



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Universidad Politécnica de Valencia

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

TRABAJO FINAL DE GRADO. CURSO ACADÉMICO 2013/14:

**PROYECTO DE LA REPOSICIÓN DEL CAMINO EN EL PK 10+278 DEL TRAMO
COCENTAINA – MURO DE ALCOY DE LA A-7**

Trabajo Final de Grado del autor:

David Cabrero García

Grado en Ingeniería Civil

Dirigido por el tutor:

D. Julián Alcalá González

Junio 2014

DOCUMENTO Nº I:
MEMORIA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN. OBJETO Y ALCANCE.....	1
2. ANTECEDENTES	1
3. SITUACIÓN ACTUAL.....	1
4. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.....	2
5. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	2
6. CLIMATOLOGÍA Y DRENAJE.....	4
7. ESTUDIO DE SOLUCIONES.....	5
8. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	6
9. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.....	6
10. FIRMES Y PAVIMENTOS	17
11. PROCESO CONSTRUCTIVO	18
12. VALORACIÓN DE LAS OBRAS.....	19
13. DOCUMENTOS DE QUE CONSTA EL PROYECTO	19

1. INTRODUCCIÓN. OBJETO Y ALCANCE

La presente memoria corresponde al Proyecto de la reposición del camino en el PK 10+278 del tramo Cocentaina – Muro de Alcoy de la A7, en la provincia de Alicante. El contenido consiste en la descripción y valoración de las obras para la construcción del paso inferior que se proyecta como solución a dicha reposición del camino.

El presente proyecto de paso inferior comprende, además de la ejecución del marco de hormigón con sus respectivas aletas, la excavación necesaria para hacer posible la construcción del marco y el posterior relleno drenante.

Este proyecto constituye el Trabajo Final de Grado del autor, y se presenta para cumplir el requisito necesario para la obtención del título de Ingeniero Civil.

2. ANTECEDENTES

El proyecto de reposición del camino con la construcción del paso inferior fue propuesto al alumno como Trabajo Final de Grado por D. Julián Alcalá González, profesor de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Valencia y aprobado por la Comisión de Proyectos de la misma.

El profesor D. Julián Alcalá González, ha suministrado toda la información necesaria para hacer posible el desarrollo del trabajo final de grado.

El proyecto propuesto al alumno forma parte del proyecto de construcción de nombre “Proyecto de Construcción. Autovía del Mediterráneo. Tramo: Cocentaina – Muro de Alcoy. Provincia de Alicante Clave: 12-A-4010”. En dicho proyecto se incluye la construcción de la Autovía del Mediterráneo, realizando todas las obras necesarias para ello. Este trabajo final de grado, se va a centrar en la construcción de una de las estructuras necesarias para poder realizar dicha autovía, como es el paso inferior que se proyecta.

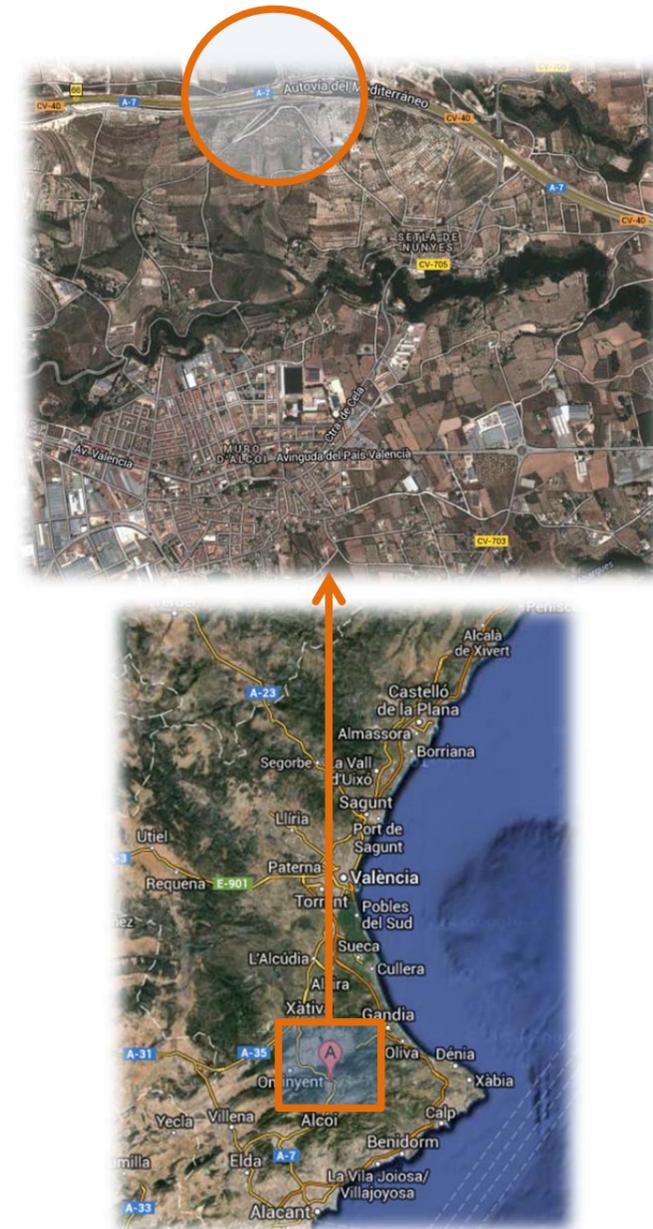
El paso inferior de hormigón armado tendrá unas dimensiones de 12.00 m. de gálibo horizontal interior, un gálibo vertical interior de 5.00 m. y una longitud de 31,2 m. Al marco van adosadas unas aletas para la contención de las tierras del terraplén que conforma la plataforma para la Autovía del Mediterráneo. Estas aletas forman un ángulo de 45º con el eje de la autovía en el extremo norte, y un ángulo de 30º también con el eje de la autovía en el extremo sur.

Se proyecta un tramo de camino inferior, correspondiente al tramo interior del marco, de 31,2 metros. La sección tipo del camino estará compuesta por dos carriles, ambos en el mismo sentido de circulación de 3,5 metros cada uno, con un arcén en el lado interior de la curva de 2,5 metros y un arcén en el lado exterior de 1,5 metros. Finalmente, dispone de unas cunetas, dispuestas también a cada lado del carril, de 0,5 metros de ancho.

3. SITUACIÓN ACTUAL

El tramo en estudio se ubica en la Comunidad Valenciana, concretamente en la provincia de Alicante. El proyecto se desarrolla íntegramente al norte del término municipal de Muro de Alcoy, concretamente, muy próximo a su pedanía Setla de Nunyes, y a una altura media de 399 m sobre el nivel del mar.

A continuación se muestra en el círculo naranja, la ubicación exacta del PK 10+278 de la Autovía del Mediterráneo en la que se proyecta el paso inferior:



La topografía de la zona es bastante abrupta, presentando una gran cantidad de valles y barrancos que generan una orografía accidentada y montañosa. Esta área se encuadra en una zona sinclinal situada en el extremo oriental del gran anticlinal de la Sierra de Mariola, colmatada por una serie margosa de edad miocena de la formación Tap. Las margas están tapizadas por materiales de edad cuaternaria, mayoritariamente tenazas del sistema Serpis-Agrés.

El paso inferior objeto de Proyecto permitirá a los vehículos poder cruzar la Autovía del Mediterráneo de norte a sur.

4. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

Para poder realizar la redacción del proyecto ha sido necesario un levantamiento cartográfico de la zona a estudiar.

Se ha empleado el levantamiento topográfico realizado en el “Proyecto de Construcción. Autovía del Mediterráneo. Tramo: Cocentaina – Muro de Alcoy. Provincia de Alicante Clave: 12-A-4010”, proporcionado por el profesor D. Julián Alcalá González.

Se colocarán tres bases de replanteo, haciéndolas coincidir con puntos fácilmente identificables de la zona.

Las bases de replanteo estarán dotadas de coordenadas x, y, z en el sistema UTM.

Se acompañan de listados de bases de replanteo.

	X (m)	Y (m)
BR-43	722897.24	4297438.07
BR-44	722941.092	4297441.36
BR-45	722927.709	4297487.88

Para la ejecución del “Proyecto de la reposición del camino en el PK 10+278 del tramo Cocentaina – Muro de Alcoy de la A7” se han de definir los puntos de replanteo que materialicen la estructura en el terreno. Así pues, habrá dos grupos de puntos:

- Los que definen la geometría del cajón en planta (1, 3, 5, 7)
- Los que definen los puntos finales de las aletas (2, 4, 6, 8)

Las coordenadas UTM de esos puntos son las que se muestran a continuación:

PUNTO	X	Y
1	722834.305	4297315.09
2	721568.798	4296038.83
3	720303.29	4294763.57
4	719037.783	4293489.31
5	717772.275	4292216.05
6	716506.768	4290943.8
7	715241.26	4289672.54
8	713975.753	4288402.28

5. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

La zona estudiada se encuadra geológicamente en el macizo norte de la provincia alicantina de la Comunidad Valenciana, y especialmente en los alrededores del término municipal de Muro de Alcoy. Este municipio se sitúa en las riberas del río Serpis, en la vertiente Este de Sierra de Mariola, en la comarca de El Comtat.

