

LÍNEA FERROVIARIA ENTRE LAS PALMAS DE GRAN CANARIA Y MASPALOMAS

ANTEPROYECTO

ANEJO N° 8 TÚNELES Y ESTRUCTURAS

TGC-SRTC-AN-0008
Rev. 3 Junio 2011


La Roche
Consultores s.l.

SENER



TÍTULO DEL DOCUMENTO: ANEJO Nº 8 TÚNELES Y ESTRUCTURAS

DOCUMENTO Nº: TGC-SRTC-AN-0008

Referencia: P210412

Fichero : TGC-SRTC-AN-0008 Rev. 3.doc

Fecha: Junio 2011

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	4
2	VIADUCTOS DE FERROCARRIL	5
2.1	General	5
2.2	Tipología estructural.....	5
2.3	Parámetros geométricos.....	5
2.4	Tipología de los elementos estructurales.....	6
2.5	Procedimiento constructivo	6
2.6	Materiales	7
2.7	Tipo de cimentación	7
2.8	Acciones	7
2.9	Limitaciones de servicio	10
2.10	Viaductos prediseñados	11
3	TÚNELES.....	13
3.1	Consideraciones generales.....	13
3.2	Relación y descripción de túneles	13
4	FALSOS TÚNELES	17
4.1	Falsos túneles Tipo 1 (Pantallas).....	17
4.2	Falsos túneles Tipo 2	18
5	PASOS SUPERIORES	19
6	PASOS INFERIORES.....	20
7	MUROS DE CONTENCIÓN	21

1 INTRODUCCIÓN

En el presente Anejo se definen las bases de diseño y los criterios de valoración de los factores más relevantes en los que deberá basarse el dimensionamiento de los puentes y viaductos.

Así mismo, se describen las tipologías y métodos constructivos propuestos para los diferentes tramos en túnel presentes en la traza del ferrocarril, y los condicionantes y consideraciones en que dicha elección se sustenta.

Se exponen los tipos de construcciones en falso túnel empleados, así como su ubicación y la justificación de su empleo.

Se ofrecen indicaciones generales a tener presentes en el diseño de los pasos inferiores, superiores y muros de contención, concretándose los tramos en que estos últimos se emplearán para la contención de rellenos en zonas en trinchera.

2 VIADUCTOS DE FERROCARRIL

2.1 General

En este apartado se definen las bases de diseño y los criterios de valoración de los factores más relevantes en los que deberá basarse el dimensionamiento de las estructuras, lo que se concreta en los siguientes puntos:

- Tipología estructural
- Parámetros geométricos
- Plataforma ferroviaria
- Tipología de los elementos estructurales
- Procedimiento constructivo
- Materiales
- Tipo de cimentación
- Acciones
- Interacción vía-tablero
- Limitaciones de servicio

2.2 Tipología estructural

Para evitar ciertos fenómenos de resonancia, se recomienda lo siguiente:

- Prever tableros rígidos.
- Colocar tableros de hormigón armado o pretensado.
- Prever tableros de frecuencias propias distintas a las del paso de los ejes.

Los tipos de construcción que se consideran más apropiados son:

- Pequeñas luces ($L \leq 30$ m)
 - Losa de hormigón pretensado con voladizos laterales.
 - Vigas artesa con losa de compresión.
 - Losas o vigas con nervaduras, de hormigón armado o pretensado.

- Estructuras mixtas de hormigón – acero.
- Procedimiento constructivo:
 - Cimbrado
 - Montaje
- Luces medias ($30 \text{ m} < L \leq 70 \text{ m}$)
 - Cajón de hormigón pretensado con voladizos laterales.
 - Estructuras mixtas de acero-hormigón.
 - Procedimiento constructivo:
 - Empujado
 - Avance en voladizos
 - Cimbrado
 - Cimbra autoportante
- Grandes luces ($L > 70 \text{ m}$)
 - Puente de celosía con contraviento superior.
 - Puentes con arco de acero, hormigón armado o pretensado.
 - Procedimiento constructivo:
 - Avance en voladizo
 - Cimbra autoportante

Se señalan como construcciones poco apropiadas para viaductos tipologías tales que ofrezcan poca rigidez transversal o lateral.

2.3 Parámetros geométricos

- Ancho de tablero: El ancho propuesto en los viaductos y puentes ferroviarios de doble vía es de 13,00 m.
- Longitud: La longitud es la resultante del trazado de la línea.
- Luces: Los casos presentados se han modulado en la mayoría de los casos en vanos de 15, 20, 30, 40, 50, 55, 60 y 65 m de longitud.

- **Altura de pilas:** Los puentes y viaductos presentes tienen una altura media de pilas variable entre 8 y 25 metros, con un valor medio global de aprox. 12 metros.
- **Altura de estribos:** Se consideran alturas de estribos máximas de aprox. 8 m.

La plataforma propuesta para doble vía, de anchura total 12,40 m, presenta las siguientes características:

- Se disponen canaletas longitudinales para el alojamiento de servicios (instalaciones de señalización, seguridad y comunicaciones)
- Se disponen andenes de servicio con anchura suficiente para la circulación del personal de mantenimiento.

2.4 Tipología de los elementos estructurales

a) Tablero

Se proponen tres tipos de tableros utilizando como criterio de diferenciación la luz de los mismos:

- Tableros tipo losa de hormigón postensado formada por un núcleo central, macizo o con aligeramiento de sección transversal circular, y voladizos laterales. Este tipo se utilizará para luces menores de 30 m.
- Tablero de hormigón postensado con sección transversal tipo cajón y voladizos laterales. Este tipo puede dividirse en luces de 45 y 60 m.
- Tablero formado por vigas prefabricadas tipo artesa, con losa de compresión in situ. Este tipo se utilizará para luces menores de 30 metros, y donde por imposición del obstáculo a salvar, no se pueda utilizar el cimbrado como proceso constructivo.

b) Pilas

Se considera la posibilidad de emplear dos tipologías diferentes (pilas huecas de sección transversal rectangular o de sección transversal elíptica) en función de la altura y luces de los vanos.

