



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



**Estudio hidráulico y geotécnico sobre las características
de cimentación del puente del acceso norte a Alcasser sobre el
barranco de Picassent (Valencia) de la Confederación
hidrográfica del Júcar. Cálculo estructural y estudio económico**

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas

Especialidad: Construcción Civil.

Curso: 2014/15

Autor: Andreu García, Carlos

Tutor: Francisco Ángel Izquierdo Silvestre

Cotutor: M^a Carmen Castro Bugallo



- ÍNDICE -

CAPÍTULO Nº1 INTRODUCCIÓN.....	6
1.1. OBJETO.....	7
1.1.1. ANTECEDENTES	7
1.2. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO	8
CAPÍTULO Nº 2 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE	10
2.1. OBRA DE PASO SOBRE EL BARRANCO DE PICASSENT	11
CAPÍTULO Nº 3 ACCIONES	13
3.1. NORMATIVA EMPLEADA	14
3.2. ANÁLISIS DE ACCIONES.....	15
3.2.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G).....	15
3.2.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE	16
3.2.3. SOBRECARGAS DE USO	17
3.2.4. ACCIONES ACCIDENTALES.....	22
3.2.5. ACCIONES SÍSMICAS	23
3.3. BASES DE CÁLCULO	27
3.3.1. MÉTODO DE LOS ESTADO LÍMITE	27
3.3.2. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....	27
3.3.3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	28
3.3.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES EN E.L.U	28
3.3.5. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES EN E.L.S.....	30
3.4. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	31
3.4.1. COMBINACIONES EN E.L.U.....	31



3.4.2. COMBINACIONES EN E.L.S.....	31
CAPÍTULO Nº 4 ESTUDIO DE SOLUCIONES Y OPTIMIZACIÓN DE LA CIMENTACIÓN	33
4.1. INTRODUCCIÓN	34
4.2. DATOS DE PARTIDA.....	35
4.2.1. ACCIONES.....	35
4.2.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE AVENIDAS	42
4.2.3. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO	44
4.2.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	45
4.3. CÁLCULO GEOTÉCNICO.....	46
4.3.1. INTRODUCCIÓN	46
4.3.2. CÁLCULO DE TENSIONES.....	47
4.3.3. ZAPATA AISLADA.....	49
4.3.4. VIGA DE CIMENTACIÓN	60
4.4. CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	67
4.4.1. INTRODUCCIÓN	67
4.4.2. ZAPATA AISLADA.....	68
4.4.3. ZAPATA COMBINADA	72
4.5. COSTE ECONÓMICO	75
4.5.1. INTRODUCCIÓN	75
4.5.2. UNIDADES DE OBRA A COMPARAR.....	76
4.5.3. ZAPATA AISLADA.....	77
4.5.4. ZAPATA COMBINADA	83
4.6. COMPARACIÓN Y CONCLUSIONES	86



4.7.	DEFINICIÓN DE LA CIMENTACIÓN.....	90
CAPÍTULO Nº 5 DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.....		91
5.1.	INTRODUCCIÓN	92
5.2.	DATOS DE PARTIDA.....	93
5.2.1.	GEOMETRÍA	93
5.2.2.	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	94
5.2.3.	ACCIONES.....	96
5.3.	CÁLCULO TENSIONAL	101
5.4.	MODELO ESTRUCTURAL.....	105
5.4.1.	ZAPATA RÍGIDA O FLEXIBLE	105
5.4.2.	MODELO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA RÍGIDA.....	107
5.5.	LEYES DE ESFUERZOS	108
5.5.1.	INTRODUCCIÓN	108
5.5.2.	CARGA	108
5.5.3.	LEYES DE FLECTORES.....	111
5.5.4.	LEYES DE CORTANTE.....	113
5.6.	ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES	116
5.6.1.	DOMINIOS DE DEFORMACIÓN	116
5.6.2.	ECUACIONES CONSTITUTIVAS.....	118
5.6.3.	ECUACIONES DE EQUILIBRIO	119
5.6.4.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA	119
5.6.5.	ARMADURA MÍNIMA MECÁNICA	128
5.6.6.	ARMADURA MÍNIMA GEOMÉTRICA	130



5.6.7.	DISPOSICIONES DE ARMADO.....	131
5.7.	ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE	133
5.7.1.	SECCIÓN DE CÁLCULO.....	133
5.7.2.	ESFUERZO CORTANTE EFECTIVO	133
5.7.3.	COMPROBACIONES A REALIZAR.....	134
5.7.4.	OBTENCIÓN DE V_{u1}	135
5.7.5.	OBTENCIÓN DE V_{u2} SIN ARMADURA DE CORTANTE	136
5.7.6.	OBTENCIÓN DE V_{u2} CON ARMADURA DE CORTANTE.....	137
5.7.7.	CUANTÍA MÍNIMA DE ARMADURA A CORTANTE	140
5.7.8.	DISPOSICIONES DE ARMADO.....	141
5.7.9.	DECALAJE DE LA LEY DE FLECTORES	142
5.8.	ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO	143
5.8.1.	SUPERFICIE CRÍTICA DE PUNZONAMIENTO.....	143
5.8.2.	LOSAS SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO.....	144
5.9.	ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.....	147
5.9.1.	FLECTOR DE CÁLCULO.....	147
5.9.2.	FLECTOR DE FISURACIÓN.....	148
5.9.3.	FISURAS POR COMPRESIÓN.....	150
5.10.	ARMADURA EN ARRANQUE DE PILARES.....	152
5.11.	PROPUESTA DE ARMADO	156
	CAPÍTULO Nº 6 PRESUPUESTO	158
6.1.	mediciones	159
6.2.	CUADRO DE PRECIOS	162
6.2.1.	CUADRO DE PRECIOS Nº 1	162



6.2.2. CUADRO DE PRECIOS Nº 2	165
6.3. PRESUPUESTO GENERAL.....	168
6.3.1. PRESUPUESTOS PARCIALES	168
6.3.2. PRESUPUESTO TOTAL.....	171
CAPÍTULO Nº 7 CONCLUSIONES	172
CAPÍTULO Nº8 BIBLIOGRAFÍA	175
ANEJO Nº 1 DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA	177
ANEJO Nº 2 ESTUDIO DE SOLUCIONES Y OTIMIZACIÓN DE LA CIMENTACIÓN	183
ANEJO Nº 3 CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	244
PLANOS.....	257



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CAPÍTULO Nº1 INTRODUCCIÓN



1.1. OBJETO

El objeto del presente Trabajo Final de Grado es cumplir con los requisitos académicos necesarios para finalizar el Grado en Ingeniería de Obras Públicas, en la especialidad de construcción civil. En este trabajo se han plasmado los conocimientos adquiridos durante el grado, más concretamente en los campos de geotecnia y cimientos y en cálculo y diseño estructural.

El contenido técnico del trabajo es un estudio de optimización y diseño y cálculo estructural de la cimentación de las pilas del puente sobre el barranco de Picassent, así como una valoración económica de la misma.

1.1.1. ANTECEDENTES

Dentro del II Plan de Carreteras de la Generalitat Valenciana se encontraba como una de las actuaciones previstas en la Comarca de L'Horta la ejecución de los distribuidores comarcales Norte y Sur de Valencia. Estas actuaciones responden a la planificación viaria contenidas en las Normas de Coordinación del Área metropolitana de Valencia, aprobadas en el año 1998.

Ésta actuación pretende potenciar las comunicaciones entre L'Horta Sud, habilitando una nueva conexión radial hacia el área metropolitana de Valencia que permitirá el acceso directo desde las poblaciones de Picassent y Alcàsser y mejorando la conectividad es éstos con la zona industrial de L'Horta Sud.



Como consecuencia, se decidió redactar el proyecto de construcción “Nueva carretera de conexión de Torrente a Picassent y Alcàsser”. El proyecto del cual se ha realizado el estudio que nos ocupa, se plantea como un desglosado del mismo, comprendiendo la ejecución parcial de dicho vial, en su tramo más próximo a la localidad de Alcàsser, en el que se incluye el puente sobre el barranco de Picassent.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO

El trabajo va a constar de 7 capítulos y 3 anejos, los cuales se explican brevemente a continuación.

En el CAPÍTULO Nº 1 se introduce el trabajo en cuestión, cuál es el objetivo que persigue, y en que va a consistir.

En el CAPÍTULO Nº 2 se describirá el puente sobre el barranco de Picassent, centrándose en todos aquellos aspectos necesarios para el presente trabajo. También se nombrará la normativa utilizada, tanto en el proyecto del puente, como en este trabajo.

En el CAPÍTULO Nº 3 se describirán las acciones que se han considerado en el proyecto, así como las bases de cálculo que debemos seguir para diseñar la cimentación a partir de estas acciones.

En el CAPÍTULO Nº 4 se hará el estudio de soluciones de las cimentaciones de las pilas del puente, a fin de encontrar la solución más óptima, tanto en tipología como en geometría.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

En el CAPÍTULO Nº 5 se realizará el diseño estructural de la cimentación de las pilas resultado del estudio realizado en el capítulo anterior.

En el CAPÍTULO Nº 6 se estimará la valoración económica de la cimentación.

En el CAPÍTULO Nº 7 se expondrán las conclusiones que podemos deducir del trabajo realizado.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CAPÍTULO Nº 2 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE



2.1. OBRA DE PASO SOBRE EL BARRANCO DE PICASSENT

El puente que se define en el proyecto, sirve para cruzar superiormente el barranco de Picassent. Su ubicación es en el cruce de la nueva carretera de conexión de Alcasser con la A-7 con el barranco de Picassent, entre los puntos kilométricos 0+290 y 0+335 del Eje 8, sobre el camino de Torrente a Alcàsser.

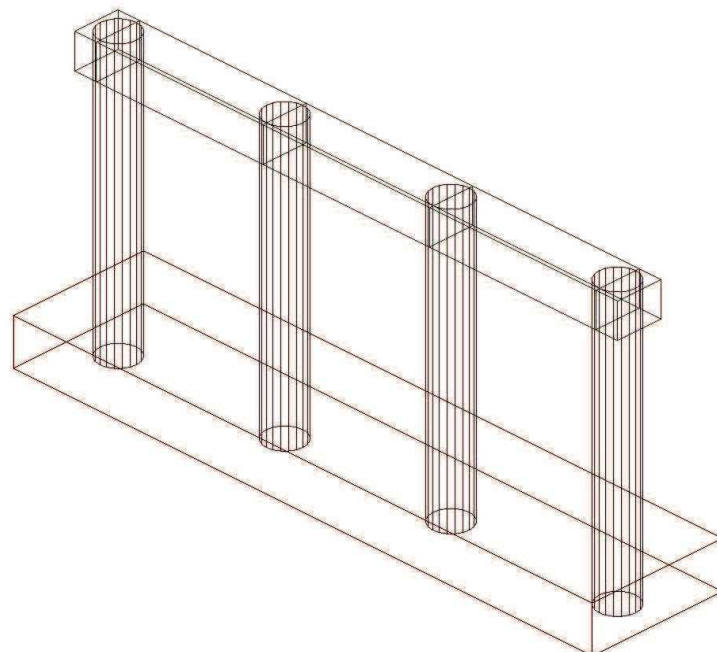
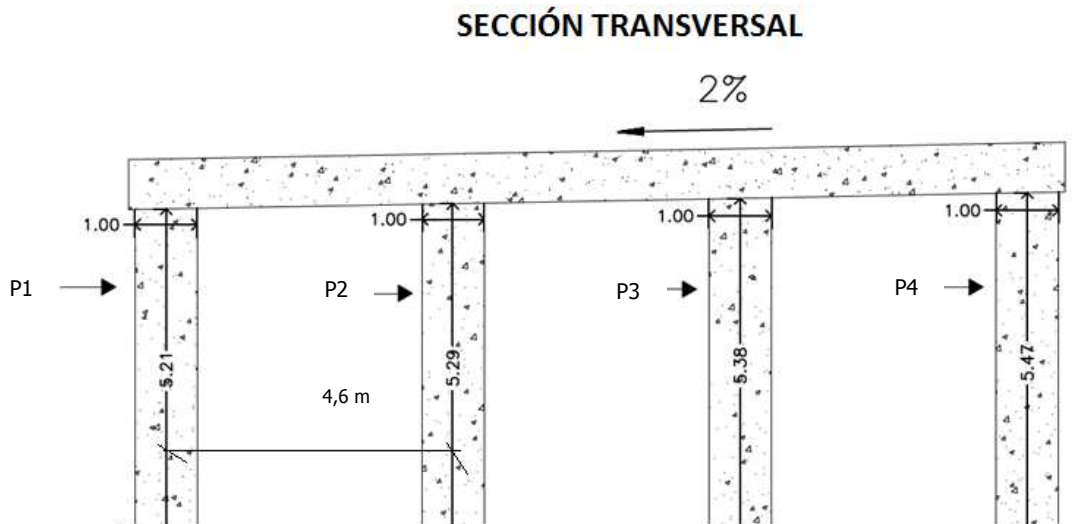
El tablero está formado por una estructura isostática de tres vanos de 7 vigas de canto 0,80 m por vano y tablero de espesor 25 cm. Los tableros descansan sobre los estribos y los apoyos centrales. 45 m de longitud mediante tres vanos de 15 m. La altura total de la estructura es de 6,12 m sin contra la cimentación.

La sección transversal del tablero es de 15,00 m ubicándose en el lado izquierdo un carril bici de 3,50 m. de ancho. Tiene una pendiente transversal de bombeo del 2%.

Los extremos del tablero se protegen mediante pretil metálico, mientras que la separación entre el carril bici y la calzada se realiza mediante barrera de hormigón.

La estructura de los apoyos centrales está formada mediante un dintel de sección 1,20 x 0,80 m. que soporta un conjunto de 7 vigas y tablero que forman el paso superior. Este dintel está empotrado en cuatro pilas circulares de 1,00 m. de diámetro y altura media de 5,35 m. La distancia entre ejes de pilares es de 4,6 m.

En la siguiente imagen se muestra la geometría de la pila





ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CAPÍTULO Nº 3 ACCIONES



3.1. NORMATIVA EMPLEADA

Para la redacción del proyecto se ha utilizado las siguientes Normas e Instrucciones:

- IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento 2011.
- EHE-2008 Instrucción de Hormigón Estructural
- NC-SR-07. Norma de construcción sismorresistente

Además, para la redacción del presente trabajo, se ha utilizado, además de la anteriormente citada, los siguientes documentos:

- Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera
- Números Gordos en el proyecto de estructuras



3.2. ANÁLISIS DE ACCIONES

Para el objeto del trabajo, tanto para el estudio de optimización de la cimentación, como para el cálculo riguroso de la misma, se han utilizado unas acciones, provenientes del proyecto del puente, las cuales se explican a continuación, según la IAP – 11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

3.2.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)

Las cargas permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente. Se clasifican en peso propio y cargas muertas.

A continuación se describen cada una de ellas:

Peso propio

Corresponde al peso de los elementos estructurales, con su sección bruta, aplicándole el peso específico del material:

- Peso del hormigón: 25.00 KN/m

Cargas muertas

Son las debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura, tales como: pavimentos, barreras, etc.



3.2.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE

Acciones que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante.

Presolicitaciones

Incluye todas las formas posibles de introducir esfuerzos en una estructura antes de su puesta en servicio, con el fin de mejorar su respuesta frente al conjunto de solicitaciones a las que posteriormente se verá sometida.

Pretensado

Las acciones debidas al pretensado se valorarán teniendo en cuenta la forma de introducción del mismo y la posibilidad de deformación de la estructura.

Se considerarán dos tipos de acción del pretensado: Pretensado interior o exterior dentro del canto (P1) Y Pretensado exterior fuera del canto (P2).

Acciones reológicas

Las acciones reológicas se obtienen a partir de los valores característicos de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia.

La deformación debida a la retracción del hormigón es función de la humedad relativa del ambiente, del espesor ficticio de la pieza, de la cuantía de armadura, de las condiciones de amasado del hormigón y del tiempo transcurrido desde su puesta en obra.



La deformación debida a la fluencia del hormigón bajo carga constante se considera proporcional a la deformación elástica instantánea.

Los valores del coeficiente de retracción y del coeficiente de fluencia se tienen en cuenta para el cálculo de los aparatos de apoyo.

Acciones debidas al terreno

En el cálculo de los elementos de contención de tierras, se tienen en cuenta las acciones debidas al relleno del trasdós, considerando independientemente los efectos del peso del terreno y de los empujes.

El peso del terreno se determina aplicando al volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal, el peso específico del relleno vertido y compactado.

El peso del terreno se determina aplicando al volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal, el peso específico del relleno vertido y compactado.

3.2.3. SOBRECARGAS DE USO

Son acciones externas a la estructura que pueden actuar o no sobre ella por razón de su uso.

Las componentes verticales del tren de cargas corresponden a las tres acciones siguientes actuando simultáneamente: Sobrecarga Uniforme, Vehículo pesado y Sobrecarga en carril bici.



En los valores de las cargas definidas a continuación está ya incluido el correspondiente coeficiente de impacto, que tiene en cuenta el carácter dinámico de las cargas, que se suponen aplicadas estática mente.

Sobrecarga Uniforme

Se considera una sobrecarga uniforme de 4 kN/m² extendida en toda la plataforma del puente o en parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.

Vehículo Pesado

Vehículo pesado de la Instrucción de 600 kN, cuyo eje longitudinal se considerará paralelo al de la calzada, formado por seis cargas puntuales de 100 kN cada una.

La separación entre cargas en sentido longitudinal será de 1.50 m, y en sentido transversal de 2.00 m. La superficie de apoyo sobre la que actuará cada carga será de 0.20 m, paralelamente al eje del vehículo, por 0.60 m de ancho.

La disposición transversal del vehículo pesado dentro de la plataforma cumplirá con la siguiente limitación: la distancia mínima de una de las líneas de carga a bordes de la plataforma será de 0.50 m.

Sobrecarga en aceras o carril bici

Se considera una sobrecarga uniforme de 4 kN/m² extendida en toda la superficie, o en parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento en estudio, de aceras, pistas para ciclistas o ciclomotores, zonas reservadas para el paso de animales y medianas, físicamente separadas de la plataforma.



A efectos locales, si dichas zonas no se encuentran protegidas por una defensa rígida que impida el paso accidental de un vehículo, se comprobarán además con una carga de 60 kN, supuesta actuando sobre una superficie de $0.30 \times 0.30 \text{ m}^2$ en la posición más desfavorable, no compatible con la sobrecarga uniforme de aceras, ni con la sobrecarga uniforme de la plataforma, ni con las cargas del vehículo definidas anteriormente.

Frenado

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una acción cuyo valor se estima en $1/20$ de la sobrecarga sobre la plataforma del puente.

$$\text{Sobrecarga Total Plataforma} = Q_{su} + Q_{sp}$$

La acción del frenado y arranque se considerará aplicada en la dirección del eje de la plataforma del puente y actuando a nivel de la superficie del pavimento, como una acción uniformemente distribuida en la longitud del puente.

Fuerza centrífuga

En puentes de planta curva, la fuerza centrífuga se supondrá actuando horizontalmente perpendicular al eje de la plataforma del puente.

Sobrecarga en terraplenes

A efectos del cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2 .



Esta sobrecarga se tendrá en cuenta únicamente en los casos en que las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

En determinados casos, deberán tenerse en cuenta los empujes locales debidos a la actuación de un eje del vehículo pesado del tren de cargas definido.

Empuje sobre barandillas y barreras

Esta acción tiene carácter local y, por tanto, sólo se utilizará para la comprobación del elemento de contención y de sus anclajes, sin que deba ser considerada a efectos de ninguna otra verificación de la seguridad general de la estructura.

Acciones térmicas

Las acciones térmicas se tendrán la componente de variación uniforme de temperatura (DT) que experimenta el elemento estructural, asociada fundamentalmente al rango anual de la temperatura ambiente en el lugar de su emplazamiento.

Para la determinación de los efectos que producen se consideran los coeficientes de dilatación térmica de los materiales utilizados:

$$\text{Hormigón: } \alpha_h = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$



Variación uniforme de temperatura

La componente de variación uniforme de temperatura depende de la temperatura efectiva (temperatura media en sus secciones transversales) mínima y máxima que pueda alcanzar el elemento en un período de tiempo determinado.

Su valor depende de la tipología estructural del elemento, sus dimensiones, los materiales que lo constituyen, y de los valores de la temperatura ambiente de la zona climática en que se vaya a ubicar el puente.

El valor característico de la variación uniforme anual de la temperatura del tablero (ΔT), diferencia entre los valores medios mínimos y máximos a lo largo del año de la temperatura media en sus secciones transversales, se obtiene a partir de la siguiente expresión, válida para la verificación de las situaciones persistentes durante la vida útil del puente en el caso de tableros de hormigón:

$$\Delta T = K z_a h_b s_c$$

Siendo:

z = Número árabe que corresponde al número romano que designa la zona climática, en nuestro caso 3.

h = Canto del tablero (m), con $h_{\min} \leq h \leq h_{\max}$. En el caso de h variable a lo largo de la directriz del puente se tomará el h medio.

s = Separación entre ejes de vigas (m) para tableros de vigas de hormigón, con valor comprendido entre $1.5 \text{ m} \leq s \leq 3.5 \text{ m}$. En otro caso $s = 1$.



Viento

En nuestro caso la altura de pila es menor de 10.0 m y el vano mayor es menor de 40.0. Por todo ello se adopta el método simplificado de la norma, considerando únicamente empuje transversal sobre el tablero.

Los valores adoptados serán para un entorno II y para una $V_{ref} = 28$ m/s:

NIEVE

La sobrecarga de nieve se supondrá actuando en todas aquellas superficies del tablero sobre las que no se ha considerado la actuación de la sobrecarga de uso.

En el caso que nos ocupa no es necesario considerar la sobrecarga de nieve, pues ya se ha considerado la actuación de la sobrecarga de uso en toda la superficie del tablero del puente.

3.2.4.ACCIONES ACCIDENTALES

Se incluyen aquellas acciones cuya posibilidad de actuación durante un "período de referencia" establecido es pequeña, pero cuya importancia puede ser considerable.



3.2.5. ACCIONES SÍSMICAS

Las acciones sísmicas en puentes se considerarán cuando el valor de la aceleración de cálculo sea mayor de 0,08 g. o cuando los pórticos no estén *bien arriostrados*, como en nuestro caso.

De acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSR-07), la aceleración sísmica de cálculo de la localidad de Alcasser (Valencia) adopta el valor:

$$a_c = 0.07 g$$

Al ser un valor mayor que 0,04 g, se deberán tener en cuenta la acción sísmica

Espectro de cálculo

De acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSR-02), la cuantificación de las aceleraciones sísmicas de la estructura se realizará basándose en un espectro de cálculo, normalizado a una aceleración de cálculo de un g.

La Norma establece un espectro elástico de respuesta para movimientos horizontales correspondiente a un oscilador lineal simple que consta de tres tramos, definidos por las siguientes ordenadas espectrales:

Tramo de períodos bajos $T < T_0$

$$\alpha(T) = \alpha(T_0) \cdot \frac{v}{q}$$



Tramo de períodos intermedios $T_0 \leq T \leq T_1$

$$\alpha(T) = 1 + \left[\alpha(T_0) \frac{v}{q} - 1 \right] \cdot \frac{T}{T_0}$$

Tramo de períodos altos $T_1 < T$

$$\alpha(T) = \alpha(T_0) \cdot \frac{v}{q} \cdot \left[\frac{T_1}{T} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Siendo:

$$\alpha(T_0) = (3C - 3.8) \cdot (K - 1.25) + 2.3$$

$$T_0 = 0.125 C + 2 K - 0.175$$

$$T_1 = \frac{0.215 K \cdot (5 C - 1)}{\alpha(T_0)}$$

Donde:

T = período de la estructura en segundos

C = Coeficiente de suelo

K = Coeficiente de contribución de la falla Azores-Gibraltar

n = Coeficiente de amortiguamiento

q = Factor de comportamiento



Coefficiente de suelo

En nuestro caso, del lado de la seguridad, se adopta un coeficiente de suelo de valor:

$$C = 1.5$$

Coefficiente de contribución

El coeficiente K tendrá en cuenta la contribución de la falla Azores-Gibraltar.

En nuestro caso, para la localidad de Alcasser (Valencia), el coeficiente de contribución es:

$$K = 1.0$$

Coefficiente de amortiguamiento

Se considerará un índice de amortiguamiento $z = 6\%$, por lo que el coeficiente de amortiguamiento adopta el valor:

$$n = 1$$

Coefficiente de comportamiento

Para la tipología de tablero que estamos estudiando, adoptaremos como valor conservador para el coeficiente de comportamiento:

$$q = 1.0$$



Con estos datos se calcula el ESPECTRO DE CÁLCULO, considerando además la actuación conjunta de las componentes del movimiento en las distintas direcciones. Se puede utilizar en el cálculo la siguiente composición de los efectos de las acciones mencionadas:

$$1.0 R_x + 0.3 R_y + 0.3 R_z$$

$$0.3 R_x + 1.0 R_y + 0.3 R_z$$

$$0.3 R_x + 0.3 R_y + 1.0 R_z$$

Siendo R_x , R_y , R_z los valores absolutos de los efectos de las acciones sísmicas en las direcciones longitudinal al puente, transversal al puente y vertical, respectivamente.



3.3. BASES DE CÁLCULO

3.3.1. MÉTODO DE LOS ESTADO LÍMITE

Según la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, el procedimiento general que se recomienda para comprobar la seguridad de una cimentación es el basado en el concepto de los estados límite, que se describe a continuación.

En un «estado límite», la cimentación alcanzaría una situación no deseada, que, en consecuencia, debe evitarse.

Atendiendo a la gravedad de sus consecuencias, los estados límite se clasifican en dos grupos:

Estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS). Estos últimos también se denominan estados límite de utilización.

3.3.2. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Los estados límite últimos de tipo geotécnico son aquellos cuya ocurrencia está controlada principalmente por las características del terreno.

Dentro de los estados límite últimos que siempre han de considerarse en el proyecto de las cimentaciones, cabe citar los siguientes:

- Socavación de cimientos.
- Inestabilidad global.
- Falta de capacidad de soporte del terreno.

3.3.3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

La carretera podría dejar de cumplir el cometido para el que fue proyectada por razones vinculadas al normal funcionamiento de la misma, de durabilidad o estéticas. En general, dentro del ámbito de la Guía de Cimentaciones deben considerarse los siguientes estados límite de servicio:

- Movimientos excesivos.
- Plastificaciones localizadas.
- Vibraciones excesivas.

3.3.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES EN E.L.U

- Situación persistente o transitoria

Coeficientes parciales γ_f para comprobaciones de equilibrio:

TABLA 6.2-a COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f
(PARA LA COMPROBACIÓN DEL ELU DE EQUILIBRIO)

ACCIÓN	EFECTO		
	ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR	
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Coeficientes parciales γ_f para comprobaciones resistentes:

TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f
(PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

- Situación accidental

Tanto para las comprobaciones de equilibrio como resistentes, se considerará directamente como valores de cálculo los definidos para las acciones debidas a impactos.

- En situación sísmica

Se considerara como valor de cálculo de la acción sísmica el definido por la Norma de Construcción Sismo resistente de Puentes (NCSP-07)

3.3.5. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES EN E.L.S

Para las comprobaciones en E.L.S. Se adoptaran los valores de los coeficientes parciales γ_f indicados en la tabla:

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f (ELS)

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G^*)	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
	Sobrecarga de uso	0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

3.4. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Para cada situación de proyect se identificarán las hipótesis de carga críticas, y para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones se obtendrá combinando las acciones que puedan actuar simultáneamente, según los criterios que se indican a continuación.

3.4.1.COMBINACIONES EN E.L.U

- En situaciones persistentes o transitorias

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

- En situaciones accidentales

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

- En situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed}$$

3.4.2.COMBINACIONES EN E.L.S

- Combinación característica (Poco probable)

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

- Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación cuasi permanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de cada acción permanente.
- $G_{k,m}^*$ Valor característico de cada acción permanente de valor no constante.
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable dominante.
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental.
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes.
- $\psi_{2,i} Q_{k,1}$ Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso.
- $\gamma_G \gamma_Q$ Coeficientes parciales.
- A_d Valor de cálculo de la acción accidental.
- A_{Ed} Valor de cálculo de la acción sísmica.



**CAPÍTULO Nº 4 ESTUDIO DE
SOLUCIONES Y OPTIMIZACIÓN DE
LA CIMENTACIÓN**



4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se va a analizar y a comparar distintas tipologías de cimentación, así como geometrías de las mismas, a fin de llegar a una solución óptima.

Las tipologías que se va a comparar serán cimentaciones superficiales, ya que en el cálculo geológico y geotécnico se verifica que los estratos que se encuentran por debajo de la cimentación, constituyen un terreno competente. Así pues, no se plantea la solución de cimentación profunda, que tendría sentido en terrenos incapaces de albergar otra solución.

Se plantea dos soluciones en cuanto a cimentación superficial:

En primer lugar estudiaremos resolver la cimentación con una zapata aislada por cada uno de los cuatro pilares que componen la pila.

En segundo lugar estudiaremos resolver la cimentación con una zapata combinada o viga de cimentación, común para los cuatro pilares.

En el cálculo geotécnico se hallarán las tensiones transmitidas al terreno por cada solución, en función de distintas combinaciones de su geometría, y considerando todas las posibles combinaciones de acciones en Estado Límite de Servicio, que llegan a la cimentación desde la superestructura. Seguidamente, se localizarán las dimensiones que cumplan el Estado Límite de Hundimiento y el Estado Límite de Vuelco.



Una vez acotadas las posibles soluciones dimensionales de cada solución, se realizará un cálculo estructural aproximado para obtener la cuantía de armado necesaria frente a las combinaciones de acciones en Estado Límite Último.

Después de esto, se calculará el coste económico de ejecutar cada solución, en tanto a excavación, encofrado, armado y hormigonado.

Por último se comparará todas las soluciones a fin de concluir cual es la más óptima.

4.2. DATOS DE PARTIDA

En este apartado se recopilará todos los datos necesarios para realizar el estudio en cuestión.

Parte de los datos necesarios se han extraído del proyecto de construcción del puente sobre el barranco de Picassent. Así pues, todos aquellos datos a los cuales no se ha tenido acceso, han sido facilitados por los tutores del TFG.

4.2.1. ACCIONES

Las acciones se han obtenido de la Instrucción sobre Acciones a considerar en proyectos de Puentes de carretera (IAP – 11), tal y como se explica en el capítulo nº 3.

Para el cálculo de la cimentación se han utilizado las combinaciones pésimas de acciones de cada pila, calculadas en arranques de pilares, tanto en Estado Límite



Último como en Estado Límite de Servicio. Estas combinaciones se han obtenido del anejo de cálculo estructural del proyecto "Nueva carretera de conexión de Torrente a Picassent y Alcàsser", concretamente de las tablas del cálculo estructural del puente, las cuales han sido facilitadas por los tutores del TFG.

A continuación se van a exponer las combinaciones de esfuerzos en arranques de los cuatro pilares, P1, P2, P3, P4, siendo estos tal y como se definen en la descripción de la estructura del capítulo nº 2.

Estos esfuerzos generan en los arranques un axil "N", un flector en la dirección del eje X (eje perpendicular al eje longitudinal del puente) "Mx", y un flector en la dirección del eje Y (eje paralelo al eje longitudinal del puente) "My".

Las cuatro tablas se corresponden con las combinaciones en E.L.S de los cuatro pilares.

Las unidades son las del SI: (KN) ; (KN x m)



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

		E.L.S			
		N	Mx	My	combinacion
P1		1274.16	63.70	0.00	1
		1267.63	47.26	513.63	2
		1178.56	147.05	462.29	3
		1069.72	45.62	513.68	4
		963.50	145.48	462.67	5
		928.22	68.87	594.32	6
		873.13	166.55	534.92	7
		871.55	165.29	389.66	8
		730.37	67.24	594.32	9
		675.22	164.91	534.92	10
		569.54	120.49	0.00	11
		566.06	184.78	462.29	12
		389.22	87.49	513.68	13
		371.69	118.85	0.00	14
		368.21	184.57	461.74	15
		379.64	64.41	439.15	16
		358.63	138.29	395.21	17
		370.06	41.27	364.61	18
		349.04	93.37	328.19	19
		353.45	19.44	290.13	20
		1188.03	102.95	0.00	21
		874.76	657.58	0.00	22
		871.49	615.44	256.81	23
		768.54	18.46	513.03	24
		732.77	24.45	770.33	25
		593.99	664.33	256.81	26
		563.06	35.28	779.70	27
		425.05	672.88	294.22	28



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

	E.L.S			
	N	Mx	My	combinacion
P2	2089.36	104.48	0.00	1
	2088.00	117.33	523.65	2
	1974.81	146.07	0.00	3
	1973.56	233.35	471.33	4
	1671.44	227.14	471.33	5
	1491.34	116.40	593.55	6
	1447.84	233.02	408.22	7
	1439.40	232.15	534.21	8
	1192.44	109.76	593.55	9
	1140.77	226.76	408.39	10
	1137.34	225.94	534.21	11
	910.37	158.54	0.00	12
	908.73	231.77	471.33	13
	608.31	152.28	0.00	14
	606.62	225.56	471.33	15
	602.75	109.38	523.65	16
	1187.49	73.88	519.89	17
	597.09	164.53	402.94	18
	574.06	7.68	295.80	19
	1220.97	789.93	0.00	20
	1220.26	838.39	261.82	21
	1201.37	13.34	503.50	22
	1198.87	61.96	765.38	23
	1195.00	61.79	91.30	24
	925.28	833.82	226.92	25
	923.38	833.38	296.78	26
	899.59	61.52	768.76	27
	629.11	780.35	0.00	28



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

	E.L.S			
	N	Mx	My	combinacion
P3	2081.25	77.64	523.70	1
	1959.67	193.93	471.33	2
	1958.42	106.66	0.00	3
	1658.70	200.03	471.33	4
	1657.45	112.75	0.00	5
	1494.01	78.24	593.61	6
	1431.18	194.48	534.26	7
	1436.52	194.26	408.17	8
	1193.04	84.33	593.55	9
	1130.21	200.57	534.21	10
	1127.98	200.36	408.44	11
	603.35	84.72	523.70	12
	599.49	200.95	471.33	13
	597.80	127.67	0.00	14
	593.77	59.51	447.75	15
	574.50	35.82	371.75	16
	1216.34	740.88	261.88	17
	1215.64	789.34	0.00	18
	1191.14	35.77	91.25	19
	1207.90	36.26	431.96	20
	1194.89	35.88	765.82	21
	1165.87	812.37	261.88	22
	900.40	36.21	769.14	23
	872.42	808.34	296.83	24
	871.17	808.23	226.92	25
	626.93	780.13	0.00	26
	604.77	36.37	706.31	27
	577.71	804.96	259.48	28



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

	E.L.S			
	N	Mx	My	combinacion
P4	1284.24	119.23	513.74	1
	1277.70	63.86	0.00	2
	1236.98	210.81	462.34	3
	1231.10	135.02	0.00	4
	1038.64	211.14	463.05	5
	1032.76	136.82	0.00	6
	942.65	98.93	594.37	7
	943.79	191.86	534.97	8
	744.36	100.78	594.37	9
	731.62	192.95	390.48	10
	731.24	192.13	535.79	11
	424.18	174.55	462.94	12
	420.69	111.94	0.00	13
	397.61	80.85	513.68	14
	928.28	58.80	517.60	15
	734.89	62.23	517.55	16
	576.84	48.84	439.20	17
	414.59	124.90	395.27	18
	382.85	51.83	439.20	19
	913.96	18.67	440.78	20
	725.20	23.68	440.78	21
	384.05	21.56	364.67	22
	1150.85	156.75	60.05	23
	880.04	698.58	256.87	24
	876.77	656.49	0.00	25
	741.26	58.69	771.59	26
	708.70	684.86	216.53	27
	708.49	684.86	297.21	28



A priori, las combinaciones más desfavorables serían las siguientes:

- N máximo, Mx concomitante, My concomitante
- N mínimo, Mx concomitante, My concomitante
- Mx máximo, N concomitante, My concomitante
- Mx mínimo, N concomitante, My concomitante
- My máximo, N concomitante, Mx concomitante
- My mínimo, N concomitante, Mx concomitante

Pero podría suceder que una combinación distinta a las anteriores, fuese más restrictiva. Esto puede suceder cuando el valor concomitante de los esfuerzos, no es representativo de la combinación que se pretende estudiar.

