

ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS

ÍNDICE

13. ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS.....	3
13.1. INTRODUCCIÓN	3
13.2. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES	3
13.2.1. PASOS SUPERIORES.....	3
13.2.2. PASOS INFERIORES.....	4
13.3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	4
13.3.1. PASOS SUPERIORES.....	4
13.3.1.1. PASO SUPERIOR 1. P.K. 2+675	5
13.3.1.2. PASO SUPERIOR 2. P.K. 3+565	6
13.3.1.3. PASO SUPERIOR 3. P.K. 4+520	6
13.3.1.4. PASO SUPERIOR 4. P.K. 6+280	8
13.3.1.5. PASO SUPERIOR 5. P.K. 6+800	9
13.3.1.6. PASO SUPERIOR 6. P.K. 7+290	10
13.3.2. PASOS INFERIORES.....	11
13.3.2.1. PASO INFERIOR 1. P.K. 0+820.....	11
13.3.2.2. PASO INFERIOR 2. P.K. 1+820	13
13.3.2.3. PASO INFERIOR 3. P.K. 5+225	15
13.3.3. MUROS.....	17
13.3.3.1. MURO M-1	17
13.3.3.2. MURO M-2	18
13.3.3.3. MURO M-3	18
13.3.3.4. MURO M-4	18
13.3.3.5. MURO M-5	18
13.3.3.6. MURO M-6	18
13.3.4. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	18
13.3.4.1. ODT 5. P.K. 1+740.....	18
13.3.4.2. ODT 9. P.K. 4+110.....	20
13.3.4.3. ODT 12. P.K. 6+040.....	21
13.4. DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	23
13.5. APÉNDICES.....	23
 APÉNDICE 1. PASOS SUPERIORES	
 APÉNDICE 2. PASOS INFERIORES Y ODT	
 APÉNDICE 3. MUROS	

13. ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS

13.1. INTRODUCCIÓN

Este Proyecto incluye un total de 18 estructuras: seis pasos superiores, tres pasos inferiores, seis muros y tres obras de drenaje transversal. Su ubicación y dimensiones principales se detallan en las tablas siguientes:

PASOS SUPERIORES

ESTRUCTURA	P.K.	LONGITUD (m)	LUCES (m)	ANCHO (m)
P.S. 1	2+675	48,50	11,00+18,50+19,00	11,60
P.S. 2	3+565	58,50	12,50+17,50+17,50+11,00	11,60
P.S. 3	4+520	56,00	12,00+34,00+10,00	11,60
P.S. 4	6+280	57,00	12,00+17,00+17,00+11,00	9,60
P.S. 5	6+800	55,50	11,50+34,00+10,00	9,60
P.S. 6	7+290	55,00	10,50+34,00+10,50	9,60

PASOS INFERIORES

ESTRUCTURA	P.K.	LONGITUD (m)	DIMENSIONES INTERIORES MÍNIMAS ALTURA x ANCHURA (m)
P.I. 1	0+820	34,30	5,70 x 9,00
P.I. 2	1+820	31,36	5,65 x 9,00
P.I. 3	5+225	38,15	5,80 x 9,00

MUROS

MURO	P.K. INICIO	P.K. FINAL	LONGITUD (m)
M - 1	0+653,50	0+669,90	25,80
M - 2	0+863,40	0+875,25	26,20
M - 3	0+985,00	1+055,00	76,90
M - 4	6+854,75	6+884,85	35,80
M - 5	0+050,00 (Eje 70)	0+205,00 (Eje 70)	156,20
M - 6	7+730,00	7+790,00	60,60

OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

ESTRUCTURA	P.K.	LONGITUD (m)	DIMENSIONES INTERIORES ALTURA x ANCHURA (m x m)
ODT - 5	1+740	59,00	5,20 x 4,00
ODT - 9	4+110	24,80	5,25 x 8,50
ODT - 12	6+040	11,65+10,80	5,20 x 4,50

13.2. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES

En la etapa anterior del Proyecto (FASE 2-BIS) se ha desarrollado un estudio de tipologías estructurales que ha definido las soluciones estructurales óptimas para los pasos superiores e inferiores del Proyecto.

En este apartado se adjunta un resumen de las alternativas analizadas.

13.2.1. PASOS SUPERIORES

Con relación al estudio tipológico de los pasos superiores éstos se han clasificado en tipo A y tipo B en función de la viabilidad del apoyo en mediana.

PASOS SUPERIORES TIPO A (con apoyo en mediana)

ALTERNATIVA	Vanos	Tablero	Estribos
1	27,00 – 27,00	Dos vigas prefabricadas tipo artesa de 1,40 m y losa superior de 0,25 m	Tipo cargadero apoyados en la coronación del desmonte del tronco
2	10,00 – 17,00 – 17,00 – 10,00	Dos vigas prefabricadas tipo artesa de 1,00 m y losa superior de 0,25 m	Tipo cargadero apoyados en la coronación del desmonte del tronco
3	17,00 – 17,00	Dos vigas prefabricadas tipo artesa de 1,00 m y losa superior de 0,25 m	Estribos cerrados con muros en vuelta
4	17,00 – 17,00	Losa maciza armada de 0,90 m	Estribos cerrados con muros en vuelta
5	11,00 – 17,00 – 17,00 – 11,00	Losa maciza armada de 0,90 m	Tipo cargadero apoyados en la coronación del desmonte del tronco

El estudio realizado en la fase anterior se ha completado incluyendo un encaje de cuatro vanos con tablero in situ (losa maciza armada de canto 0,90 m), que podría ser adecuada para el Paso Superior 2 (P.K. 3+565) ya que su construcción no interfiere con el tráfico de la carretera N-120.

La tabla siguiente resume los costes totales de ejecución material y los costes unitarios de cada alternativa.

ALTERNATIVA	Presupuesto [€]	Superficie de tablero [m ²]	Coste unitario [€/m ²]
1	323.584,11	648,00	499,36
2	330.073,83	648,00	509,37
3	346.645,11	408,00	849,62
4	344.109,38	408,00	843,41
5	336,365.83	672,00	500,54

Se observa que la solución de cuatro vanos in situ (Alternativa 5) tiene un coste muy similar a la Alternativa 2, que ha sido la elegida en el Estudio Tipológico de la Fase 2-BIS. Por lo tanto se mantiene el esquema de cuatro vanos prefabricados con estribos tipo cargadero para los tres pasos superiores con apoyo en mediana (Tipo A), unificando de este modo la tipología de todos los pasos superiores del Proyecto.

PASOS SUPERIORES TIPO B (sin apoyo en mediana)

ALTERNATIVA	Vanos	Tablero	Estribos
1	10,00 – 34,00 – 10,00	Dos vigas prefabricadas tipo artesa de 1,50 m y losa superior de 0,25 m	Tipo cargadero apoyados en la coronación del desmonte del tronco
2	34,00	Dos vigas prefabricadas tipo artesa de 1,50 m y losa superior de 0,25 m	Estribos cerrados con muros en vuelta
3	20,50 - 34,00 – 20,50	Losa aligerada postesada ejecuta in situ de 1,40 m	Tipo cargadero con cimentación profunda

Teniendo en cuenta que las tres propuestas satisfacen los condicionantes de diseño la elección de la solución óptima se ha basado en el coste económico de cada una. En la tabla siguiente se resumen los costes obtenidos en la Fase 2-BIS, observándose que la Alternativa 1 resulta la más ventajosa y es la propuesta para los pasos superiores sin apoyo en mediana (encaje de tres vanos con vigas artesas y estribos tipo cargadero).

