

ANEJO 6: ESTRUCTURAS

Índice

1.- ANTECEDENTES E INFORMACIÓN PRELIMINAR	3
1.1.- Normativa y referencias	3
2.- PASO INFERIOR DE CONEXIÓN ENTRE LOS APARCAMIENTOS NORESTE Y SURESTE.....	4
2.1.- DESCRIPCIÓN DE LA OBRA DE MARCO.....	4
2.2.- MATERIALES Y GEOTECNICA.....	6
2.2.1.- HORMIGÓN ARMADO	6
2.2.2.- ARMADURA PASIVA	6
2.2.3.- RESUMEN DE LA INFORMACIÓN GEOTÉCNICA.....	6
2.3.- ACCIONES CONSIDERADAS.....	8
2.3.1.- CARGAS GRAVITATORIAS	8
2.3.2.- ACCIONES CLIMÁTICAS Y REOLÓGICAS	10
2.3.3.- ACCIÓN SÍSMICA	10
2.3.4.- EMPUJES HORIZONTALES DEL TERRENO	10
2.3.4.1. Ponderación de Acciones.....	10
2.4.- CÁLCULO DEL MARCO	11
2.4.1.- CÁLCULO DE ARMADOS DE MARCOS.....	15
2.5.- MODELO DE CÁLCULO.....	16
3.- MURO DE CONTENCIÓN ENTRE EL APARCAMIENTO NORESTE Y EL VIAL T1.....	17
3.1.- INTRODUCCIÓN.	17
3.2.- COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MURO	18
3.3.- CÁLCULO DE TENSIONES	19
3.4.- DIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO	21
3.4.1.- ARMADURA ALZADO	22
3.4.2.- ARMADURA ZAPATA	23
3.5.- RESULTADOS DE CÁLCULO.	23
3.5.1.- MURO ALZADO 5,00 m	23
3.5.2.- MURO ALZADO 4,50 m	29
3.5.3.- MURO ALZADO 4,00 m	34
1.1.1 MURO ALZADO 3,50 m	40
1.1.2 MURO ALZADO 3,00 m	46

1.1.3	MURO ALZADO 2,50 m	51
1.1.4	MURO ALZADO 2,00 m	57
1.1.5	MURO ALZADO 1,50 m, DISPOSICIÓN INVERSA	62
1.1.6	MURO ALZADO 1,00 m, DISPOSICIÓN INVERSA	68

1.- ANTECEDENTES E INFORMACIÓN PRELIMINAR

El presente anejo describe y justifica el diseño de dos estructuras de hormigón armado incluidas en el proyecto:

- La estructura marco de hormigón armado, situado bajo el vial de acceso a la Ampliación III de IFEMA en Valdebebas.
- El muro de contención de tierras situado en el límite norte del aparcamiento este, colindante con la acera sur del extremo este de la calle T1.

Los documentos de partida empleados para la realización de este proyecto han sido:

- Planos de trazado. Los documentos se encuentran en formato digital PDF/DWG.
 - Plano nº 16 "Estructuras": Junto a sus referencias externas, resume en planta, alzados y secciones la geometría de la obra.
- Informe geotécnico
 - 120318 Informe IFEMA_FASE III. Firma digital.pdf

1.1.- NORMATIVA Y REFERENCIAS

La normativa empleada en el presente proyecto ha sido la siguiente:

- EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural.
- Guía de cimentación de obras de carretera (Ministerio de Fomento 2004).
- Instrucción de acciones a considerar en puentes de carreteras (IAP-2011). Ministerio de Fomento.
- NCSP-07: "Norma de Construcción Sismorresistente Puentes".

2.- PASO INFERIOR DE CONEXIÓN ENTRE LOS APARCAMIENTOS NORESTE Y SURESTE

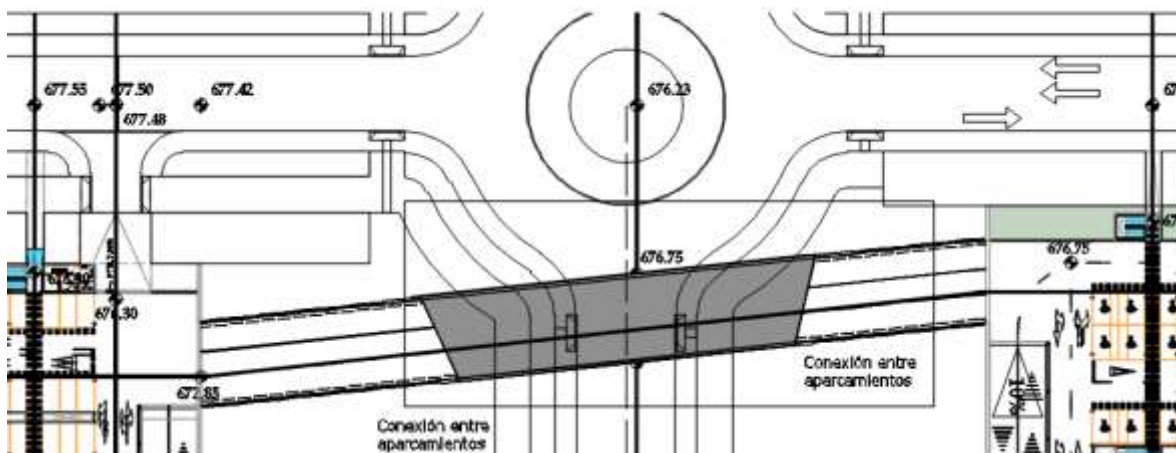
El desarrollo del presente Anejo posee los siguientes capítulos:

- Descripción y justificación de la tipología estructural, que se presenta de forma detallada en el Apartado 2.1.
- En el capítulo 2.2 se describen los materiales empleados.
- En el capítulo 2.3 se exponen y justifican las acciones que se han considerado en el cálculo de las estructuras y las combinaciones aplicadas.
- El desarrollo de la explicación del cálculo básico y el modelo estructural se presenta en el Capítulo 2.4. En el mismo se expondrán los resultados de las solicitaciones en más representativas.

Al final del documento se adjunta en forma de tablas y gráficos los resultados obtenidos del modelo de cálculo.

2.1.- DESCRIPCIÓN DE LA OBRA DE MARCO

Se trata de un paso inferior bajo el vial de acceso a la ampliación de IFEMA lado Valdebebas, que conecta los dos nuevos aparcamientos. Su eje es oblicuo al vial, y su planta trapezoidal, para cubrir suficientemente el viario que se ensancha ya en la zona de la glorieta. Su desarrollo medido en el eje de trazado es de 45,53 m y posee una pendiente longitudinal del 1,8%. La implantación en alzado viene determinada por el trazado del vial de conexión.

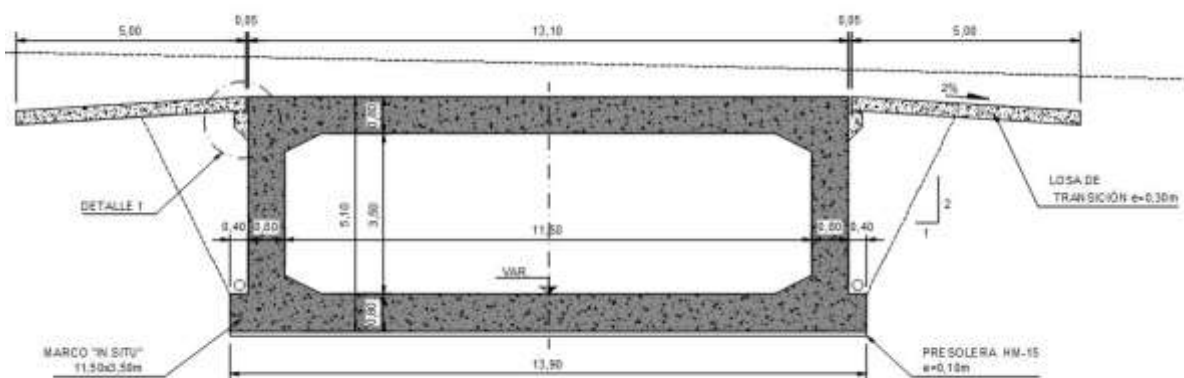


La sección recta posee una luz libre interior de 11,50m y una altura libre de 3,50m, con cartabones en las esquinas de 0,80 x 0,40m. Los espesores de losas y hastiales son de 0,80m, disponiéndose en la solera unos pequeños tacones de trasdós de 0,40m, que no se consideran el cálculo.

Las variables de diseño se refieren exclusivamente a los espesores, y a los armados de las losas y los muros del cajón. Sin embargo, para ello sí es muy importante la correcta cuantificación de todas las acciones, como es el reparto de la sobrecarga tráfico sobre la infraestructura de vía, y otras como es el rozamiento negativo que puede desarrollarse por diferencia de asientos entre el terraplén general y el de la propia obra de paso. En este caso el marco se sitúa relativamente superficial respecto a la plataforma, y este efecto es poco relevante.



Los extremos poseen una visera que contiene el derrame del relleno sobre el marco, y losas de transición que minimizan el efecto del asiento del relleno del trasdós.



Se establecen las siguientes especificaciones para la ejecución del marco:

- EXCAVACIÓN: El marco se asienta sobre trinchera rebajada desde el terreno natural. Dadas sus características se establecen taludes provisionales de excavación 1H/2V, hasta alcanzar la cota de cimentación.
- PREPARACIÓN DEL CIMENTO: Para la correcta cimentación del marco, se dispondrá una pre solera de HM-15 de 10cm de espesor, sobre la base de terreno natural.
- EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA: Obra de hormigón armado in situ.
- IMPERMEABILIZACIÓN: De cubierta y alzados.
- RELLENOS: Relleno compactado con material adecuado o seleccionado según PG.3, compactado por tongadas hasta obtener el 98% PM.
- EJECUCIÓN DE LOSAS DE TRANSICIÓN.

2.2.- MATERIALES Y GEOTECNICA

A continuación, se exponen las características de los materiales (de acuerdo a la clasificación que se recoge en la instrucción EHE-08). En todos los casos se aplicará para el Nivel de Control de materiales, la modalidad 3.

2.2.1.- *HORMIGÓN ARMADO*

- **HORMIGÓN EN MARCO:** HA-25/B/20/IIb (Consistencia blanda; tamaño máximo del árido 20 mm; ambiente exterior en ausencia de cloruros en zona de precipitación media anual inferior a 500mm). Vida útil de la estructura 100 años.

○	Fck en probeta cilíndrica a 28 días >	25 Mpa
○	Módulo de elasticidad estimado para cálculo =	27.264 Mpa
○	Recubrimiento (nominal + accidental) =	30 + 5 mm
○	Contenido mínimo cemento =	300 kg/m ³
○	Relación máxima agua/cemento =	0,55
○	Coefficiente de minoración ELU (γ_c) =	1,50

2.2.2.- *ARMADURA PASIVA*

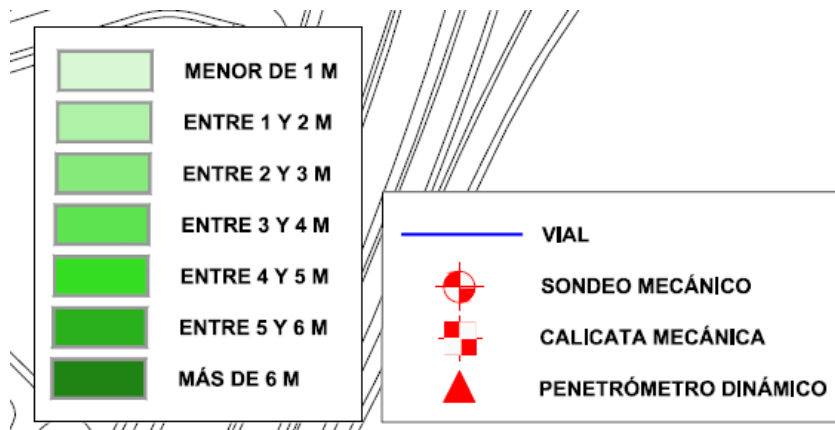
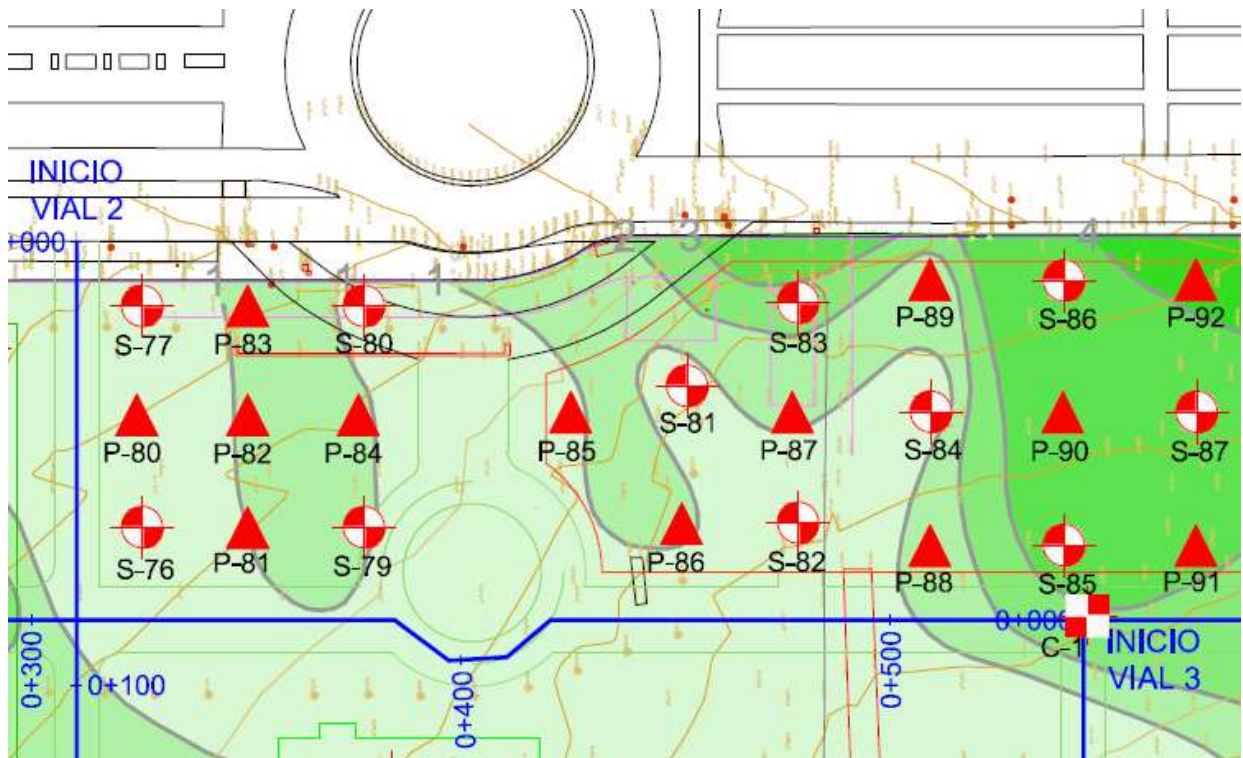
- **ACERO PASIVO:** En elementos de hormigón elaborados in situ, B 500 S, según tabla 32.2.a. de EHE-08. Especialmente para cálculo se ha utilizado, los siguientes valores:

○	Límite elástico F_{yk} >	500 Mpa.
○	Coefficiente de minoración ELU (γ_s) =	1,15
○	Módulo de elasticidad para cálculo (E_s) =	200.000 Mpa.

2.2.3.- *RESUMEN DE LA INFORMACIÓN GEOTÉCNICA*

Se ha utilizado el informe geotécnico de la zona III, que corresponde al área de implantación del marco y el vial de comunicación. Los terrenos naturales consisten en un relieve de suelos naturales terciarios granulares correspondientes a la facies detrítica, sobre el cual se han depositado aluviales más recientes y rellenos antrópicos. El terciario en esta zona corresponden a arenas algo gravosas más o menos arcillosas, que se pueden identificar como arenas tosquizas o de miga.

El principal problema a determinar es la presencia de rellenos artificiales o aluviales flojos, para lo cual se dispone del siguiente esquema en el cual se señalan las profundidades de dichos suelos:



Como se observa en la zona del vial bajo el que se sitúa el paso inferior, los rellenos son poco profundos, y serán retirados con la excavación. El cimiento del marco se situará en suelo natural terciario de buena calidad, a una cota inferior a la 671,00.

No se ha considerado empujes hidrostáticos, ni condiciones de cimentación bajo nivel freático. Se conoce la presencia de niveles discontinuos de suelos saturadas, que se interpreta pueden ser drenados durante la ejecución, y controlados en situación permanente con un sistema de drenes convencional en hastiales.

En cuanto a los criterios de cimentación se mencionan los siguientes parámetros, aplicables también a las cimentaciones de los aparcamientos aledaños (Parcela 15 y 16). La presión admisible será al menos de 390 kPa, con un módulo de Winkler considerado en los cálculos de 20 MN/m³.