Por este motivo, tanto para el cálculo geotécnico como para el estructural, del presente estudio, se han realizado las 28 combinaciones de esfuerzos en cada pilar.

Por otro lado, debido a que las acciones no son independientes en cada pilar, esto es, si calculamos la cimentación del pilar P1, por ejemplo, bajo la combinación 1, deberemos calcular el resto de cimentaciones con la misma combinación, tanto para E.L.U como para E.L.S.

4.2.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE AVENIDAS

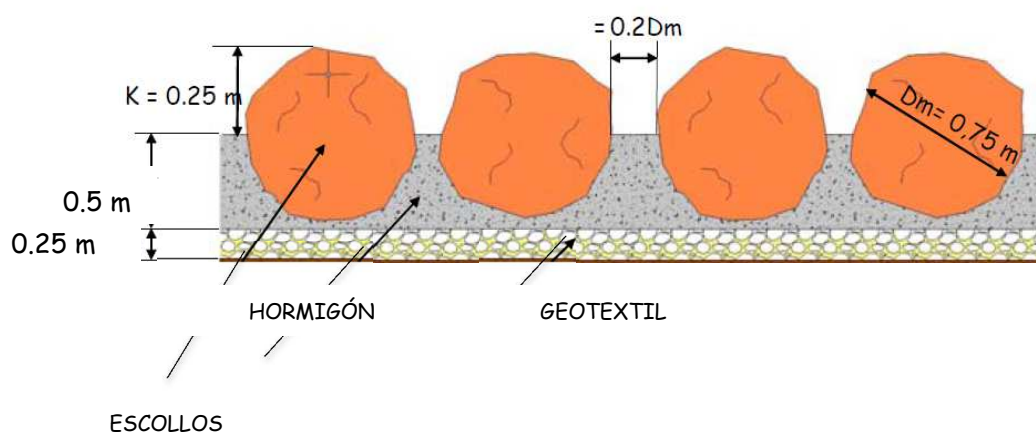
Todos estos datos han sido facilitados por los tutores del TFG, y se han extraído del anejo del estudio hidrológico y de avenidas del proyecto.

La profundidad de cimentación se ha establecido a una cota de -3.5 m respecto a la superficie del terreno.

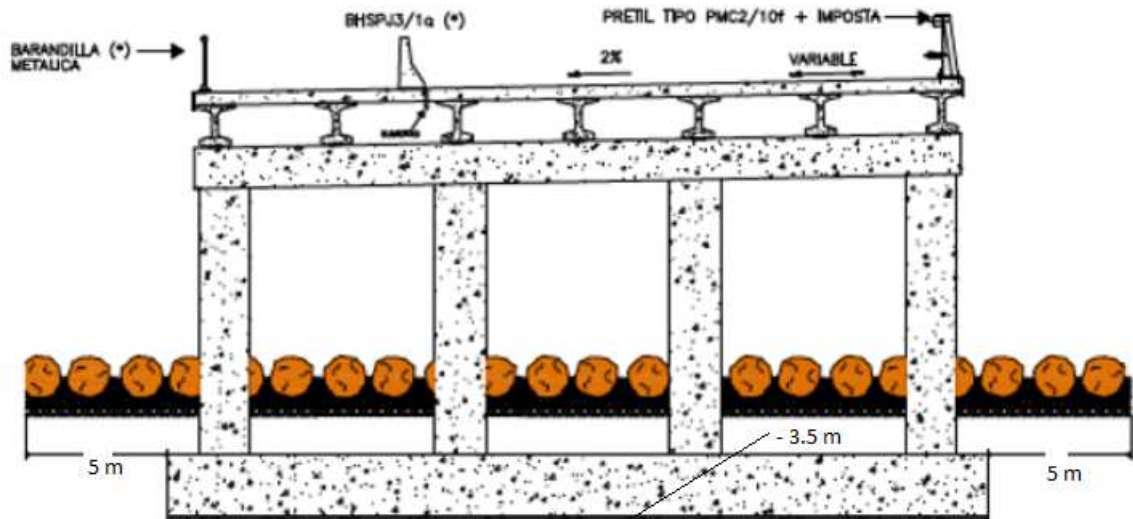
Del perfil del suelo resultante, se deducen 2,5 m de suelo afectable por la erosión general del lecho, a los que hay que sumar el empotramiento de la zapata.

La comprobación de socavación concluye que para un caudal máximo de 195,78 m³/s, la erosión alcanzará una profundidad máxima de aproximadamente 1,6 m. Así pues, la cota de cimentación que se plantea, difícilmente se verá afectada por la erosión.

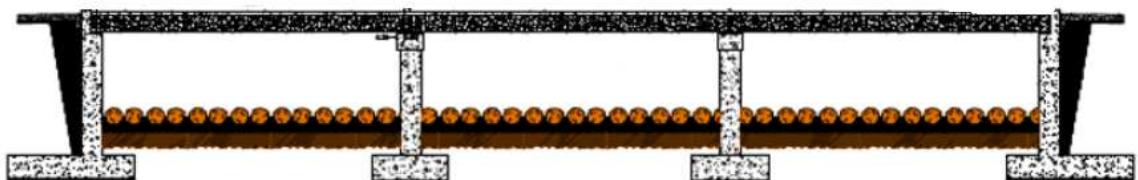
Se proyecta una solución de escollera para reducir las acciones erosivas que consta de una capa filtro de 25 cm, y una capa de escollera de diámetro aparente 75 cm recebada con hormigón en masa.



Vista de la pila en sección transversal



Vista del perfil longitudinal del puente





4.2.3. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

Del anejo geológico y geotécnico del proyecto se han extraído los datos necesarios, en cuanto a condiciones y características del terreno.

Según el análisis de la cimentación, llevado a cabo en este anejo, se opta, tanto en pilas como en estribos, la solución de cimentación directa. Por este motivo, el objeto del trabajo es comparar esta tipología de cimentación.

La tensión admisible en las pilas superiores, resulta superior a 300 Kpa, pero según lo especificado por los tutores del TFG, se puede asumir que el terreno en el cual asienta la cimentación, podría alcanzar los **500 KPa**. Utilizaremos este último dato para el análisis de las cimentaciones que planteamos.

Consideramos como peso específico de la protección de escollera igual a:

$$Y_e = 24 \text{ KN/m}^3$$

Consideramos como peso específico del relleno de tierras compactadas que se sitúa por encima de la cimentación igual a:

$$Y_t = 18 \text{ KN/m}^3$$



4.2.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Los datos que se exponen a continuación han sido facilitados por los tutores del TFG y ellos a su vez, los han sacado del anejo de cálculo estructural del proyecto del puente.

- CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN

Tanto en las cimentaciones de pilas como de estivos el hormigón empleado es un:

HA-30/B/25/IIb + Qa

Por tanto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

La consistencia es BLANDA (con de Abrahams entre 6 y 9 cm)

El TMA (tamaño máximo del árido) es 25 cm

El ambiente es IIb + Qa

-CARACTERÍSTICAS DEL ACERO

Se ha utilizado en toda la estructura un acero B 500 S

Por tanto: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$



4.3. CÁLCULO GEOTÉCNICO

4.3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo analizaremos, en primer lugar, las tensiones que distintas dimensiones de cimentación transmiten al terreno. A ellas se las va a transmitir las cargas bajo las combinaciones definidas en el apartado anterior, a lo que se sumará el peso propio de la cimentación (variable según la geometría), y el peso, tanto de tierras como de escollera de protección que gravita sobre ella.

- Peso de tierras y protección de escollera sobre la cimentación

Despreciando el peso del geo textil, tenemos un espesor de escollera de protección de 75 cm, con un peso específico de 24 KN/m³.

Para los cálculos utilizaremos un espesor de 50 cm, que resulta aproximado de descontar el volumen de la franja de los pilares.

Los rellenos de tierra localizados entre la protección de escollera y la cimentación, tendrían un espesor variable dependiendo del canto de la zapata, por ello, y como valor aproximado, se ha tomado para los cálculos un espesor de 1 m de relleno, con un peso específico de 18 KN/m³.

Cabe destacar, que al tratarse de un estudio donde se van a comparar diversas soluciones, el error que se asume al estimar los anteriores valores se está trasladando a todas ellas, por tanto el estudio va a dar los mismo resultados.

4.3.2. CÁLCULO DE TENSIONES

Para calcular las tensiones que transmite la cimentación al terreno, utilizaremos la Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera, la cual dice:

Para cada una de las distintas combinaciones de acciones y después de obtener las dimensiones de la cimentación rectangular equivalente, se calculará la presión vertical media que se define mediante la expresión siguiente:

$$\sigma_v = \frac{V}{B * x L *}$$

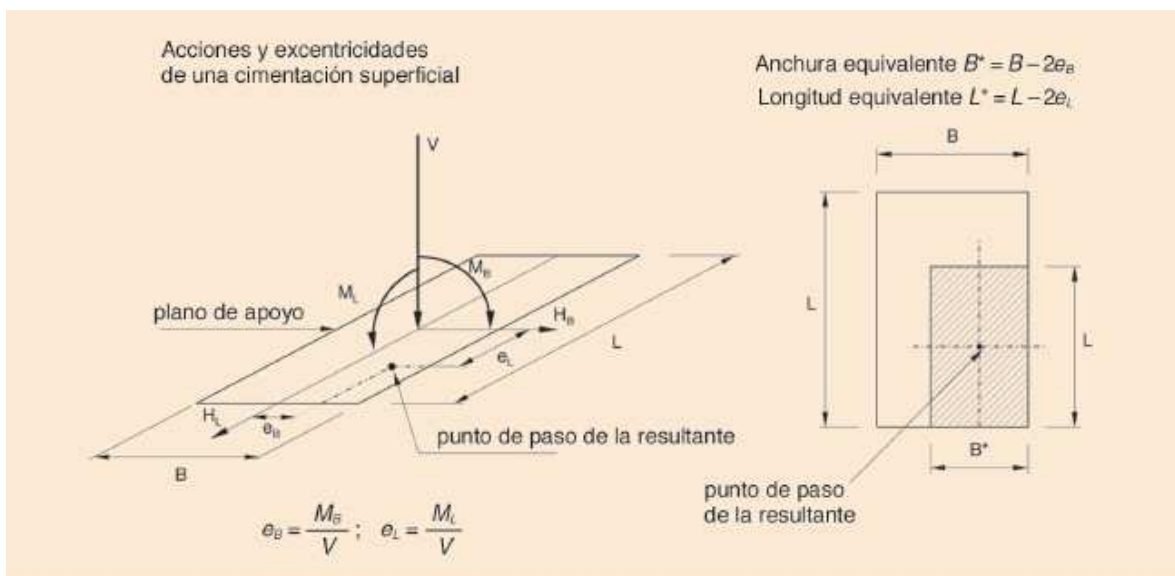
Donde:

σ_v = Presión vertical media.

V = Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.

B* = Anchura equivalente.

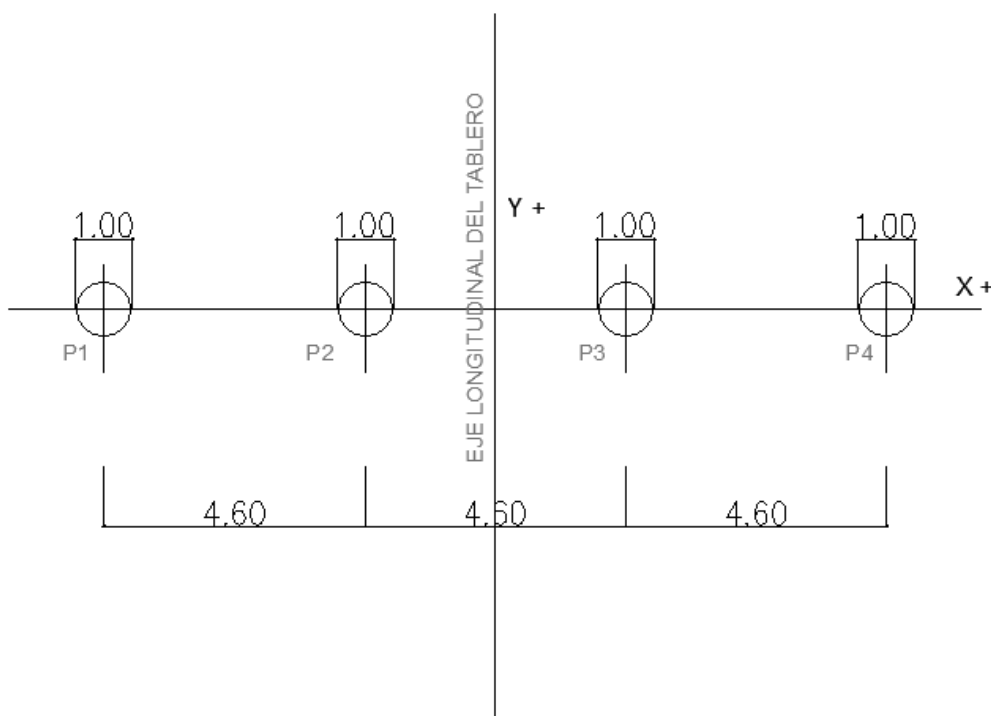
L* = Longitud equivalente.



En nuestro caso, "B" será el ancho de la cimentación según el eje Y, y "L" será el largo de la cimentación según el eje X; "V" es la carga vertical total en el CDG de la cara inferior de la cimentación; "Mb" es "Mx"; "ML" es "My".

Este método plantea una distribución de tensiones uniforme, de valor " σ_v ",
Repartida en un área efectiva $A^* = B^* \times L^*$

El ancho "B" es paralelo al eje X, y el largo "L" es paralelo al eje Y, siendo la orientación de los ejes la siguiente:



Se considerará momento flector positivo de cada pilar aquel que vaya según la dirección X o Y positiva de los ejes locales de cada pilar, y momento flector positivo global aquel que vaya según la dirección positiva de los ejes globales.



4.3.3. ZAPATA AISLADA

En este apartado se va a analizar la cimentación bajo la condición de que sea una zapata aislada que transmite las cargas, de cada pilar, al terreno.

- ESTADO LÍMITE DE HUNDIMIENTO

Para verificar el Estado Límite de Hundimiento de la cimentación, se comparan las tensiones máximas que se producen para todas las combinaciones de esfuerzos, " σ_v ", en todas las zapatas, con la carga de hundimiento del terreno, " q_h ", de la siguiente manera:

$$Ch = \frac{\sigma_v}{q_h} \geq 3$$

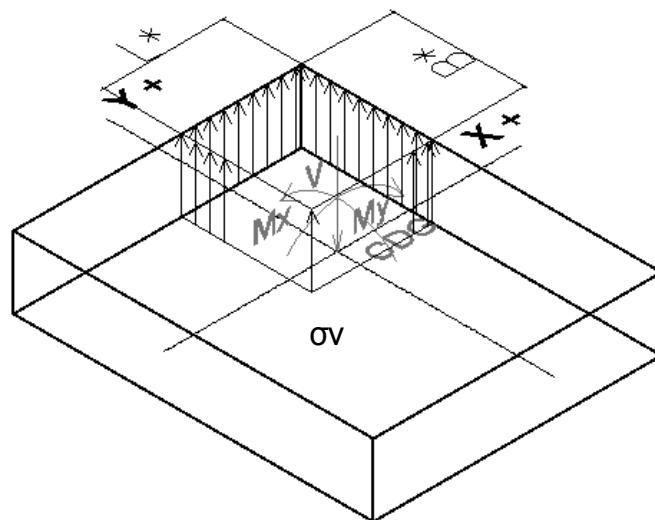
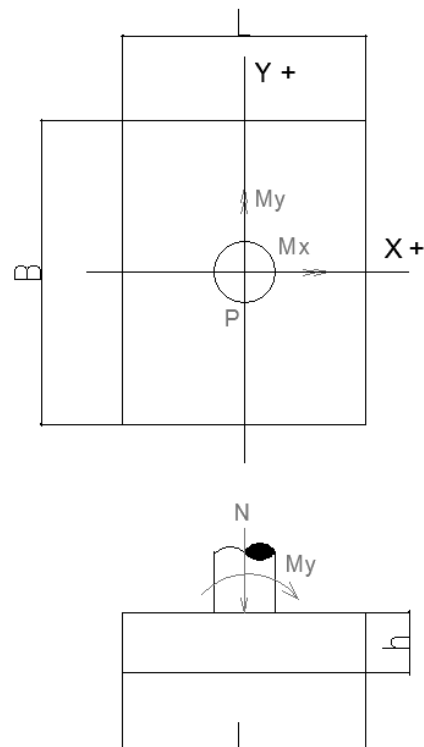
Según la Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera, el coeficiente de seguridad frente a hundimiento (Ch) debe ser igual o superior a 3.

Para calcular las tensiones que transmite cada zapata, el primer paso es calcular el esfuerzo vertical total " V ", y los flectores de eje X e Y " M_x ", " M_y ", respectivamente, en el CDG (centro de gravedad) de la cara inferior de la zapata.

Vamos a dimensionar zapatas centradas, así pues, " V " será igual al axil que llega del pilar, calculado en su arranque, más el peso propio de la cimentación, más el peso del conjunto de tierras (escollera y relleno). Este esfuerzo vertical actúa en el CDG, y no genera ningún flector adicional puesto que no es excéntrico.

El momento flector del eje X, " M_x ", y el momento flector de eje Y, " M_y ", serán exactamente los mismos que están actuando en el arranque del pilar.

Tomando unas dimensiones de la zapata de **B** (longitud según el eje Y), **L** (longitud según el eje X) y **h** (canto de la zapata), y según el procedimiento de la Guía de Cimentaciones, obtenemos la tensión uniforme " σ_v ", actuando en el área eficaz $B^* \times L^*$.





Como se especifica en los datos de partida, hemos asumido una presión de hundimiento de 500 Kpa

- ESTADO LÍMITE DE VUELCO

Para verificar el Estado Límite de vuelco de la cimentación, se comparan los momentos estabilizadores con los momentos desestabilizadores (volcadores), que se producen para todas las combinaciones de esfuerzos, en todas las zapatas, de la siguiente manera:

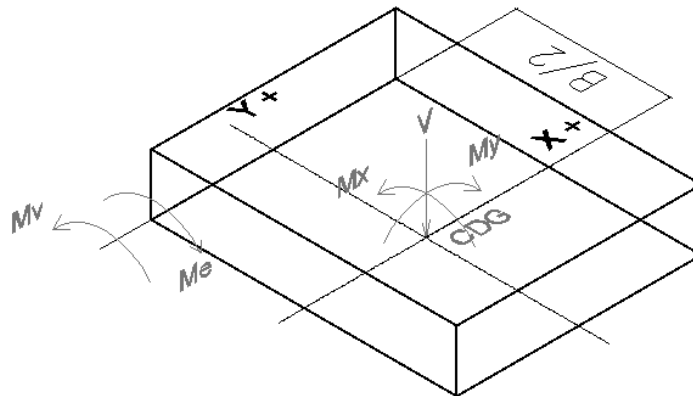
$$Cv = \frac{\text{Momento estabilizador}}{\text{Momento desestabilizador}} \geq 2$$

Según la guía de cimentaciones para obras de carretera, el coeficiente de seguridad frente a vuelco, debe ser igual o superior a 2.

Únicamente vamos a comprobar que la cimentación cumple frente a vuelco, según el eje X, ya que el vuelco según el eje Y está impedido por el arriostramiento en cabeza de pilares, tal y como se define en el capítulo 2. Además, el vuelco en este sentido se produciría en la pila, y no en los pilares independientemente, puesto que esto supondría un fallo estructural.

Al tratarse de cimentaciones donde los pilares están centrados, el único momento desestabilizador será el flector "Mx", mientras que el momento estabilizador será el axil en arranque de pilares, más el peso de tierras y escolleras, más el peso de la propia cimentación, multiplicado por la distancia CDG-CHARNELA DE GIRO.

La combinación más desfavorable será aquella que produzca el axil mínimo y/o el momento flector de eje X máximo.



- DIMENSIONES A COMPARAR

Vamos a analizar un rango de dimensiones, el cual debe ser coherente con la geometría de la estructura. Como definimos en el capítulo 2, los pilares de cada pila están separados 4,6 metros, entre sí, medidos desde sus ejes. Por tanto, se establece como valor máximo a iterar, para L , 4,25 metros.



El procedimiento a seguir va a ser el siguiente:

- Partiremos de unas dimensiones de B x L mínimas tales que cumplan a hundimiento y vuelco para un canto de $h = 0,5$ metros.
- Se realizarán todas las combinaciones de acciones.
- Aumentamos las dimensiones de B y L en rangos de 250 mm, para hacer cumplir a hundimiento y vuelco al aumentar el canto de la zapata en rangos de 100 mm.
- Las dimensiones máximo a comparar son :
B = 6 metros; L = 4,25 metros; h = 1,5 metros

Se ha fijado estos valores teniendo en cuenta las posibilidades de aumentar el canto sin necesidad de superar el límite de $L = 4,25$ m e intentando que las dimensiones de la zapata guarden una proporción de B/L entre 1 – 1,5.

A continuación se muestra las tablas resumen de todas las iteraciones que se han realizado para cada zapata, bajo la combinación más desfavorable. En el anejo de ESTUDIO DE SOLUCIONES se incluirán todas las combinaciones de esfuerzos para cada iteración, así como los datos intermedios necesarios.

Las combinaciones más desfavorables, en las zapatas 1,2 y 3, son la 2, para la comprobación de hundimiento, y la 28, para la comprobación a vuelco, y para la zapata 4, las combinaciones 1 y 28.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA PILAR P1											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
2	4.00	3.50	0.5	1862.63	47.26	513.63	159.96	3.13	3725.26	47.26	78.83
2	4.00	3.50	0.6	1897.6	47.258	513.63	162.37	3.1	3795.3	47.26	80.31
2	4.00	3.50	0.7	1932.6	47.258	513.63	164.78	3	3865.3	47.26	81.79
2	4.00	4.00	0.8	2067.6	47.258	513.63	149.26	3.3	4135.3	47.26	87.5
2	4.00	4.00	0.9	2107.6	47.258	513.63	151.71	3.3	4215.3	47.26	89.2
2	4.00	4.00	1	2147.6	47.258	513.63	154.15	3.2	4295.3	47.26	90.89
2	4.00	4.00	1.1	2187.6	47.258	513.63	156.6	3.2	4375.3	47.26	92.58
2	4.00	4.00	1.2	2227.6	47.258	513.63	159.06	3.1	4455.3	47.26	94.28
2	4.00	4.00	1.3	2267.6	47.258	513.63	161.51	3.1	4535.3	47.26	95.97
2	4.25	4.00	1.4	2372.6	47.258	513.63	157.99	3.2	5041.8	47.26	106.7
2	4.50	4.00	1.5	2482.6	47.258	513.63	155.15	3.2	5585.9	47.26	118.2

ZAPATA PILAR P1											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
28	4.00	3.50	0.5	1020.05	672.88	294.22	130.17	3.84	2040.10	672.88	3.03
28	4.00	3.50	0.6	1055	672.88	294.22	131.62	3.8	2110.1	672.9	3.136
28	4.00	3.50	0.7	1090	672.88	294.22	133.16	3.8	2180.1	672.9	3.24
28	4.00	4.00	0.8	1225	672.88	294.22	119.96	4.2	2450.1	672.9	3.641
28	4.00	4.00	0.9	1265	672.88	294.22	121.88	4.1	2530.1	672.9	3.76
28	4.00	4.00	1	1305	672.88	294.22	123.86	4	2610.1	672.9	3.879
28	4.00	4.00	1.1	1345	672.88	294.22	125.87	4	2690.1	672.9	3.998
28	4.00	4.00	1.2	1385	672.88	294.22	127.93	3.9	2770.1	672.9	4.117
28	4.00	4.00	1.3	1425	672.88	294.22	130.01	3.8	2850.1	672.9	4.236
28	4.25	4.00	1.4	1530	672.88	294.22	125.56	4	3251.4	672.9	4.832
28	4.50	4.00	1.5	1640	672.88	294.22	122.41	4.1	3690.1	672.9	5.484



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA PILAR P2											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
2	4.75	4.25	0.5	2945.97	117.33	523.65	161.97	3.09	6996.67	117.33	59.63
2	4.75	4.25	0.6	2996.4	117.33	523.65	164.44	3.04	7116.5	117.3	60.66
2	4.75	4.25	0.7	3046.9	117.33	523.65	166.92	3.00	7236.4	117.3	61.68
2	5.00	4.25	0.8	3150.5	117.33	523.65	163.27	3.06	7876.2	117.3	67.13
2	5.00	4.25	0.9	3203.6	117.33	523.65	165.75	3.02	8009.1	117.3	68.26
2	5.25	4.25	1	3315.2	117.33	523.65	162.7	3.07	8702.4	117.3	74.17
2	5.25	4.25	1.1	3371	117.33	523.65	165.19	3.03	8848.8	117.3	75.42
2	5.50	4.25	1.2	3490.5	117.33	523.65	162.66	3.07	9598.9	117.3	81.81
2	5.50	4.25	1.3	3548.9	117.33	523.65	165.14	3.03	9759.6	117.3	83.18
2	5.75	4.25	1.4	3676.4	117.33	523.65	163.06	3.07	10570	117.3	90.09
2	6.00	4.25	1.5	3809.2	117.33	523.65	161.37	3.10	11428	117.3	97.4

ZAPATA PILAR P2											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
28	4.75	4.25	0.5	1487.07	780.35	0.00	94.56	5.29	3531.80	780.35	4.53
28	4.75	4.25	0.6	1537.5	780.35	0	96.862	5.16	3651.7	780.4	4.68
28	4.75	4.25	0.7	1588	780.35	0	99.185	5.04	3771.5	780.4	4.833
28	5.00	4.25	0.8	1691.6	780.35	0	97.618	5.12	4229	780.4	5.419
28	5.00	4.25	0.9	1744.7	780.35	0	99.994	5.00	4361.8	780.4	5.59
28	5.25	4.25	1	1856.3	780.35	0	99.059	5.05	4872.8	780.4	6.244
28	5.25	4.25	1.1	1912.1	780.35	0	101.47	4.93	5019.2	780.4	6.432
28	5.50	4.25	1.2	2031.6	780.35	0	101.02	4.95	5586.9	780.4	7.159
28	5.50	4.25	1.3	2090	780.35	0	103.46	4.83	5747.6	780.4	7.365
28	5.75	4.25	1.4	2217.5	780.35	0	103.4	4.84	6375.4	780.4	8.17
28	6.00	4.25	1.5	2350.4	780.35	0	103.64	4.82	7051.1	780.4	9.036



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA PILAR P3											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
2	4.50	4.00	0.5	2724.67	193.93	471.33	171.12	3	6130.52	193.93	31.61
2	4.50	4.25	0.6	2820.3	193.93	471.33	165.1	3.03	6345.7	193.9	32.72
2	4.50	4.25	0.7	2868.1	193.93	471.33	167.57	3.0	6453.2	193.9	33.28
2	4.75	4.25	0.8	2969	193.93	471.33	163.44	3.06	7051.5	193.9	36.36
2	4.75	4.25	0.9	3019.5	193.93	471.33	165.92	3.01	7171.4	193.9	36.98
2	5.00	4.25	1	3128.4	193.93	471.33	162.48	3.08	7821.1	193.9	40.33
2	5.00	4.25	1.1	3181.5	193.93	471.33	164.96	3.03	7953.9	193.9	41.01
2	5.25	4.25	1.2	3298.4	193.93	471.33	162.12	3.08	8658.4	193.9	44.65
2	5.25	4.25	1.3	3354.2	193.93	471.33	164.6	3.04	8804.8	193.9	45.4
2	5.50	4.25	1.4	3479	193.93	471.33	162.26	3.08	9567.4	193.9	49.33
2	5.50	4.25	1.5	3537.5	193.93	471.33	164.74	3.04	9728.1	193.9	50.16

ZAPATA PILAR P3											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
28	4.50	4.00	0.5	1342.71	804.96	259.48	112.57	4	3021.10	804.96	3.75
28	4.50	4.25	0.6	1438.3	804.96	259.48	109.39	4.57	3236.3	805	4.02
28	4.50	4.25	0.7	1486.1	804.96	259.48	111.51	4.5	3343.8	805	4.154
28	4.75	4.25	0.8	1587.1	804.96	259.48	108.3	4.62	3769.3	805	4.683
28	4.75	4.25	0.9	1637.6	804.96	259.48	110.53	4.52	3889.2	805	4.832
28	5.00	4.25	1	1746.5	804.96	259.48	108.34	4.62	4366.2	805	5.424
28	5.00	4.25	1.1	1799.6	804.96	259.48	110.65	4.52	4499	805	5.589
28	5.25	4.25	1.2	1916.5	804.96	259.48	109.21	4.58	5030.7	805	6.25
28	5.25	4.25	1.3	1972.2	804.96	259.48	111.57	4.48	5177.1	805	6.432
28	5.50	4.25	1.4	2097.1	804.96	259.48	110.72	4.52	5767	805	7.164
28	5.50	4.25	1.5	2155.5	804.96	259.48	113.11	4.42	5927.7	805	7.364



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA PILAR P4											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
1	4.00	3.50	0.5	1879.24	119.23	513.74	164.29	3.04	3758.47	119.23	31.52
1	4.00	3.50	0.6	1914.2	119.23	513.74	166.69	3.00	3828.5	119.2	32.11
1	4.00	4.00	0.7	2044.2	119.23	513.74	150.52	3.32	4088.5	119.2	34.29
1	4.00	4.00	0.8	2084.2	119.23	513.74	152.95	3.27	4168.5	119.2	34.96
1	4.00	4.00	0.9	2124.2	119.23	513.74	155.39	3.22	4248.5	119.2	35.63
1	4.00	4.00	1	2164.2	119.23	513.74	157.83	3.17	4328.5	119.2	36.3
1	4.00	4.00	1.1	2204.2	119.23	513.74	160.27	3.12	4408.5	119.2	36.97
1	4.25	4.00	1.2	2304.2	119.23	513.74	156.36	3.20	4896.5	119.2	41.07
1	4.25	4.00	1.3	2346.7	119.23	513.74	158.81	3.15	4986.8	119.2	41.82
1	4.50	4.00	1.4	2454.2	119.23	513.74	155.65	3.21	5522	119.2	46.31
1	4.50	4.25	1.5	2575.2	119.23	513.74	151.72	3.30	5794.1	119.2	48.59

ZAPATA PILAR P4											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
28	4.00	3.50	0.5	1303.49	684.86	297.21	145.20	3.44	2606.97	684.86	3.81
28	4.00	3.50	0.6	1338.5	684.86	297.21	147.14	3.40	2677	684.9	3.909
28	4.00	4.00	0.7	1468.5	684.86	297.21	133.17	3.75	2937	684.9	4.288
28	4.00	4.00	0.8	1508.5	684.86	297.21	135.3	3.70	3017	684.9	4.405
28	4.00	4.00	0.9	1548.5	684.86	297.21	137.45	3.64	3097	684.9	4.522
28	4.00	4.00	1	1588.5	684.86	297.21	139.63	3.58	3177	684.9	4.639
28	4.00	4.00	1.1	1628.5	684.86	297.21	141.82	3.53	3257	684.9	4.756
28	4.25	4.00	1.2	1728.5	684.86	297.21	136.73	3.66	3673	684.9	5.363
28	4.25	4.00	1.3	1771	684.86	297.21	139.02	3.60	3763.3	684.9	5.495
28	4.50	4.00	1.4	1878.5	684.86	297.21	135.24	3.70	4226.6	684.9	6.171
28	4.50	4.25	1.5	1999.4	684.86	297.21	132.59	3.77	4498.7	684.9	6.569



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

Las dimensiones que se han obtenido, las cuales se van a comparar, cumplen todas ellas a hundimiento y vuelco para la combinación más desfavorable según proceda.

Son las siguientes:

ZAPATA 1	B	L	h	ZAPATA 2	B	L	h
	4.00	3.50	0.5		4.75	4.25	0.5
	4.00	3.50	0.6		4.75	4.25	0.6
	4.00	3.50	0.7		4.75	4.25	0.7
	4.00	4.00	0.8		5.00	4.25	0.8
	4.00	4.00	0.9		5.00	4.25	0.9
	4.00	4.00	1		5.25	4.25	1
	4.00	4.00	1.1		5.25	4.25	1.1
	4.00	4.00	1.2		5.50	4.25	1.2
	4.00	4.00	1.3		5.50	4.25	1.3
	4.25	4.00	1.4		5.75	4.25	1.4
	4.50	4.00	1.5		6.00	4.25	1.5



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA 3	B	L	h	ZAPATA 4	B	L	h
	4.50	4.00	0.5		4.00	3.50	0.5
	4.50	4.25	0.6		4.00	3.50	0.6
	4.50	4.25	0.7		4.00	4.00	0.7
	4.75	4.25	0.8		4.00	4.00	0.8
	4.75	4.25	0.9		4.00	4.00	0.9
	5.00	4.25	1		4.00	4.00	1
	5.00	4.25	1.1		4.00	4.00	1.1
	5.25	4.25	1.2		4.25	4.00	1.2
	5.25	4.25	1.3		4.25	4.00	1.3
	5.50	4.25	1.4		4.50	4.00	1.4
	5.50	4.25	1.5		4.50	4.25	1.5

Como podemos observar, en algunos casos no es necesario llegar a las dimensiones máximas mencionadas, ya que se alcanza el canto máximo con otras dimensiones menores, lo que es beneficioso teniendo en cuenta que el margen de 4,6 metros dificultaría la ejecución de las zapatas.



4.3.4.VIGA DE CIMENTACIÓN

En este apartado vamos a calcular una cimentación que combine los cuatro pilares, esto es, una zapata combinada o viga de cimentación en este caso.

- ESTADO LÍMITE DE HUNDIMIENTO

Sirve todo lo estipulado para la solución de zapata aislada, excepto las salvedades que ahora se comentan.

