Anejo nº 3.
Cálculos mecánicos

ANEJO Nº 3.- CÁLCULOS MECÁNICOS

ÍNDICE

1. Introducción 1

2. Ataguía de embocadura de entrada 1

2.1. Espesor de la chapa de la ataguía 2

2.2. Cálculo de los soportes.....3

3. Pieza metálica de acometida a la embocadura de entrada del sifón 3

4. Comprobación de la tubería de hormigón armado con camisa de chapa 5

5. Anclajes 6

6. Muro de cierre de la embocadura de salida 8

6.1. Comprobación al vuelco 8

6.2. Armaduras 9

APÉNDICE 1.- APOYO GRANULAR A 90º

APÉNDICE 2.- APOYO GRANULAR A 120º

1. Introducción

Las obras que se incluyen en este proyecto son exclusivamente las actuaciones necesarias para aumentar la capacidad de transporte del sifón nº 8 del canal del Piedras, de manera que se pueda satisfacer la demanda de agua bruta prevista en los puntos de entrega. Esta actuación consiste en la sustitución de la conducción de menor diámetro de este sifón (la de ø 1.500 mm de diámetro) por otra mayor (ø 2.500 mm) y adaptación de la conexión de la nueva tubería con las boquillas de entrada y salida, realizando las modificaciones necesarias en las mismas para adaptarlas a la nueva conducción.

En este anejo se realizan los cálculos mecánicos correspondientes a la comprobación estructural de la ataguía de aguas arriba necesaria para aislar la zona de trabajo, el cálculo de las piezas metálicas de acometida al canal, la comprobación mecánica de la tubería de hormigón armado con camisa de chapa DN 2500 mm, el cálculo de los anclajes y el cálculo del muro de cierre de la embocadura de salida del canal.

2. Ataguía de embocadura de entrada

En el sifón nº 8 del canal del Piedras se dejaron embebidos en el paramento del hormigón de la boquilla de entrada del conducto ø 1.500 mm sendos perfiles en U, en los que se alojó la ataguía de la cámara de entrada con las que se realizó la obra. Se ha previsto reaprovecharla para alojar la nueva ataguía temporal que permita realizar los trabajos de sustitución del conducto existente por el nuevo de diámetro superior.

El perfil metálico existente, que conforma la ranura de alojamiento de la ataguía es de 30 mm. Este perfil es demasiado pequeño, por lo que las chapas metálicas que conforman la ataguía han de ser sustentadas y apeadas contra los muros frontales mediante otros perfiles más robustos. En el diseño que se incluye en este proyecto la ataguía de la cámara de entrada está formada por chapas de acero al carbono S235JR de 12 mm de espesor, que apoyan sobre tres perfiles laminados IPE-200 con disposición vertical, empotrados en la solera de la cámara y apeados por la parte superior contra el muro frontal de ésta. La separación entre perfiles es de 0,60 m en los vanos centrales y 0,475 m en los laterales. Los 3 perfiles IPE-200 tienen las cabezas arriostradas con dos angulares 100.100.10 de 2,15 m (de pared a pared) que impiden el movimiento transversal de los soportes.

La altura de esta ataguía se eleva hasta la coronación de la cámara de entrada al sifón nº 8, y adaptando el ancho a las medidas reales.

2.1. Espesor de la chapa de la ataguía

El espesor de la chapa se fija en 12 mm. La tensión máxima de trabajo del acero es de unos 500 kg/cm^2 para carga hidrostática de 4 m de altura.

Momento de inercia de la chapa:

$$I = \frac{1}{12} bc^3 = \frac{1}{12} \times 100 \times 1{,}2^3 = 14{,}40 \text{ cm}^4$$

Momento flector suponiendo la chapa sustentada por los perfiles (efecto similar a un empotramiento en el punto de apoyo):

$$M = \frac{1}{12} bl^2 = \frac{1}{12} \times 4.000 \times 0{,}60^2 \text{ m kg} = 12.000 \text{ cm kg}$$

Tensión de trabajo:

$$\sigma = \frac{12.000 \times 0{,}60}{14{,}40} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

La chapa metálica sin la sustentación de los soportes resiste una carga de agua pequeña. Esta situación de carga puede producirse durante la prueba, en la que se llena el sifón hasta rebasar el nivel del agua en las cámaras de entrada y salida. Un incremento diferencial de 1 m de desnivel haría trabajar a la chapa a una tensión de 2.520 kg/cm^2, que está prácticamente al borde del colapso.

$$M = \frac{1}{8} pl^2 = \frac{1}{8} \times 1.000 \times 2{,}20^2 \text{ m kg} = 60.500 \text{ cm kg}$$

$$\sigma = \frac{60.500 \times 0{,}60}{14{,}40} = 2.520 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto si se hiciese trabajar a la ataguía al revés para realizar con ella la prueba de estanqueidad de la nueva tubería instalada en el sifón, es necesario mantener el nivel del agua en el canal de manera que se contrarreste la presión hidrostática de uno y otro lado, sin rebasar el desnivel de 1 m entre ambas láminas de agua.