Este macizo está situado en las Cordilleras Béticas, se trata de una cadena de plegamiento alpino formada durante el Mioceno y que se divide en dos grandes formaciones:

- Penibéticas, que configuran el arco interior del Sistema, bordeando la costa y presentando las cumbres más elevadas.
- Subbéticas, configuradas como el arco exterior del plegamiento, paralela a la anterior y al norte de la misma, con macizos y serranías más suaves.

Concretamente, el PK 10+278 de la Autovía del Mediterráneo, en el que se encuadra el proyecto, se encuentra ubicado en el Prebético Externo. Los materiales que afloran en la banda cartografiada son de edad Miocena y Cuaternaria.

Nuestra área de estudio se encuadra en una zona sinclinal, situada en el extremo oriental del gran anticlinal de la Sierra de Mariola. Este sinclinal aparece colmatado por una serie

margosa de edad miocena que asignaremos a la formación Tap, aunque el conjunto tiene una edad dudosa e indiferenciada.

Estas margas aparecen intensamente tapizadas por materiales de edad cuaternaria, mayoritariamente terrazas del sistema Serpis-Agres y depósitos de Glacis, además de los depósitos más recientes (coluviales y aluviales).

Desde el punto de vista geotécnico, para poder determinar la interacción terreno-estructura en términos de esfuerzo es necesario conocer el coeficiente de balasto del suelo. En nuestro caso, esta magnitud sólo será requerida en el caso del marco de hormigón al ser ésta la estructura principal y por aplicársele modelos de cálculo más complejos. Por tanto, no se tendrá en cuenta para las aletas ya que dicha relación terreno-estructura se simplifica.

Para el cálculo del coeficiente de balasto se ha empleado la formulación de Köger y Scheidig, que depende tanto del ancho del marco como de la profundidad del estrato compresible.

La determinación del coeficiente de balasto con el terreno natural ha proporcionado un valor de $1,28 \text{ kp/cm}^3$, siendo este valor ya apto, por lo que no será necesaria la sustitución de terreno natural para la construcción del marco.

Posteriormente, se ha realizado la determinación de las leyes de empuje que ejerce el terraplén existente sobre los hastiales del marco. Para el cálculo de dichos empujes, desde el punto de vista geotécnico se tiene en cuenta un coeficiente de empuje que relaciona la presión vertical de un punto con la presión horizontal o empuje.

$$\sigma_h = k_i \cdot \sigma_v$$

Existen tres tipos de empuje: activo, pasivo y reposo. El empuje activo se produce en las situaciones en las que se supone que el terreno se está moviendo contra la estructura. Por otra parte, el empuje pasivo es todo lo contrario, se supone que la estructura se mueve contra el terreno. Por último, el empuje al reposo se desarrolla en situaciones en las que ni el terreno ni la estructura se mueven.

En este caso, solamente se ha tenido en cuenta el empuje activo y el empuje al reposo. Debido a que una estructura de estas características no experimentará deformaciones tales como para darse las condiciones de empuje pasivo.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de las leyes de empujes del terreno:

Coeficiente de empuje activo (k_a) = 0,333

Coeficiente de empuje al reposo (k_0) = 0,5

Densidad aparente (γ_{ap}) = 20 Kn/m^3

Ángulo de rozamiento interno (Φ') = 30°

	Profundidad (m)	Empuje Activo	Empuje al Reposo
		σ_{ha} (KN/m ²)	σ_{ho} (KN/m ²)
Techo	2.5	16.66	25
Solera	10.4	69.33	104

En lo que respecta al rozamiento negativo, debido a que en nuestro caso la altura de tierras sobre el marco es de solamente 2,5 metros en el punto de mayor altura. Se ha decidido no comprobar la existencia de este fenómeno, ya que puede considerarse que no se producirá.

A pesar de que no se realice la determinación del rozamiento negativo, cabe destacar que con la construcción de losas de transición se aminorará la hipotética aparición de este efecto.

Posteriormente, se ha realizado la comprobación de que las aletas cumplen los coeficientes mínimos de seguridad frente a carga de hundimiento, obteniendo los siguientes resultados:

Coeficientes de seguridad de las aletas 1 y 2		
Hundimiento	ELS Característica	2.7 > 2.6
	ELS Casi-permanente	6.07 > 3
	ELU Sismo	4.2 > 2.2

Coeficientes de seguridad de las aletas 3 y 4		
Hundimiento	ELS Característica	2.64 > 2.6
	ELS Casi-permanente	4.99 > 3
	ELU Sismo	4.82 > 2.2

Por último, se ha analizado la sismicidad zonal atendiendo a la normativa vigente que es la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07, la cuál establece los municipios con riesgo sísmico.

Esta normativa tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas obras en las que sea aplicable.

En la NCSP-07 las obras se clasifican de acuerdo con el uso al que se destinan y con los daños que puede ocasionar su destrucción. Las obras de este proyecto se clasifican de importancia especial, ya que los problemas ocasionados por la acción sísmica interrumpirían un servicio para la colectividad que se considera imprescindible, como lo es la Autovía del Mediterráneo.

Para tener en cuenta el efecto del sismo, se ha determinado una fuerza equivalente mediante el método del modo fundamental, y también una ley de empujes del terreno en sismo mediante el método de Mononobe – Okabe.

El método del modo fundamental consiste en averiguar una fuerza equivalente que habría que aplicar sobre la estructura, para simular los efectos producidos por el sismo. A parte de esta fuerza, como ya hemos mencionado, también hay que tener en cuenta que leyes de empujes produciría el terreno con la presencia de sismo.

La fuerza equivalente sobre la estructura es la siguiente:

$$F_{eq.sismo} = M \cdot a_c \cdot S_a = 123,25 \cdot 0,1165 \cdot g \cdot 2,857 = 402,432 \text{ KN}$$

Siendo:

- M : Masa que interviene en el movimiento de vibración. Se considera la masa de medio marco y la de las tierras que se encuentran sobre el marco.
- a_c : Aceleración sísmica de cálculo (obtenida en el apartado anterior).
- S_a : Espectro de respuesta elástica de aceleraciones, que se corresponde con el de un oscilador lineal simple.

Por otra parte, se ha calculado la ley de empujes que produciría el terreno en presencia del fenómeno del sismo, con esto ya quedaría caracterizada la acción sísmica por completo. Para ello, se recurre al método de Mononobe – Okabe como muestra el Anejo 6 de la NCSP - 07. Esta teoría se basa en la consideración de una ley de empujes inversa a la que se da en la situación estática, aumentando el empuje con la altura.

La formulación de la ley de empujes en presencia de acción sísmica es la siguiente:

$$E_{AD} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot H^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$$

Siendo:

- γ' : Peso específico aparente del terreno (KN/m³)

- H : Altura respecto a la solera (m)
- K_{AD} : Coeficiente de empuje activo dinámico
- K_{AE} : Coeficiente de empuje activo estático

Por tanto, la ley de empujes del terreno en presencia de sismo será de:

$$E_{AD} (0) = 0 \text{ KN/m}$$

$$E_{AD} (7,9) = 58,67 \text{ KN/m}$$

6. CLIMATOLOGÍA Y DRENAJE

Tomando como referencia estaciones termométricas y pluviométricas próximas a la zona de interés pertenecientes al Instituto Nacional de Meteorología, se obtendrían los datos necesarios para conocer la climatología propia de la zona. Debido a que no se sabe la duración concreta de la obra, no se ha tenido en cuenta el posible efecto desfavorable que puede causar la climatología en el desarrollo de la obra, ya que este se realizaría en función de los meses en los que tienen lugar las obras.

Con respecto al drenaje, diferenciaremos bien entre el drenaje en su aspecto más general, que recoge la caracterización pluviométrica de la zona de proyecto (estudio de precipitaciones, estudio hidrológico y obtención de caudal de diseño para las obras de drenaje a ejecutar) y el drenaje particularizado para el caso estudiado.

En el drenaje de las obras a ejecutar por el presente proyecto intervienen dos tipos de drenaje: el drenaje correspondiente al paso inferior y el drenaje correspondiente al camino a ejecutar.

La infiltración del agua procedente de las precipitaciones en el terraplén que conforma la plataforma de la L.A.V. puede causar serios problemas, es por esta razón, por la que para el drenaje del marco se dispondrá una lámina de geotextil protegiendo el trasdós de todos los elementos que estén en contacto con el terraplén además de la impermeabilización previa mediante una pintura asfáltica. Al pie del trasdós de cada muro se dispondrá un tubo dren de PVC ranurado doble pared de Ø 200 mm, que conducirá el agua drenada hacia el exterior del terraplén para que no afecte a la estructura evitando así las sobrepresiones que pudiera ocasionar.