Edificio	Cota de cimentación	Tipo cimentación	Q_{adm} (Kg/cm ²)	$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	K_{30} Kg/cm ³	Observaciones
Aparcamiento "4"	675 a 690	Superficial	4,50	2,0	12,0	Achique nivel freático
Aparcamiento "16"	672	Superficial	3,90	2,0	24,0	
Aparcamiento "15"	672	Superficial	4,50	2,0	18,0	Achique puntual de agua

Según la Clasificación de la Agresividad Química recogida en la Instrucción del Hormigón Estructural vigente EHE, los suelos y aguas presentes en la zona de estudio no presentan agresividad al hormigón y no es necesario el empleo de cemento sulforresistente.

2.3.- ACCIONES CONSIDERADAS

Para el cálculo de las solicitaciones en la estructura y la cimentación se han partido de las siguientes acciones (de acuerdo a IAP-11 y a la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras).

2.3.1.- CARGAS GRAVITATORIAS

Se considera un módulo de marco interior de 1,0m de desarrollo situado en la intersección del eje de vial con el eje del marco, en el que la carga del relleno y las sobrecargas son máximas.

- PESO PROPIO: Para todas las secciones estructurales se obtienen sus pesos multiplicando el peso específico del hormigón (γ_c) de 25 kN/m³ por su sección bruta.
- RELLENO: Se ha considerado el peso del relleno y la base del vial con una altura máxima de 0,80m y un peso específico del relleno (γ_{ap}) de 22 kN/m³.
- PAVIMENTO: Se ha considerado el peso de la calzada con una altura de 0,20m y un peso específico de (γ_{ap}) de 24 kN/m³.
- ROZAMIENTO NEGATIVO: Adicionalmente se ha considerado el rozamiento por proyección negativa de asientos según lo establecido en el Art. 6.6.1 de la Guía de Cimentaciones, con un factor $f = 1 + D/H \times E_r/E_c$, siendo D y H la profundidad y la altura del marco, y el valor de E_r/E_c (la relación del módulo de deformación del relleno de trasdós –cuña granular- al módulo de deformación de terraplén superior) que se ha fijado en 3.
- CARROS: Se han definido en el proyecto tres vehículos pesados, según se define en la IAP-11. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, correspondiente al carril i, indicada en la tabla 4.1-b. de la Instrucción IAP-11. En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso $2 \cdot Q_{ik}$. La separación

transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m. La distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m. Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a $0,5 \cdot Q_{ik}$. A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.

- SOBRECARGA: Sobre cada carril virtual actuará una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la tabla 4.1-b de la Instrucción IAP-11. La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

TABLA 4.1-b VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

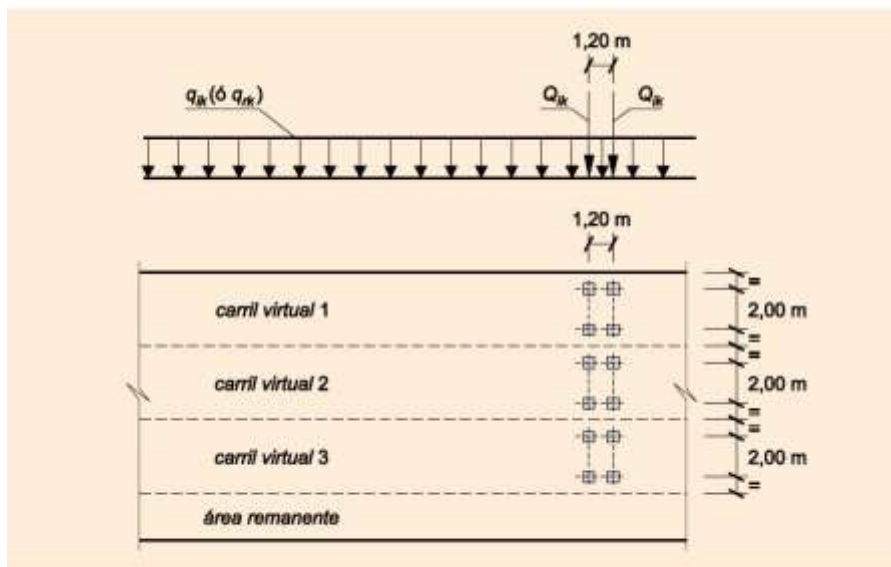


FIGURA 4.1-b DISTRIBUCIÓN DE VEHÍCULOS PESADOS Y SOBRECARGA UNIFORME

- DIFUSIÓN DE CARGAS: Se considera que el relleno reparte la carga local aplicada sobre el pavimento en un área cuadrada de 0,40m de lado, con talud 1H:1V, hasta la superficie del marco.
- ENVOLVENTE DE CARGAS DE TRÁFICO: La consideración de la carga del carro sobre el marco se consigue, obteniendo la huella de presiones de

las cargas locales y la sobrecarga a nivel de la cara superior. En el Anejo de Cálculo se especifica la huella de presiones, los valores medios móviles en el entorno del marco, y el máximo valor tomado. En total se suponen 3 carros x 4 áreas = 12 huellas sobre cubierta, más la sobrecarga uniforme por carril. Estas cargas se aplican sobre una losa con bordes apoyados o empotrados paralelos, con luz igual a la del marco, para obtener las máximas sollicitaciones. Con dichos valores se obtendrá sobrecargas uniformes equivalente. En nuestro caso, el estudio a un valor

2.3.2.- ACCIONES CLIMÁTICAS Y REOLÓGICAS

Dado el carácter enterrado de la obra y la presencia continua de juntas transversales no se ha considerado en el dimensionado la presencia de acciones térmicas, de viento y reológicas.

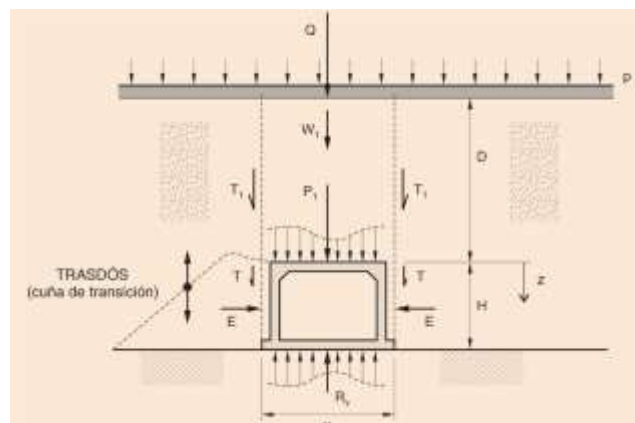
2.3.3.- ACCIÓN SÍSMICA

De acuerdo al Art. 2.8 NCSP-07 se considerarán las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica básica del emplazamiento (a_b) sea superior a 0,04 g, lo cual no sucede en la zona de la obra de acuerdo al mapa de peligrosidad sísmica.

2.3.4.- EMPUJES HORIZONTALES DEL TERRENO

Para el cálculo de los empujes sobre el marco se han considerado los siguientes parámetros, de acuerdo a la información geotécnica disponible:

- Densidad aparente del relleno (γ_{ap}) = 20 kN/m³
- Coeficiente de empuje al reposo = 0,50
- Coeficiente de Balasto del cemento = 20,0 Mpa/m³



2.3.4.1. PONDERACIÓN DE ACCIONES.

- PONDERACIÓN DE ACCIONES (Estados Límites Últimos): Para la comprobación de los ELU resistentes, por combinación de hipótesis pésimas concomitantes. En caso de aplicación de más de una sobrecarga, a la menor se le aplica el coeficiente de combinación.
 - γ_g (Peso propio) = 1,35/1,00 (desfavorable / favorable)
 - γ_g (Terreno vertical) = 1,50/1,00 (desfavorable / favorable)
 - γ_g (Empuje horizontal terreno) = 1,50/0,50 (desfavorable / favorable)
 - γ_q (Sobrecargas) = 1,50/0,00 (desfavorable / favorable)
 - Ψ_0 (Combinación para terreno) = 0,60
 - Ψ_0 (Combinación para sobrecargas) = 0,80

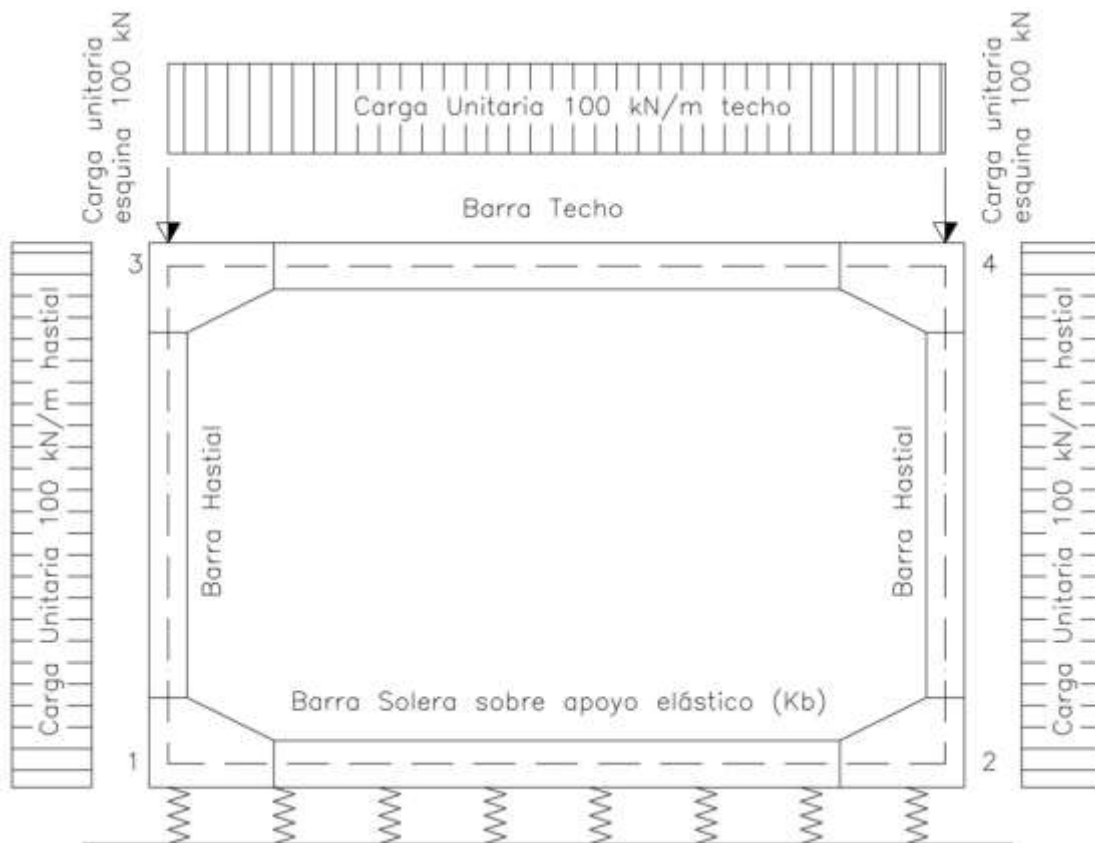
- PONDERACIÓN DE ACCIONES (Estados Límites Servicio): Comprobaciones en situación de servicio de deformaciones y fisuración. En caso de aplicación de más de una sobrecarga, a la menor se le aplica el coeficiente de combinación, que será diferente en general para cada Estado Límite:

- FISURACIÓN: Combinación casi permanente
 - γ_g (Peso Propio y Terreno) = 1,00
 - γ_q (Sobrecarga) = 0,00

tura de marcos. En primer lugar, se desarrolla la obtención de solicitaciones, y posteriormente las comprobaciones resistentes.

2.4.- CÁLCULO DEL MARCO

Se expone a continuación el modelo de cálculo de la estructura de marcos. En primer lugar, se desarrolla la obtención de solicitaciones, y posteriormente las comprobaciones resistentes.



Se trata de un modelo de cálculo matricial 2D desarrollado en hoja de cálculo, con 4 nodos y 12 GDL. El cálculo se realiza por ml de desarrollo, estimando para ello las rigideces de las cuatro barras. Para mejorar el modelo se considerado el tamaño extenso de los nudos de esquina, ya que los modelos comerciales presentan siempre fuertes chaflanes que mejoran su comportamiento. Se ha desarrollado un modelo estructural sencillo que considera el marco compuesto por esquinas rígidas que poseen deformación uniforme con tres grados de libertad en su plano (las traslaciones de nudo en ejes X e Y –U y V- y el giro rígido de la esquina $-\theta$ -), unidas por cuatro barras flexibles cuyas características mecánicas son las propias de una sección rectangular de canto igual espesor y de ancho unitario.



Según el esquema, una barra tipo posee 4 nodos (a, b, c, d), de los cuales las bielas a-b y c-d son rígidas, y solo es flexible la barra b-c. Sin embargo, los nodos de cálculo son los a y d, que se ensamblan con el resto. En nuestro caso se ha supuesto que los nudos de cálculo se encuentran en las intersecciones de los ejes de los muros, estando las bielas rígidas representativas de los chaflanes, en prolongación de las flexibles.

Otra singularidad del cálculo es el apoyo sobre medio elástico de la barra horizontal inferior. Es posible adaptar la matriz de rigidez de barra a esta situación, tal como se recoge en la literatura especializada. Desarrollos de las matrices de rigidez de barra exenta y barra apoyada en medio elástico se exponen en los listados para nuestro caso.

Una vez desarrolladas las matrices de rigidez de barras con las condiciones anteriores, el cálculo matricial se desarrolla de forma habitual. En este caso se ha aplicado cuatro hipótesis unitarias de 100 kN/ml aplicada en las barras verticales de hastiales, en el techo y 100 kN en los nudos de techo.

Las hipótesis individuales se compondrán por combinación lineal de estas cargas unitarias por barras.

HIPÓTESIS INDIVIDUALES

Se han analizado las siguientes hipótesis individuales:

- H0 PESO PROPIO: Del marco de hormigón a partir de sus dimensiones geométricas con densidad 25 kN/m³.
- H1 EMPUJE DE TIERRAS (1): Correspondiente al relleno de tierras hasta techo exclusivamente, y aplicación del empuje al reposo. De acuerdo a las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones, el diagrama de carga es uniforme, promediada en el alzado.
- H2 COMPACTADOR: Acción horizontal sobre uno de los hastiales exclusivamente de un compactador, cuya acción equivale a una sobrecarga uniforme enrasada con el techo de 20 kN/m²
- H3a PESO DE TIERRAS SOBRE TECHO: Correspondiente al relleno de tierras hasta coronación equivalente a la carga geoestática.
- H3b EMPUJE DE TIERRAS (2): Correspondiente a la acción horizontal sobre los hastiales del relleno anterior, calculada con empuje al reposo. Asimismo, se considera una carga de valor uniforme promediada sobre los alzados.
- H4 SOBRECARGA DE TRÁFICO: Acción exclusivamente vertical sobre el techo del marco correspondiente a la acción ferroviaria calculada por promedio de carga móvil de carro según se ha explicado anteriormente.
- H5 ROZAMIENTO NEGATIVO: Posible proyección negativa que actúa sobre la cubierta y los hastiales del marco, por asiento diferencial entre el marco y el resto del relleno.

En los listados de cálculo se especifican los valores de presiones aplicadas sobre el marco de estas hipótesis, y los valores de las combinaciones lineales necesarias para transformar las cuatro hipótesis unitarias y en las siete individuales.

COMBINACIONES

Para establecer los ELU y los ELS se han establecido las siguientes combinaciones:

COMBINACIONES EN ELU: Se han definido las siguientes combinaciones, de acuerdo a IAPF-07 y a EHE-08, para la obtención de armados del cuerpo del marco:

- (C1) CONSTRUCCIÓN: Fase constructiva en la cual el relleno alcanza el techo del marco, con aplicación del compactador en un solo lado. Empujes del terreno mayorados.
- (C2) CARGA PERMANENTE: Relleno completo con empujes horizontal del terreno mayorado.
- (C3) CARGA PERMANENTE: Relleno completo con empujes horizontal del terreno minorado.
- (C4) CARGA PERMANENTE (C3) MÁS SOBRECARGA: Relleno más sobrecarga de tráfico máxima.
- (C5) CARGA PERMANENTE (C2) + SOBRECARGA DE TRÁFICO + ROZAMIENTO NEGATIVO. Se aplica el rozamiento negativo con un coeficiente de combinación $\psi = 0,6$.
- (C6): CARGA PERMANENTE (C2) + SOBRECARGA DE TRÁFICO + ROZAMIENTO NEGATIVO. Se aplica a la sobrecarga con un coeficiente de combinación $\psi = 0,8$.

Las combinaciones de hipótesis individuales son las siguientes:

$$C1 = 1,35 \times H0 + 1,5 \times (H1+H2)$$

$$C2 = 1,35 \times H0 + 1,5 \times (H1 + H3a+H3b)$$

$$C3 = 1,35 \times H0 + (H1+H3b) \times 0,5 + 1,5 \times H3a$$

$$C4 = C3 + 1,5 \times H4$$

$$C5 = C2 + H4 \times 1,5 + 0,9 \times H5$$

$$C6 = C2 + 1,2 \times H4 + 1,5 \times H5$$

Las combinaciones establecidas para Estado Límite de Servicio se realizan en combinación rara análogas a las anteriores. Las combinaciones son las siguientes:

$$C1 = H0 + (H1+H2)$$

$$C2 = H0 + (H1 + H3a+H3b)$$

$$C3 = H0 + (H1+H3b) \times 0,5 + H3a$$

$$C4 = C3 + H4$$

$$C5 = C2 + 0,6 \times H5$$

$$C6 = C2 + 0,8 \times H4 + H5$$

$$C7 = H0 + H1 + H3a + H3b + H5$$

Siendo la combinación 7 es la casi permanente utilizada para la comprobación de fisuración. Para el resto se obtienen con ello las deformaciones en centro de techo, solera y las presiones en cimentación.