La cimentación de las pilas puede ser directa mediante zapata o profunda mediante pilotes.

c) Estribos

Se considerarán diferentes tipologías de estribos, atendiendo a los siguientes aspectos:

- **Cimentación:** Cimentación superficial mediante zapata o profunda mediante pilotes.
- **Apoyo de tablero:** Estribo con apoyo fijo o deslizante del tablero.
- **Morfología:** Estribos cerrados con muros en vuelta o estribos abiertos.

2.5 Procedimiento constructivo

Se proponen para los tableros tres tipos de procedimientos constructivos:

- **Construcción vano a vano con cimbra apoyada en el suelo.** Este método, solamente se puede emplear cuando no existan elementos bajo el futuro viaducto (edificaciones, ríos, vías de comunicaciones, o excesiva altura) que impidan colocar la cimbra.
- **Tablero empujado desde un estribo,** donde se emplaza el parque de fabricación de dovelas. Resulta rentable para alturas de pilas en que la cimbra resulta antieconómica, o bien si esta no puede usarse debido a cualquier otro tipo de restricción. Obliga a tener tableros rectos o de curvatura constante. Las dimensiones del tablero, armaduras de postensado, etc. se ven fuertemente condicionadas por el método constructivo.
- **Montaje mecánico de vigas prefabricadas mediante grúa y hormigonado “in situ” de la losa de compresión.** Este método presenta las limitaciones impuestas por el montaje mecánico: accesibilidad de las grúas al emplazamiento, la capacidad de carga del brazo y altura de la misma.

Para las pilas se prevé encofrado trepador o deslizante.

2.6 Materiales

Se han considerado las estructuras de hormigón armado pretensado y postensado como las más adecuadas a las características de las obras de fábrica necesarias, aunque esto no implica que en algún caso concreto pueda resultar más aconsejable otro tipo de solución.

2.7 Tipo de cimentación

Se considera la posibilidad de cimentación superficial mediante zapata o profunda mediante pilotes en pilas y estribos.

2.8 Acciones

Se emplearán el E.C. 1.3 “Eurocódigo 1: Basis of design and actions on structures. Part 3.4: Rail Traffic actions”, el borrador de la IAPF “Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril” y las fichas UIC para el establecimiento de las acciones básicas actuantes.

En la combinación de acciones se empleará la Instrucción de Hormigón Estructural EHE para un nivel de control intenso. En estado límite último, los coeficientes de mayoración serán de 1,35 y 1,50 para el peso propio y la sobrecarga respectivamente. En estado límite de servicio los coeficientes serán 1,0.

Se tomará como sobrecarga acompañante el viento.

Se enumeran a continuación las acciones de cálculo que deberán considerarse en el diseño:

- Peso propio.
- Carga permanente.
- Sobrecarga ferroviaria.
- Fuerza centrífuga.
- Efecto de lazo.
- Fuerzas de frenado y arranque.

- Efectos térmicos.
- Sobrecarga en andenes y aceras de acceso público.
- Sobrecarga en andenes y aceras de servicio.
- Viento.
- Acciones indirectas.

A continuación se procede a describir con detalle cada una de dichas acciones:

a) Peso propio

Los pesos propios de los diferentes elementos estructurales se obtienen multiplicando el área bruta de sus secciones transversales, una vez descontados los huecos y aligeramientos, por la densidad del hormigón (2,5 Tn/m³).

b) Cargas permanentes

- En tablero
 - Peso losa 4,10 Tn/m por vía de circulación
 - Traviesas 0,52 Tn/m por vía de circulación
 - Carriles 0,12 Tn/m por vía de circulación
 - Barreras y barandillas 0,05 Tn/m
 - Postes + catenaria 0,5 Tn/60 m (i.e. despreciable)
 - Conductos cableados y cables 0,3 Tn/m por vía de circulación
 - Pasillos y paseos 0,5 Tn/m por vía de circulación
 - Hormigón de forma 1,18 Tn/m

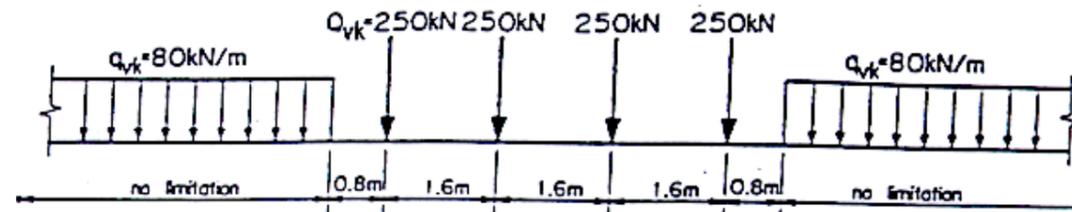
Por lo tanto el peso de la carga muerta para una plataforma de doble vía tiene un valor de:

$$2 \times (4,1+0,52+0,12+0,3+0,5) + 1,18 + 0,05 = 12,31 \text{ Tn/m.}$$

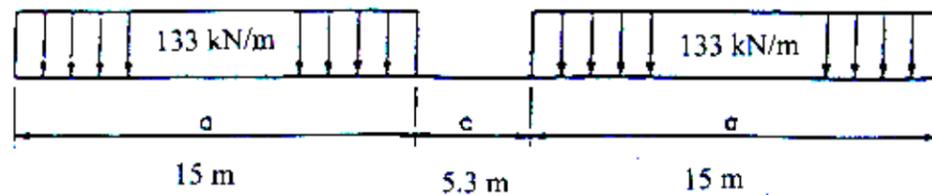
- En estribos
 - Empuje de tierras al reposo con $K_0=0,50$ y $\gamma=1,8 \text{ Tn/m}^3$

c) Sobrecarga ferroviaria

- En tablero
El tren de cargas que representa los efectos estáticos del tráfico normal (U.I.C. loading 71) corresponde a 4 cargas de 25 Tn cada una separadas 1,6 m y a una sobrecarga de 8,0 Tn/m a lo largo de toda la vía.



Cuando su actuación sea desfavorable se considerará la utilización de la estructura por tráfico pesado, empleando en los cálculos la carga U.I.C. loading SW/0 consistente en dos sobrecargas uniformes de 13,3 Tn/m de 15 m de longitud separadas 5,3 metros entre sí.



Para una o dos vías, el esquema de cargas se aplica íntegro para cada vía.