2.2. Cálculo de los soportes

Los soportes son IPE-200 anclados a la solera y apuntalados a 3 m de altura contra la pared frontal. Suponiendo que el anclaje a la solera se comporta como un apoyo y que hay 4 m de altura de agua, el momento máximo es:

$$M = \frac{1 \times 3^2}{8} + 0{,}128 \times 3^3 \quad 0{,}60 = 2{,}75 \text{ mt} = 275.000 \text{ cm kg}$$

Para una tensión admisible de 1.600 kg/cm^2, el momento resistente necesario sería:

$$R = \frac{275.000}{1.600} = 172 \text{ cm}^3$$

El perfil IPE-200 tiene un R = 194 cm^3, luego es suficiente.

El diseño de los soportes de la ataguía no está preparado para trabajar al revés, por lo que si se realiza la prueba sellando las chapas por el lado contrario los soportes no realizan función resistente alguna, salvo que en la ejecución de la obra se habiliten para ello.

3. Pieza metálica de acometida a la embocadura de entrada del sifón

La pieza metálica de acometida a la cámara de entrada del sifón es de chapa de acero de 10 mm de espesor, reforzada con pletinas 100 x 10 con disposición en cuadrícula.

El objetivo de las pletinas es evitar el aplastamiento de la chapa durante el transporte y durante el proceso de hormigonado. Por lo tanto las chapas de esta pieza tienen que resistir el empuje del hormigón fresco. El hormigonado en altura debe hacerse por tongadas con espesor máximo de 0,50 m, esperando a que fragüe cada tongada antes de echar la capa superior, con lo que se evita que aparezca un empuje lateral excesivo. Sin embargo al poner la capa de base y la capa de cubierta, todo el peso del hormigón cargaría sobre la pieza especial (en la de abajo por subpresión que tiende a que la pieza flote y en la de arriba por carga directa del hormigón sobre el lado superior).

Para una luz de 2,15 m y una capa de hormigón de 0,50 m, el momento flector es:

$$M = \frac{1}{8} \text{ x } 0{,}50 \text{ x } 2{,}50 \text{ x } 2{,}15^2 = 0{,}72 \text{ mt/m}$$

En el cálculo se considera un elemento de 0,30 m de anchura, al cual le corresponde una pletina de rigidización. Para este elemento de cálculo el momento flector es

$$M = 0{,}72 \text{ x } 0{,}30 = 0{,}22 \text{ mt}$$

El centro de gravedad (situación del eje X-X) está a una distancia V de la cara interior del conducto, dada por la expresión:

$$V = \frac{0{,}5\,be + h\,(e + 0{,}5\,h)}{b + h} = \frac{0{,}5 \text{ x } 30 + 10 \text{ x } 6}{40} = 1{,}875 \text{ cm}$$

El momento de inercia viene dado por la expresión:

$$I_x = \frac{e\,h^3}{12} + e\,h\,v_2^2 + \frac{b\,e^3}{12} + b\,e\,v_1^2$$

siendo:

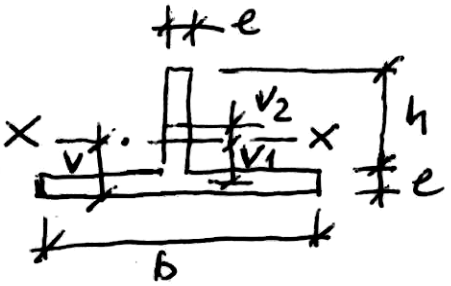
b = 30 cm ancho del elemento

h = 10 cm altura de la pletina

e = 1 cm espesor de las chapas

v_1 = 1,375 cm

v_2 = 4,125 cm



con lo que resulta:

$$I = \frac{1 \times 10^3}{12} + 10 \text{ x } 4{,}125^2 + \frac{30 \times 1^3}{12} + 30 \text{ x } 1{,}375^2 = 312{,}71 \text{ cm}^4$$

La tensión máxima de trabajo a compresión de la chapa de acero es:

$$\sigma = \frac{2.200 \text{ cm kg x } 9{,}125 \text{ cm}}{312{,}71 \text{ cm}^4} = 64{,}20 \text{ kg/cm}^2$$

que es muy pequeña y no tiene problemas de pandeo lateral. Los rigidizadores que se han proyectado permitirían echar capas de hormigón mayores, pero no es recomendable ya que la pieza completa tenderá a flotar, por lo que si se hiciese conviene anclarla convenientemente a la solera de apoyo.