2.4.1.- CÁLCULO DE ARMADOS DE MARCOS

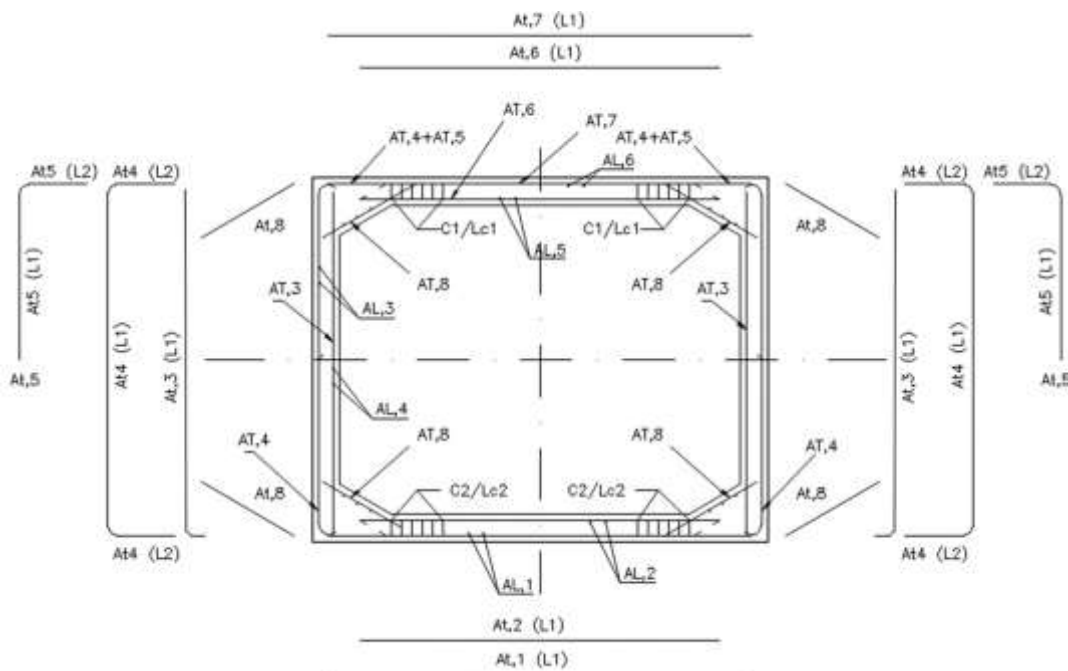
Los cálculos se presentan en los listados del Apéndice. A partir de las combinaciones citadas se obtienen la sollicitación máxima a flexión en cada elemento, determinando siete secciones de definición de armado que son:

- Lateral de solera, antes del chaflán.
- Centro de solera.
- Pie de hastial por encima de chaflán inferior.
- Centro de hastial.
- Cabeza de hastial por debajo del chaflán inferior.
- Lateral de techo, antes del chaflán.
- Centro de techo.

La demanda de armado a flexión se obtiene por la fórmula simplificada del Anejo 7 de EHE-08, sin considerar la compresión compatible, lo cual en este caso es del lado de la seguridad. La comprobación a fisuración se realiza con la combinación C7 (casi permanente), en la cual la sobrecarga ferroviaria no interviene por poseer coeficiente de combinación 0. Se comprueba por las fórmulas analíticas del Anejo 8 de EHE-08, para obtener las características de la sección fisurada. La apertura de fisura se calcula de acuerdo a lo establecido en el Art. 49.2.4 de EHE-08.

La comprobación de ELU a cortante se realiza de acuerdo al Art. 44.2, para losas con o sin armadura transversal. En este caso sí se ha considerado la existencia de un axil compatible en hastiales, con objeto de evitar disponer aquí armadura. En general en losas de suelo y techo es necesaria armadura transversal.

El armado se reparte en familias que facilitan su ejecución:



APARTADO 1: CÁLCULO DEL MARCO

Marco pk >>>>

Paso Inferior Vial IFEMA

Ambiente:

II-b

Geometría del marco

L (m) =	11.50	Luz libre interior
H (m) =	3.50	Alto libre interior
C,x (m) =	0.80	Cateto cartabón X
C,y (m) =	0.40	Cateto cartabón Y
C,sol (m) =	0.80	Espesor solera y techo
C,has (m) =	0.80	Espesor hastiales
D (m) =	1.00	Altura relleno sobre techo i/pavimento

Terreno y rellenos

Kb (kN/m ³) =	20000.0	Coficiente de balasto cimient
Ko =	0.50	Coficiente de empuje al reposo
γ (kN/m ³) =	20.0	Densidad aparente del relleno
σ,adm (kPa) =	230.0	Tensión admisible del terreno

Resultados significativos de las acciones

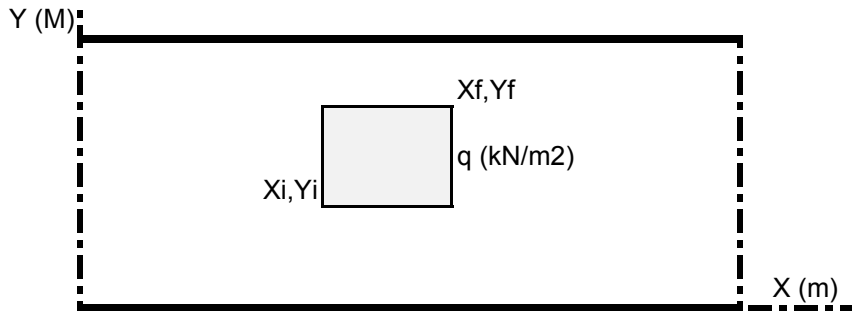
qy,0 (kPa) =	22.40	Carga permanente relleno
qy,1 (kPa) =	25.00	Sobrecarga equivalente tráfico
qy,2 (Kpa) =	0.46	Rozamiento negativo sobre techo
qx,0 (Kpa) =	35.50	Empuje al reposo hastiales

Deformaciones y presiones en cimiento

v,izq (mm) =	6.4	Asiento comb. característica izquierda
σ,izq (Kpa) =	127.6	Presión comb. característica izquierda
v,cen (mm) =	3.0	Asiento comb. característica centro
σ,cen (Kpa) =	60.7	Presión comb. característica centro
v,cub (mm) =	10.7	Deformación techo i/asiento

Difusión de sobrecargas de tráfico

Datos de cargas de trafico	
D (m) =	1.40 Altura sobre cubierta de obra + 1/2 canto
Bx (m) =	0.40 Apoyo sentido marcha IAP-11
By (m) =	0.40 Apoyo sentido perpendicular IAP-11
Bxx (m) =	1.80 Longitud X apoyo rueda difundida
Byy (m) =	1.80 Longitud Y apoyo rueda difundida
Q _{i,k} (kN) =	150.0 100.0 50.0 Carga local rueda
Sy (m) =	1.20 Distancia ejes carro sentido marcha
Sx (m) =	2.00 Distancia ejes carro sentido perpendicular
L (m) =	12.30 Luz entre ejes obra de fábrica



Coordenadas de las áreas de carga:Vía transversal

Cargas	X_i (m)	Y_i (m)	X_f (m)	Y_f (m)	q (kN/m ²)
Carro 1 R 1	13.10	4.65	14.90	6.45	46.3
Carro 1 R 2	13.10	5.85	14.90	7.65	46.3
Carro 1 R 3	15.10	4.65	16.90	6.45	46.3
Carro 1 R 4	15.10	5.85	16.90	7.65	46.3
Carro 2 R 1	10.10	4.65	11.90	6.45	30.9
Carro 2 R 2	10.10	5.85	11.90	7.65	30.9
Carro 2 R 3	12.10	4.65	13.90	6.45	30.9
Carro 2 R 4	12.10	5.85	13.90	7.65	30.9
Carro 3 R 1	16.10	4.65	17.90	6.45	15.4
Carro 3 R 2	16.10	5.85	17.90	7.65	15.4
Carro 3 R 3	18.10	4.65	19.90	6.45	15.4
Carro 3 R 4	18.10	5.85	19.90	7.65	15.4
Carril 1	13.50	0.00	16.50	12.30	4.4
Resto	0.00	0.00	30.00	12.30	2.5

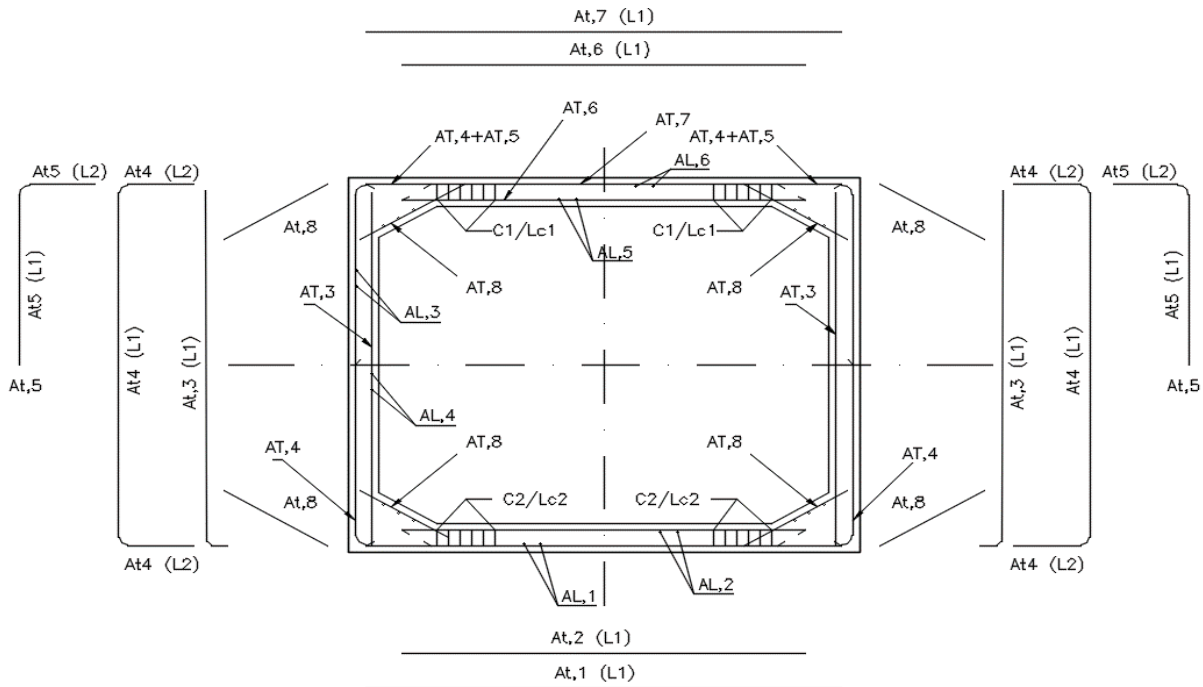
Solicitaciones en losa indefinida apoyada ó empotrada

Losa empotrada	Viga empotrada
M_x^- (mkN/m) =	216.1 $pL^2/12 >>>>>$ 17.1
Q (kN/m) =	97.9 $pL/2 >>>>>$ 15.9
M_x^+ (mkN/m) =	170.0 $pL^2/24 >>>>>$ 27.0
V (mm) =	1.1 $pL^4/384EI >>>>$ 19.7
M_y^+ (mkN/m) =	80.5 Flexión longitudinal centro

Losa apoyada	Viga apoyada
Q (kN/m) =	68.8 $pL/2 >>>>>$ 11.2
M_x^+ (mkN/m) =	292.6 $pL^2/8 >>>>>$ 15.5
V (mm) =	3.3 $5pL^4/384EI >>>>$ 11.8
M_y^+ (mkN/m) =	133.7 Flexión longitudinal centro

q_{m2} (kN/m²) = 25.00 Sobrecarga trafico IAP11

Armado de Marco



Armadura Transversal	Familia	Φ (mm)	Nº/ml	Li,1 (cm)	Li,2 (cm)
Solera inferior	At,1	25	5	1380	
Solera superior	At,2	25	6	1380	70
Hastial Interior x 2	At,3	20	5	450	25
Hastial Exterior x 2	At,4	25	8	500	155
Ref.Esquina Exterior x 2	At,5	25	0	250	155
Techo inferior	At,6	25	6	1178	
Techo superior	At,7	25	5	1300	
Esquina Interior x 4	At,8	20	5	171	
Total transversal					

Armadura Longitudinal	Familia	Φ (mm)	Nº Total
Solera inferior	Al,1	16	66
Solera superior	Al,2	16	50
Hastial Exterior x 2	Al,3	16	26
Hastial Interior x 2	Al,4	16	14
Techo inferior	Al,5	16	50
Techo superior	Al,6	16	66
Esquina Interior x 4	Al,7	16	4
Total longitudinal			

Cercos	Familia	Φ (mm)	Sep (cm)	Nc/ml	L,c (cm)
Cer. Solera (C1)	C1	12	25.0	2	248
Cer. Techo (C2)	C2	12	25.0	2	248
Total cercos					

Matriz Rigidez Global

KV 1/2 = 32000.0
KH 1/2 = 1.00E+10

	u1	v1	θ1	u2	v2	θ2	u3	v3	θ3	u4	v4	θ4	P1(*)	D1(*)	P2(*)	D2(*)	P3(*)	D3(*)	P4(*)	D4(*)
u1	3105225	0	-1625759	-2349058	0	0	-756167	0	-1625759	0	0	0	0.0	0.0	215.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
v1	0	8725424	256947	0	2489	28891	0	-8613212	0	0	0	0	0.0	-7.4	0.0	1.9	0.0	-1.6	0.0	-1.1
θ1	-1625759	256947	5104361	0	-28891	220772	1625759	0	3036010	0	0	0	0.0	1.0	-200.8	-0.6	0.0	0.5	0.0	0.1
u2	-2349058	0	0	1.00E+10	0	-1625759	0	0	0	-756167	0	-1625759	0.0	0.0	0.0	0.0	-215.0	0.0	0.0	0.0
v2	0	2489	-28891	0	8725424	-256947	0	0	0	0	-8613212	0	0.0	-7.4	0.0	-1.6	0.0	1.9	0.0	-1.1
θ2	0	28891	220772	-1625759	-256947	5104361	0	0	0	1625759	0	3036010	0.0	-1.0	0.0	-0.5	200.8	0.7	0.0	-0.1
u3	-756167	0	1625759	0	0	0	3105225	0	1625759	-2349058	0	0	0.0	0.0	215.0	2.4	0.0	-2.3	0.0	0.0
v3	0	-8613212	0	0	0	0	0	8628551	94336	0	-15339	94336	-615.0	-7.5	0.0	1.9	0.0	-1.6	-100.0	-1.1
θ3	-1625759	0	3036010	0	0	0	1625759	94336	4660203	0	-94336	454885	-1482.8	-1.1	200.8	-0.4	0.0	0.5	0.0	-0.1
u4	0	0	0	-756167	0	1625759	-2349058	0	0	3105225	0	1625759	0.0	0.0	0.0	2.4	-215.0	-2.4	0.0	0.0
v4	0	0	0	0	-8613212	0	0	-15339	-94336	0	8628551	-94336	-615.0	-7.5	0.0	-1.6	0.0	1.9	-100.0	-1.1
θ4	0	0	0	-1625759	0	3036010	0	94336	454885	1625759	-94336	4660203	1482.8	1.1	0.0	-0.5	-200.8	0.4	0.0	0.1

Cálculo marco >> Paso Inferior Vial IFEMA

Geometría y parámetros del suelo

L (m) = 11.50 Luz libre interior
H (m) = 3.50 Alto libre interior
C,x (m) = 0.80 Tamaño esquina X
C,y (m) = 0.40 Tamaño esquina Y
C,sol (m) = 0.80 Espesor solera y techo
C,has (m) = 0.80 Espesor hastiales
L+2C,x (m) = 13.10 Longitud total del marco
H+2C,y (m) = 5.10 Altura total del marco
D (m) = 1.00 Altura relleno sobre techo marco
Kb (kN/m3) = 20000 Coeficiente de balasto cemento
Ko = 0.50 Coeficiente de empuje al reposo
f = 1.59 Factor proyección para rozamiento negativo
γ (kN/m3) = 20.00 Densidad aparente del relleno

Presiones verticales sobre el techo

p,0 (kN/m) = 20.0 Peso propio cubierta
p,1 (kN/m) = 22.4 Peso relleno sobre techo (24 x 0,20 + 22 x 0,80)
p,2 (kN/m) = 25.0 Sobrecarga tráfico sobre techo
p,3 (kN/m) = 0.5 Rozamiento negativo