Por tanto, los materiales a emplear son:

- Lámina drenante de geotextil de 200 g/m².
- Tubo dren de PVC ranurado doble pared de Ø 200 mm.

En el caso del drenaje del camino y teniendo en cuenta que éste no es de gran importancia, no se empleará ningún método especial de drenaje, de modo que para ello se tomarán una pendiente del 2% para que se ejecute el bombeo del camino y una pendiente longitudinal del 0.06 %, además de sendas.

Además, el drenaje del camino inferior se plantea como un sistema de cunetas que conducirán el agua a lugares alejados y que recogerán el agua procedente de la superficie pavimentada del camino. Debido a que teniendo en cuenta que el camino no es de gran importancia, no se empleará ningún método especial de drenaje, de modo que para ello se tomarán una pendiente del 2% para que se ejecute el bombeo del camino y una pendiente longitudinal del 0,06 %, además de sendas.

7. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Con el estudio de soluciones se pretende realizar la elección de la alternativa de ejecución del paso inferior más óptima para la realización del presente proyecto.

Para ello, se aplicarán unas técnicas multicriterio que ponderarán cada alternativa, de manera que se escogerá la alternativa con mejor puntuación ponderada.

Como se muestra en el “Anejo 05. Estudio de soluciones”, se han barajado diversas técnicas multicriterio para realizar la elección de la alternativa adoptada, siendo finalmente el método utilizado el método PRESS, originario de la Universidad Politécnica de Valencia, siendo su autor el profesor Eliseo Gómez-Senent Martínez.

Los criterios establecidos para su posterior asignación de pesos, son funcionalidad, economía, construcción (plazos y métodos), impacto ambiental y conservación.

Las alternativas han sido las siguientes:

- ALTERNATIVA A: Paso inferior prefabricado con paramento horizontal mediante losas fabricadas in situ.
- ALTERNATIVA B: Paso inferior ejecutado in situ mediante pórtico.
- ALTERNATIVA C: Paso inferior ejecutado in situ con forma de bóveda.
- ALTERNATIVA D: Paso inferior ejecutado mediante un cajón hincado.
- ALTERNATIVA E: Paso inferior ejecutado in situ mediante marco.
- ALTERNATIVA F: Paso inferior prefabricado en obra mediante marco.

A continuación, se van a mostrar las tablas realizadas para la ponderación de alternativas mediante el método PRESS, explicando brevemente cada uno de los pasos del método:

En primer lugar, se ha realizado una ponderación en peso de los criterios y se han valorado las alternativas:

CRITERIOS	PESOS	A	B	C	D	E	F
Funcionalidad	3	10	10	10	10	10	10
Construcción	3	5	6	4	4	9	8
Conservación	2	9	7	8	6	6	6
I. Ambiental	1	6	6	6	6	6	6
Economía	3	5	9	10	10	10	10
Máx:		10	10	10	10	10	10

En segundo lugar, se ha realizado la matriz de valoración, que sigue la siguiente fórmula:

$$Q_{ij} = \frac{x_{ij}}{x_{j,máx}} \cdot p_j$$

CRITERIOS	A	B	C	D	E	F
Funcionalidad	3	3	3	3	3	3
Construcción	1.5	1.8	1.2	1.2	2.7	2.4
Conservación	2.7	2.1	2.4	1.8	1.8	1.8
I. Ambiental	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
Economía	1.5	2.7	3	3	3	3

En tercer lugar, se ha realizado la matriz de dominación, que consistirá en comparar las ponderaciones de las alternativas, realizando la suma de las diferencias entre ponderaciones para los criterios en los que una alternativa gane a las otras:

	A	B	C	D	E	F	Di
A	0	0.6	0.6	1.2	0.9	0.9	4.2
B	1.5	0	0.6	0.9	0.3	0.3	3.6
C	1.5	0.6	0	0.6	0.6	0.6	3.9
D	1.5	0.3	0	0	0	0	1.8
E	2.7	1.2	1.5	1.5	0	0.3	7.2
F	2.4	0.9	1.2	1.2	0	0	5.7
di	9.6	3.6	3.9	5.4	1.8	2.1	

Por último, se han establecido los coeficientes que serán los indicadores que nos permitirán establecer que alternativa es la solución óptima.

A	0.44
B	1.00
C	1.00
D	0.33
E	4.00
F	2.71

Tras este estudio de soluciones desarrollado, alcanzamos la conclusión de que la manera más conveniente, bajo los criterios adoptados y su importancia dada, de solventar el problema presentado es realizando la construcción de un paso inferior ejecutado in situ mediante marco, la alternativa E.

Más adelante, en el “Anejo 06. Cálculo de Estructuras” se detalla la geometría de los elementos que componen esta solución. Este anejo constituye uno de los anejos fundamentales del presente proyecto.

8. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El presente proyecto dará solución a la reposición de un camino mediante un paso inferior que se materializara en una estructura tipo marco y que estará situado en el PK 10+278, muy próximo a la pedanía Setla de Nunyes del término municipal de Muro de Alcoy.

La longitud de la estructura viene condicionada por la curva que se ha proyectado que es de 31,2 metros de longitud, medidos en el carril interior de la calzada.

Las dimensiones interiores de la estructura son 12,00 x 5,5 metros, con un gálibo interior libre de 12,00 x 5,00 metros. Tanto la losa superior como la inferior tienen un espesor de 1,2 metros y los hastiales son de 1,00 metro de espesor.

La función de cimentación la realizará la losa inferior, que asentará directamente en el terreno.

Para la contención del terreno a la entrada y salida del marco, se han provisto unas aletas formando un ángulo de 45º con el eje de la Autovía del Mediterráneo en el extremo Norte y un ángulo de 35º en el extremo Sur. Estas aletas se cimentarán mediante zapata.

La altura de las aletas viene directamente condicionada por la altura del marco, pues estas arrancan directamente de él. Así pues, tendrán una altura en su comienzo de 6,7 metros hasta llegar, al final a una altura de 1 metro. Es muy común en la construcción de aletas, si son de gran longitud, realizar varios tramos de aleta, con diferentes dimensiones geométricas tanto del muro como de la zapata. En este caso, debido a que todas las aletas son de pequeñas longitudes entre 4,5 y 7,5 metros, se ha descartado dividir en varios tramos.

El coeficiente de balasto utilizado para el cálculo de la estructura es de $k = 1,28 \text{ kp/cm}^3$, que ha sido obtenido en el anejo geotécnico.

Los paramentos verticales tanto del marco como de las aletas se drenan mediante una capa drenante y un tubo rasurado de P.V.C. de 200 mm de diámetro, que permitirá evacuar las aguas que se filtren en el trasdós del marco.

Debido a que la altura de la construcción a realizar no es muy elevada, se procederá a su ejecución mediante una cimbra convencional que apoyará directamente sobre el terreno.

9. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

9.1 INSTRUCCIONES Y NORMAS APLICADAS

Para la elaboración del presente proyecto se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación:

- (1) CEN (2006). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón*. UNE-EN 1993-2:2013.
- (2) MINISTERIO DE FOMENTO (2008). *Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)*.
- (3) MINISTERIO DE FOMENTO (2011). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*.
- (4) MINISTERIO DE FOMENTO (2007). *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)*.
- (5) DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (1992). *Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso*.
- (6) DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Y CEDEX (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.
- (7) J.CALAVERA (1993). *Manual de detalles constructivos en obras de Hormigón Armado*.

9.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En primer lugar, se empelarán distintos tipos de hormigón dependiendo de la estructura y del elemento que vaya a conformar:

- Hormigón de limpieza HM-15 ($f_{ck}=15$ MPa).
- Hormigón en cimentaciones HA-30/P/20/IIa.
- Hormigón en alzados HA-30/P/20/IIa.

Las principales características del hormigón empleado en cimentaciones y alzados son:

- HA-30/P/20/IIa
 - ❖ Resistencia característica en compresión: 30 MPa
 - ❖ Consistencia Plástica
 - ❖ Tamaño máximo del árido: 20 mm
 - ❖ Ambiente de exposición: IIa – XC2
 - ❖ Coeficiente de seguridad ELU del hormigón: 1.5
 - ❖ Resistencia de calculo en compresión: 20 MPa

Por otra parte, se empleará en todos los elementos de armado del hormigón el acero tipo B-500SD. Sus principales características son:

- ❖ Resistencia característica de la armadura: 51000.00 T/m^2
- ❖ Coeficiente de seguridad en rotura: 1.15
- ❖ Resistencia de calculo de la armadura: 44347.83 T/m^2
- ❖ Modulo de elasticidad E_s : 2100000 T/m^2

9.3 ACCIONES A CONSIDERAR

9.3.1 ACCIONES PERMANENTES (G)

Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición. Las más importantes son:

- Peso propio: Es la acción debida a los elementos estructurales. El valor de dicha acción se obtiene a partir de las dimensiones específicas en los planos. Se considera un peso específico del hormigón de 25 Kg/m^3 .
- Cargas muertas: Es la acción debida a los elementos no estructurales, tales como las cargas de las tierras que se encuentran sobre el marco

9.3.2 CARGAS PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)

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

- Empuje activo: Es el mínimo valor de empuje al que están sometidos los hastiales.
- Empuje al reposo del terreno: Es el máximo valor de empuje al que están sometidos los hastiales. Es el incremento que sufre el empuje activo hasta alcanzar el empuje al reposo.