ALTERNATIVA	Presupuesto [€]	Superficie de tablero [m ²]	Coste unitario [€/m ²]
1	353.699,20	648,00	545,83
2	340.685,61	408,00	835,01
3	588.165,82	900,00	653,52

Se comenta en cualquier caso que, respecto al encaje de las alternativas elegidas en el Estudio Tipológico para los pasos superiores tipo A y B, en esta Fase del Proyecto se ha realizado un

encaje individual de cada paso superior adaptando la longitud de los vanos laterales a la rasante y al trazado en planta del vial superior; también se ha tenido en cuenta la situación relativa de este vial respecto al terreno existente y al nuevo tronco proyectado. En estas condiciones algunos estribos se han proyectado del tipo cerrado con alturas moderadas en lugar de como cargaderos; en el caso particular del Paso Superior 1 el trazado de la curva de salida, de radio 30 m, ha requerido la sustitución del vano final por un estribo cerrado y muros en vuelta.

13.2.2. Pasos Inferiores

Las soluciones estructurales analizadas para los tres pasos inferiores del Proyecto han sido dos:

- Alternativa 1. Pórtico in situ de hormigón armado
- Alternativa 2. Tablero prefabricado de vigas-losa y estribos cerrados

El menor coste económico y una mejor transición terraplén-estructura han determinado la elección de la Alternativa 1 como la solución óptima para los pasos inferiores. No obstante durante el análisis individual de cada paso inferior se ha ajustado el esquema tipo pórtico inicial por un esquema tipo marco, dando continuidad a la cimentación de las aletas con la losa inferior del marco. Esta solución reduce el volumen del movimiento de tierras, tanto para las aletas como para el cuerpo del paso inferior; este aspecto es muy relevante en los tres pasos inferiores del Proyecto, puesto que el proceso constructivo se debe realizar por fases para sincronizar las soluciones al tráfico, la demolición de los pasos inferiores existentes y las contenciones provisionales proyectadas.

13.3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

13.3.1. PASOS SUPERIORES

Este Proyecto incluye un total de seis pasos superiores, que se resuelven con tableros cuya sección tipo está formada por dos vigas artesa y una losa de hormigón armado in situ, vertida sobre prelosas prefabricadas.

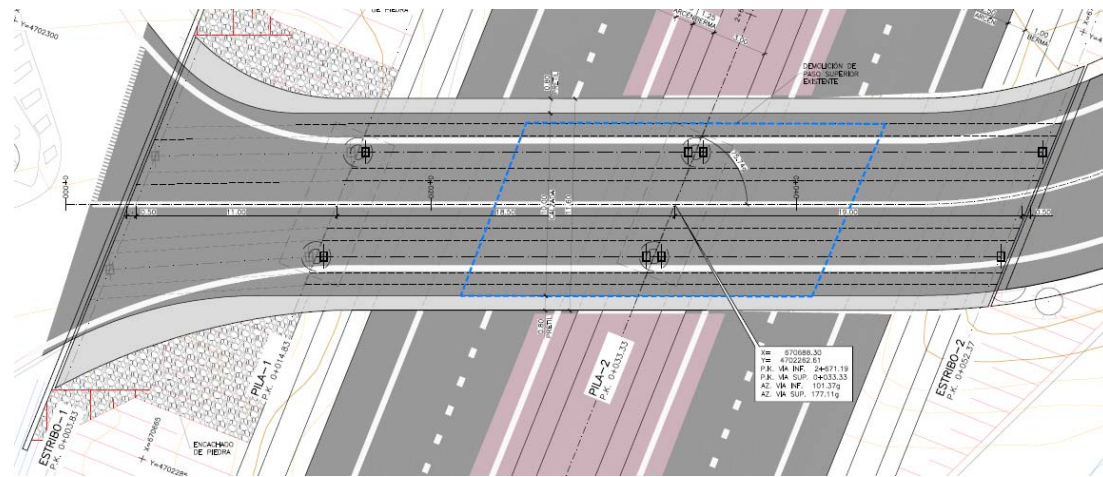
Los pasos superiores 1, 2 y 4 se han proyectado con apoyo central en mediana con vanos centrales cuya luz varía entre 17,00 y 19,00 m; en los tres casos se han propuesto vigas artesa de 1,00 m de canto y losa de 0,25 m de espesor mínimo, con una relación canto/luz máxima de valor 1/15. Por otro lado, los pasos superiores 3, 5 y 6 se sitúan en tramos de la autovía en los cuales no es posible disponer apoyo central en mediana para satisfacer los requerimientos de visibilidad. En estas condiciones los vanos centrales de estas tres estructuras tienen 34,00 m de luz y se han proyectado con vigas artesas de 1,50 m de canto y losa superior de 0,25 m de espesor mínimo, que proporcionan una esbeltez de valor 1/19,4.

En los apartados siguientes se describen las condiciones de encaje y características específicas de cada paso superior.

13.3.1.1. PASO SUPERIOR 1. P.K. 2+675

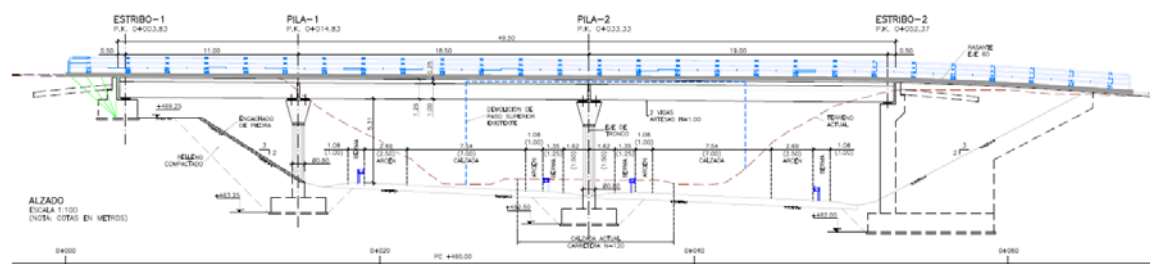
Este paso superior reemplaza el paso superior existente situado en el P.K. 2+671 que debe ser demolido para habilitar el cruce del tronco de la autovía bajo la carretera existente OU-622. El esviaje de la intersección es de 75,74g y el gálibo vertical mínimo es de 5,31 m.

La estructura consta de un tablero de tres vanos con luces 11,00 – 18,50 – 19,00 m, con una longitud total de 48,50 m entre ejes de apoyo de estribos y cuenta con un apoyo en la mediana de la autovía (pila 2).



Paso superior 1. Planta.