Presiones horizontales sobre los alzados

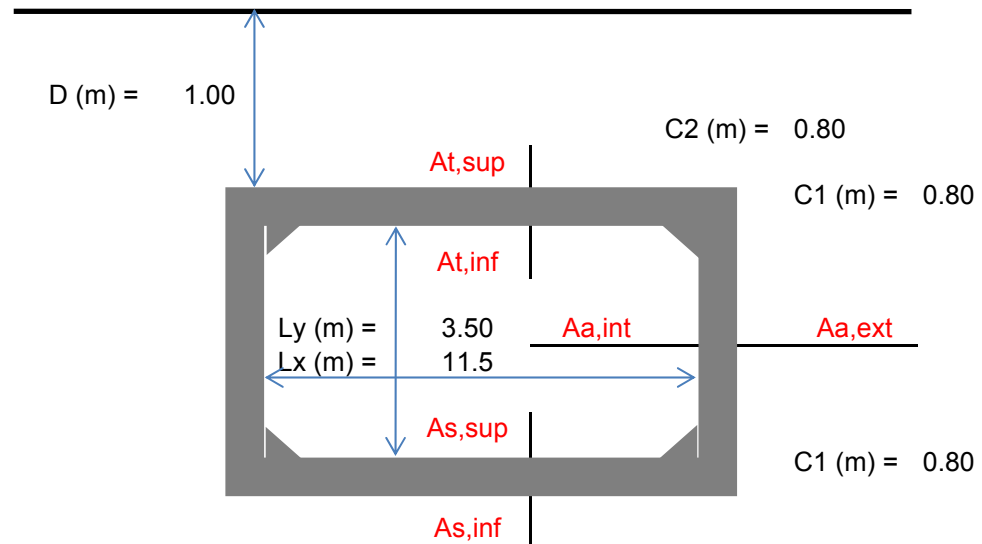
q,0 (kPa) = 25.5 Presión reposo relleno hasta techo: H x γ x Ko / 2
q,1 (kPa) = 10.0 Presión de compactador: 20 x Ko
q,2 (kPa) = 10.0 Presión reposo relleno total: D x γ x Ko

Cargas verticales en esquinas

P1 (kN) = 102.0 Peso propio hastiales de un hastial
P2 (kN) = 65.9 Rozamiento hastiales

Hipotesis definidas

	Hipotesis	K1	Ho,1	K2	Ho,2
H0: Peso Propio	H0 >>>	0.200	T	1.020	Esq
H1: Empuje tierras ambos lados hasta techo marco	H1 >>>	0.255	H,izq	0.255	H,der
H2: Compactador un lado solo	H2 >>>	0.100	H,izq		
H3a: Relleno de tierras sobre techo	H3a >>>	0.224	T		
H3b: Empuje de tierras ambos lados completo	H3b >>>	0.100	H,izq	0.100	H,der
H4: Sobrecarga de tráfico	H4 >>>	0.250	T		
H5: Rozamiento negativo	H5 >>>	0.005	T	0.659	Esq



Combinaciones

- C1: Construcción $C1 = 1,35 \times H0 + 1,5 \times (H1+H2)$
 C2: Permanente empuje horizontal mayorado $C2 = 1,35 \times H0 + 1,5 \times (H1 + H3a+H3b)$
 C3: Permanente empuje horizontal minorado $C3 = 1,35 \times H0 + (H1+H3b) \times 0,5 + 1,5 \times H3a$
 C4: C3 + Sobrecarga (1,5) $C4 = C3 + 1,5 \times H4$
 C5: C2 + Sobrecarga (1,5) + Rozamiento Negativo (0,9) $C5 = C2 + H4 \times 1,5 + 0,9 \times H5$
 C6: C2 + Rozamiento Negativo (1,5) + Sobrecarga (1,2) $C6 = C2 + 1,2 \times H4 + 1,5 \times H5$
 C7: ELS casi permanente $C7 = H0 + H1 + H3a + H3b + H5$

Hipótesis unitarias					Hipótesis Básicas							Combinaciones ELU						ELS
Solera,izq	Techo	H,izq	H,der	Esq	H0	H1	H2	H3a	H3b	H4	H5	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
N (kN)	-108.4	324.7	-102.0	39.5	18.7	56.8	32.5	-24.3	22.3	-27.1	25.6	159.1	107.3	28.3	-12.4	89.7	113.2	99.0
Q (kN)	-378.8	-30.1	20.4	-66.2	-143.3	-2.5	-3.0	-84.9	-1.0	-94.7	-45.4	-201.8	-326.0	-322.5	-464.6	-508.9	-507.7	-277.0
M (mkN)	-285.6	-272.0	210.7	-75.5	-134.1	-15.6	-27.2	-64.0	-6.1	-71.4	-51.1	-245.3	-309.7	-287.9	-395.0	-462.7	-471.9	-270.9
Solera,der																		
N (kN)	108.4	-324.7	102.0	-39.5	-18.7	-56.8	-32.5	24.3	-22.3	27.1	-25.6	-159.1	-107.3	-28.3	12.4	-89.7	-113.2	-99.0
Q (kN)	-378.8	21.5	-31.3	-66.2	-143.3	-2.5	2.2	-84.9	-1.0	-94.7	-45.4	-194.0	-326.0	-322.5	-464.6	-508.9	-507.7	-277.0
M (mkN)	285.6	-217.9	279.3	75.5	134.1	15.6	-21.8	64.0	6.1	71.4	51.1	171.8	309.7	287.9	395.0	462.7	471.9	270.9
Solera,centro																		
M (mkN)	-563.9	15.9	20.1	-74.6	-188.9	9.2	1.6	-126.3	3.6	-141.0	-51.8	-238.9	-425.3	-438.1	-649.6	-683.4	-672.2	-354.2
H,izq,inf																		
N (kN)	615.0	-30.3	30.3	100.0	225.0	0.0	-3.0	137.8	0.0	153.8	68.7	299.2	510.4	510.4	741.0	802.9	798.0	431.5
Q (kN)	-108.4	244.7	-102.0	39.5	18.7	36.4	24.5	-24.3	14.3	-27.1	25.6	116.5	64.7	14.1	-26.6	47.1	70.6	70.6
M (mkN)	826.9	80.4	-153.5	123.3	291.2	-18.6	8.0	185.2	-7.3	206.7	85.1	377.2	632.0	658.0	968.0	1018.7	1007.7	535.5
H,izq,sup																		
N (kN)	-615.0	30.3	-30.3	-100.0	-225.0	0.0	3.0	-137.8	0.0	-153.8	-68.7	-299.2	-510.4	-510.4	-741.0	-802.9	-798.0	-431.5
Q (kN)	108.4	25.3	102.0	-39.5	-18.7	32.5	2.5	24.3	12.7	27.1	-25.6	27.3	79.0	33.8	74.5	96.7	73.2	25.3
M (mkN)	-1119.6	215.8	-122.0	-16.6	-240.8	23.9	21.6	-250.8	9.4	-279.9	-16.1	-256.9	-651.4	-684.6	-1104.5	-1085.6	-1011.3	-474.4
Hastial,centro																		
M (mkN)	-973.2	158.8	15.7	-70.0	-266.0	44.5	15.9	-218.0	17.5	-243.3	-50.6	-268.5	-593.2	-655.1	-1020.1	-1003.6	-961.0	-472.6
H,der,inf																		
N (kN)	615.0	30.3	-30.3	100.0	225.0	0.0	3.0	137.8	0.0	153.8	68.7	308.3	510.4	510.4	741.0	802.9	798.0	431.5
Q (kN)	108.4	105.3	-248.0	-39.5	-18.7	-36.4	10.5	24.3	-14.3	27.1	-25.6	-64.0	-64.7	-14.1	26.6	-47.1	-70.6	-70.6
M (mkN)	-826.9	159.5	-86.5	-123.3	-291.2	18.6	15.9	-185.2	7.3	-206.7	-85.1	-341.2	-632.0	-658.0	-968.0	-1018.7	-1007.7	-535.5
H,der,sup																		
N (kN)	-615.0	-30.3	30.3	-100.0	-225.0	0.0	-3.0	-137.8	0.0	-153.8	-68.7	-308.3	-510.4	-510.4	-741.0	-802.9	-798.0	-431.5
Q (kN)	-108.4	-105.3	-22.0	39.5	18.7	-32.5	-10.5	-24.3	-12.7	-27.1	25.6	-39.3	-79.0	-33.8	-74.5	-96.7	-73.2	-25.3
M (mkN)	1119.6	124.8	-218.6	16.6	240.8	-23.9	12.5	250.8	-9.4	279.9	16.1	308.0	651.4	684.6	1104.5	1085.6	1011.3	474.4
Techo,izq																		
N (kN)	108.4	105.3	102.0	-39.5	-18.7	52.9	10.5	24.3	20.7	27.1	-25.6	69.9	121.6	48.0	88.7	139.3	115.8	53.7
Q (kN)	495.0	-30.3	30.3	0.0	99.0	0.0	-3.0	110.9	0.0	123.8	2.3	129.1	300.0	300.0	485.6	487.6	451.9	212.1
M (mkN)	540.3	-127.2	167.3	-15.1	92.7	10.2	-12.7	121.0	4.0	135.1	-7.4	121.4	328.0	313.8	516.4	523.9	479.0	220.5
Techo,der																		
N (kN)	-108.4	-105.3	-102.0	39.5	18.7	-52.9	-10.5	-24.3	-20.7	-27.1	25.6	-69.9	-121.6	-48.0	-88.7	-139.3	-115.8	-53.7
Q (kN)	495.0	30.3	-30.3	0.0	99.0	0.0	3.0	110.9	0.0	123.8	2.3	138.2	300.0	300.0	485.6	487.6	451.9	212.1
M (mkN)	-540.3	-172.7	132.6	15.1	-92.7	-10.2	-17.3	-121.0	-4.0	-135.1	7.4	-166.4	-328.0	-313.8	-516.4	-523.9	-479.0	-220.5
Techo,centro																		
M (mkN) =	684.8	-22.8	-17.3	15.1	152.3	-10.2	-2.3	153.4	-4.0	171.2	13.1	186.9	414.4	428.6	685.4	683.0	639.4	304.5
Deformaciones y Presiones de solera																		
Techo (mm) =	-13.5	0.5	0.4	-1.3	-4.0	0.2	0.0	-3.0	0.1	-3.4	-0.9	-3.7	-6.7	-6.9	-10.3	-10.7	-10.3	-10.7
Sol,cen (mm)	-3.3	0.0	0.0	-0.6	-1.2	0.0	0.0	-0.7	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-2.0	-2.0	-2.8	-3.0	-3.0	-3.0
Sol,izq (mm)	-7.4	1.9	-1.6	-1.1	-2.6	0.1	0.2	-1.7	0.0	-1.8	-0.7	-2.3	-4.1	-4.2	-6.0	-6.4	-6.3	-6.4
Sol,der (mm)	-7.4	-1.6	1.9	-1.1	-2.6	0.1	-0.2	-1.7	0.0	-1.8	-0.7	-2.6	-4.1	-4.2	-6.0	-6.4	-6.3	-6.4
σ,izq (kPa)	-147.6	37.8	-31.7	-21.1	-51.0	1.6	3.8	-33.1	0.6	-36.9	-14.6	-45.7	-81.9	-83.0	-119.9	-127.6	-126.0	-127.6
σ,cen (kPa)	-65.4	-0.6	-0.8	-11.3	-24.6	-0.3	-0.1	-14.7	-0.1	-16.4	-7.7	-25.0	-39.7	-39.5	-55.9	-60.7	-60.5	-60.7
σ,der (kPa)	-147.6	-32.4	38.5	-21.1	-51.0	1.6	-3.2	-33.1	0.6	-36.9	-14.6	-52.7	-81.9	-83.0	-119.9	-127.6	-126.0	-127.6

Materiales y coeficientes de ponderación	
Fck (mPa) =	25.00 Resistencia característica del hormigón
Fyk (mPa) =	510.00 Resistencia característica de la armadura
γ_G (*) =	1.50 Coeficiente mayoración acciones
γ_c =	1.50 Coeficiente minoración hormigón
γ_s =	1.15 Coeficiente minoración acero
r (m) =	0.050 Recubrimiento mecánico II b

Armado de la solera >>> OK

Dimensionado armadura: Esquina solera (S1)	
N,ed (kN) =	-113.2 Axil compatible (- >> compresión)
Q,ed (kN) =	-507.7 Cortante compatible
M,ed (mkN) =	471.9 Flector de cálculo ELU
M,ek (mkN) =	270.9 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.80 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.750 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	12500 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	471.94 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	645.9 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	14.6 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	12.0 Sección mecánica mínima: 0,04Ac.Fcd/Fyd
α =	0.89 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: α .As
As3 (kN) =	8.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura: Determinada por esquina	
As (cm2) =	14.6 Armadura necesaria
N =	5.00 Número de redondos
Φ (mm) =	25 Diámetro
As,real (cm2) =	24.5 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	8.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
Φ (mm) =	16 Diámetro
As,real (cm2) =	10.1 Armadura dispuesta >>> OK

Dimensionado armadura: Central solera (S2)	
M,ed (mkN) =	-683.4 Flector de cálculo ELU

M,ek (mkN) = -354.2 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.80 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.750 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	12500 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	683.38 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	947.1 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	21.4 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	12.0 Sección mecánica mínima: 0,04Ac.Fcd/Fyd
α =	0.61 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: α .As
As3 (kN) =	8.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura	
As (cm2) =	21.4 Armadura necesaria
N =	6.00 Número de redondos
Φ (mm) =	25 Diámetro
As,real (cm2) =	29.5 Armadura dispuesta >>> OK 0.73

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	8.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
Φ (mm) =	16 Diámetro
As,real (cm2) =	10.1 Armadura dispuesta >>> OK 0.80

Comprobación fisuración

Beta = 1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) = 200.0 Separación media entre barras
k1 = 0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) = 2000 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) = 24.5 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) = 242 Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio

Mk (KN.m) = 270.9 Momento de servicio
Fct (Mpa) = 2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) = 0.107 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) = 273.6 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) = 0.0427 Inercia sección bruta

Sección sin fisurar

ro1 = 0.0031 Cuantía geométrica
x (m) = 0.159 Posición fibra neutra fisurada en servicio
If (m4) = 0.0094 Inercia sección fisurada
σ,sr (Mpa) = 20.52 Tensión de la armadura en fisuración
σ,c (Mpa) = 4.57 Tensión + del hormigón en servicio
σ,s (Mpa) = 147.76 Tensión de la armadura en servicio

Cálculo de la apertura de fisuras

k2 = 1.00 Coeficiente de repetición
εs,m x 1e-3 = 0.69 Deformación unitaria de la armadura
Wk (mm) = 0.28 Ancho de fisuras < 0.3 OK

0.95

Comprobación fisuración

Beta = 1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) = 166.7 Separación media entre barras
k1 = 0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) = 2000 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) = 29.5 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) = 218 Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio

Mk (KN.m) = 354.2 Momento de servicio
Fct (Mpa) = 2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) = 0.107 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) = 273.6 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) = 0.0427 Inercia sección bruta

Sección fisurada

ro1 = 0.0037 Cuantía geométrica
x (m) = 0.172 Posición fibra neutra fisurada en servicio
If (m4) = 0.0110 Inercia sección fisurada
σ,sr (Mpa) = 20.52 Tensión de la armadura en fisuración
σ,c (Mpa) = 5.55 Tensión + del hormigón en servicio
σ,s (Mpa) = 161.95 Tensión de la armadura en servicio

Cálculo de la apertura de fisuras

k2 = 1.00 Coeficiente de repetición
εs,m x 1e-3 = 0.76 Deformación unitaria de la armadura
Wk (mm) = 0.28 Ancho de fisuras < 0.3 OK

0.94

Comprobación cortante

Vrd (kN) = 507.70 Cortante de cálculo efectivo
bo (m) = 1.00 Ancho reducido de la sección
ξ = 1.52
ρ1 = 0.003 Cuantía geométrica armadura transversal
σ,cd (Kpa) = 141.4 Tensión compresión compatible
Vu2 (kN) = 256.14 Cortante resistido sin armadura transversal
Vu2,min (kN) = 301.79 Cortante resistido mínimo

Es necesario armado transversal

Vu1 (kN) = 3750 Agotamiento por compresión oblicua 0.14
Vcu (kN) = 216.11 Colaboracion hormigon con armadura transversal
Φ,cer (mm) = 12 Diámetro rama de cerco
N,cer (mm) = 4 N° de ramas por sección
S,min (m) = 0.563 Separación longitudinal mínima
S,cer (m) = 0.250 Separación entre cercos
Aα.Fyα (kN/m) = 723.82 Cuantía mecánica de cercos
Aα.Fyα,min = 241.98 Cuantía mecánica mínima a disponer
Vsu (kN) = 488.58 Colaboración armadura transversal
Vu2 (kN) = 704.69 Resistencia a cortante OK

Armado del hastial >>> OK

Dimensionado armadura: Inferior hastial (S3)	
N,ed (kN) =	-802.9 Axil compatible (- >> compresión)
M,ed (mkN) =	1018.7 Flector de cálculo
M,ek (mkN) =	535.5 Flector ELS Casi permanente
Q.ed (kN) =	47.1 Cortante compatible