9.3.3 ACCIONES VARIABLES (Q)

Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura:

- Tren de cargas: Para realizar la simulación del tráfico se realizan las siguientes acciones sobre la estructura:
 - ❖ Sobrecarga repartida: Se trata de una sobrecarga uniforme de 9 KN/m^2 extendida en toda la plataforma de la losa superior del marco o en parte de ella, según sea mas desfavorable para el estudio.
 - ❖ Carro de cargas: Se trata de la sobrecarga de un vehículo cuyo eje longitudinal se considera paralelo al de la calzada, y esta formado por cuatro cargas de 300 KN cada una.
 - ❖ Sobrecarga en terraplenes adyacentes: Según la IAP-11, a efectos de cálculo del empuje del terreno sobre algún elemento del marco 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 .

9.3.4 CARGAS ACCIDENTALES (A)

Son aquellas que su probabilidad de que se ocasionen es pequeña, pero si sucediesen serían de gran importancia.

- Sismo: Según la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSP-07, no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento a_b cumpla que $a_b < 0.04g$, donde g es la aceleración de la gravedad. Tampoco será necesaria la consideración de las acciones sísmicas en las situaciones en que la aceleración sísmica horizontal de cálculo a_b cumpla que $a_b < 0.04g$.

9.4 NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

9.4.1 NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD

9.4.1.1 CONTROL DE EJECUCIÓN

A continuación se especifican los niveles de control de ejecución para cada elemento de la estructura:

- Cimentaciones: Control a nivel INTENSO.
- Marco: Control a nivel INTENSO.
- Aletas: Control a nivel INTENSO.

El control a nivel intenso exige que el constructor posea un sistema de calidad propio, auditado de forma externa, y que la elaboración de la ferralla y los elementos prefabricados, en caso de existir, se realicen en instalaciones industriales fijas y un sistema de certificación voluntario.

3.4.1.2 CONTROL DE MATERIALES

A continuación se muestra el control realizado en cada uno de los materiales de la estructura:

- Hormigón: Control a nivel ESTADÍSTICO.
- Acero: Control a nivel NORMAL.

El control estadístico en el hormigón es de aplicación general en obras de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón pretensado.

El control a nivel normal en el acero se aplica a todas las armaduras, tanto activas como pasivas.

3.4.2 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Se siguen las prescripciones del Eurocódigo 2, teniendo en cuenta los niveles de control señalados en el apartado anterior. A continuación, se señalan los coeficientes de seguridad que se utilizarán en el cálculo del marco:

- Estados límite últimos (ELU): Los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos en situación persistente o transitoria son:

❖ Hormigón: $\gamma_c = 1.50$

❖ Acero: $\gamma_s = 1.15$

Y para la situación accidental son:

❖ Hormigón: $\gamma_c = 1.30$

❖ Acero: $\gamma_s = 1.00$

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones en situación persistente o transitoria son:

ACCIÓN	EFECTO		
	FAVORABLE	DESFAVORABLE	
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	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

➤ Estados límite de servicio (ELS): Los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite de Servicio en situación persistente o transitoria son:

- ❖ Hormigón: $\gamma_c = 1.00$
- ❖ Acero: $\gamma_s = 1.00$

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones en situación persistente o transitoria son:

ACCIÓN	EFECTO		
	FAVORABLE	DESFAVORABLE	
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	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

9.5 COMBINACIONES DE CÁLCULO

3.5.1 PRINCIPIOS GENERALES

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecerán las posibles combinaciones de acciones. Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán simultáneamente para una comprobación determinada.

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinada y una o varias acciones variables concomitantes. Cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

3.5.2 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

Para las distintas situaciones de proyecto en estados límite últimos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situación permanente o transitoria:

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

- Situación accidental:

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

- Situación sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Siendo:

- $G_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanentes.
- $G^*_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanente de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado

- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variables determinante.
- A_k Valor característico de la acción accidental.
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

3.5.3 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

Para los Estados Límite de Servicios se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación poco probable:

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación cuasipermanente:

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

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:

- $\Psi_0 = 0,6$
- $\Psi_1 = 0,5$
- $\Psi_2 = 0,2$

9.6 PROGRAMA DE CÁLCULO UTILIZADO (SAP2000)

Para el cálculo del paso inferior se ha recurrido a su modelización en el potente programa informático de cálculo SAP2000 (Versión 16.0.0). Computers and structures, Inc., 2013.

SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelización, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.

En este caso, se ha realizado un modelo bidimensional de la sección tipo del marco formado por nudos y barras como se explicará detalladamente en el apartado "4.1 Modelización de la estructura" del Anejo nº IV: Cálculo de la estructura.

9.7 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para la realización del cálculo del paso inferior, se ha empleado un modelo de elementos finitos tipo marco formado por nudos y barras. Para ello, se ha utilizado el programa informático SAP2000 como ya hemos mencionado en el apartado anterior.

En dicho programa, la estructura queda modelizada mediante una sección transversal de un metro de espesor. Las dimensiones de esta sección son las de los gálibos (horizontal y vertical) interiores libres del paso inferior más la mitad de los espesores. Por tanto, el gálibo vertical total será igual al libre vertical más la mitad del espesor de la solera y del dintel. Por otra parte, el gálibo horizontal total será igual al libre horizontal más la mitad del espesor de cada hastial.

Una vez establecidas las características geométricas de la sección transversal que modeliza la estructura, podemos establecer que las dimensiones transversales para realizar los cálculos son de 13 metros de ancho (12 metros de gálibo libre y 1 metro de dos veces medio espesor de los hastiales) y 6,7 metros de alto (5,5 metros de gálibo libre, 0,6 metros del espesor de media solera y 0,6 metros del espesor de medio dintel).

Para la posterior explicación, se ha realizado al final de este apartado un croquis del modelo con una numeración que no se corresponde con la del modelo introducido en SAP2000. Se ha decidido establecer esta numeración para facilitar la comprensión. En el modelo introducido en SAP2000, se ha realizado un rectángulo de dimensiones 13 m x 6 m, para posteriormente ser dividido cada uno de sus lados en 10 barras. Por ello, la numeración esta mezclada, y se ha considerado que el croquis lleve otra numeración

La losa inferior queda representada en este modelo mediante 10 barras horizontales (de la barra 31 a la 40) y 11 nudos (del nudo 31 al 1). Estos elementos se han caracterizado con los materiales y las secciones adecuadas:

- $A=1,2 \text{ m}^2$
- $I=0.144 \text{ m}^4$
- $E=2726400 \text{ T/m}^2$
- $W=0.24 \text{ m}^4$

Los hastiales quedan representados en la rebanada por 10 barras verticales cada uno (de la barra 1 a la 10 en el hastial izquierdo y de la 21 a la 30 en el hastial derecho) y por 11 nudos (del nudo 1 al 11 en el hastial izquierdo y del 21 al 31 en el hastial derecho). En este caso, a los elementos se les asigna la sección y los materiales siguientes:

- $A=1 \text{ m}^2$
- $I=0.0833 \text{ m}^4$
- $E=2726400 \text{ T/m}^2$
- $W=0.1667 \text{ m}^4$

Para el caso de la losa superior, al igual que en el caso de la losa inferior, la rebanada se ha modelizado con 10 barras horizontales (de la barra 11 a la 20) y 11 nudos (del nudo 11 al 21). Los elementos se han caracterizado con las secciones y los materiales siguientes:

- $A=1,2 \text{ m}^2$
- $I=0.144 \text{ m}^4$
- $E=2726400 \text{ T/m}^2$
- $W=0.24 \text{ m}^4$

El apoyo de la losa inferior sobre el terreno natural se modeliza mediante una serie de muelles verticales unidos a los distintos nudos entre barras que forman la losa inferior en la rebanada. Dichos muelles tienen una rigidez que se estimará, en función del módulo de balasto del terreno de apoyo, de la siguiente forma:

$$\text{Rigidez (KN/m)} = \text{Módulo de balasto (KN/m}^2) \times \text{Área de influencia (m}^2)$$