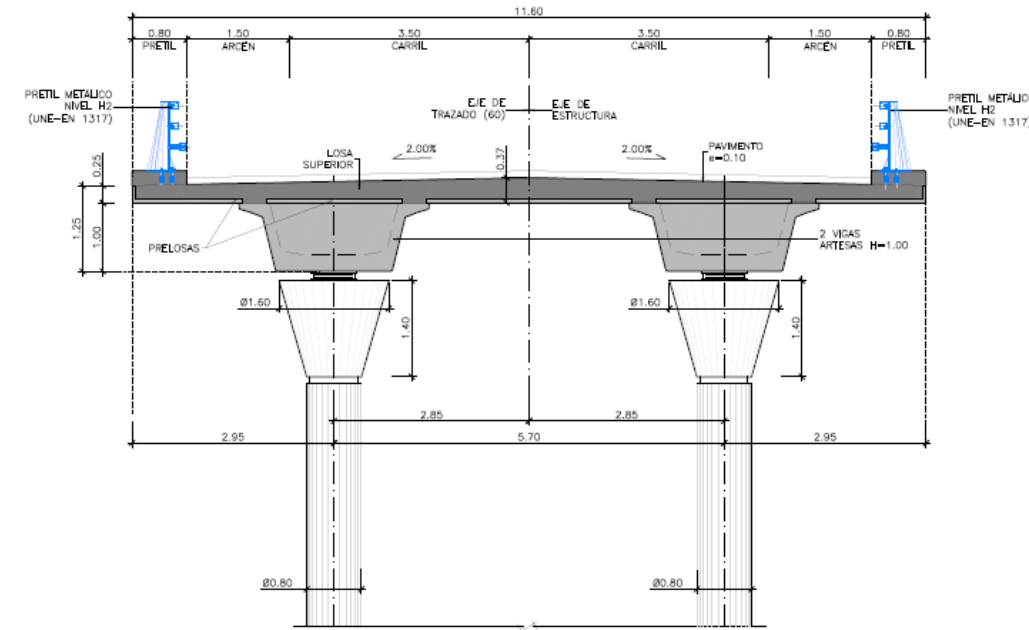
El tramo inicial del paso superior discurre en recta hasta el P.K. 0+046,67 del eje 60, a partir del cual se proyecta una curva a izquierdas de 30 m de radio. Debido a esta circunstancia se ha optado por eliminar el vano final propuesto en la Fase anterior y proyectar un estribo cerrado. La rasante del eje superior tiene una pendiente descendente del 0,50% hasta el P.K. 0+047,78, de modo que el último vano se sitúa en una transición en alzado de parámetro $K_v=250$.



Paso superior 1. Alzado.

La sección tipo del tablero está formada por dos vigas artesas prefabricadas isostáticas de 1,00 m de canto, separadas 5,70 m entre ejes y una losa superior armada de 11,60 m de anchura, ejecutada sobre prelosas prefabricadas. La sección transversal está constituida por dos carriles de 3,50 m, dos arcenes de 1,50 y sendas bandas de 0,80 m para alojar los pretiles de nivel de

contención H2; en el estribo 1 el tablero presenta un sobrancho para adecuarse a la conexión con el viario existente.



Paso superior 1. Sección tipo (Por pila).

Las dos pilas se componen de dos fustes circulares de 0,80 m de diámetro con un capitel troncocónico de 1,60 m de diámetro máximo. La altura media de las pilas es de 6,45 m y se han proyectado con cimentación directa.

El estribo 1 es tipo cargadero y tiene 20,95 m de longitud para adaptarse al sobrancho del tablero. Las aletas se han proyectado en prolongación del muro frontal para minimizar las interferencias con los viales existentes. Por otro lado el estribo 2 es cerrado, con una altura media de 8,30 m. Su cimentación es directa y se completa con dos aletas en vuelta y paralelas al eje del vial superior (eje 60), que en este tramo discurre en una curva circular de 30 m de radio.

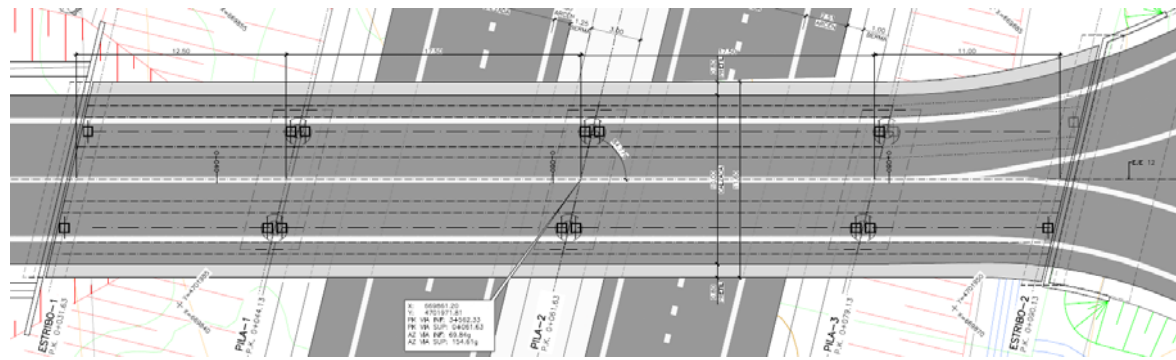
Para la ejecución de esta estructura se propone el siguiente proceso constructivo:

- i. Demolición del paso superior existente.
- ii. Movimiento de tierras para el vaciado de las cimentaciones de pilas y estribos. Estas operaciones se compatibilizarán con los desvíos de tráfico necesarios para ejecutar la ampliación de la carretera existente.
- iii. Ejecución de cimentaciones y alzados de pilas y estribos.
- iv. Instalación de los aparatos de apoyo.
- v. Montaje de vigas prefabricadas mediante grúa automóvil. Al menos el montaje de las vigas del vano localizado sobre el desvío de tráfico se realizará en horario nocturno con corte de tráfico.

- vi. Colocación de prelosas prefabricadas y montaje de la armadura de la losa superior. Del mismo modo que para el montaje de vigas se precisa de un corte de tráfico nocturno para la instalación de las prelosas.
- vii. Vertido del hormigón de la losa superior.
- viii. Prueba de carga y acabados (pretilos, pavimento y juntas de dilatación).

13.3.1.2. PASO SUPERIOR 2. P.K. 3+565

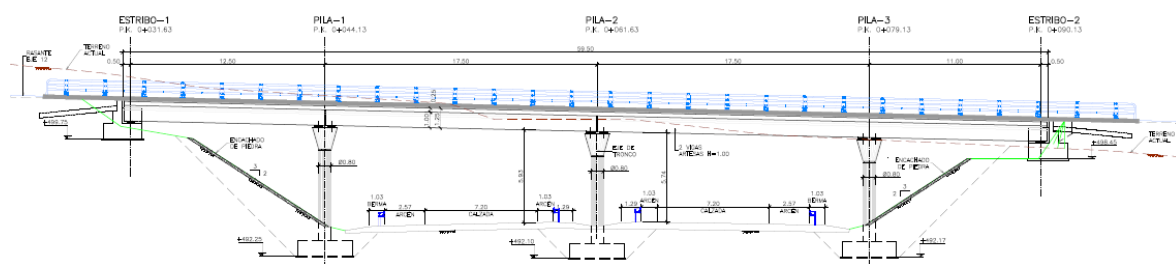
Este paso superior se ubica en el Enlace de Rubiá y A Veiga de Cascallá y presenta un esviaje de 84,77 g. El tablero proyectado tiene una anchura de 11,60 m para alojar una calzada de dos carriles de 3,50 m, con sendos arcenes de 1,50 m y dos pretilos de 0,80 m, dispuestos con un nivel de contención H2. En el estribo 2 el tablero dispone de un sobrecancho debido a la proximidad de la glorieta sur del Enlace.