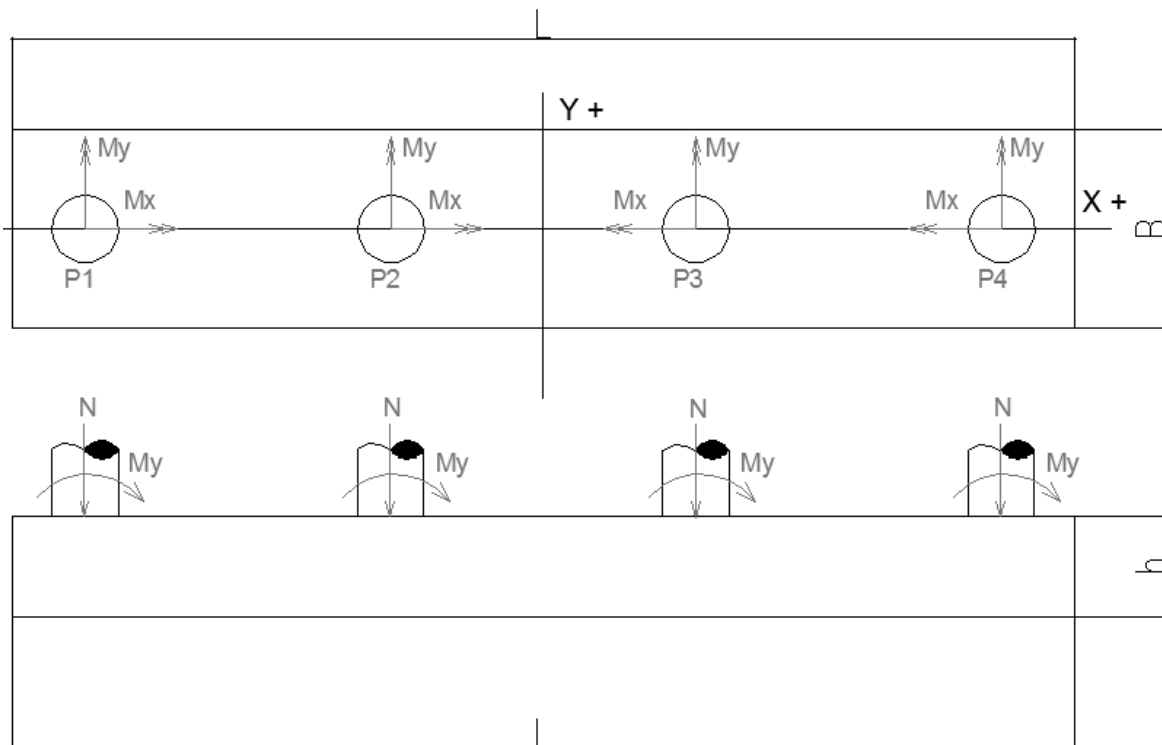
Los momentos flectores de eje X, y de eje Y, "Mx" y "My", respectivamente son directamente el sumatorio de los actuantes en cada pilar. Como la zapata que vamos a definir, va a ser simétrica respecto a los ejes X e Y, todos los esfuerzos anteriores actúan directamente en el CDG de la cara inferior de la cimentación.

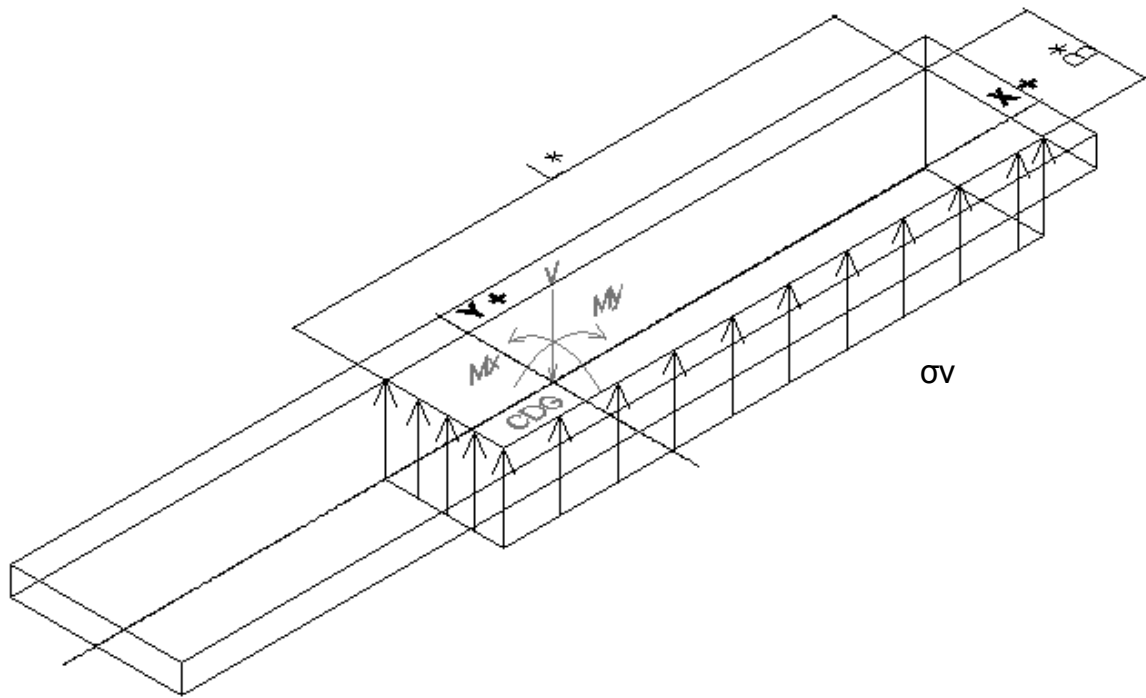
Por otro lado, la resultante vertical "V" está descompuesta en dos sumatorios.

El primero, es la suma del peso de tierras y escolleras que gravitan sobre la cimentación, más el peso propio de la zapata. De nuevo, como la zapata es simétrica para todas las dimensiones que vamos a comparar, estos esfuerzos se pueden trasladar al CDG directamente, sin generar flector adicional.

La principal diferencia arraiga en los axiles que llegan a los arranques de pilares. Éstos, además de un esfuerzo vertical, el cual se suma al del primer sumatorio, generan un flector debido a la excentricidad que tienen los pilares respecto al CDG de la zapata. El hecho de que ésta sea simétrica, solo anularía el efecto de este flector adicional en caso de que todos los axiles en arranques fuesen iguales, lo que es poco probable, por tanto es necesario tenerlo en cuenta.

Tomando unas dimensiones de la viga centradora de **B** (longitud según el eje Y), **L** (longitud según el eje X) y **h** (canto de la zapata), y según el procedimiento de la Guía de Cimentaciones, obtenemos la tensión uniforme " σ_v ", actuando en el área eficaz $B^* \times L^*$.





Se toma una tensión admisible de 500 KPa.

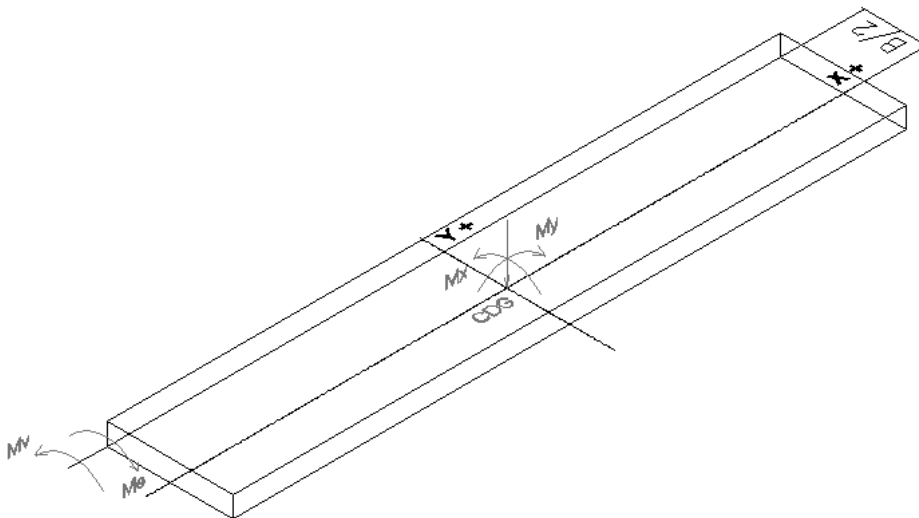
- ESTADO LÍMITE DE VUELCO

El procedimiento a seguir es igual que para la zapata aislada. Únicamente estudiaremos el vuelco según el eje X. Además de los descrito en el caso de zapata aislada, en este caso, aún tendría menos sentido comprobar el vuelco en el eje Y, ya que la dimensión paralela a este eje es lo suficientemente grande como para asegurar que no vuelca.

Por otro lado, los momentos estabilizadores serán el peso de tierras y escollera, el peso propio de la cimentación y el sumatorio de los axiles en arranques de pilares, todo ello multiplicado por la distancia CDG-CHARNELA.

Los momentos volcadores serán el sumatorio de los flectores de eje X "Mx" de cada pilar.

La combinación más desfavorable será aquella que produzca el axil mínimo y/o el momento flector de eje X máximo.





- DIMENSIONES A COMPARAR

Vamos a analizar un rango de dimensiones el cual ha de ser coherente con la geometría de la estructura. Como se describe en el capítulo nº 2, la distancia de ejes de pilar es de 4,6 m, y el diámetro de los pilares de 1 m por tanto, la longitud "L" mínima es de 14,8. Tomaremos un valor mínimo de "L" de 15 m.

El procedimiento a seguir va a ser el siguiente:

- Partiremos de unas dimensiones de B x L mínimas tales que cumplan a hundimiento y vuelco para un canto de $h = 0,5$ metros.
- Se realizarán todas las combinaciones de acciones.
- Aumentamos las dimensiones de B y L en rangos de 250 mm, para hacer cumplir a hundimiento y vuelco al aumentar el canto de la zapata en rangos de 100 mm.
- Las dimensiones máximo a comparar son :
 $B = 4,5$ metros; $L = 16$ metros; $h = 1,5$ metros

Se ha fijado estos valores según el criterio de zapata rígida.

A continuación se muestra las tablas resumen de todas las iteraciones que se han realizado para cada zapata, bajo la combinación más desfavorable. En el anejo de ESTUDIO DE SOLUCIONES se incluirán todas las combinaciones de esfuerzos para cada iteración, así como los datos intermedios necesarios.

Las combinaciones más desfavorables son la 1, para la comprobación de hundimiento, y la 28, para la comprobación a vuelco.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

VIGA DE CIMENTACIÓN											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
1	3.50	15.50	0.5	9034.63	365.05	986.60	172.91	3.02	17000.17	365.05	46.57
1	3.75	15.50	0.6	9344.6	365.05	986.6	166.46	3.00	18886.8	365.1	51.74
1	3.75	15.75	0.7	9534.5	365.05	986.6	166.99	3.03	19264.7	365.1	52.77
1	4.00	15.75	0.8	9879	365.05	986.6	161.81	3.09	21336.8	365.1	58.45
1	4.00	15.75	0.9	10037	365.05	986.6	164.31	3.04	21651.8	365.1	59.31
1	4.00	15.75	1	10194	365.05	986.6	166.81	3.00	21966.8	365.1	60.17
1	4.00	16.00	1.1	10409	365.05	986.6	167.53	3.01	22421.9	365.1	61.42
1	4.25	16.00	1.2	10809	365.05	986.6	163.39	3.06	24779.7	365.1	67.88
1	4.25	16.00	1.3	10979	365.05	986.6	165.89	3.01	25141	365.1	68.87
1	4.50	16.00	1.4	11409	365.05	986.6	162.5	3.08	27700.1	365.1	75.88
1	4.50	16.00	1.5	11589	365.05	986.6	165	3.03	28105.1	365.1	76.99

VIGA DE CIMENTACIÓN											
combinación	Dimensiones			CG base de cimentación			COMPROBACIONES				
	B(m)	L(m)	h(m)	V(KN)	Mx(KN)	My(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest.	Mvolc.	Cv
28	3.50	15.50	0.5	4645.97	2943.05	-986.60	130.65	3.83	9320.02	2943.05	3.17
28	3.75	15.50	0.6	4955.97	2943.05	-986.60	121.66	4.11	10658.03	2943.05	3.62
28	3.75	15.75	0.7	5145.82	2943.05	-986.60	122.39	4.09	11036.01	2943.05	3.75
28	4.00	15.75	0.8	5490.35	2943.05	-986.60	116.40	4.30	12559.48	2943.05	4.27
28	4.00	15.75	0.9	5647.85	2943.05	-986.60	118.60	4.22	12874.48	2943.05	4.37
28	4.00	15.75	1	5805.35	2943.05	-986.60	120.83	4.14	13189.48	2943.05	4.48
28	4.00	16.00	1.1	6020.35	2943.05	-986.60	122.00	4.10	13644.54	2943.05	4.64
28	4.25	16.00	1.2	6420.35	2943.05	-986.60	118.12	4.23	15453.83	2943.05	5.25
28	4.25	16.00	1.3	6590.35	2943.05	-986.60	120.45	4.15	15815.08	2943.05	5.37
28	4.50	16.00	1.4	7020.35	2943.05	-986.60	117.76	4.25	17825.65	2943.05	6.06
28	4.50	16.00	1.5	7200.35	2943.05	-986.60	120.15	4.16	18230.65	2943.05	6.19



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

Las dimensiones que se han obtenido, las cuales se van a comparar, cumplen todas ellas a hundimiento y vuelco para la combinación más desfavorable según proceda.

Son las siguientes:	B	L	h
	3.50	15.50	0.5
	3.75	15.50	0.6
	3.75	15.75	0.7
	4.00	15.75	0.8
	4.00	15.75	0.9
	4.00	15.75	1
	4.00	16.00	1.1
	4.25	16.00	1.2
	4.25	16.00	1.3
	4.50	16.00	1.4
	4.50	16.00	1.5



4.4. CÁLCULO ESTRUCTURAL

4.4.1. INTRODUCCIÓN

Una vez definidas todas las dimensiones, tanto para la solución de zapata aislada como para la solución de viga de cimentación, se va a calcular de manera aproximada el armado necesario para cada solución.

Para obtener el momento de cálculo así como la cuantía de armado, se ha seguido el libro *Números Gordos en el Proyecto de Estructuras*.

Los métodos que se explican a continuación son aproximados, pero el armado que se va a calcular nos dará un orden de magnitud de las distintas soluciones de cimentación, que además, nos servirá para comparar las distintas soluciones de cimentación.



4.4.2. ZAPATA ASILADA

- MOMENTO DE CÁLCULO

El momento de cálculo por metro lineal viene dado por la expresión:

$$M_d = 1,6 \times \sigma_{adm} \times \frac{a^2}{8} \times 10$$

Donde :

σ_{adm} es la tensión admisible en [kg/cm²]. La tensión de hundimiento es de 500 KPa, o lo que es lo mismo, **5,098 Kg/cm²**

"a" es la dimensión de la zapata en [m], según la dirección que se desee estudiar. Para obtener el armado en la dirección del eje X, "a" será igual a "L" y para obtenerlo en la dirección del eje Y, "a" será igual a "B".



- ARMADO DE LA ZAPATA

En cada dirección se calculará un cuantía de armado, la cual viene definida por la expresión:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times 0,8 \times h} \times 1000$$

Donde: A_s es la cuantía de armado en [cm²/m]

M_d es el momento de cálculo en [Tn x m]

f_{yd} es el límite elástico de cálculo del acero en [Kg/cm²]

"h" es el canto de la zapata en [m]

El valor de f_{yd} lo podemos calcular como $f_{yk}/1,15$ donde f_{yk} es el valor característico del límite elástico del acero. Como se definió anteriormente, este valor es de 500 MPa , por tanto f_{yd} valdrá 435 MPa, o lo que es lo mismo, **4435,6 Kg/cm²**

- TABLAS DE RESULTADOS

A continuación se muestran las tablas que recogen los armados para cada zapata y para todas las dimensiones que se han definido en el apartado anterior.

Las unidades son: KN x m; m; cm²/m



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA 1						
B	L	H	Md eje x	Md eje y	As eje X	As eje Y
4.00	3.50	0.50	1249.13	1631.52	70.40	91.96
4.00	3.50	0.60	1249.13	1631.52	58.67	76.63
4.00	3.50	0.70	1249.13	1631.52	50.29	65.68
4.00	4.00	0.80	1631.52	1631.52	57.47	57.47
4.00	4.00	0.90	1631.52	1631.52	51.09	51.09
4.00	4.00	1.00	1631.52	1631.52	45.98	45.98
4.00	4.00	1.10	1631.52	1631.52	41.80	41.80
4.00	4.00	1.20	1631.52	1631.52	38.31	38.31
4.00	4.00	1.30	1631.52	1631.52	35.37	35.37
4.25	4.00	1.40	1631.52	1841.83	32.84	37.07
4.50	4.00	1.50	1631.52	2064.89	30.65	38.79

ZAPATA 2						
B	L	H	Md eje x	Md eje y	As eje X	As eje Y
4.75	4.25	0.50	1841.83	2300.70	103.81	129.67
4.75	4.25	0.60	1841.83	2300.70	86.51	108.06
4.75	4.25	0.70	1841.83	2300.70	74.15	92.62
5.00	4.25	0.80	1841.83	2549.25	64.88	89.80
5.00	4.25	0.90	1841.83	2549.25	57.67	79.82
5.25	4.25	1.00	1841.83	2810.55	51.90	79.20
5.25	4.25	1.10	1841.83	2810.55	47.19	72.00
5.50	4.25	1.20	1841.83	3084.59	43.25	72.44
5.50	4.25	1.30	1841.83	3084.59	39.93	66.87
5.75	4.25	1.40	1841.83	3371.38	37.07	67.86
6.00	4.25	1.50	1841.83	3670.92	34.60	68.97



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA 3						
B	L	H	Md eje x	Md eje y	As eje X	As eje Y
4.50	4.00	0.50	1631.52	2064.89	91.96	116.38
4.50	4.25	0.60	1841.83	2064.89	86.51	96.98
4.50	4.25	0.70	1841.83	2064.89	74.15	83.13
4.75	4.25	0.80	1841.83	2300.70	64.88	81.05
4.75	4.25	0.90	1841.83	2300.70	57.67	72.04
5.00	4.25	1.00	1841.83	2549.25	51.90	71.84
5.00	4.25	1.10	1841.83	2549.25	47.19	65.31
5.25	4.25	1.20	1841.83	2810.55	43.25	66.00
5.25	4.25	1.30	1841.83	2810.55	39.93	60.93
5.50	4.25	1.40	1841.83	3084.59	37.07	62.09
5.50	4.25	1.50	1841.83	3084.59	34.60	57.95

ZAPATA 4						
B	L	H	Md eje x	Md eje y	As eje X	As eje Y
4.00	3.50	0.50	1249.13	1631.52	70.40	91.96
4.00	3.50	0.60	1249.13	1631.52	58.67	76.63
4.00	4.00	0.70	1631.52	1631.52	65.68	65.68
4.00	4.00	0.80	1631.52	1631.52	57.47	57.47
4.00	4.00	0.90	1631.52	1631.52	51.09	51.09
4.00	4.00	1.00	1631.52	1631.52	45.98	45.98
4.00	4.00	1.10	1631.52	1631.52	41.80	41.80
4.25	4.00	1.20	1631.52	1841.83	38.31	43.25
4.25	4.00	1.30	1631.52	1841.83	35.37	39.93
4.50	4.00	1.40	1631.52	2064.89	32.84	41.56
4.50	4.25	1.50	1841.83	2064.89	34.60	38.79



4.4.3.ZAPATA COMBINADA

- MOMENTO DE CÁLCULO

El cálculo se asimilará a una viga continua apoyada en cuatro apoyos, y con dos voladizos laterales.

Se propone un método aproximado para el cálculo del momento de cálculo que se descompone en dos partes para la dirección del eje X, además del correspondiente según la dirección del eje Y.

- Momento de cálculo negativo en las zonas intermedias de los pilares.

$$M_d^- = 1,6 \times \sigma_{adm} \times \left(\frac{L^2}{8} - \frac{V_{min}^2}{2} \right) \times 10$$

Donde:

σ_{adm} es la tensión admisible en [kg/cm²]

“L” es la distancia entre ejes de pilares en [m]

“Vmin” es el vuelo mínimo.



- Momento de cálculo positivo en las zonas de ejes de pilares.

$$M_d^+ = 1,6 \times \sigma_{adm} \times \left(\frac{V_{max}^2}{2} \right) \times 10$$

Donde

σ_{adm} es la tensión admisible en [kg/cm²]

“Vmax” es el vuelo máximo.

- Momento transversal de dirección eje Y

$$M_{d,trans}^+ = 1,6 \times 1,2 \times \sigma_{adm} \times \left(\frac{b^2}{8} \right) \times 10$$

Donde

σ_{adm} es la tensión admisible en [kg/cm²]

“b” es el ancho de la zapata en [m], en nuestro caso corresponde con “B”

*Se ha multiplicado la tensión admisible por 1,2 para tener en cuenta el efecto de la asimetría de cargas y los flectores en pilares.



- ARMADO DE LA ZAPATA

El procedimiento es el mismo que para el cálculo de cuantía de armado para la zapata aislada.

En este caso, obtendremos un armado correspondiente al momento de cálculo negativo que iría dispuesto en la cara superior de la zapata, un armado correspondiente con el momento de cálculo positivo, que iría dispuesto en la cara inferior de la zapata, y un armado correspondiente al momento de cálculo transversal, que iría también en la cara inferior, pero repartido en un ancho de $D+2*0.8*h$ por cada pilar, en definitiva $4*(D + 2*0.8*h)$, donde "D" es el diámetro del pilar (1m), y "h" es el canto de la zapata.

- TABLAS DE RESULTADOS

VIGA DE CIMENTACIÓN									
B	L	h	Vuelo	Md + eje X	Md - eje X	M eje Y	As+ eje X	As - eje X	As eje Y
3.50	15.50	0.50	0.85	589.39	1862.99	1498.96	33.22	105.00	84.48
3.75	15.50	0.60	0.85	589.39	1862.99	1720.74	27.68	87.50	80.82
3.75	15.75	0.70	0.98	589.39	1769.94	1720.74	23.73	71.26	69.27
4.00	15.75	0.80	0.98	589.39	1769.94	1957.82	20.76	62.35	68.97
4.00	15.75	0.90	0.98	589.39	1769.94	1957.82	18.46	55.42	61.30
4.00	15.75	1.00	0.98	589.39	1769.94	1957.82	16.61	49.88	55.17
4.00	16.00	1.10	1.10	589.39	1664.15	1957.82	15.10	42.63	50.16
4.25	16.00	1.20	1.10	589.39	1664.15	2210.20	13.84	39.08	51.90
4.25	16.00	1.30	1.10	589.39	1664.15	2210.20	12.78	36.08	47.91
4.50	16.00	1.40	1.10	589.39	1664.15	2477.87	11.86	33.50	49.88
4.50	16.00	1.50	1.10	589.39	1664.15	2477.87	11.07	31.27	46.55

Las unidades son: KN x m; m; cm²/m



4.5. COSTE ECONÓMICO

4.5.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado vamos a definir las unidades de obra que nos servirán para comparar las distintas soluciones. Así pues, éstas serán las que se valoren de distinta manera dependiendo si se trata de una tipología de cimentación u otra.

Se pretende conseguir no solo obtener la solución óptima, tanto de zapata aislada como de viga de cimentación, sino además, comparar estas soluciones para concluir cuál de las dos sería más viable económicamente.

Por otro lado, se estimará un coste unitario para las unidades de obra. Este coste dependerá no solo de la geometría, volúmenes y forma de la cimentación, sino también de otros factores que podrán penalizar o favorecer una solución u otra.



4.5.2. UNIDADES DE OBRA A COMPARAR

A continuación se definen las unidades de obra consideradas para este estudio de soluciones. Esta definición no es la definitiva para la unidad de obra, ya que no se trata de un presupuesto definitivo, sino de una herramienta para comparar.

U1	m3	EXCAVACIÓN EN ZANJAS, POZOS Y CIMIENTOS EN TODO TIPO DE TERRENOS.
U2	m3	ESCOLLERA D = 75 CM RECEBADA CON HORMIGÓN HM-15
U3	m3	RELLENO Y COMPACTACIÓN CON TIERRAS PROCEDENTES DE LA EXCAVACIÓN
U4	m2	ENCOFRADO EN CIMIENTOS
U5	m3	HORMIGÓN HA- 30/B/25/IIb + Qa
U6	Kg	ACERO CORRUGADO B 500 S

El coste que se estimará para estas unidades, recogerá completamente la ejecución de las mismas, esto es, transporte, maquinaria, material, medios humanos etc.



4.5.3. ZAPATA AISLADA

- MEDICIONES

A continuación se va a hacer una aproximación de la medición de todas las unidades de obra para esta tipología de cimentación.

No hay que olvidar que este capítulo es una comparativa de soluciones, por tanto las mediciones que se definen a continuación, son estrictamente las necesarias para el objetivo buscado. Así pues, todos los errores u omisiones que se asumen, se están asumiendo para todas las posibles soluciones, por tanto la comparación sigue siendo válida.

- El volumen de la excavación se ha calculado multiplicando la profundidad de cimentación (3.5 m) por las dimensiones en planta de cada zapata con sus distintas soluciones.
- El volumen de escollera se ha calculado de la misma manera, pero con un espesor de 0,75 m.
- El volumen de relleno se ha calculado de la misma manera, pero con un espesor de 1 m.
- El área de encofrado se ha calculado multiplicando el perímetro por el canto de cada solución.
- El volumen de hormigón se ha calculado con las distintas dimensiones de las zapatas.
- Los Kg de acero se han obtenido sacando la cuantía de armado en cada dirección, resultando cm^2 , multiplicando este valor por la longitud de la armadura, que dependerá de la dimensión de la zapata a considerar, y multiplicando esto por la densidad del acero. Finalmente se suman todos los valores.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA PILAR P1								
B	L	h	U1 (m3)	U2 (m3)	U3 (m3)	U4 (m2)	U5 (m3)	U6 (Kg)
4.00	3.50	0.50	49.00	10.50	14.00	7.50	7.00	1784.34
4.00	3.50	0.60	49.00	10.50	14.00	9.00	8.40	1486.95
4.00	3.50	0.70	49.00	10.50	14.00	10.50	9.80	1274.51
4.00	4.00	0.80	56.00	12.00	16.00	12.80	12.80	1443.65
4.00	4.00	0.90	56.00	12.00	16.00	14.40	14.40	1283.38
4.00	4.00	1.00	56.00	12.00	16.00	16.00	16.00	1155.02
4.00	4.00	1.10	56.00	12.00	16.00	17.60	17.60	1050.02
4.00	4.00	1.20	56.00	12.00	16.00	19.20	19.20	962.35
4.00	4.00	1.30	56.00	12.00	16.00	20.80	20.80	888.49
4.25	4.00	1.40	59.50	12.75	17.00	23.10	23.80	932.95
4.50	4.00	1.50	63.00	13.50	18.00	25.50	27.00	981.19

ZAPATA PILAR P2								
B	L	h	U1 (m3)	U2 (m3)	U3 (m3)	U4 (m2)	U5 (m3)	U6 (Kg)
4.75	4.25	0.50	70.66	15.14	20.19	9.00	10.09	3700.00
4.75	4.25	0.60	70.66	15.14	20.19	10.80	12.11	3083.39
4.75	4.25	0.70	70.66	15.14	20.19	12.60	14.13	2642.84
5.00	4.25	0.80	74.38	15.94	21.25	14.80	17.00	2580.26
5.00	4.25	0.90	74.38	15.94	21.25	16.65	19.13	2293.51
5.25	4.25	1.00	78.09	16.73	22.31	19.00	22.31	2296.26
5.25	4.25	1.10	78.09	16.73	22.31	20.90	24.54	2087.65
5.50	4.25	1.20	81.81	17.53	23.38	23.40	28.05	2122.84
5.50	4.25	1.30	81.81	17.53	23.38	25.35	30.39	1959.71
5.75	4.25	1.40	85.53	18.33	24.44	28.00	34.21	2012.92
6.00	4.25	1.50	89.25	19.13	25.50	30.75	38.25	2073.21



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA PILAR P3								
B	L	h	U1 (m3)	U2 (m3)	U3 (m3)	U4 (m2)	U5 (m3)	U6 (Kg)
4.50	4.00	0.50	63.00	13.50	18.00	8.50	9.00	2943.84
4.50	4.25	0.60	66.94	14.34	19.13	10.50	11.48	2754.76
4.50	4.25	0.70	66.94	14.34	19.13	12.25	13.39	2361.26
4.75	4.25	0.80	70.66	15.14	20.19	14.40	16.15	2312.58
4.75	4.25	0.90	70.66	15.14	20.19	16.20	18.17	2055.54
5.00	4.25	1.00	74.38	15.94	21.25	18.50	21.25	2064.14
5.00	4.25	1.10	74.38	15.94	21.25	20.35	23.38	1876.64
5.25	4.25	1.20	78.09	16.73	22.31	22.80	26.78	1913.55
5.25	4.25	1.30	78.09	16.73	22.31	24.70	29.01	1766.59
5.50	4.25	1.40	81.81	17.53	23.38	27.30	32.73	1819.52
5.50	4.25	1.50	81.81	17.53	23.38	29.25	35.06	1698.23

ZAPATA PILAR P4								
B	L	h	U1 (m3)	U2 (m3)	U3 (m3)	U4 (m2)	U5 (m3)	U6 (Kg)
4.00	3.50	0.50	49.00	10.50	14.00	7.50	7.00	1784.34
4.00	3.50	0.60	49.00	10.50	14.00	9.00	8.40	1486.95
4.00	4.00	0.70	56.00	12.00	16.00	11.20	11.20	1649.88
4.00	4.00	0.80	56.00	12.00	16.00	12.80	12.80	1443.65
4.00	4.00	0.90	56.00	12.00	16.00	14.40	14.40	1283.38
4.00	4.00	1.00	56.00	12.00	16.00	16.00	16.00	1155.02
4.00	4.00	1.10	56.00	12.00	16.00	17.60	17.60	1050.02
4.25	4.00	1.20	59.50	12.75	17.00	19.80	20.40	1088.42
4.25	4.00	1.30	59.50	12.75	17.00	21.45	22.10	1004.88
4.50	4.00	1.40	63.00	13.50	18.00	23.80	25.20	1051.27
4.50	4.25	1.50	66.94	14.34	19.13	26.25	28.69	1101.81



- PRECIO UNITARIO DE LAS UNIDADES DE OBRA

Para el cálculo del precio unitario de cada unidad de obra se ha tenido en cuenta la mano de obra, maquinaria y sus rendimientos, material...

Los datos necesarios se han extraído de bancos de datos para el cálculo de precios unitarios asignados a cada unidad de obra.

Estos precios dependen en gran medida del factor rendimiento, el cual es importante tener en cuenta a la hora de comparar la cimentación resuelta mediante zapata aislada, o resuelta mediante viga de cimentación.

U1	m3	EXCAVACIÓN EN ZANJAS, POZOS Y CIMIENTOS EN TODO TIPO DE TERRENOS.	5€
U2	m3	ESCOLLERA D = 75 CM RECEBADA CON HORMIGÓN HM-15	53.1€
U3	m3	RELLENO Y COMPACTACIÓN CON TIERRAS PROCEDENTES DE LA EXCAVACIÓN.	2.1€
U4	m2	ENCOFRADO EN CIMIENTOS	12.35€
U5	m3	HORMIGÓN HA- 30/B/25/Iib + Qa	80€
U6	Kg	ACERO CORRUGADO B 500 S	2€



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

- COSTE ECONÓMICO

El coste económico es el resultado de multiplicar el valor de las mediciones por el precio unitario de cada unidad de obra.

A continuación se exponen las tablas de resultados del coste económico total de cada solución, para las zapatas 1, 2, 3 y 4.

ZAPATA PILAR 1									
B	L	h	U1 (€)	U2 (€)	U3 (€)	U4 (€)	U5 (€)	U6 (€)	TOTAL €
4.00	3.50	0.50	245.00	557.55	29.40	92.63	560.00	3568.67	5053.25
4.00	3.50	0.60	245.00	557.55	32.34	122.27	739.20	2973.89	4670.25
4.00	3.50	0.70	269.50	613.31	32.34	132.27	862.40	2803.92	4713.74
4.00	4.00	0.80	280.00	637.20	33.60	158.08	1024.00	2887.29	5020.17
4.00	4.00	0.90	280.00	637.20	33.60	177.84	1152.00	2566.76	4847.40
4.00	4.00	1.00	280.00	637.20	33.60	197.60	1280.00	2310.04	4738.44
4.00	4.00	1.10	280.00	637.20	33.60	217.36	1408.00	2100.03	4676.19
4.00	4.00	1.20	280.00	637.20	33.60	237.12	1536.00	1924.69	4648.61
4.00	4.00	1.30	280.00	637.20	33.60	256.88	1664.00	1776.99	4648.67
4.25	4.00	1.40	297.50	677.03	35.70	285.29	1904.00	1865.90	5065.41
4.50	4.00	1.50	315.00	716.85	37.80	314.93	2160.00	1962.37	5506.95

ZAPATA PILAR 2									
B	L	h	U1 (€)	U2 (€)	U3 (€)	U4 (€)	U5 (€)	U6 (€)	TOTAL €
4.75	4.25	0.50	353.28	803.97	42.39	111.15	807.50	7400.00	9518.29
4.75	4.25	0.60	353.28	803.97	42.39	133.38	969.00	6166.77	8468.80
4.75	4.25	0.70	388.61	803.97	46.63	155.61	1130.50	5285.67	7810.99
5.00	4.25	0.80	371.88	846.28	44.63	182.78	1360.00	5160.51	7966.07
5.00	4.25	0.90	371.88	846.28	44.63	205.63	1683.00	5045.71	8197.12
5.25	4.25	1.00	390.47	888.60	46.86	234.65	1785.00	4592.51	7938.09
5.25	4.25	1.10	390.47	888.60	46.86	258.12	1963.50	4175.30	7722.84
5.50	4.25	1.20	409.06	930.91	49.09	288.99	2244.00	4245.68	8167.73
5.50	4.25	1.30	409.06	930.91	49.09	313.07	2431.00	3919.43	8052.56
5.75	4.25	1.40	427.66	973.22	51.32	345.80	2737.00	4025.84	8560.83
6.00	4.25	1.50	446.25	1015.54	53.55	379.76	3060.00	4146.42	9101.52



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ZAPATA PILAR 3									
B	L	h	U1 (€)	U2 (€)	U3 (€)	U4 (€)	U5 (€)	U6 (€)	TOTAL €
4.50	4.00	0.50	315.00	716.85	37.80	104.98	720.00	5887.69	7782.31
4.50	4.25	0.60	334.69	761.65	40.16	129.68	918.00	5509.52	7693.69
4.50	4.25	0.70	334.69	761.65	40.16	151.29	1071.00	4722.53	7081.32
4.75	4.25	0.80	353.28	803.97	42.39	177.84	1292.00	4625.16	7294.64
4.75	4.25	0.90	353.28	803.97	42.39	200.07	1453.50	4111.08	6964.29
5.00	4.25	1.00	371.88	846.28	44.63	228.48	1700.00	4128.28	7319.53
5.00	4.25	1.10	371.88	846.28	44.63	251.32	1870.00	3753.28	7137.39
5.25	4.25	1.20	390.47	888.60	46.86	281.58	2142.00	3827.10	7576.60
5.25	4.25	1.30	390.47	888.60	46.86	305.05	2320.50	3533.19	7484.65
5.50	4.25	1.40	409.06	930.91	49.09	337.16	2618.00	3639.05	7983.26
5.50	4.25	1.50	409.06	930.91	49.09	361.24	2805.00	3396.47	7951.77

ZAPATA PILAR 4									
B	L	h	U1 (€)	U2 (€)	U3 (€)	U4 (€)	U5 (€)	U6 (€)	TOTAL €
4.00	3.50	0.50	245.00	557.55	29.40	92.63	560.00	3568.67	5053.25
4.00	3.50	0.60	269.50	613.31	32.34	111.15	739.20	2973.89	4739.39
4.00	4.00	0.70	280.00	637.20	33.60	152.15	896.00	3299.76	5298.72
4.00	4.00	0.80	280.00	637.20	33.60	158.08	1024.00	2887.29	5020.17
4.00	4.00	0.90	280.00	637.20	33.60	177.84	1152.00	2566.76	4847.40
4.00	4.00	1.00	280.00	637.20	33.60	197.60	1280.00	2310.04	4738.44
4.00	4.00	1.10	280.00	637.20	33.60	217.36	1408.00	2100.03	4676.19
4.25	4.00	1.20	297.50	677.03	35.70	244.53	1632.00	2176.84	5063.59
4.25	4.00	1.30	297.50	677.03	35.70	264.91	1768.00	2009.76	5052.89
4.50	4.00	1.40	315.00	716.85	37.80	293.93	2016.00	2102.54	5482.12
4.50	4.25	1.50	334.69	761.65	40.16	324.19	2295.00	2203.63	5959.32



4.5.4.ZAPATA COMBINADA

- MEDICIONES

La mayor parte de las mediciones se calculan mediante el mismo procedimiento que para la zapata aislada, lo único que cambiaría es que ahora hay una única zapata y por tanto las dimensiones son globales.

