.68	-.80	-.05	-174.	83.68	-2218.
1.08	-.68	-.98	1.73	-174.		-2222.
1.30	-.68	-1.20	-.05	-173.	83.69	-2239.
1.52	-.68	-1.38	1.71	-172.		-2264.
1.73	-.67	-1.46	-.09	-171.	83.73	-2289.
1.95	-.66	-1.63	1.64	-168.		-2309.
2.17	-.65	-1.58	-.21	-165.	83.81	-2324.
2.38	-.63	-1.42	-2.09	-161.	83.87	-2332.
2.60	-.62	-1.14	-.47	-157.		-2336.
2.82	-.60	-.80	-2.45	-151.	84.01	-2337.
3.03	-.57	-.43	-.93	-146.		-2337.
3.25	-.55	-.39	.53	-140.		-2337.
3.47	-.53	-.42	-1.62	-134.	84.26	-2337.
3.68	-.51	-.22	-.28	-128.		-2337.
3.90	-.48	-.30	1.00	-122.		-2336.
4.12	-.46	-.59	-1.33	-116.	84.53	-2332.
4.33	-.43	-.42	-.18	-109.		-2324.
4.55	-.40	-.50	.90	-103.		-2309.
4.77	-.38	-.81	1.91	-96.		-2289.
4.98	-.35	-.67	-.70	-88.	84.93	-2264.
5.20	-.32	-.62	.16	-81.		-2239.
5.42	-.29	-.74	.94	-73.		-2222.
5.63	-.25	-.72	-1.91	-64.	85.28	-2218.
5.85	-.22	-.38	-1.30	-56.		-2232.
6.07	-.18	-.15	-.77	-47.		-2262.
6.28	-.15	-.04	-.34	-38.		-2304.
6.50	-.11	.00	.00	-29.		-2351.

"67-6.50-SC10-Lleno"

POST-TENSIONING STAGE 2 (FULL TENDON FORCE)

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -32.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE (USED VALUE)	BUCKLING LOAD LIMIT HOR.
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KN/M
.00	-.67	.00	39.10	-171.			*****
.22	-1.18	-8.71	41.51	-299.			*****
.43	-1.66	-14.92	21.52	-423.	521.51	496.	-1764606.
.65	-2.12	-20.10	26.45	-540.			-323565.
.87	-2.55	-24.89	8.84	-648.	518.24	493.	-100428.
1.08	-2.92	-27.56	15.95	-744.			-43100.
1.30	-3.25	-29.50	.31	-827.	515.62	490.	-23288.
1.52	-3.53	-30.51	9.11	-896.			-14930.
1.73	-3.74	-30.34	-5.12	-951.	513.80	489.	-10855.
1.95	-3.90	-30.30	4.81	-992.			-8634.
2.17	-4.01	-28.50	-8.58	-1019.	512.81	488.	-7307.
2.38	-4.06	-25.80	-21.77	-1033.	512.61	487.	-6446.
2.60	-4.07	-22.23	-11.21	-1035.			-5845.
2.82	-4.04	-18.18	-24.35	-1026.	512.71	488.	-5395.
3.03	-3.97	-14.03	-13.96	-1009.			-5034.
3.25	-3.87	-12.12	-3.78	-985.			-4731.
3.47	-3.76	-10.80	-17.55	-955.	513.74	489.	-4464.
3.68	-3.62	-8.04	-7.97	-921.			-4222.
3.90	-3.47	-7.32	1.24	-882.			-3997.
4.12	-3.31	-8.15	-13.64	-841.	515.42	490.	-3784.
4.33	-3.13	-6.11	-5.29	-795.			-3579.
4.55	-2.94	-5.83	2.59	-747.			-3380.
4.77	-2.74	-7.20	9.95	-696.			-3187.
4.98	-2.52	-5.76	-6.89	-641.	518.32	493.	-3003.
5.20	-2.30	-4.96	-.64	-584.			-2835.
5.42	-2.07	-5.44	5.03	-525.			-2690.
5.63	-1.82	-5.12	-13.60	-463.	520.93	496.	-2573.
5.85	-1.57	-2.66	-9.20	-399.			-2488.
6.07	-1.31	-1.08	-5.46	-333.			-2427.
6.28	-1.05	-.25	-2.39	-267.			-2385.
6.50	-.79	.00	.00	-201.			-2352.

CALCULATED LOSSES FROM WEDGE SLIP AND FRICTION

POST TENSION PROCEDURE B

(EVERY SECOND STRAND TENSIONED FROM END 1, EVERY SECOND FROM END 2)

AT ACTIVE END:	50.39 KN
AT L(SLIP):	25.19 KN
AT L/2:	72.31 KN
AT L(SLIP) FROM PASSIVE END:	119.43 KN
AT PASSIVE END:	144.63 KN

LENGTH OF L(SLIP):	13.93 M
--------------------	---------

"67-6.50-SC10-Lleno"

LOADING 1 - INSIDE PRESSURE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 43.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-51.72	0.		27.83	50.59
.22	1.00	11.03	-39.17	127.		27.82	50.59
.43	1.96	19.28	-28.37	249.	476.03	27.82	50.59
.65	2.85	25.14	-19.26	362.		27.82	50.59
.87	3.65	28.96	-11.72	463.	482.29	27.82	50.59
1.08	4.34	31.11	-5.64	551.		27.82	50.59
1.30	4.92	31.89	-.85	625.	487.00	26.62	48.40
1.52	5.38	31.58	2.77	684.		25.31	46.02
1.73	5.72	30.45	5.40	728.	490.00	24.00	43.63
1.95	5.96	28.69	7.17	757.		22.69	41.25
2.17	6.09	26.50	8.22	774.	491.35	21.38	38.87
2.38	6.12	24.04	8.69	778.	491.47	20.07	36.48
2.60	6.07	21.43	8.69	771.		18.75	34.10
2.82	5.93	18.67	15.30	754.	490.77	17.44	31.72
3.03	5.73	15.96	14.21	728.		16.13	29.33
3.25	5.47	13.38	12.94	695.		14.82	26.95
3.47	5.16	10.96	11.55	656.	487.91	13.51	24.57
3.68	4.81	8.75	10.12	612.		12.20	22.18
3.90	4.43	6.76	8.68	563.		10.89	19.80
4.12	4.02	5.00	7.27	511.	483.69	9.58	17.42
4.33	3.60	3.49	5.93	457.		8.27	15.03
4.55	3.16	2.23	4.66	402.		6.96	12.65
4.77	2.71	1.20	3.49	345.		5.65	10.27
4.98	2.26	.41	2.42	288.	477.16	4.34	7.88
5.20	1.81	-.15	1.45	230.		3.02	5.50
5.42	1.36	-.51	1.32	173.		1.71	3.12
5.63	.91	-.63	.09	116.	472.13	.40	.73
5.85	.46	-.54	-.80	59.		.00	.00
6.07	.02	-.32	-1.11	2.		.00	.00
6.28	-.43	-.10	-.84	-54.		.00	.00
6.50	-.87	.00	.00	-111.		.00	.00

"67-6.50-SC10-Lleno"

LOADING 2 - TEMPERATURE DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 3.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-4.25	0.		-5.99	.00
.22	.09	-.92	-4.18	12.		-5.99	.00
.43	.17	-1.80	-4.01	21.	469.38	-5.99	.00
.65	.22	-2.65	-3.76	28.		-5.99	.00
.87	.26	-3.43	-3.44	33.	469.73	-5.99	.00
1.08	.29	-4.14	-3.08	36.		-5.99	.00
1.30	.30	-4.76	-2.70	39.	469.89	-5.99	.00
1.52	.31	-5.30	-2.30	40.		-5.99	.00
1.73	.31	-5.76	-1.90	40.	469.92	-5.99	.00
1.95	.31	-6.13	-1.49	40.		-5.99	.00
2.17	.31	-6.40	-1.09	39.	469.90	-5.99	.00
2.38	.30	-6.60	-.69	38.	469.88	-5.99	.00
2.60	.29	-6.71	-.31	37.		-5.99	.00
2.82	.29	-6.73	.07	36.	469.82	-5.99	.00
3.03	.28	-6.68	.43	35.		-5.99	.00
3.25	.27	-6.54	.79	34.		-5.99	.00
3.47	.26	-6.34	1.13	33.	469.71	-5.99	.00
3.68	.24	-6.06	1.45	31.		-5.99	.00
3.90	.23	-5.71	1.76	29.		-5.99	.00
4.12	.21	-5.30	2.04	26.	469.53	-5.99	.00
4.33	.18	-4.83	2.29	23.		-5.99	.00
4.55	.15	-4.30	2.51	19.		-5.99	.00
4.77	.10	-3.74	2.67	13.		-5.99	.00
4.98	.05	-3.15	2.78	6.	468.95	-5.99	.00
5.20	-.02	-2.55	2.80	-2.		-5.99	.00
5.42	-.10	-1.94	2.72	-13.		-5.99	.00
5.63	-.20	-1.37	2.53	-26.	468.00	-5.99	.00
5.85	-.33	-.86	2.18	-42.		-5.99	.00
6.07	-.47	-.44	1.67	-60.		-5.99	.00
6.28	-.64	-.15	.95	-81.		-5.99	.00
6.50	-.83	-.04	.00	-106.		-5.99	.00

"67-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 1

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.35
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 27.8 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.67	.00	-33.81	-171.			37.56	68.30
.22	.21	6.86	-14.51	-118.			37.56	68.30
.43	1.06	12.26	-18.48	-67.	496.18	472.68	37.56	68.30
.65	1.83	15.38	-1.51	-22.			37.56	68.30
.87	12.25	35.52	-7.69	15.	537.73	514.23	37.56	68.30
1.08	15.11	36.46	7.22	46.			37.56	68.30
1.30	17.44	34.80	-.87	69.	556.96	533.46	35.94	65.34
1.52	19.24	31.81	12.27	84.			34.17	62.12
1.73	20.54	28.75	2.56	93.	568.49	544.99	32.40	58.90
1.95	21.36	23.58	14.24	95.			30.63	55.69
2.17	21.74	20.72	3.17	93.	572.93	549.43	28.86	52.47
2.38	21.72	18.90	-8.49	86.	572.85	549.34	27.09	49.25
2.60	21.33	18.44	1.38	75.			25.32	46.03
2.82	20.62	18.49	-1.97	61.	568.77	545.26	23.55	42.82
3.03	19.61	18.92	6.25	43.			21.78	39.60
3.25	18.33	15.13	14.02	20.			20.01	36.38
3.47	3.46	4.82	-.69	-5.	505.12	481.62	18.24	33.16
3.68	3.12	4.39	6.30	-33.			16.47	29.95
3.90	2.75	2.36	12.94	-62.			14.70	26.73
4.12	2.35	-.80	-2.85	-93.	500.98	477.48	12.93	23.51
4.33	1.94	-.94	3.12	-124.			11.16	20.29
4.55	1.53	-2.40	8.74	-154.			9.39	17.08
4.77	1.11	-5.07	14.03	-183.			7.62	13.86
4.98	.70	-4.81	-3.14	-209.	494.88	471.37	5.85	10.64
5.20	.30	-4.82	1.39	-234.			4.08	7.42
5.42	-.09	-5.76	6.49	-256.			2.31	4.21
5.63	-.47	-5.62	-12.56	-276.	490.52	467.02	.54	.99
5.85	-.84	-3.21	-9.66	-293.			.00	.00
6.07	-1.20	-1.45	-6.59	-308.			.00	.00
6.28	-1.56	-.37	-3.37	-323.			.00	.00
6.50	-1.92	.00	.00	-337.			.00	.00