Paso superior 2. Planta.

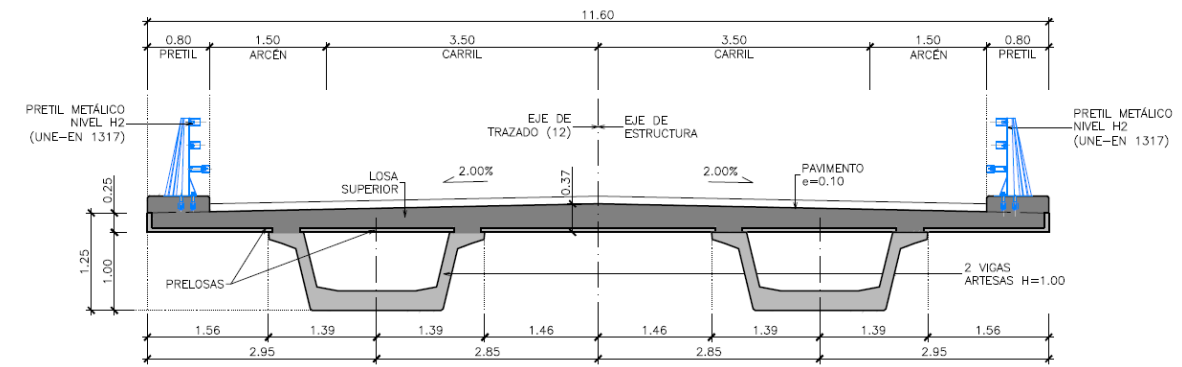
El vial superior que define esta estructura (eje 12) tiene una planta recta, con una rasante también recta con una pendiente descendente del 2,22%.

La estructura consta de cuatro vanos con una distribución de luces 12,50 – 17,50 – 17,50 – 11,00 m, con una longitud total de 58,50 m entre ejes de estribos. El gálibo vertical tiene un valor mínimo de 5,74 m.



Paso superior 2. Alzado.

El esquema estructural del tablero es isostático y está constituido por dos vigas prefabricadas de sección tipo artesa y 1,00 m de canto, que se completa con una losa superior de 0,25 m de canto mínimo. La separación transversal de las vigas es 5,70 m.



Paso superior 2. Sección tipo (Centro de vano).

Las tres pilas constan de dos fustes circulares de 0,80 m, rematados en coronación por un capitel troncocónico de 1,60 m diámetro; la pila central (pila 2) se ubica en la mediana de la autovía y las dos laterales en el margen exterior de ambas calzadas, al pie del desmonte de la traza del tronco. La altura media de las pilas es de 6,95 m y se han proyectado con cimentación directa.

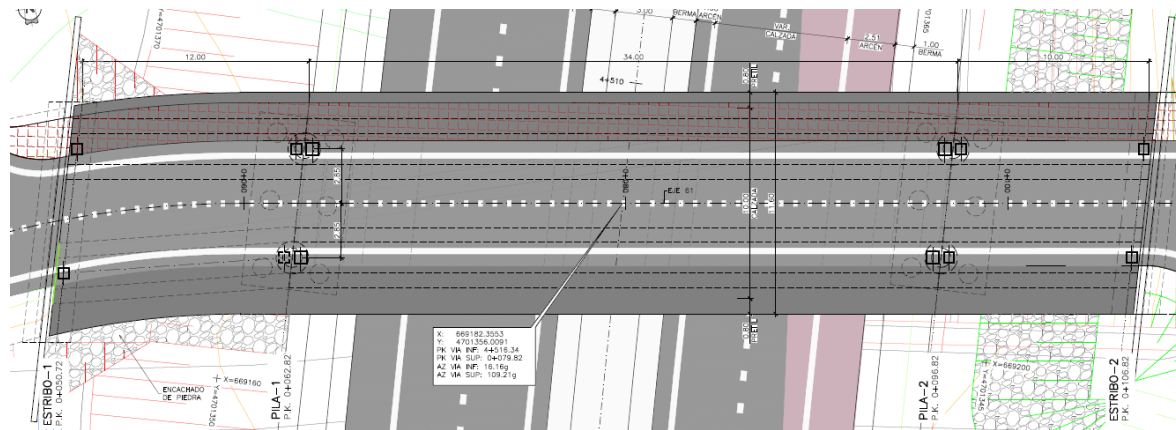
Los dos estribos son tipo cargadero y se sitúan en la coronación del desmonte del tronco, con un resguardo horizontal adecuado. Las aletas del estribo 1 se han proyectado en prolongación del muro frontal, cerrando el desmonte del vial superior en esta zona, mientras que las aletas del estribo 2 se proyectan en vuelta conteniendo en este caso el terraplén del eje 12.

La secuencia de construcción de este paso superior consta de las siguientes fases:

- i. Trabajos previos y movimiento de tierras para el vaciado de las cimentaciones de pilas y estribos.
- ii. Ejecución de cimentaciones y alzados de pilas y estribos.
- iii. Instalación de los aparatos de apoyo.
- iv. Montaje de vigas prefabricadas mediante grúa automóvil.
- v. Colocación de prelosas prefabricadas y montaje de la armadura de la losa superior.
- vi. Vertido del hormigón de la losa superior.
- vii. Prueba de carga y acabados (pretilos, pavimento y juntas de dilatación).

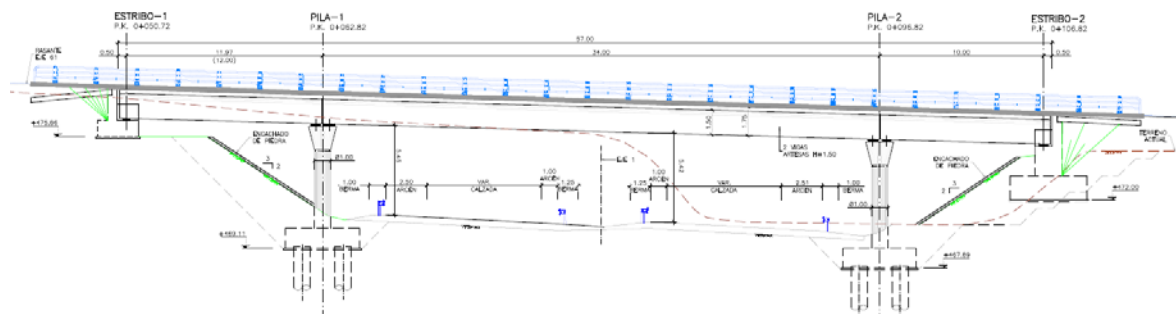
13.3.1.3. PASO SUPERIOR 3. P.K. 4+520

Esta estructura sustituye el paso superior existente en el P.K. 4+520, que es objeto de demolición para resolver la intersección del eje 61 sobre el tronco de la autovía. El cruce es ligeramente esviado, con un ángulo de 93,05g entre ejes y dispone de un gálibo vertical mínimo de 5,42 m.