- El volumen de la excavación se ha calculado multiplicando la profundidad de cimentación (3.5 m) por las dimensiones en planta de la zapata con sus distintas soluciones.
- El volumen de escollera se ha calculado de la misma manera, pero con un espesor de 0,75 m.
- El volumen de relleno se ha calculado de la misma manera, pero con un espesor de 1 m.
- El área de encofrado se ha calculado multiplicando el perímetro por el canto de cada solución.
- El volumen de hormigón se ha calculado con las distintas dimensiones de la zapata.
- Los Kg de acero se han obtenido sacando la cuantía de eje X, correspondiente al sumatorio de la cuantía en [cm²/m] para el momento negativo y positivo, y multiplicando esta por el ancho "B" de la zapata para obtener [cm²] totales en todo el ancho. Después, se multiplica esto por la longitud "L" de la zapata, en [cm], para obtener el volumen de armadura en [cm³]. Por otro lado, la cuantía de armado según la dirección del eje Y, se calcula multiplicando la cuantía en [cm²/m] por el ancho efectivo de cada pilar $4*(D+2*0.8*h)$ y por el ancho "B" de la zapata en [cm].



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

VIGA DE CIMENTACIÓN								
B	L	h	U1 (m3)	U2 (m3)	U3 (m3)	U4 (m2)	U5 (m3)	U6 (Kg)
3.50	15.50	0.50	189.88	40.69	54.25	19.00	27.13	7557.45
3.75	15.50	0.60	203.44	43.59	58.13	23.10	34.88	7120.69
3.75	15.75	0.70	206.72	44.30	59.06	27.30	41.34	6133.31
4.00	15.75	0.80	220.50	47.25	63.00	31.60	50.40	6085.29
4.00	15.75	0.90	220.50	47.25	63.00	35.55	56.70	5532.36
4.00	15.75	1.00	220.50	47.25	63.00	39.50	63.00	5089.89
4.00	16.00	1.10	224.00	48.00	64.00	44.00	70.40	4639.18
4.25	16.00	1.20	238.00	51.00	68.00	48.60	81.60	4847.28
4.25	16.00	1.30	238.00	51.00	68.00	52.65	88.40	4577.37
4.50	16.00	1.40	252.00	54.00	72.00	57.40	100.80	4847.31
4.50	16.00	1.50	252.00	54.00	72.00	61.50	108.00	4629.41

- **PRECIO UNITARIO DE LAS UNIDADES DE OBRA**

Para el cálculo del precio unitario de cada unidad de obra se ha tenido en cuenta la mano de obra, maquinaria y sus rendimientos, material...

Los datos necesarios se han extraído de bancos de datos para el cálculo de precios unitarios asignados a cada unidad de obra.

Estos precios dependen en gran medida del factor rendimiento, el cual es importante tener en cuenta a la hora de comparar la cimentación resuelta mediante zapata aislada, o resuelta mediante viga de cimentación.



U1	m3	EXCAVACIÓN EN ZANJAS, POZOS Y CIMIENTOS EN TODO TIPO DE TERRENOS.	4,5€
U2	m3	ESCOLLERA D = 75 CM RECEBADA CON HORMIGÓN HM-15	44,83€
U3	m3	RELLENO Y COMPACTACIÓN CON TIERRAS PROCEDENTES DE LA EXCAVACIÓN.	1,63€
U4	m2	ENCOFRADO EN CIMIENTOS	10,78€
U5	m3	HORMIGÓN HA- 30/B/25/IIb + Qa	80€
U6	Kg	ACERO CORRUGADO B 500 S	2€

Los precios unitarios resultantes para la viga de cimentación, son menores, para ciertas unidades de obra, como excavación, relleno de escollera, relleno y compactación de tierras y encofrado, debido principalmente a que el rendimiento de la maquinaria es mayor.

- COSTE ECONÓMICO

El coste económico es el resultado de multiplicar el valor de las mediciones por el precio unitario de cada unidad de obra.

A continuación se exponen las tablas de resultados del coste económico total de cada combinación dimensional de la viga de cimentación.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

VIGA DE CIMENTACIÓN									
B	L	h	U1 (€)	U2 (€)	U3 (€)	U4 (€)	U5 (€)	U6 (€)	TOTAL €
3.50	15.50	0.50	854.44	1824.02	88.43	204.82	2170.00	15114.91	20256.62
3.75	15.50	0.60	915.47	1954.31	94.74	249.02	2790.00	14241.38	20244.92
3.75	15.75	0.70	930.23	1985.83	96.27	294.29	3307.50	12266.62	18880.75
4.00	15.75	0.80	992.25	2118.22	102.69	340.65	4032.00	12170.57	19756.38
4.00	15.75	0.90	992.25	2118.22	102.69	383.23	4536.00	11064.72	19197.11
4.00	15.75	1.00	1091.48	2330.04	112.96	468.39	5544.00	11197.77	20744.63
4.00	16.00	1.10	1008.00	2151.84	104.32	474.32	5632.00	9278.36	18648.84
4.25	16.00	1.20	1071.00	2286.33	110.84	523.91	6528.00	9694.56	20214.63
4.25	16.00	1.30	1071.00	2286.33	110.84	567.57	7072.00	9154.74	20262.48
4.50	16.00	1.40	1134.00	2420.82	117.36	618.77	8064.00	9694.63	22049.58
4.50	16.00	1.50	1134.00	2420.82	117.36	662.97	8640.00	9258.82	22233.97

4.6. COMPARACIÓN Y CONCLUSIONES

Con todos los datos obtenidos en los apartados que preceden, podemos obtener cual es la solución óptima para cada caso.

- DIMENSIONES ÓPTIMAS DE LAS ZAPATAS AISLADAS

ZAPATA PILAR P1

$$B = 4 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$h = 1,2 \text{ m}$$

ZAPATA PILAR P2

$$B = 5,25 \text{ m}$$

$$L = 4,25 \text{ m}$$

$$h = 1,1 \text{ m}$$



ZAZAPATA PILAR P3

$$B = 4,75 \text{ m}$$

$$L = 4,25 \text{ m}$$

$$h = 0,9 \text{ m}$$

ZAPATA PILAR P4

$$B = 4 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$h = 1,1 \text{ m}$$

El coste estimado dadas estas dimensiones es:

$$4648,61 \text{ €} + 7722,84 \text{ €} + 6964,29 \text{ €} + 4676,19 \text{ €}$$

24011,93 €

- DIMENSIONES ÓPTIMAS DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN

$$B = 4 \text{ m}$$

$$L = 16 \text{ m}$$

$$h = 1,1 \text{ m}$$

El coste estimado dadas estas dimensiones es:

18648,84 €

-COMPARACIÓN

Para comparar ambas soluciones, vamos a cuantificar una serie de variables en función de una escala del 0-10, donde el 0 representaría la peor solución para una cimentación de un puente, y 10 representaría la mejor.

Las variables que vamos a comparar son:

- Ejecución.
- Funcionalidad.
- Economía.

		ZAPATA AISLADA	VIGA DE CIMENTACIÓN
EJECUCIÓN	EXCAVACIÓN	6	8
	ENCOFRADO	6	8
	FERRALLADO	7	7
	HORMIGONADO	8	8
	RELLENO Y COMPACTADO	5	7
FUNCIONALIDAD	VERSATILIDAD	7	5
	EFICIENCIA ESTRUCTURAL	5	8
	RESISTENCIA A SISMO	4	8
	ARRIOSTRAMIENTO	4	8
ECONOMÍA	EXCAVACIÓN	6	8
	ENCOFRADO	6	8
	CUANTÍA DE ARMADO	5	7
	VOLUMEN DE HORMIGON	6	7
	RELLENO Y COMPACTADO	5	7
TOTAL		80	104



- CONCLUSIONES

A lo largo de este capítulo hemos obtenido unas dimensiones razonables para ejecutar una cimentación de un puente mediante dos tipologías, zapatas aisladas y viga de cimentación.

Al final, se ha comprobado que la solución más económica es la segunda. Esto es así por varios factores. Aunque el diseñar zapatas aisladas nos permite más diversidad de soluciones, independizando los pilares, y con ello adecuando la geometría a las necesidades de cada cimentación, en la práctica, cimentar zapatas aisladas de estas dimensiones, que casi se superponen unas a otras, no tiene sentido ya que se penaliza la ejecución de las mismas.

Además, una viga de cimentación "ata" todos los pilares de la pila en sus bases, lo cual es importante para efectos de sismo, asientos diferenciales de la

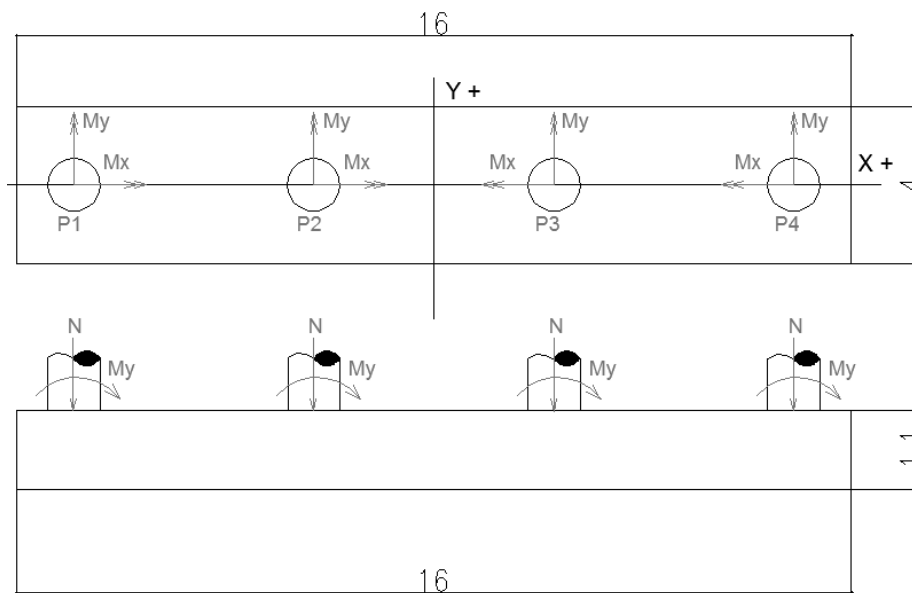
estructura. Si se dispusiesen zapatas aisladas, seguramente requerirían algún tipo de arriostramiento entre ellas como vigas de atado etc. Dificultando y encareciendo, aún más, la cimentación

Desde el punto de vista estructural, una zapata combinada es capaz de distribuir los esfuerzos más eficientemente al terreno, aprovechando la compensación de momentos flectores como si de una viga continua se tratase. Por este motivo, la cuantía de armado, en comparación, es menor.

En conclusión, comparar soluciones para una cimentación, no es una tarea sencilla, en la cual es necesario considerar muchas variables de manera minuciosa. Este capítulo se ha centrado en indagar parte de estas variables, dando como resultado una solución lógica que, a priori, podría intuirse como tal. Si bien, en los proyectos no se realiza este tipo de estudio por la dificultad que plantea,

dimensionándose muchas veces la cimentación sin comparar con otras, pero si fuese una tarea habitual en las construcciones, se podrían llegar a ahorros importantes de dinero y además ejecutar estructuras más eficientes.

4.7. DEFINICIÓN DE LA CIMENTACIÓN



Se trata de una viga de cimentación de 4 m de ancho, por 16 m de largo, por 1,1 m de canto.



**CAPÍTULO Nº 5 DISEÑO Y CÁLCULO
ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN**



5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo vamos a realizar un diseño estructural de la cimentación que se planteó en el capítulo anterior. Se calculará y definirá el armado necesario según la normativa de Hormigón Estructural "EHE – 08".

- Se calculará las tensiones que transmite la cimentación al terreno.
- Se calculará los momentos de cálculo producidos por estas tensiones.
- Calcularemos la armadura longitudinal superior e inferior en E.L.U
- Verificaremos el E.L.U frente a esfuerzos tangenciales para determinar la armadura transversal.
- Verificaremos el E.L.U de punzonamiento y calcularemos la armadura, si es necesaria.
- Comprobaremos el E.L.S de fisuración.
- Comprobaremos la cuantía mínima de armado.

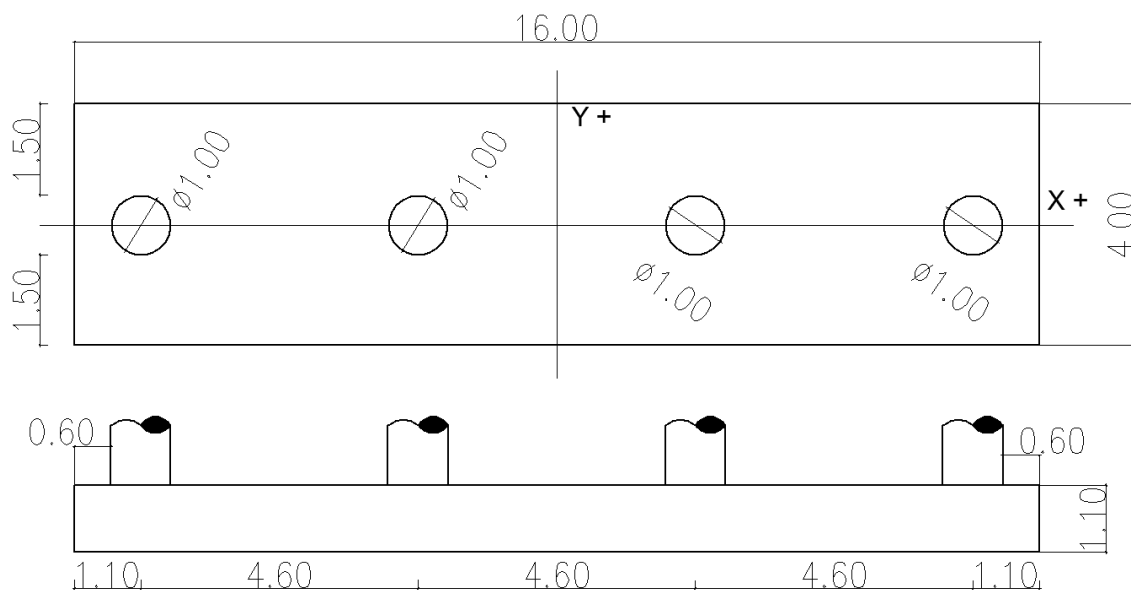
Finalmente, obtendremos unas tablas de armado para la cimentación en función de las combinaciones de acciones en E.L.U y propondremos un diseño del armado de la cimentación que cumpla todos los requisitos exigidos en la combinación pésima de esfuerzos.

5.2. DATOS DE PARTIDA

5.2.1. GEOMETRÍA

La geometría de la viga de cimentación que se va a calcular, es la que se obtuvo en el capítulo nº 4 estudio de optimización de la cimentación, ya que esta solución, como se estudió, es la mejor de todas las que se consideraron.

La zapata tiene unas dimensiones en planta de 16 m de largo por 4 m de ancho, y un canto de 1,1 m.





5.2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Los datos que se exponen a continuación han sido facilitados por los tutores del TFG y ellos a su vez, los han sacado del anejo de cálculo estructural del proyecto del puente.

- CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN

Tanto en las cimentaciones de pilas como de estivos el hormigón empleado es un:

HA-30/B/25/IIb + Qa

Por tanto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

La consistencia es BLANDA (con de Abrahams entre 6 y 9 cm)

El TMA (tamaño máximo del árido) es 25 cm

El ambiente es IIb + Qa

-CARACTERÍSTICAS DEL ACERO

Se ha utilizado en toda la estructura un acero B 500 S

Por tanto: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Por otro lado, para la cimentación de las pilas se considera una vida útil de proyecto de 100 años y el cemento utilizado en el hormigón es un CEM III, por tanto los recubrimientos mínimos nominales a considerar por durabilidad de la estructura son los establecidos en el artículo 37.2.4 de la EHE – 08.

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

Donde Δr es el margen de recubrimiento en función del control de ejecución, cuyo valor es, en nuestro caso, igual a 10 mm, ya que no se realiza un control intenso.

El valor de r_{min} viene dado por la tabla 37.2.4.1.c de la EHE – 08:

Tabla 37.2.4.1.c

Recubrimientos mínimos para las clases específicas de exposición

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t_p , años)	
			50	100
H	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cemento	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
F	CEM I I/A-D	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	35
	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	75
		$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
E ⁽¹⁾	Cualquiera	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	80
		$f_{ck} \geq 40$	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	—	40	55
	Resto de cementos utilizables	—	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	—	(2)	(2)



Operando, resulta un recubrimiento nominal de:

$$r_{\text{nom}} = 55 + 10 = 65 \text{ mm}$$

El recubrimiento nominal es el valor que debe reflejarse en los planos y que servirá para definir los separadores. Por otro lado, el recubrimiento mínimo es el que debe garantizarse en cualquier punto del elemento y que será objeto de control.

5.2.3.ACCIONES

Los únicos datos que tenemos del proyecto son las tablas de combinaciones en arranques de pilares, tanto en E.L.S como en E.L.U. Las primeras ya se expusieron en el capítulo nº 4 apartado de acciones, y a continuación se exponen las correspondientes en E.L.U. En el capítulo nº 3 se explicó el procedimiento para obtener las combinaciones de acciones, que dependían de la naturaleza y simultaneidad de las mismas. En nuestro caso, no disponemos de las acciones en valor característico, sino que ya vienen combinadas bajo distintas hipótesis de carga y por tanto están en su valor de cálculo.

Las unidades de las tablas que se presentan a continuación son las del S.I,
[KN] y [KN x m]



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

	E.L.U			
	N	Mx	My	combinacion
P1	2293.494	114.66	0	1
	2281.734	85.064	924.532	2
	2121.406	264.698	832.118	3
	1925.504	82.124	924.63	4
	1734.306	261.856	832.804	5
	1670.802	123.97	1069.768	6
	1571.626	299.782	962.85	7
	1568.784	297.528	701.386	8
	1314.67	121.03	1069.768	9
	1215.396	296.842	962.85	10
	1025.178	216.874	0	11
	1018.906	332.612	832.118	12
	700.602	157.486	924.63	13
	669.046	213.934	0	14
	662.774	332.22	831.138	15
	683.354	115.934	790.468	16
	645.526	248.92	711.382	17
	666.106	74.284	656.306	18
	628.278	168.07	590.744	19
	636.216	34.986	522.242	20
	2138.458	185.318	0	21
	1574.566	1183.644	0	22
	1568.686	1107.792	462.266	23
	1383.368	33.222	923.454	24
	1318.982	44.002	1386.602	25
	1069.18	1195.796	462.266	26
	1013.516	63.504	1403.458	27
	765.086	1211.182	529.592	28



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

	E.L.U			
	N	Mx	My	combinacion
p2	3760.848	188.062	0	1
	3758.398	211.19	942.564	2
	3554.656	262.934	0	3
	3552.402	420.028	848.386	4
	3008.6	408.856	848.386	5
	2684.416	209.524	1068.396	6
	2606.114	419.44	734.804	7
	2590.924	417.872	961.576	8
	2146.396	197.568	1068.396	9
	2053.394	408.17	735.098	10
	2047.22	406.7	961.576	11
	1638.658	285.376	0	12
	1635.718	417.186	848.386	13
	1094.954	274.106	0	14
	1091.916	406.014	848.386	15
	1084.958	196.882	942.564	16
	2137.478	132.986	935.802	17
	1074.766	296.156	725.298	18
	1033.312	13.818	532.434	19
	2197.748	1421.882	0	20
	2196.474	1509.102	471.282	21
	2162.468	24.01	906.304	22
	2157.96	111.524	1377.684	23
	2151.002	111.23	164.346	24
	1665.51	1500.87	408.464	25
	1662.08	1500.086	534.198	26
	1619.254	110.74	1383.76	27
	1132.39	1404.634	0	28



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

	E.L.U			
	N	Mx	My	combinacion
P3	3746.246	139.748	942.662	1
	3527.412	349.076	848.386	2
	3525.158	191.982	0	3
	2985.668	360.052	848.386	4
	2983.414	202.958	0	5
	2689.218	140.826	1068.494	6
	2576.126	350.056	961.674	7
	2585.73	349.664	734.706	8
	2147.474	151.802	1068.396	9
	2034.382	361.032	961.576	10
	2030.364	360.64	735.196	11
	1086.036	152.488	942.662	12
	1079.078	361.718	848.386	13
	1076.04	229.81	0	14
	1068.788	107.114	805.952	15
	1034.096	64.484	669.144	16
	2189.418	1333.584	471.38	17
	2188.144	1420.804	0	18
	2144.044	64.386	164.248	19
	2174.228	65.268	777.532	20
	2150.806	64.582	1378.468	21
	2098.572	1462.258	471.38	22
	1620.724	65.17	1384.446	23
	1570.352	1455.006	534.296	24
	1568.098	1454.81	408.464	25
	1128.47	1404.242	0	26
	1088.584	65.464	1271.354	27
	1039.878	1448.93	467.068	28



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

	E.L.U			
	N	Mx	My	combinacion
P4	2311.624	214.62	924.728	1
	2299.864	114.954	0	2
	2226.56	379.456	832.216	3
	2215.976	243.04	0	4
	1869.546	380.044	833.49	5
	1858.962	246.274	0	6
	1696.772	178.066	1069.866	7
	1698.83	345.352	962.948	8
	1339.856	181.398	1069.866	9
	1316.924	347.312	702.856	10
	1316.238	345.842	964.418	11
	763.518	314.188	833.294	12
	757.246	201.488	0	13
	715.694	145.53	924.63	14
	1670.9	105.84	931.686	15
	1322.804	112.014	931.588	16
	1038.31	87.906	790.566	17
	746.27	224.812	711.48	18
	689.136	93.296	790.566	19
	1645.126	33.614	793.408	20
	1305.36	42.63	793.408	21
	691.292	38.808	656.404	22
	2071.524	282.142	108.094	23
	1584.072	1257.438	462.364	24
	1578.192	1181.684	0	25
	1334.27	105.644	1388.856	26
	1275.666	1232.742	389.746	27
	1275.274	1232.742	534.982	28

5.3. CÁLCULO TENSIONAL

En este apartado vamos a calcular la distribución de tensiones que se generan en la cara inferior de la cimentación, debidas a las distintas combinaciones de acciones en E.L.U.

Las tensiones se han calculado mediante la fórmula de *NAVIER – BERNOUILL* bidimensional:

$$\sigma (x, y) = \frac{N}{A} \pm \frac{My * Zx}{Iy} \pm \frac{Mx * Zy}{Ix}$$

Donde:	N	es el axil.
	A	es el área en la cual se distribuyen las tensiones.
	My, Mx	son los flectores de eje Y y X, respectivamente.
	Zx, Zy	es la distancia del CDG – fibra analizada en dirección del eje X e Y, respectivamente.
	Iy, Ix	son el momento de inercia de eje Y y X, respectivamente

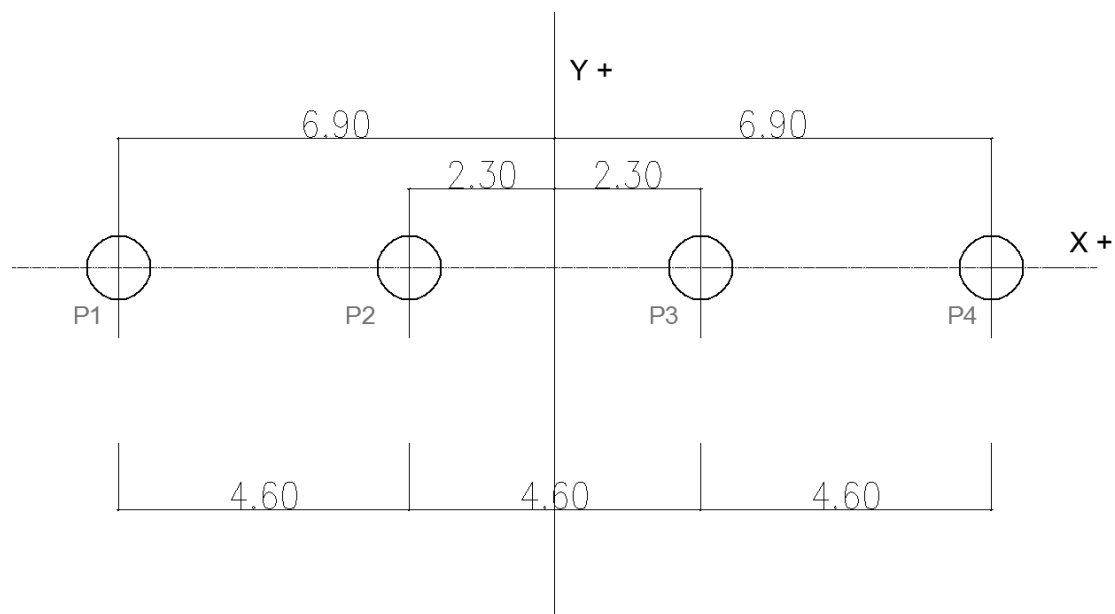
Estos esfuerzos tienen que estar referenciados en el CDG de la zapata para poder introducirlos en la fórmula anterior.

Para el cálculo del axil no se han tenido en cuenta el peso de tierras y escollera que gravita sobre la cimentación, ni el peso propio de la misma, ya que en el caso de que la zapata no despegase, esto es, que la ley de tensiones es trapezoidal y no triangular, este peso se anula con la reacción del terreno.

Por tanto, siempre y cuando no se produzcan tensiones negativas en ningún punto de la zapata, esta simplificación es cierta.

Por consiguiente, resulta un axil de cálculo igual al sumatorio de los axiles de cada pilar en sus respectivos arranques.

Por otro lado, los ejes de los pilares son excéntricos al CDG de la zapata, por tanto cada axil de cada pilar, producirá a su vez un esfuerzo flector adicional, de eje Y, como resultado del propio axil multiplicado por dicha excentricidad.



Los axiles de los pilares P1 y P2 producirán un flector negativo y los axiles de los pilares P3 y P4 producirán un flector positivo.

El flector "Mx" resultante, es directamente el sumatorio de todos los flectores de eje X de cada pilar en sus arranques.

El flector "My" resultante será el sumatorio de los flectores de eje Y de cada pilar, más el flector adicional como resultado del cómputo global de los axiles multiplicados por sus excentricidades, que puede aumentar o disminuir el flector principal.

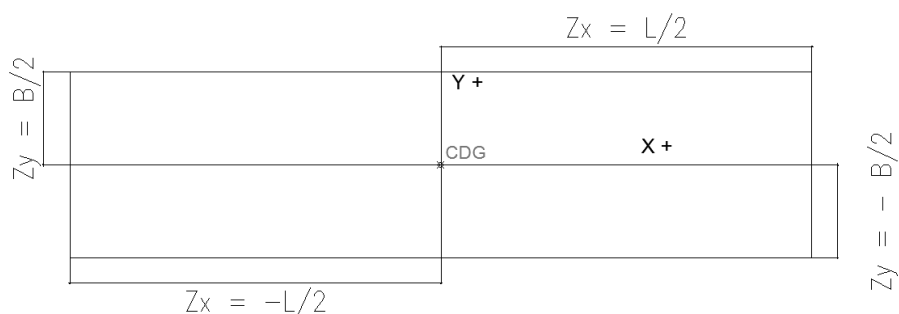
Vamos a calcular el valor de la tensión en las cuatro esquinas de la zapata, ya que son los necesarios para conocer la distribución tensional.

Denominaremos punto σ^{x^+,y^+} a la tensión calculada en la esquina cuya distancia al CDG es positiva en los dos ejes.

Denominaremos σ^{x^+,y^-} a la tensión en la esquina cuya distancia al CDG es positiva según el eje X y negativa según el eje Y.

Denominaremos σ^{x^-,y^+} a la tensión en la esquina cuya distancia al CDG es positiva según el eje Y y negativa según el eje X.

Denominaremos σ^{x^-,y^-} a la tensión en la esquina cuya distancia al CDG es negativa en los dos ejes.



El procedimiento para calcular estas tensiones sería calcular el axil "N", y los flectores "Mx" y "My" para las 28 combinaciones de acciones en E.L.U, y analizar cual de todas ellas produce el estado tensional más desfavorable.

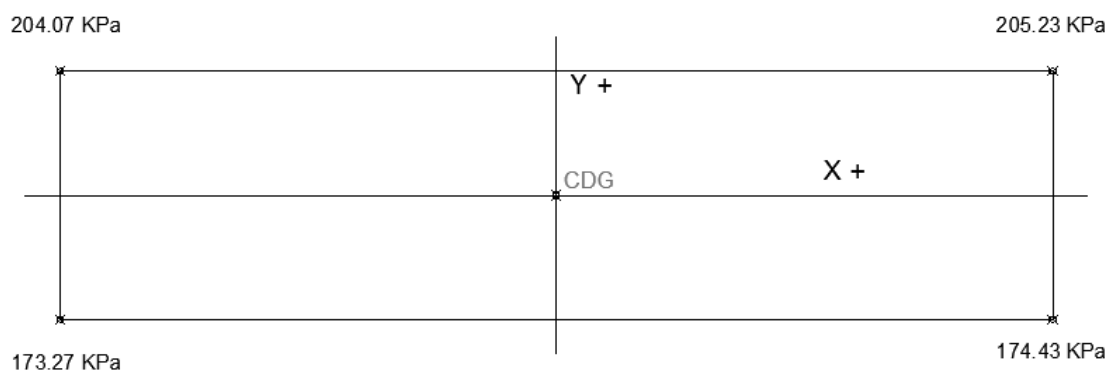
Como se puede comprobar en el anejo de cálculo estructural, todas las tensiones para las diferentes combinaciones de acciones son positivas, esto es, la zapata no despegaría. Por tanto, la combinación de acciones más desfavorable, es aquel que produzca un estado tensional con valores máximos.

Tras los cálculos efectuados, se ha concluido que dicha combinación más desfavorable es la **combinación 1**.

Así pues, el estado tensional producido por esta combinación es el siguiente:

	N	Mx	My	B	L	h	CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación					
							N	Mx	My	lx	ly	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
Pilar1	2293.49	114.66	0.00	4.00	16.00	1.10	12112.21	657.09	99.04	85.33	1365.33	205.23	174.43	204.07	173.27
Pilar2	3760.85	188.06	0.00												
Pilar3	3746.25	139.75	96.19												
Pilar4	2311.62	214.62	94.36												

Las unidades son: [KPa]; [KN]; [KN x m]; [m]; [m4]





5.4. MODELO ESTRUCTURAL

5.4.1. ZAPATA RÍGIDA O FLEXIBLE

Una vez hemos calculado las tensiones que transmite la zapata al terreno, vamos a definir el modelo estructural para el cálculo de la misma.

La tipología de viga de cimentación o zapata combinada, se clasifica en dos grupos, con procedimientos analíticos distintos.

- El primer grupo constituye las zapatas rígidas:

En este caso, el modelo estructural sería un viga continua de 3 vanos con dos voladizos laterales, donde los pilares representarían los apoyos.

- El segundo grupo constituye las zapatas flexibles:

En este caso, se calcularía la cimentación como una viga flotante.

Los criterios para determinar si la zapata es rígida o flexible, son los siguientes:

$$l_1 \text{ ó } l_3 \leq 0.88 * \sqrt[4]{\frac{4 * E_c * I_c}{K_c * B}} \quad l_2 \leq 1.75 * \sqrt[4]{\frac{4 * E_c * I_c}{K_c * B}}$$

* Se tienen que cumplir ambos criterios para que la zapata sea rígida.