MAX. VALUES: 36.46 14.24 95. 572.93 549.43

MIN. VALUES: -5.76 -33.81 -337. 490.52 467.02

"67-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 2

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.35
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.50
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 33.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.67	.00	-40.18	-171.			28.58	68.30
.22	.35	5.48	-20.79	-100.			28.58	68.30
.43	1.31	9.56	-24.50	-35.	497.12	473.62	28.58	68.30
.65	9.67	28.34	-7.14	20.			28.58	68.30
.87	13.15	28.31	-12.85	65.	541.05	517.55	28.58	68.30
1.08	16.09	27.76	2.60	101.			28.58	68.30
1.30	18.48	24.78	-4.93	126.	560.81	537.31	26.95	65.34
1.52	20.31	20.66	8.82	143.			25.18	62.12
1.73	21.62	16.64	-.28	152.	572.48	548.98	23.41	58.90
1.95	22.43	10.70	12.00	155.			21.64	55.69
2.17	22.80	7.25	1.54	151.	576.84	553.34	19.87	52.47
2.38	22.75	5.03	-9.53	143.	576.68	553.17	18.10	49.25
2.60	22.34	4.34	.92	131.			16.34	46.03
2.82	21.60	4.34	-1.86	115.	572.40	548.90	14.57	42.82
3.03	20.56	4.89	6.90	95.			12.80	39.60
3.25	19.25	1.38	15.20	71.			11.03	36.38
3.47	17.71	-2.70	1.00	44.	557.98	534.48	9.26	33.16
3.68	16.00	-3.07	8.48	14.			7.49	29.95
3.90	3.09	-6.20	15.57	-19.			5.72	26.73
4.12	2.66	-8.74	.21	-53.	502.14	478.64	3.95	23.51
4.33	2.22	-8.18	6.56	-89.			2.18	20.29
4.55	1.75	-8.86	12.51	-125.			.41	17.08
4.77	1.27	-10.68	18.04	-163.			-1.36	13.86
4.98	.78	-9.53	1.02	-200.	495.16	471.65	-3.13	10.64
5.20	.28	-8.64	5.59	-237.			-4.90	7.42
5.42	-.24	-8.67	10.57	-276.			-6.67	4.21
5.63	-.78	-7.68	-8.77	-315.	489.38	465.88	-8.44	.99
5.85	-1.33	-4.50	-6.38	-355.			-8.98	.00
6.07	-1.91	-2.11	-4.09	-398.			-8.98	.00
6.28	-2.52	-.60	-1.94	-445.			-8.98	.00
6.50	-3.16	-.07	.00	-496.			-8.98	.00

MAX. VALUES: 28.34 18.04 155. 576.84 553.34

MIN. VALUES: -10.68 -40.18 -496. 489.38 465.88

"67-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 3

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 15.7 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.61	.00	-19.31	-154.			27.83	50.59
.22	-.03	3.80	-4.64	-133.			27.82	50.59
.43	.53	6.89	-10.53	-114.	494.23	470.73	27.82	50.59
.65	1.04	8.44	2.79	-98.			27.82	50.59
.87	1.49	8.28	-4.40	-86.	497.78	474.27	27.82	50.59
1.08	1.87	8.20	7.71	-77.			27.82	50.59
1.30	2.17	7.35	-.60	-73.	500.32	476.82	26.62	48.40
1.52	2.41	6.20	10.45	-71.			25.31	46.02
1.73	2.57	5.19	1.15	-73.	501.82	478.31	24.00	43.63
1.95	2.68	3.46	11.27	-77.			22.69	41.25
2.17	2.72	2.76	1.09	-83.	502.35	478.85	21.38	38.87
2.38	2.71	2.55	-9.51	-90.	502.31	478.81	20.07	36.48
2.60	2.65	2.92	-.63	-98.			18.75	34.10
2.82	2.54	3.54	-5.06	-107.	501.70	478.20	17.44	31.72
3.03	2.40	4.30	2.57	-118.			16.13	29.33
3.25	2.22	3.30	9.84	-131.			14.82	26.95
3.47	2.01	1.98	-3.11	-145.	499.72	476.21	13.51	24.57
3.68	1.77	2.07	3.49	-161.			12.20	22.18
3.90	1.52	.67	9.78	-177.			10.89	19.80
4.12	1.25	-1.80	-4.13	-194.	496.90	473.40	9.58	17.42
4.33	.98	-1.60	1.53	-210.			8.27	15.03
4.55	.70	-2.64	6.87	-225.			6.96	12.65
4.77	.42	-4.82	11.87	-239.			5.65	10.27
4.98	.15	-4.41	-3.35	-250.	492.81	469.31	4.34	7.88
5.20	-.12	-4.30	.94	-260.			3.02	5.50
5.42	-.37	-5.07	5.55	-268.			1.71	3.12
5.63	-.62	-4.92	-11.32	-273.	489.97	466.46	.40	.73
5.85	-.85	-2.77	-8.52	-276.			.00	.00
6.07	-1.08	-1.23	-5.69	-278.			.00	.00
6.28	-1.31	-.31	-2.85	-279.			.00	.00
6.50	-1.54	.00	.00	-280.			.00	.00

MAX. VALUES:	8.44	11.87	-71.	502.35	478.85
MIN. VALUES:	-5.07	-19.31	-280.	489.97	466.46

"67-6.50-SC10-Lleno"

DESIGN CASE 4

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 19.3 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.61	.00	-23.55	-154.			21.84	50.59
.22	.07	2.88	-8.82	-121.			21.84	50.59
.43	.70	5.09	-14.55	-93.	494.85	471.35	21.84	50.59
.65	1.26	5.79	-.97	-70.			21.84	50.59
.87	1.75	4.85	-7.84	-53.	498.74	475.24	21.83	50.59
1.08	2.15	4.06	4.63	-41.			21.83	50.59
1.30	2.48	2.59	-3.30	-34.	501.45	477.95	20.63	48.40
1.52	2.72	.89	8.15	-32.			19.32	46.02
1.73	2.89	-.57	-.75	-33.	502.98	479.48	18.01	43.63
1.95	2.99	-2.67	9.78	-37.			16.70	41.25
2.17	3.03	-3.64	.00	-44.	503.49	479.99	15.39	38.87
2.38	3.01	-4.05	-10.20	-52.	503.42	479.92	14.08	36.48
2.60	2.94	-3.78	-.94	-61.			12.77	34.10
2.82	2.83	-3.19	-4.99	-71.	502.76	479.26	11.45	31.72
3.03	2.68	-2.38	3.00	-83.			10.14	29.33
3.25	2.49	-3.24	10.63	-97.			8.83	26.95
3.47	2.27	-4.36	-1.98	-113.	500.67	477.17	7.52	24.57
3.68	2.02	-3.99	4.95	-130.			6.21	22.18
3.90	1.75	-5.04	11.54	-148.			4.90	19.80
4.12	1.46	-7.09	-2.09	-167.	497.67	474.17	3.59	17.42
4.33	1.16	-6.43	3.83	-186.			2.28	15.03
4.55	.84	-6.94	9.38	-206.			.97	12.65
4.77	.52	-8.56	14.55	-225.			-.34	10.27
4.98	.20	-7.56	-.57	-244.	493.00	469.49	-1.65	7.88
5.20	-.14	-6.85	3.74	-262.			-2.96	5.50
5.42	-.48	-7.02	8.28	-281.			-4.28	3.12
5.63	-.82	-6.30	-8.79	-299.	489.21	465.71	-5.59	.73
5.85	-1.18	-3.63	-6.33	-317.			-5.99	.00
6.07	-1.56	-1.67	-4.02	-338.			-5.99	.00
6.28	-1.95	-.46	-1.90	-360.			-5.99	.00
6.50	-2.37	-.04	.00	-385.			-5.99	.00

MAX. VALUES: 5.79 14.55 -32. 503.49 479.99

MIN. VALUES: -8.56 -23.55 -385. 489.21 465.71

ABETONG PAGE : 1
 BOX 24 35103 VŽXJ™ PHONE: 0470-96500

 "67-6.50-SC10-Vacío"

PROGRAM USER: DATE:
 INPUT FILE: 67v.txt

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE ABETONG PRECAST CONCRETE PANEL TANK

SIZE OF SILO:

HEIGHT OF SILO: 6.50 M
 RADIUS OF SILO: 25.47 M
 WIDTH OF PRECAST PANEL: 2.400 M
 HEIGHT OF VERTICAL RIB: .240 M
 MEAN WIDTH OF VERTICAL RIB: .200 M
 NUMBER OF TENDONS: 11
 NUMBER OF RESULT LEVELS: 30

THICKNESS OF PANEL AT THE HEIGHT

M	M
.185	.00
.185	6.50

CONCRETE INPUT VALUES:

SHORT-TERM E-MODUL CONCRETE: 35.00 GPA
 SHRINKAGE VALUE OF CONCRETE: .100 PROMILLE
 COEFFICIENT OF CREEP " : 1.00
 NUMBER OF STRESSING PANELS: 1

STEEL INPUT VALUES:

E-MODUL OF TENDON-STEEL: 195.00 GPA
 CLASS OF RELAXATION: 2
 FRICTION COEFF. OF TENDON : .07
 WOBBLING OF TENDON: .0100 M-1
 WEDGE DRAW-IN OF THE ANCHORAGE: 4.00 MM
 TENSILE STRENGTH OF TENDON: 1860.00 MPA

TENDON	TENDON	LOCATION	STEEL AREA	RIB AREA
	FORCE	FROM BOTTOM		
NO	KN	M	CM2	M2
1	600.00	.30	4.500	.000000
2	600.00	.80	4.500	.000000
3	600.00	1.20	4.500	.000000
4	600.00	1.60	4.500	.000000
5	600.00	2.00	4.500	.000000
6	600.00	2.30	4.500	.000000
7	600.00	2.70	4.500	.000000
8	600.00	3.40	4.500	.000000
9	600.00	4.10	4.500	.000000
10	600.00	4.80	4.500	.000000
11	600.00	5.55	4.500	.000000

"67-6.50-SC10-Vacío"

INSIDE LOADS:

HEIGHT OF INSIDE FILLING: 5.70 M
 DENSITY OF INSIDE FILLING: 10.00 KN/M3
 ANGLE OF FRICTION OF INSIDE FILLING: .0 DEG.
 EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

OUTSIDE LOADS:

HEIGHT OF OUTSIDE FILLING: .00 M
 DENSITY OF OUTSIDE FILLING: 20.00 KN/M3
 ANGLE OF FRICTION OF OUTSIDE FILLING: 30.0 DEG.
 HEIGHT OF GROUND WATER LEVEL: .00 M
 EFF. DENSITY BELOW GROUND WATER: 10.00 KN/M3
 SURFACE LOADS ON FILLING: 10.00 KN/M2
 EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

TEMPERATURE LOADS:

TEMP. DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE CENT.GRADES	TEMP. REDUCTION AT THE HEIGHT CENT.GRADES	THE HEIGHT M	EFF. COEFF OF CREEP
6	.000	6.500	1.000

VERTICAL BUCKLING LOAD 16469 KN/M

CALCULATED LONG-TERM LOSSES (PERCENT): 6.71

DUE TO CREEP: .80

SHRINKAGE: 1.40

RELAXATION: 4.51

"67-6.50-SC10-Vacio"

POST-TENSIONING STAGE 1 (15 % OF FULL TENDON FORCE)

RADIAL DEFLECTION AT BOTTOM (NO SUPPORT): -.60 MM

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	BUCKLING LOAD LIMIT (HOR.)
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN/M
.00	-.60	.00	.00	-153.		-2351.
.22	-.61	-.17	1.57	-154.		-2304.
.43	-.61	-.26	-.03	-155.	84.20	-2262.
.65	-.61	-.42	1.55	-155.		-2232.
.87	-.61	-.72	-.04	-155.	84.19	-2218.
1.08	-.61	-.88	1.55	-155.		-2222.
1.30	-.61	-1.07	-.05	-155.	84.20	-2239.
1.52	-.61	-1.23	1.53	-154.		-2264.
1.73	-.60	-1.31	-.08	-152.	84.23	-2289.
1.95	-.59	-1.46	1.47	-150.		-2309.
2.17	-.58	-1.41	-.19	-147.	84.30	-2324.
2.38	-.57	-1.27	-1.87	-144.	84.35	-2332.
2.60	-.55	-1.02	-.42	-140.		-2336.
2.82	-.53	-.71	-2.19	-135.	84.48	-2337.
3.03	-.51	-.39	-.83	-131.		-2337.
3.25	-.49	-.35	.47	-125.		-2337.
3.47	-.47	-.38	-1.45	-120.	84.70	-2337.
3.68	-.45	-.19	-.25	-115.		-2337.
3.90	-.43	-.26	.90	-109.		-2336.
4.12	-.41	-.52	-1.19	-104.	84.94	-2332.
4.33	-.38	-.38	-.16	-98.		-2324.
4.55	-.36	-.45	.80	-92.		-2309.
4.77	-.34	-.72	1.71	-85.		-2289.
4.98	-.31	-.60	-.63	-79.	85.30	-2264.
5.20	-.28	-.55	.14	-72.		-2239.
5.42	-.26	-.66	.84	-65.		-2222.
5.63	-.23	-.65	-1.71	-57.	85.62	-2218.
5.85	-.20	-.34	-1.16	-50.		-2232.
6.07	-.16	-.14	-.69	-42.		-2262.
6.28	-.13	-.03	-.31	-34.		-2304.
6.50	-.10	.00	.00	-26.		-2351.