4. Comprobación de la tubería de hormigón armado con camisa de chapa

Se han realizado los cálculos de la tubería de hormigón armado con camisa de chapa de 2500 mm de diámetro interior para la hipótesis de una altura de tierras sobre la tubería de 3 metros sobre la generatriz superior del conducto y una presión de trabajo de 4 atm (mayorada con un coeficiente de seguridad alto de 4, ya que la diferencia de cota entre el nivel de agua y el punto más bajo no supera los 10 metros en ningún momento, aunque se modifique el perfil longitudinal por servicios afectados).

Las características fundamentales de la tubería son:

- La resistencia característica del hormigón a compresión es 35 Mpa
- La resistencia característica del acero es 210 Mpa
- Diámetro interior: 2500 mm
- Espesor: 205 mm
- Recubrimiento interior: 50 mm
- Recubrimiento exterior: 30 mm

En esta hipótesis de cálculo se han supuesto dos apoyos distintos para la tubería, resultando ambos satisfactorios. Estos apoyos son:

- Apoyo sobre cama granular a 90º: Este cálculo se acompaña en el apéndice 1 del presente anejo.
- Apoyo sobre cama de hormigón a 120º: Está cálculo se acompaña en el apéndice 2 del presente anejo.

5. Anclajes

En el sifón nº 8 del canal del Piedras existen cambios de dirección (en horizontal y vertical) resueltos con codos. Aunque estos son de ángulo reducido y la carga es pequeña, todos ellos se han recibido con hormigón con el que se transmiten los empujes al hastial o a la solera de la zanja o bien actúan como contrapeso evitando que se pueda levantar la tubería.

El empuje en los codos viene dado por la expresión

$$E = 2\ P\ S\ \text{sen}\ \frac{\alpha}{2}$$

siendo:

E = empuje en t

P = carga de agua en t/m^2

S = sección de la tubería (4,91 m^2)

α = ángulo del codo

El macizo de anclaje colocado en los codos tiene un peso unitario (toneladas por metro longitudinal de anclaje) de

$$P = ((((3{,}50 + 0{,}5 \times 3{,}40) \times 3{,}40) - 4{,}91) \times 2{,}35) + 4{,}91 = 35\ t/m$$

Si se supone que el terreno está saturado totalmente, el peso unitario sería:

$$P_s = (((3{,}50 + 0{,}5 \times 3{,}40) \times 3{,}40) - 4{,}91) \times 1{,}35 = 17\ t/m$$

El empuje lateral que absorbe el anclaje, dado también en toneladas por metro longitudinal de anclaje, para una carga portante máxima transmitida al terreno de 0,5 kg/cm^2, es de

$$E_L = 3{,}40\ m \times 5\ t/m^2 = 17\ t/m$$

El empuje que resiste el terreno por rozamiento, dado también por metro longitudinal de anclaje, para un ángulo de rozamiento de 25º, es de:

$$E_R = 35 \text{ tg } 25º = 16 \text{ t/m}$$

Con terreno saturado la resistencia por rozamiento del terreno se reduce a la mitad:

$$E_{RS} = 17 \text{ tg } 25º = 8 \text{ t/m}$$

En resumen el peso del anclaje es de 35 t/m, pero con terreno saturado (teniendo en cuenta la subpresión) el peso efectivo se reduce a 17 t/m. Por otro lado, el empuje horizontal resistido por el terreno será la suma del empuje absorbido por la pared lateral (17 t/m) más el del rozamiento que produce la carga efectiva del anclaje (si se supone el terreno saturado sería de 8 t/m); en la situación pésima el empuje horizontal resistido por el terreno es de 17 + 8 = 25 t/m.

Estos valores de la capacidad resistente del anclaje permiten definir la longitud estricta necesaria que han de tener estos para absorber el empuje de la tubería. Sin embargo, las longitudes de los macizos de anclaje que se han previsto y valorado son superiores a las estrictamente necesarias, al venir condicionadas por las dimensiones de las propias piezas especiales, que han de quedar íntegramente cubiertas por el hormigón del anclaje.