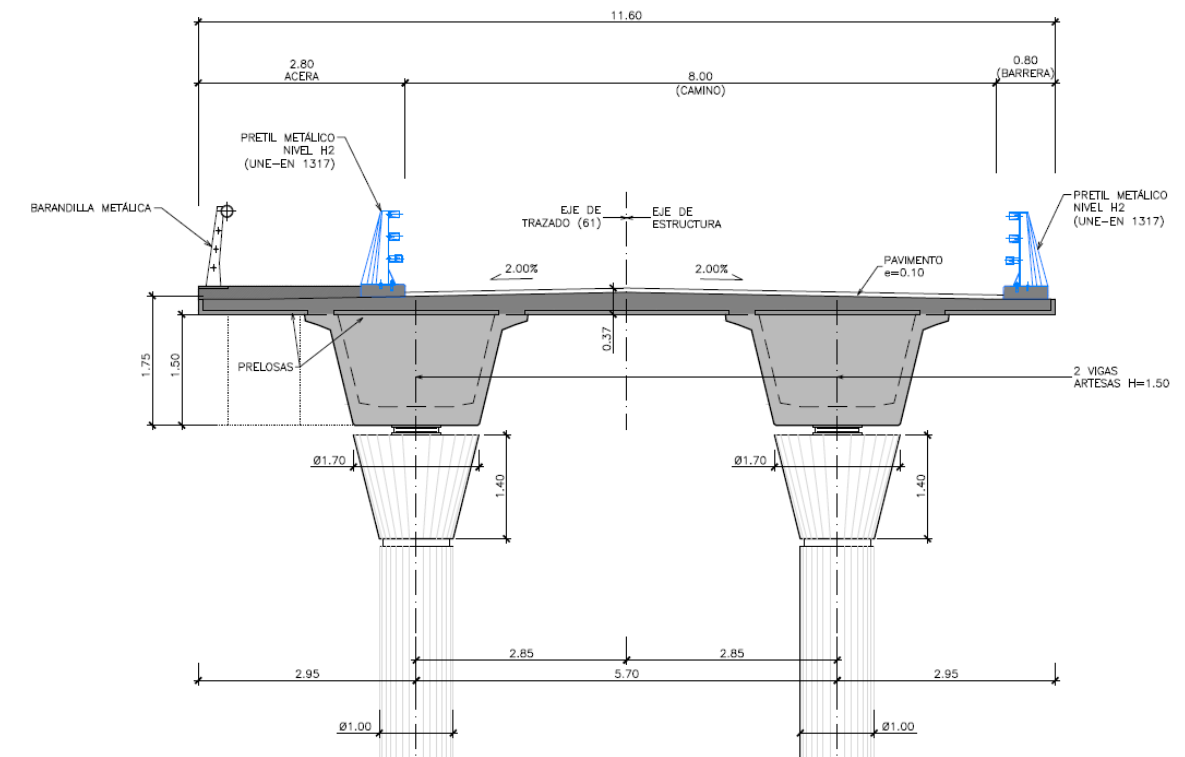
Paso superior 3. Planta.

La imposibilidad de disponer un apoyo central en la mediana de la autovía conduce a un encaje de tres vanos 12,00 – 34,00 – 10,00 m, siendo 56,00 m la longitud total entre ejes de estribo. El trazado del eje superior (eje 61) es recto salvo el tramo inicial que cuenta con una curva a derechas de 50 m de radio. En el tablero del paso superior la rasante es recta y cuenta con una pendiente descendente del 2,80%.



Paso superior 3. Alzado.

La sección tipo del tablero está formada por dos vigas artesas prefabricadas isostáticas de 1,50 m de canto, separadas 5,70 m entre ejes y una losa superior armada de 11,60 m de anchura, ejecutada sobre prelosas prefabricadas. La sección transversal está constituida por una calzada de 8,00 m, una acera peatonal de 2,00 m y dos bandas de 0,80 m para alojar los pretiles de nivel de contención H2.



Paso superior 3. Sección tipo (Por pila).

Las dos pilas se componen de dos fustes circulares de 1,00 m de diámetro con un capitel troncocónico de 1,70 m de diámetro máximo. La altura media de las pilas es de 6,67 m y se han proyectado con cimentación profunda mediante sendos encepados de 6 pilotes Ø1,00 m.

El estribo 1 se ha proyectado como un cargadero, con aletas en prolongación del mismo cerrando la excavación del estribo. Por otro lado el estribo 2 es cerrado de 3,75 m de altura y cuenta con cimentación directa sobre el terraplén del eje 61. Las aletas se disponen en prolongación del muro frontal para no interferir con el vial perpendicular (ejes 40 y 41).

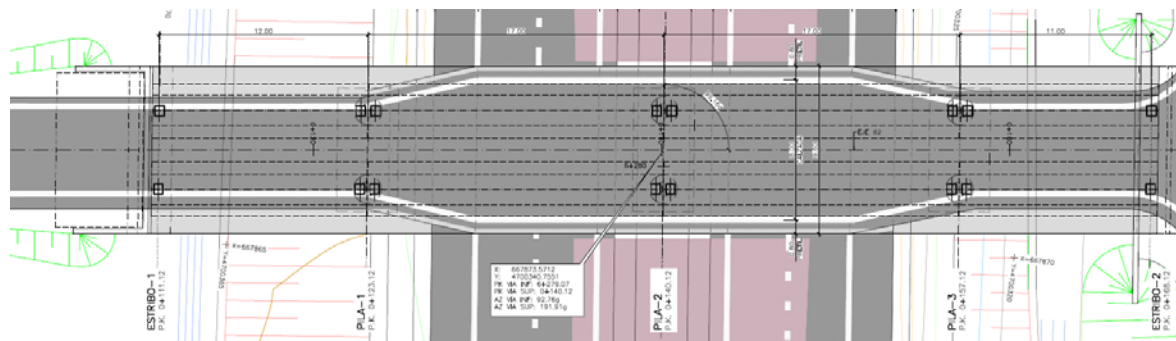
El proceso constructivo propuesto se compone de las siguientes etapas:

- i. Demolición del paso superior existente.
- ii. Movimiento de tierras para el vaciado de las cimentaciones de pilas y estribos. Estas operaciones se compatibilizarán con los desvíos de tráfico necesarios para ejecutar la ampliación de la carretera existente.
- iii. Ejecución de cimentaciones y alzados de pilas y estribos.
- iv. Instalación de los aparatos de apoyo.
- v. Montaje de vigas prefabricadas mediante grúa automóvil. Al menos el montaje de las vigas del vano central se realizará en horario nocturno con un corte de tráfico.

- vi. Colocación de prelosas prefabricadas y montaje de la armadura de la losa superior. Las operaciones correspondientes al vano central requieren también un corte de tráfico en horario nocturno.
- vii. Vertido del hormigón de la losa superior.
- viii. Prueba de carga y acabados (pretilos, pavimento y juntas de dilatación).