"67-6.50-SC10-Vacío"

POST-TENSIONING STAGE 2 (FULL TENDON FORCE)

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -29.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE (USED VALUE)	BUCKLING LOAD LIMIT HOR.
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KN/M
.00	-.60	.00	34.95	-153.			*****
.22	-1.05	-7.79	37.10	-268.			*****
.43	-1.49	-13.34	19.24	-378.	467.28	444.	-1764606.
.65	-1.90	-17.97	23.64	-483.			-323565.
.87	-2.28	-22.25	7.91	-579.	464.36	441.	-100428.
1.08	-2.61	-24.63	14.26	-665.			-43100.
1.30	-2.91	-26.37	.27	-739.	462.02	438.	-23288.
1.52	-3.15	-27.27	8.15	-801.			-14930.
1.73	-3.35	-27.12	-4.58	-850.	460.39	437.	-10855.
1.95	-3.49	-27.08	4.30	-887.			-8634.
2.17	-3.58	-25.48	-7.67	-911.	459.51	436.	-7307.
2.38	-3.63	-23.07	-19.46	-923.	459.33	436.	-6446.
2.60	-3.64	-19.87	-10.02	-925.			-5845.
2.82	-3.61	-16.25	-21.77	-917.	459.42	436.	-5395.
3.03	-3.55	-12.55	-12.48	-902.			-5034.
3.25	-3.46	-10.83	-3.38	-880.			-4731.
3.47	-3.36	-9.65	-15.69	-854.	460.34	437.	-4464.
3.68	-3.24	-7.19	-7.12	-823.			-4222.
3.90	-3.10	-6.54	1.11	-789.			-3997.
4.12	-2.96	-7.29	-12.19	-751.	461.84	438.	-3784.
4.33	-2.80	-5.46	-4.73	-711.			-3579.
4.55	-2.63	-5.21	2.31	-668.			-3380.
4.77	-2.45	-6.43	8.90	-622.			-3187.
4.98	-2.26	-5.15	-6.16	-573.	464.44	441.	-3003.
5.20	-2.06	-4.43	-.57	-522.			-2835.
5.42	-1.85	-4.87	4.50	-469.			-2690.
5.63	-1.63	-4.57	-12.16	-414.	466.76	443.	-2573.
5.85	-1.40	-2.38	-8.22	-357.			-2488.
6.07	-1.17	-.97	-4.88	-298.			-2427.
6.28	-.94	-.22	-2.14	-239.			-2385.
6.50	-.71	.00	.00	-180.			-2352.

CALCULATED LOSSES FROM WEDGE SLIP AND FRICTION

POST TENSION PROCEDURE B

(EVERY SECOND STRAND TENSIONED FROM END 1, EVERY SECOND FROM END 2)

AT ACTIVE END: 47.25 KN
 AT L(SLIP): 23.63 KN
 AT L/2: 127.20 KN
 AT L(SLIP) FROM PASSIVE END: 230.77 KN
 AT PASSIVE END: 254.39 KN

LENGTH OF L(SLIP): 14.86 M

"67-6.50-SC10-Vacío"

LOADING 1 - INSIDE PRESSURE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 43.1 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-51.72	0.		27.83	50.59
.22	1.00	11.03	-39.17	127.		27.82	50.59
.43	1.96	19.28	-28.37	249.	426.29	27.82	50.59
.65	2.85	25.14	-19.26	362.		27.82	50.59
.87	3.65	28.96	-11.72	463.	432.55	27.82	50.59
1.08	4.34	31.11	-5.64	551.		27.82	50.59
1.30	4.92	31.89	-.85	625.	437.27	26.62	48.40
1.52	5.38	31.58	2.77	684.		25.31	46.02
1.73	5.72	30.45	5.40	728.	440.26	24.00	43.63
1.95	5.96	28.69	7.17	757.		22.69	41.25
2.17	6.09	26.50	8.22	774.	441.61	21.38	38.87
2.38	6.12	24.04	8.69	778.	441.73	20.07	36.48
2.60	6.07	21.43	8.69	771.		18.75	34.10
2.82	5.93	18.67	15.30	754.	441.03	17.44	31.72
3.03	5.73	15.96	14.21	728.		16.13	29.33
3.25	5.47	13.38	12.94	695.		14.82	26.95
3.47	5.16	10.96	11.55	656.	438.17	13.51	24.57
3.68	4.81	8.75	10.12	612.		12.20	22.18
3.90	4.43	6.76	8.68	563.		10.89	19.80
4.12	4.02	5.00	7.27	511.	433.95	9.58	17.42
4.33	3.60	3.49	5.93	457.		8.27	15.03
4.55	3.16	2.23	4.66	402.		6.96	12.65
4.77	2.71	1.20	3.49	345.		5.65	10.27
4.98	2.26	.41	2.42	288.	427.42	4.34	7.88
5.20	1.81	-.15	1.45	230.		3.02	5.50
5.42	1.36	-.51	1.32	173.		1.71	3.12
5.63	.91	-.63	.09	116.	422.40	.40	.73
5.85	.46	-.54	-.80	59.		.00	.00
6.07	.02	-.32	-1.11	2.		.00	.00
6.28	-.43	-.10	-.84	-54.		.00	.00
6.50	-.87	.00	.00	-111.		.00	.00

"67-6.50-SC10-Vacío"

LOADING 2 - TEMPERATURE DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 1.8 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-2.12	0.		-2.99	.00
.22	.05	-.46	-2.09	6.		-2.99	.00
.43	.08	-.90	-2.01	11.	419.34	-2.99	.00
.65	.11	-1.32	-1.88	14.		-2.99	.00
.87	.13	-1.71	-1.72	17.	419.51	-2.99	.00
1.08	.14	-2.07	-1.54	18.		-2.99	.00
1.30	.15	-2.38	-1.35	19.	419.59	-2.99	.00
1.52	.16	-2.65	-1.15	20.		-2.99	.00
1.73	.16	-2.88	-.95	20.	419.61	-2.99	.00
1.95	.16	-3.06	-.74	20.		-2.99	.00
2.17	.15	-3.20	-.54	20.	419.59	-2.99	.00
2.38	.15	-3.30	-.35	19.	419.58	-2.99	.00
2.60	.15	-3.35	-.15	19.		-2.99	.00
2.82	.14	-3.37	.03	18.	419.55	-2.99	.00
3.03	.14	-3.34	.22	18.		-2.99	.00
3.25	.13	-3.27	.39	17.		-2.99	.00
3.47	.13	-3.17	.56	16.	419.50	-2.99	.00
3.68	.12	-3.03	.73	15.		-2.99	.00
3.90	.11	-2.85	.88	14.		-2.99	.00
4.12	.10	-2.65	1.02	13.	419.41	-2.99	.00
4.33	.09	-2.41	1.15	12.		-2.99	.00
4.55	.07	-2.15	1.25	9.		-2.99	.00
4.77	.05	-1.87	1.34	7.		-2.99	.00
4.98	.03	-1.58	1.39	3.	419.12	-2.99	.00
5.20	-.01	-1.27	1.40	-1.		-2.99	.00
5.42	-.05	-.97	1.36	-6.		-2.99	.00
5.63	-.10	-.69	1.26	-13.	418.65	-2.99	.00
5.85	-.16	-.43	1.09	-21.		-2.99	.00
6.07	-.24	-.22	.83	-30.		-2.99	.00
6.28	-.32	-.08	.48	-41.		-2.99	.00
6.50	-.42	-.02	.00	-53.		-2.99	.00

"67-6.50-SC10-Vacio"

DESIGN CASE 1

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.10
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -29.9 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.66	.00	35.41	-169.			.00	.00
.22	-1.12	-7.90	37.73	-284.			.00	.00
.43	-1.56	-13.54	19.49	-397.	435.28	413.24	.00	.00
.65	-1.98	-18.24	24.09	-503.			.00	.00
.87	-2.36	-22.60	8.01	-600.	432.31	410.27	.00	.00
1.08	-2.70	-25.03	14.58	-687.			.00	.00
1.30	-3.00	-26.81	.27	-762.	429.94	407.90	.00	.00
1.52	-3.25	-27.74	8.39	-825.			.00	.00
1.73	-3.44	-27.59	-4.64	-875.	428.30	406.26	.00	.00
1.95	-3.59	-27.56	4.49	-912.			.00	.00
2.17	-3.68	-25.94	-7.79	-936.	427.40	405.36	.00	.00
2.38	-3.73	-23.48	-19.88	-948.	427.23	405.19	.00	.00
2.60	-3.73	-20.22	-10.19	-949.			.00	.00
2.82	-3.70	-16.53	-22.25	-941.	427.33	405.29	.00	.00
3.03	-3.64	-12.74	-12.72	-925.			.00	.00
3.25	-3.55	-11.00	-3.38	-903.			.00	.00
3.47	-3.44	-9.81	-16.02	-876.	428.29	406.24	.00	.00
3.68	-3.32	-7.30	-7.24	-844.			.00	.00
3.90	-3.18	-6.65	1.20	-809.			.00	.00
4.12	-3.03	-7.43	-12.45	-770.	429.82	407.78	.00	.00
4.33	-2.87	-5.57	-4.80	-729.			.00	.00
4.55	-2.69	-5.32	2.41	-684.			.00	.00
4.77	-2.51	-6.58	9.16	-638.			.00	.00
4.98	-2.31	-5.27	-6.30	-588.	432.49	410.45	.00	.00
5.20	-2.11	-4.54	-.56	-536.			.00	.00
5.42	-1.89	-4.99	4.63	-481.			.00	.00
5.63	-1.67	-4.69	-12.46	-424.	434.87	412.83	.00	.00
5.85	-1.44	-2.44	-8.43	-366.			.00	.00
6.07	-1.20	-.99	-5.00	-306.			.00	.00
6.28	-.96	-.23	-2.19	-245.			.00	.00
6.50	-.73	.00	.00	-184.			.00	.00

MAX. VALUES:	.00	37.73	-169.	435.28	413.24
MIN. VALUES:	-27.74	-22.25	-949.	427.23	405.19

"67-6.50-SC10-Vacio"