En el sifón nº 8 la cota de lámina de agua es la 45,20 m por lo que la presión máxima P en el punto de ubicación de los codos será la diferencia de altura entre la cota de lámina de agua y la de la posición de la pieza especial. Los empujes sobre los codos son los siguientes:

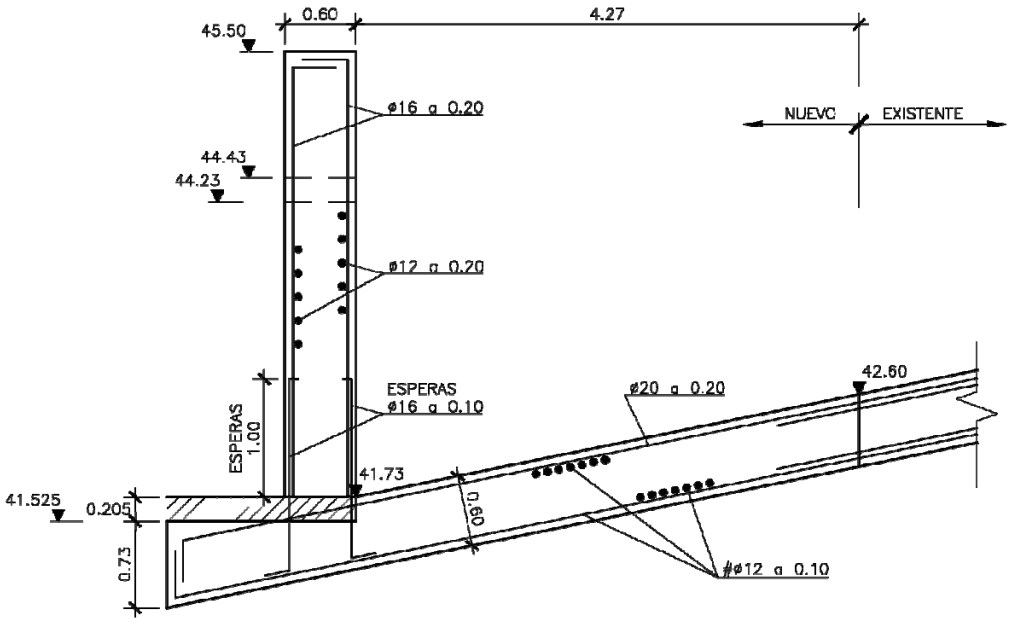
Situación del codo	Ángulo (α)	P (t/m^2)	E (t)	Sentido del empuje
Acometida de entrada	0,17º	3,6	0,1	Vertical ascendente
P.K. 0+018	29,77	3,7	9,3	Horizontal
P.K. 0+068	8,68º	3,8	2,9	Horizontal
P.K. 0+109	21,74º	4,0	7,3	Horizontal

Todos los empujes generados por los cambios de dirección del sifón son muy inferiores a los absorbidos por un anclaje de 1 m de longitud. Sin embargo, la longitud del anclaje siempre es mayor al estar condicionada por la dimensión de la pieza especial, no por las cargas que ha de transmitir al terreno. El posible cambio de dirección que se produciría en el punto de ubicación del desagüe del sifón estaría además recogido por la arqueta en la que se alojaría la pieza especial.

En resumen, las cargas realmente transmitidas al terreno siempre serán muy inferiores a la capacidad resistente de los anclajes proyectados.

6. Muro de cierre de la embocadura de salida

Este muro de cierre de la embocadura de salida que se realizará con la tubería de ø 2.500 mm instalada tiene disposición en L con alzado de 0,60 m de espesor y altura máxima previsible de 4,0 m sobre una solera de 0,60 m de canto, la cual dispone tanto de puntera como talón. La disposición geométrica de la sección tipo del muro es la de la figura adjunta.



SECCIÓN A-A

6.1. Comprobación al vuelco

Primero, se calculan los momentos estabilizantes y de vuelco para verificar la estabilidad del muro.

Peso propio:

Solera: P_1 = 4,20 x 0,60 x 2,40 = 6,00 t/m

Muro: P_2 = 0,60 x 4,00 x 2,40 = 5,80 t/m

Tierras: P_T = 2,20 x 3,50 x 1,80 = 13,90 t/m

Momento estabilizante:

$$M_E = 6{,}00 \times 2{,}10 + 5{,}80 \times 4{,}50 = 38{,}7 \text{ mt/m}$$

Momento de vuelco (para c = 0 t/m^2; φ = 35º (λ_a = 0,27); γ = 1,80 t/m^3; tráfico 1 t/m^2; con nivel freático a 3,0 metros del punto de vuelco):

$$M_v = \frac{1}{6} \times 0{,}27 \times 1{,}80 \times 4{,}6^3 + \frac{1}{6} \times 3{,}0^3 + \frac{1}{2} 0{,}27 \times 4{,}6^2 = 15{,}2 \text{ mt/m}$$

Coeficiente de seguridad al vuelco con drenaje inoperativo:

$$K = \frac{38{,}7}{15{,}2} = 2{,}5$$

Este coeficiente de seguridad es suficiente, sobre todo teniendo en cuenta que en la hipótesis de cálculo se ha supuesto que concurren simultáneamente un conjunto de acciones que dan lugar a una situación de trabajo muy pesimista. Además, no se ha contabilizado los efectos estabilizantes producidos por la sección de canal y las tierras sobre las que se ejecuten los muros laterales del mismo.