Para el cálculo del tablero, la sobrecarga ferroviaria debe multiplicarse por el coeficiente dinámico establecido en el Eurocódigo. Para el cálculo de pilas, estribos, cimentaciones, tensiones transmitidas al terreno, no debe tenerse en cuenta el coeficiente dinámico.

- En estribos
Además del cálculo del empuje de tierras en los estribos, se debe considerar una sobrecarga uniformemente repartida de 3 Tn/m² en el trasdós.

a) Fuerzas centrífugas

Se debe tener en cuenta el valor de esta fuerza en puentes en curva.

b) Efecto lazo

Se tomará un valor de 100 kN, actuando horizontalmente en el nivel superior del raíl, perpendicularmente al eje de la vía y en la posición más desfavorable.

c) Fuerzas de frenado y arranque

Las fuerzas de arranque y frenado actúan como fuerzas horizontales en el nivel superior del raíl.

El valor característico de esta acción, correspondiente a una sola vía, es el siguiente:

Frenado: $Q = \alpha \cdot 20 \text{ [kN / m]} \cdot L \text{ [m]} \leq \alpha \cdot 6.000 \text{ [kN]}$

Arranque: $Q^{+k} = \alpha \cdot 33 \text{ [kN / m]} \cdot L \text{ [m]} \leq \alpha \cdot 1.000 \text{ [kN]}$

Las fuerzas de arranque y frenado pueden ser concomitantes en líneas de doble vía.

Debido a las fuerzas de interacción entre superestructura e infraestructura para raíles continuos o con un aparato de dilatación en el extremo del viaducto, sólo parte de las fuerzas de frenado y arranque son absorbidas por el apoyo fijo, en un porcentaje que es función de la longitud de la estructura.

A continuación se resumen las cargas de frenado y arranque actuantes en viaductos de diferentes longitudes:

Límites: 1.000 kN para fuerza de arranque.

6.000 kN para fuerza de frenado.

Factores reductores por interacción entre infraestructura y superestructura:

• Para viaductos con $L_T < 30 \text{ m}$ (vía continua): 0,20

• Para viaductos con $30 \text{ m} < L_T < 90 \text{ m}$ (vía continua): 0,45

- Para viaductos con $90 \text{ m} < L_T < 210 \text{ m}$ (aparato de dilatación en el extremo deslizante): 0,85
- Para viaductos con $210 \text{ m} < L_T < 350 \text{ m}$ (aparato de dilatación en el extremo deslizante): 0,90
- Para viaductos con $L_T > 350 \text{ m}$ (aparato de dilatación en el extremo deslizante): 0,10

Se incluye una tabla con los valores de las fuerzas de arranque y frenado para las diferentes longitudes de viaductos, y con un tren de cargas correspondiente al U.I.C. loading 71, excepto en el caso de $L < 30 \text{ m}$, en el que se considera la carga U.I.C. loading SW/0 en la obtención de la fuerza de frenado por ser más restrictiva.

Tabla 2.a Fuerza de arranque y de frenado

	$L_T < 30$	$30 < L_T < 90$	$90 < L_T < 210$	$210 < L_T < 350$	$L_T > 350$
FUERZA DE ARRANQUE	200	450	900	900	1.000
FUERZA DE FRENADO	120	810	3.570	5.400	6.000

Unidades en kN

d) Efectos térmicos

Para los viaductos que ante fuerzas horizontales responden al esquema de trabajo de un apoyo fijo coincidente con un estribo y el resto de apoyos deslizantes, y provistos de un “*adjustment switch*” en el estribo con apoyo deslizante, el efecto térmico consiste en una fuerza longitudinal, función de su longitud de dilatación, cuyo valor es:

$$F_{TK} = \pm(400+5 L_T) \text{ en kN, con un máximo de 1.100 kN por vía.}$$

Para viaductos con el mismo esquema de trabajo descrito anteriormente, pero desprovistos de “*adjustment switches*” en un extremo, el efecto térmico viene dado por la expresión:

$$F_{TK} = 8L_T \text{ en kN, por vía.}$$

Con estas expresiones se obtiene:

- Para viaducto de 30 m $F_T = 240 \text{ kN por vía}$
- Para viaducto de $30 \text{ m} < L < 90 \text{ m}$ $F_T = 720 \text{ kN por vía}$
- Para viaducto de $90 \text{ m} < L < 210 \text{ m}$ $F_T = 1.100 \text{ kN por vía}$
- Para viaducto de $210 \text{ m} < L < 350 \text{ m}$ $F_T = 1.100 \text{ kN por vía}$
- Para viaducto $L > 350 \text{ m}$ $F_T = 1.100 \text{ kN por vía}$

a) Sobrecarga en andenes y aceras de acceso público

Sobre los andenes o aceras públicos se considerará una carga uniformemente repartida de 4 kN/m^2 .

b) Sobrecarga en andenes y aceras de servicio

En andenes y aceras de servicio se considerará una sobrecarga uniforme de 2 kN/m^2 . Esta carga no se tendrá en cuenta en el cálculo global del tablero.

c) Viento

La fuerza de viento se obtiene de multiplicar la presión efectiva del mismo por el área expuesta.

El área expuesta, según indica el E.C. 1.3 “*Eurocódigo 1: Basis of design and actions on structures. Part 3.4: Rail Traffic actions*”, del tren tipo son 4 metros de altura en una longitud ilimitada. A esto se le debe añadir el obstáculo producido por cada tablero en función de su canto.

d) Acciones indirectas

Las acciones indirectas provocan desplazamientos del tablero sobre los aparatos de apoyo. Para calcular la fuerza que provocan sobre los mismos se asume un coeficiente de rozamiento entre estructura y aparato de apoyo (Tipo POT) del 3%.

e) Interacción vía tablero

Uno de los aspectos más relevantes en un puente o viaducto de ferrocarril es el problema de interacción vía-tablero, originado por las fuerzas de arranque y frenado del tren de cargas, y por las dilataciones

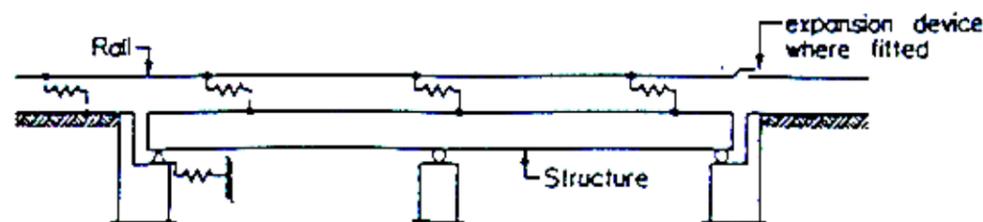
térmicas de la vía y el tablero. Esto obliga a considerar de forma conjunta la disposición de las juntas en el carril con las correspondientes en el tablero.