Donde:

- l_1 y l_3 son la longitud del voladizo medido desde el eje del pilar externo, en nuestro caso ambas son iguales, y de valor 1,1 m
- l_2 es la distancia entre ejes de pilares, en nuestro caso, 4,6 m
- E_c es el módulo de elasticidad secante del hormigón, que se obtiene mediante la fórmula:

$$E_c = 8500 * \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

En nuestro caso, f_{ck} es igual a 30 MPa, por tanto $E_c = 28576,8$ MPa

- I_c es el momento de inercia de la sección, en nuestro caso :

$$I_c = \frac{1}{12} * B * h^3 = \frac{1}{12} * 4 * 1,1^3 = 0,44 \text{ m}^4$$

- K_c es el coeficiente de balasto, según los datos aportados por los tutores del TFG es de 0,07 N/mm³

Igualando las unidades, y operando, resulta:

$$l_1 \text{ ó } l_3 \leq 102,1$$

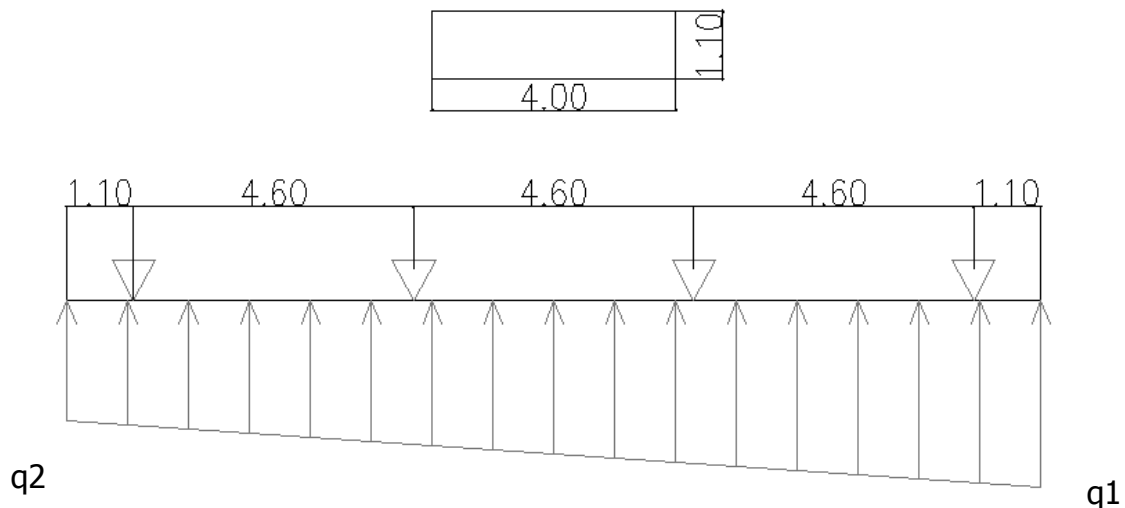
$$l_2 \leq 203$$

Por tanto, podemos afirmar que la zapata es rígida.

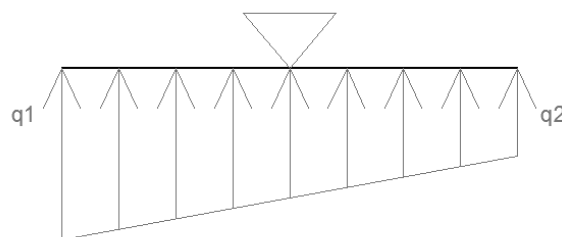
5.4.2. MODELO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA RÍGIDA

Como ya anunciamos, el modelo estructural para este tipo de cimentaciones, consiste en analizarla como una viga continua, cuya sección es la de la zapata, con dos voladizos laterales.

En nuestro caso, el modelo estructural longitudinal es el siguiente:



El modelo estructural transversal es una viga apoyada en un apoyo central, que representaría un pilar.





5.5. LEYES DE ESFUERZOS

5.5.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado, vamos a calcular los esfuerzos debidos a solicitaciones normales (flectoras y axiles) y los debidos a tensiones tangenciales (cortante).

Para ello vamos a utilizar un software informático que nos permitirá obtener las leyes de esfuerzos de flector, axil y cortante. Este software se llama SAP 2000.

El primer paso es introducir el modelo estructural que hemos definido en el apartado anterior, con la salvedad de que los apoyos estarán en la parte inferior, ya que es la opción por defecto del programa.

5.5.2. CARGA

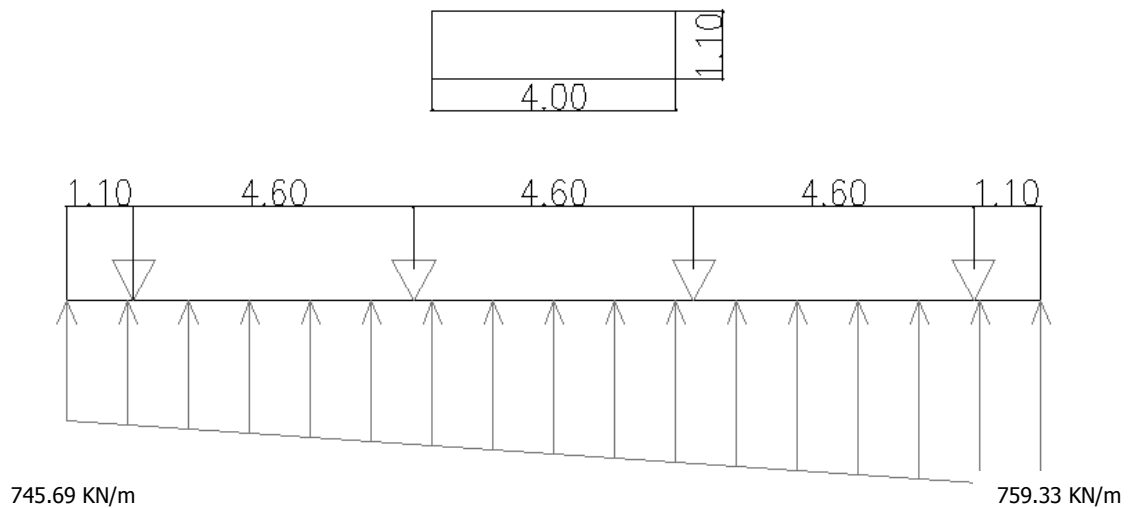
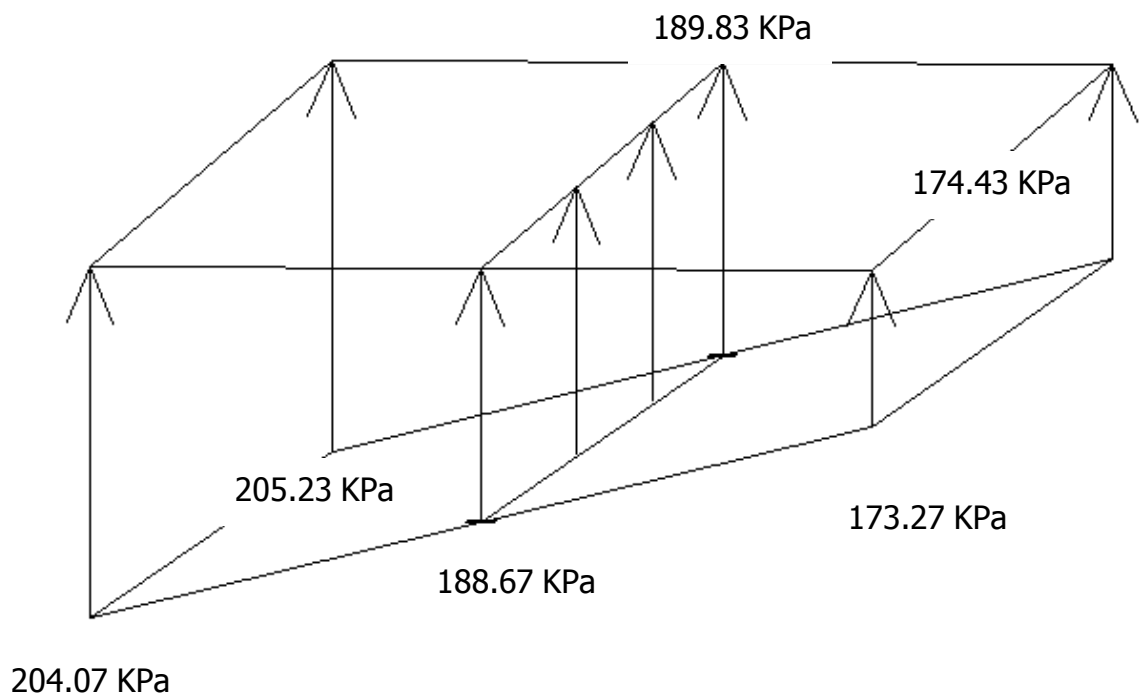
La carga a aplicar sobre la viga continua, se trata de una distribución trapezoidal cuyos valores extremos son la media de las tensiones que calculamos para las esquinas de la zapata, multiplicado por el ancho de la zapata, para obtener la carga en [KN/m].

Así pues, el valor máximo de la carga distribuida longitudinal valdrá:

$$\frac{205.23 \text{ KPa} + 174.43 \text{ KPa}}{2} \times 4 \text{ m} = 759.33 \text{ KN/m}$$

Y el valor mínimo de la carga distribuida longitudinal valdrá:

$$\frac{204.07 \text{ KPa} + 173.27 \text{ KPa}}{2} \times 4 \text{ m} = 754.69 \text{ KN/m}$$



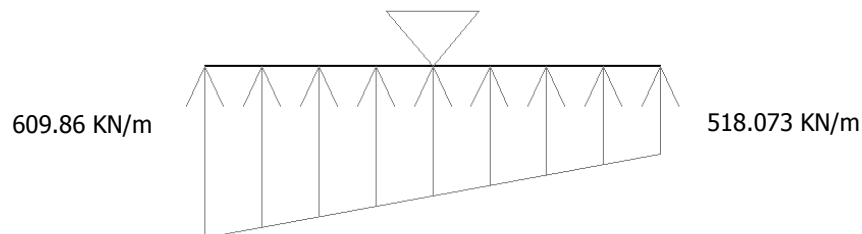
La carga a aplicar transversalmente sería la media de los valores de las tensiones $\sigma_{x,y}^+$ y $\sigma_{x,y}^-$ multiplicado por el ancho efectivo del pilar, esto es $D+2*0.9*h$. El resultado es una carga en [KN/m]

Así pues, el valor máximo de la carga distribuida transversal valdrá:

$$\frac{205.23 \text{ KPa} + 204.07 \text{ KPa}}{2} \times 2.98 \text{ m} = 609.86 \text{ KN/m}$$

Y el valor mínimo de la carga distribuida transversal valdrá:

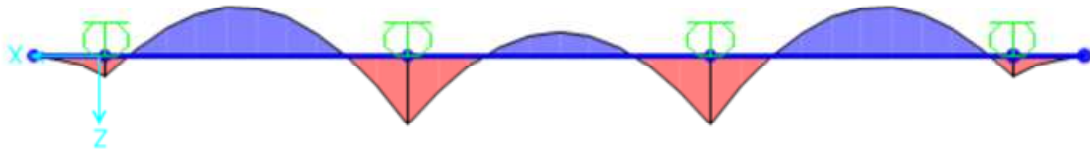
$$\frac{173.27 \text{ KPa} + 174.43 \text{ KPa}}{2} \times 2.98 \text{ m} = 518.073 \text{ KN/m}$$



5.5.3. LEYES DE FLECTORES

- FLEXIÓN LONGITUDINAL

Para la carga definida, el diagrama de momentos que devuelve el SAP 2000 es el siguiente:



En el cual, la zona que está sombreada en rojo es la zona de flectores positivos, y la zona sombreada en azul es la de flectores negativos.

Los valores más desfavorables tanto negativos como positivos, tal y como se justifica en el anejo de cálculo estructural, son los situados en los puntos:

X	=	1,1 m
X	=	2,94 m
X	=	5,7 m
X	=	8 m
X	=	10,3 m
X	=	13,06 m
X	=	14,9 m



Siendo el origen de coordenadas de X el extremo izquierdo de la viga.

En estos puntos, el valor del momento flector es el que se define a continuación:

X	M
1.10	457.00
2.94	-911.63
5.70	1490.68
8.00	-508.23
10.30	1490.56
13.06	-1048.40
14.90	457.41

Las unidades son [m]; [KN x m]

Como podemos observar en la tabla, el flector máximo se produce a 5,70 m del extremo izquierdo, o lo que es lo mismo, en la sección del pilar P2, y tiene un valor de:

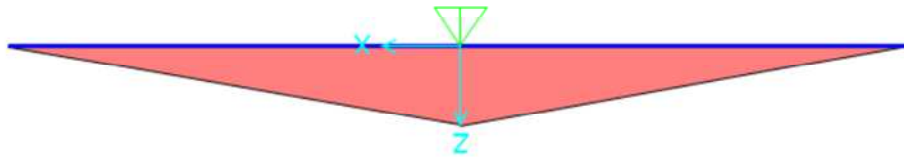
$$M_{dmax} = 1490,68 \text{ KN x m}$$

Por otro lado, el flector mínimo se produce a 13,06 m del extremo izquierdo, o lo que es lo mismo, a 2,76 m a la derecha del pilar P3, y tiene un valor de:

$$M_{dmin} = -1048,40 \text{ KN x m}$$

- FLEXIÓN TRNASVERSAL

Para la carga definida, el diagrama de flectores que devuelve el SAP 2000 es el siguiente:



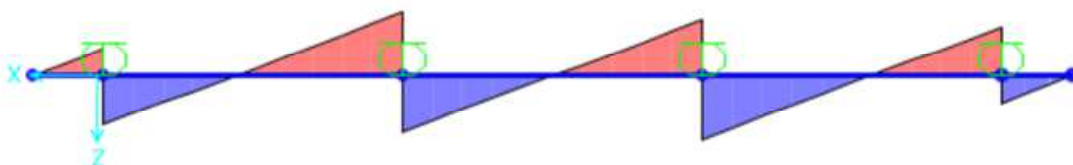
En el cual, la zona sombreada en rojo es la zona de flectores positivos.

EL valor más desfavorable, como se puede observar, es el producido en el eje del pilar, el cual tiene un valor de

$$M_dmax = 1189.14 \text{ KN x m}$$

5.5.4.LEYES DE CORTANTE

Para la carga definida, el diagrama de cortantes que devuelve el SAP 2000 es el siguiente:



En el cual, la zona que esta sombreada en rojo es la zona de cortantes negativos, y la zona sombreada en azul es la de cortantes positivos.



Los valores más desfavorables tanto negativos como positivos, tal y como se justifica en el anejo de cálculo estructural, son los situados en los puntos:

$$\begin{aligned} X &= 1,1 \text{ m} \\ X &= 5,7 \text{ m} \\ X &= 10,3 \text{ m} \\ X &= 14,9 \text{ m} \end{aligned}$$

Siendo el origen de coordenadas de X el extremo izquierdo de la viga.

Como es lógico, las secciones de referencia se ubican en los apoyos, es decir, en los ejes de pilares.

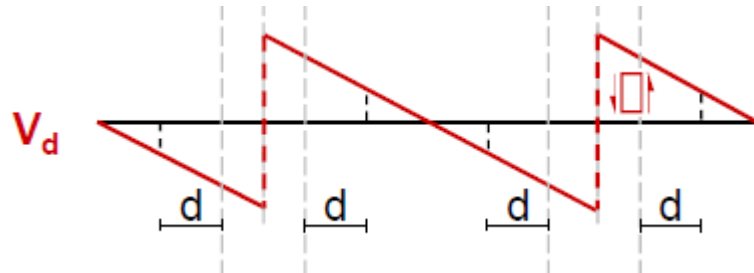
En estos puntos, el valor del cortante es el que se define a continuación:

X	V
1.10	-83.128
1.10	1512.64
5.70	-1963.62
5.70	1737.37
10.30	-1738.88
10.30	1961.95
14.90	-1514.31
14.90	831.28

En cada sección se definen dos valores del cortante. Esto significa que en una sección inmediatamente a la izquierda el cortante vale el primer valor de la tabla, en esa sección, y para una inmediatamente a la derecha, vale el segundo valor.

Las unidades son [m]; [KN x m]

Para el la comprobación a cortante necesitamos el valor del cortante a un canto útil del apoyo, tal y como se muestra en la imagen.



El valor de X será la coordenada hasta el eje $\pm "d"$

X	V
0.10	76
2.10	-757.72
4.70	1207.12
6.70	-982.45
9.30	982.39
11.30	-1207.03
13.90	757.81
15.90	-75.64

El cortante de cálculo será el máximo en valor absoluto de los anteriores:

$$Vd = 1207,12 \text{ KN}$$



5.6. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

5.6.1. DOMINIOS DE DEFORMACIÓN

Según la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE – 08), artículo 42.3.1, las deformaciones límite de las secciones, conducen a admitir los siguientes dominios de deformación:

Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación de este dominio pivotan alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento de la armadura más traccionada del 10 por 1000.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación pivotan entorno al punto A.

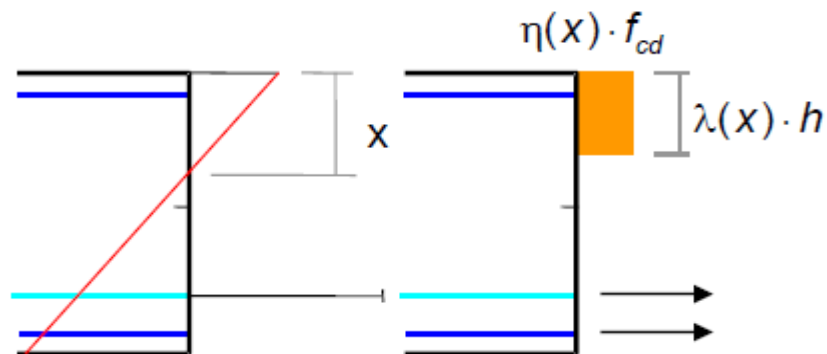
Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación en rotura por flexión del hormigón.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0, siendo ϵ_y el correspondiente al límite elástico del acero

5.6.2. ECUACIONES CONSTITUTIVAS

- HORMIGÓN

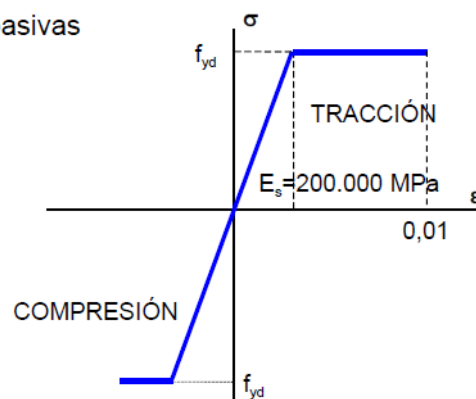
Para el cálculo del bloque de compresiones del hormigón, propio de la recta de deformación de la sección, se asumirá un diagrama rectangular de tensiones, en lugar del parabólico.



Para hormigones con $f_{ck} < 50$ MPa, el valor de λ es igual a 0,8 y el valor de η es igual a 1.

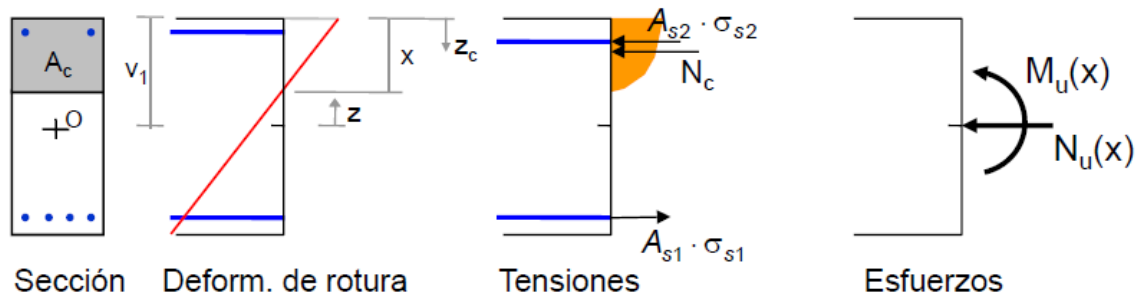
- ACERO

Armaduras pasivas



$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \leq f_{yd}$$

5.6.3. ECUACIONES DE EQUILIBRIO



$$N_U(x) = N_c(x) + N_s(x)$$

$$M_U(x) = M_c(x) + M_s(x)$$

Donde N_u y M_u son el axil y el flector de cálculo, respectivamente, para la sección estudiada, N_c y M_c son el axil y el flector, respectivamente, que generan el bloque de compresiones del hormigón, y N_s y M_s son el axil y el flector, respectivamente, que generan las armaduras pasivas.

5.6.4. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA

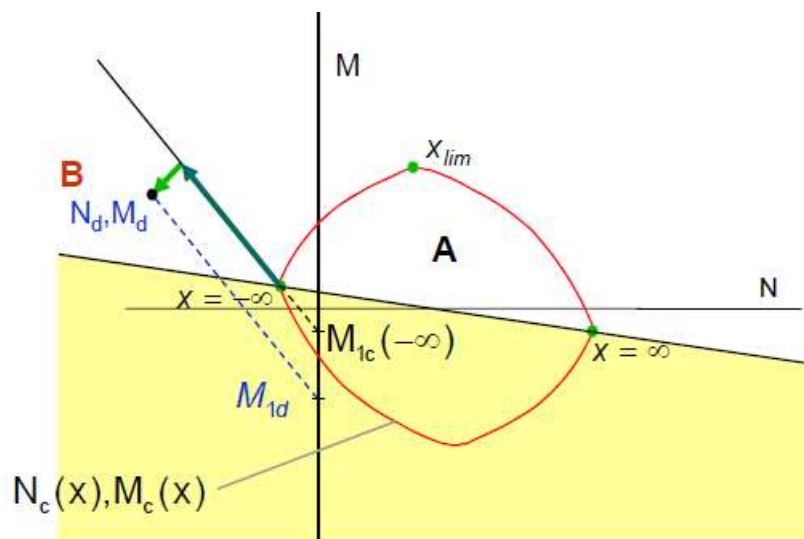
- ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

El primer paso es determinar la zona de dimensionamiento en la que se encuentra nuestra sección, para los esfuerzos de cálculo considerados.

Se define el Punto 1 y 2 como el CDG de la armadura pasiva inferior y superior respectivamente

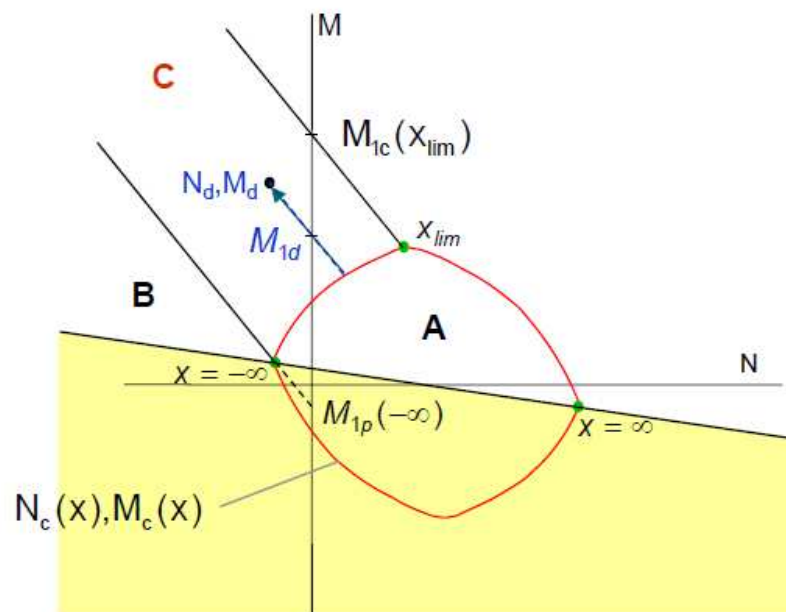
ZONA B: $M_{1d} < M_{1c}(-\infty)$

Donde M_{1d} es el flector en el punto 1, generado por el flector de cálculo más el axil de cálculo por su excentricidad respecto a este punto. $M_{1c}(-\infty)$ es el flector que produce el bloque de compresiones del hormigón respecto al punto 1, para la profundidad de fibra neutra de $-\infty$.



ZONA C: $M_{1c}(-\infty) \leq M_{1d} \leq M_{1c}(X_{lim})$

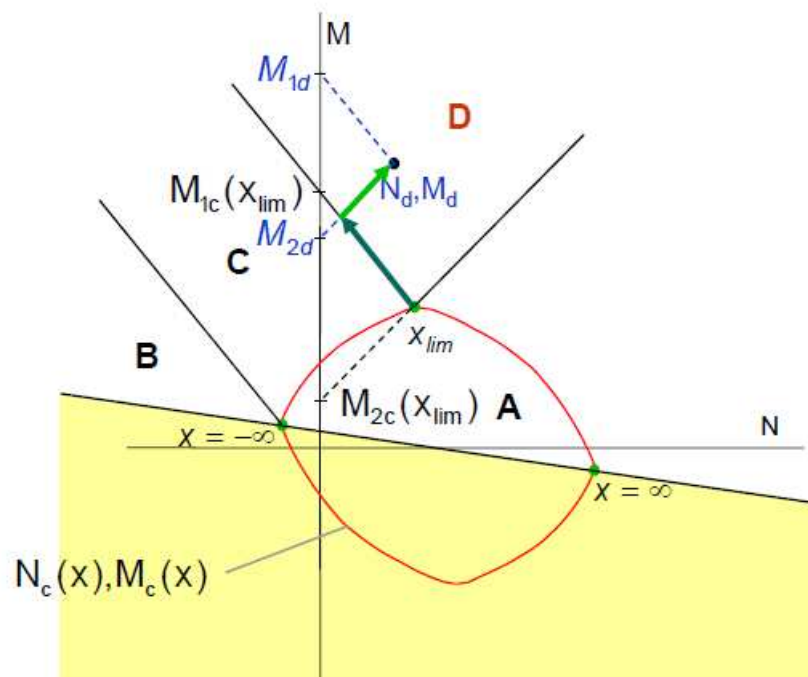
Donde $M_{1c}(X_{lim})$ es el flector que genera el bloque de compresiones del hormigón respecto al punto 1, para una profundidad de fibra neutra de X_{lim} . La profundidad X_{lim} es aquella cuya deformada produce una deformación ϵ_y de la armadura traccionada correspondiente a su límite elástico



ZONA D

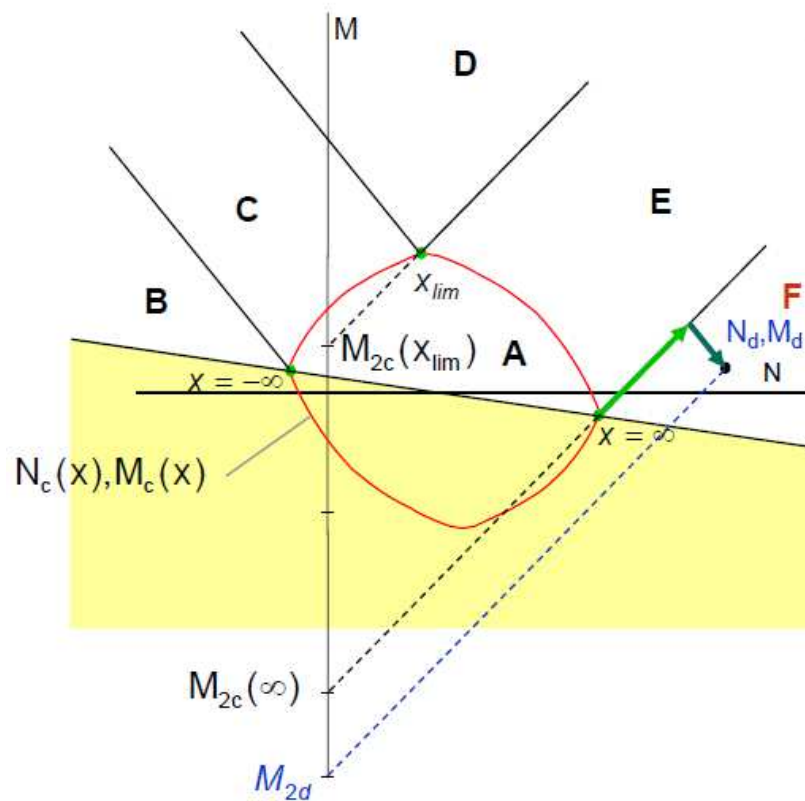
$$M_{1d} > M_{1c}(X_{lim})$$
$$M_{2d} \geq M_{2c}(X_{lim})$$

Donde M_{2d} es el flector resultante por el flector de cálculo en el punto 2, y el flector que produce el axil de cálculo por la excentricidad a este punto. $M_{2c}(X_{lim})$ es el flector que genera el bloque de compresiones del hormigón respecto al punto 2, para una profundidad de fibra neutra de X_{lim} .



ZONA F

$$M_{2d} \leq M_{2c}(\infty)$$



En nuestro caso, el axil de cálculo es despreciable respecto a los demás esfuerzos, así que no se ha tenido en cuenta.

El flector de cálculo que obtuvimos anteriormente es:

$$\begin{aligned} M^{+max} &= 1490,68 \text{ KN x m} \\ M^{-max} &= 1048,40 \text{ KN x m} \\ M^{+trv.} &= 1189,14 \text{ KN x m} \end{aligned}$$



Para estos flectores de cálculo, el valor de las variables anteriores se expone a continuación:

Md	M1d	M2d	M1c (X-inf)	M2c (X-inf)	M1c (Xinf)	M2c (Xinf)	Xlim	M1c (Xlim)	M2c (Xlim)
1490.68	1490.68	1490.68	0.00	0.00	43164.00	-43164.00	0.64	32195.30	-8102.04
1048.40	1048.40	1048.40	0.00	0.00	43164.00	-43164.00	0.65	33350.34	-9210.39
1189.14	1189.14	1189.14	0.00	0.00	32373.00	-32373.00	0.65	25012.76	-6907.79

Comprobamos que

$$M_{1c}(-\infty) \leq M_{1d} \leq M_{1c}(Xlim)$$

$$0 < 1490,68 < 32195,30$$

$$0 < 1048,40 < 33350,34$$

$$0 < 1189.14 < 25012.76$$

Por tanto, para todos los flectores de cálculo, la zona de dimensionamiento es la **ZONA C**.

- ARMADURA DE CÁLCULO

El criterio de dimensionamiento de la zona c, es que la armadura a compresión es 0, y que la fibra neutra es menor que Xlim, por tanto, la armadura traccionada está plastificada trabajando a una tensión máxima de fyd (límite elástico de cálculo del acero).

Igualando $M_{1d} = M_{1c}(X_0)$ obtenemos la profundidad de la fibra neutra.

La fórmula que nos permite calcular la armadura traccionada en esta zona de dimensionamiento es la siguiente:

$$A_s = \frac{M_{2d} - M_{2c}(X_0)}{f_{yd} x (d - d')}$$

Donde $M_{2c}(X_0)$ es el flector que produce el bloque de compresiones del hormigón en el punto 2, para una profundidad de fibra neutra de X_0 .

f_{yd} es el límite elástico de cálculo del acero, cuyo valor es:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{con } f_{yk} = 500 \text{ MPa, y } \gamma_s = 1,15$$

d es el canto útil

d' es la distancia del CDG de la armadura comprimida.

La siguiente tabla muestra los valores de cálculo de A_s :

X_0	d	d'	A_s
0.023	1.017	0.08	34.02
0.016	1.017	0.08	23.86
0.018	1.019	0.081	20.32

Las unidades son: [m]; [cm²]



- Armadura longitudinal

El armado longitudinal correspondiente con los flectores de cálculo longitudinales, son:

$$M_d = 1490,68 \text{ KN x m} \quad \mathbf{A_s = 34,02 \text{ cm}^2} \quad \text{A repartir en la cara inferior.}$$

Esta armadura está calculada para una sección de 4 de ancho por 1,1 m de canto, por tanto, se distribuye en todo el ancho de la zapata, en su cara inferior.

$$M_d = 1048,40 \text{ KN x m} \quad \mathbf{A_s = 23,86 \text{ cm}^2} \quad \text{A repartir en la cara superior.}$$

Esta armadura está calculada para una sección de 4 m de ancho por 1,1 m de canto, por tanto, se distribuye en todo el ancho de la zapata, en su cara superior.

- Armado transversal

El armado transversal correspondiente con el flector de cálculo transversal es:

$$M_d = 1189,14 \text{ KN x m} \quad \mathbf{A_s = 20,32 \text{ cm}^2} \quad \text{A repartir en la cara inferior.}$$

Esta armadura está calculada para una sección de 3 m de ancho por 1,1 m de canto. Esta sección es la correspondiente efectiva bajo cada pilar, por tanto se dispondrá en un ancho de 3 m bajo cada pilar.

La armadura transversal a disponer en zonas centrales y de voladizo, es un 20 % de la anterior:

$$\mathbf{A_s = 20\% \times 20,32 = 4,06 \text{ cm}^2}$$

5.6.5.ARMADURA MÍNIMA MECÁNICA

Según la EHE – 08, la limitación impuesta a la armadura de tracción aparece justificada por la necesidad de evitar la rotura frágil del elemento.

Por lo tanto, deberá disponerse una armadura suficiente para resistir una fuerza de tracción igual a la del bloque traccionado de la sección antes de producirse la fisuración.

Para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 MPa, la expresión que permite obtener dicha armadura mínima es:

$$A_{s,min} \geq 0,04 * A_c * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Siendo A_c el área de la sección total de hormigón.

Ahora bien, cuando la sección de hormigón es importante, y este armado es muy superior al obtenido por cálculo, la norma permite calcular la armadura mínima mecánica igual a $A_s * \alpha$, siendo α un coeficiente reductor que, para secciones rectangulares, viene dado por la expresión:

$$\alpha = 1,5 - 12,5 * \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}}$$

Donde A_s es la cuantía de armadura de tracción.



Así pues, los valores de la cuantía mínima mecánica son:

As,calculo	α	f _{yd} (Mpa)	f _{cd} (Mpa)	Ac	As,min
34.02	1.29	434.78	20.00	4.40	43.88
23.86	1.35	434.78	20.00	4.40	32.28
20.32	1.33	434.78	20.00	3.30	27.08

Las unidades son: [cm²]; [MPa]; [m²]

- ARMADURA MÍNIMA MECÁNICA LONGITUDINAL

As = 43,88 cm² a repartir en todo el ancho de la zapata, en la cara inferior.

As = 32,28 cm² a repartir en todo el ancho de la zapata en la cara superior.

- ARMADURA MÍNIMA MECÁNICA TRANSVERSAL

As = 27,08 cm² a repartir en 3 metros de ancho bajo pilar, en la cara inferior.

5.6.6.ARMADURA MÍNIMA GEOMÉTRICA

La armadura mínima geométrica es necesaria para limitar la fisuración, así pues, los valores de la misma vienen dados en la EHE – 08 tabla 42.3.5.

Tabla 42.3.5
Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón⁽⁶⁾

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

Según la norma, para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores para cada dirección dispuesta en la cara inferior del elemento.

Así pues, para un acero $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, la cuantía geométrica es de

$$A_s = \frac{0,0018}{2} * A_c$$



Calcularemos el área de hormigón por metro, tanto de largo como de ancho, para determinar la cuantía mínima geométrica por metro en ambas direcciones.

Ac	ρ	fyk	As,min (cm ² /m)
1.1	0.0018	500	9.9

Las unidades son: [m²]; [MPa]; [cm²/m]

Así pues, el área de armadura mínima geométrica es de

As,min = 9,9 cm²/m a repartir por metro en la cara inferior, tanto en la dirección longitudinal, como en la dirección transversal.

Esta armadura irá distribuida en todo el ancho y largo del elemento.

5.6.7. DISPOSICIONES DE ARMADO

-SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE ARMADURAS LONGITUDINALES

Según la EHE – 08, art. 42.3.1, la armadura pasiva longitudinal, entendiéndose por ésta la horizontal, habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que zonas de hormigón queden sin armar, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas "s" cumpla las siguientes limitaciones:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

s ≤ 3 veces el espesor de la parte de la sección donde se dispongan.



- SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE ARMADURAS LONGITUDINALES

Según la EHE – 08 art. 69.4.1, la distancia libre horizontal y vertical entre dos barras aisladas consecutivas, será igual o superior al mayor de los siguientes valores:

- 20 mm salvo en viguetas y losas alveolares pretensadas.
- El diámetro de la armadura mayor.
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

- DIÁMETRO MÍNIMO

Según la EHE – 08, art. 54, el diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm.