6.2. Armaduras

En el alzado del muro se utiliza redondo ø 16 como armadura vertical en ambas caras y redondo ø 12 como armadura de horizontal en ambas caras.

El momento de cálculo en el nudo de entronque de la solera con el alzado es el siguiente:

$$M_d = 1{,}6 \times \left(\frac{1}{6} \times 0{,}27 \times 1{,}8 \times 4^3 + \frac{1}{6} \times 3{,}5^3 + \frac{1}{2} 0{,}27 \times 4^2 \right) = 23{,}2 \text{ mt/m}$$

La capacidad mecánica de la sección de acero precisa (para hormigón HA-30) viene dada por las expresiones:

$$U_o = 0{,}85 f_{cd} bd = 0{,}85 \times 2000 \times 0{,}55 = 935 \text{ t/m}$$

$$U_s = U_o\left(1-\left(1-\frac{2M_d}{U_o d}\right)^{1/2}\right) = 935\times\left(1-\left(1-\frac{2\times 23{,}2}{935\times 0{,}55}\right)^{1/2}\right) = 43{,}2 \text{ t/m}$$

lo que se cubren con la armadura dispuesta es 10 ø 16 pml = 20 cm²/m. No se ha tenido en cuenta el esfuerzo axil por ser una carga favorable.

Cuantía geométrica mínima (con acero B 500 S):

$$A_{s,mín} = 0{,}9\times 10^{-3}\times 100\times 60 = 5{,}4 \text{ cm}^2\text{/m}$$

También se cumple la limitación exigida en el art. 42 de la EHE-08 referente a la capacidad mecánica de la sección de hormigón, sin tener que acudir siquiera a la minoración del coeficiente α, admitido por la Norma.

$$A_s \geq 0{,}04\times A_c\times\frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04\times 6.000\times\frac{200}{4.348} = 11{,}00 \text{ cm}^2\text{/m}$$

que también se cumple con holgura.

El momento de cálculo a 1 m de altura sobre la cara superior de la solera es de

$$M_d = 1{,}6\times\left(\frac{1}{6}\times 0{,}27\times 1{,}8\times 3{,}0^3 + \frac{1}{6}\times 2{,}5^3 + \frac{1}{2}0{,}27\times 3{,}0^2\right) = 9{,}60 \text{ mt/m}$$

Resultando un valor inferior a la mitad del obtenido para el nudo de entronque con la solera, por lo que la armadura principal también puede reducirse a la mitad.

La armadura de reparto dispuesta es ø 12 a 0,20 m, cuya sección de acero es 5,65 cm²/m. En la cara exterior se dispone # 0,16 a 0,20 m.

En la solera se utiliza redondo ø 20 como armadura principal (cara superior) y se mantiene el espesor de hormigón en 0,60 m, con lo que la capacidad mecánica de éste es

$$U_o = 0{,}85\times 2.000\times 0{,}55 = 935 \text{ t/m}$$

El esfuerzo axil (N = 10,1 t/m) es desfavorable, por lo que ha de añadirse a la capacidad mecánica del acero que se precisa para absorber el momento, resultando

$$U_s = 935\left(1 - \left(1 - \frac{2 \times 23{,}2}{935 \times 0{,}55}\right)^{1/2}\right) + 10{,}1 = 53{,}3 \text{ t/m}$$

por lo que resulta la siguiente cuantía de acero la de los alzados.

$$A_s = \frac{43{,}2}{4{,}35} = 12{,}2 \text{ cm}^2\text{/m}$$

Se disponen 5 ø 20 pml como armadura principal de la cara superior de la solera (15,7 cm^2/m). Como armadura de reparto se dispone ø 12 a 0,10 m y en la cara inferior # ø 12 a 0,10 m.