El E.C. 1.3 “Eurocódigo 1: Basis of design and actions on structures. Part 3.4: Rail Traffic actions”, el borrador de la IAPF “Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril” y las fichas UIC, establecen las siguientes disposiciones y recomendaciones:

- La longitud dilatable máxima del tablero es de 90 m para puentes de hormigón en el caso de que el carril sea continuo en ambos estribos.
- Los movimientos absolutos del tablero ante la acción del frenado no serán superiores a:
 - 5 mm si el carril es continuo en los estribos
 - 30 mm si el carril posee juntas en los estribos

El esquema más común de trabajo consiste en que el tablero apoye en un punto fijo en uno de los estribos, donde la vía no dispone de junta, y en un punto móvil (aparato de apoyo deslizante) en el segundo extremo, en donde la vía dispondrá de aparato de dilatación.

La longitud máxima de viaducto con este esquema resistente está en función del desarrollo máximo de los aparatos de dilatación de vía. Actualmente se encuentran en el mercado aparatos de dilatación con recorridos superiores a 1 metro. Por tanto parece razonable establecer dicha longitud en 900 metros. (Ver gráfico adjunto).



De cualquier forma el esquema óptimo resistente varía en función de factores como son la longitud del viaducto, altura de pilas, capacidad de la cimentación para absorber los esfuerzos horizontales, el que el tablero sea continuo o isostático, o el recorrido máximo de los aparatos de dilatación de vía.

Otros esquemas resistentes alternativos al de apoyo fijo en un estribo son el que las pilas aguanten los esfuerzos horizontales, la disposición de pórticos de frenado (puntos fijos intermedios).

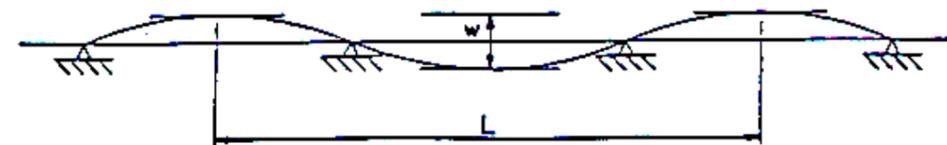
2.9 Limitaciones de servicio

Las deformaciones se limitarán de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 2.b Limitación de deformaciones

$\frac{L}{W} = \frac{\text{Longitud de vano}}{\text{Deformación}}$	2.9.1.1.1 NÚMERO DE VANOS CONSECUTIVOS				
	1 ó 2			≥ 3	
	L < 12 m	L = 25 m	L > 30 m	L ≤ 25 m	L < 30 m
V ≤ 120	500	500	750	750	1.000
120 < V ≤ 200	1.000	750	1.000	1.000	1.700
200 < V ≤ 350	1.250	1.000	1.250	1.250	1.700

En puentes continuos, la longitud de vano y deformación vertical será de acuerdo a la figura siguiente:



Los ángulos de giro del tablero provocados por la carga U.I.C. loading 71 no serán superiores a:

- En estribos:
 - $\theta < 3,5 \times 10^{-3}$ radianes
 - $\theta < \frac{2,0 \times 10^{-3}}{hm}$ radianes
- En apoyos:
 - $\theta_1 + \theta_2 < 5,0 \times 10^{-3}$ radianes
 - $\theta_1 + \theta_2 < \frac{4,0 \times 10^{-3}}{hm}$ radianes

Siendo hm la distancia entre el raíl y el centro del punto de apoyo, y θ , θ_1 y θ_2 los giros representados en la siguiente figura:



La aceleración vertical del tablero será inferior a 0,35 g.

Se verificará el E.L.U. de fatiga en los siguientes elementos:

- Forjados superiores de todos los puentes de ferrocarril a flexión transversal local y general.
- Traviesas de apoyo.
- Pilas de determinadas tipologías.

2.10 Viaductos prediseñados

Se recogen a continuación las características generales propuestas para los viaductos presentes en el Anteproyecto, que quedan así mismo reflejadas en los correspondientes planos del mismo.

OD-1	
LONGITUD TOTAL (m):	220 (PK 15+166 a PK 15+386)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	30
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	40/60
TIPOLOGIA:	puente de vigas
OD-2	
LONGITUD TOTAL (m):	140 (PK 17+616 a PK 17+756)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	46
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	47
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-3	
LONGITUD TOTAL (m):	90 (PK 18+246 a PK 18+336)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	40
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	25
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-4	
LONGITUD TOTAL (m):	40 (PK 18+786 a PK 18+826)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	20
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	10
TIPOLOGIA:	puente de vigas

OD-5	
LONGITUD TOTAL (m):	190 (PK 19+390 a PK 19+580)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	65
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	26/34
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-6	
LONGITUD TOTAL (m):	120 (PK 19+916 a PK 20+036)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	65
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	27/28
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-7	
LONGITUD TOTAL (m):	1.270 (PK 32+070 a PK 33+340)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	variable
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	33
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-8	
LONGITUD TOTAL (m):	433 (PK 37+900 a PK 38+333)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	40
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	33
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-9	
LONGITUD TOTAL (m):	775 (PK 38+570 a PK 39+345)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	40
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	27
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-10	
LONGITUD TOTAL (m):	170 (PK 43+545 a PK 43+715)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	55
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	30
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-11	
LONGITUD TOTAL (m):	100 (PK 44+432 a PK 44+532)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	40
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	30
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-12	
LONGITUD TOTAL (m):	257 (PK 45+723 a PK 45+980)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	400
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	28/29
TIPOLOGIA:	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales
OD-13	
LONGITUD TOTAL (m):	150 (PK 46+740 a PK 46+890)
LUZ DE VANOS CENTRALES (m):	60
LUZ DE VANOS LATERALES (m):	45