5.7. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

5.7.1. SECCIÓN DE CÁLCULO

Según la EHE – 08, art. 44.2.1, la sección resistente del hormigón se obtiene a partir de las dimensiones reales de la pieza. En caso de que la sección sea variable, se adoptará como “ b_0 ” el menor de los anchos que presente la sección en una altura igual a los tres cuartos del canto útil contados a partir de la armadura de tracción.

En nuestro caso, ya que el canto es constante y no hay vainas de pretensado, el ancho efectivo es todo el ancho de la zapata.

$$b_0 = 4 \text{ m}$$

5.7.2. ESFUERZO CORTANTE EFECTIVO

Según la EHE – 08, art. 44.2.2, las comprobaciones a cortante pueden llevarse a cabo a partir del cortante efectivo V_{rd} dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

Donde V_d es el cortante de cálculo producido por las acciones externas.

V_{pd} es la componente vertical de la fuerza de pretensado

V_{cd} es la componente vertical de las tensiones normales, tanto de compresión como de tracción en la armadura pasiva.



En nuestro caso, al ser una pieza de hormigón armado, y no pretensado, la variable V_{pd} es nula. Además, al tratarse de un elemento de canto constante, la componente vertical del bloque de la compresión y la tracción es nula.

Por tanto, $V_{rd} = V_d$

Como calculamos en el apartado 5.7, el cortante de cálculo "Vd" es igual a:

$$V_d = 1207,12 \text{ KN}$$

Y la sección resistente es rectangular de 4 m de ancho por 1,1 m de canto.

5.7.3.COMPROBACIONES A REALIZAR

Según la EHE – 08, art. 44.2.3, el Estado Límite de agotamiento frente a Cortante, se puede alcanzar por agotarse la sección la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

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

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

Siendo: V_{u1} el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

V_{u2} el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.



5.7.4. OBTENCIÓN DE V_{u1}

Según la EHE – 08, art. 44.2.3.1, el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la expresión:

$$V_{u1} = \frac{K f_{1cd} b_0 d (\cot g \theta + \cot g \alpha)}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

$$f_{1cd} = 0,6 f_{cd} \text{ para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$K = 1$ para estructuras sin pretensado o sin esfuerzo axial de compresión.

α ángulo de las armaduras transversales respecto al eje de la pieza. En nuestro caso, como la armadura es vertical, el ángulo son 90° .

θ ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. Se adoptará un valor que cumpla:

$$0,5 \leq \cot g \theta \leq 2$$

Adoptaremos un valor de θ de 45° , que cumple la especificación anterior.

b_0 es el ancho efectivo, en nuestro caso 4 m.

d es el canto útil.

Operando, se obtiene un valore de

$$\mathbf{Vu1 = 24600 KN}$$

5.7.5.OBTENCIÓN DE VU2 SIN ARMADURA DE CORTANTE

Según la EHE – 08, art. 44.2.3.2.1.2, el esfuerzo de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional sin armadura de cortante vale:

$$V_{u2} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100\rho_l f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15\sigma'_{cd} b_0 d$$

Donde:

$$f_{cv} = f_{ck}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{con "d" en mm}$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} \quad \text{En nuestro caso es igual a 0, ya que el axil es nulo.}$$

" ρ_l " cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, de valor:

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0.02$$

" γ_c " es el coeficiente de minoración del hormigón, igual a 1,5



“bo” el ancho eficaz de la sección, en nuestro caso 4 m

“d” el canto útil.

El valor de estas variables son:

ε	ρ	d(m)	Vu2(kn)
1.4417261	0.000829756	1.025	961.328388

Observamos que el valor de Vu2 menor que Vrd, por tanto no estaríamos cumpliendo la normativa.

$$Vrd = Vd = 1207,12 \text{ KN} > Vu2 = 961,33 \text{ KN}$$

Por consiguiente, no podemos aceptar la hipótesis de que nuestra pieza no necesita armadura de cortante, ya que, de hecho, la necesita.

5.7.6.OBTENCIÓN DE VU2 CON ARMADURA DE CORTANTE

Según la EHE – 08, art. 44.2.3.2.2, para las piezas que necesitan armadura de cortante, el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Donde:

V_{cu} es la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante, cuyo valor se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

Donde :

β es igual a 1 siempre y cuando α sea 90° y Θ 45° , como es nuestro caso.

El valor de las variables anteriores se define en la siguiente tabla:

ε	ρ	d(m)	V_{cu} (Kn)
1.4417261	0.000829756	1.025	801.10699

Por otro lado, V_{su} es la contribución de la armadura transversal a la resistencia a esfuerzo cortante, que se obtiene mediante la expresión:

$$V_{su} = z * \text{sen}\alpha (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\Theta) A_\alpha f_{y\alpha,d}$$

Donde:

"Z" es el brazo mecánico cuyo valor simplificado es $z = 0,9*d$

A_α es el área de la armadura transversal por unidad de longitud.

$f_{y\alpha,d}$ límite elástico de cálculo de A_α , cuyo valor es igual a $f_{yd} \leq 400 \text{ MPa}$



Para cumplir la normativa, se debe cumplir que:

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

O lo que es lo mismo,

$$V_{rd} \leq V_{su} + V_{cu}$$

Por tanto,

$$V_{su} \geq V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su} \geq 1207,12 - 801,107$$

$$V_{su} \geq 406,013 \text{ KN}$$

Despejando, el valor de A_α resulta:

Z (m)	$f_{y\alpha,d}$ (Mpa)	$A_{s\alpha}$ (cm ² /m)
0.9225	400	11.0030626

$$A_\alpha = 11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para una separación longitudinal entre cercos "St", distinta de 1 m, la cuantía sería:

$$A_\alpha = (S_t * 11 \text{ cm}^2/\text{m}) = X \text{ cm}^2/\text{St}$$

Distribuida entre el número de ramas que se coloquen por sección.



5.7.7. CUANTÍA MÍNIMA DE ARMADURA A CORTANTE

Según la EHE – 08, art. 44.2.3.4.1, la cuantía de armadura a cortante mínima, para un ángulo $\alpha = 90^\circ$ viene dada por la expresión:

$$A_{\alpha, \min} = \frac{f_{ct, m}}{7,5 f_{y\alpha d}} b_0$$

Donde $f_{ct, m}$ viene dado por la expresión:

$$f_{ct, m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}}$$

En la siguiente tabla se muestra el valor de las anteriores variables:

$f_{ct, m}(\text{Mpa})$	$f_{y\alpha, d}(\text{Mpa})$	$A_{\alpha, \min}(\text{cm}^2/\text{m})$
2.90	400	38.62

Por tanto, la cuantía mínima de armadura a cortante vale:

$$A_{\alpha, \min} = 38,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distribuida en el número de ramas que se coloquen por sección.



5.7.8. DISPOSICIONES DE ARMADO

Según la EHE – 08, art. 44.2.3.4.1, la separación longitudinal “ S_t ” entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón:

$$S_t \leq 0,75d(1 + \cot\alpha) \leq 600 \text{ mm} \quad \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5}V_{u1}$$

$$S_t \leq 0,6d(1 + \cot\alpha) \leq 450 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5}V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3}V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,3d(1 + \cot\alpha) \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3}V_{u1}$$

En nuestro caso, como:

$$\frac{1}{5}V_{u1} = 4920 \text{ KN} > V_{rd} = 1207,12 \text{ KN}$$

Y

$$0,75d = 769 \text{ mm} > 600 \text{ mm}$$

La separación máxima es

$$S_t = 600 \text{ mm}$$

Por otro lado, la separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales deberá cumplir la condición siguiente:

$$S_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

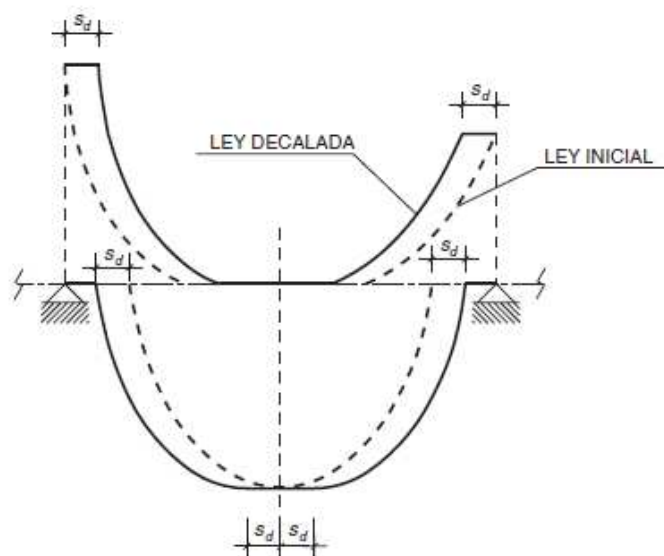
Por tanto,

$$S_{t,trans} = 500 \text{ mm}$$

5.7.9. DECALAJE DE LA LEY DE FLECTORES

Según la EHE – 08, art. 44.2.3.4.2, las armaduras longitudinales deberán ser capaces de soportar un incremento de tracción respecto a la producida por M_d .

Ahora bien, esto se cumple automáticamente decalando la ley de flectores una distancia “ S_d ” en el sentido más desfavorable.





Como podemos observar, en las secciones de flector máximo tanto negativo como positivo, el cortante no produce ningún incremento de flector, por tanto de tracción. Así que, como la zapata se está dimensionando con armadura continua calculada para flector máximo positivo, en la cara inferior, y para flector máximo negativo, en la cara superior, la interacción flector-cortante no crea ninguna situación más desfavorable.

5.8. ESTADO LÍMITE DE PUNZNAMIENTO

5.8.1.SUPERFÍCIE CRÍTICA DE PUNZONAMIENTO

Según la EHE – 08, art. 46.2, el área crítica de punzonamiento se define a una distancia igual a 2d del soporte.

En nuestro caso, al ser un soporte circular de diámetro D=1m, el perímetro crítico "U1" sería:

$$U_1 = D^* \pi$$

Siendo D* el diámetro D+4d

Y "d" el canto útil de la losa calculado como la semisuma de los cantos útiles en las dos direcciones.

Se define el área crítica "Sd" como el perímetro crítico multiplicado por el canto útil.



5.8.2. LOSAS SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

Según la EHE – 08, art.46.3, no será necesaria armadura a punzonamiento si se cumple:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

Donde:

τ_{sd} es la tensión nominal de cálculo en el perímetro crítico:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{U_1 d}$$

$F_{sd,ef}$ es el esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo:

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd}$$

“ β ” coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga. Cuando existen flectores que se transfieren entre el soporte y la losa, como en nuestro caso, el valor de β puede tomarse como 1.15 en soportes interno.

“ F_{sd} ” esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Se obtendrá como la reacción del soporte, en nuestro caso, el axil que transfiera cada pilar a la cimentación.



τ_{rd} tensión máxima resistente en el perímetro crítico:

$$\tau_{rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0.1 \sigma'_{cd}$$

Siendo:

$$f_{cv} = f_{ck} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0.02$$

$$\xi = \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con "d" en mm}$$

σ'_{cd} igual a 0 ya que no el axil de la losa es nulo.

τ_{rd} tiene un valor mínimo de:

$$\tau_{rd,min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0.1 \sigma'_{cd}$$

Si nos fijamos en el apartado "DATOS DE PARTIDA", sub-apartado "ACCIONES", veremos que cada pilar transmite un axil diferente a la cimentación, y que para todos ellos la combinación más desfavorable, que en este caso sería la que produzca un axil "N" máximo, es la combinación 1. Por tanto, calcularemos el esfuerzo de punzonamiento de cálculo para cada pilar, bajo la combinación de acciones 1.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

En la siguiente tabla se muestra el valor de las anteriores variables:

	d(media)	U1	$\rho \leq 0,02$	fcv	Fsd=N	τ_{sd}	$\tau_{rd, \min}$	τ_{rd}
pilar1	1.013	13.73	0.02	15	2293.49	189.64	336.14	538.55
pilar2	1.013	13.73	0.02	15	3760.85	310.97	336.14	538.55
pilar3	1.013	13.73	0.02	15	3746.25	309.76	336.14	538.55
pilar4	1.013	13.73	0.02	15	2311.62	191.14	336.14	538.55

Como podemos observar, la tensión de punzonamiento resistida es mayor que la de cálculo para los cuatro pilares, por tanto la hipótesis de que no hace falta armadura de punzonamiento es cierta.



5.9. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

5.9.1. FLECTOR DE CÁLCULO

Para la comprobación del Estado Límite de Fisuración, la combinación de acciones se realiza en servicio.

En el CAPÍTULO N^o 4 se expusieron las tablas de las acciones combinadas en servicio, además se comprobó que la combinación más desfavorable, es decir, la que producía unas tensiones mayores en el terreno, era la combinación 1.

El procedimiento para obtener la carga uniformemente repartida resultante de las tensiones que transmite la cimentación al terreno, bajo la combinación de esfuerzos en servicio, es el mismo que se realizó en el apartado 5.5.2.

Los resultados que devuelve el SAP 2000 según el modelo estructural de viga continua, que se definió anteriormente son:

X	M
1.10	244.53
2.94	-564.65
5.70	804.47
8.00	-274.09
10.30	803.32
13.06	-566.08
14.90	248.61

Las unidades son: [m]; [KN x m]



Por tanto, tenemos dos flectores de cálculo para comprobar el Estado Límite de Fisuración, uno positivo, y uno negativo.

$$M_d^+ = 804,47 \text{ KNxm}$$

Que actúa en la sección del eje del pilar P2

$$M_d^- = 566,08 \text{ KNxm}$$

Que actúa en una sección situada a 2,76 m a la derecha del eje del pilar P3.

5.9.2. FLECTOR DE FISURACIÓN

Una sección de hormigón se fisura cuando una de sus fibras alcanza una tensión crítica igual a la resistencia media a flexocompresión " $f_{ctm,fl}$ ", que viene dada por la expresión:

$$f_{ctm,fl} = \max\left(1,6 - \frac{h}{1000} f_{ct,m} ; f_{ct,m}\right)$$

Donde

h es el canto de la pieza en [mm]

$f_{ct,m}$ el valor de la resistencia media a tracción, que puede estimarse mediante la expresión:

$$f_{ct,m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

El flector crítico "Mcr" a partir del cual la sección se fisura es aquel que genera una fibra traccionada en la sección, cuya tensión es la tensión crítica de fisuración.

Así pues, según la ecuación de NAVIER-BERNOULLI:

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

Donde

I_b es la inercia bruta de la sección.

V₂ es la distancia del CDG hasta la fibra que se encuentra a la tensión crítica. Esta sección será, en nuestro caso, la mitad del canto de la zapata.

La siguiente tabla muestra el valor de las variables anteriores:

fct,m(Mpa)	fctm,fl(Mpa)	I _b	M _{cr}
2.90	2.90	0.44	2336.48

Las unidades son: [MPa]; [m⁴]; [KN x m]

Como podemos apreciar, tanto el flector de cálculo positivo como el negativo, que calculamos anteriormente son menores que el flector crítico de fisuración, por tanto, y de acuerdo a la definición de flector crítico, podemos afirmar que la sección no fisura bajo las condiciones más desfavorables de esfuerzos.



5.9.3. FISURAS POR COMPRESIÓN

Según la EHE – 08, art. 49.2.1, en todas las situaciones persistentes y transitorias, bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio (E.L.S), las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck,j}$$

Donde:

$f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada). En nuestro caso, se consideramos que a 28 días, el hormigón ha alcanzado tu resistencia de 30 MPa.

σ_c Tensión de compresión en el hormigón en la situación de comprobación.

Esta tensión se calcula en la fibra más comprimida de la sección de hormigón sin fisurar, y cuyo valor se puede obtener mediante la ecuación de NAVIER-BERNOULLI:

$$\sigma_c = \frac{M_{d,pp} * Z_y}{I_x}$$

Donde



$M_{d,pp}$ es el flector de cálculo bajo la combinación poco probable.

Z_y es la distancia desde el CDG hasta la fibra más comprimida

I_x es la inercia de eje x de la sección.

En nuestro caso, como hemos comprobado, la sección no está fisurada, por tanto Z_y es igual a la mitad del canto, e I_x es la inercia de la sección bruta de eje X.

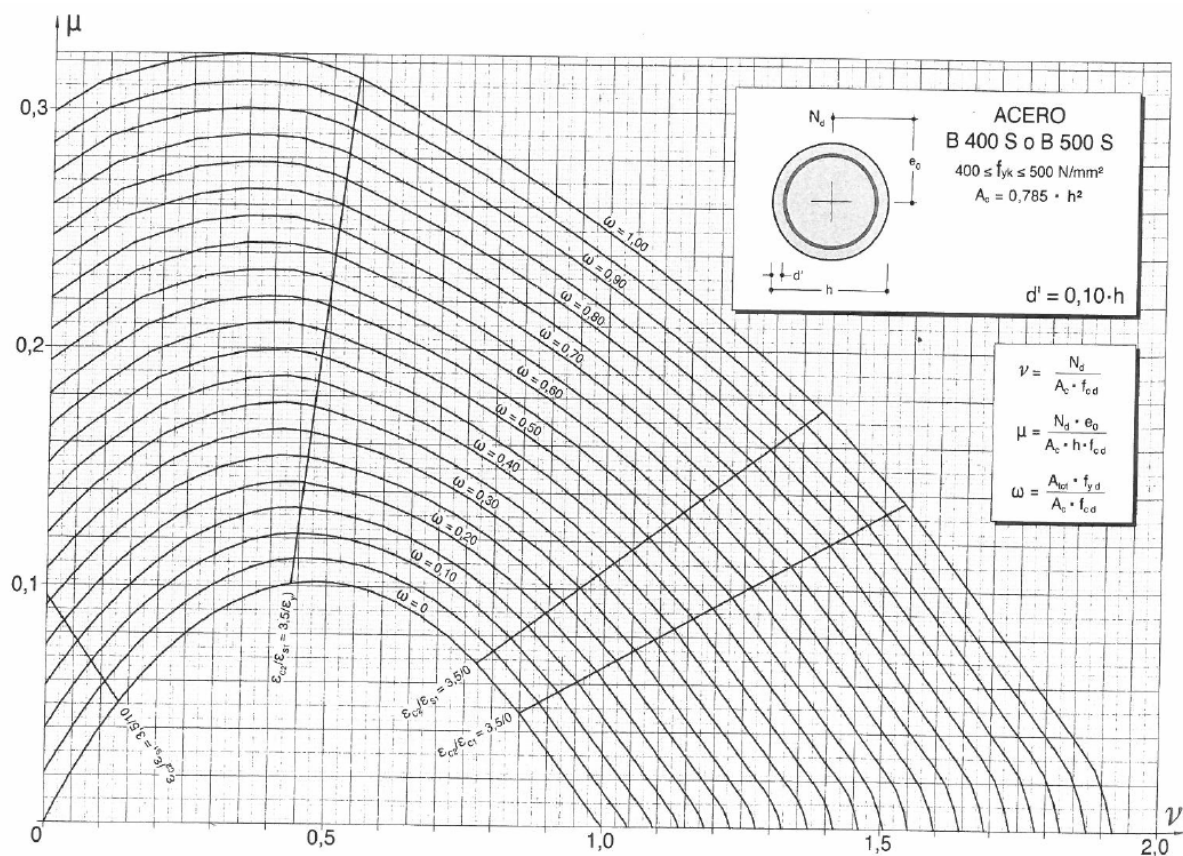
Realizando los cálculos obtenemos que:

$$\sigma_c = 1 \text{ MPa} \leq 0.6 \times 30 \text{ MPa} = 18 \text{ MPa}$$

Por tanto, se cumple la normativa.

5.10. ARMADURA EN ARRANQUE DE PILARES

Dado que los pilares son de geometría circular, utilizaremos un ábaco (Jimenez Montoya) para determinar la armadura longitudinal de los mismos:



- PILAR 1

El axil máximo se produce bajo la combinación 1.

$$N_d = 2293,494 \text{ KN}$$



El flector máximo, siendo este el máximo entre M_x y M_y , se produce bajo la combinación 27.

$$M_d = 1403,458 \text{ KN x m}$$

$$V = \frac{2293,494}{0,785 \times 1^2 \times \left(\frac{30}{1,5} \times 1000\right)} = 0,146$$

$$\eta = \frac{1403,458}{0,785 \times 1^2 \times 1 \times \left(\frac{30}{1,5} \times 1000\right)} = 0,0894$$

Entrando con estos valores en la gráfica se obtiene:

$$\omega = 0,10, \text{ por tanto}$$

$$A_s = \frac{\omega \times h \times f_{cd}}{f_{yd}} = 46 \text{ cm}^2$$

- PLAR 2

El axil máximo se produce bajo la combinación 1.

$$N_d = 3760,848 \text{ KN}$$

El flector máximo, siendo este el máximo entre M_x y M_y , se produce bajo la combinación 21.

$$M_d = 1509,102 \text{ KN x m}$$



$$V = \frac{3760,848}{0,785 \times 1^2 \times \left(\frac{30}{1,5} \times 1000\right)} = 0.24$$

$$\eta = \frac{1509,120}{0,785 \times 1^2 \times 1 \times \left(\frac{30}{1,5} \times 1000\right)} = 0.096$$

$\omega = 0,10$, por tanto

$$A_s = \frac{\omega \times h \times f_{cd}}{f_{yd}} = 46 \text{ cm}^2$$

- PLAR 3

El axil máximo se produce bajo la combinación 1.

$$N_d = 3746,246 \text{ KN}$$

El flector máximo, siendo este el máximo entre M_x y M_y , se produce bajo la combinación 22.

$$M_d = 1462,258 \text{ KN x m}$$

$$V = \frac{3746.246}{0,785 \times 1^2 \times \left(\frac{30}{1,5} \times 1000\right)} = 0.238$$

$$\eta = \frac{1462.258}{0,785 \times 1^2 \times 1 \times \left(\frac{30}{1,5} \times 1000\right)} = 0.093$$



$\omega = 0,10$, por tanto

$$A_s = \frac{\omega \times h \times f_{cd}}{f_{yd}} = 46 \text{ cm}^2$$

- PLAR 4

El axil máximo se produce bajo la combinación 1.

$$N_d = 2311,642 \text{ KN}$$

El flector máximo, siendo este el máximo entre M_x y M_y , se produce bajo la combinación 22.

$$M_d = 1388,856 \text{ KN x m}$$

$$V = \frac{2311.642}{0,785 \times 1^2 \times \left(\frac{30}{1.5} \times 1000\right)} = 0.147$$

$$\pi = \frac{1388.856}{0,785 \times 1^2 \times 1 \times \left(\frac{30}{1.5} \times 1000\right)} = 0.0885$$

$\omega = 0,10$, por tanto

$$A_s = \frac{\omega \times h \times f_{cd}}{f_{yd}} = 46 \text{ cm}^2$$

Por tanto, la cuantía de cálculo a disponer en arranque de pilares, de forma aproximada es 46 cm²

5.11. PROPUESTA DE ARMADO

En la siguiente tabla se resume los valores de la cuantía de armado a flexión que se han obtenido en los apartados correspondientes:

	As,calc.	As,mec.	As,geom.	As,dispuesta
Cuantía armado inferior	34.02 cm ²	43.88 cm ²	39.6 cm ²	43.88 cm ²
Cuantía armado superior	23.86 cm ²	32.28 cm ²	39.6 cm ²	39.6 cm ²
Cuantía armado transversal zona bajo pilares	27.08 cm ²	27.08 cm ²	29.7 cm ²	29.7 cm ²
Cuantía armado transversal zonas centrales y voladizos	1.015 cm ² /m	X	9.9 cm ² /m	9.9 cm ² /m

- Se propone un armado longitudinal para la cara inferior de:

20 ϕ 20 a repartir en un ancho de B

- Se propone un armado longitudinal para la cara superior de:

20 ϕ 16 a repartir en un ancho de B

- Se propone un armado transversal para la cara inferior de:

1 ϕ 16 / 20 cm a repartir uniformemente en toda la longitud L de la zapata.



Si la armadura más restrictiva hubiese sido la de cálculo o la mecánica, se hubiese distribuido concentrándola bajo pilares, para asegurar el buen funcionamiento de esa zona. Pero la armadura limitante ha resultado la geométrica, y ésta está calculada por metro, por tanto se reparte uniformemente para toda la longitud y ancho.

- Se propone un armado a cortante de:

- 1 que envuelva toda la sección.
- 2 cercos coaxiales con el eje del pilar.
- 6 horquillas, 3 a cada lado del eje del pilar.

El diámetro tanto de cercos como de horquillas es un ϕ 6

En total, la sección de armadura resistente a cortante está formada por 12 ramas verticales.

- Se propone un armado en arranque de pilares de:

16 ϕ 20 a repartir de forma radial por toda la sección.

- Se propone un armado de piel de

3 ϕ 12 dispuestos en la mitad del canto de la zapata, en ambas direcciones.



CAPÍTULO Nº 6 PRESUPUESTO



6.1. MEDICIONES

- CAPÍTULO 1: CIMENTACIONES DE PILAS

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN
--------	-----	-------------

Uo01 m3 Excavación en zanjas, pozos y cimientos en todo tipo de terreno, incluso carga y transporte a lugar de empleo, acopio intermedio o vertedero.

	UDS.	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
Pila 1	1	19.5	8	3.5	546	
Pila2	1	19.5	8	3.5	546	
						1092

Uo02 m3 Relleno y compactación localizados con tierras procedentes de la excavación, incluso transporte desde lugar de acopio si fuera necesario.

	UDS.	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
Pila 1	1	19.5	8	1	156	
Pila2	1	19.5	8	1	156	
						312

Uo03 m3 Escollera recebada con hormigón colocada en protección de cauces, sobre manto de material granular incluso suministro, extensión y rasanteo del manto granular. Suministro y colocación del escollo de diámetro aparente 75cm y recebado mediante hormigón de limpieza HM-20/P/20/I.

	UDS.	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
EN-P1	1	15	26	1	390	
P1-P2	1	15	26	1	390	
P2-ES	1	15	26	1	390	
						1170



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN
--------	-----	-------------

Uo04 m3 Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25, incluso fabricación, transporte, vertido, nivelación, vibrado y curado.

	UDS.	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
Pila 1	1	16	4	0.1	6.4	
Pila 2	1	16	4	0.1	6.4	
						12.8

Uo05 m3 Hormigón para armar tipo HA-30/B/25/IIb+Qa, incluso fabricación, transporte, vertido, nivelación, vibrado y curado.

	UDS.	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
Pila 1	1	16	4	1.1	70.4	
Pila2	1	16	4	1.1	70.4	
						140.8

Uo06 m2 Encofrado en cimientos, incluso suministro, transporte, colocación, apeo, apuntalamiento, desencofrado y limpieza.

	UDS.	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
Pila 1	1	16	4	1.1	44	
Pila 2	1	16	4	1.1	44	
						88



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN
--------	-----	-------------

Uo07 Kg Acero corrugado en redondos B 500 S para armadura, incluso suministro, elaboración, colocación y parte proporcional de despuntes, solapes, mermas, alambres de atar, separadores y rigidizadores completamente colocado.

	UDS.	φ	LONGITUD	P.UNIT.	PARCIALES	CANTIDAD
Pila 1	20	20	337.4	2.47	833.4	
	20	16	329.4	1.58	520.5	
	80	16	389.6	1.58	615.6	
	16	20	40.16	2.47	99.2	
	26	6	266.76	0.22	58.7	
	156	6	182.52	0.22	40.2	
	26	6	87.88	0.22	19.3	
	26	6	70.2	0.22	15.4	
	6	12	98.22	0.89	87.4	
	6	12	23.22	0.89	20.7	
Pila 2	20	20	337.4	2.47	833.4	
	20	16	329.4	1.58	520.5	
	80	16	389.6	1.58	615.6	
	16	20	40.16	2.47	99.2	
	26	6	266.76	0.22	58.7	
	156	6	182.52	0.22	40.2	
	26	6	87.88	0.22	19.3	
	26	6	70.2	0.22	15.4	
	6	12	98.22	0.89	87.4	
	6	12	23.22	0.89	20.7	

4620.6



6.2. CUADRO DE PRECIOS

6.2.1. CUADRO DE PRECIOS Nº 1

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN	EUROS
Uo01	m3	Excavación en zanjas, pozos y cimientos en todo tipo de terreno, incluso carga y transporte a lugar de empleo, acopio intermedio o vertedero.	
		7,97
		Asciende a: SIETE EUROS con NOVENTA Y SIETE CÉNTIMOS.	
Uo02	m3	Relleno y compactación localizados con tierras procedentes de la excavación, incluso transporte desde lugar de acopio si fuera necesario.	
		2,43
		Asciende a: DOS EUROS con CUARENTA Y TRES CÉNTIMOS.	
Uo03	m3	Escollera recebada con hormigón colocada en protección de cauces, sobre manto de material granular incluso suministro, extensión y rasanteo del manto granular. Suministro y colocación del escollo de diámetro aparente 75cm y recebado mediante hormigón de limpieza HM-20/P/20/I.	
		41,55
		Asciende a: CUARENTA Y UN EUROS con CINCUENTA Y CINCO CÉNTIMOS.	



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN	EUROS
Uo04	m3	Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.	
		57,16
		Asciende a: CINCUENTA Y SIETE EUROS con DIECISEIS CÉNTIMOS.	
Uo05	m3	Hormigón para armar tipo HA-30/B/25/IIb+Qa, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.	
		92,6
		Asciende a: NOVENTA Y DOS EUROS con SEIS CÉNTIMOS.	
Uo06	m2	Encofrado en cimientos, incluso suministro, colocación, apeo, apuntalamiento, desencofrado y limpieza.	
		21,7
		Asciende a: VEINTIUN EUROS con SIETE CÉNTIMOS.	
Uo07	Kg	Acero corrugado en redondos B 500 S para armadura, incluso suministro, elaboración, colocación y parte proporcional de despuntes, solapes, mermas, alambres de atar, separadores y rigidizadores completamente colocado.	
		0,96
		Asciende a: NOVENTA Y SEIS CÉNTIMOS.	



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN	EUROS
--------	-----	-------------	-------

Uo08 Ud. Punto limpio para almacenamiento temporal de residuos sólidos,
desechos y similares.

.....4344,93

Asciende a: CUATRO MIL TRSCIENTOS CUARENTA Y CUATRO
EUROS con NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS.

Uo09 Ud. Seguridad y salud

.....10000,0

Asciende a: DIEZ MIL EUROS.

FECHA: JUN/2015

AUTOR: CARLOS ANDREU GARCÍA

FIRMA:



6.2.2. CUADRO DE PRECIOS Nº 2

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN	EUROS	
Uo01	m3	Excavación en zanjas, pozos y cimientos en todo tipo de terreno, incluso carga y transporte a lugar de empleo, acopio intermedio o vertedero.		
	Cantidad Ud.	Descripción	Precio(€)	Importe(€)
	1 m3	excavación, carga y transporte a vertedero	7,97	7,97
			7,97
Uo02	m3	Relleno y compactación localizados con tierras procedentes de la excavación, incluso transporte desde lugar de acopio si fuera necesario.		
	Cantidad Ud.	Descripción	Precio(€)	Importe(€)
	1 m3	Relleno, compactación y transporte	2,43	2,43
			2,43
Uo03	m3	Escollera recebada con hormigón colocada en protección de cauces, sobre manto de material granular incluso suministro, extensión y rasanteo del manto granular. Suministro y colocación del escollo de diámetro aparente 75cm y recebado mediante hormigón de limpieza HM-20/P/20/I.		
	Cantidad Ud.	Descripción	Precio(€)	Importe(€)
	1,05 m3	Escollera de d=75cm a pie de obra	12,30	12,92
	0,33 m3	Hormigón HM-20/P/20/I a pie de obra	61,22	20,20
	1 m3	Colocación del escollo y extensión	4,3	4,3
	1 m3	Rasanteo del material granular.	4,13	4,13
			41,55



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN	EUROS	
--------	-----	-------------	-------	--

Uo04 m3 Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.

Cantidad Ud.	Descripción	Precio(€)	Importe(€)
1 m3	Hormigón HL-150/P/25 a pie de obra	47,3	47,3
1 m3	Vertido, nivelación, vibrado y curado	9,86	9,86

.....57,16

Uo05 m3 Hormigón para armar tipo HA-30/B/25/IIb+Qa, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.

Cantidad Ud.	Descripción	Precio(€)	Importe(€)
1 m3	Hormigón HA-30/B/25/IIb+Qa a pie de obra	76,51	76,51
1 m3	Vertido, nivelación, vibrado y curado	16,09	16,09

.....92,6

Uo06 m2 Encofrado en cimientos, incluso suministro, colocación, apeo, apuntalamiento, desencofrado y limpieza.

Cantidad Ud.	Descripción	Precio(€)	Importe(€)
1 m2	Panel metálico	6,03	6,03
1 m2	Puntales, codales y elementos auxiliares	4,87	4,87
	Encofrado, desencofrado y limpieza	10,37	10,37

.....21,27



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN	EUROS
--------	-----	-------------	-------

Uo07 Kg Acero corrugado en redondos B 500 S para armadura, incluso suministro, elaboración, colocación y parte proporcional de despuntes, solapes, mermas, alambres de atar, separadores y rigidizadores completamente colocado.

Cantidad Ud.	Descripción	Precio(€)	Importe(€)
1,1 Kg	Acero corrugado en redondos B500S a pie de obra	0,65	0,72
0,015 Kg	Alambre para atar a pie de obra	0,91	0,014
1 Kg	Ferrallado y colocación	0,226	0,226
.....			0,96

FECHA: JUN/2015

AUTOR: CARLOS ANDREU GARCÍA

FIRMA:



6.3. PRESUPUESTO GENERAL

6.3.1. PRESUPUESTOS PARCIALES

- CAPÍTULO CIMENTACIÓN DE PILAS

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN			EUROS
Uo01	m3	Excavación en zanjas, pozos y cimientos en todo tipo de terreno, incluso carga y transporte a lugar de empleo, acopio intermedio o vertedero.			
			Cantidad	precio	
			1092	7,9	
				8626,8 €
Uo02	m3	Relleno y compactación localizados con tierras procedentes de la excavación, incluso transporte desde lugar de acopio si fuera necesario.			
			Cantidad	precio	
			312	2,43	
				758,16 €
Uo03	m3	Escollera recebada con hormigón colocada en protección de cauces, sobre manto de material granular incluso suministro, extensión y rasanteo del manto granular. Suministro y colocación del escollo de diámetro aparente 75cm y recebado mediante hormigón de limpieza HM-20/P/20/I.			
			Cantidad	precio	
			1170	41,55	
				48613,5 €



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN			EUROS
Uo04	m3	Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
			Cantidad	precio	
			12,8	57,16	
				731,65 €
Uo05	m3	Hormigón para armar tipo HA-30/B/25/IIb+Qa, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
			Cantidad	precio	
			140,8	92,6	
				13038,1 €
Uo06	m3	Encofrado en cimientos, incluso suministro, colocación, apeo, apuntalamiento, desencofrado y limpieza.			
			Cantidad	precio	
			88	21,7	
				1909,6 €
Uo07	Kg	Acero corrugado en redondos B 500 S para armadura, incluso suministro, elaboración, colocación y parte proporcional de despuntes, solapes, mermas, alambres de atar, separadores y rigidizadores completamente colocado.			
			Cantidad	precio	
			4620,6	0,96	
				4435.8 €
TOTAL CAPÍTULO CIMENTACIÓN DE PILAS					78113,61 €



- CAPÍTULO 2 GESTIÓN DE RESIDUOS

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN	EUROS
--------	-----	-------------	-------

Uo08 Ud. Punto limpio para almacenamiento temporal de residuos sólidos,
desechos y similares.