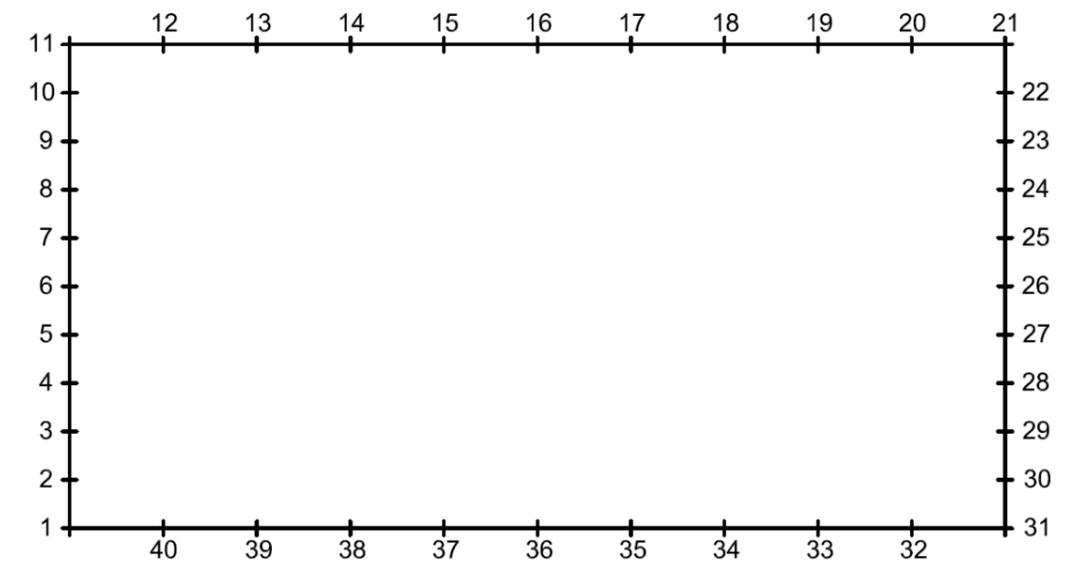
El dimensionamiento de la losa de cimentación se realizará con el módulo de balasto obtenido en el anejo geotécnico que es de:

$$K = 12800 \text{ KN/m}^2$$

Como el eje de la solera tiene un ancho de 13 metros, y esta dividido en 10 barras de 1,3 metros de longitud cada una, la rigidez de cada muelle será:

$$\text{Rigidez} = 12800 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,3 \text{ m} = 16640 \text{ KN/m}$$

A continuación, se muestra el croquis que representa el modelo de barras y nudos utilizado para realizar los cálculos. En el se puede ver la numeración que se ha dado a las barras y a los nudos:



9.8 VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

9.8.1 ESFUERZOS

Una vez calculadas todas las cargas, se le aplicará a la estructura de elementos finitos modelizada en el apartado 4.1 del anejo nº IV: Cálculo de la estructura.

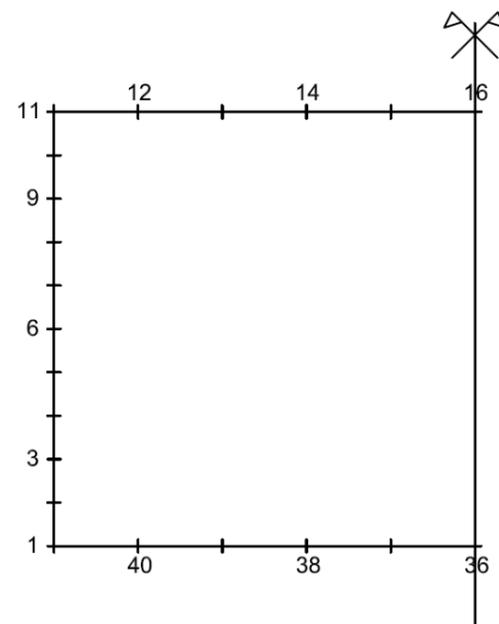
Estas cargas se combinan según lo indicado en el apartado 3.5.2 del anejo mencionado,, y a partir de estas, se obtienen las envolventes correspondientes a cada una de ellas.

De estas envolventes obtenemos los valores máximos y mínimos de los axiles, cortantes y flectores. Estos valores serán los que utilizemos para el dimensionamiento de la armadura.

9.8.2 ELU DE FLEXOCOMPRESIÓN

La determinación de la armadura necesaria a disponer en cada una de las partes del marco para que éste resista los esfuerzos de flexocompresión a los que se va a ver sometido a lo largo de su vida útil se realizará en función de las envolventes de esfuerzos obtenidas mediante la consideración de Estado Límite Último de flexión y de axil.

Se tomarán, de las envolventes obtenidas, los valores máximos y mínimos de los momentos flectores y se realizarán todas las combinaciones posibles entre ellos, obteniendo así los casos más desfavorables. Estos valores se han tomado en unos nudos determinados de la sección utilizada para la realización del modelo estructural. Así pues, los nudos que se toman son sólo de medio marco ya que las envolventes serán simétricas, debido a la simetría de la estructura. Concretamente, los nudos son los siguientes:



9.8.2.1 ARMADO DE LA LOSA SUPERIOR

Según los cálculos realizados en el anejo nº IV: Cálculo de la estructura, el armado a disponer en la losa superior será el siguiente:

- ❖ Armado de flexión superior: Estará formado por una armadura de $\varnothing 32/30$ que se coloca para resistir la flexión en la unión con los hastiales y además por una armadura de refuerzo en la esquina del marco de $\varnothing 25/15$ diseñada para resistir los picos de flexión negativa que se alcanzan en la unión. Este refuerzo se alargará a lo largo de la losa 4,40 metros.
- ❖ Armado de flexión inferior: Estará formado por una armadura base de $\varnothing 32/15$ a la que se le añadirá un refuerzo en la parte central de $\varnothing 20/30$ con una longitud de 6,5 metros.
- ❖ Armado de reparto: Se calcula a partir de unos mínimos mecánicos y unos geométricos. Además, tiene que cumplir ser un 20% de la armadura principal. En este caso, se han dispuesto $\varnothing 20/30$ en ambas caras de la losa.

9.8.2.2 ARMADO DE LA LOSA INFERIOR

El armado a disponer en la losa inferior, debido a la similitud de armadura necesaria con la de la losa superior, se ha decidido que sea el mismo.

9.8.2.3 ARMADO DE LOS HASTIALES

Los hastiales son idénticos y con que calculemos la armadura para uno de ellos, será suficiente para conocer la armadura que ha de disponerse en el otro, ya que soportarán los mismos esfuerzos por ser simetría la estructura.

Según los cálculos realizados en el anejo nº IV, el armado a disponer será el siguiente:

El armado a disponer en los hastiales será el siguiente:

- ❖ Armado vertical en el trasdós: Estará formado por una armadura base de $\varnothing 32/30$ a la que se le añadirá el refuerzo de las esquinas del marco, ya mencionado anteriormente en los apartados de losa, que es de $\varnothing 25/15$ y se prolongará a lo largo de los hastiales 3,15 metros. La armadura base de los hastiales se dividirá en 2, para que mientras se está construyendo la losa inferior, no estén ya colocadas las armaduras completas de los hastiales de unos casi 7 metros. Estos dos tramos de armaduras se solaparán en la parte inferior del hastial. Por tanto, durante la construcción de la losa inferior, solamente habrán esperas de 1 metro de altura. Esto puede verse en los planos de armado del proyecto.

- ❖ Armado vertical en el intradós: Estará formado por una armadura base de Ø16/30 a la que se le añadirán las esperas de la solera de 1 metro de altura y las correspondientes al refuerzo de la esquina que se prolongarán a lo largo del hastial 3,15 metros, al igual que en el armado del trasdós.
- ❖ Armado de reparto: Se calcula a partir de unos mínimos mecánicos y unos geométricos.. En este caso, se ha decidido realizar una disposición del 60% de la armadura de reparto en la cara vista del hastial y el 40% restante en la cara del trasdós. Este reparto produce que la disposición sea de Ø16/20 en la cara vista y de Ø16/25 en la cara del trasdós.

9.8.3 ELU DE CORTANTE

La determinación de la armadura necesaria a colocar en cada una de las partes del marco para que éste resista los esfuerzos de cortante a los que se va a ver sometido a lo largo de su vida útil se realizará en función de las envolventes de esfuerzos obtenidas mediante la consideración de Estado Límite Último de cortante. Se tomarán de las envolventes obtenidas los valores máximos y mínimos de los cortantes y de sus axiles concomitantes sobre los nudos que forman el modelo de cálculo, previamente ya indicados.

Para comprobar si es necesaria armadura de cortante, se compara el cortante en un punto, con el valor de cálculo para la resistencia a cortante, que puede encontrarse en el apartado 6.2.2 del Eurocódigo 2 y es el siguiente:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

Con un mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min.} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Por otra parte, si se necesita armadura de cortante, también hay que realizar la comprobación de agotamiento por compresión en el alma que se encuentra en el apartado 6.2.3 del Eurocódigo 2, y es la siguiente:

$$V_{Rd,máx.} = a_{cw} b_w z v_l f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

9.8.3.1 ARMADURA DE CORTANTE DE LA LOSA SUPERIOR

Como conclusión de todas las comprobaciones y necesidades de armado realizadas para la losa superior, además de las consideraciones geométricas para la disposición constructiva de estas, se ha dimensionado una armadura de cortante de cercos de Ø20/30 cuyas dimensiones son 30 cm x 113 cm, dispuestos desde los extremos de la losa y hasta una longitud de 5,2 metros.