APÉNDICE 1

APOYO GRANULAR A 90º

AMPLIACIÓN DEL SIFÓN 8 DEL CANAL DEL PIEDRAS EN CARTAYA (HUELVA)

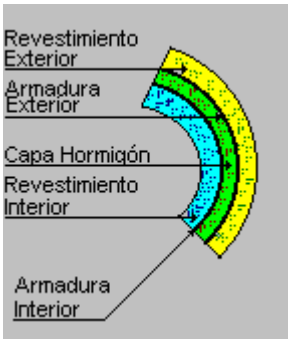
DIAMETRO 2500 MDP=4

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia característica del hormigón a compresión : 35,0 MPa
Resistencia característica del hormigón a tracción : 2,2 MPa
Resistencia característica del acero : 210,0 MPa
Resistencia de cálculo del acero : 140,0 MPa

Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón : 1,50

NIVEL DE CONTROL : Intenso
GOLPE DE ARIETE : CALCULADO
TIPO DE TUBO : hormigón armado con camisa



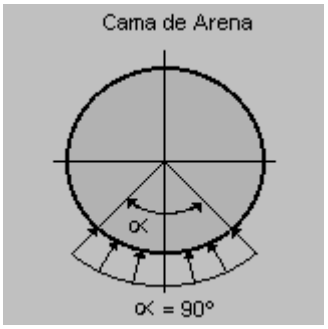
CARACTERISTICAS DEL TUBO

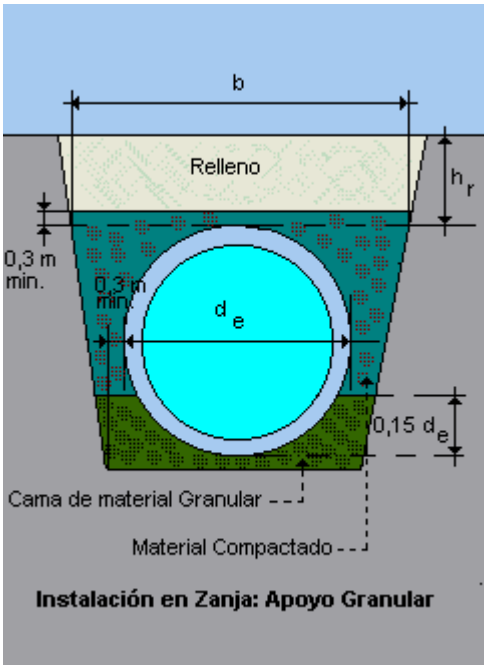
Diámetro interior : 2500 mm
Espesor : 205 mm
Recubrimiento interior : 50 mm
Recubrimiento exterior : 30 mm

Densidad del material del tubo : 2,500 t/m3

DATOS DEL RELLENO Y DE LA COLOCACION

Tipo de cuna : Granular 90º
Tipo de colocación : Zanja, relleno compactado





DIAMETRO 2500 MDP=4

DATOS DEL RELLENO Y DE LA COLOCACION (CONTINUACION)

Densidad del relleno : 1,800 t/m3
Angulo de rozamiento interno del relleno : 30º
Ancho de la zanja (b): 4,754 m
Tipo de relleno : Cohesivo, Arena Arcillosa (0,150)

DATOS DE LAS HIPOTESIS DE CALCULO

Carga : Eje de 13 Toneladas
Coeficiente de impacto : 1,00

Tierr HR	Carg de tierras (zanja)		Carg de tierras (terraplén)		Carg de tierras (adoptada)		Cargas móviles		Carga vertical total	
M	kN/m2	kN/m	kN/m2	kN/m	kN/m2	kN/m	kN/m2	kN/m	kN/m2	kN/m
1,00	17,4	50,8	19,2	56,0	17,4	50,8	0,0	0,0	17,4	50,8
3,00	49,2	143,2	66,3	192,9	49,2	143,2	5,0	14,5	54,2	157,6

DIAMETRO 2500 MDP=4 **HR= 3,000 m**

di (mm)	de (mm)	GAMMAH (t/m3)	GAMMAT (t/m3)	LAMBDA	Q (kN/m2)	CUNA	
2500	2910	2,500	1,800	0,333	54,17	Granular	90º

HIPOTESIS Peso propio

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	3,71	1,98
RIÑONES	-4,31	-10,89
SOLERA	4,91	-11,00

HIPOTESIS Peso del fluido

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	4,18	10,04
RIÑONES	-4,86	3,35
SOLERA	5,54	11,04

HIPOTESIS Carga 1 metro de Tierras(total)

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	4,27	-13,28
RIÑONES	-4,68	-33,56
SOLERA	5,18	-33,57

HIPOTESIS Esfuerzos por Carga vertical pura por tierras

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	24,59	3,86
RIÑONES	-25,37	-71,58
SOLERA	26,13	-33,51