Cantidad	precio
1	4344,93
.....4344,93 €	

- CAPÍTULO 3 SEGURIDAD Y SALUD

CÓDIGO	Ud.	DESCRIPCIÓN	EUROS
--------	-----	-------------	-------

Uo08 Ud. Seguridad y salud

Cantidad	precio
1	10000,0
.....10000,0 €	

- RESUMEN

TOTAL CAPÍTULO CIMENTACIÓN DE PILAS 78113,61 €

TOTAL CAPÍTULO GESTIÓN DE RESIDUOS 4344,93 €

TOTAL CAPÍTULO SEGURIDAD Y SALUD 10000,0 €

TOTAL 92458,54 €



6.3.2. PRESUPUESTO TOTAL

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (P.E.M).....92458,54 €

13% DEL P.E.M. GASTOS GENERALES.....12019,61 €

6% DEL P.E.M. BENEFICIO INDUSTRIAL.....5547,51 €

PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (P.E.B).....110.025,66 €

I.V.A. 21% DEL P.E.B.....23105,4 €

PRESUPUESTO TOTAL.....133.131,06 €

Asciende el PRESUPUESTO BASE LICITACIÓN a la expresada cantidad de CIENTO DIEZ MIL VEINTICINCO EUROS con SESENTA Y SEIS CÉNTIMOS, Y el PRESUPUESTO TOTAL a la expresada cantidad de CIENTO TRENTA Y TRES MIL CIENTO TRENTA Y UN EUROS con SEIS CÉNTIMOS.

FECHA: JUN/2015

AUTOR: CARLOS ANDREU GARCÍA

FIRMA:



CAPÍTULO Nº 7 CONCLUSIONES



El proyecto realizado ha tenido como objeto, por un lado, el estudio de soluciones y optimización del puente de Picassent, y por otro lado, el cálculo estructural minucioso de la cimentación que resultó del estudio.

El diseño estructural de la cimentación se ha hecho a mano paso por paso, empleando los artículos necesarios de la norma, ya que gran parte de este proyecto se centra en dicho cálculo estructural. La especialidad de mi carrera es construcción civil, por ello se ha hecho hincapié en todos los aspectos estructurales, cosa que no se obtiene al utilizar un programa comercial.

En el estudio de soluciones y optimización de la cimentación de las pilas del puente, se plantearon dos variables: zapata aislada y zapata combinada.

Se compararon distintas dimensiones de zapata, comprobando su seguridad a hundimiento y vuelco, y finalmente se obtuvo cual era la más óptima de todas ellas, valorando factores como construcción de la zapata, funcionalidad y economía.

El resultado fue una zapata combinada, denominada más correctamente viga de cimentación, al combinar más de dos pilares, de unas dimensiones en planta de 4 m de ancho por 16 m de largo, y un canto de 1,1 m.

Teniendo ya las dimensiones de la cimentación, podíamos proceder al cálculo estructural de la misma.

Llegados a este punto, la Instrucción Española de Hormigón Estructural, los conocimientos adquiridos en ámbito de estructuras, y por supuesto, en diseño estructural de cimentaciones, fueron la guía perfecta para encaminar este capítulo.



Personalmente, a lo largo de este proyecto me he dado cuenta de los conocimientos que he ido adquiriendo a lo largo de la carrera. Me he familiarizado con gran cantidad de conceptos, a base de repetirlos y de verlos por doquier. He llegado a un punto de ver muy lógicas cosas que antes me resultaban extrañas. Las asignaturas que más me han ayudado han sido Hormigón Armado, Cimentaciones, Geotecnia y Proyectos.

Sobre todo, pese a la dificultad que tiene realizar un trabajo final de grado, éste ha conseguido motivarme aún más a continuar el aprendizaje de ésta doctrina.

Ingeniero autor del trabajo: CARLOS ANDREU GARCÍA.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CAPÍTULO N°8 BIBLIOGRAFÍA



- Calavera, J (1993) *Manual de detalles constructivos en obras de hormigón armado*. INTEMAC EDICIONES
- Jiménez Montoya, Pedro (1969-1971) *Ábacos para el cálculo en rotura*. Ed Gustavo Gili.
- España Ministerio de Fomento, *EHE – 08: Instrucción de hormigón estructural*. Ministerio de Fomento, 2014
- España Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras, *IAP – 11: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Fomento, 2011 2ª ed.
- España Dirección General de Carreteras, *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Ministerio de Fomento D.L 2004.
- Arroyo Portero, Juan Carlos (2001) *Números gordos en el proyecto de estructuras*. Cintra Divulgación Técnica.
- Catalá, J., Pellicer, E., Sanz, A. (2000) *Apuntes de proyectos de ingeniería civil*. Ed. UPV.
- Apunte de Hormigón Armado
- Apuntes de Cimentaciones



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ANEJO Nº 1 DOCUMENTACIÓN FOTOGRAFICA



Foto 1: Acceso norte a Alcasser.



Foto 2: Acceso norte a Alcasser.



Foto 3: Barranco aguas arriba de la obra de fábrica



Foto 4: Obra de fábrica a sustituir por el puente proyectado.



Foto 5: Acceso norte a Alcasser.



ANEJO Nº 2 ESTUDIO DE SOLUCIONES Y OTIMIZACIÓN DE LA CIMENTACIÓN



2.1. COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO Y VUELCO

2.1.1. SOLUCIÓN DE ZAPATA AISLADA

Las siguientes tablas muestran los valores de la tensión que transmite la zapata aislada, de cada pilar, al terreno. Se han realizado las 28 combinaciones de acciones y se han comparado las dimensiones de la primera iteración. La combinación más desfavorable en esta iteración lo será en las demás, y se realizará la comparación de dimensiones con dicha combinación.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.00	3.50	0.50
Pilar2	2089.36	104.48	0.00	4.75	4.25	0.50
Pilar3	2081.25	77.64	523.70	4.50	4.00	0.50
Pilar4	1284.24	119.23	513.74	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	135.83	3.68	3738.33	63.70	58.69
252.34	605.63	148.21	3.37	6999.91	104.48	67.00
225.00	540.00	176.28	3.00	6404.06	77.64	82.49
175.00	420.00	164.29	3.04	3758.47	119.23	31.52



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
2	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1267.63	47.26	513.63	4.00	3.50	0.50
Pilar2	2088.00	117.33	523.65	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1959.67	193.93	471.33	4.50	4.00	0.50
Pilar4	1277.70	63.86	0.00	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σv (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	159.96	3.13	3725.26	47.26	78.83
252.34	605.63	161.97	3.09	6996.67	117.33	59.63
225.00	540.00	171.12	3.00	6130.52	193.93	31.61
175.00	420.00	136.08	3.67	3745.40	63.86	58.65

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
3	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1178.56	147.05	462.29	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1974.81	146.07	0.00	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1958.42	106.66	0.00	4.50	4.00	0.50
Pilar4	1236.98	210.81	462.34	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σv (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	155.29	3.22	3547.12	147.05	24.12
252.34	605.63	143.44	3.49	6727.85	146.07	46.06
225.00	540.00	153.98	3.25	6127.70	106.66	57.45
175.00	420.00	162.24	3.08	3663.96	210.81	17.38



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
4	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1069.72	45.62	513.68	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1973.56	233.35	471.33	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1658.70	200.03	471.33	4.50	4.00	0.50
Pilar4	1231.10	135.02	0.00	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	146.37	3.42	3329.45	45.62	72.98
252.34	605.63	157.65	3.17	6724.87	233.35	28.82
225.00	540.00	154.83	3.23	5453.34	200.03	27.26
175.00	420.00	135.44	3.69	3652.20	135.02	27.05

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
5	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	963.50	145.48	462.67	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1671.44	227.14	471.33	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1657.45	112.75	0.00	4.50	4.00	0.50
Pilar4	1038.64	211.14	463.05	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	140.63	3.56	3117.01	145.48	21.43
252.34	605.63	142.74	3.50	6007.36	227.14	26.45
225.00	540.00	137.42	3.64	5450.52	112.75	48.34
175.00	420.00	148.86	3.36	3267.27	211.14	15.47



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
6	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	928.22	68.87	594.32	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1491.34	116.40	593.55	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1494.01	78.24	593.61	4.50	4.00	0.50
Pilar4	1032.76	136.82	0.00	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	143.26	3.49	3046.45	68.87	44.23
252.34	605.63	134.89	3.71	5579.61	116.40	47.93
225.00	540.00	146.74	3.41	5082.77	78.24	64.97
175.00	420.00	121.37	4.12	3255.51	136.82	23.79

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
7	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	873.13	166.55	534.92	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1447.84	233.02	408.22	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1431.18	194.48	534.26	4.50	4.00	0.50
Pilar4	942.65	98.93	594.37	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	140.40	3.56	2936.25	166.55	17.63
252.34	605.63	130.14	3.84	5476.30	233.02	23.50
225.00	540.00	144.60	3.46	4941.41	194.48	25.41
175.00	420.00	145.66	3.43	3075.30	98.93	31.09



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
8	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	871.55	165.29	389.66	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1439.40	232.15	534.21	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1436.52	194.26	408.17	4.50	4.00	0.50
Pilar4	943.79	191.86	534.97	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	ov (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	130.88	3.82	2933.09	165.29	17.74
252.34	605.63	133.46	3.75	5456.26	232.15	23.50
225.00	540.00	140.31	3.56	4953.41	194.26	25.50
175.00	420.00	146.28	3.42	3077.59	191.86	16.04

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
9	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	730.37	67.24	594.32	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1192.44	109.76	593.55	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1193.04	84.33	593.55	4.50	4.00	0.50
Pilar4	744.36	100.78	594.37	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	ov (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	130.60	3.83	2650.74	67.24	39.42
252.34	605.63	120.30	4.16	4869.73	109.76	44.37
225.00	540.00	130.72	3.83	4405.59	84.33	52.24
175.00	420.00	133.18	3.75	2678.73	100.78	26.58



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
10	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	675.22	164.91	534.92	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1140.77	226.76	408.39	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1130.21	200.57	534.21	4.50	4.00	0.50
Pilar4	731.62	192.95	390.48	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	127.78	3.91	2540.44	164.91	15.40
252.34	605.63	115.04	4.35	4747.02	226.76	20.93
225.00	540.00	128.61	3.89	4264.23	200.57	21.26
175.00	420.00	122.85	4.07	2653.25	192.95	13.75

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
11	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	569.54	120.49	0.00	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1137.34	225.94	534.21	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1127.98	200.36	408.44	4.50	4.00	0.50
Pilar4	731.24	192.13	535.79	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	87.72	5.70	2329.09	120.49	19.33
252.34	605.63	118.75	4.21	4738.87	225.94	20.97
225.00	540.00	123.70	4.04	4259.21	200.36	21.26
175.00	420.00	132.78	3.77	2652.49	192.13	13.81



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
12	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	566.06	184.78	462.29	4.00	3.50	0.50
Pilar2	910.37	158.54	0.00	4.75	4.25	0.50
Pilar3	603.35	84.72	523.70	4.50	4.00	0.50
Pilar4	424.18	174.55	462.94	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	116.64	4.29	2322.12	184.78	12.57
252.34	605.63	91.03	5.49	4199.79	158.54	26.49
225.00	540.00	96.67	5.17	3078.80	84.72	36.34
175.00	420.00	107.53	4.65	2038.35	174.55	11.68

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
13	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	389.22	87.49	513.68	4.00	3.50	0.50
Pilar2	908.73	231.77	471.33	4.75	4.25	0.50
Pilar3	599.49	200.95	471.33	4.50	4.00	0.50
Pilar4	420.69	111.94	0.00	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	104.84	4.77	1968.45	87.49	22.50
252.34	605.63	105.93	4.72	4195.91	231.77	18.10
225.00	540.00	98.05	5.10	3070.10	200.95	15.28
175.00	420.00	76.78	6.51	2031.38	111.94	18.15



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
14	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	371.69	118.85	0.00	4.00	3.50	0.50
Pilar2	608.31	152.28	0.00	4.75	4.25	0.50
Pilar3	597.80	127.67	0.00	4.50	4.00	0.50
Pilar4	397.61	80.85	513.68	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	ov (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	73.57	6.80	1933.38	118.85	16.27
252.34	605.63	75.95	6.58	3482.41	152.28	22.87
225.00	540.00	79.00	6.33	3066.30	127.67	24.02
175.00	420.00	104.94	4.76	1985.22	80.85	24.55

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
15	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	368.21	184.57	461.74	4.00	3.50	0.50
Pilar2	606.62	225.56	471.33	4.75	4.25	0.50
Pilar3	593.77	59.51	447.75	4.50	4.00	0.50
Pilar4	928.28	58.80	517.60	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	ov (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	104.80	4.77	1926.42	184.57	10.44
252.34	605.63	91.43	5.47	3478.40	225.56	15.42
225.00	540.00	92.17	5.42	3057.24	59.51	51.38
175.00	420.00	137.68	3.63	3046.56	58.80	51.81



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
16	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	379.64	64.41	439.15	4.00	3.50	0.50
Pilar2	602.75	109.38	523.65	4.75	4.25	0.50
Pilar3	574.50	35.82	371.75	4.50	4.00	0.50
Pilar4	734.89	62.23	517.55	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σv (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	96.96	5.16	1949.28	64.41	30.26
252.34	605.63	89.88	5.56	3469.22	109.38	31.72
225.00	540.00	87.45	5.72	3013.87	35.82	84.13
175.00	420.00	125.08	4.00	2659.78	62.23	42.74

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
17	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	358.63	138.29	395.21	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1187.49	73.88	519.89	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1216.34	740.88	261.88	4.50	4.00	0.50
Pilar4	576.84	48.84	439.20	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σv (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	96.23	5.20	1907.25	138.29	13.79
252.34	605.63	116.87	4.28	4857.96	73.88	65.75
225.00	540.00	141.36	3.54	4458.02	740.88	6.02
175.00	420.00	108.78	4.60	2343.68	48.84	47.99



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
18	γ (KN/m ³)	24	carga de hund.		γ (KN/m ³)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	370.06	41.27	364.61	4.00	3.50	0.50
Pilar2	597.09	164.53	402.94	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1215.64	789.34	0.00	4.50	4.00	0.50
Pilar4	414.59	124.90	395.27	4.00	3.50	0.50
		HUNDIMIENTO		VUELCO		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	89.83	5.57	1930.12	41.27	46.77
252.34	605.63	87.02	5.75	3455.77	164.53	21.00
225.00	540.00	133.72	3.74	4456.43	789.34	5.65
175.00	420.00	99.02	5.05	2019.19	124.90	16.17

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
19	γ (KN/m ³)	24	carga de hund.		γ (KN/m ³)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	349.04	93.37	328.19	4.00	3.50	0.50
Pilar2	574.06	7.68	295.80	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1191.14	35.77	91.25	4.50	4.00	0.50
Pilar4	382.85	51.83	439.20	4.00	3.50	0.50
		HUNDIMIENTO		VUELCO		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	88.53	5.65	1888.09	93.37	20.22
252.34	605.63	78.75	6.35	3401.07	7.68	443.04
225.00	540.00	112.18	4.46	4401.31	35.77	123.04
175.00	420.00	96.52	5.18	1955.71	51.83	37.73



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
20	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	353.45	19.44	290.13	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1220.97	789.93	0.00	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1207.90	36.26	431.96	4.50	4.00	0.50
Pilar4	913.96	18.67	440.78	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	82.95	6.03	1896.91	19.44	97.59
252.34	605.63	122.60	4.08	4937.48	789.93	6.25
225.00	540.00	124.09	4.03	4439.04	36.26	122.42
175.00	420.00	130.18	3.84	3017.92	18.67	161.61

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
21	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1188.03	102.95	0.00	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1220.26	838.39	261.82	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1194.89	35.88	765.82	4.50	4.00	0.50
Pilar4	725.20	23.68	440.78	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	131.15	3.81	3566.06	102.95	34.64
252.34	605.63	131.83	3.79	4935.80	838.39	5.89
225.00	540.00	136.43	3.66	4409.76	35.88	122.91
175.00	420.00	117.59	4.25	2640.40	23.68	111.49



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
22	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	874.76	657.58	0.00	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1201.37	13.34	503.50	4.75	4.25	0.50
Pilar3	1165.87	812.37	261.88	4.50	4.00	0.50
Pilar4	384.05	21.56	364.67	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	135.24	3.70	2939.52	657.58	4.47
252.34	605.63	115.59	4.33	4890.93	13.34	366.67
225.00	540.00	141.54	3.53	4344.47	812.37	5.35
175.00	420.00	89.83	5.57	1958.10	21.56	90.82

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
23	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	871.49	615.44	256.81	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1198.87	61.96	765.38	4.75	4.25	0.50
Pilar3	900.40	36.21	769.14	4.50	4.00	0.50
Pilar4	1150.85	156.75	60.05	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	147.31	3.39	2932.98	615.44	4.77
252.34	605.63	125.10	4.00	4884.98	61.96	78.84
225.00	540.00	121.48	4.12	3747.16	36.21	103.50
175.00	420.00	133.18	3.75	3491.69	156.75	22.28



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
24	γ (KN/m ³)	24	carga de hund.		γ (KN/m ³)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	768.54	18.46	513.03	4.00	3.50	0.50
Pilar2	1195.00	61.79	91.30	4.75	4.25	0.50
Pilar3	872.42	808.34	296.83	4.50	4.00	0.50
Pilar4	880.04	698.58	256.87	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	124.92	4.00	2727.08	18.46	147.76
252.34	605.63	105.20	4.75	4875.80	61.79	78.90
225.00	540.00	128.15	3.90	3684.19	808.34	4.56
175.00	420.00	153.31	3.26	2950.08	698.58	4.22

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
25	γ (KN/m ³)	24	carga de hund.		γ (KN/m ³)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	732.77	24.45	770.33	4.00	3.50	0.50
Pilar2	925.28	833.82	226.92	4.75	4.25	0.50
Pilar3	871.17	808.23	226.92	4.50	4.00	0.50
Pilar4	876.77	656.49	0.00	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	143.19	3.49	2655.54	24.45	108.63
252.34	605.63	116.99	4.27	4235.22	833.82	5.08
225.00	540.00	125.15	4.00	3681.37	808.23	4.55
175.00	420.00	135.30	3.70	2943.55	656.49	4.48



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
26	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	593.99	664.33	256.81	4.00	3.50	0.50
Pilar2	923.38	833.38	296.78	4.75	4.25	0.50
Pilar3	626.93	780.13	0.00	4.50	4.00	0.50
Pilar4	741.26	58.69	771.59	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	134.45	3.72	2377.98	664.33	3.58
252.34	605.63	119.23	4.19	4230.70	833.38	5.08
225.00	540.00	102.98	4.86	3131.84	780.13	4.01
175.00	420.00	145.65	3.43	2672.52	58.69	45.54

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
27	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	563.06	35.28	779.70	4.00	3.50	0.50
Pilar2	899.59	61.52	768.76	4.75	4.25	0.50
Pilar3	604.77	36.37	706.31	4.50	4.00	0.50
Pilar4	708.70	684.86	216.53	4.00	3.50	0.50
			HUNDIMIENTO		VUELCO	
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	136.52	3.66	2316.13	35.28	65.65
252.34	605.63	111.27	4.49	4174.19	61.52	67.85
225.00	540.00	103.76	4.82	3081.98	36.37	84.74
175.00	420.00	139.54	3.58	2607.41	684.86	3.81



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	esp.esollera	0.50	Qh(Kpa)	500	esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.00	3.50	0.50
Pilar2	629.11	780.35	0.00	4.75	4.25	0.50
Pilar3	577.71	804.96	259.48	4.50	4.00	0.50
Pilar4	708.49	684.86	297.21	4.00	3.50	0.50
		HUNDIMIENTO		VUELCO		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)	σ_v (Kpa)	Ch	Mest	Mvol	Cv
175.00	420.00	130.17	3.84	2040.10	672.88	3.03
252.34	605.63	94.56	5.29	3531.80	780.35	4.53
225.00	540.00	112.57	4.44	3021.10	804.96	3.75
175.00	420.00	145.20	3.44	2606.97	684.86	3.81

La combinación más desfavorable es la 1 y 2 para hundimiento y la 28 para vuelco, así que de aquí en adelante, calcularemos con esas tres.

2.1.2. SOLUCIÓN ZAPATA COMBINADA

Las siguientes tablas muestran los valores de la tensión que transmite la zapata combinada al terreno. Se han realizado las 28 combinaciones de acciones y se han comparado las dimensiones de la primera iteración. La combinación más desfavorable en esta iteración lo será en las demás, y se realizará la comparación de dimensiones con dicha combinación.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	3.75	15.50	0.50
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			9199.32	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
163.96	3.05			18614.30	365.05	50.99



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
2	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1267.63	47.26	513.63	3.75	15.50	0.50
Pilar2	2088.00	117.33	523.65			
Pilar3	1959.67	193.93	471.33			
Pilar4	1277.70	63.86	0.00			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			9063.32	422.38	1734.25
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
163.95	3.05			18359.29	422.38	43.47

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
3	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1178.56	147.05	462.29	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1974.81	146.07	0.00			
Pilar3	1958.42	106.66	0.00			
Pilar4	1236.98	210.81	462.34			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			8819.08	610.59	559.23
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
158.84	3.15			17901.35	610.59	29.32



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
4	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1069.72	45.62	513.68	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1973.56	233.35	471.33			
Pilar3	1658.70	200.03	471.33			
Pilar4	1231.10	135.02	0.00			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			8403.40	614.02	1067.02
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
152.94	3.27			17121.94	614.02	27.88

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
5	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	963.50	145.48	462.67	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1671.44	227.14	471.33			
Pilar3	1657.45	112.75	0.00			
Pilar4	1038.64	211.14	463.05			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			7801.35	696.51	910.81
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
143.08	3.49			15993.10	696.51	22.96



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
6	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	928.22	68.87	594.32	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1491.34	116.40	593.55			
Pilar3	1494.01	78.24	593.61			
Pilar4	1032.76	136.82	0.00			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			7416.64	400.33	1054.06
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
133.83	3.74			15271.78	400.33	38.15

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
7	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	873.13	166.55	534.92	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1447.84	233.02	408.22			
Pilar3	1431.18	194.48	534.26			
Pilar4	942.65	98.93	594.37			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			7165.11	692.97	1630.37
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
133.91	3.73			14800.16	692.97	21.36



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
8	γ (KN/m ³)	24	carga de hund.		γ (KN/m ³)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	871.55	165.29	389.66	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1439.40	232.15	534.21			
Pilar3	1436.52	194.26	408.17			
Pilar4	943.79	191.86	534.97			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			7161.57	783.56	1375.14
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
134.17	3.73			14793.52	783.56	18.88

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
9	γ (KN/m ³)	24	carga de hund.		γ (KN/m ³)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	730.37	67.24	594.32	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1192.44	109.76	593.55			
Pilar3	1193.04	84.33	593.55			
Pilar4	744.36	100.78	594.37			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			6330.53	362.11	2277.87
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
117.81	4.24			13235.32	362.11	36.55



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
10	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	675.22	164.91	534.92	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1140.77	226.76	408.39			
Pilar3	1130.21	200.57	534.21			
Pilar4	731.62	192.95	390.48			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			6148.14	785.20	1503.09
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
117.20	4.27			12893.34	785.20	16.42

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
11	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	569.54	120.49	0.00	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1137.34	225.94	534.21			
Pilar3	1127.98	200.36	408.44			
Pilar4	731.24	192.13	535.79			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			6036.42	738.92	384.25
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
112.03	4.46			12683.87	738.92	17.17



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
12	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	566.06	184.78	462.29	3.75	15.50	0.50
Pilar2	910.37	158.54	0.00			
Pilar3	603.35	84.72	523.70			
Pilar4	424.18	174.55	462.94			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			4974.27	602.59	3134.05
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
99.59	5.02			10692.32	602.59	17.74

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
13	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	389.22	87.49	513.68	3.75	15.50	0.50
Pilar2	908.73	231.77	471.33			
Pilar3	599.49	200.95	471.33			
Pilar4	420.69	111.94	0.00			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			4788.45	632.15	1950.46
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
93.54	5.35			10343.91	632.15	16.36



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
14	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	371.69	118.85	0.00	3.75	15.50	0.50
Pilar2	608.31	152.28	0.00			
Pilar3	597.80	127.67	0.00			
Pilar4	397.61	80.85	513.68			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			4445.72	479.66	359.03
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
82.01	6.10			9701.30	479.66	20.23

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
15	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	368.21	184.57	461.74	3.75	15.50	0.50
Pilar2	606.62	225.56	471.33			
Pilar3	593.77	59.51	447.75			
Pilar4	928.28	58.80	517.60			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			4967.19	528.44	-1936.51
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
86.26	5.80			10679.05	528.44	20.21



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
16	γ (KN/m ³)	24	carga de hund.		γ (KN/m ³)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	379.64	64.41	439.15	3.75	15.50	0.50
Pilar2	602.75	109.38	523.65			
Pilar3	574.50	35.82	371.75			
Pilar4	734.89	62.23	517.55			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			4762.10	271.84	-534.14
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
83.30	6.00			10294.51	271.84	37.87

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
17	γ (KN/m ³)	24	carga de hund.		γ (KN/m ³)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	358.63	138.29	395.21	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1187.49	73.88	519.89			
Pilar3	1216.34	740.88	261.88			
Pilar4	576.84	48.84	439.20			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			5809.61	1001.89	44.14
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
110.18	4.54			12258.59	1001.89	12.24



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
18	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	370.06	41.27	364.61	3.75	15.50	0.50
Pilar2	597.09	164.53	402.94			
Pilar3	1215.64	789.34	0.00			
Pilar4	414.59	124.90	395.27			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			5067.69	1120.03	-567.12
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
97.43	5.13			10867.50	1120.03	9.70

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
19	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	349.04	93.37	328.19	3.75	15.50	0.50
Pilar2	574.06	7.68	295.80			
Pilar3	1191.14	35.77	91.25			
Pilar4	382.85	51.83	439.20			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			4967.41	188.65	-498.12
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
86.11	5.81			10679.46	188.65	56.61



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
20	Υ (KN/m3)	24	carga de hund.		Υ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	353.45	19.44	290.13	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1220.97	789.93	0.00			
Pilar3	1207.90	36.26	431.96			
Pilar4	913.96	18.67	440.78			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			6166.60	864.31	-2674.56
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
108.59	4.60			12927.95	864.31	14.96

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
21	Υ (KN/m3)	24	carga de hund.		Υ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1188.03	102.95	0.00	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1220.26	838.39	261.82			
Pilar3	1194.89	35.88	765.82			
Pilar4	725.20	23.68	440.78			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			6798.70	1000.91	4720.32
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
139.42	3.59			14113.14	1000.91	14.10



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
22	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	874.76	657.58	0.00	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1201.37	13.34	503.50			
Pilar3	1165.87	812.37	261.88			
Pilar4	384.05	21.56	364.67			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			6096.37	1504.84	4597.58
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
133.81	3.74			12796.26	1504.84	8.50

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
23	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	871.49	615.44	256.81	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1198.87	61.96	765.38			
Pilar3	900.40	36.21	769.14			
Pilar4	1150.85	156.75	60.05			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			6591.92	870.35	610.31
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
123.48	4.05			13725.42	870.35	15.77



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUEBLO EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
24	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	768.54	18.46	513.03	3.75	15.50	0.50
Pilar2	1195.00	61.79	91.30			
Pilar3	872.42	808.34	296.83			
Pilar4	880.04	698.58	256.87			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			6186.31	1587.16	1130.61
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
126.28	3.96			12964.90	1587.16	8.17

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
25	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	732.77	24.45	770.33	3.75	15.50	0.50
Pilar2	925.28	833.82	226.92			
Pilar3	871.17	808.23	226.92			
Pilar4	876.77	656.49	0.00			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			5876.30	2322.98	355.02
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
129.11	3.87			12383.64	2322.98	5.33



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
26	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	593.99	664.33	256.81	3.75	15.50	0.50
Pilar2	923.38	833.38	296.78			
Pilar3	626.93	780.13	0.00			
Pilar4	741.26	58.69	771.59			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			5355.87	2336.54	990.83
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
123.02	4.06			11407.83	2336.54	4.88

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
27	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	563.06	35.28	779.70	3.75	15.50	0.50
Pilar2	899.59	61.52	768.76			
Pilar3	604.77	36.37	706.31			
Pilar4	708.70	684.86	216.53			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			5246.43	818.03	2144.46
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
103.93	4.81			11202.64	818.03	13.69



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	3.75	15.50	0.50
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
726.56	1743.75			4810.66	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
119.68	4.18			10385.56	2943.05	3.53

Como podemos observar, la combinación más desfavorable es la 1 para hundimiento y la 28 para vuelco, así que de aquí en adelante, calcularemos con estas combinaciones.

2.1.1.1. VARIANTE DE DIMENSIONES

2.2.1. SOLUCIÓN ZAPATA AISLADA

A continuación se muestran las tablas con todas las variantes dimensionales de la solución de zapata aislada para cada pilar, bajo las combinaciones 1,2 y 28.

Se pretende justificar que las dimensiones elegidas cumplen los requisitos de hundimiento y vuelco.

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.esollera	0.50		esp.T	1.00
1	γ (KN/m ³)	24		γ (KN/m ³)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	3.50	0.50
2089.36	104.48	0.00	4.75	4.25	0.50
2081.25	77.64	523.70	4.50	4.00	0.50
1284.24	119.23	513.74	4.00	3.50	0.50
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
175.00	420.00	P1	1869.16	63.70	0.00
252.34	605.63	P2	2947.33	104.48	0.00
225.00	540.00	P3	2846.25	77.64	523.70
175.00	420.00	P4	1879.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
135.83	3.68	P1	3738.33	63.70	58.69
148.21	3.37	P2	6999.91	104.48	67.00
176.28	2.84	P3	6404.06	77.64	82.49
164.29	3.04	P4	3758.47	119.23	31.52



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	3.50	0.50
2088.00	117.33	523.65	4.75	4.25	0.50
1959.67	193.93	471.33	4.50	4.00	0.50
1277.70	63.86	0.00	4.00	3.50	0.50
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
175.00	420.00	P1	1862.63	47.26	513.63
252.34	605.63	P2	2945.97	117.33	523.65
225.00	540.00	P3	2724.67	193.93	471.33
175.00	420.00	P4	1872.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
159.96	3.13	P1	3725.26	47.26	78.83
161.97	3.09	P2	6996.67	117.33	59.63
171.12	2.92	P3	6130.52	193.93	31.61
136.08	3.67	P4	3745.40	63.86	58.65

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	3.50	0.50
629.11	780.35	0.00	4.75	4.25	0.50
577.71	804.96	259.48	4.50	4.00	0.50
708.49	684.86	297.21	4.00	3.50	0.50
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
175.00	420.00	P1	1020.05	672.88	294.22
252.34	605.63	P2	1487.07	780.35	0.00
225.00	540.00	P3	1342.71	804.96	259.48
175.00	420.00	P4	1303.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
130.17	3.84	P1	2040.10	672.88	3.03
94.56	5.29	P2	3531.80	780.35	4.53
112.57	4.44	P3	3021.10	804.96	3.75
145.20	3.44	P4	2606.97	684.86	3.81



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	3.50	0.60
2089.36	104.48	0.00	4.75	4.25	0.60
2081.25	77.64	523.70	4.50	4.25	0.50
1284.24	119.23	513.74	4.00	3.50	0.60
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
210.00	420.00	P1	1904.16	63.70	0.00
302.81	605.63	P2	2997.80	104.48	0.00
239.06	573.75	P3	2894.06	77.64	523.70
210.00	420.00	P4	1914.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
138.33	3.61	P1	3808.33	63.70	59.79
150.71	3.32	P2	7119.77	104.48	68.15
167.41	2.99	P3	6511.64	77.64	83.87
166.69	3.00	P4	3828.47	119.23	32.11

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	3.50	0.60
2089.36	104.48	0.00	4.75	4.25	0.60
2081.25	77.64	523.70	4.50	4.25	0.60
1284.24	119.23	513.74	4.00	3.50	0.60
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
210.00	420.00	P1	1904.16	63.70	0.00
302.81	605.63	P2	2997.80	104.48	0.00
286.88	573.75	P3	2941.87	77.64	523.70
210.00	420.00	P4	1914.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
138.33	3.61	P1	3808.33	63.70	59.79
150.71	3.32	P2	7119.77	104.48	68.15
169.88	2.94	P3	6619.21	77.64	85.26
166.69	3.00	P4	3828.47	119.23	32.11



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	3.50	0.60
2088.00	117.33	523.65	4.75	4.25	0.60
1959.67	193.93	471.33	4.50	4.25	0.60
1277.70	63.86	0.00	4.00	3.50	0.60
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
210.00	420.00	P1	1897.63	47.26	513.63
302.81	605.63	P2	2996.44	117.33	523.65
286.88	573.75	P3	2820.30	193.93	471.33
210.00	420.00	P4	1907.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
162.37	3.08	P1	3795.26	47.26	80.31
164.44	3.04	P2	7116.54	117.33	60.66
165.10	3.03	P3	6345.67	193.93	32.72
138.58	3.61	P4	3815.40	63.86	59.74

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	3.50	0.60
629.11	780.35	0.00	4.75	4.25	0.60
577.71	804.96	259.48	4.50	4.25	0.60
708.49	684.86	297.21	4.00	3.50	0.60
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
210.00	420.00	P1	1055.05	672.88	294.22
302.81	605.63	P2	1537.54	780.35	0.00
286.88	573.75	P3	1438.34	804.96	259.48
210.00	420.00	P4	1338.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
131.62	3.80	P1	2110.10	672.88	3.14
96.86	5.16	P2	3651.66	780.35	4.68
109.39	4.57	P3	3236.25	804.96	4.02
147.14	3.40	P4	2676.97	684.86	3.91



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	3.50	0.70
2089.36	104.48	0.00	4.75	4.25	0.70
2081.25	77.64	523.70	4.50	4.25	0.70
1284.24	119.23	513.74	4.00	4.00	0.70
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
245.00	420.00	P1	1939.16	63.70	0.00
353.28	605.63	P2	3048.27	104.48	0.00
334.69	573.75	P3	2989.69	77.64	523.70
280.00	480.00	P4	2044.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
140.82	3.55	P1	3878.33	63.70	60.88
153.21	3.26	P2	7239.63	104.48	69.29
172.36	2.90	P3	6726.79	77.64	86.64
150.52	3.32	P4	4088.47	119.23	34.29