DESIGN CASE 2

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.50
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -24.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.60	.00	29.01	-153.			-4.49	.00
.22	-.95	-7.87	31.16	-249.			-4.49	.00
.43	-1.29	-13.66	14.71	-345.	436.27	414.23	-4.49	.00
.65	-1.63	-18.57	19.08	-436.			-4.49	.00
.87	-1.95	-23.12	4.70	-521.	433.83	411.79	-4.49	.00
1.08	-2.24	-25.86	10.94	-597.			-4.49	.00
1.30	-2.50	-27.94	-1.78	-664.	431.80	409.76	-4.49	.00
1.52	-2.72	-29.19	5.90	-720.			-4.49	.00
1.73	-2.89	-29.40	-5.64	-765.	430.33	408.29	-4.49	.00
1.95	-3.03	-29.65	2.96	-799.			-4.49	.00
2.17	-3.12	-28.38	-7.90	-822.	429.50	407.46	-4.49	.00
2.38	-3.16	-26.29	-18.59	-833.	429.32	407.28	-4.49	.00
2.60	-3.17	-23.41	-9.49	-835.			-4.49	.00
2.82	-3.15	-20.07	-20.17	-828.	429.37	407.33	-4.49	.00
3.03	-3.10	-16.59	-11.24	-814.			-4.49	.00
3.25	-3.03	-14.91	-2.49	-795.			-4.49	.00
3.47	-2.94	-13.67	-13.72	-772.	430.16	408.12	-4.49	.00
3.68	-2.84	-11.18	-5.49	-744.			-4.49	.00
3.90	-2.72	-10.33	2.41	-713.			-4.49	.00
4.12	-2.60	-10.73	-9.79	-680.	431.42	409.38	-4.49	.00
4.33	-2.47	-8.68	-2.64	-645.			-4.49	.00
4.55	-2.34	-8.06	4.07	-608.			-4.49	.00
4.77	-2.20	-8.79	10.33	-570.			-4.49	.00
4.98	-2.06	-7.15	-3.64	-530.	433.41	411.37	-4.49	.00
5.20	-1.93	-6.03	1.59	-489.			-4.49	.00
5.42	-1.80	-5.99	6.25	-447.			-4.49	.00
5.63	-1.67	-5.29	-9.43	-405.	434.86	412.82	-4.49	.00
5.85	-1.55	-2.86	-6.02	-364.			-4.49	.00
6.07	-1.45	-1.23	-3.30	-323.			-4.49	.00
6.28	-1.36	-.32	-1.28	-284.			-4.49	.00
6.50	-1.28	-.03	.00	-247.			-4.49	.00

MAX. VALUES: .00 31.16 -153. 436.27 414.23

MIN. VALUES: -29.65 -20.17 -835. 429.32 407.28

"67-6.50-SC10-Vacio"

DESIGN CASE 3

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -27.2 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.60	.00	32.19	-153.			.00	.00
.22	-1.02	-7.18	34.30	-259.			.00	.00
.43	-1.42	-12.31	17.72	-361.	435.80	413.76	.00	.00
.65	-1.80	-16.58	21.90	-457.			.00	.00
.87	-2.15	-20.55	7.28	-545.	433.10	411.06	.00	.00
1.08	-2.46	-22.76	13.26	-624.			.00	.00
1.30	-2.73	-24.37	.25	-693.	430.95	408.91	.00	.00
1.52	-2.95	-25.21	7.62	-750.			.00	.00
1.73	-3.13	-25.08	-4.22	-795.	429.46	407.42	.00	.00
1.95	-3.26	-25.06	4.08	-829.			.00	.00
2.17	-3.35	-23.58	-7.08	-851.	428.65	406.61	.00	.00
2.38	-3.39	-21.34	-18.07	-862.	428.49	406.45	.00	.00
2.60	-3.39	-18.38	-9.26	-863.			.00	.00
2.82	-3.36	-15.03	-20.22	-855.	428.58	406.54	.00	.00
3.03	-3.31	-11.59	-11.56	-841.			.00	.00
3.25	-3.23	-10.00	-3.08	-821.			.00	.00
3.47	-3.13	-8.92	-14.56	-796.	429.45	407.41	.00	.00
3.68	-3.02	-6.63	-6.58	-767.			.00	.00
3.90	-2.89	-6.05	1.09	-735.			.00	.00
4.12	-2.75	-6.75	-11.32	-700.	430.85	408.80	.00	.00
4.33	-2.61	-5.06	-4.37	-662.			.00	.00
4.55	-2.45	-4.83	2.19	-622.			.00	.00
4.77	-2.28	-5.98	8.33	-580.			.00	.00
4.98	-2.10	-4.79	-5.73	-534.	433.27	411.23	.00	.00
5.20	-1.92	-4.12	-.51	-487.			.00	.00
5.42	-1.72	-4.53	4.21	-437.			.00	.00
5.63	-1.52	-4.26	-11.33	-386.	435.43	413.39	.00	.00
5.85	-1.31	-2.22	-7.66	-332.			.00	.00
6.07	-1.09	-.90	-4.55	-278.			.00	.00
6.28	-.88	-.21	-1.99	-223.			.00	.00
6.50	-.66	.00	.00	-168.			.00	.00

MAX. VALUES:	.00	34.30	-153.	435.80	413.76
MIN. VALUES:	-25.21	-20.22	-863.	428.49	406.45

"67-6.50-SC10-Vacio"

DESIGN CASE 4

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -25.4 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.60	.00	30.07	-153.			-2.99	.00
.22	-.97	-7.64	32.20	-253.			-2.99	.00
.43	-1.33	-13.21	15.71	-350.	436.11	414.07	-2.99	.00
.65	-1.69	-17.90	20.02	-443.			-2.99	.00
.87	-2.02	-22.26	5.56	-529.	433.59	411.55	-2.99	.00
1.08	-2.31	-24.82	11.72	-606.			-2.99	.00
1.30	-2.57	-26.75	-1.10	-674.	431.51	409.47	-2.99	.00
1.52	-2.79	-27.87	6.47	-730.			-2.99	.00
1.73	-2.97	-27.96	-5.17	-775.	430.04	408.00	-2.99	.00
1.95	-3.10	-28.12	3.33	-809.			-2.99	.00
2.17	-3.19	-26.78	-7.62	-831.	429.22	407.18	-2.99	.00
2.38	-3.24	-24.64	-18.42	-843.	429.04	407.00	-2.99	.00
2.60	-3.25	-21.74	-9.41	-844.			-2.99	.00
2.82	-3.22	-18.39	-20.19	-837.	429.11	407.07	-2.99	.00
3.03	-3.17	-14.92	-11.34	-823.			-2.99	.00
3.25	-3.10	-13.28	-2.68	-804.			-2.99	.00
3.47	-3.00	-12.09	-14.00	-780.	429.92	407.88	-2.99	.00
3.68	-2.90	-9.66	-5.85	-752.			-2.99	.00
3.90	-2.78	-8.90	1.97	-721.			-2.99	.00
4.12	-2.65	-9.40	-10.30	-687.	431.23	409.19	-2.99	.00
4.33	-2.51	-7.47	-3.22	-651.			-2.99	.00
4.55	-2.37	-6.99	3.45	-613.			-2.99	.00
4.77	-2.23	-7.85	9.67	-573.			-2.99	.00
4.98	-2.08	-6.37	-4.34	-531.	433.36	411.32	-2.99	.00
5.20	-1.92	-5.40	.89	-488.			-2.99	.00
5.42	-1.77	-5.51	5.57	-444.			-2.99	.00
5.63	-1.62	-4.95	-10.07	-399.	435.05	413.01	-2.99	.00
5.85	-1.47	-2.65	-6.57	-353.			-2.99	.00
6.07	-1.33	-1.12	-3.71	-308.			-2.99	.00
6.28	-1.20	-.28	-1.52	-263.			-2.99	.00
6.50	-1.08	-.02	.00	-221.			-2.99	.00

MAX. VALUES: .00 32.20 -153. 436.11 414.07

MIN. VALUES: -28.12 -20.19 -844. 429.04 407.00

"67-6.50-SC10-Sismo"

PROGRAM USER:

DATE:

INPUT FILE: 67s.txt

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE ABETONG PRECAST CONCRETE PANEL TANK

SIZE OF SILO:

HEIGHT OF SILO: 6.50 M
 RADIUS OF SILO: 25.47 M
 WIDTH OF PRECAST PANEL: 2.400 M
 HEIGHT OF VERTICAL RIB: .240 M
 MEAN WIDTH OF VERTICAL RIB: .200 M
 NUMBER OF TENDONS: 11
 NUMBER OF RESULT LEVELS: 30

THICKNESS OF PANEL AT THE HEIGHT

M	M
.185	.00
.185	6.50

CONCRETE INPUT VALUES:

SHORT-TERM E-MODUL CONCRETE: 35.00 GPA
 SHRINKAGE VALUE OF CONCRETE: .100 PROMILLE
 COEFFICIENT OF CREEP " : 1.00
 NUMBER OF STRESSING PANELS: 2

STEEL INPUT VALUES:

E-MODUL OF TENDON-STEEL: 195.00 GPA
 CLASS OF RELAXATION: 2
 FRICTION COEFF. OF TENDON : .07
 WOBBLING OF TENDON: .0100 M-1
 WEDGE DRAW-IN OF THE ANCHORAGE: 4.00 MM
 TENSILE STRENGTH OF TENDON: 1860.00 MPA

TENDON NO	TENDON FORCE KN	LOCATION FROM BOTTOM M	STEEL AREA CM2	RIB AREA M2
1	600.00	.30	4.500	.000000
2	600.00	.80	4.500	.000000
3	600.00	1.20	4.500	.000000
4	600.00	1.60	4.500	.000000
5	600.00	2.00	4.500	.000000
6	600.00	2.30	4.500	.000000
7	600.00	2.70	4.500	.000000
8	600.00	3.40	4.500	.000000
9	600.00	4.10	4.500	.000000
10	600.00	4.80	4.500	.000000
11	600.00	5.55	4.500	.000000

"67-6.50-SC10-Sismo"

INSIDE LOADS:

HEIGHT OF INSIDE FILLING: 5.70 M
 DENSITY OF INSIDE FILLING: 10.00 KN/M3
 ANGLE OF FRICTION OF INSIDE FILLING: .0 DEG.
 EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

DISTRIBUTION OF INSIDE PRESSURE

POSITION .00 .81 1.63 2.44 3.26 4.07 4.89 5.70
 PRESSURE 60.00 52.00 44.00 35.00 27.00 19.00 10.00 2.00
 OUTSIDE LOADS:

HEIGHT OF OUTSIDE FILLING: .00 M
 DENSITY OF OUTSIDE FILLING: 20.00 KN/M3
 ANGLE OF FRICTION OF OUTSIDE FILLING: 30.0 DEG.
 HEIGHT OF GROUND WATER LEVEL: .00 M
 EFF. DENSITY BELOW GROUND WATER: 10.00 KN/M3
 SURFACE LOADS ON FILLING: 10.00 KN/M2
 EFFECTIVE COEFFICIENT OF CREEP: 1.00

TEMPERATURE LOADS:

TEMP. DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE CENT.GRADES	TEMP. REDUCTION AT THE HEIGHT CENT.GRADES	EFF. COEFF OF CREEP
-12	.000	1.000

VERTICAL BUCKLING LOAD 16469 KN/M

CALCULATED LONG-TERM LOSSES (PERCENT): 6.71
 DUE TO CREEP: .80
 SHRINKAGE: 1.40
 RELAXATION: 4.51

"67-6.50-SC10-Sismo"

POST-TENSIONING STAGE 1 (15 % OF FULL TENDON FORCE)

RADIAL DEFLECTION AT BOTTOM (NO SUPPORT): -.67 MM

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	BUCKLING LOAD LIMIT (HOR.)
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN/M
.00	-.67	.00	.00	-171.		-2351.
.22	-.68	-.19	1.75	-172.		-2304.
.43	-.68	-.29	-.04	-173.	83.70	-2262.
.65	-.68	-.47	1.73	-173.		-2232.
.87	-.68	-.80	-.05	-174.	83.68	-2218.
1.08	-.68	-.98	1.73	-174.		-2222.
1.30	-.68	-1.20	-.05	-173.	83.69	-2239.
1.52	-.68	-1.38	1.71	-172.		-2264.
1.73	-.67	-1.46	-.09	-171.	83.73	-2289.
1.95	-.66	-1.63	1.64	-168.		-2309.
2.17	-.65	-1.58	-.21	-165.	83.81	-2324.
2.38	-.63	-1.42	-2.09	-161.	83.87	-2332.
2.60	-.62	-1.14	-.47	-157.		-2336.
2.82	-.60	-.80	-2.45	-151.	84.01	-2337.
3.03	-.57	-.43	-.93	-146.		-2337.
3.25	-.55	-.39	.53	-140.		-2337.
3.47	-.53	-.42	-1.62	-134.	84.26	-2337.
3.68	-.51	-.22	-.28	-128.		-2337.
3.90	-.48	-.30	1.00	-122.		-2336.
4.12	-.46	-.59	-1.33	-116.	84.53	-2332.
4.33	-.43	-.42	-.18	-109.		-2324.
4.55	-.40	-.50	.90	-103.		-2309.
4.77	-.38	-.81	1.91	-96.		-2289.
4.98	-.35	-.67	-.70	-88.	84.93	-2264.
5.20	-.32	-.62	.16	-81.		-2239.
5.42	-.29	-.74	.94	-73.		-2222.
5.63	-.25	-.72	-1.91	-64.	85.28	-2218.
5.85	-.22	-.38	-1.30	-56.		-2232.
6.07	-.18	-.15	-.77	-47.		-2262.
6.28	-.15	-.04	-.34	-38.		-2304.
6.50	-.11	.00	.00	-29.		-2351.