DIAMETRO 2500 MDP=4 **HR= 3,000 m**

HIPOTESIS Carga Móvil

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	2,49	0,39
RIÑONES	-2,56	-7,24
SOLERA	2,64	-3,39

HIPOTESIS Empuje lateral con carga móvil

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	-11,41	-33,72
RIÑONES	12,01	0,00
SOLERA	-11,72	-29,63

HIPOTESIS Empuje Lateral sin carga móvil

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	-10,66	-31,32
RIÑONES	11,26	0,00
SOLERA	-11,02	-27,91

HIPOTESIS Carga de tímpanos

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	1,46	1,35
RIÑONES	-2,19	-8,18
SOLERA	2,45	-4,74

DIAMETRO 2500 MDP=4 **HR= 3,000 m**
CASO NUMERO 1/ 1 : DP: 0,400 MPa MDP: 0,400 MPa

fck	fct	fyd	e	ri	re
35,0	2,23	140,0	0,205	0,050	0,030

HIPOTESIS: DP = 0,400 MPa
MDP = 0,400 MPa
STP = 0,500 MPa
PP = 0,500 MPa

	CLAVE		RIÑONES		SOLERA	
TUBO	M	N	M	N	M	N
PP NETA	0,00	625,00	0,00	625,00	0,00	625,00
VACIO + TIERRAS + MOVILES	20,84	-26,14	-22,43	-97,88	24,42	-82,27
STP + 1 M TIERRAS	12,17	623,74	-13,86	583,91	15,62	591,47
DP + FIJAS + MOVILES	25,02	483,90	-27,29	405,47	29,95	428,78
MDP + FIJAS	23,28	485,91	-25,47	412,71	28,01	433,88

Hipótesis:	Armadura total (cm2/m)
PP NETA	44,6
VACIO + TIERRAS + MOVILES	22,9
STP + 1 M TIERRAS	58,3
DP + FIJAS + MOVILES	65,5
MDP + FIJAS	63,3

ARMADURA INTERIOR 35,0 cm2/m
ARMADURA EXTERIOR 30,5 cm2/m

TOTAL ARMADURA 65,5 cm2/m

APÉNDICE 2

APOYO GRANULAR A 120º

AMPLIACIÓN DEL SIFÓN 8 DEL CANAL DEL PIEDRAS EN CARTAYA (HUELVA)

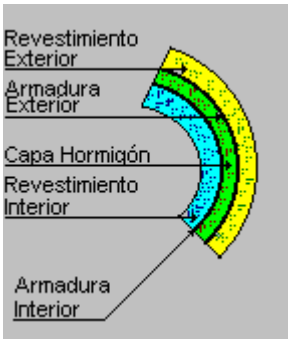
DIAMETRO 2500 MDP=4

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia característica del hormigón a compresión	:	35,0 MPa
Resistencia característica del hormigón a tracción	:	2,2 MPa
Resistencia característica del acero	:	210,0 MPa
Resistencia de cálculo del acero	:	140,0 MPa

Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón : 1,50

NIVEL DE CONTROL : Intenso
GOLPE DE ARIETE : CALCULADO
TIPO DE TUBO : hormigón armado con camisa



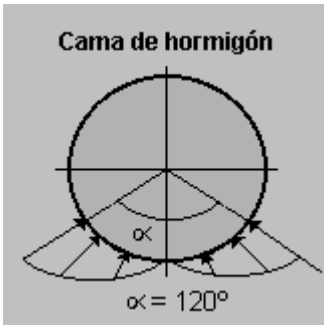
CARACTERISTICAS DEL TUBO

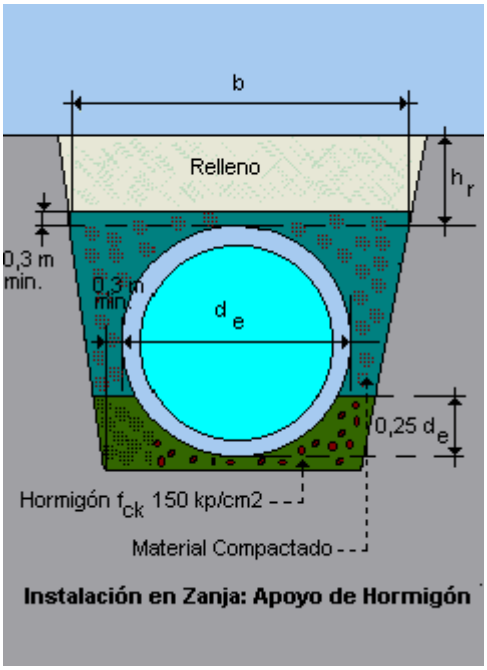
Diámetro interior	:	2500 mm
Espesor	:	205 mm
Recubrimiento interior	:	50 mm
Recubrimiento exterior	:	30 mm