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	3.50	0.70
2088.00	117.33	523.65	4.75	4.25	0.70
1959.67	193.93	471.33	4.50	4.25	0.70
1277.70	63.86	0.00	4.00	4.00	0.70
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
245.00	420.00	P1	1932.63	47.26	513.63
353.28	605.63	P2	3046.91	117.33	523.65
334.69	573.75	P3	2868.11	193.93	471.33
280.00	480.00	P4	2037.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
164.78	3.03	P1	3865.26	47.26	81.79
166.92	3.00	P2	7236.40	117.33	61.68
167.57	2.98	P3	6453.25	193.93	33.28
129.38	3.86	P4	4075.40	63.86	63.81



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	3.50	0.70
629.11	780.35	0.00	4.75	4.25	0.70
577.71	804.96	259.48	4.50	4.25	0.70
708.49	684.86	297.21	4.00	4.00	0.70
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
245.00	420.00	P1	1090.05	672.88	294.22
353.28	605.63	P2	1588.01	780.35	0.00
334.69	573.75	P3	1486.15	804.96	259.48
280.00	480.00	P4	1468.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
133.16	3.75	P1	2180.10	672.88	3.24
99.19	5.04	P2	3771.53	780.35	4.83
111.51	4.48	P3	3343.83	804.96	4.15
133.17	3.75	P4	2936.97	684.86	4.29

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	4.00	0.80
2089.36	104.48	0.00	5.00	4.25	0.80
2081.25	77.64	523.70	4.75	4.25	0.80
1284.24	119.23	513.74	4.00	4.00	0.80
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
320.00	480.00	P1	2074.16	63.70	0.00
425.00	637.50	P2	3151.86	104.48	0.00
403.75	605.63	P3	3090.62	77.64	523.70
320.00	480.00	P4	2084.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
131.66	3.80	P1	4148.33	63.70	65.12
150.32	3.33	P2	7879.65	104.48	75.42
168.14	2.97	P3	7340.23	77.64	94.54
152.95	3.27	P4	4168.47	119.23	34.96



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	4.00	0.80
2088.00	117.33	523.65	5.00	4.25	0.80
1959.67	193.93	471.33	4.75	4.25	0.80
1277.70	63.86	0.00	4.00	4.00	0.80
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
320.00	480.00	P1	2067.63	47.26	513.63
425.00	637.50	P2	3150.50	117.33	523.65
403.75	605.63	P3	2969.05	193.93	471.33
320.00	480.00	P4	2077.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
149.26	3.35	P1	4135.26	47.26	87.50
163.27	3.06	P2	7876.25	117.33	67.13
163.44	3.06	P3	7051.49	193.93	36.36
131.88	3.79	P4	4155.40	63.86	65.07

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	4.00	0.80
629.11	780.35	0.00	5.00	4.25	0.80
577.71	804.96	259.48	4.75	4.25	0.80
708.49	684.86	297.21	4.00	4.00	0.80
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
320.00	480.00	P1	1225.05	672.88	294.22
425.00	637.50	P2	1691.61	780.35	0.00
403.75	605.63	P3	1587.09	804.96	259.48
320.00	480.00	P4	1508.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
119.96	4.17	P1	2450.10	672.88	3.64
97.62	5.12	P2	4229.01	780.35	5.42
108.30	4.62	P3	3769.33	804.96	4.68
135.30	3.70	P4	3016.97	684.86	4.41



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	4.00	0.90
2089.36	104.48	0.00	5.00	4.25	0.90
2081.25	77.64	523.70	4.75	4.25	0.90
1284.24	119.23	513.74	4.00	4.00	0.90
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
360.00	480.00	P1	2114.16	63.70	0.00
478.13	637.50	P2	3204.99	104.48	0.00
454.22	605.63	P3	3141.09	77.64	523.70
360.00	480.00	P4	2124.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
134.16	3.73	P1	4228.33	63.70	66.38
152.82	3.27	P2	8012.46	104.48	76.69
170.62	2.93	P3	7460.09	77.64	96.09
155.39	3.22	P4	4248.47	119.23	35.63

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	4.00	0.90
2088.00	117.33	523.65	5.00	4.25	0.90
1959.67	193.93	471.33	4.75	4.25	0.90
1277.70	63.86	0.00	4.00	4.00	0.90
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
360.00	480.00	P1	2107.63	47.26	513.63
478.13	637.50	P2	3203.62	117.33	523.65
454.22	605.63	P3	3019.52	193.93	471.33
360.00	480.00	P4	2117.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
151.71	3.30	P1	4215.26	47.26	89.20
165.75	3.02	P2	8009.06	117.33	68.26
165.92	3.01	P3	7171.35	193.93	36.98
134.38	3.72	P4	4235.40	63.86	66.32



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	4.00	0.90
629.11	780.35	0.00	5.00	4.25	0.90
577.71	804.96	259.48	4.75	4.25	0.90
708.49	684.86	297.21	4.00	4.00	0.90
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
360.00	480.00	P1	1265.05	672.88	294.22
478.13	637.50	P2	1744.73	780.35	0.00
454.22	605.63	P3	1637.55	804.96	259.48
360.00	480.00	P4	1548.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
121.88	4.10	P1	2530.10	672.88	3.76
99.99	5.00	P2	4361.83	780.35	5.59
110.53	4.52	P3	3889.19	804.96	4.83
137.45	3.64	P4	3096.97	684.86	4.52

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	4.00	1.00
2089.36	104.48	0.00	5.25	4.25	1.00
2081.25	77.64	523.70	5.00	4.25	1.00
1284.24	119.23	513.74	4.00	4.00	1.00
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
400.00	480.00	P1	2154.16	63.70	0.00
557.81	669.38	P2	3316.55	104.48	0.00
531.25	637.50	P3	3250.00	77.64	523.70
400.00	480.00	P4	2164.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
136.66	3.66	P1	4308.33	63.70	67.63
150.45	3.32	P2	8705.94	104.48	83.33
167.09	2.99	P3	8124.99	77.64	104.65
157.83	3.17	P4	4328.47	119.23	36.30



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	4.00	1.00
2088.00	117.33	523.65	5.25	4.25	1.00
1959.67	193.93	471.33	5.00	4.25	1.00
1277.70	63.86	0.00	4.00	4.00	1.00
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
400.00	480.00	P1	2147.63	47.26	513.63
557.81	669.38	P2	3315.19	117.33	523.65
531.25	637.50	P3	3128.42	193.93	471.33
400.00	480.00	P4	2157.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
154.15	3.24	P1	4295.26	47.26	90.89
162.70	3.07	P2	8702.36	117.33	74.17
162.48	3.08	P3	7821.06	193.93	40.33
136.88	3.65	P4	4315.40	63.86	67.57

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	4.00	1.00
629.11	780.35	0.00	5.25	4.25	1.00
577.71	804.96	259.48	5.00	4.25	1.00
708.49	684.86	297.21	4.00	4.00	1.00
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
400.00	480.00	P1	1305.05	672.88	294.22
557.81	669.38	P2	1856.29	780.35	0.00
531.25	637.50	P3	1746.46	804.96	259.48
400.00	480.00	P4	1588.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
123.86	4.04	P1	2610.10	672.88	3.88
99.06	5.05	P2	4872.77	780.35	6.24
108.34	4.62	P3	4366.15	804.96	5.42
139.63	3.58	P4	3176.97	684.86	4.64



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	4.00	1.10
2089.36	104.48	0.00	5.50	4.25	1.10
2081.25	77.64	523.70	5.00	4.25	1.10
1284.24	119.23	513.74	4.00	4.00	1.10
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
440.00	480.00	P1	2194.16	63.70	0.00
642.81	701.25	P2	3433.42	104.48	0.00
584.38	637.50	P3	3303.12	77.64	523.70
440.00	480.00	P4	2204.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
139.16	3.59	P1	4388.33	63.70	68.89
148.53	3.37	P2	9441.91	104.48	90.37
169.57	2.95	P3	8257.81	77.64	106.36
160.27	3.12	P4	4408.47	119.23	36.97

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	4.00	1.10
2088.00	117.33	523.65	5.50	4.25	1.10
1959.67	193.93	471.33	5.00	4.25	1.10
1277.70	63.86	0.00	4.00	4.00	1.10
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
440.00	480.00	P1	2187.63	47.26	513.63
642.81	701.25	P2	3432.06	117.33	523.65
584.38	637.50	P3	3181.55	193.93	471.33
440.00	480.00	P4	2197.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
156.60	3.19	P1	4375.26	47.26	92.58
160.17	3.12	P2	9438.17	117.33	80.44
164.96	3.03	P3	7953.87	193.93	41.01
139.38	3.59	P4	4395.40	63.86	68.83



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	4.00	1.10
629.11	780.35	0.00	5.50	4.25	1.10
577.71	804.96	259.48	5.00	4.25	1.10
708.49	684.86	297.21	4.00	4.00	1.10
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
440.00	480.00	P1	1345.05	672.88	294.22
642.81	701.25	P2	1973.17	780.35	0.00
584.38	637.50	P3	1799.59	804.96	259.48
440.00	480.00	P4	1628.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
125.87	3.97	P1	2690.10	672.88	4.00
98.59	5.07	P2	5426.21	780.35	6.95
110.65	4.52	P3	4498.96	804.96	5.59
141.82	3.53	P4	3256.97	684.86	4.76

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	4.00	1.20
2089.36	104.48	0.00	5.50	4.25	1.20
2081.25	77.64	523.70	5.25	4.25	1.20
1284.24	119.23	513.74	4.25	4.00	1.20
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
480.00	480.00	P1	2234.16	63.70	0.00
701.25	701.25	P2	3491.86	104.48	0.00
669.38	669.38	P3	3420.00	77.64	523.70
510.00	510.00	P4	2304.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
141.65	3.53	P1	4468.33	63.70	70.15
151.03	3.31	P2	9602.62	104.48	91.91
166.62	3.00	P3	8977.49	77.64	115.63
156.36	3.20	P4	4896.50	119.23	41.07



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	4.00	1.20
2088.00	117.33	523.65	5.50	4.25	1.20
1959.67	193.93	471.33	5.25	4.25	1.20
1277.70	63.86	0.00	4.25	4.00	1.20
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
480.00	480.00	P1	2227.63	47.26	513.63
701.25	701.25	P2	3490.50	117.33	523.65
669.38	669.38	P3	3298.42	193.93	471.33
510.00	510.00	P4	2297.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
159.06	3.14	P1	4455.26	47.26	94.28
162.66	3.07	P2	9598.87	117.33	81.81
162.12	3.08	P3	8658.36	193.93	44.65
136.95	3.65	P4	4882.62	63.86	76.45

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	4.00	1.20
629.11	780.35	0.00	5.50	4.25	1.20
577.71	804.96	259.48	5.25	4.25	1.20
708.49	684.86	297.21	4.25	4.00	1.20
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
480.00	480.00	P1	1385.05	672.88	294.22
701.25	701.25	P2	2031.61	780.35	0.00
669.38	669.38	P3	1916.46	804.96	259.48
510.00	510.00	P4	1728.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
127.93	3.91	P1	2770.10	672.88	4.12
101.02	4.95	P2	5586.92	780.35	7.16
109.21	4.58	P3	5030.71	804.96	6.25
136.73	3.66	P4	3673.03	684.86	5.36



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.00	4.00	1.30
2089.36	104.48	0.00	5.50	4.25	1.30
2081.25	77.64	523.70	5.25	4.25	1.30
1284.24	119.23	513.74	4.25	4.00	1.30
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
520.00	480.00	P1	2274.16	63.70	0.00
759.69	701.25	P2	3550.30	104.48	0.00
725.16	669.38	P3	3475.78	77.64	523.70
552.50	510.00	P4	2346.74	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
144.15	3.47	P1	4548.33	63.70	71.40
153.53	3.26	P2	9763.32	104.48	93.45
169.10	2.96	P3	9123.92	77.64	117.52
158.81	3.15	P4	4986.81	119.23	41.82

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.00	4.00	1.30
2088.00	117.33	523.65	5.50	4.25	1.30
1959.67	193.93	471.33	5.25	4.25	1.30
1277.70	63.86	0.00	4.25	4.00	1.30
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
520.00	480.00	P1	2267.63	47.26	513.63
759.69	701.25	P2	3548.94	117.33	523.65
725.16	669.38	P3	3354.20	193.93	471.33
552.50	510.00	P4	2340.20	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
161.51	3.10	P1	4535.26	47.26	95.97
165.14	3.03	P2	9759.58	117.33	83.18
164.60	3.04	P3	8804.79	193.93	45.40
139.45	3.59	P4	4972.93	63.86	77.87



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.00	4.00	1.30
629.11	780.35	0.00	5.50	4.25	1.30
577.71	804.96	259.48	5.25	4.25	1.30
708.49	684.86	297.21	4.25	4.00	1.30
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
520.00	480.00	P1	1425.05	672.88	294.22
759.69	701.25	P2	2090.04	780.35	0.00
725.16	669.38	P3	1972.24	804.96	259.48
552.50	510.00	P4	1770.99	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
130.01	3.85	P1	2850.10	672.88	4.24
103.46	4.83	P2	5747.62	780.35	7.37
111.57	4.48	P3	5177.13	804.96	6.43
139.02	3.60	P4	3763.34	684.86	5.50

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.25	4.00	1.40
2089.36	104.48	0.00	5.75	4.25	1.40
2081.25	77.64	523.70	5.50	4.25	1.40
1284.24	119.23	513.74	4.50	4.00	1.40
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
595.00	510.00	P1	2379.16	63.70	0.00
855.31	733.13	P2	3677.80	104.48	0.00
818.13	701.25	P3	3600.62	77.64	523.70
630.00	540.00	P4	2454.24	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
141.74	3.53	P1	5055.72	63.70	79.37
152.00	3.29	P2	10573.67	104.48	101.20
166.66	3.00	P3	9901.71	77.64	127.54
155.65	3.21	P4	5522.03	119.23	46.31



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.25	4.00	1.40
2088.00	117.33	523.65	5.75	4.25	1.40
1959.67	193.93	471.33	5.50	4.25	1.40
1277.70	63.86	0.00	4.50	4.00	1.40
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
595.00	510.00	P1	2372.63	47.26	513.63
855.31	733.13	P2	3676.44	117.33	523.65
818.13	701.25	P3	3479.05	193.93	471.33
630.00	540.00	P4	2447.70	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
157.99	3.16	P1	5041.84	47.26	106.69
163.06	3.07	P2	10569.75	117.33	90.09
162.26	3.08	P3	9567.38	193.93	49.33
137.58	3.63	P4	5507.33	63.86	86.24

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.25	4.00	1.40
629.11	780.35	0.00	5.75	4.25	1.40
577.71	804.96	259.48	5.50	4.25	1.40
708.49	684.86	297.21	4.50	4.00	1.40
CG base de cimentación					
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
595.00	510.00	P1	1530.05	672.88	294.22
855.31	733.13	P2	2217.54	780.35	0.00
818.13	701.25	P3	2097.09	804.96	259.48
630.00	540.00	P4	1878.49	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
125.56	3.98	P1	3251.35	672.88	4.83
103.40	4.84	P2	6375.44	780.35	8.17
110.72	4.52	P3	5766.98	804.96	7.16
135.24	3.70	P4	4226.59	684.86	6.17



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
1	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1274.16	63.70	0.00	4.50	4.00	1.50
2089.36	104.48	0.00	6.00	4.25	1.50
2081.25	77.64	523.70	5.50	4.25	1.50
1284.24	119.23	513.74	4.50	4.25	1.50
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
675.00	540.00	P1	2489.16	63.70	0.00
956.25	765.00	P2	3810.61	104.48	0.00
876.56	701.25	P3	3659.06	77.64	523.70
717.19	573.75	P4	2575.17	119.23	513.74
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
139.88	3.57	P1	5600.62	63.70	87.92
150.81	3.32	P2	11431.83	104.48	109.42
169.15	2.96	P3	10062.42	77.64	129.61
151.72	3.30	P4	5794.14	119.23	48.59

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
2	Y (KN/m3)	24		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
1267.63	47.26	513.63	4.50	4.00	1.50
2088.00	117.33	523.65	6.00	4.25	1.50
1959.67	193.93	471.33	5.50	4.25	1.50
1277.70	63.86	0.00	4.50	4.25	1.50
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
675.00	540.00	P1	2482.63	47.26	513.63
956.25	765.00	P2	3809.25	117.33	523.65
876.56	701.25	P3	3537.49	193.93	471.33
717.19	573.75	P4	2568.64	63.86	0.00
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
155.15	3.22	P1	5585.92	47.26	118.20
161.37	3.10	P2	11427.75	117.33	97.40
164.74	3.04	P3	9728.09	193.93	50.16
135.81	3.68	P4	5779.44	63.86	90.50



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES					
combinacion	esp.escollera	0.50		esp.T	1.00
28	γ (KN/m ³)	24		γ (KN/m ³)	18
Arranque de pilares			Dimensiones		
N(KN)	M _x (KN)	M _y (KN)	B(m)	L(m)	h(m)
425.05	672.88	294.22	4.50	4.00	1.50
629.11	780.35	0.00	6.00	4.25	1.50
577.71	804.96	259.48	5.50	4.25	1.50
708.49	684.86	297.21	4.50	4.25	1.50
			CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)		V(KN)	M _x (KN)	M _y (KN)
675.00	540.00	P1	1640.05	672.88	294.22
956.25	765.00	P2	2350.36	780.35	0.00
876.56	701.25	P3	2155.52	804.96	259.48
717.19	573.75	P4	1999.42	684.86	297.21
HUNDIMIENTO			VUELCO		
σ_v (Kpa)	Ch		Mest	Mvol	Cv
122.41	4.08	P1	3690.11	672.88	5.48
103.64	4.82	P2	7051.07	780.35	9.04
113.11	4.42	P3	5927.69	804.96	7.36
132.59	3.77	P4	4498.70	684.86	6.57



2.1.1.2. SOLUCIÓN ZAPATA COMBINADA

A continuación se muestran unas tablas con todas las variantes dimensionales de la zapata aislada bajo las combinaciones 1 y 28.

Se pretende justificar que todas ellas se han elegido con buen criterio, ya que cumplen a hundimiento y vuelco.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	3.50	15.50	0.50
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
678.13	1627.50			9034.63	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
172.91	2.89			17000.17	365.05	46.57

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	3.50	15.50	0.50
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
678.13	1627.50			4645.97	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
130.65	3.83			9320.02	2943.05	3.17



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	3.75	15.50	0.60
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
871.88	1743.75			9344.63	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
166.46	3.00			18886.76	365.05	51.74

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	3.75	15.50	0.60
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
871.88	1743.75			4955.97	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
121.66	4.11			10658.03	2943.05	3.62



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	3.75	15.75	0.70
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1033.59	1771.88			9534.48	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
166.99	2.99			19264.74	365.05	52.77

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	3.75	15.75	0.70
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1033.59	1771.88			5145.82	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
122.39	4.09			11036.01	2943.05	3.75



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.00	15.75	0.80
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1260.00	1890.00			9879.01	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
161.81	3.09			21336.79	365.05	58.45

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.00	15.75	0.80
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1260.00	1890.00			5490.35	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
116.40	4.30			12559.48	2943.05	4.27



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.00	15.75	0.90
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1417.50	1890.00			10036.51	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
164.31	3.04			21651.79	365.05	59.31

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.00	15.75	0.90
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1417.50	1890.00			5647.85	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
118.60	4.22			12874.48	2943.05	4.37



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.00	15.75	1.00
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1575.00	1890.00			10194.01	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
166.81	3.00			21966.79	365.05	60.17

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.00	15.75	1.00
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1575.00	1890.00			5805.35	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
120.83	4.14			13189.48	2943.05	4.48



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.00	16.00	1.10
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1760.00	1920.00			10409.01	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
167.53	2.98			22421.85	365.05	61.42

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.00	16.00	1.10
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
1760.00	1920.00			6020.35	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
122.00	4.10			13644.54	2943.05	4.64



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.25	16.00	1.20
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
2040.00	2040.00			10809.01	365.05	986.60
HUNDIMIENTO		VUELCO				
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
163.39	3.06			24779.72	365.05	67.88

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.25	16.00	1.20
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
2040.00	2040.00			6420.35	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO		VUELCO				
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
118.12	4.23			15453.83	2943.05	5.25



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.25	16.00	1.30
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
2210.00	2040.00			10979.01	365.05	986.60
HUNDIMIENTO		VUELCO				
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
165.89	3.01			25140.97	365.05	68.87

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	Y (KN/m3)	24	carga de hund.		Y (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.25	16.00	1.30
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
2210.00	2040.00			6590.35	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO		VUELCO				
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
120.45	4.15			15815.08	2943.05	5.37



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.



CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.50	16.00	1.40
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
CG base de cimentación						
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
2520.00	2160.00			11409.01	365.05	986.60
HUNDIMIENTO		VUELCO				
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
162.50	3.08			27700.13	365.05	75.88

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
Arranque de pilares			Dimensiones			
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.50	16.00	1.40
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
CG base de cimentación						
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
2520.00	2160.00			7020.35	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO		VUELCO				
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
117.76	4.25			17825.65	2943.05	6.06



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
1	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	1274.16	63.70	0.00	4.50	16.00	1.50
Pilar2	2089.36	104.48	0.00			
Pilar3	2081.25	77.64	523.70			
Pilar4	1284.24	119.23	513.74			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
2700.00	2160.00			11589.01	365.05	986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
165.00	3.03			28105.13	365.05	76.99

CÁLCULO DE TENSIONES						
combinacion	e. escollera	0.50	Qh(Kpa)	500	e.tierras	1.00
28	γ (KN/m3)	24	carga de hund.		γ (KN/m3)	18
	Arranque de pilares			Dimensiones		
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)
Pilar1	425.05	672.88	294.22	4.50	16.00	1.50
Pilar2	629.11	780.35	0.00			
Pilar3	577.71	804.96	259.48			
Pilar4	708.49	684.86	297.21			
				CG base de cimentación		
P.P (KN)	P.Tierras(KN)			V(KN)	Mx(KN)	My(KN)
2700.00	2160.00			7200.35	2943.05	-986.60
HUNDIMIENTO				VUELCO		
σ (Kpa)	Ch			Mest	Mvol	Cv
120.15	4.16			18230.65	2943.05	6.19



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

ANEJO Nº 3 CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.1.1.1. TENSIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO EN E.L.U

La tablas que se muestran a continuación recogen las tensiones que transmite la zapata combinada de 16x4x1,1 bajo las 28 combinaciones de acciones en Estado Límite Último.

Con ellas se pretende justificar cual es la combinación más desfavorable, para realizar los cálculos estructurales bajo dicha combinación.

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones			P.P	P.Tie
1	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)		
Pilar1	2293.5	114.7	0.0	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	3760.8	188.1	0.0					
Pilar3	3746.2	139.7	942.7					
Pilar4	2311.6	214.6	924.7					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
12112.21	657.09	1775.88	85.33	1365.33	0.215	0.184	0.194	0.163

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones			P.P	P.Tie
2	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)		
Pilar1	2281.7	85.1	924.5	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	3758.4	211.2	942.6					
Pilar3	3527.4	349.1	848.4					
Pilar4	2299.9	115.0	0.0					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
11867.41	760.28	3121.65	85.33	1365.33	0.222	0.186	0.185	0.149



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
3	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	2121.4	264.7	832.1	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	3554.7	262.9	0.0					
Pilar3	3525.2	192.0	0.0					
Pilar4	2226.6	379.5	832.2					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
11427.78	1099.07	1006.62	85.33	1365.33	0.210	0.159	0.198	0.147

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
4	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1925.5	82.1	924.6	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	3552.4	420.0	848.4					
Pilar3	2985.7	360.1	848.4					
Pilar4	2216.0	243.0	0.0					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
10679.55	1105.24	1920.63	85.33	1365.33	0.204	0.152	0.182	0.130

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
5	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1734.3	261.9	832.8	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	3008.6	408.9	848.4					
Pilar3	2983.4	203.0	0.0					
Pilar4	1869.5	380.0	833.5					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
9595.87	1253.71	1639.45	85.33	1365.33	0.189	0.130	0.170	0.111

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
6	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1670.8	124.0	1069.8	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2684.4	209.5	1068.4					
Pilar3	2689.2	140.8	1068.5					
Pilar4	1859.0	246.3	0.0					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
8903.40	720.59	1897.31	85.33	1365.33	0.167	0.133	0.145	0.111



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
7	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1571.6	299.8	962.9	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2606.1	419.4	734.8					
Pilar3	2576.1	350.1	961.7					
Pilar4	1696.8	178.1	1069.9					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
8450.64	1247.34	2934.66	85.33	1365.33	0.178	0.120	0.144	0.086

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
8	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1568.8	297.5	701.4	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2590.9	417.9	961.6					
Pilar3	2585.7	349.7	734.7					
Pilar4	1698.8	345.4	962.9					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
8444.27	1410.42	2475.24	85.33	1365.33	0.180	0.113	0.150	0.084

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
9	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1314.7	121.0	1069.8	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2146.4	197.6	1068.4					
Pilar3	2147.5	151.8	1068.4					
Pilar4	1339.9	181.4	1069.9					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
6948.40	651.80	4100.16	85.33	1365.33	0.148	0.117	0.100	0.069

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
10	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1215.4	296.8	962.9	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2053.4	408.2	735.1					
Pilar3	2034.4	361.0	961.6					
Pilar4	1316.9	347.3	702.9					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
6620.10	1413.36	2705.56	85.33	1365.33	0.152	0.086	0.121	0.054



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
11	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1025.2	216.9	0.0	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2047.2	406.7	961.6					
Pilar3	2030.4	360.6	735.2					
Pilar4	1316.2	345.8	964.4					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
6419.00	1330.06	691.64	85.33	1365.33	0.136	0.073	0.127	0.065

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
12	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1018.9	332.6	832.1	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1638.7	285.4	0.0					
Pilar3	1086.0	152.5	942.7					
Pilar4	763.5	314.2	833.3					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
4507.12	1084.66	5641.28	85.33	1365.33	0.129	0.078	0.063	0.012

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
13	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	700.6	157.5	924.6	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1635.7	417.2	848.4					
Pilar3	1079.1	361.7	848.4					
Pilar4	757.2	201.5	0.0					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
4172.64	1137.88	3510.83	85.33	1365.33	0.112	0.059	0.071	0.018

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
14	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	669.0	213.9	0.0	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1095.0	274.1	0.0					
Pilar3	1076.0	229.8	0.0					
Pilar4	715.7	145.5	924.6					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
3555.73	863.38	646.26	85.33	1365.33	0.080	0.039	0.072	0.032



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
15	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	662.8	332.2	831.1	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1091.9	406.0	848.4					
Pilar3	1068.8	107.1	806.0					
Pilar4	1670.9	105.8	931.7					
CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación (Mpa)					
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
4494.38	951.19	-3485.71	85.33	1365.33	0.072	0.028	0.113	0.068

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
16	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	683.4	115.9	790.5	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1085.0	196.9	942.6					
Pilar3	1034.1	64.5	669.1					
Pilar4	1322.8	112.0	931.6					
CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación (Mpa)					
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
4125.21	489.31	-961.46	85.33	1365.33	0.070	0.047	0.082	0.059

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
17	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	645.5	248.9	711.4	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2137.5	133.0	935.8					
Pilar3	2189.4	1333.6	471.4					
Pilar4	1038.3	87.9	790.6					
CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación (Mpa)					
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
6010.73	1803.40	79.46	85.33	1365.33	0.137	0.052	0.136	0.051

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
18	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	666.1	74.3	656.3	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1074.8	296.2	725.3					
Pilar3	2188.1	1420.8	0.0					
Pilar4	746.3	224.8	711.5					
CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación (Mpa)					
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
4675.29	2016.06	-1020.82	85.33	1365.33	0.114	0.020	0.126	0.032



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
19	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	628.3	168.1	590.7	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1033.3	13.8	532.4					
Pilar3	2144.0	64.4	164.2					
Pilar4	689.1	93.3	790.6					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
4494.77	339.57	-896.61	85.33	1365.33	0.073	0.057	0.083	0.068

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
20	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	636.2	35.0	522.2	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2197.7	1421.9	0.0					
Pilar3	2174.2	65.3	777.5					
Pilar4	1645.1	33.6	793.4					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
6653.32	1555.75	-4814.20	85.33	1365.33	0.112	0.039	0.169	0.096

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
21	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	2138.5	185.3	0.0	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2196.5	1509.1	471.3					
Pilar3	2150.8	64.6	1378.5					
Pilar4	1305.4	42.6	793.4					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
7791.10	1801.63	8496.57	85.33	1365.33	0.214	0.129	0.114	0.030

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
22	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1574.6	1183.6	0.0	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2162.5	24.0	906.3					
Pilar3	2098.6	1462.3	471.4					
Pilar4	691.3	38.8	656.4					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
6526.90	2708.72	8275.64	85.33	1365.33	0.214	0.087	0.117	-0.010



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
23	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1568.7	1107.8	462.3	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2158.0	111.5	1377.7					
Pilar3	1620.7	65.2	1384.4					
Pilar4	2071.5	282.1	108.1					
CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación (Mpa)					
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
7418.89	1566.63	1098.55	85.33	1365.33	0.159	0.086	0.146	0.073

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
24	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1383.4	33.2	923.5	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	2151.0	111.2	164.3					
Pilar3	1570.4	1455.0	534.3					
Pilar4	1584.1	1257.4	462.4					
CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación (Mpa)					
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
6688.79	2856.90	2035.10	85.33	1365.33	0.183	0.049	0.160	0.026

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
25	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1319.0	44.0	1386.6	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1665.5	1500.9	408.5					
Pilar3	1568.1	1454.8	408.5					
Pilar4	1578.2	1181.7	0.0					
CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación (Mpa)					
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
6130.78	4181.37	639.03	85.33	1365.33	0.198	0.020	0.190	0.010

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
26	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1069.2	1195.8	462.3	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1662.1	1500.1	534.2					
Pilar3	1128.5	1404.2	0.0					
Pilar4	1334.3	105.6	1388.9					
CG base de cimentación			Tensiones bajo cimentación (Mpa)					
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
5194.00	4205.77	1783.50	85.33	1365.33	0.190	0.007	0.169	0.028



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	1013.5	63.5	1403.5	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1619.3	110.7	1383.8					
Pilar3	1088.6	65.5	1271.4					
Pilar4	1275.7	1232.7	389.7					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
4997.02	1472.45	3860.02	85.33	1365.33	0.135	0.066	0.090	0.021

comb.	Arranque de pilares			Dimensiones				
	N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	B(m)	L(m)	h(m)	P.P	P.Tie
Pilar1	765.1	1211.2	529.6	4.00	16.00	1.10	0.00	0.00
Pilar2	1132.4	1404.6	0.0					
Pilar3	1039.9	1448.9	467.1					
Pilar4	1275.3	1232.7	535.0					
CG base de cimentación				Tensiones bajo cimentación (Mpa)				
N(KN)	Mx(KN)	My(KN)	Ix (m4)	Iy(m4)	$\sigma_{x+,y+}$	$\sigma_{x+,y-}$	$\sigma_{x-,y+}$	$\sigma_{x-,y-}$
4212.63	5297.49	-1775.88	85.33	1365.33	0.180	0.069	0.200	0.048

Como podemos observar, la combinación más desfavorable es la 1.

Así que, de ahora en adelante los cálculos se realizarán bajo esta combinación.



3.1.1.2. LEYES DE FLECTORES Y CORTANTES

3.2.1. E.L.U

Las tablas que se muestran a continen los valores de los momentos flectores y cortantes para un modelo estructural basado en una viga continua con 3 vanos de 4,6 m cada uno, y dos voladizos laterales de 1,1 m. Todas las dimensiones medidas desde ejes de pilares (apoyos de la "viga continua")

Estos cálculos se han realizado con el SAP 2000.

La combinación de esfuerzos utilizada es la 1 en E.L.U.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

V2	M3	Station
KN	KN-m	m
0.00	-0.57	0.00
-276.84	50.75	0.37
-553.94	203.05	0.73
-831.28	457.00	1.10
1512.64	457.00	1.10
1165.43	-158.96	1.56
818.13	-615.18	2.02
470.74	-911.63	2.48
123.26	-1048.25	2.94
-224.32	-1025.01	3.40
-572.00	-841.86	3.86
-919.76	-498.76	4.32
-1267.62	4.33	4.78
-1615.57	667.47	5.24
-1963.62	1490.68	5.70
1737.37	1490.68	5.70
1390.17	771.34	6.16
1042.87	211.73	6.62
695.48	-188.09	7.08
347.99	-428.09	7.54
0.41	-508.23	8.00
-347.26	-428.46	8.46
-695.02	-188.74	8.92
-1042.88	210.98	9.38
-1390.83	770.73	9.84
-1738.88	1490.56	10.30
1961.95	1490.56	10.30
1614.74	667.92	10.76
1267.44	5.01	11.22
920.05	-498.12	11.68
572.57	-841.42	12.14
224.99	-1024.86	12.60
-122.68	-1048.40	13.06
-470.45	-911.98	13.52
-818.31	-615.57	13.98
-1166.26	-159.12	14.44
-1514.31	457.41	14.90
831.28	457.41	14.90
554.43	203.35	15.27
277.34	50.85	15.63
0.00	0.00	16.00



3.1.1.3. E.L.S

Las tablas que se muestran a continen los valores de los momentos flectores y cortantes para un modelo estructural basado en una viga continua con 3 vanos de 4,6 m cada uno, y dos voladizos laterales de 1,1 m. Todas las dimensiones medidas desde ejes de pilares (apoyos de la "viga continua")

Estos cálculos se han realizado con el SAP 2000.

La combinación de esfuerzos utilizada es la 1 en E.L.S.



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

V2	M3	ElemStation
KN	KN-m	m
0.00	0.00	0.00
-146.96	26.87	0.37
-296.40	108.08	0.73
-448.31	244.53	1.10
807.90	244.53	1.10
624.61	-84.98	1.56
440.39	-329.97	2.02
255.24	-490.00	2.48
69.16	-564.65	2.94
-117.85	-553.48	3.40
-305.79	-456.08	3.86
-494.66	-272.01	4.32
-684.46	-0.85	4.78
-875.20	357.83	5.24
-1066.86	804.47	5.70
929.87	804.47	5.70
746.59	418.85	6.16
562.37	117.76	6.62
377.22	-98.38	7.08
191.14	-229.14	7.54
4.13	-274.09	8.00
-183.81	-232.80	8.46
-372.68	-104.84	8.92
-562.49	110.21	9.38
-753.22	412.79	9.84
-944.88	803.32	10.30
1050.21	803.32	10.30
866.92	362.34	10.76
682.71	5.89	11.22
497.56	-265.60	11.68
311.48	-451.72	12.14
124.47	-552.02	12.60
-63.47	-566.08	13.06
-252.35	-493.48	13.52
-442.15	-333.78	13.98
-632.88	-86.56	14.44
-824.55	248.61	14.90
448.31	248.61	14.90
301.35	111.10	15.27
151.91	27.93	15.63
0.00	0.00	16.00



ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE EN EL BARRANCO
DE PICASSENT PARA EL ACCESO NORTE A ALCASSER (VALENCIA).
CÁLCULO ESTRUCTURAL Y ESTUDIO ECONÓMICO.

PLANOS