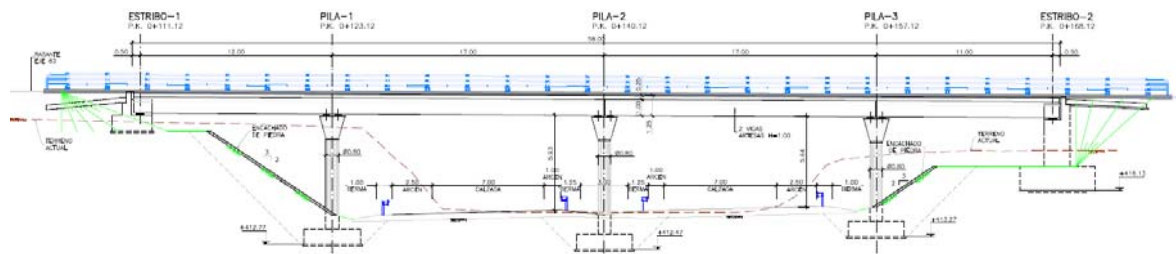
13.3.1.4. PASO SUPERIOR 4. P.K. 6+280

El paso superior 4 reemplaza a la estructura existente en el P.K. 5+970, aunque a diferencia de los pasos superiores 1 y 3 la reposición de la intersección se ha desplazado respecto a la ubicación actual.



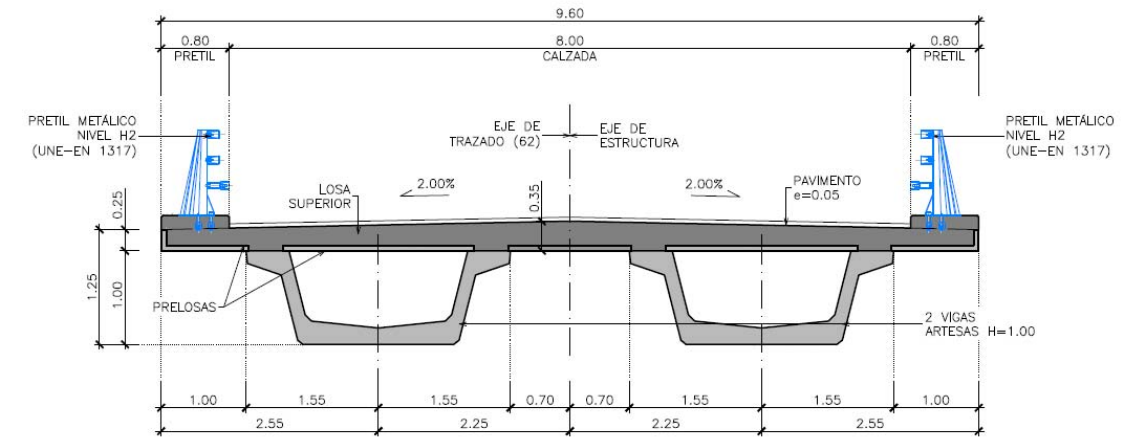
Paso superior 4. Planta.

La intersección es prácticamente recta, con un ángulo de esviaje de valor 99,15g y, está situada en un tramo recto del tronco, por lo que se ha proyectado con apoyo en mediana mediante un encaje de cuatro vanos con la siguiente distribución de luces: 12,00 – 17,00 – 17,00 - 11,00 m (longitud total: 57,00 m). El gálibo vertical bajo el tablero es de 5,60 m y la rasante del vial superior es recta con una pendiente descendente del 0,50%.



Paso superior 4. Alzado.

El esquema estructural del tablero es isostático y está constituido por dos vigas prefabricadas de sección tipo artesa y 1,00 m de canto, que se completa con una losa superior de 0,25 m de canto mínimo. La separación transversal de las vigas es 4,50 m.



Paso superior 4. Sección tipo (Centro de vano).

Las tres pilas constan de dos fustes circulares de 0,80 m, rematados en coronación por un capitel troncocónico de 1,60 m diámetro; la pila central (pila 2) se ubica en la mediana de la autovía y las dos laterales en el margen exterior de ambas calzadas, al pie del desmonte de la traza del tronco. La altura media de las pilas es 6,91 m y las tres se han proyectado con cimentación directa.

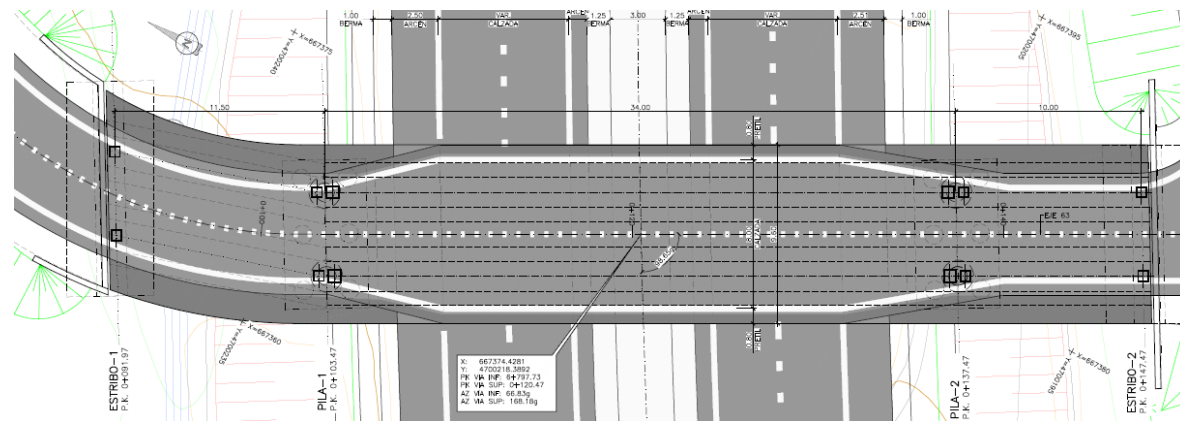
El estribo 1 es tipo cargadero y se sitúa en la coronación del desmonte del tronco, con un resguardo horizontal suficiente. Se completa con aletas en vuelto para contener el terraplén del eje superior (eje 62). Por otro lado el estribo 2 es cerrado y tiene 4,35 m de altura. Su cimentación es directa y cuenta con aletas en prolongación del muro frontal.

Para la ejecución de esta estructura se propone el siguiente proceso construcción:

- i. Movimiento de tierras para el vaciado de las cimentaciones de pilas y estribos. Estas operaciones se compatibilizarán con los desvíos de tráfico necesarios para ejecutar la ampliación de la carretera existente.
- ii. Ejecución de cimentaciones y alzados de pilas y estribos.
- iii. Instalación de los aparatos de apoyo.
- iv. Montaje de vigas prefabricadas mediante grúa automóvil. Al menos el montaje de las vigas del vano localizado sobre el desvío de tráfico se llevará a cabo en horario nocturno con un corte de tráfico.
- v. Colocación de prelosas prefabricadas y montaje de la armadura de la losa superior. Del mismo modo que para el montaje de vigas se precisa de un corte de tráfico nocturno para la instalación de las prelosas.
- vi. Vertido del hormigón de la losa superior.
- vii. Prueba de carga y acabados (pretilos, pavimento y juntas de dilatación).