TIPOLOGIA: sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales

OD-14	
<i>LONGITUD TOTAL (m):</i>	105 (PK 47+583 a PK 47+688)
<i>LUZ DE VANOS CENTRALES (m):</i>	40
<i>LUZ DE VANOS LATERALES (m):</i>	32,5
<i>TIPOLOGIA:</i>	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales

OD-15	
<i>LONGITUD TOTAL (m):</i>	150 (PK 50+200 a PK 50+350)
<i>LUZ DE VANOS CENTRALES (m):</i>	30
<i>LUZ DE VANOS LATERALES (m):</i>	30
<i>TIPOLOGIA:</i>	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales

OD-16	
<i>LONGITUD TOTAL (m):</i>	370 (PK 50+384 a PK 50+754)
<i>LUZ DE VANOS CENTRALES (m):</i>	70
<i>LUZ DE VANOS LATERALES (m):</i>	37/54
<i>TIPOLOGIA:</i>	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales

OD-17	
<i>LONGITUD TOTAL (m):</i>	320 (PK 51+045 a PK 50+365)
<i>LUZ DE VANOS CENTRALES (m):</i>	65
<i>LUZ DE VANOS LATERALES (m):</i>	30
<i>TIPOLOGIA:</i>	sección transversal tipo cajón, de hormigón pretensado, con voladizos laterales

3 TÚNELES

3.1 Consideraciones generales

Los principales condicionantes que permiten caracterizar los túneles incorporados en el trazado del presente Anteproyecto son los siguientes:

- El tipo de terreno a excavar.
- La longitud del túnel.
- La presencia de agua.

En cuanto al tipo de terreno a excavar, su influencia sobre el coste del túnel depende fundamentalmente de:

- Las necesidades de sostenimiento o incluso de tratamiento al avance.
- La facilidad de excavación.
- La aprovechabilidad de los productos de excavación.

De estos tres elementos, las necesidades de sostenimiento son, sin duda, lo que más repercute en la valoración económica del túnel. A los costes directos del sostenimiento ha de añadirse la pérdida de rendimiento en las labores de ejecución originada como consecuencia del tiempo empleado en abordar las distintas operaciones de sostenimiento. Asimismo, la longitud de pase a emplear durante el avance es menor.

En cuanto a la excavabilidad del material atravesado, la mayor facilidad de excavación va ligada a necesidades de sostenimiento superiores. Por otro lado, la excavación de túneles en terrenos con material aprovechable, roca por ejemplo, puede suponer el ahorro de problemas de sostenimiento, si bien implica un mayor desgaste de la maquinaria empleada en su ejecución.

La longitud del túnel constituye también un factor determinante. Existen estrictas medidas de seguridad que condicionan el diseño de los túneles con una longitud superior a 8 kilómetros: ejecución de túnel bitubo en líneas de vía doble, construcción de galerías intermedias de conexión que permitan la evacuación en caso de emergencia, locales intermedios de seguridad, etc. Todas estas medidas implican

un notable incremento del coste de la infraestructura. En el caso en estudio existe un túnel de 8.375 m, en el que por tanto son de aplicación las indicaciones señaladas.

La presencia de agua en un túnel es otro de los factores negativos a tener en cuenta. El agua puede estar presente de dos formas distintas:

- Agua correspondiente a un nivel freático establecido, con la presión que le corresponda.
- Agua procedente de filtraciones.

En el caso de túneles ejecutados por debajo del nivel freático, donde la presencia de agua va a ser de carácter permanente, se producen los sobrecostes más importantes. Ello es debido a que es necesario acudir a soluciones de impermeabilización del túnel a lo largo de toda su longitud y a la adopción de medidas constructivas especiales: presurización del frente, colocación inmediata del revestimiento, agotamiento del nivel freático, etc. Parte del túnel de 8.375 m de longitud existente en el ferrocarril proyectado discurre bajo el nivel freático.

En cuanto al agua de infiltración, su existencia supone también un aumento de los costes, aunque en menor medida que en el caso anterior. En esta situación tan sólo es necesario canalizar el agua procedente de la filtración para llevarla a un colector central que logre evacuarla del túnel. Cuando la longitud del túnel alcanza valores elevados, el volumen de agua procedente de las filtraciones puede llegar a ocasionar problemas de drenaje durante las fases constructivas.

3.2 Relación y descripción de túneles

Existen en el trazado siete túneles, en los siguientes puntos y con la tipología que se indica:

- **TÚNEL 1:** PK 0+600 a PK 3+300 Túnel perforado, con vía doble (tuneladora)
- **TÚNEL 2:** PK 4+500 a PK 11+430 Túnel perforado, con vía doble (tuneladora)
- **TÚNEL 3:** PK 20+110 a PK 22+215. Túnel único, con sección para vía doble
- **TÚNEL 4:** PK 46+940a PK 47+515. Túnel único, con sección para vía doble
- **TÚNEL 5:** PK 48+150 a PK 48+900. Túnel único, con sección para vía doble

- **TÚNEL 6:** PK 49+095 a PK 50+155. Túnel único, con sección para vía doble
- **TÚNEL 7:** PK 52+160 a PK 55+155. Túnel único, con sección para vía doble

TÚNEL 1 y TÚNEL 2 (túnel perforado de vía doble)

La solución constructiva de la penetración en Las Palmas de G.C. requiere una solución constructiva de túnel excavado revestido. Los condicionantes geotécnicos principales son:

- Presencia de nivel freático superficial y posiblemente regulado por ciclos mareales.
- Edificación sensible a las deformaciones inducidas por cualquier actuación en el subsuelo.

Se considera como solución constructiva más recomendable el desarrollo de túnel perforado a una profundidad que garantice la no afección a las edificaciones y cuyo sistema constructivo permita asegurar que no entrará agua en las fases de ejecución y la impermeabilización efectiva en la fase de servicio.

Se trata de un tramo de importante complejidad desde el punto de vista geotécnico, siendo los principales problemas en el tramo comprendido entre la Plaza de Santa Catalina y el Parque de San Telmo la presencia de lentejones de suelo granular y la sensibilidad de la edificación.