"67-6.50-SC10-Sismo"

POST-TENSIONING STAGE 2 (FULL TENDON FORCE)

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -32.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR FORCE	HORIZ. FORCE IN JOINT	MAX TENDON FORCE	MIN TENDON FORCE (USED VALUE)	BUCKLING LOAD LIMIT HOR.
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KN	KN/M
.00	-.67	.00	39.10	-171.			*****
.22	-1.18	-8.71	41.51	-299.			*****
.43	-1.66	-14.92	21.52	-423.	521.51	496.	-1764606.
.65	-2.12	-20.10	26.45	-540.			-323565.
.87	-2.55	-24.89	8.84	-648.	518.24	493.	-100428.
1.08	-2.92	-27.56	15.95	-744.			-43100.
1.30	-3.25	-29.50	.31	-827.	515.62	490.	-23288.
1.52	-3.53	-30.51	9.11	-896.			-14930.
1.73	-3.74	-30.34	-5.12	-951.	513.80	489.	-10855.
1.95	-3.90	-30.30	4.81	-992.			-8634.
2.17	-4.01	-28.50	-8.58	-1019.	512.81	488.	-7307.
2.38	-4.06	-25.80	-21.77	-1033.	512.61	487.	-6446.
2.60	-4.07	-22.23	-11.21	-1035.			-5845.
2.82	-4.04	-18.18	-24.35	-1026.	512.71	488.	-5395.
3.03	-3.97	-14.03	-13.96	-1009.			-5034.
3.25	-3.87	-12.12	-3.78	-985.			-4731.
3.47	-3.76	-10.80	-17.55	-955.	513.74	489.	-4464.
3.68	-3.62	-8.04	-7.97	-921.			-4222.
3.90	-3.47	-7.32	1.24	-882.			-3997.
4.12	-3.31	-8.15	-13.64	-841.	515.42	490.	-3784.
4.33	-3.13	-6.11	-5.29	-795.			-3579.
4.55	-2.94	-5.83	2.59	-747.			-3380.
4.77	-2.74	-7.20	9.95	-696.			-3187.
4.98	-2.52	-5.76	-6.89	-641.	518.32	493.	-3003.
5.20	-2.30	-4.96	-.64	-584.			-2835.
5.42	-2.07	-5.44	5.03	-525.			-2690.
5.63	-1.82	-5.12	-13.60	-463.	520.93	496.	-2573.
5.85	-1.57	-2.66	-9.20	-399.			-2488.
6.07	-1.31	-1.08	-5.46	-333.			-2427.
6.28	-1.05	-.25	-2.39	-267.			-2385.
6.50	-.79	.00	.00	-201.			-2352.

CALCULATED LOSSES FROM WEDGE SLIP AND FRICTION

POST TENSION PROCEDURE B

(EVERY SECOND STRAND TENSIONED FROM END 1, EVERY SECOND FROM END 2)

AT ACTIVE END:	50.39 KN
AT L(SLIP):	25.19 KN
AT L/2:	72.31 KN
AT L(SLIP) FROM PASSIVE END:	119.43 KN
AT PASSIVE END:	144.63 KN

LENGTH OF L(SLIP):	13.93 M
--------------------	---------

"67-6.50-SC10-Sismo"

LOADING 1 - INSIDE PRESSURE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 45.6 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	-54.72	0.		29.73	54.05
.22	1.07	11.67	-41.49	137.		29.73	54.05
.43	2.11	20.42	-30.11	268.	476.58	29.73	54.05
.65	3.07	26.63	-20.50	390.		29.73	54.05
.87	3.93	30.72	-12.55	500.	483.34	29.73	54.05
1.08	4.68	33.02	-6.12	595.		29.73	54.05
1.30	5.31	33.88	-1.05	675.	488.46	28.57	51.94
1.52	5.82	33.58	2.82	739.		27.29	49.62
1.73	6.20	32.39	5.64	788.	491.76	25.93	47.14
1.95	6.46	30.54	7.52	821.		24.47	44.49
2.17	6.61	28.23	8.60	841.	493.30	23.01	41.84
2.38	6.66	25.64	9.02	847.	493.48	21.56	39.19
2.60	6.62	22.92	8.90	841.		20.23	36.78
2.82	6.49	20.05	15.97	825.	492.84	18.95	34.46
3.03	6.29	17.26	14.76	799.		17.67	32.13
3.25	6.02	14.60	13.39	765.		16.39	29.81
3.47	5.70	12.12	11.93	725.	489.92	15.10	27.45
3.68	5.34	9.85	10.43	679.		13.81	25.10
3.90	4.94	7.80	8.96	628.		12.51	22.75
4.12	4.51	5.99	7.55	574.	485.50	11.19	20.34
4.33	4.06	4.40	6.20	516.		9.75	17.72
4.55	3.60	3.05	4.92	457.		8.31	15.10
4.77	3.12	1.94	3.73	396.		6.87	12.49
4.98	2.63	1.07	2.64	335.	478.53	5.49	9.99
5.20	2.14	.42	1.68	272.		4.20	7.63
5.42	1.65	-.05	2.07	210.		2.90	5.28
5.63	1.16	-.31	.96	148.	473.07	1.61	2.92
5.85	.67	-.38	-.23	86.		.00	.00
6.07	.18	-.26	-.78	23.		.00	.00
6.28	-.30	-.09	-.71	-38.		.00	.00
6.50	-.79	.00	.00	-100.		.00	.00

"67-6.50-SC10-Sismo"

LOADING 2 - TEMPERATURE DIFFERENCE INSIDE-OUTSIDE

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: -3.5 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS	VERTICAL RIBS MOMENT	SHEAR	HORIZ. FORCE IN JOINT	TENDON FORCE	HORIZ. PANEL MOMENT	SHEAR
M	MM	KNM	KN	KN/M	KN	KNM/M	KN/M
.00	.00	.00	4.25	0.		5.99	.00
.22	-.09	.92	4.18	-12.		5.99	.00
.43	-.17	1.80	4.01	-21.	468.14	5.99	.00
.65	-.22	2.65	3.76	-28.		5.99	.00
.87	-.26	3.43	3.44	-33.	467.79	5.99	.00
1.08	-.29	4.14	3.08	-36.		5.99	.00
1.30	-.30	4.76	2.70	-39.	467.64	5.99	.00
1.52	-.31	5.30	2.30	-40.		5.99	.00
1.73	-.31	5.76	1.90	-40.	467.60	5.99	.00
1.95	-.31	6.13	1.49	-40.		5.99	.00
2.17	-.31	6.40	1.09	-39.	467.62	5.99	.00
2.38	-.30	6.60	.69	-38.	467.64	5.99	.00
2.60	-.29	6.71	.31	-37.		5.99	.00
2.82	-.29	6.73	-.07	-36.	467.70	5.99	.00
3.03	-.28	6.68	-.43	-35.		5.99	.00
3.25	-.27	6.54	-.79	-34.		5.99	.00
3.47	-.26	6.34	-1.13	-33.	467.81	5.99	.00
3.68	-.24	6.06	-1.45	-31.		5.99	.00
3.90	-.23	5.71	-1.76	-29.		5.99	.00
4.12	-.21	5.30	-2.04	-26.	467.99	5.99	.00
4.33	-.18	4.83	-2.29	-23.		5.99	.00
4.55	-.15	4.30	-2.51	-19.		5.99	.00
4.77	-.10	3.74	-2.67	-13.		5.99	.00
4.98	-.05	3.15	-2.78	-6.	468.57	5.99	.00
5.20	.02	2.55	-2.80	2.		5.99	.00
5.42	.10	1.94	-2.72	13.		5.99	.00
5.63	.20	1.37	-2.53	26.	469.52	5.99	.00
5.85	.33	.86	-2.18	42.		5.99	.00
6.07	.47	.44	-1.67	60.		5.99	.00
6.28	.64	.15	-.95	81.		5.99	.00
6.50	.83	.04	.00	106.		5.99	.00

"67-6.50-SC10-Sismo"

DESIGN CASE 1

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 15.2 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.67	.00	-18.71	-171.			29.73	54.05
.22	-.06	3.64	-3.13	-153.			29.73	54.05
.43	.52	6.65	-10.29	-135.	494.20	470.70	29.73	54.05
.65	1.06	8.09	3.99	-121.			29.73	54.05
.87	1.53	7.73	-4.41	-111.	497.94	474.44	29.73	54.05
1.08	1.93	7.56	8.71	-104.			29.73	54.05
1.30	2.26	6.62	-.77	-100.	500.65	477.15	28.57	51.94
1.52	2.52	5.38	11.35	-100.			27.29	49.62
1.73	2.70	4.33	.92	-102.	502.28	478.77	25.93	47.14
1.95	2.81	2.51	12.09	-106.			24.47	44.49
2.17	2.87	1.85	.68	-111.	502.91	479.41	23.01	41.84
2.38	2.87	1.76	-11.20	-117.	502.91	479.41	21.56	39.19
2.60	2.82	2.36	-1.46	-124.			20.23	36.78
2.82	2.72	3.24	-6.65	-132.	502.37	478.87	18.95	34.46
3.03	2.59	4.30	1.83	-142.			17.67	32.13
3.25	2.41	3.41	9.95	-153.			16.39	29.81
3.47	2.20	2.15	-4.36	-166.	500.43	476.93	15.10	27.45
3.68	1.96	2.43	3.07	-179.			13.81	25.10
3.90	1.71	1.04	10.18	-194.			12.51	22.75
4.12	1.43	-1.57	-5.12	-210.	497.57	474.07	11.19	20.34
4.33	1.15	-1.26	1.32	-225.			9.75	17.72
4.55	.86	-2.35	7.38	-239.			8.31	15.10
4.77	.57	-4.75	13.05	-252.			6.87	12.49
4.98	.28	-4.29	-3.77	-263.	493.30	469.80	5.49	9.99
5.20	.00	-4.20	1.11	-272.			4.20	7.63
5.42	-.27	-5.12	6.78	-279.			2.90	5.28
5.63	-.54	-5.08	-11.71	-284.	490.27	466.77	1.61	2.92
5.85	-.79	-2.86	-8.80	-286.			.00	.00
6.07	-1.04	-1.27	-5.87	-287.			.00	.00
6.28	-1.28	-.32	-2.94	-288.			.00	.00
6.50	-1.53	.00	.00	-288.			.00	.00