9.8.3.2 ARMADURA DE CORTANTE DE LA LOSA INFERIOR

Debido a que tanto la losa inferior como la superior tienen necesidad de cortante muy similares, se ha dimensionado la misma armadura para ambas. Una armadura de cortante de cercos de Ø20/30 cuyas dimensiones son 30 cm x 113 cm, dispuestos desde los extremos de la losa y hasta una longitud de 5,2 metros.

9.8.3.3 ARMADURA DE CORTANTE EN HASTIALES

Como se ha indicado anteriormente, en los hastiales se tiene un estado de flexocompresión, es por esta razón por la que en el cálculo de la armadura de cortante va a intervenir también el esfuerzo axil y el cortante máximo.

Como conclusión de todas las comprobaciones, no se necesita armadura de cortante en los hastiales.

9.9 VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

9.9.1 CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA

Para la combinación de esfuerzos del estado límite de servicio Cuasipermanente no se debe superar una abertura máxima de fisura $w_{máx}$, que vienen estipuladas por la norma y varían en función de la clase de exposición y el tipo de hormigón necesario.

En el proyecto, el ambiente de exposición es el XC2 para todos los elementos de la estructura. Por otra parte, el tipo de hormigón de estas estructuras es armado. Para esta clase de exposición y este tipo de hormigón la abertura deberá ser: $w_k \leq w_{máx} = 0,3$ mm; siendo w_k la abertura característica de fisura.

Cabe destacar que no se considerará la abertura de fisura en los hastiales.

Como conclusión de todas las comprobaciones de este apartado, no es necesaria la ampliación de la sección de armadura por criterio de fisuración, ya que se cumplen todas las comprobaciones aquí expuestas.

9.10. CÁLCULO DE LAS ALETAS

Una vez se ha ejecutado el marco de hormigón armado in situ, se llevan a cabo los trabajos de construcción de las aletas, que serán los elementos de contención de las tierras del terraplén, que tiene un talud 3H:2V, ubicados de tal manera que se permita la visibilidad para el tráfico que circule a través de este paso inferior garantizando y asegurando la seguridad. También se ejecutarán in situ adosadas a los hastiales y separadas de estos por una junta.

9.10.3 SECCIONES TIPO

Las aletas se han calculado como muros ménsula que están sometidos en su trasdós a la acción del terreno.

Las aletas se disponen formando un ángulo con el eje de la Autovía del Mediterráneo, dicho ángulo para las dos aletas norte es de 45 grados, siendo de 35 grados para las dos aletas sur.

Las longitudes de estas son variables, en función de la caída de tierras existente, y se sitúan entre 4,5 y 7,5 metros. Además, tendrán una altura variable desde 6,7 metros en el extremo en contacto con el marco y 1 metro en el extremo final.

Para su ejecución y como consecuencia de que la sobrecarga solamente actúa en la parte de la aleta más próxima al tráfico, en este caso, la zona que está inmediatamente unida al hastial, se suelen dividir las aletas en varios tramos para realizar un cálculo optimizado. En este caso, debido a que las longitudes de todas las aletas son muy pequeñas, se ha desechado la división en varios tramos.

Debido a la igualdad de geometría entre las aletas con mismo ángulo respecto al eje de la Autovía del Mediterráneo, sólo se necesitan 2 secciones tipo para definir cada par de aletas. Por tanto, el dimensionamiento se realizará para las secciones tipo, extrapolando las disposiciones para las longitudes de aletas correspondientes.

Como conclusión, para el cálculo sólo necesitaremos 2 secciones tipo que son las siguientes:

- SECCIÓN 1: Aletas norte, con ángulo de inclinación respecto al eje de la Autovía del Mediterráneo de 45 grados.
- SECCIÓN 2: Aletas sur, con ángulo de inclinación respecto al eje de la Autovía del Mediterráneo de 35 grados.

Las dimensiones de cada una de las secciones tipo se definirán atendiendo a los siguientes criterios:

- El ancho del muro será constante y tendrá un valor de $0,1 \cdot H$ o mayor, siendo H la altura del muro.
- El canto de la zapata será ligeramente superior al ancho del muro y de valor constante, en este caso se toma un valor de $0,1 \cdot H + 0,1$, es decir, se incrementa en 10 centímetros el ancho del muro.

De esta manera, siguiendo estos dos criterios, las secciones quedarían con la siguiente misma geometría, a falta de determinar las dimensiones de la puntera y del talón del muro ménsula que serán las que diferencien la sección tipo de las aletas del norte de la sección tipo de las aletas del sur:



9.10.4 ACCIONES CONSIDERADAS

Para el dimensionamiento de las aletas, como para cualquier otra estructura, se tienen en cuenta las acciones a las que se ve sometida esta estructura, de contención en este caso. Se toman las siguientes acciones:

- Peso propio de la estructura.
- Empuje del terreno.
- Sobrecarga de uso de valor 10 KN/m^2 .

9.10.5 COMPROBACIONES DE SERVICIO

Se realizarán las siguientes comprobaciones, tanto para el caso en el que hay sobrecarga como para el caso en el que no la hay:

- Seguridad al vuelco.
- Seguridad al deslizamiento.
- Tensión admisible en cimentación.

A continuación, se muestra una tabla resumen con los coeficientes de seguridad mínimos que deben respetarse para cada comprobación y en cada combinación:

Coeficientes de seguridad mínimos	Combinación Característica	Combinación Casi-Permanente	Combinación Accidental
Hundimiento	2.6	3	2.2
Deslizamiento	1.3	1.5	1.1
Vuelco	1.8	2	1.5

Realizando los pertinentes cálculos se llega a la geometría que proponemos como solución que se describe en base a las comprobaciones realizadas. A continuación se muestra la geometría propuesta y los resultados de las comprobaciones realizadas para cada una de las aletas:

➤ ALETAS NORTE:

p (m)	1
t (m)	2.2

Coeficientes de seguridad		
Hundimiento	ELS Característica	2.70
	ELS Casi-permanente	6.07
	ELU Sismo	4.20
Deslizamiento	ELS Característica	2.47
	ELS Casi-permanente	14.48
	ELU Sismo	5.09
Vuelco	ELS Característica	2.27
	ELS Casi-permanente	10.49
	ELU Sismo	2.89

➤ ALETAS SUR:

p (m)	1.2
t (m)	2.5

Coeficientes de seguridad		
Hundimiento	ELS Característica	2.72
	ELS Casi-permanente	5.13
	ELU Sismo	4.90
Deslizamiento	ELS Característica	2.36
	ELS Casi-permanente	13.67
	ELU Sismo	18.51
Vuelco	ELS Característica	2.36
	ELS Casi-permanente	10.92
	ELU Sismo	19.89

9.10.5 VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

9.10.5.1 ELU DE FLEXIÓN SIMPLE

La determinación de la armadura de flexión que conforma el muro de las aletas se realizará analizando los siguientes puntos:

- La sección inferior del muro en su unión con la losa (punto 1).
- La sección del muro a 3H/4 de la parte superior de este (punto 2), o lo que es lo mismo, a H/4 de la sección inferior del muro.

A continuación, se detallan los resultados del cálculo de armado del muro de las aletas

➤ ARMADURA VERTICAL DEL TRASDÓS

Se dispone en las cuatro aletas una armadura formada por $\varnothing 25/12,5$ desde la sección inferior del muro hasta H/4, donde la mitad de las barras comenzarán a solaparse hasta una longitud de solape que es de 1,5 metros (la longitud total de las barras será de 3,175 metros. Y a partir de H/4 continuarán $\varnothing 25/25$ hasta el final del muro.

➤ ARMADURA VERTICAL DEL INTRADÓS. SECCIÓN TIPO 1 (ALETAS NORTE).

Se dispone en las cuatro aletas una armadura formada por $\varnothing 16/15$ desde la sección inferior del muro hasta H/4, donde la mitad de las barras comenzarán a solaparse hasta una longitud de solape que es de 1 metro (la longitud total de las barras será de 2,675 metros. Y a partir de H/4 continuarán $\varnothing 16/30$ hasta el final del muro.

➤ ARMADURA HORIZONTAL DEL MURO. SECCIÓN TIPO 1 (ALETAS NORTE).

Se dispone en las cuatro aletas una armadura formada por $\varnothing 16/20$ en la cara vista y $\varnothing 16/30$ en la cara del trasdós.