De la información disponible en la investigación geotécnica desarrollada a nivel de Anteproyecto se deduce que si bien podría ser viable la excavación con rozadora, la presencia de edificación sensible apunta a la necesidad de un sistema rígido (escudo sistema EPB). Se apunta así a una solución con sostenimiento mediante dovelas y frente cerrado. No obstante, en fases posteriores de investigación la misma deberá permitir definir los requisitos de este sistema de excavación y los posibles problemas asociados a bloques de fonolitas, zonas de arenas o rellenos,...etc.

Como método constructivo prevé optar por el empleo de una tuneladora. Esta tuneladora tendrá la particularidad de poder trabajar con escudo abierto o cerrado, de tal modo que sirva tanto para la ejecución de la zona en que el túnel se ubicará bajo el nivel freático como para el tramo por encima de éste.

En la boca de inicio sería preciso construir una explanada para el asiento de la tuneladora y la instalación del parque de dovelas y demás instalaciones provisionales precisas para la ejecución. Debería asimismo construirse un camino de acceso hasta el punto de ataque desde las carreteras adyacentes, que sea suficiente para el paso de los transportes encargados de la tuneladora, y de las grúas para su instalación. En cualquier caso, se tratarán los taludes en la boca del túnel para facilitar el ataque de la tuneladora en el inicio; para el mismo fin sería preciso construir elementos en que apoyarlas para iniciar el empuje, que podrían materializarse en elementos de hormigón en masa de gran volumen.

Asimismo, en el punto final del túnel se construirá un pozo de salida para la extracción de la tuneladora. Se prevé consista en un recinto apantallado, con de una zona macizada con hormigón en masa por donde realizar la salida de las máquinas a cielo abierto.

La elección del método constructivo expuesto se fundamenta en motivos económicos y técnicos.

Respecto a los motivos técnicos, se exponen a continuación los consideraciones realizadas en cada tramo del túnel que justifican la elección de la sección y método constructivo:

- PK 0+600 A PK 3+300 TÚNEL PERFORADO VÍA DOBLE.

Se trata de un tramo de importante complejidad desde el punto de vista geotécnico, siendo los principales problemas en el tramo comprendido entre la Plaza de Santa Catalina y el Parque de San Telmo la presencia de lentejones de suelo granular y la sensibilidad de la edificación. Este tramo presenta los condicionantes comunes a toda la zona urbana pero es un tramo especialmente delicado en cuanto a la valoración de las afecciones a las cimentaciones superficiales y la elección del sistema constructivo permita asegurar que no entrará agua en las fases de ejecución y la impermeabilización efectiva en la fase de servicio.

• TRAMO SAN TELMO -ESTACIÓN DE HOSPITALES

Características Geotécnicas

El túnel se inicia (PK 4+500), a la altura del enlace de la Avenida Marítima situado en la salida al mar del Barranco de Guinguada. En su trayecto hasta la Estación de Hospitales se distinguen dos partes claramente diferenciadas:

- Zona ocupada por los rellenos del barranco
- Resto del tramo

En la zona comprendida entre el inicio y el PK aprox. 5+300 aparecen en el subsuelo, de arriba abajo, los rellenos del barranco, de profundidad variable entre 0 y 22 m (cota -13), seguidos al comienzo del tramo con una intrusión de basalto muy fragmentado (RQD=0), apoyando en arenas, gravas y bolos en matriz limosa (STP=rechazo).

Del centro del barranco hacia el sur desaparece el basalto quedando debajo de los rellenos del barranco, que van disminuyendo de potencia, las arenas con gravas y bolos con la matriz limosa.

El fin de la zona de rellenos del barranco comienza a 700 m del principio del tramo (PK 5+400), donde desaparecen las arenas con gravas y bolos y son sustituidas por rocas volcánicas Brecha del Roque Nublo (conglomerado de rocas volcánicas con matriz porosa de características $q_c=300 \text{ Kg/cm}^2$, RQD de 30 a 60% y permeabilidad de 10^{-3} a 10^{-5} cm/s). La Brecha del Roque Nublo alcanza al menos hasta el fondo de la perforación (30 m de profundidad, cota 30), aunque en algún punto puede pasar a transformarse en un terreno granular compacto. A partir de aprox. el PK 2+500 desaparece la Brecha del Roque Nublo, encontrándose en su lugar fonolitas (roca volcánica con $q_c=$ de 200 a 800 Kg/cm^2 , RQD variable de 15 a 60% y permeabilidad de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s función del RQD). Las fonolitas parecen apoyar también en conglomerados de arenas y gravas mas o menos compactos. Sobre estas rocas volcánicas se presenta el FDLP de Las Palmas (terreno granular mas o menos compacto y arcilloso), en espesor variable de 5 a 8 m al final del tramo.

El Nivel freático se mantiene a la cota +2,3 desde el inicio del túnel hasta el PK 5+300, en que empieza a bajar hasta alcanzar la cota +0 m en el PK 5+900; a dicha cota se mantiene durante 650 m (PK 6+650) desde donde asciende hasta alcanzar la cota +5 m en la Estación de Hospitales.

Métodos Constructivos

Cualquier procedimiento manual, que sería posible, es de un riesgo muy importante por las afecciones a los edificios, y fallos localizados por las posibles apariciones de terrenos de menor compacidad.

En consecuencia, con las características del terreno, en gran parte rellenos de barranco y arenas, gravas y bolos con matriz limosa, y la altura del nivel freático, parece imprescindible el uso de topo con contención del frente de la excavación y recubrimiento del túnel con dovelas.

El trazado en alzado se proyecta de modo que el túnel se desarrolla en la roca volcánica a la mayor profundidad posible.

• ESTACIÓN DE HOSPITALES

Características Geotécnicas

La estación se encuentra al final del tramo anterior. Previsiblemente, en atención al sondeo realizado en la zona, el terreno estará formado por 10 m de FDLP (terreno granular mas o menos compacto y arcilloso), seguido de fonolitas en un espesor de 23,5 (RQD medio de 30%). Por debajo de las fonolitas aparece un conglomerado con matriz punitica muy alterada cuya compacidad varía de compacto a suelto; su espesor hasta el final del sondeo es de 3,5 m. Pudiera ser asimilado a la formación Roque Nublo.