MAX. VALUES: 8.09 13.05 -100. 502.91 479.41

MIN. VALUES: -5.12 -18.71 -288. 490.27 466.77

"67-6.50-SC10-Sismo"

DESIGN CASE 2

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	1.00
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.50
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 9.9 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.67	.00	-12.33	-171.			38.71	54.05
.22	-.21	5.01	3.15	-171.			38.71	54.05
.43	.27	9.36	-4.28	-167.	493.26	469.76	38.71	54.05
.65	.72	12.06	9.63	-163.			38.71	54.05
.87	1.14	12.87	.75	-160.	496.49	472.99	38.71	54.05
1.08	1.50	13.77	13.34	-158.			38.71	54.05
1.30	1.81	13.76	3.28	-158.	498.97	475.47	37.55	51.94
1.52	2.05	13.33	14.80	-159.			36.27	49.62
1.73	2.23	12.97	3.76	-162.	500.53	477.03	34.91	47.14
1.95	2.35	11.69	14.32	-165.			33.45	44.49
2.17	2.41	11.46	2.31	-170.	501.20	477.70	32.00	41.84
2.38	2.42	11.66	-10.16	-175.	501.24	477.73	30.54	39.19
2.60	2.38	12.41	-1.00	-180.			29.21	36.78
2.82	2.30	13.34	-6.76	-187.	500.78	477.28	27.94	34.46
3.03	2.17	14.31	1.18	-194.			26.66	32.13
3.25	2.01	13.23	8.77	-204.			25.38	29.81
3.47	1.82	11.65	-6.05	-214.	499.00	475.50	24.08	27.45
3.68	1.60	11.51	.89	-226.			22.79	25.10
3.90	1.36	9.60	7.54	-238.			21.49	22.75
4.12	1.12	6.38	-8.18	-249.	496.42	472.92	20.17	20.34
4.33	.87	5.98	-2.12	-259.			18.73	17.72
4.55	.64	4.10	3.61	-267.			17.29	15.10
4.77	.41	.87	9.04	-272.			15.85	12.49
4.98	.21	.43	-7.93	-273.	493.02	469.52	14.48	9.99
5.20	.03	-.38	-3.09	-269.			13.18	7.63
5.42	-.12	-2.20	2.69	-260.			11.89	5.28
5.63	-.23	-3.02	-15.50	-245.	491.41	467.91	10.59	2.92
5.85	-.30	-1.57	-12.08	-224.			8.98	.00
6.07	-.33	-.61	-8.38	-197.			8.98	.00
6.28	-.32	-.09	-4.36	-166.			8.98	.00
6.50	-.28	.07	.00	-129.			8.98	.00

MAX. VALUES: 14.31 14.80 -129. 501.24 477.73

MIN. VALUES: -3.02 -15.50 -273. 491.41 467.91

"67-6.50-SC10-Sismo"

DESIGN CASE 3

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 18.2 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.61	.00	-22.31	-154.			29.73	54.05
.22	.05	4.44	-6.96	-124.			29.73	54.05
.43	.68	8.03	-12.27	-95.	494.79	471.29	29.73	54.05
.65	1.26	9.94	1.54	-70.			29.73	54.05
.87	1.77	10.03	-5.22	-50.	498.83	475.33	29.73	54.05
1.08	2.21	10.11	7.23	-34.			29.73	54.05
1.30	2.57	9.34	-.80	-23.	501.79	478.28	28.57	51.94
1.52	2.85	8.20	10.50	-16.			27.29	49.62
1.73	3.05	7.14	1.39	-13.	503.57	480.07	25.93	47.14
1.95	3.18	5.31	11.63	-13.			24.47	44.49
2.17	3.24	4.49	1.47	-16.	504.30	480.80	23.01	41.84
2.38	3.25	4.15	-9.18	-21.	504.32	480.82	21.56	39.19
2.60	3.20	4.41	-.42	-28.			20.23	36.78
2.82	3.10	4.93	-4.39	-36.	503.77	480.27	18.95	34.46
3.03	2.96	5.60	3.12	-47.			17.67	32.13
3.25	2.77	4.53	10.29	-61.			16.39	29.81
3.47	2.55	3.14	-2.73	-77.	501.73	478.22	15.10	27.45
3.68	2.30	3.17	3.81	-94.			13.81	25.10
3.90	2.03	1.72	10.06	-112.			12.51	22.75
4.12	1.74	-.81	-3.85	-131.	498.72	475.21	11.19	20.34
4.33	1.44	-.69	1.81	-151.			9.75	17.72
4.55	1.13	-1.81	7.13	-169.			8.31	15.10
4.77	.82	-4.08	12.12	-187.			6.87	12.49
4.98	.52	-3.76	-3.13	-203.	494.18	470.67	5.49	9.99
5.20	.21	-3.74	1.16	-218.			4.20	7.63
5.42	-.08	-4.61	6.31	-230.			2.90	5.28
5.63	-.37	-4.61	-10.44	-241.	490.90	467.40	1.61	2.92
5.85	-.64	-2.61	-7.94	-249.			.00	.00
6.07	-.92	-1.17	-5.36	-256.			.00	.00
6.28	-1.18	-.30	-2.71	-263.			.00	.00
6.50	-1.45	.00	.00	-269.			.00	.00

MAX. VALUES:	10.11	12.12	-13.	504.32	480.82
MIN. VALUES:	-4.61	-22.31	-269.	490.90	467.40

"67-6.50-SC10-Sismo"

DESIGN CASE 4

PARTIAL SAFETY FACTOR
OR COMBINATION FACTOR

BASIC LOAD	= TENSIONING STAGE AFTER LONG TERM LOSSES	.90
LOAD 1	= INSIDE FILLING LOAD	1.00
LOAD 2	= TEMPERATURE LOAD, DIFF. INSIDE/OUTSIDE	1.00
LOAD 3	= TEMPERATURE REDUCTION IN PANELS	.00
LOAD 4	= OUTSIDE BACK FILLING LOAD	.00
LOAD 5	= DISTRIBUTED RADIAL FORCE	.00
LOAD 6	= DISTRIBUTED LINE MOMENT	.00
LOAD 7	= FORCED BOTTOM-DEFLECTION	.00

SUPPORT REACTION AT BOTTOM: 14.7 KN/M

LOCA- TION FROM BOTTOM	RADIAL DEFLEC- TION JOINTS MM	VERTICAL RIBS MOMENT KNM	SHEAR KN	HORIZ. FORCE IN JOINT KN/M	MAX TENDON FORCE KN	MIN TENDON FORCE KN	HORIZ. PANEL MOMENT KNM/M	SHEAR KN/M
.00	-.61	.00	-18.06	-154.			35.72	54.05
.22	-.04	5.36	-2.78	-136.			35.72	54.05
.43	.51	9.83	-8.26	-116.	494.16	470.66	35.72	54.05
.65	1.04	12.59	5.30	-98.			35.72	54.05
.87	1.51	13.46	-1.78	-83.	497.86	474.36	35.72	54.05
1.08	1.92	14.25	10.32	-70.			35.72	54.05
1.30	2.26	14.10	1.90	-61.	500.66	477.16	34.56	51.94
1.52	2.53	13.50	12.80	-55.			33.28	49.62
1.73	2.73	12.90	3.29	-53.	502.41	478.91	31.91	47.14
1.95	2.87	11.43	13.12	-53.			30.46	44.49
2.17	2.94	10.90	2.56	-55.	503.16	479.66	29.00	41.84
2.38	2.95	10.75	-8.48	-59.	503.20	479.70	27.55	39.19
2.60	2.91	11.12	-.12	-65.			26.22	36.78
2.82	2.82	11.66	-4.46	-73.	502.71	479.21	24.94	34.46
3.03	2.68	12.27	2.69	-83.			23.66	32.13
3.25	2.50	11.08	9.51	-95.			22.38	29.81
3.47	2.29	9.48	-3.86	-109.	500.78	477.27	21.09	27.45
3.68	2.06	9.23	2.36	-125.			19.79	25.10
3.90	1.80	7.43	8.30	-141.			18.50	22.75
4.12	1.53	4.48	-5.89	-158.	497.95	474.44	17.17	20.34
4.33	1.26	4.13	-.49	-174.			15.74	17.72
4.55	.98	2.49	4.62	-188.			14.30	15.10
4.77	.72	-.34	9.44	-201.			12.86	12.49
4.98	.47	-.61	-5.90	-210.	493.99	470.49	11.48	9.99
5.20	.23	-1.19	-1.64	-216.			10.19	7.63
5.42	.02	-2.67	3.58	-217.			8.89	5.28
5.63	-.16	-3.23	-12.97	-215.	491.66	468.16	7.60	2.92
5.85	-.32	-1.75	-10.13	-208.			5.99	.00
6.07	-.44	-.73	-7.03	-196.			5.99	.00
6.28	-.55	-.14	-3.67	-181.			5.99	.00
6.50	-.62	.04	.00	-163.			5.99	.00

MAX. VALUES: 14.25 13.12 -53. 503.20 479.70

MIN. VALUES: -3.23 -18.06 -217. 491.66 468.16

APÉNDICE 2: CÁLCULO MECANICO DE LAS TUBERÍAS ACERROJADAS PARA 10 ATM

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Longitudes de
acerrojado**

	L01	L02
<i>Suelo</i>		
Consideración del relleno	si	si
Altura de cobertura	1,31	0,85
Densidad (t/m3)	2	2
Ángulo de rozamiento (º)	30	30
<i>Tubo</i>		
Gama	Std Ve	Std Ve
Tipo de revestimiento	Standard	Standard
Presión (bar)	10,0	10,0
Tipo :	STP	STP
Longitud de corte	-	7,77
<i>Accesorio</i>		
Tipo de accesorio	Codo aislado	Codos sucesivos
Codo nº1	45,00	45,00
Codo nº2	-	22,50
Diámetro nominal (mm)	600	600
<i>Fuerzas ejercidas</i>		
Tipo de empuje	Horizontal	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	150,60	150,60
Masa de las tierras (t/m)	1,66	1,08
Masa del agua (kg/m)	282,74	282,74
Coef. rozamiento	0,56	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	2,09	1,44
<i>Resultados de los cálculos</i>		
Empuje hidráulico (t)		
P1 =	24,71	24,71
P2 =	-	12,60
Coeficiente de seguridad	1,50	1,50
Longitudes a acerrojar (m)		
L1 =	11,30	17,28
L2 =	11,30	13,26
L1 disponible	no	no
L1 adicional necesaria	9,84	17,28
L2 disponible	no	si
L2 adicional necesaria	0,95	-
Volumen equivalente 1 necesario (m3)	20,33	21,42
Volumen equivalente 2 necesario (m3)	1,71	-

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Longitudes de
acerrojado**

	L03 Codos 1 y 2	L03 Codos 3 y 4	L03 Codo 5
Suelo			
Consideración del relleno	si	si	si
Altura de cobertura	2,63	2,63	1,67
Densidad (t/m3)	2	2	2
Ángulo de rozamiento (º)	30	30	30
Tubo			
Gama	Std Ve	Std Ve	Std Ve
Tipo de revestimiento	Standard	Standard	Standard
Presión (bar)	10,0	10,0	10,0
Tipo :	STP	STP	STP
Longitud de corte (m)	11,90	11,90	-
Accesorio			
Tipo de accesorio	Codos sucesivos	Codos sucesivos	Codo aislado
Codo nº1	22,50	22,50	45
Codo nº2	22,50	22,50	-
Diámetro nominal (mm)	800	800	800
Fuerzas ejercidas			
Tipo de empuje	Horizontal	Horizontal	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	256,30	256,30	256,30
Masa de las tierras (t/m)	4,43	4,43	2,81
Masa del agua (kg/m)	502,65	502,65	502,65
Coef. rozamiento	0,56	0,56	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	5,35	5,35	3,55
Resultados de los cálculos			
Empuje hidráulico (t)			
P1 =	22,15	22,15	43,44
P2 =	22,15	22,15	-
Coeficiente de seguridad	1,50	1,50	1,50
Longitudes a acerrojar (m)			
L1 =	4,35	4,35	11,66
L2 =	4,35	4,35	11,66
L1 disponible	Si	Si	Si
L1 adicional necesaria	-	-	-
L2 disponible	si	si	no
L2 adicional necesaria	-	-	11,00
Volumen equivalente 1 necesario (m3)	-	-	-
Volumen equivalente 2 necesario (m3)	-	-	33,58