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.80 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.750 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	12500 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	1018.7 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	1441.3 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	32.5 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	12.0 Sección mecánica mínima: 0,04Ac.Fcd/Fyd
α =	0.15 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: α.As
As3 (kN) =	8.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura	
As (cm2) =	32.5 Armadura necesaria
N =	8 Número de redondos
Φ (mm) =	25 Diámetro
As,real (cm2) =	39.3 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	8.1 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
Φ (mm) =	16 Diámetro
As,real (cm2) =	10.1 Armadura dispuesta >>> OK

Dimensionado armadura: Superior hastial (S5)	
N,ed (kN) =	-741.0 Axil compatible (- >> compresión)
M,ed (mkN) =	-1104.5 Flector de cálculo
M,ek (mkN) =	-474.4 Flector ELS Casi permanente
Q.ed (kN) =	74.5 Cortante compatible

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.80 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.750 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	12500 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	1104.5 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	1571.4 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	35.4 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	12.0 Sección mecánica mínima: 0,04Ac.Fcd/Fyd
α =	0.03 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: α.As
As3 (kN) =	8.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura	
As (cm2) =	35.4 Armadura necesaria
N =	8 Número de redondos
Φ (mm) =	25 Diámetro
As,real (cm2) =	39.3 Armadura dispuesta >>> OK 0.90

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	8.9 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
Φ (mm) =	16 Diámetro
As,real (cm2) =	10.1 Armadura dispuesta >>> OK 0.88

Dimensionado armadura: Intermedio hastial (S4)	
N,ed (kN) =	-741.0 Axil compatible (- >> compresión)
M,ed (mkN) =	0.0 Flector de cálculo

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.80 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.750 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	12500 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	0.0 Momento de cálculo (lado exterior)
Us1 (kN) =	0.0 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	0.0 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	12.0 Sección mecánica mínima: 0,04Ac.Fcd/Fyd
α =	1.50 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: α.As
As3 (kN) =	8.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura	
As (cm2) =	8.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
Φ (mm) =	20 Diámetro
As,real (cm2) =	15.7 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	8.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
Φ (mm) =	16 Diámetro
As,real (cm2) =	10.1 Armadura dispuesta >>> OK

Comprobación fisuración

Beta = 1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) = 125.0 Separación media entre barras
k1 = 0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) = 2000 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) = 39.3 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) = 189 Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio

Mk (KN.m) = 535.5 Momento de servicio (Casi permanente)
Fct (Mpa) = 2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) = 0.107 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) = 273.60 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) = 0.0427 Inercia sección bruta

Sección fisurada

ro1 = 0.0049 Cuantía geométrica
x (m) = 0.195 Posición fibra neutra fisurada en servicio
If (m4) = 0.0140 Inercia sección fisurada
σ,sr (Mpa) = 20.52 Tensión de la armadura en fisuración
σ,c (Mpa) = 7.47 Tensión + del hormigón en servicio
σ,s (Mpa) = 185.56 Tensión de la armadura en servicio

Cálculo de la apertura de fisuras

k2 = 1.00 Coeficiente de repetición
εs,m x 1e-3 = 0.87 Deformación unitaria de la armadura
Wk (mm) = 0.28 Ancho de fisuras < 0.30 OK

Comprobación cortante

Vrd (kN) = 47.09 Cortante de cálculo efectivo
bo (m) = 1.00 Ancho reducido de la sección
ξ = 1.52
ρ1 = 0.005 Cuantía geométrica armadura transversal
σ,cd (Kpa) = 1003.6 Tensión compresión compatible
Vu2 (kN) = 393.88 Cortante resistido sin armadura transversal
Vu2,min (kN) = 398.78 Cortante resistido mínimo

OK

Comprobación fisuración

Beta = 1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) = 125.0 Separación media entre barras
k1 = 0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) = 2000 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) = 39.3 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) = 189 Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio

Mk (KN.m) = 474.4 Momento de servicio (Casi permanente)
Fct (Mpa) = 2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) = 0.107 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) = 273.60 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) = 0.0427 Inercia sección bruta

Sección fisurada

ro1 = 0.0049 Cuantía geométrica
x (m) = 0.195 Posición fibra neutra fisurada en servicio
If (m4) = 0.0140 Inercia sección fisurada
σ,sr (Mpa) = 20.52 Tensión de la armadura en fisuración
σ,c (Mpa) = 6.62 Tensión + del hormigón en servicio
σ,s (Mpa) = 164.36 Tensión de la armadura en servicio

Cálculo de la apertura de fisuras

k2 = 1.00 Coeficiente de repetición
εs,m x 1e-3 = 0.77 Deformación unitaria de la armadura
Wk (mm) = 0.25 Ancho de fisuras < 0.3 OK 0.82

Comprobación cortante

Vrd (kN) = 74.49 Cortante de cálculo efectivo
bo (m) = 1.00 Ancho reducido de la sección
ξ = 1.52
ρ1 = 0.005 Cuantía geométrica armadura transversal
σ,cd (Mpa) = 926.3 Tensión compresión compatible
Vu2 (kN) = 385.18 Cortante resistido sin armadura transversal
Vu2,min (kN) = 390.08 Cortante resistido mínimo

OK

Armado del techo >>> OK

Dimensionado armadura: Lateral techo (S6)	
N,ed (kN) =	-139.3 Axil compatible (- >> compresión)
Q,ed (kN) =	487.6 Cortante compatible
M,ed (mkN) =	523.9 Flector de cálculo
M,ek (mkN) =	220.5 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.80 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.750 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	12500 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	523.94 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	719.3 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	16.2 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	12.0 Sección mecánica mínima: 0,04Ac.Fcd/Fyd
α =	0.83 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: α .As
As3 (kN) =	8.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura	
As (cm2) =	16.2 Armadura necesaria
N =	5.00 Número de redondos
Φ (mm) =	25 Diámetro
As,real (cm2) =	24.5 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	8.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
Φ (mm) =	16 Diámetro
As,real (cm2) =	10.1 Armadura dispuesta >>> OK

Dimensionado armadura: Central Techo (S7)	
M,ed (mkN) =	685.4 Flector de cálculo

M,ek (mkN) = 304.5 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.80 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.750 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	12500 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	685.44 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	950.0 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	21.4 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	12.0 Sección mecánica mínima: 0,04Ac.Fcd/Fyd
α =	0.61 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: α .As
As3 (kN) =	8.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura	
As (cm2) =	21.4 Armadura necesaria
N =	6 Número de redondos
Φ (mm) =	25 Diámetro
As,real (cm2) =	29.5 Armadura dispuesta >>> OK 0.73

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	8.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
Φ (mm) =	16 Diámetro
As,real (cm2) =	10.1 Armadura dispuesta >>> OK 0.80

Comprobación fisuración

Beta =	1.7	Parámetro cargas directas
s (mm) =	200.0	Separación media entre barras
k1 =	0.125	Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) =	2000	Area eficaz zona traccionada
As (cm2) =	24.5	Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) =	242	Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio

Mk (KN.m) =	220.5	Momento de servicio (Casi permanente)
Fct (Mpa) =	2.56	Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) =	0.107	Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) =	273.60	Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) =	0.0427	Inercia sección bruta

Sección sin fisurar**Comprobación cortante**

Vrd (kN) =	487.64	Cortante de cálculo efectivo
bo (m) =	1.00	Ancho reducido de la sección
ξ =	1.52	
ρ_1 =	0.003	Cuantía geométrica armadura transversal
σ_{cd} (Kpa) =	174.1	Tensión compresión compatible
Vu2 (kN) =	259.82	Cortante resistido sin armadura transversal
Vu2,min (kN) =	305.46	Cortante resistido mínimo

Es necesario armado transversal

Vu1 (kN) =	3750	Agotamiento por compresión oblicua	0.13
Vcu (kN) =	219.78	Colaboracion hormigon con armadura transversal	
Φ_{cer} (mm) =	12	Diámetro rama de cerco	
N,cer (mm) =	4	Nº de ramas por sección	
S,min (m) =	0.563	Separación longitudinal mínima	
S,cer (m) =	0.25	Separación entre cercos	
A α .Fy α (kN/m) =	723.82	Cuantía mecánica de cercos	
A α .Fy α ,min =	241.98	Cuantía mecánica mínima a disponer	
Vsu (kN) =	488.58	Colaboración armadura transversal	
Vu2 (kN) =	708.36	Resistencia a cortante	OK

Comprobación fisuración

Beta =	1.7	Parámetro cargas directas
s (mm) =	166.7	Separación media entre barras
k1 =	0.125	Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) =	2000	Area eficaz zona traccionada
As (cm2) =	29.5	Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) =	218	Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio

Mk (KN.m) =	304.5	Momento de servicio (Casi permanente)
Fct (Mpa) =	2.56	Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) =	0.107	Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) =	273.60	Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) =	0.0427	Inercia sección bruta

Sección fisurada

Dimensiones de modelo de bielas y tirantes

r' (m) =	0.050 Eje de compresiones
r (m) =	0.065 Recubrimiento mecánico
C,sol (m) =	0.800 Canto solera
C,has (m) =	0.800 Canto del hastial
Lx (m) =	1.600 Longitud nudo eje X
Ly (m) =	1.200 Longitud nudo eje Y
α,car (rad) =	0.464 Ángulo cartabón

Comprobación armadura esquina inferior

Solicitaciones	Solera,izq	H,izq,inf	
Nd (kN)	-113.15	-797.96	
Qd (kN)	507.70	70.55	
Md (mkN)	471.94	-1007.71	
N,ext (kN) =	631.15	1080.86	$N_{,ext} = (M+N.(r-C/2))/(r'+r-C)$
N,int (kN) =	-744.31	-1878.82	$N_{,int} = N-T$

Equilibrio de fuerzas de esquina

$\Sigma F_x = R,has$	42.60	Reacción horizontal terreno esquina
$\Sigma F_y = R,sol$	290.26	Reacción vertical terreno esquina
$\Sigma M = M,sol + M,has + Q,sol \times (Lx-E,has/2) - Q,has \times (Ly-E,sol/2)$		
ΣM (mkN) =	17.04 >>> = - R,sol x X,sol >>>	
X,sol (m) =	-0.059	Situación resultante vertical respecto eje hastial

Nudos	Xi (m)	Yi (m)
Nudo 1	1.588	0.750
Nudo 2	1.588	0.065
Nudo 3	0.750	1.169
Nudo 4	0.065	1.169
Nudo 5	0.065	0.065
Nudo 6	0.750	0.673

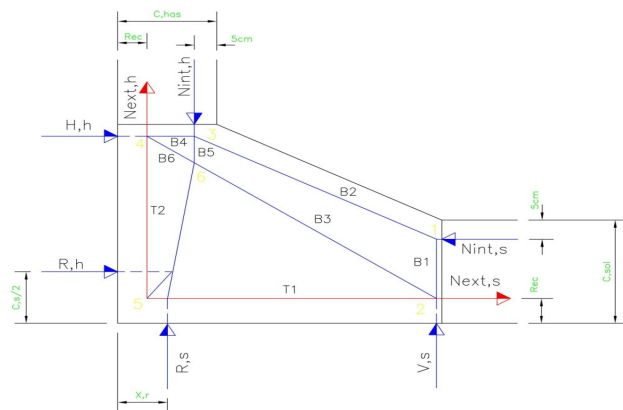
Comprobación armadura esquina superior

Solicitaciones	Techo,izq	H,izq,sup	
Nd (kN)	-115.82	797.96	
Qd (kN)	-451.87	73.22	
Md (mkN)	-478.95	1011.31	
N,ext (kN) =	526.74	1086.12	$N_{,ext} = (M+N.(r-C/2))/(r'+r-C)$
N,int (kN) =	-642.56	-288.16	$N_{,int} = N-T$

Equilibrio de fuerzas de esquina

$\Sigma F_x = R,has$	42.60	Reacción horizontal terreno esquina
$\Sigma F_y = R,sol$	-346.09	Reacción vertical terreno esquina
$\Sigma M = M,sol + M,has + Q,sol \times (Lx-E,has/2) - Q,has \times (Ly-E,sol/2)$		
ΣM (mkN) =	532.35 >>> = - R,sol x X,sol >>>	
X,sol (m) =	1.538	Situación resultante vertical respecto eje hastial

Nudos	Xi (m)	Yi (m)
Nudo 1	1.588	-0.750
Nudo 2	1.588	-0.065
Nudo 3	0.750	-1.169
Nudo 4	0.065	-1.169
Nudo 5	0.065	-0.065
Nudo 6	0.750	-0.673



Ángulos de barras entre $+\pi/2$ y $-\pi/2$ según sentido entrada al nudo

Equilibrio Nudo 1 >>> Entra N,int,sol			
α_a (rad) =	1.571	Ángulo barra a Nudo >>>	1 2
α_b (rad) =	-0.464	Ángulo barra b Nudo >>>	1 3
ΣF_x (kN) =	-744.3	Suma de componentes X en el nudo	
ΣF_y (kN) =	0.0	Suma de componentes Y en el nudo	
B1 (kN) =	372.2	Biela 1	744.3 OK
B2 (kN) =	832.2	Biela 2	0.0 OK

Equilibrio Nudo 2 >>> Entra B1 + N,ext,sol + V,sol			
α_a (rad) =	-0.627	Ángulo barra a Nudo >>>	2 4
α_b (rad) =	0.000	Ángulo barra b Nudo >>>	2 5
ΣF_x (kN) =	631.2	Suma de componentes X en el nudo	
ΣF_y (kN) =	135.6	Suma de componentes Y en el nudo	
B3 (kN) =	231.0	Biela 3	-631.2 OK
T1 (kN) =	-818.2	Tirante 1	-135.6 OK

Equilibrio Nudo 3 >>> Entra B2+N,int,has			
α_a (rad) =	0.000	Ángulo barra a Nudo >>>	3 4
α_b (rad) =	1.571	Ángulo barra b Nudo >>>	3 6
ΣF_x (kN) =	-744.3	Suma de componentes X en el nudo	
ΣF_y (kN) =	-425.8	Suma de componentes Y en el nudo	
B4 (kN) =	744.3	Biela 4	744.3 OK
B5 (kN) =	425.8	Biela 5	425.8 OK

Equilibrio Nudo 4 >>> Entra B4+N,ext,has+H,has			
α_a (rad) =	1.571	Ángulo barra a Nudo >>>	4 5
α_b (rad) =	-0.627	Ángulo barra b Nudo >>>	4 6
ΣF_x (kN) =	-673.8	Suma de componentes X en el nudo	
ΣF_y (kN) =	1080.9	Suma de componentes Y en el nudo	
T2 (kN) =	-592.5	Tirante 2	673.8 OK
B6 (kN) =	832.1	Biela 6	-1080.9 OK

Armadura inferior esquina inferior

T1 (cm ²) =	20.5	Armadura horizontal esquina	
N =	5	Número de redondos	
Φ (mm) =	25	Diámetro	
As,real (cm ²) =	24.5	Armadura dispuesta >>>	OK

Armadura exterior hastial inferior

T2 (cm ²) =	14.81	Armadura vertical esquina	
N =	8.00	Número de redondos	
Φ (mm) =	25	Diámetro	
As,real (cm ²) =	39.3	Armadura dispuesta >>>	OK

Ángulos de barras entre $+\pi/2$ y $-\pi/2$ según sentido entrada al nudo

Equilibrio Nudo 1 >>> Entra N,int,sol			
α_a (rad) =	-1.571	Ángulo barra a Nudo >>>	1 2
α_b (rad) =	0.464	Ángulo barra b Nudo >>>	1 3
ΣF_x (kN) =	-642.6	Suma de componentes X en el nudo	
ΣF_y (kN) =	0.0	Suma de componentes Y en el nudo	
B1 (kN) =	321.3	Biela 1	642.6 OK
B2 (kN) =	718.4	Biela 2	0.0 OK

Equilibrio Nudo 2 >>> Entra B1 + N,ext,sol + V,sol			
α_a (rad) =	0.627	Ángulo barra a Nudo >>>	2 4
α_b (rad) =	0.000	Ángulo barra b Nudo >>>	2 5
ΣF_x (kN) =	526.7	Suma de componentes X en el nudo	
ΣF_y (kN) =	-130.6	Suma de componentes Y en el nudo	
B3 (kN) =	222.5	Biela 3	-526.7 OK
T1 (kN) =	-706.9	Tirante 1	130.6 OK

Equilibrio Nudo 3 >>> Entra B2+N,int,has			
α_a (rad) =	0.000	Ángulo barra a Nudo >>>	3 4
α_b (rad) =	-1.571	Ángulo barra b Nudo >>>	3 6
ΣF_x (kN) =	-642.6	Suma de componentes X en el nudo	
ΣF_y (kN) =	476.7	Suma de componentes Y en el nudo	
B4 (kN) =	642.6	Biela 4	642.6 OK
B5 (kN) =	476.7	Biela 5	-476.7 OK

Equilibrio Nudo 4 >>> Entra B4+N,ext,has+H,has			
α_a (rad) =	-1.571	Ángulo barra a Nudo >>>	4 5
α_b (rad) =	0.627	Ángulo barra b Nudo >>>	4 6
ΣF_x (kN) =	-569.3	Suma de componentes X en el nudo	
ΣF_y (kN) =	-1086.1	Suma de componentes Y en el nudo	
T2 (kN) =	-673.4	Tirante 2	569.3 OK
B6 (kN) =	703.2	Biela 6	1086.1 OK

Armadura superior esquina superior

T1 (cm ²) =	17.7	Armadura horizontal esquina	
N =	5	Número de redondos	
Φ (mm) =	25	Diámetro	
As,real (cm ²) =	24.5	Armadura dispuesta >>>	OK

Armadura exterior hastial inferior

T2 (cm ²) =	16.84	Armadura vertical esquina	
N =	8.00	Número de redondos	
Φ (mm) =	25	Diámetro	
As,real (cm ²) =	39.3	Armadura dispuesta >>>	OK

3.- MURO DE CONTENCIÓN ENTRE EL APARCAMIENTO NORESTE Y EL VIAL T1

3.1.- INTRODUCCIÓN.