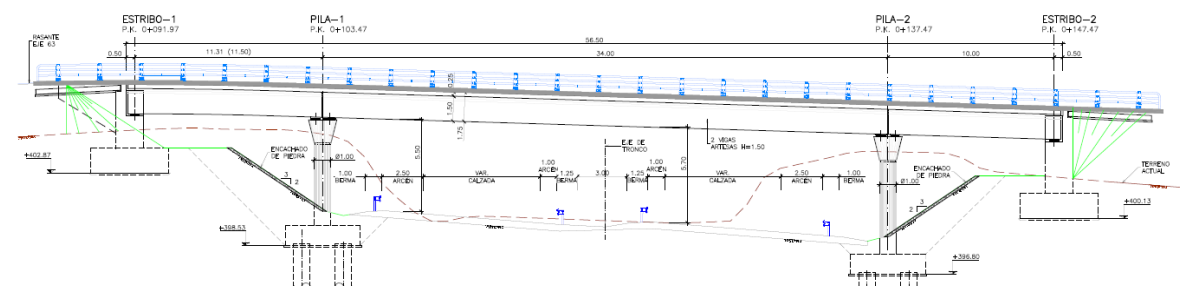
13.3.1.5. PASO SUPERIOR 5. P.K. 6+800

Esta estructura sustituye el paso superior existente en el P.K. 6+810, que es objeto de demolición para resolver la intersección del eje 63 sobre el tronco de la autovía. El cruce es prácticamente recto, con un ángulo de 98,65g entre ejes y proporciona un gálibo vertical mínimo de 5,50 m.



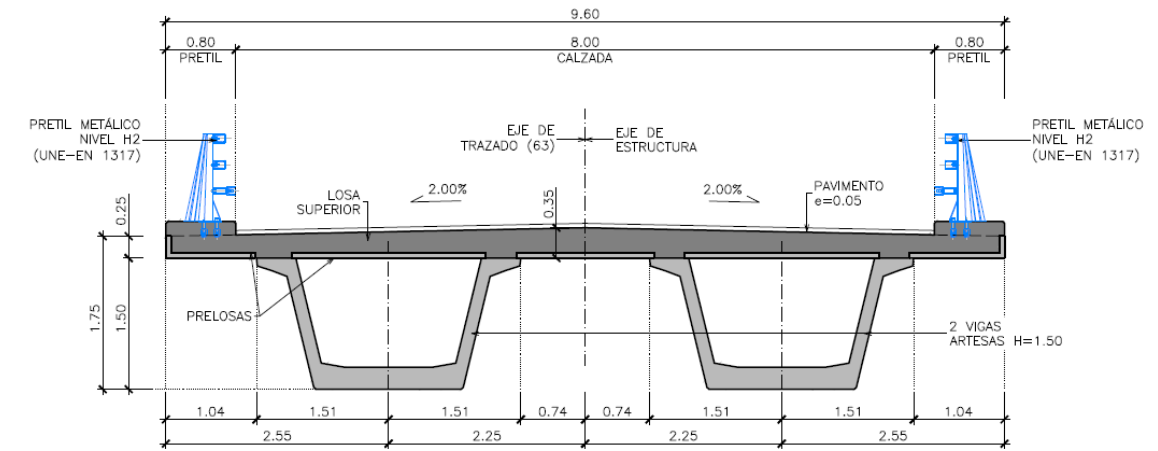
Paso superior 5. Planta.

La imposibilidad de disponer un apoyo central en la mediana de la autovía conduce a un encaje de tres vanos 11,50 – 34,00 – 10,00 m, siendo 56,50 m la longitud total entre ejes de estribo. El trazado del eje superior (eje 63) es recto salvo el tramo inicial que cuenta con una curva a derechas de 25 m de radio. La rasante del eje es recta a partir del P.K.0+100,73 (pendiente: -3%), por lo que el primer vano se ubica en un acuerdo vertical de parámetro $K_v=294,12$.



Paso superior 5. Alzado.

La sección tipo del tablero está formada por dos vigas artesas prefabricadas isostáticas de 1,50 m de canto, separadas 4,50 m entre ejes y una losa superior armada de 9,60 m de anchura, ejecutada sobre prelosas prefabricadas. La sección transversal está constituida por una calzada de 8,00 m y dos bandas de 0,80 m para alojar los pretiles de nivel de contención H2.



Paso superior 5. Sección tipo (Centro de vano).

Las dos pilas se componen de dos fustes circulares de 1,00 m de diámetro con un capitel troncocónico de 1,70 m de diámetro máximo. La altura media de las pilas es de 6,67 m y se han proyectado con cimentación profunda mediante sendos encepados de 6 pilotes $\varnothing 1,00$ m.

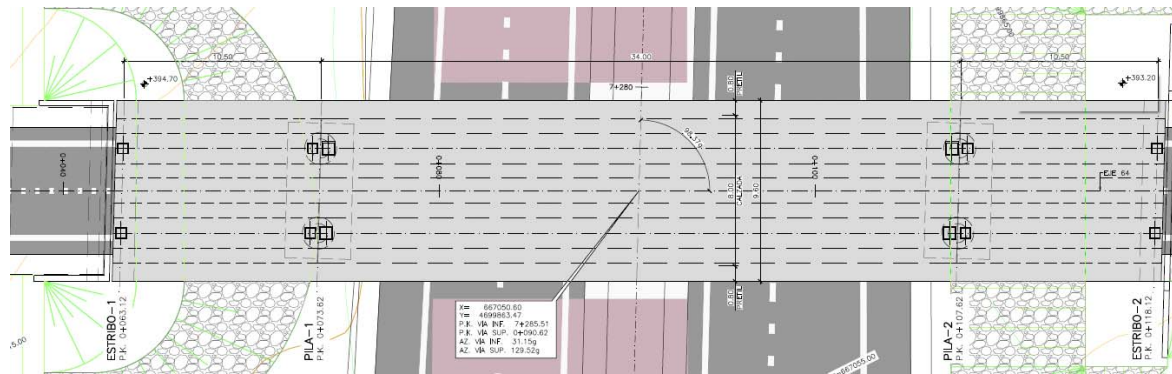
Los dos estribos son del tipo cerrado, con alturas de 3,90 y 5,08 m para los estribos 1 y 2, respectivamente. En ambos casos la cimentación es directa. Las aletas del estribo 1 se han proyectado en vuelta, siguiendo la curva circular de radio 25 m, al tiempo que las aletas del estribo 2 se disponen en prolongación del muro frontal para no invadir el vial perpendicular (eje 43).

El proceso constructivo propuesto se compone de las siguientes etapas:

- i. Demolición del paso superior existente.
- ii. Movimiento de tierras para el vaciado de las cimentaciones de pilas y estribos. Estas operaciones se compatibilizarán con los desvíos de tráfico necesarios para ejecutar la ampliación de la carretera existente.
- iii. Ejecución de cimentaciones y alzados de pilas y estribos.
- iv. Instalación de los aparatos de apoyo.
- v. Montaje de vigas prefabricadas mediante grúa automóvil. Al menos el montaje de las vigas del vano central se realizará en horario nocturno con corte de tráfico.
- vi. Colocación de prelosas prefabricadas y montaje de la armadura de la losa superior. Las operaciones correspondientes al vano central requieren también un corte de tráfico en horario nocturno.
- vii. Vertido del hormigón de la losa superior.
- viii. Prueba de carga y acabados (pretiles, pavimento y juntas de dilatación).