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Longitudes de
acerrojado**

	L10A Codos 1 y 2	L10A Codos 3 y 4	L10A Codos 4 y 5
Suelo			
Consideración del relleno	si	si	si
Altura de cobertura	1,2	1,2	1,2
Densidad (t/m3)	2	2	2
Ángulo de rozamiento (º)	30	30	30
Tubo			
Gama	Std Vi	Std Vi	Std Vi
Tipo de revestimiento	Standard	Standard	Standard
Presión (bar)	10,0	10,0	10,0
Tipo :	STP	STP	STP
Longitud de corte (m)	7,46	12,17	12,25
Accesorio			
Tipo de accesorio	Codos sucesivos	Codos sucesivos	Codos sucesivos
Codo nº1	45,00	22,50	22,50
Codo nº2	22,50	22,50	22,50
Diámetro nominal (mm)	200	200	200
Fuerzas ejercidas			
Tipo de empuje	Horizontal	Horizontal	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	38,60	38,60	38,60
Masa de las tierras (t/m)	0,53	0,53	0,53
Masa del agua (kg/m)	31,42	31,42	31,42
Coef. rozamiento	0,56	0,56	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	0,63	0,63	0,63
Resultados de los cálculos			
Empuje hidráulico (t)			
P1 =	3,02	1,54	1,54
P2 =	1,54	1,54	1,54
Coeficiente de seguridad	1,50	1,50	1,50
Longitudes a acerrojar (m)			
L1 =	4,57	2,56	2,56
L2 =	2,56	2,56	2,56
L1 disponible	no	si	si
L1 adicional necesaria	1,62	-	-
L2 disponible	si	si	si
L2 adicional necesaria	-	-	-
Volumen equivalente 1 necesario (m3)	0,88	-	-
Volumen equivalente 2 necesario (m3)	-	-	-

	L10A Codo 6	L10A Codo 7	L10A Codos Verticales
Suelo			
Consideración del relleno	si	si	Si
Altura de cobertura	1,2	1,2	1,2
Densidad (t/m3)	2	2	2
Ángulo de rozamiento (º)	30	30	30
Tubo			
Gama	Std Vi	Std Vi	Std Vi
Tipo de revestimiento	Standard	Standard	Standard
Presión (bar)	10,0	10,0	10,0
Tipo :	STP	STP	STP
Longitud de corte (m)	-	-	1,60
Accesorio			
Tipo de accesorio	Codo aislado	Codo aislado	Bayoneta
Codo nº1	22,50	22,50	45,00
Codo nº2	-	-	45,00
Diámetro nominal (mm)	200	200	200
Fuerzas ejercidas			
Tipo de empuje	Horizontal	Horizontal	Vertical
Masa del tubo (kg/m)	38,60	38,60	38,60
Masa de las tierras (t/m)	0,53	0,53	0,53
Masa del agua (kg/m)	31,42	31,42	31,42
Coef. rozamiento	0,56	0,56	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	0,63	0,63	0,63
Resultados de los cálculos			
Empuje hidráulico (t)			
P1 =	3,02	3,02	3,02
P2 =	1,54	1,54	3,02
Coeficiente de seguridad	1,50	1,50	1,50
Longitudes a acerojar (m)			
L1 =	2,57	2,57	3,81
L2 =	2,57	2,57	5,47
L1 disponible	si	si	si
L1 adicional necesaria	-	-	-
L2 disponible	si	si	no
L2 adicional necesaria	-	-	4,71
Volumen equivalente 1 necesario (m3)	-	-	-
Volumen equivalente 2 necesario (m3)	-	-	2,55

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Longitudes de
acerrojado**

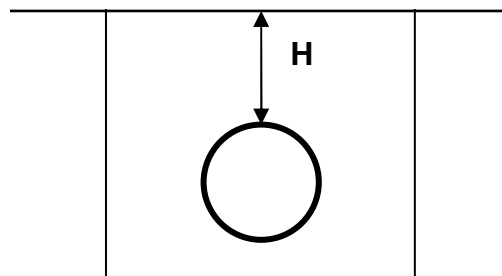
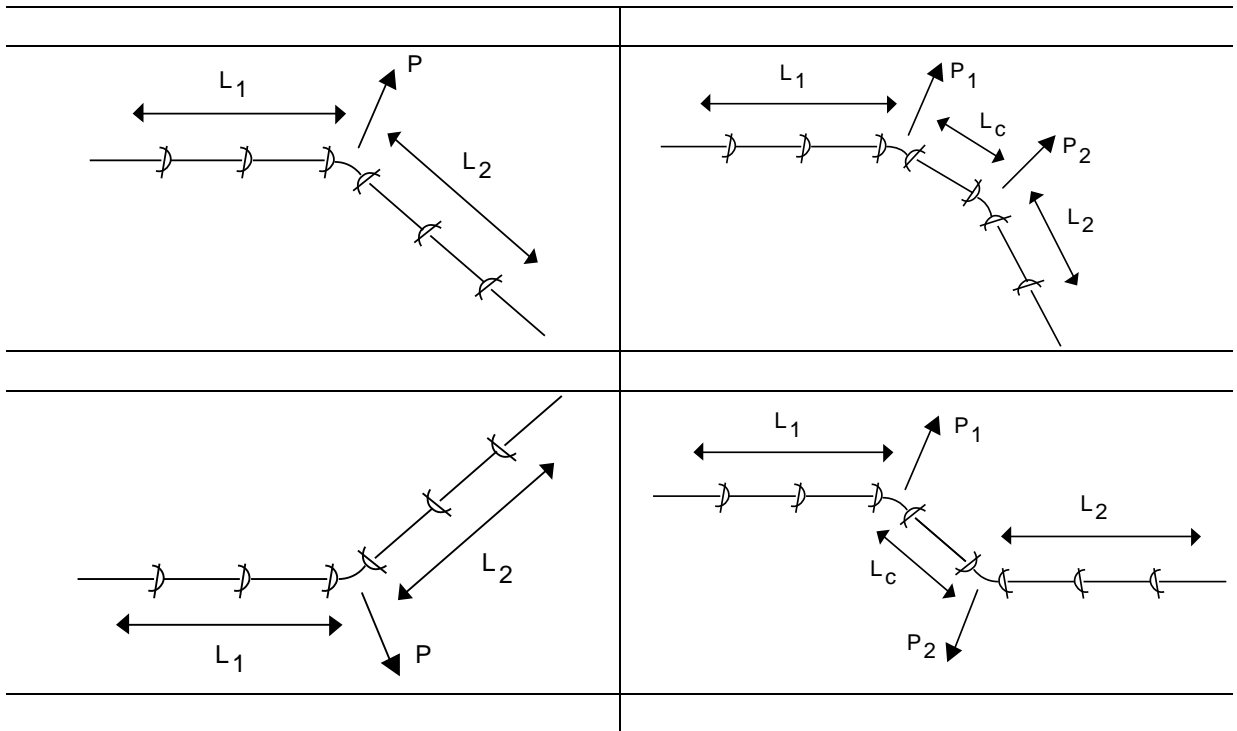
	L15 Codos 1 y 2	L15 Codo 3	L15 Codos 4 y 5	L15 Codos 6 y 7
Suelo				
Consideración del relleno	si	si	si	si
Altura de cobertura	1,44	1,44	1,44	1,44
Densidad (t/m3)	2	2	2	2
Ángulo de rozamiento (º)	30	30	30	30
Tubo				
Gama	Std Vi	Std Vi	Std Vi	Std Vi
Tipo de revestimiento	Standard	Standard	Standard	Standard
Presión (bar)	10,0	10,0	10,0	10,0
Tipo :	STP	STP	STP	STP
Longitud de corte (m)	6,00	-	9,98	52,31
Accesorio				
Tipo de accesorio	Codos sucesivos	Codo aislado	Codos sucesivos	Codos sucesivos
Codo nº1	45,00	45,00	45,00	11,25
Codo nº2	22,50	-	11,25	45,00
Diámetro nominal (mm)	200	200	200	200
Fuerzas ejercidas				
Tipo de empuje	Horizontal	Horizontal	Horizontal	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	38,60	38,60	38,60	38,60
Masa de las tierras (t/m)	0,64	0,64	0,64	0,64
Masa del agua (kg/m)	31,42	31,42	31,42	31,42
Coef. rozamiento	0,56	0,56	0,56	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	0,75	0,75	0,75	0,75
Resultados de los cálculos				
Empuje hidráulico (t)				
P1 =	3,02	3,02	3,02	0,77
P2 =	1,54	-	0,77	3,02
Coeficiente de seguridad	1,50	1,50	1,50	1,50
Longitudes a acerrojar (m)				
L1 =	3,85	3,86	3,85	1,14
L2 =	2,16	3,86	1,14	3,85
L1 disponible	no	si	si	si
L1 adicional necesaria	3,85	-	-	-
L2 disponible	si	si	si	si
L2 adicional necesaria	-	-	-	-
Volumen equivalente 1 necesario (m3)	2,48	-	-	-
Volumen equivalente 2 necesario (m3)	-	-	-	-

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Longitudes de
acerrojado**

	L16 Codos 1 y 2	L16 Codo 3
<i>Suelo</i>		
Consideración del relleno	si	si
Altura de cobertura	1,16	1,16
Densidad (t/m3)	2	2
Ángulo de rozamiento (°)	30	30
<i>Tubo</i>		
Gama	Std Ve	Std Vi
Tipo de revestimiento	Standard	Standard
Presión (bar)	10,0	10,0
Tipo :	STP	STP
Longitud de corte (m)	16,64	-
<i>Accesorio</i>		
Tipo de accesorio	Codos sucesivos	Codo aislado
Codo nº1	22,50	15,30
Codo nº2	22,50	-
Diámetro nominal (mm)	200	200
<i>Fuerzas ejercidas</i>		
Tipo de empuje	Horizontal	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	256,30	256,30
Masa de las tierras (t/m)	0,52	0,52
Masa del agua (kg/m)	31,42	31,42
Coef. rozamiento	0,56	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	0,61	0,61
<i>Resultados de los cálculos</i>		
Empuje hidráulico (t)		
P1 =	1,54	1,05
P2 =	1,54	-
Coeficiente de seguridad	1,50	1,50
Longitudes a acerrojar (m)		
L1 =	2,64	1,88
L2 =	2,64	1,88
L1 disponible	si	si
L1 adicional necesaria	-	-
L2 disponible	si	si
L2 adicional necesaria	-	-
Volumen equivalente 1 necesario (m3)	-	-
Volumen equivalente 2 necesario (m3)	-	-



**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Volúmenes de macizo
equivalente**

	L01
Suelo	
Consideración del relleno	si
Altura de cobertura	1,31
Densidad (t/m3)	2
Ángulo de rozamiento (º)	30
Tubo	
Gama	Std Ve
Tipo de revestimiento	Standard
Presión (bar)	10,0
Tipo :	STP
Longitud de corte	-
Accesorio	
Tipo de accesorio	Codo aislado
Codo nº1	45,00
Codo nº2	-
Diámetro nominal (mm)	600
Fuerzas ejercidas	
Tipo de empuje	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	150,60
Masa de las tierras (t/m)	1,66
Masa del agua (kg/m)	282,74
Coef. rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	2,09
Resultados de los cálculos	
Empuje hidráulico (t)	P1 = 24,71
	P2 = -
Coeficiente de seguridad	1,50
Longitudes a acerojar (m)	
	L1 = 11,30
	L2 = 11,30
L1 disponible	no
L1 adicional necesaria	9,84
L2 disponible	no
L2 adicional necesaria	0,95
Volumen equivalente 1 necesario (m3)	20,33
Volumen equivalente 2 necesario (m3)	1,71