Por otra parte, la armadura de flexión que conforma la zapata es la siguiente:

➤ ARMADURA SUPERIOR DE FLEXIÓN

Esta armadura se corresponde con $\varnothing 16/15$ en las aletas del norte y con $\varnothing 20/15$ en las aletas del sur.

➤ ARMADURA INFERIOR DE FLEXIÓN.

Esta armadura se corresponde en ambas secciones con $\varnothing 16/15$.

➤ ARMADURA DE REPARTO.

Para ambas secciones, la armadura de reparto de la cara superior será de $\varnothing 12/30$. Por otra parte, la armadura de reparto de la cara inferior será la misma ya que se ha dispuesto la misma armadura longitudinal.

9.10.5.2 ELU DE CORTANTE

La sección del muro para la que se va a realizar la comprobación de Estado Límite Último de cortante es la que se encuentra a un canto útil de la base del muro, es decir, la sección a una altura igual a un canto útil.

Por otra parte, las secciones para las que se va a realizar la comprobación de Estado Límite Último de cortante en la zapata son las que se encuentran a un canto útil del muro. Por tanto, tendremos dos secciones de referencia en la zapata para realizar la comprobación, una a cada lado del muro.

Como conclusión de las comprobaciones realizadas, se ha aumentado el ancho del muro de la sección tipo 2 (aletas sur) hasta 0,8 metros. Así, no es necesaria armadura de cortante en ninguna aleta.

9.10.5.3 ELS DE FISURACIÓN

Una vez realizado el dimensionamiento de la armadura mediante los Estados Límite Últimos, se procede a la verificación de los Estados Límite de Servicio de Fisuración, como ya se ha realizado anteriormente con el marco, es decir, la abertura máxima de fisura en las aletas no debe superar la abertura máxima.

Para un hormigón armado cuya clase de exposición es XC2, la abertura de fisura máxima se limita mediante la siguiente relación: $w_k \leq w_{m\acute{a}x} = 0,3$ mm; siendo w_k la abertura característica de fisura.

El fenómeno de la fisuración se estudiara en la intersección de la losa con el plano del trasdós del muro, ya que si no cumple puede provocar la aparición de fisuras en la parte superior de la losa.

Como conclusión de las comprobaciones, no fisura ninguno de los puntos estudiados. Por tanto, cumple la verificación de los Estados Límite de Fisuración.

10. FIRMES Y PAVIMENTOS

Se han estudiado, analizado y comparado desde un punto de vista técnico, constructivo y económico las distintas alternativas de firme para todas las calzadas a proyectar, y se seleccionan y definen las secciones estructurales tipo más idóneas en cada caso, tanto para la carretera inferior como la superior.

La determinación del firme se va a realizar en función de diferentes factores como las características del tráfico y el drenaje necesario para evacuar las aguas superficiales que afecten al camino.

Para ello se ha tenido en cuenta la instrucción de carreteras 6.1 IC relativa a “firmes”. Mediante esta instrucción, siguiendo todas sus normas y recomendaciones, se ha llegado a la solución óptima y más adecuada para las condiciones existentes. También se ha tenido en cuenta para la definición de las características de las distintas capas de los firmes las indicaciones del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3).

Se establece que la categoría de tráfico pesado a considerar en la calzada superior es la denominada T1, atendiendo a lo dispuesto en la mencionada norma de dimensionamiento. De la misma forma, se establece que el firme proyectado queda caracterizado con una categoría de tráfico pesado correspondiente a T2. Por tanto, se seguirán las normas relativas a estas categorías de tráfico para la definición de la sección de firme necesaria en las calzadas.

Se propone, como sección estructural del firme para la categoría de tráfico T1, según el estudio de secciones óptimas realizado, la sección estructural tipo 121 del catálogo de la Norma 6.1-I.C, que estará compuesta por 30 cm de mezclas bituminosas y 25 cm de zahorra artificial, habiendo descartado las secciones 122, 123 y 124, las cuales utilizan suelocemento, gravacemento y hormigón.

El espesor total de mezcla bituminosa se subdivide a su vez en las siguientes capas:

- 3,0 cm de mezcla bituminosa discontinua en caliente tipo M-10, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-2 se denomina BBTM 11B, constituyendo la capa de rodadura.
- 5,0 cm de mezcla bituminosa semidensa tipo S-20, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-1 es AC22 bin S, en la capa intermedia.
- 7,0 cm de mezcla bituminosa gruesa tipo G-20, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-1 es AC22 base G, como base bituminosa 1.

- 15,0 cm de mezcla bituminosa gruesa tipo G-25, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-1 es AC32 base G, como base bituminosa 2, distribuida en dos capas de 7 y 8 cm cada una.

Entre cada una de las capas de mezcla bituminosa se extiende un riego de adherencia (generalmente de tipo ECR-1, y ECR-2m cuando vamos a colocar una capa de mezcla bituminosa discontinua).

Sobre la capa de zahorra artificial y antes de colocar la base bituminosa, se extenderá igualmente un riego, en este caso de imprimación (tipo ECI).

De igual modo, sobre las capas estabilizadas con conglomerantes hidráulicos (en este caso “cal”), se procederá a extender un riego de curado al objeto de dar impermeabilidad a toda su superficie.

Con respecto a los arcenes, se han seguido igualmente las prescripciones contenidas en el apartado 7 de la ya citada Norma en cuanto a su composición.

En cuanto a los arcenes (tanto interior como exterior), de 1,50 y 2,50 m de ancho respectivamente, el firme a colocar se compone de:

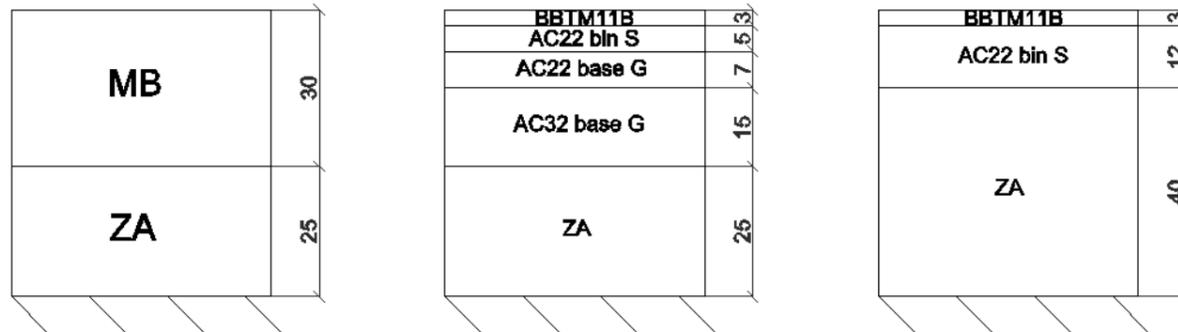
- 15,0 cm de mezclas bituminosas, dividida en dos capas, una de 3,0 cm de mezcla bituminosa discontinua de tipo M-10, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-2 se denomina BBTM 11B, y otra inferior con 12 cm de mezcla tipo S-20, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-1 es AC22 bin S, construidas en continuación de las de la calzada.
- 40,0 cm de zahorra artificial drenante (dividida en dos capas de 15 y 25 cm respectivamente), enrasando con la capa intermedia bituminosa y llegando a la explanada, con objeto de satisfacer los espesores máximos que marca la Norma (tabla 5) para este tipo de material

Al igual que en la calzada, entre las dos capas bituminosas deberá extenderse un riego de adherencia; análogamente, entre la capa de material granular formada por zahorra artificial y la capa contigua de mezcla bituminosa se extenderá un riego de imprimación.

Esta distribución de la sección estructural en los arcenes consigue, al mantener los mismos materiales (concretamente se sustituyen los 7 cm de AC22 base G del tronco por 7 cm de AC22 bin S, ya que la Norma especifica que el espesor de las capas de rodadura e intermedia no bajarán en ningún caso de 15 cm sobre zehorras artificiales) y espesores de capas que en la calzada principal, una perfecta coordinación en la construcción de toda la plataforma, y por otra parte evita la aparición de nuevas unidades de obra.

En cuanto al firme a disponer en la mediana se adoptará en prolongación el firme del tronco, con las mismas consideraciones que las realizadas para el mismo.

Por último, se establece la categoría de la explanada. Esta depende del tipo de suelo de la explanación o de la obra de tierra subyacente. En nuestro caso, teniendo en cuenta todos los criterios establecidos en la Norma 6.1 IC, se establece una categoría de explanada E2, constituida por 25 cm de suelo estabilizado “in situ” con cal tipo S-EST2 + 25 cm de suelo estabilizado “in situ” de suelo estabilizado con cal tipo S-EST1.



Por otra parte, el firme proyectado queda caracterizado con una categoría de tráfico pesado correspondiente a T2 como ya hemos mencionado anteriormente, por lo que la sección tipo de firme a utilizar en los ramales del mismo será la numerada como la 221 en el catálogo de secciones de Firme de la Norma, descartando de nuevo las secciones con suelocemento, gravacemento y hormigón (222, 223 y 224) ya que se dispone explanada tipo E2.