El emplazamiento del muro está contenido en el Proyecto de Urbanización General y Acometidas de la Ampliación III de IFEMA se halla en el borde norte del aparcamiento Noreste (en la zona G del ámbito), y permite salvar la diferencia de cota existente entre el nivel inferior del aparcamiento y el viario T1.

La altura máxima del muro es de 5 metros, pero al ser variable la altura de tierras a contener se calculan secciones intermedias cada medio metro de altura. Adicionalmente, se realiza el cálculo de muros en disposición inversa, es decir, aquellos en los que el vuelo mayor de la zapata (v_z) se encuentra en el nivel inferior del muro de contención, con el objeto de dejar libre la acera de la calle T1 para la disposición de servicios urbanos.

El cálculo del muro proyectado se ha realizado siguiendo la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)

Como datos de partida se han considerado los siguientes:

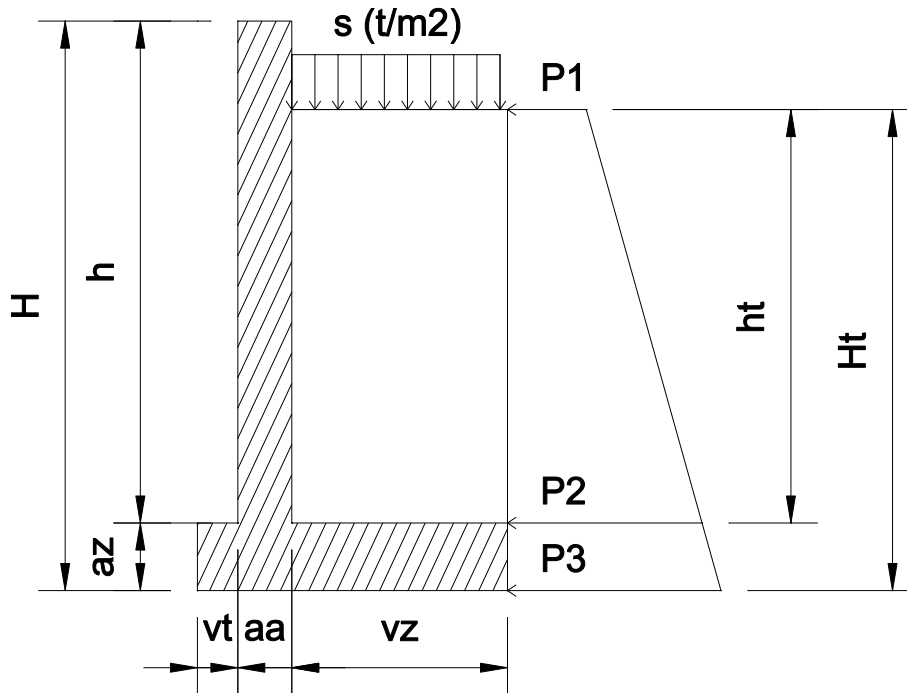
- Coeficiente de empuje activo (K_A): 0,393
- Coeficiente de rozamiento estático ($\text{tg } \phi'$): 0,577
- Tensión máxima admisible (σ_{adm}): 2,00 kg/cm²
- Densidad del terreno (γ_t): 1,85 t/m³
- Densidad del hormigón armado (γ_H): 2,50 t/m³
- Sobrecarga del terreno: 2,00 t/m²

Las características de los materiales empleados se indican a continuación:

- Límite elástico del acero: 5.100 kg/cm²
- Resistencia característica del hormigón: 250 kg/cm²
- Coeficiente de mayoración de acciones permanentes: 1,35
- Coeficiente de mayoración de acciones variables: 1,50
- Coeficiente de minoración del hormigón: 1,50
- Coeficiente de minoración del acero: 1,15
- Recubrimiento mínimo de las armaduras: 4 cm

3.2.- COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

El primer paso consiste en comprobar la estabilidad del muro a deslizamiento y vuelco. Para ello se calculan las fuerzas desestabilizadoras (empuje del terreno) y estabilizadora (peso del muro y de tierras), según se observa en la figura adjunta, comprobando que el coeficiente de seguridad al deslizamiento es mayor de 1,50, y que el coeficiente de seguridad al vuelco es mayor de 1,00, según se indica en el CTE.



$$P_1 = K_A \cdot s$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma_s \cdot h_t$$

$$P_3 = P_1 + K_A \cdot \gamma_s \cdot H_t$$

Fuerzas desestabilizadoras

$$F_h = \frac{P_1 + P_3}{2} \cdot H_t$$

$$M_d = P_1 \cdot \frac{H_t^2}{2} + \frac{1}{6} \cdot (P_3 - P_1) \cdot H_t^2$$

Fuerzas estabilizadoras

	Peso	Momento
Alzado	$a_a \cdot h \cdot \gamma_H$	$a_a \cdot h \cdot \gamma_H \cdot \left(\frac{a}{2} + v_t \right)$

Zapata	$(v_t + a_a + v_t) \cdot a_z \cdot \gamma_H$	$\frac{(v_t + a_a + v_t)^2 \cdot a_z \cdot \gamma_H}{2}$
Tierras	$v_z \cdot h_t \cdot \gamma_s$	$v_z \cdot h_t \cdot \gamma_s \cdot \left(\frac{v_z}{2} + a_a + v_t \right)$
Sobrecarga	$S \cdot v_z$	$S \cdot v_z \cdot \left(\frac{v_z}{2} + a_a + v_t \right)$

Comprobaciones

$$\frac{\text{Peso} \cdot \text{tg } \vartheta}{F_h} > 1,5$$

$$\frac{0,9 \cdot \text{Momento}}{1,8 \cdot M_d} > 1,0$$

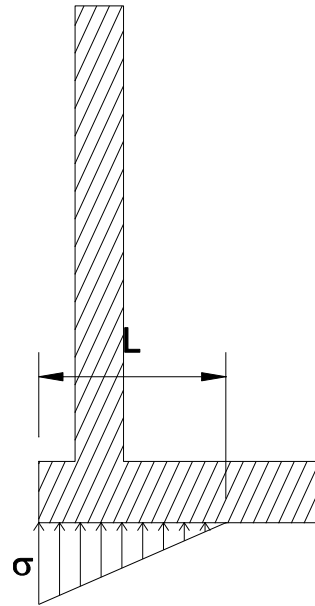
3.3.- CÁLCULO DE TENSIONES

A continuación se calculan las tensiones en la base de la zapata. Se pueden considerar dos hipótesis:

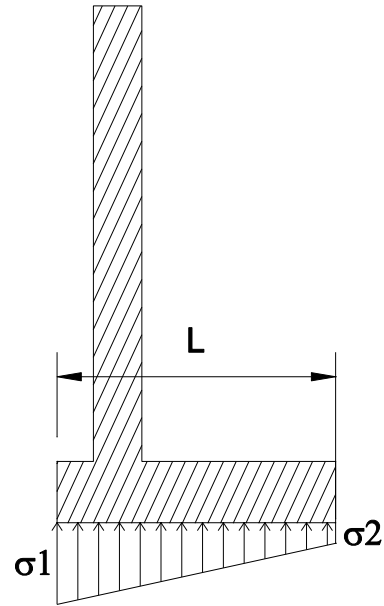
- Hipótesis I: Zapata en tracción, una parte de la zapata está despegada, aunque el momento estabilizador impide el vuelco.
- Hipótesis II: Toda la zapata está comprimida, por lo que está totalmente apoyada en el suelo.

Las situaciones tensionales en ambas hipótesis se observan gráficamente en la figura adjunta.

HIPÓTESIS I



HIPÓTESIS II



Aplicando el equilibrio de fuerzas en vertical y de momentos se obtienen las siguientes ecuaciones, con las que se despejan las incógnitas (σ , L , σ_1 , σ_2).

Hipótesis I

$$\text{Peso} = W = \frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot L$$

$$\text{Momento} - M_d = M_c = \frac{1}{6} \cdot \sigma \cdot L^2$$

$$\text{Despejando: } L = \frac{3M_c}{W}, \sigma = \frac{2 \cdot W^2}{3 \cdot M_c}$$

Hipótesis II

$$W = \sigma_2 \cdot L + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot L$$

$$M_c = \sigma_2 \cdot \frac{L^2}{2} + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{L^2}{6}$$

$$\text{Despejando: } \sigma_1 = \frac{4W}{L} - \frac{6M_c}{L^2}; \sigma_2 = \frac{6M_c}{L^2} - \frac{2W}{L}$$

Para comprobar en qué hipótesis nos encontramos, basta con comprobar si $\frac{3M_c}{W} < L$. En caso afirmativo, estaríamos en la hipótesis I; en caso contrario, en la hipótesis II.

3.4.- DIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO

El dimensionamiento se realiza a partir de la sección más desfavorable del muro, que es el punto de unión del alzado y la zapata. En esa sección, el valor del momento flector es de:

$$M = \frac{P_1 \cdot h_t^2}{3} + \frac{P_2 \cdot h_t^2}{6}$$

Para obtener el momento de cálculo (Md) hay que ponderar dicho momento con el coeficiente de mayoración de acciones.

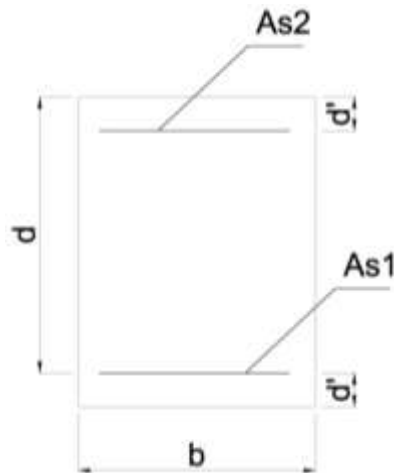
Para el cálculo de la capacidad mecánica del acero se emplea el cálculo simplificado de secciones en Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales incluido en el anejo nº 8 de la EHE-08. Según el mismo, existen dos opciones de dimensionamiento, en función del valor de Md. Si $M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$, únicamente es necesaria la armadura de tracción en caso contrario, se incluirá armadura de compresión.

En el primer caso

$$U_{s1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right), \text{ mientras que en el segundo caso}$$

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0,375 \cdot U_o \cdot d}{d - d}, \quad U_{s1} = 0,5 U_o + U_{s2}$$

Los valores anteriores son:



$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d$$

f_{cd} : resistencia característica del hormigón

U_{s1} : capacidad mecánica del acero traccionado

U_{s2} : capacidad mecánica del acero comprimido

A_{s1} : sección del acero traccionado

A_{s2} : sección del acero comprimido

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}}, \quad A_{s2} = \frac{U_{s2}}{f_{yd}}$$

f_{yd} : límite elástico de cálculo del acero

3.4.1.- ARMADURA ALZADO

Armadura vertical

Se realiza el cálculo a flexión simple, indicado anteriormente, en la sección de unión del alzado y la zapata.

La armadura de tracción (cara interior del alzado) se obtiene como la máxima entre la teórica de cálculo (A_{s1}), y las mínimas indicadas en los artículos 42.3.2 y 42.3.5 de la EHE-08:

- Art. 42.3.2: $A_{s1} \geq \frac{A_c}{4,8} \cdot \frac{f_{ct,m,fl}}{f_{yd}}$,
- siendo $f_{ct,m,fl} = \max[(1,6 - h/1000)f_{ct,m}; f_{ct,m}]$ y $f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$

- Art. 42.3.5: $A_{s1} \geq \frac{0,9}{1000} \cdot A_c$

A_c : área de la sección total de hormigón.

La armadura de compresión (cara exterior del alzado) se obtiene como la máxima entre la teórica de cálculo (A_{s2} en caso necesario) y la mínima indicada en el artículo 42.3.5 de la EHE-08 ($A_{s2} \geq 0,27 A_{s1}$).

Armadura horizontal

Según el artículo 42.3.5 de la EHE, la cuantía de acero mínima de acero horizontal es del 3,2 ‰ de la sección total de hormigón $\left(\frac{3,2}{1000} \cdot A_c \right)$, disponiéndose 2/3 de dicha armadura en la cara vista.

3.4.2.- ARMADURA ZAPATA

Armadura transversal

En la zapata, la sección crítica vuelve a ser la de unión con el alzado, por lo que el momento de cálculo es el calculado anteriormente. Al estar sometido a flexión simple, el cálculo de las cuantías (A_{s1} y A_{s2}) vuelve a ser igual al ya descrito.

Es necesario comprobar también que se cumplen las cuantías mínimas indicadas en los apartados 42.3.2 y 42.3.5 de la EHE-08, tanto para tracción (cara superior) como para compresión (cara inferior).

Armadura longitudinal

Según el artículo 42.3.5 de la EHE-08, la cuantía mínima será del 1,8‰ de la sección de hormigón, repartida en las dos caras.

Además de las cuantías consideradas anteriormente de cálculo, tanto en alzados como en zapatas se ha fijado una cuantía mínima de proyecto de \emptyset 10 a 25.

3.5.- RESULTADOS DE CÁLCULO.

3.5.1.- MURO ALZADO 5,00 M

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,35
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\emptyset'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \emptyset'$	0,577

ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	10 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³
DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	1,50 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	5,00 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ESPESOR ZAPATA	a_z	0,50 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,50 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	5,00 m
VUELO ZAPATA	v_z	2,20 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	0,60 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS	
EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA	2,88 t/m
EMPUJE TIERRAS	10,52 t/m
E_{des}	13,40 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS	
PESO ALZADO	6,25 t/m
PESO ZAPATA	4,31 t/m
PESO TIERRAS	24,35 t/m
SOBRECARGA	3,53 t/m
E_{est}	38,44 t/m
$E_{est} \cdot \text{tg}\theta'$	22,19 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	2,75 m	MOMENTO SOBRECARGA	7,93 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,83 m	MOMENTO TIERRAS	19,29 m·t/m
		M_{des}	27,22 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	0,85 m	MOMENTO ALZADO	5,31 m·t/m
BRAZO ZAPATA	1,73 m	MOMENTO ZAPATA	7,44 m·t/m
BRAZO TIERRAS	2,28 m	MOMENTO TIERRAS	55,40 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	2,28 m	MOMENTO SOBRECARGA	8,02 m·t/m
			M_{est} 76,17 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

M_{est} MINORADO 68,55 m·t/m

M_{des} MAYORADO 48,99 m·t/m

COEFICIENTE SEGURIDAD 1,40 ≥ 1

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot \operatorname{tg} \phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

E_{est} MINORADO 22,19 m·t/m

E_{des} MAYORADO 13,40 m·t/m

COEFICIENTE SEGURIDAD 1,66 ≥ 1,5

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E_{est}	38,44 t/m
------------	------------------------	------------------

MOMENTO ESTABILIZADOR	M _{est}	76,17 m·t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M _{des}	27,22 m·t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	48,95 m·t/m

ANCHO BASE	L	3,45 m
------------	---	--------

TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
--------------------------	----------------	-------------------------

HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²

HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,24 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		1,99 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA	2,88 t/m	BRAZO SOBRECARGA	2,75 m
EMPUJE TIERRAS	10,52 t/m	BRAZO TIERRAS	1,83 m
	E_{des} 13,40 t/m		

MOMENTO SOBRECARGA		7,93 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_Q 1,50
MOMENTO TIERRAS		19,29 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_G 1,35
	M_{des}	27,22 m-t/m		

MOMENTO TIERRAS MAYORADO		11,89 m-t/m		
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO		26,04 m-t/m		
	M_d	37,93 m-t/m		

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	37,93 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,46 m
"d'"	0,04 m
U_o	766,7 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	132,25 m-t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	87,45 t
A_{s1} (cálculo)	19,72 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	6,63 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	14,31 cm²

Ø16 a 10 cm

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	1,35 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U _{s1}	0,00 t
A _{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A _{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A _{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A _{s1} a adoptar	0,00 cm²
<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
U _{s2}	0,00 t
A _{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A _{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A _{s2} a adoptar	0,00 cm²

<u>HORIZONTAL</u>		
Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)		
A _s (mín)	16,00	cm ²
A _s ambas caras	8,00	cm²

Ø16 a 25 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M _d	27,98 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,46 m
"d'"	0,04 m