El Nivel Freático aparece a la cota +5 m por tanto a una profundidad de 10 a 12 m.

Método Constructivo

La estación se encuentra situada de tal forma que en alguna de sus partes interfiere en planta con edificios. Por ello, salvo que se considerase la opción de recalzar los edificios, resulta imprescindible la ejecución de la estación por excavación en túnel.

Los edificios probablemente se apoyen en la roca, lo que implica que se dispone de un espesor de roca para poder desarrollar la caverna de 23,5 m. Partiendo de esta premisa, se plantean las siguientes posibilidades en cuanto a la tipología de la caverna que albergará la estación:

- Caverna de una sola nave: adoptando unas dimensiones de 20 a 22 m de anchura por 16 m de altura, restan para la tapada y la cimentación un espesor de fonolita de 7,5 m a 8 m. Permitiría disponer de unos 5 m para la tapada y de 2,5 a 3 m para la solera, espesores escasos dada la calidad de la roca, que implicarían gran riesgo al estar los edificios construidos.

Por otro lado la caverna esta inmersa en agua, puesto que el nivel freático se encuentra casi en superficie. Para evitar su flotabilidad, con una sola caverna se necesita una tapada de 18 m (coeficiente 1,5), de los que no se dispone.

- Caverna de tres naves de 9,5 m de altura: podría rebajar la altura para dejar un espesor total de roca sin perforar de macizo de roca de 14 m. Por otra parte, no aparecerían problemas de flotabilidad.

En todo caso, por seguridad y a fin de evitar asentamientos, las excavaciones tendrían que ser efectuadas con excavaciones parciales de poca superficie y avances cortos.

Como conclusión, la solución constructiva considerada más adecuada para la Estación de Hospitales es la excavación subterránea de una caverna, que deberá quedar en el interior del estrato de fonolitas; por ello es de gran importancia determinar con exactitud el espesor del mismo y a partir de este dato fijar la altura de la caverna y en base a ello su tipología, en una sola sala o en tres.

• TRAMO ESTACIÓN DE HOSPITALES-ESTACIÓN DE JINAMAR-FINAL DEL TÚNEL

Características Geotécnicas

La información geotécnica de este tramo se reduce a un sondeo situado a 600 m de la traza hacia el interior frente al PK 4+800 y otro sondeo en el PK 6+800, estando el final del tramo en el PK 11+430.

No obstante, se dispone también de información del túnel de la Laja, próximo al de proyecto entre el PK 5+700 y el PK 7+400, tramo del trazado en que por ello se tiene bien caracterizado el terreno. Así, por los sondeos e información del túnel de la Laja puede deducirse que el corte geotécnico hasta el PK 7+400 puede estar formado por una capa de FDLP de Las Palmas (terreno granular mas o menos compacto y arcilloso) de espesor variable entre 3 m y 14 m y mayor en los puntos de mayor altura geográfica del

terreno, donde podría alcanzar incluso los 100 m de espesor. Este material apoya sobre rocas volcánicas con gran preponderancia de las Fonolitas, que forman un estrato de potencia variable entre 30 a 80 m aumentando hacia el Sur. Se apoya en Conglomerados Brechoides (espesor en el túnel de La Laja de 20 m), que a su vez se apoya en la Toba de Base, y cuya compacidad previsiblemente será variable.

Tras la Estación de Hospitales el túnel empieza a discurrir por encima del Nivel Freático.

Método Constructivo

La construcción del túnel en esta zona no presenta a priori dificultad alguna, siempre que se desarrolle por el interior de las rocas volcánicas, salvo la dureza de las mismas que hace inviable el empleo de rozadoras.

Se emplearán la sección en túnel de doble vía y excavación con tuneladora prevista para los tramos anteriores, con la particularidad de que, puesto que desde la Estación de Hospitales el túnel se situará por encima del Nivel Freático, en este tramo y hasta el final del túnel resultará indicado emplear una tuneladora con escudo abierto

TÚNELES 3, 4, 5, 6 y 7

Se trata en todos los casos de túneles de sección única, que acoge la doble vía..

Se prevé su construcción mediante el Nuevo Método Austriaco con avance y destroza. La excavación, en general, se realizará por medio de explosivos.

El sostenimiento se solventará con el empleo de bulones y hormigón proyectado, y excepcionalmente mediante cerchas.

4 FALSOS TÚNELES

Aparecen dos tipos de falsos túneles:

- *FALSO TÚNEL TIPO 1*: Excavación entre pantallas y posterior cubrición.
- *FALSO TÚNEL TIPO 2*: Falso túnel "convencional": desmonte ataluzado, construcción de estructura de falso túnel y posteriormente relleno.

4.1 Falsos túneles Tipo 1 (Pantallas)

Aparece en los tramos siguientes:

- Inicio del trazado-Estación de Santa Catalina-Inicio de túnel perforado (PK 0+000 a PK 0+600)
- San Telmo, incluyendo estación de San Telmo (PK 3+300 a PK 4+500)
- Telde (PK 15+660 a PK16+740)
- Aeropuerto de Gando, incluyendo estaciones de Aeropuerto y Carrizal (PK 22+215 a PK 28+280)
- Playa del Inglés: (PK 51+940 a PK 52+160)
- Maspalomas, incluyendo estación de Meloneras (PK 55+170 a PK 57+650)

- FALSO TÚNEL DE LA ESTACIÓN SAN TELMO:

El terreno en que se encuentra situada consiste en rellenos y tierra vegetal hasta una profundidad de 4 m seguido, de unos terrenos formados por arenas, gravas y bolos, todo ello con una matriz limosa, intercalados con capas de arenas limosas con finos de alta plasticidad. En el extremo de la estación, las gravas y bolos empiezan a a 15 m de profundidad y siguen al menos hasta 30m, final del sondeo. Sobre ellas apoyan arenas y arenas y gravas limosas poco compactas (SPT 6), desde 8,85 a 13,6 m de profundidad y una capa de 2 metros mas compactas (SPT 32).