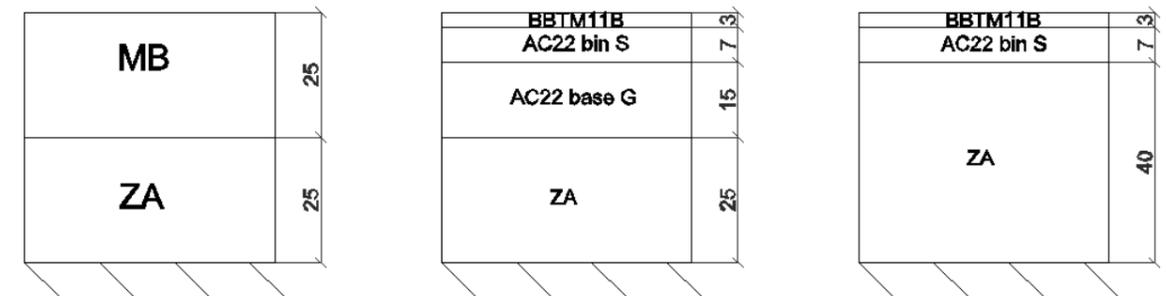
Dicha sección está compuesta con toda la anchura de la calzada por 25 cm de mezclas bituminosas y 25 cm de zahorra artificial, distribuidos de la siguiente forma:

La calzada y arcén interior constan de:

- 3,0 cm de mezcla bituminosa discontinua de tipo M-10, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-2 se denomina BBTM 11B, en rodadura.
- 7,0 cm de mezcla bituminosa en caliente de tipo S-20, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-1 es AC22 bin S, en la capa intermedia.
- 15,0 cm de mezcla bituminosa en caliente de tipo G-20, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-1 es AC22 base G, en capa de base.
- 25,0 cm de zahorra artificial.

En cuanto al arcén exterior, estará compuesto por:

- 3,0 cm de mezcla bituminosa discontinua de tipo M-10 que en la nueva denominación UNE-EN 13108-2 se denomina BBTM 11B, en rodadura.
- 7,0 cm de mezcla bituminosa en caliente de tipo S-20, que en la nueva denominación UNE-EN 13108-1 es AC22 bin S, en la capa intermedia.
- 40,0 cm de zahorra artificial, distribuidos en 2 capas cada una de ellas de 20 cm.



11. PROCESO CONSTRUCTIVO

En primer lugar, se empezará desbrozando el área destinada a instalaciones, acopios de materiales, etc., al mismo tiempo que se procede al replanteo general y al vallado perimetral.

Una vez existan las instalaciones que permitan satisfacer las condiciones de seguridad e higiene básicas comenzarán las labores de excavación destinadas a instalar las estructuras de hormigón armado.

Luego se desbrozarán los alrededores de la traza del marco y las aletas, y se procederá al vaciado del terraplén existente y a su posterior excavación hasta la profundidad de un poco mayor que la de su cota de cimentación (10 cm) para colocación de zahorras de regulación), distinguiendo el tipo de material para su correcto acopio, ya que por un lado, parte del material granular extraído será utilizado para la formación de los rellenos localizados de material drenante en los trasdoses de los muros de las aletas. Entonces, tras un adecuado preparado del fondo, que incluirá compactación y nivelación con zahorras, se alzarán las diferentes partes de las estructuras.

Primero se comenzará con la construcción de la solera del marco, realizando las tareas normales, de ferrallado, colocado de armaduras, encofrado y hormigonado. Lo mismo ocurrirá a continuación con los hastiales del marco. El dintel se construirá en último lugar y exigirá el montaje de la cimbra necesaria para sostener su encofrado horizontal. Cabe decir que se ha

supuesto que el hormigón es perfectamente desencofrante a los 7 días de edad, a efectos de programación de las obras, y teniendo en cuenta que durante la construcción prácticamente los únicos esfuerzos que actuarán serán los derivados del peso propio.

Una vez finalizado el proceso de construcción del marco se procederá a la construcción de las aletas, primero se comenzará, al igual que en el marco, con la solera, y después con los alzados de las aletas, realizando las tareas de que se compone, colocado de armaduras, encofrado y hormigonado.

Una vez realizadas todas las tareas anteriores, y todos los paramentos verticales estén desencofrados se podrá proceder al impermeabilizado de sus superficies mediante la aplicación de pintura asfáltica y de una lámina drenante que concluirá inferiormente en el tubo dren, a cuya colocación procederá la ejecución del relleno de arena para cama de asiento. Un poco más habrá de esperar, sin embargo, para poder aplicar la emulsión bituminosa del techo ya que el dintel habrá sido ejecutado más recientemente. Para finalizar con las tareas de drenaje de los paramentos de las estructuras, una vez impermeabilizados, se procederá a la ejecución del relleno localizado “cuña de transición” en trasdós de paramentos del marco y relleno localizado de material drénate en trasdós de paramentos de los muros de las aletas.

La instalación de la losa de transición se realizará posteriormente, cuando se haya terraplenado hasta la cota conveniente con la correspondiente cuña de transición en los trasdoses de los hastiales del marco.

Una vez finalizada la losa de transición y haya adquirido la resistencia necesaria por parte del hormigón se procederá a la finalización de relleno hasta la cota del trazado superior.

Las últimas tareas consistirán en acondicionar los trazados superior e inferior para hacer posible la reordenación del tráfico.

Por último, se realizarán las labores de limpieza en los alrededores que darán el punto final a la actuación.

12. VALORACIÓN DE LAS OBRAS

Se ha contemplado la valoración de costes de ejecución material de las unidades de obra que se dan en el proyecto, siendo estas las que definen la ejecución de un marco de hormigón armado in situ, con sus correspondientes aletas para la contención de tierras y la reposición del trazado del camino que discurre a través de este marco.

Los precios de las distintas unidades de obra se calculan en función de los costes directos, a los que se les añadirá un porcentaje de costes indirectos necesarios para su ejecución.

A continuación, se muestra el cuadro resumen de las valoraciones realizadas en euros, dividido en las grandes fases en las que se descompone el proyecto:

MOVIMIENTO DE TIERRAS	32666.84
OBRA CIVIL	576621.55
DRENAJE	6524.00
FIRMES Y PAVIMENTOS	156846.81
TOTAL (€)	772659.19

Por tanto, asciende la valoración de las obras a la expresada cantidad de SETECIENTOS SETENTA Y DOS MIL SEISCIENTOS CINCUENTA Y NUEVE EUROS Y DIECINUEVE CÉNTIMOS.

13. DOCUMENTOS DE QUE CONSTA EL PROYECTO

➤ DOCUMENTO Nº I : MEMORIA Y ANEJOS

MEMORIA

ANEJOS

ANEJO Nº I: LOCALIZACION Y TOPOGRAFIA

ANEJO Nº II: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

ANEJO Nº III: ESTUDIO DE SOLUCIONES

ANEJO Nº IV: CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

ANEJO Nº V: FIRMES Y PAVIMENTOS

ANEJO Nº VI: VALORACIÓN DE LAS OBRAS

➤ DOCUMENTO Nº 2 : PLANOS

PLANO Nº I: SITUACIÓN

PLANO Nº 2: EMPLAZAMIENTO

PLANO Nº 3: DEFINICIÓN DE LAS OBRAS

PLANO Nº 4: REPLANTEO

PLANO Nº 5: ARMADO DEL MARCO

PLANO Nº 6: ARMADO DEL MARCO EN PLANTA

PLANO Nº 7: SECCIONES DE LA LOSA

PLANO Nº 8: DESPIECE DEL MARCO

PLANO Nº 9: ARMADO Y DESPIECE DE LOSA DE TRANSICIÓN

PLANO Nº 10: DIMENSIONES DE LAS ALETAS

PLANO Nº 11: GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN DE LAS ALETAS

PLANO Nº 12: ARMADO DE LA ALETA 1

PLANO Nº 13: DESPIECE DE LA ALETA 1

PLANO Nº 14: ARMADO DE LA ALETA 2

PLANO Nº 15: DESPIECE DE LA ALETA 2

PLANO Nº 16: ARMADO DE LA ALETA 3

PLANO Nº 17: DESPIECE DE LA ALETA 3

PLANO Nº 18: ARMADO DE LA ALETA 4

PLANO Nº 19: DESPIECE DE LA ALETA 4

PLANO Nº 20: FIRME, PAVIMENTOS Y DRENAJE

Considerando que el presente Proyecto de Construcción ha sido redactado de acuerdo con las Normas Técnicas y Administrativas en vigor, y que con los documentos que integran este Proyecto se encuentran suficientemente detallados todos y cada uno de los elementos necesarios, se somete a la consideración de la superioridad para su aprobación si procede.

Valencia, Junio de 2014

AUTOR DEL PROYECTO



Fdo: David Cabrero García