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

U_o	766,7 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	132,25 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	87,45 t
A_{s1} (cálculo)	19,72 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	6,63 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	19,72 cm²

Ø16 a 10 cm

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	4,50 cm²

Ø10 a 20 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm²

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm²

LONGITUDINAL

Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	9,00 cm ²
A_s ambas caras	4,50 cm²

Ø12 a 25 cm

3.5.2.- MURO ALZADO 4,50 M

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,35
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\varnothing'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \varnothing'$	0,577
ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	10 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³
DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	1,50 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	4,50 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ESPESOR ZAPATA	a_z	0,50 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,50 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	4,50 m
VUELO ZAPATA	v_z	2,00 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	0,50 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS	
EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA	2,62 t/m
EMPUJE TIERRAS	8,69 t/m
E_{des}	11,32 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS	
PESO ALZADO	5,63 t/m
PESO ZAPATA	3,75 t/m
PESO TIERRAS	18,61 t/m
SOBRECARGA	3,00 t/m
E_{est}	30,99 t/m
$E_{est} \cdot \text{tg}\phi'$	17,89 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	2,50 m	MOMENTO SOBRECARGA	6,55 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,67 m	MOMENTO TIERRAS	14,49 m·t/m
M_{des}			21,04 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	0,75 m	MOMENTO ALZADO	4,22 m·t/m
BRAZO ZAPATA	1,50 m	MOMENTO ZAPATA	5,63 m·t/m
BRAZO TIERRAS	2,00 m	MOMENTO TIERRAS	37,22 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	2,00 m	MOMENTO SOBRECARGA	6,00 m·t/m
M_{est}			53,07 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

$$M_{est} \text{ MINORADO} \quad 47,76 \text{ m·t/m}$$

$$M_{des} \text{ MAYORADO} \quad 37,88 \text{ m·t/m}$$

$$\text{COEFICIENTE SEGURIDAD} \quad 1,23 \geq 1$$

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot \text{tg}\phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

$$E_{est} \text{ MINORADO} \quad 17,89 \text{ m·t/m}$$

$$E_{des} \text{ MAYORADO} \quad 11,32 \text{ m·t/m}$$

$$\text{COEFICIENTE SEGURIDAD} \quad 1,58 \geq 1,5$$

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E_{est}	30,99 t/m
MOMENTO ESTABILIZADOR	M_{est}	53,07 m-t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M_{des}	21,04 m-t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	32,02 m-t/m
ANCHO BASE	L	3,00 m
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²
HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,07 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		2,00 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA	2,62 t/m	BRAZO SOBRECARGA	2,50 m
EMPUJE TIERRAS	8,69 t/m	BRAZO TIERRAS	1,67 m
	E_{des} 11,32 t/m		
MOMENTO SOBRECARGA	6,55 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_Q 1,50
MOMENTO TIERRAS	14,49 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_G 1,35
	M_{des} 21,04 m-t/m		
MOMENTO TIERRAS MAYORADO	9,83 m-t/m		
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO	19,56 m-t/m		
	M_d 29,39 m-t/m		

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	29,39 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,46 m
"d'"	0,04 m
U_o	766,7 t

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

0,375·U _o ·d	132,25 m·t
-------------------------	------------

HIPOTESIS I (M_d ≤ 0,375·U_o·d)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U _{s1}	66,81 t
A _{s1} (cálculo)	15,06 cm ²
A _{s1} (mínimo mecánico)	6,63 cm ²
A _{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A _{s1} a adoptar	15,06 cm²

Ø20 a 20 cm

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
A _{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	1,35 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A _{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II (M_d > 0,375·U_o·d)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U _{s1}	0,00 t
A _{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A _{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A _{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A _{s1} a adoptar	0,00 cm²
<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
U _{s2}	0,00 t
A _{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A _{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

A_s mín ($4\varnothing 10$ por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

HORIZONTAL

Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)

A_s (mín)	16,00 cm ²
A_s ambas caras	8,00 cm ²

Ø16 a 25 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	29,39 m·t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,46 m
"d'"	0,04 m
U_o	766,7 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	132,25 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

SUPERIOR TRANSVERSAL

U_{s1}	66,81 t
A_{s1} (cálculo)	15,06 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	6,63 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A_s mín ($4\varnothing 10$ por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	15,06 cm ²

Ø20 a 20 cm

INFERIOR TRANSVERSAL

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	4,50 cm²

Ø12 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

SUPERIOR TRANSVERSAL

U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm²

INFERIOR TRANSVERSAL

U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm²

LONGITUDINAL

Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	9,00 cm ²
A_s ambas caras	4,50 cm²

Ø12 a 25 cm

3.5.3.- MURO ALZADO 4,00 M

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,393
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\varnothing'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \varnothing'$	0,577
ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	17 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³
DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	2,00 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	4,00 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ESPESOR ZAPATA	a_z	0,50 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,50 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	4,00 m
VUELO ZAPATA	v_z	2,00 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	0,50 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS	
EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA	3,54 t/m
EMPUJE TIERRAS	7,92 t/m
E_{des}	11,46 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS	
PESO ALZADO	5,00 t/m
PESO ZAPATA	3,75 t/m
PESO TIERRAS	17,14 t/m
SOBRECARGA	4,00 t/m
E_{est}	29,89 t/m
$E_{est} \cdot \text{tg} \varnothing'$	17,26 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	2,25 m	MOMENTO SOBRECARGA	7,96 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,50 m	MOMENTO TIERRAS	11,88 m·t/m
M_{des}			19,84 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	0,75 m	MOMENTO ALZADO	3,75 m·t/m
BRAZO ZAPATA	1,50 m	MOMENTO ZAPATA	5,63 m·t/m
BRAZO TIERRAS	2,00 m	MOMENTO TIERRAS	34,27 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	2,00 m	MOMENTO SOBRECARGA	8,00 m·t/m
M_{est}			51,65 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

M _{est} MINORADO	46,4 8	m·t/m
M _{des} MAYORADO	35,7 2	m·t/m
COEFICIENTE SEGURIDAD	1,30	≥1

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot \operatorname{tg} \phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

E _{est} MINORADO	17,2 6	m·t/m
E _{des} MAYORADO	11,4 6	m·t/m
COEFICIENTE SEGURIDAD	1,51	≥1,5

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E_{est}	29,89 t/m
------------	------------------------	------------------

MOMENTO ESTABILIZADOR	M _{est}	51,65 m·t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M _{des}	19,84 m·t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	31,81 m·t/m

ANCHO BASE	L	3,00 m
------------	---	--------

TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ _{adm}	2,00 kg/cm ²
--------------------------	------------------	-------------------------

HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²

HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,13 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		1,86 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA	3,54 t/m	BRAZO SOBRECARGA	2,25 m
EMPUJE TIERRAS	7,92 t/m	BRAZO TIERRAS	1,50 m
E_{des}	11,46 t/m		

MOMENTO SOBRECARGA	7,96 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	Y _Q 1,50
MOMENTO TIERRAS	11,88 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	Y _G 1,35
M_{des}	19,84 m-t/m		

MOMENTO TIERRAS MAYORADO	11,94 m-t/m		
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO	16,04 m-t/m		
M_d	27,98 m-t/m		

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M _d	27,98 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,46 m
"d'"	0,04 m
U _o	766,7 t
0,375·U _o ·d	132,25 m-t

HIPOTESIS I (M_d ≤ 0,375·U_o·d)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U _{s1}	63,46 t
A _{s1} (cálculo)	14,31 cm ²
A _{s1} (mínimo mecánico)	6,63 cm ²
A _{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A _{s1} a adoptar	14,31 cm²

Ø20 a 20 cm

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	1,35 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm ²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm ²
<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

<u>HORIZONTAL</u>		
Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)		
A_s (mín)	16,00	cm ²
A_s ambas caras	8,00	cm ²

Ø16 a 25 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	27,98 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,46 m
"d'"	0,04 m
U_o	766,7 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	132,25 m-t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	63,46 t
A_{s1} (cálculo)	14,31 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	6,63 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	14,31 cm²

Ø20 a 20 cm

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	4,50 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	4,50 cm²

Ø10 a 20 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s1} a adoptar	0,00 cm ²
--------------------	-----------------------------

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

<u>LONGITUDINAL</u>	
Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	9,00 cm ²
A_s ambas caras	4,50 cm ²

Ø10 a 20 cm

1.1.1 MURO ALZADO 3,50 M

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,393
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\varnothing'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \varnothing'$	0,577
ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	17 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³
DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	2,00 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	3,50 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²

COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ESPESOR ZAPATA	a_z	0,40 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,40 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	3,50 m
VUELO ZAPATA	v_z	1,85 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	0,50 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS		
EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		3,07 t/m
EMPUJE TIERRAS		2,75 t/m
	E_{des}	9,02 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS		
PESO ALZADO		3,50 t/m
PESO ZAPATA		2,75 t/m
PESO TIERRAS		13,93 t/m
SOBRECARGA		3,70 t/m
	E_{est}	23,88 t/m
	$E_{est} \cdot \text{tg}\phi'$	13,79 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	1,95 m	MOMENTO SOBRECARGA	5,98 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,30 m	MOMENTO TIERRAS	7,73 m·t/m
		M_{des}	13,71 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	0,70 m	MOMENTO ALZADO	2,45 m·t/m
BRAZO ZAPATA	1,38 m	MOMENTO ZAPATA	3,78 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,83 m	MOMENTO TIERRAS	25,42 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	1,83 m	MOMENTO SOBRECARGA	6,75 m·t/m
		M_{est}	38,40 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

M_{est} MINORADO	34,56 m·t/m
M_{des} MAYORADO	24,69 m·t/m
COEFICIENTE SEGURIDAD	1,40 \geq 1

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot \operatorname{tg} \phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

E_{est} MINORADO	13,79 m·t/m
E_{des} MAYORADO	9,02 m·t/m
COEFICIENTE SEGURIDAD	1,53 \geq 1,5

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E_{est}	23,88 t/m
------------	-----------	------------------

MOMENTO ESTABILIZADOR	M_{est}	38,40 m·t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M_{des}	13,71 m·t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	24,69 m·t/m

ANCHO BASE	L	2,75 m
------------	---	--------

TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
--------------------------	----------------	-------------------------

HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²

HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,22 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		1,51 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		3,07 t/m	BRAZO SOBRECARGA	1,95 m
EMPUJE TIERRAS		5,95 t/m	BRAZO TIERRAS	1,30 m
	E_{des}	9,02 t/m		

MOMENTO SOBRECARGA		5,98 m·t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_Q	1,50
MOMENTO TIERRAS		7,73 m·t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_G	1,35
	M_{des}	13,71 m·t/m			

MOMENTO TIERRAS MAYORADO		8,97 m·t/m		
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO		10,44 m·t/m		
	M_d	19,41 m·t/m		

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	19,41 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,36 m
"d'"	0,04 m
U_o	600,0 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	81,00 m-t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	56,59 t
A_{s1} (cálculo)	12,76 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	5,78 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	3,60 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	12,76 cm²

Ø20 a 20 cm

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	1,08 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm ²
<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

HORIZONTAL

Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)

A_s (mín)	12,80 cm ²
A_s ambas caras	6,40 cm ²

Ø12 a 17 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	19,41 m·t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,36 m
"d'"	0,04 m
U_o	600,0 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	81,00 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

SUPERIOR TRANSVERSAL

U_{s1}	56,59 t
A_{s1} (cálculo)	12,76 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	5,78 cm ²

A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	3,60 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	12,76 cm ²

Ø20 a 20 cm

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	3,60 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,60 cm ²

Ø10 a 20 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm ²

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

<u>LONGITUDINAL</u>	
Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	7,20 cm ²
A_s ambas caras	3,60 cm ²

Ø10 a 20 cm

1.1.2 MURO ALZADO 3,00 M

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,393
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\varnothing'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \varnothing'$	0,577
ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	17 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³
DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	2,00 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	3,00 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ESPESOR ZAPATA	a_z	0,40 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,40 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	3,00 m
VUELO ZAPATA	v_z	1,60 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	0,30 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS		
EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		2,67 t/m
EMPUJE TIERRAS		4,52 t/m
	E_{des}	7,20 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS		
PESO ALZADO		3,00 t/m
PESO ZAPATA		2,30 t/m
PESO TIERRAS		10,33 t/m

SOBRECARGA		3,20 t/m
	E_{est}	18,83 t/m
	$E_{est} \cdot tg\phi'$	10,87 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	1,70 m	MOMENTO SOBRECARGA	4,54 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,13 m	MOMENTO TIERRAS	5,12 m·t/m
		M_{des}	9,67 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	0,50 m	MOMENTO ALZADO	1,50 m·t/m
BRAZO ZAPATA	1,15 m	MOMENTO ZAPATA	2,65 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,50 m	MOMENTO TIERRAS	15,50 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	1,50 m	MOMENTO SOBRECARGA	4,80 m·t/m
		M_{est}	24,44 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

$$M_{est} \text{ MINORADO} \quad 22,00 \text{ m·t/m}$$

$$M_{des} \text{ MAYORADO} \quad 17,40 \text{ m·t/m}$$

$$\text{COEFICIENTE SEGURIDAD} \quad 1,26 \geq 1$$

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot tg\phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

$$E_{est} \text{ MINORADO} \quad 10,87 \text{ m·t/m}$$

$$E_{des} \text{ MAYORADO} \quad 7,20 \text{ m·t/m}$$

$$\text{COEFICIENTE SEGURIDAD} \quad 1,51 \geq 1,5$$

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E_{est}	18,83 t/m
------------	-----------	-----------

MOMENTO ESTABILIZADOR	M_{est}	24,44 m·t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M_{des}	9,67 m·t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	14,77 m·t/m

ANCHO BASE	L	2,30 m
------------	---	--------

TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
--------------------------	----------------	-------------------------

HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²

HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,04 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		1,60 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		2,67 t/m	BRAZO SOBRECARGA	1,70 m
EMPUJE TIERRAS		4,52 t/m	BRAZO TIERRAS	1,13 m
	E_{des}	7,20 t/m		

MOMENTO SOBRECARGA		4,54 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_Q	1,50
MOMENTO TIERRAS		5,12 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_G	1,35
	M_{des}	9,67 m-t/m			

MOMENTO TIERRAS MAYORADO		6,82 m-t/m		
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO		6,92 m-t/m		
	M_d	13,74 m-t/m		

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M _d	13,74 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,36 m
"d'"	0,04 m
U _o	600,0 t
0,375·U _o ·d	81,00 m-t

HIPOTESIS I (M_d ≤ 0,375·U_o·d)

VERTICAL TRACCIÓN

U _{s1}	39,45 t
A _{s1} (cálculo)	8,90 cm ²
A _{s1} (mínimo mecánico)	5,78 cm ²
A _{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	3,60 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A _{s1} a adoptar	8,90 cm²

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

Ø12 a 13 cm

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	1,08 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm²

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm²

<u>HORIZONTAL</u>	
Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	12,80 cm ²
A_s ambas caras	6,40 cm²

Ø12 a 17 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	13,74 m·t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,36 m
"d'"	0,04 m
U_o	600,0 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	81,00 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	39,45 t
A_{s1} (cálculo)	8,90 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	5,78 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	3,60 cm ²
A_s mín (4Ø10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	8,90 cm²

Ø12 a 13 cm

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	3,60 cm ²
A_s mín (4Ø10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,60 cm²

Ø10 a 20 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm ²

INFERIOR TRANSVERSAL

U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

<u>LONGITUDINAL</u>		
Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)		
A_s (mín)	7,20	cm ²
A_s ambas caras	3,60	cm ²

Ø10 a 20 cm

1.1.3 MURO ALZADO 2,50 M

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,393
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\varnothing'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \varnothing'$	0,577
ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	17 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³
DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	2,00 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	2,50 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ESPEZOR ZAPATA	a_z	0,30 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,30 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	2,50 m
VUELO ZAPATA	v_z	1,40 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	0,30 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS		
EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		2,20 t/m
EMPUJE TIERRAS		3,07 t/m
	E_{des}	5,27 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS		
PESO ALZADO		1,88 t/m
PESO ZAPATA		1,50 t/m
PESO TIERRAS		7,56 t/m
SOBRECARGA		2,80 t/m
	E_{est}	13,74 t/m
	$E_{est} \cdot \text{tg} \phi'$	7,93 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	1,40 m	MOMENTO SOBRECARGA	3,08 m·t/m
BRAZO TIERRAS	0,93 m	MOMENTO TIERRAS	2,86 m·t/m
		M_{des}	5,94 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	0,45 m	MOMENTO ALZADO	0,84 m·t/m
BRAZO ZAPATA	1,00 m	MOMENTO ZAPATA	1,50 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,30 m	MOMENTO TIERRAS	9,83 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	1,30 m	MOMENTO SOBRECARGA	3,64 m·t/m
		M_{est}	15,81 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

M_{est} MINORADO 14,23 m·t/m

M_{des} MAYORADO 10,70 m·t/m

COEFICIENTE SEGURIDAD 1,33 \geq 1

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot \operatorname{tg} \phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

E_{est} MINORADO 7,93 m·t/m

E_{des} MAYORADO 5,27 m·t/m

COEFICIENTE SEGURIDAD 1,51 \geq 1,5

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E_{est}	13,74 t/m
------------	-----------	------------------