Densidad del material del tubo : 2,500 t/m3

DATOS DEL RELLENO Y DE LA COLOCACION

Tipo de cuna : Hormigón 120º
Tipo de colocación : Zanja, relleno compactado





DIAMETRO 2500 MDP=4

DATOS DEL RELLENO Y DE LA COLOCACION (CONTINUACION)

Densidad del relleno : 1,800 t/m3
Angulo de rozamiento interno del relleno : 30º
Ancho de la zanja (b): 4,754 m
Tipo de relleno : Cohesivo, Arena Arcillosa (0,150)

DATOS DE LAS HIPOTESIS DE CALCULO

Carga : Eje de 13 Toneladas
Coeficiente de impacto : 1,00

Tierr HR	Carg de tierras (zanja)		Carg de tierras (terraplén)		Carg de tierras (adoptada)		Cargas móviles		Carga vertical total	
M	kN/m2	kN/m	kN/m2	kN/m	kN/m2	kN/m	kN/m2	kN/m	kN/m2	kN/m
1,00	17,4	50,8	19,2	56,0	17,4	50,8	0,0	0,0	17,4	50,8
3,00	49,2	143,2	66,3	192,9	49,2	143,2	5,0	14,5	54,2	157,6

DIAMETRO 2500 MDP=4 **HR= 3,000 m**

di (mm)	de (mm)	GAMMAH (t/m3)	GAMMAT (t/m3)	LAMBDA	Q (kN/m2)	CUNA
2500	2910	2,500	1,800	0,333	54,17	Hormigón 120º

HIPOTESIS Peso propio

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	1,83	-1,06
RIÑONES	-2,09	-10,89
SOLERA	-1,35	-17,27

HIPOTESIS Peso del fluido

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	2,06	6,62
RIÑONES	-2,36	3,35
SOLERA	-1,52	3,98

HIPOTESIS Carga 1 metro de Tierras(total)

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	1,81	-17,26
RIÑONES	-1,77	-33,56
SOLERA	-3,11	-37,96

HIPOTESIS Esfuerzos por Carga vertical pura por tierras

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	18,39	-6,12
RIÑONES	-18,07	-71,58
SOLERA	5,56	-54,11

DIAMETRO 2500 MDP=4 **HR= 3,000 m**

HIPOTESIS Carga Móvil

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	1,86	-0,62
RIÑONES	-1,83	-7,24
SOLERA	0,56	-5,47

HIPOTESIS Empuje lateral con carga móvil

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	-10,70	-32,58
RIÑONES	11,18	0,00
SOLERA	-9,52	-21,11

HIPOTESIS Empuje Lateral sin carga móvil

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	-9,99	-30,24
RIÑONES	10,47	0,00
SOLERA	-8,93	-19,84

HIPOTESIS Carga de tímpanos

SECCION	MOMENTO(m.kN)	AXIL(kN)
CLAVE	0,75	0,21
RIÑONES	-1,36	-8,18
SOLERA	0,10	-7,10

DIAMETRO 2500 MDP=4 **HR= 3,000 m**
CASO NUMERO 1/ 1 : DP: 0,400 MPa MDP: 0,400 MPa

fck	fct	fyd	e	ri	re
35,0	2,23	140,0	0,205	0,050	0,030

HIPOTESIS: DP = 0,400 MPa
MDP = 0,400 MPa
STP = 0,500 MPa
PP = 0,500 MPa

	CLAVE		RIÑONES		SOLERA	
TUBO	M	N	M	N	M	N
PP NETA	0,00	625,00	0,00	625,00	0,00	625,00
VACIO + TIERRAS + MOVILES	12,13	-40,17	-12,17	-97,88	-4,64	-105,06
STP + 1 M TIERRAS	5,69	613,31	-6,23	583,91	-5,98	573,74
DP + FIJAS + MOVILES	14,19	466,45	-14,53	405,47	-6,16	398,91
MDP + FIJAS	13,04	469,41	-13,40	412,71	-6,14	405,66

Hipótesis:	Armadura total (cm2/m)
PP NETA	44,6
VACIO + TIERRAS + MOVILES	22,9
STP + 1 M TIERRAS	50,6
DP + FIJAS + MOVILES	50,1
MDP + FIJAS	49,2

ARMADURA INTERIOR 25,0 cm2/m
ARMADURA EXTERIOR 25,4 cm2/m

TOTAL ARMADURA 50,4 cm2/m