	L01
<i>Cálculo Rozamiento restante</i>	
Longitud de acerojado restante (m)	11,30
Diámetro nominal (mm)	600
Diámetro exterior (mm)	635
Densidad (t/m3)	2
Altura de cobertura (m)	1,31
Ángulo de rozamiento interno (°)	30
We Peso terreno sobre tubería por metro (t/m)	1,66
Wp Peso tubo por metro (t/m)	0,1506
Ww Peso agua por metro (t/m)	0,282
K Factor de compactación	1,1
Coeficiente de rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento restante (t)	26,18
<i>Macizo equivalente para rozamiento requerido</i>	
Rozamiento requerido (t)	26,18
Peso específico del hormigón (t/m3)	2,3
Volumen equivalente de hormigón (m3)	20,33

	L01
<i>Cálculo Rozamiento restante</i>	
Longitud de acerojado restante (m)	0,95
Diámetro nominal (mm)	600
Diámetro exterior (mm)	635
Densidad (t/m3)	2
Altura de cobertura (m)	1,31
Ángulo de rozamiento interno (°)	30
We Peso terreno sobre tubería por metro (t/m)	1,66
Wp Peso tubo por metro (t/m)	0,1506
Ww Peso agua por metro (t/m)	0,282
K Factor de compactación	1,1
Coeficiente de rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento restante (t)	2,20
<i>Macizo equivalente para rozamiento requerido</i>	
Rozamiento requerido (t)	2,20
Peso específico del hormigón (t/m3)	2,3
Volumen equivalente de hormigón (m3)	1,71

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Volúmenes de macizo
equivalente**

L02

Suelo

Consideración del relleno	si
Altura de cobertura	0,85
Densidad (t/m3)	2
Ángulo de rozamiento (º)	30

Tubo

Gama	Std Ve
Tipo de revestimiento	Standard
Presión (bar)	10,0
Tipo :	STP
Longitud de corte	7,77

Accesorio

Tipo de accesorio	Codos sucesivos
Codo nº1	45,00
Codo nº2	22,50
Diámetro nominal (mm)	600

Fuerzas ejercidas

Tipo de empuje	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	150,60
Masa de las tierras (t/m)	1,08
Masa del agua (kg/m)	282,74
Coef. rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	1,44

Resultados de los cálculos

Empuje hidráulico (t)		
	P1 =	24,71
	P2 =	12,60
Coeficiente de seguridad		1,50
Longitudes a acerrojar (m)		
	L1 =	17,28
	L2 =	13,26
L1 disponible		no
L1 adicional necesaria		17,28
L2 disponible		si
L2 adicional necesaria		-
Volumen equivalente 1 necesario (m3)		21,42
Volumen equivalente 2 necesario (m3)		-

	L02
<i>Cálculo Rozamiento restante</i>	
Longitud de acerojado restante (m)	17,28
Diámetro nominal (mm)	600
Diámetro exterior (mm)	635
Densidad (t/m3)	2
Altura de cobertura (m)	0,85
Ángulo de rozamiento interno (°)	30
We Peso terreno sobre tubería por metro (t/m)	1,08
Wp Peso tubo por metro (t/m)	0,1506
Ww Peso agua por metro (t/m)	0,282
K Factor de compactación	1,1
Coeficiente de rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento restante (t)	27,59
<i>Macizo equivalente para rozamiento requerido</i>	
Rozamiento requerido (t)	27,59
Peso específico del hormigón (t/m3)	2,3
Volumen equivalente de hormigón (m3)	21,42

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Volúmenes de macizo
equivalente**

L03 Codo 5

Suelo

Consideración del relleno	si
Altura de cobertura	1,67
Densidad (t/m3)	2
Ángulo de rozamiento (º)	30

Tubo

Gama	Std Ve
Tipo de revestimiento	Standard
Presión (bar)	10,0
Tipo :	STP
Longitud de corte (m)	-

Accesorio

Tipo de accesorio	Codo aislado
Codo nº1	45
Codo nº2	-
Diámetro nominal (mm)	800

Fuerzas ejercidas

Tipo de empuje	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	256,30
Masa de las tierras (t/m)	2,81
Masa del agua (kg/m)	502,65
Coef. rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	3,55

Resultados de los cálculos

Empuje hidráulico (t)		
	P1 =	43,44
	P2 =	-
Coeficiente de seguridad		1,50
Longitudes a acerojar (m)		
	L1 =	11,66
	L2 =	11,66
L1 disponible		Si
L1 adicional necesaria		-
L2 disponible		no
L2 adicional necesaria		11,00
Volumen equivalente 1 necesario (m3)		-
Volumen equivalente 2 necesario (m3)		33,58

Cálculo Rozamiento restante

Longitud de acerojado restante (m)	11,00
Diámetro nominal (mm)	800
Diámetro exterior (mm)	842
Densidad (t/m ³)	2
Altura de cobertura (m)	1,67
Ángulo de rozamiento interno (°)	30

We Peso terreno sobre tubería por metro (t/m)	2,81
Wp Peso tubo por metro (t/m)	0,2563
Ww Peso agua por metro (t/m)	0,50265

K Factor de compactación	1,1
Coeficiente de rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento restante (t)	43,25

Macizo equivalente para rozamiento requerido

Rozamiento requerido (t)	43,25
Peso específico del hormigón (t/m ³)	2,3
Volumen equivalente de hormigón (m³)	33,58

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Volúmenes de macizo
equivalente**

L10A Codos 1 y 2

Suelo

Consideración del relleno	si
Altura de cobertura	1,2
Densidad (t/m3)	2
Ángulo de rozamiento (º)	30

Tubo

Gama	Std Vi
Tipo de revestimiento	Standard
Presión (bar)	10,0
Tipo :	STP
Longitud de corte (m)	7,46

Accesorio

Tipo de accesorio	Codos sucesivos
Codo nº1	45,00
Codo nº2	22,50
Diámetro nominal (mm)	200

Fuerzas ejercidas

Tipo de empuje	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	38,60
Masa de las tierras (t/m)	0,53
Masa del agua (kg/m)	31,42
Coef. rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	0,63

Resultados de los cálculos

Empuje hidráulico (t)		
	P1 =	3,02
	P2 =	1,54
Coeficiente de seguridad		1,50
Longitudes a acerojar (m)		
	L1 =	4,57
	L2 =	2,56
L1 disponible		no
L1 adicional necesaria		1,62
L2 disponible		si
L2 adicional necesaria		-
Volumen equivalente 1 necesario (m3)		0,88
Volumen equivalente 2 necesario (m3)		-

Cálculo Rozamiento restante

Longitud de acerojado restante (m)	1,62
Diámetro nominal (mm)	200
Diámetro exterior (mm)	222
Densidad (t/m ³)	2
Altura de cobertura (m)	1,2
Ángulo de rozamiento interno (°)	30

We Peso terreno sobre tubería por metro (t/m)	0,53
Wp Peso tubo por metro (t/m)	0,0386
Ww Peso agua por metro (t/m)	0,03142

K Factor de compactación	1,1
Coefficiente de rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento restante (t)	1,13

Macizo equivalente para rozamiento requerido

Rozamiento requerido (t)	1,13
Peso específico del hormigón (t/m ³)	2,3
Volumen equivalente de hormigón (m³)	0,88

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Volúmenes de macizo
equivalente**

L10A Codos Verticales

Suelo

Consideración del relleno	Si
Altura de cobertura	1,2
Densidad (t/m3)	2
Ángulo de rozamiento (º)	30

Tubo

Gama	Std Vi
Tipo de revestimiento	Standard
Presión (bar)	10,0
Tipo :	STP
Longitud de corte (m)	1,60

Accesorio

Tipo de accesorio	Bayoneta
Codo nº1	45,00
Codo nº2	45,00
Diámetro nominal (mm)	200

Fuerzas ejercidas

Tipo de empuje	Vertical
Masa del tubo (kg/m)	38,60
Masa de las tierras (t/m)	0,53
Masa del agua (kg/m)	31,42
Coef. rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	0,63

Resultados de los cálculos

Empuje hidráulico (t)		
	P1 =	3,02
	P2 =	3,02
Coeficiente de seguridad		1,50
Longitudes a acerojar (m)		
	L1 =	3,81
	L2 =	5,47
L1 disponible		si
L1 adicional necesaria		-
L2 disponible		no
L2 adicional necesaria		4,71
Volumen equivalente 1 necesario (m3)		-
Volumen equivalente 2 necesario (m3)		2,55

Cálculo Rozamiento restante

Longitud de acerojado restante (m)	4,71
Diámetro nominal (mm)	200
Diámetro exterior (mm)	222
Densidad (t/m ³)	2
Altura de cobertura (m)	1,2
Ángulo de rozamiento interno (°)	30

We Peso terreno sobre tubería por metro (t/m)	0,53
Wp Peso tubo por metro (t/m)	0,0386
Ww Peso agua por metro (t/m)	0,03142

K Factor de compactación	1,1
Coeficiente de rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento restante (t)	3,29

Macizo equivalente para rozamiento requerido

Rozamiento requerido (t)	3,29
Peso específico del hormigón (t/m ³)	2,3
Volumen equivalente de hormigón (m³)	2,55

**Proyecto de Renovación
del Depósito de
Colmenar Viejo (Madrid)**

Fecha : 29/05/2018

**Volúmenes de macizo
equivalente**

L15 Codos 1 y 2

Suelo

Consideración del relleno	si
Altura de cobertura	1,44
Densidad (t/m3)	2
Ángulo de rozamiento (º)	30

Tubo

Gama	Std Ve
Tipo de revestimiento	Standard
Presión (bar)	10,0
Tipo :	STP
Longitud de corte (m)	6,00

Accesorio

Tipo de accesorio	Codos sucesivos
Codo nº1	45,00
Codo nº2	22,50
Diámetro nominal (mm)	200

Fuerzas ejercidas

Tipo de empuje	Horizontal
Masa del tubo (kg/m)	38,60
Masa de las tierras (t/m)	0,64
Masa del agua (kg/m)	31,42
Coef. rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento (t/m)	0,75

Resultados de los cálculos

Empuje hidráulico (t)		
	P1 =	3,02
	P2 =	1,54
Coeficiente de seguridad		1,50
Longitudes a acerojar (m)		
	L1 =	3,85
	L2 =	2,16
L1 disponible		no
L1 adicional necesaria		3,85
L2 disponible		si
L2 adicional necesaria		-
Volumen equivalente 1 necesario (m3)		2,48
Volumen equivalente 2 necesario (m3)		-

Cálculo Rozamiento restante

Longitud de acerojado restante (m)	3,85
Diámetro nominal (mm)	200
Diámetro exterior (mm)	222
Densidad (t/m ³)	2
Altura de cobertura (m)	1,44
Ángulo de rozamiento interno (°)	30

We Peso terreno sobre tubería por metro (t/m)	0,64
Wp Peso tubo por metro (t/m)	0,0386
Ww Peso agua por metro (t/m)	0,03142

K Factor de compactación	1,1
Coeficiente de rozamiento	0,56
Fuerza de rozamiento restante (t)	3,20

Macizo equivalente para rozamiento requerido

Rozamiento requerido (t)	3,20
Peso específico del hormigón (t/m ³)	2,3
Volumen equivalente de hormigón (m³)	2,48