MOMENTO ESTABILIZADOR	M_{est}	15,81 m·t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M_{des}	5,94 m·t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	9,87 m·t/m

ANCHO BASE	L	2,00 m
------------	---	--------

TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
--------------------------	----------------	-------------------------

HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²

HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,11 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		1,27 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		2,20 t/m	BRAZO SOBRECARGA	1,40 m
EMPUJE TIERRAS		3,07 t/m	BRAZO TIERRAS	0,93 m
	E_{des}	5,27 t/m		

MOMENTO SOBRECARGA		3,08 m·t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_Q 1,50
MOMENTO TIERRAS		2,86 m·t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_G 1,35
	M_{des}	5,94 m·t/m		

MOMENTO TIERRAS MAYORADO		4,62 m·t/m		
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO		3,86 m·t/m		
	M_d	8,49 m·t/m		

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	8,49 m·t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,26 m
"d'"	0,04 m
U_o	433,3 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	42,25 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	33,98 t
A_{s1} (cálculo)	7,66 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	4,70 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	7,66 cm²

Ø16 a 25 cm

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,81 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s1} a adoptar	0,00 cm ²
<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²
A_s mín ($4\varnothing 10$ por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

HORIZONTAL

Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)

A_s (mín)	9,60 cm ²
A_s ambas caras	4,80 cm ²

Ø12 a 20 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	8,49 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,26 m
"d'"	0,04 m
U_o	433,3 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	42,25 m-t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

SUPERIOR TRANSVERSAL

U_{s1}	33,98 t
----------	----------------

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s1} (cálculo)	7,66 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	4,70 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	7,66 cm ²

Ø16 a 25 cm

INFERIOR TRANSVERSAL

A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm ²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

SUPERIOR TRANSVERSAL

U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm ²

INFERIOR TRANSVERSAL

U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

LONGITUDINAL

Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

A_s (mín)	7,20	cm ²
A_s ambas caras	3,60	cm ²

Ø10 a 20 cm

1.1.4 MURO ALZADO 2,00 M

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,393
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\varnothing'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \varnothing'$	0,577
ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	17 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³
DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	2,00 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	2,00 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ANCHO ZAPATA	a_z	0,30 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,30 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	2,00 m
VUELO ZAPATA	v_z	1,15 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	0,30 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		1,81 t/m
EMPUJE TIERRAS		2,07 t/m
	E_{des}	3,88 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS		
PESO ALZADO		1,50 t/m
PESO ZAPATA		1,31 t/m
PESO TIERRAS		4,98 t/m
SOBRECARGA		2,30 t/m
	E_{est}	10,09 t/m
	E_{est}·tgØ'	5,83 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	1,15 m	MOMENTO SOBRECARGA	2,08 m·t/m
BRAZO TIERRAS	0,77 m	MOMENTO TIERRAS	1,59 m·t/m
		M_{des}	3,67 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	0,45 m	MOMENTO ALZADO	0,68 m·t/m
BRAZO ZAPATA	0,88 m	MOMENTO ZAPATA	1,15 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,18 m	MOMENTO TIERRAS	5,85 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	1,18 m	MOMENTO SOBRECARGA	2,70 m·t/m
		M_{est}	10,38 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

M_{est} MINORADO 9,34 m·t/m

M_{des} MAYORADO 6,60 m·t/m

COEFICIENTE SEGURIDAD 1,42 ≥ 1

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot tg\phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

E_{est} MINORADO 5,83 m·t/m

E_{des} MAYORADO 3,88 m·t/m

COEFICIENTE SEGURIDAD 1,50 ≥ 1,5

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E_{est}	10,09 t/m
------------	------------------------	------------------

MOMENTO ESTABILIZADOR	M _{est}	10,38 m·t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M _{des}	3,67 m·t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	6,71 m·t/m

ANCHO BASE	L	1,75 m
------------	---	--------

TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ _{adm}	2,00 kg/cm ²
--------------------------	------------------	-------------------------

HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²

HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,16 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		0,99 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		1,81 t/m	BRAZO SOBRECARGA	1,15 m
EMPUJE TIERRAS		2,07 t/m	BRAZO TIERRAS	0,77 m
	E_{des}	3,88 t/m		

MOMENTO SOBRECARGA		2,08 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ _Q	1,50
MOMENTO TIERRAS		1,59 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ _G	1,35
	M_{des}	3,67 m-t/m			

MOMENTO TIERRAS MAYORADO		3,12 m-t/m		
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO		2,14 m-t/m		
	M_d	5,26 m-t/m		

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M _d	5,26 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,26 m
"d'"	0,04 m
U _o	433,3 t
0,375·U _o ·d	42,25 m-t

HIPOTESIS I (M_d ≤ 0,375·U_o·d)

VERTICAL TRACCIÓN	
U _{s1}	20,73 t
A _{s1} (cálculo)	4,67 cm ²

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s1} (mínimo mecánico)	4,70 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	4,70 cm²

Ø10 a 17 cm

VERTICAL COMPRESIÓN

A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,81 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

VERTICAL TRACCIÓN

U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm²

VERTICAL COMPRESIÓN

U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm²

HORIZONTAL

Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	9,60 cm ²
A_s ambas caras	4,80 cm²

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

Ø10 a 14 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	5,26 m·t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,26 m
"d'"	0,04 m
U_o	433,3 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	42,25 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	20,73 t
A_{s1} (cálculo)	4,67 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	4,70 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	4,70 cm²

Ø10 a 17 cm

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

SUPERIOR TRANSVERSAL

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm²

INFERIOR TRANSVERSAL

U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm²

LONGITUDINAL

Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	7,20 cm ²
A_s ambas caras	3,60 cm²

Ø10 a 20 cm

1.1.5 MURO ALZADO 1,50 M, DISPOSICIÓN INVERSA

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,393
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\varnothing'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \varnothing'$	0,577
ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	0 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³

DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	1,50 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	1,50 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ESPESOR ZAPATA	a_z	0,40 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,30 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	1,50 m
VUELO ZAPATA	v_z	0,25 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	1,50 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS		
EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		0,88 t/m
EMPUJE TIERRAS		1,11 t/m
	E_{des}	1,99 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS		
PESO ALZADO		1,13 t/m
PESO ZAPATA		2,05 t/m
PESO TIERRAS		0,75 t/m
PESO TIERRAS (2)		0,90 t/m
SOBRECARGA		0,38 t/m
	E_{est}	5,19 t/m
	$E_{est} \cdot tg\phi'$	3,00 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	0,65 m	MOMENTO SOBRECARGA	0,88 m·t/m
BRAZO TIERRAS	0,43 m	MOMENTO TIERRAS	1,11 m·t/m
		M_{des}	1,99 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	1,65 m	MOMENTO ALZADO	1,86 m·t/m

BRAZO ZAPATA	1,03 m	MOMENTO ZAPATA	2,10 m·t/m
BRAZO TIERRAS	1,44 m	MOMENTO TIERRAS	1,07 m·t/m
BRAZO TIERRAS (2)	0,75 m	MOMENTO TIERRAS	0,67 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	1,93 m	MOMENTO SOBRECARGA	0,72 m·t/m
M_{est}			6,42 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

M_{est} MINORADO 5,78 m·t/m

M_{des} MAYORADO 2,77 m·t/m

COEFICIENTE SEGURIDAD 2,09 ≥ 1

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot \operatorname{tg} \phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

E_{est} MINORADO 3,00 m·t/m

E_{des} MAYORADO 1,99 m·t/m

COEFICIENTE SEGURIDAD 1,51 ≥ 1,5

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E _{est}	5,19 t/m
------------	------------------	-----------------

MOMENTO ESTABILIZADOR	M _{est}	6,42 m·t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M _{des}	1,54 m·t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	4,89 m·t/m

ANCHO BASE	L	2,05 m
------------	---	--------

TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ _{adm}	2,00 kg/cm ²
--------------------------	------------------	-------------------------

HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²

HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,19 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		0,32 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		0,88 t/m	BRAZO SOBRECARGA	0,95 m
EMPUJE TIERRAS		1,11 t/m	BRAZO TIERRAS	0,63 m
	E _{des}	1,99 t/m		

MOMENTO SOBRECARGA		0,84 m·t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_Q	1,50
MOMENTO TIERRAS		0,70 m·t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_G	1,35
	M_{des}	1,54 m·t/m			

MOMENTO TIERRAS MAYORADO		1,25 m·t/m			
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO		0,95 m·t/m			
	M_d	2,20 m·t/m			

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	2,20 m·t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,26 m
"d'"	0,04 m
U_o	433,3 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	42,25 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	8,55 t
A_{s1} (cálculo)	1,93 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	6,27 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	6,27 cm²

Ø10 a 13 cm

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,81 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U _{s1}	0,00 t
A _{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A _{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A _{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A _{s1} a adoptar	0,00 cm²
<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
U _{s2}	0,00 t
A _{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A _{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²
A _s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A _{s2} a adoptar	0,00 cm²

HORIZONTAL

Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)

A _s (mín)	9,60 cm ²
A _s ambas caras	4,80 cm²

Ø10 a 14 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M _d	2,20 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,26 m
"d'"	0,04 m
U _o	600,0 t

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

$0,375 \cdot U_o \cdot d$ 81,00 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	6,14 t
A_{s1} (cálculo)	1,39 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	4,70 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	3,60 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	4,70 cm²

Ø10 a 17 cm

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	3,60 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,60 cm²

Ø10 a 20 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm²

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

LONGITUDINAL

Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	7,20 cm ²
A_s ambas caras	3,60 cm ²

Ø10 a 20 cm

1.1.6 MURO ALZADO 1,00 M, DISPOSICIÓN INVERSA

Aplicando la teoría indicada en los apartados anteriores al muro dimensionado en el proyecto se obtienen los resultados que se muestran a continuación.

DATOS DE PARTIDA

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO	K_A	0,393
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	\varnothing'	30 °
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTÁTICO	$\text{tg } \varnothing'$	0,577
ÁNGULO DEL TALUD DEL TERRENO	i	0 °
TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
DENSIDAD TERRENO SATURADO	γ_s	1,99 t/m ³
DENSIDAD HORMIGÓN ARMADO	γ_H	2,50 t/m ³
SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	q	1,50 t/m ²
ALTURA DE TIERRAS SOBRE ZAPATA	h_t	1,00 m

LÍMITE ELÁSTICO ACERO	f_{yk}	5100 kg/cm ²
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN	f_{ck}	250 kg/cm ²
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES PERMANENTES	γ_G	1,35
COEF DE MAYORACIÓN DE ACCIONES VARIABLES	γ_Q	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL HORMIGÓN	γ_c	1,50
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DEL ACERO (B500S)	γ_s	1,15
RECUBRIMIENTO ARMADURAS		0,04 m
MURO VISTO A UNA CARA (S/N)		s

GEOMETRÍA

ESPESOR ZAPATA	a_z	0,30 m
ANCHO ALZADO	a_a	0,30 m
ALTURA ALZADO (LIBRE)	h	1,00 m
VUELO ZAPATA	v_z	0,25 m
VUELO TACON ZAPATA	v_t	0,65 m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS		
EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		0,60 t/m
EMPUJE TIERRAS		0,52 t/m
	E_{des}	1,12 t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS		
PESO ALZADO		0,75 t/m
PESO ZAPATA		0,90 t/m
PESO TIERRAS		0,50 t/m
PESO TIERRAS (2)		0,39 t/m
SOBRECARGA		0,38 t/m
	E_{est}	2,91 t/m
	$E_{est} \cdot tg\phi'$	1,68 t/m

FUERZAS DESESTABILIZADORAS			
BRAZO SOBRECARGA	0,65 m	MOMENTO SOBRECARGA	0,39 m·t/m
BRAZO TIERRAS	0,43 m	MOMENTO TIERRAS	0,22 m·t/m
		M_{des}	0,62 m·t/m

FUERZAS ESTABILIZADORAS			
BRAZO ALZADO	0,75 m	MOMENTO ALZADO	0,60 m·t/m
BRAZO ZAPATA	0,90 m	MOMENTO ZAPATA	0,54 m·t/m
BRAZO TIERRAS	0,50 m	MOMENTO TIERRAS	0,27 m·t/m
BRAZO TIERRAS (2)	0,39 m	MOMENTO TIERRAS (2)	0,13 m·t/m
BRAZO SOBRECARGA	0,38 m	MOMENTO SOBRECARGA	0,40 m·t/m
		M_{est}	1,94 m·t/m

COMPROBACIÓN VUELCO

$$0,9 \cdot M_{est} / 1,8 \cdot M_{des} \geq 1,0$$

$$M_{est} \text{ MINORADO} \quad 1,74 \text{ m·t/m}$$

$$M_{des} \text{ MAYORADO} \quad 1,11 \text{ m·t/m}$$

$$\text{COEFICIENTE SEGURIDAD} \quad 1,57 \geq 1$$

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO

$$1,0 \cdot E_{est} \cdot tg\phi' / 1,0 \cdot E_{des} \geq 1,5$$

$$E_{est} \text{ MINORADO} \quad 1,68 \text{ m·t/m}$$

E_{des} MAYORADO	1,12 m-t/m
COEFICIENTE SEGURIDAD	1,50 \geq 1,5

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO

PESO TOTAL	E_{est}	2,91 t/m
------------	-----------	-----------------

MOMENTO ESTABILIZADOR	M_{est}	1,94 m-t/m
MOMENTO DESESTABILIZADOR	M_{des}	0,62 m-t/m
MOMENTO TOTAL	M_{TOT}	1,32 m-t/m

ANCHO BASE	L	1,20 m
------------	---	--------

TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE	σ_{adm}	2,00 kg/cm ²
--------------------------	----------------	-------------------------

HIPÓTESIS I: ZAPATA EN TRACCIÓN		
LONGITUD TENSIONES		- m
LONGITUD DESPEGUE		- m
TENSIÓN EN C		- kg/cm ²

HIPÓTESIS II: TODA LA ZAPATA EN COMPRESIÓN		
TENSIÓN MÍNIMA		0,06 kg/cm ²
TENSIÓN MÁXIMA		0,42 kg/cm ²

TENSIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO ADMISIBLE

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA		0,60 t/m	BRAZO SOBRECARGA	0,65 m
EMPUJE TIERRAS		0,52 t/m	BRAZO TIERRAS	0,43 m
	E_{des}	1,12 t/m		

MOMENTO SOBRECARGA		0,39 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_Q	1,50
MOMENTO TIERRAS		0,22 m-t/m	COEF. MAYORACIÓN	γ_G	1,35
	M_{des}	0,62 m-t/m			

MOMENTO TIERRAS MAYORADO		0,59 m-t/m		
MOMENTO SOBRECARGA MAYORADO		0,30 m-t/m		
	M_d	0,89 m-t/m		

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	0,89 m-t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,26 m
"d'"	0,04 m
U_o	433,3 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	42,25 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	3,44 t
A_{s1} (cálculo)	0,77 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	4,70 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín ($\varnothing 10$ por m)	3,14 cm ²
A_{s1} a adoptar	4,70 cm²

Ø10 a 17 cm

<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,81 cm ²
A_s mín ($\varnothing 10$ por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm²

Ø10 a 25 cm

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>VERTICAL TRACCIÓN</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín ($\varnothing 10$ por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm²
<u>VERTICAL COMPRESIÓN</u>	
U_{s2}	0,00 t

ALZADO MURO

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,27‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

HORIZONTAL

Mínimo 0,32% repartida en ambas caras (EHE)

A_s (mín)	9,60 cm ²
A_s ambas caras	4,80 cm ²

Ø10 a 14 cm

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

M_d	0,89 m·t
COEF MIN HORMIGÓN	1,50
COEF MIN ACERO	1,15
RECUBRIMIENTOS	0,04 m
"d"	0,26 m
"d'"	0,04 m
U_o	433,3 t
$0,375 \cdot U_o \cdot d$	42,25 m·t

HIPOTESIS I ($M_d \leq 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

SUPERIOR TRANSVERSAL

U_{s1}	3,44 t
A_{s1} (cálculo)	0,77 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	4,70 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²

ZAPATA

ARMADO A FLEXIÓN

A_{s1} a adoptar	4,70 cm ²
Ø10 a 17 cm	

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	2,70 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	3,14 cm ²
A_{s2} a adoptar	3,14 cm ²
Ø10 a 25 cm	

HIPOTESIS II ($M_d > 0,375 \cdot U_o \cdot d$)

<u>SUPERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s1}	0,00 t
A_{s1} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo mecánico)	0,00 cm ²
A_{s1} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s1} a adoptar	0,00 cm ²

<u>INFERIOR TRANSVERSAL</u>	
U_{s2}	0,00 t
A_{s2} (cálculo)	0,00 cm ²
A_{s2} (mínimo geométrico) (0,9‰)	0,00 cm ²
A_s mín (4Ø 10 por m)	0,00 cm ²
A_{s2} a adoptar	0,00 cm ²

<u>LONGITUDINAL</u>	
Mínimo 0,18% repartida en ambas caras (EHE)	
A_s (mín)	5,40 cm ²
A_s ambas caras	2,70 cm ²
Ø10 a 25 cm	