En el aparcamiento realizado enfrente de la ubicación de la estación aparece Toba fonolítica a 10 m de profundidad, que no se presenta en el estudio realizado en la ubicación de la estación, lo que es extraño dado que los sondeos sólo se separan 50 m. La existencia de la toba es muy importante pro su impermeabilidad, que llegando el vaso a ella podría garantizar la impermeabilidad del mismo.

Las permeabilidades de estos terrenos oscilan entre 10^{-3} a 10^{-5} cm/s. El nivel freático esta a 2,5 m de profundidad (cota +2,3).

Con esta configuración del terreno la estación debe ser realizada a cielo abierto y lo más superficial posible, para conseguir que las entradas de agua sean las mínimas y reducir los problemas de sifonamiento.

Para la hipótesis de una excavación de 13 m , habría que profundizar con las pantallas por lo menos 7 u 8 metros por debajo de la excavación para conseguir un coeficiente de seguridad al sifonamiento mayor de 1, 5. Habría que mejorarlo con rebajamiento del nivel freático del fondo de la excavación, con una extracción de agua de 2 l/s para permeabilidades de 10^{-4} cm/s, que es asumible para la construcción y para una solución de solera drenada. Dada la importancia de la información, será necesario estudiar con mas datos dentro del solar la permeabilidad de los terrenos.

Aumentar la profundidad de la estación implica el aumento del empotramiento de las pantallas para evitar sifonamiento y los caudales a evacuar, ambos proporcionales a la profundidad de la excavación con el nivel freático.

Se tiene conocimiento de pérdidas de fangos bentoníticos en la excavación de pantallas continuas en el aparcamiento realizado junto a la futura estación, lo que de suceder en la zona de actuación conllevaría el tener que rellenar la excavación con mortero y luego perforarlo. Dada la relevancia del hecho, en posteriores fases de desarrollo del proyecto deberá realizarse una campaña geotécnica más detallada y en caso de no suceder solamente en puntos aislado, prever la excavación con hidrofresa o con pantalla de pilotes secantes.

Como conclusión, para la Estación de San Telmo de propone la excavación a cielo abierto protegida con pantallas, que porfundizarán por debajo de la excavación lo suficiente para evitar fenómenos de inestabilidad de fondo. Se realizará una depresión del nivel freático del fondo de la excavación, Wel-point, para mejorar la seguridad al sifonamiento y trabajar en seco. Se prevé la construcción de la estación con solución de solera drenada, o anclada en caso que la afluencia de agua fuera tan grande que aconsejara evitar la solución anterior.

- FALSO TÚNEL DEL TRAMO ENTRE LA ESTACIÓN DE SAN TELMO Y EL INICIO DEL TUNEL PERFORADO

El corte geotécnico de la zona indica que las arenas gravas y bolos que en San Telmo alcanzaban una profundidad de 30 m se va reduciendo rápidamente siendo sustituidas en su parte inferior por Brecha del Roque Nublo (conglomerado de rocas volcánicas con matriz porosa ($q_c=300$ Kg/cm², RQD de 30 a 60% y permeabilidad de 10^{-3} a 10^{-5} cm/s), sobre la que apoyan, (con alguna intercalación de arenas y gravas con matriz limosa), fenolitas o basaltos muy alterados con un espeso de 10 m, con techo superior que varia desde la cota -5 a -10 m, a medida que avanza la calle. Sobre estas capas de rocas volcánicas se asientan arenas y arenas y gravas ambas con matriz limosa y sobre ellas los rellenos del Barranco de las palmas, formados por material granular suelto (arenas, gravas y bolos) este relleno va creciendo de 0 a 8 m de espesor.

La excavación se realizará con pantallas continuas de bataches, con hidrofresa o de pilotes secantes excavados con fresadora, con rebajamiento del nivel freático del fondo uno o dos metros, y construcción definitiva con solera drenada o anclada.

Las pantallas deberían hincarse por debajo de las fenolitas y basaltos, que debido a su grado de alteración darían gran afluencia de agua. La cota inferior de las pantallas estaría por tanto por debajo de la cota -30m (pantallas de cerca los 40 m), con una profundidad de excavación posible por debajo del nivel freático de 22,3 m, cota aproximada -20 m. Esto representaría una entrada de agua de 4 l/s por cada 100 metros de túnel con permeabilidad de 10^{-4} cm/s, que si bien es asumible, es también un limite que no se puede rebasar por la gran profundidad de las pantallas.

- FALSO TÚNEL DEL AEROPUERTO DE LAS PALMAS

Se ejecuta en falso túnel para no afectar por discurrir en superficie al funcionamiento del aeropuerto en general, y para no comprometer la ampliación del mismo, que prevé la construcción de una nueva pista de aterrizaje al lado Oeste de la autopista GC-1.

4.2 Falsos túneles Tipo 2

Se encuentran en los PK indicados a continuación:

- Telde, incluyendo estación de Telde PK 16+740 a PK 17+500:

5 PASOS SUPERIORES

Las acciones de cálculo y sus diferentes combinaciones se obtendrán de la Instrucción IAP-98 “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”. Para el dimensionamiento de las secciones se empleará la Norma EHE.

Los estribos se cimentarán sobre terreno natural y no sobre terraplén.

6 PASOS INFERIORES

Se resuelven mediante marcos de hormigón armado. Se ejecutarán antes de la colocación de la nueva plataforma. Las salidas y entradas de los pasos se acompañarán con aletas de hormigón armado para impedir que el derrame de los taludes invada la el paso.

Para el establecimiento de las acciones y combinaciones necesarias para la obtención de las sollicitaciones de cálculo que se emplearán en la comprobación de los diferentes E.L.U. y E. L. S. se utilizarán las mismas normas que para los pasos superiores. Igualmente, para el dimensionamiento de las secciones se empleará la Norma EHE.

Los espesores de los hastiales, dintel y losa de cimentación de los marcos se dimensionarán para que no sea preciso el empleo de armado transversal.

7 MUROS DE CONTENCIÓN

Se adopta como prototipo el muro en “L” de hormigón armado. Deberán considerarse en todos los casos un coeficiente de seguridad mínimo al deslizamiento de 1,50 y un coeficiente mínimo de seguridad al vuelco de 1,80.