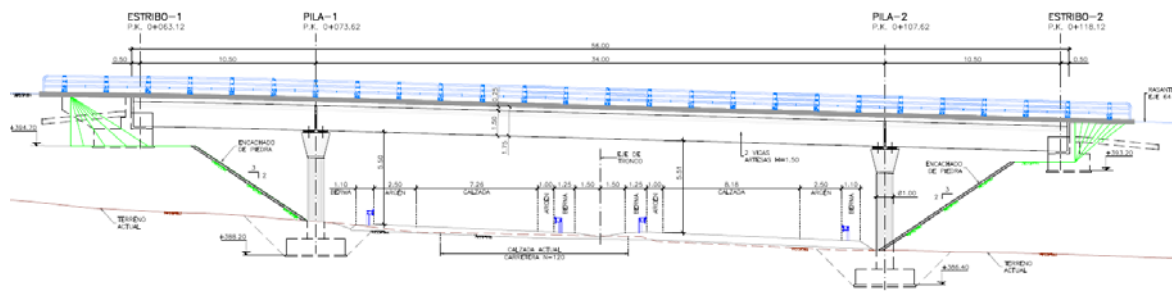
13.3.1.6. PASO SUPERIOR 6. P.K. 7+290

El paso superior 6 reemplaza a la estructura existente en el P.K. 7+500, situada a unos 200 m al sur de la nueva ubicación proyectada.



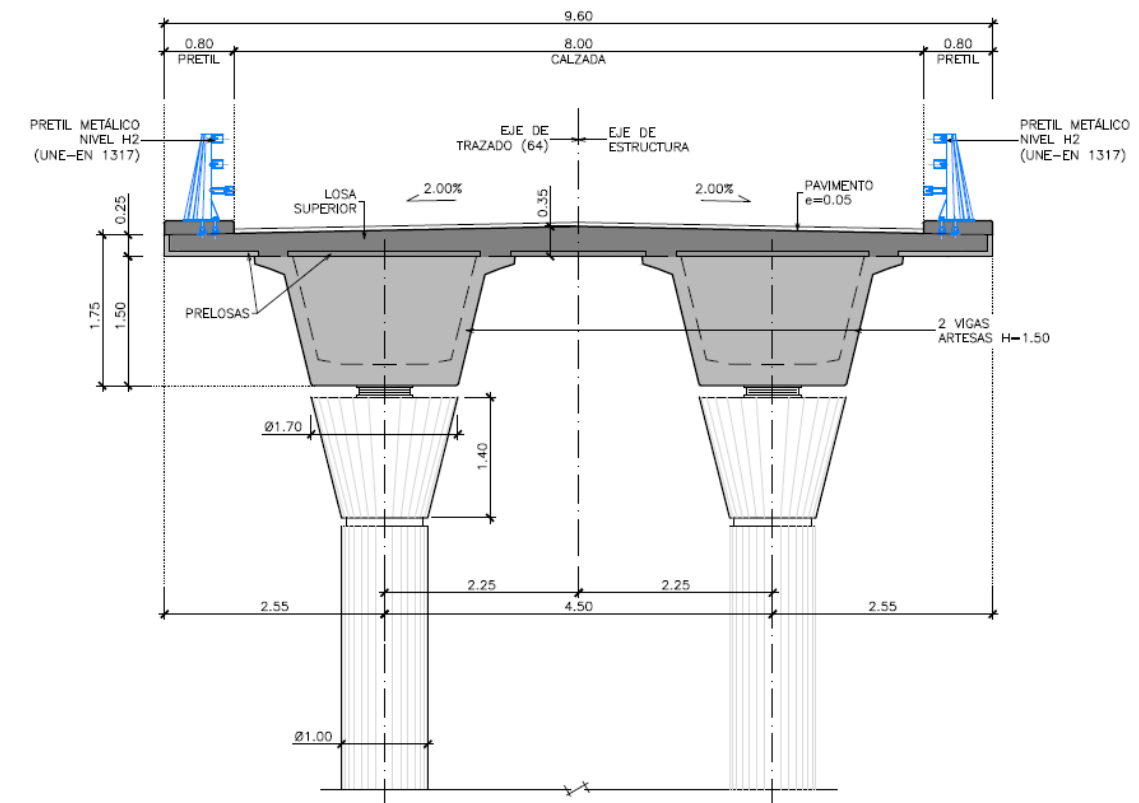
Paso superior 6. Planta.

La intersección es prácticamente recta, con un ángulo de esviaje de valor 98,37g y está ubicada en una clotoide del tronco, por lo que se ha proyectado sin apoyo en mediana mediante un encaje de tres vanos con la siguiente distribución de luces: 10,50 – 34,00 – 10,50 m (longitud total: 56,00 m). El gálibo vertical bajo el tablero es de 5,50 m.



Paso superior 6. Alzado.

El trazado del vial superior (eje 64) es recto y la sección transversal del tablero se resuelve con dos vigas prefabricadas de sección tipo artesa y 1,50 m de canto, dispuestas con una separación transversal de 4,50 m. La losa superior, vertida sobre prelosas prefabricadas, tiene un canto mínimo de 0,25 m y una anchura de 9,60 m que permite alojar una sección transversal compuesta por una calzada de 8,00 m y dos pretiles de 0,80 m; el nivel de contención de estos elementos es H2.



Paso superior 6. Sección tipo (Por pila).

La rasante del vial superior es recta a partir del P.K. 0+073,74 (pendiente: -2,80%), de modo que el primer vano se sitúa en un acuerdo vertical de parámetro $K_v=398,07$.

Las dos pilas constan de dos fustes circulares de 1,00 m, rematados en coronación por un capitel troncocónico de 1,70 m diámetro. Su altura media es de 6,74 m y se han proyectado con cimentación directa.

Ambos estribos son tipo cargadero y se apoyan en la coronación del terraplén del eje 64, con un resguardo horizontal suficiente. Las aletas del estribo 1 se proyectan en vuelta, mientras que en el estribo 2 se han dispuesto en prolongación debido a la proximidad del vial perpendicular (eje 43).

Para la ejecución de esta estructura se propone el siguiente proceso construcción:

- i. Movimiento de tierras para el vaciado de las cimentaciones de pilas y estribos.
- ii. Ejecución de cimentaciones y alzados de pilas.
- iii. Movimiento de tierras del vial superior (eje 64) y del perpendicular (eje 43).
- iv. Construcción de estribos.
- v. Instalación de los aparatos de apoyo.

- vi. Montaje de vigas prefabricadas mediante grúa autom6vil, siendo necesario prever un corte de tr1fico nocturno para la instalaci3n de las vigas del vano central.
- vii. Colocaci3n de prelasas prefabricadas y montaje de la armadura de la losa superior. Del mismo modo que para el montaje de vigas se precisa de un corte de tr1fico nocturno para la instalaci3n de las prelasas en el vano central.
- viii. Vertido del hormig3n de la losa superior.
- ix. Prueba de carga y acabados (pretils, pavimento y juntas de dilataci3n).

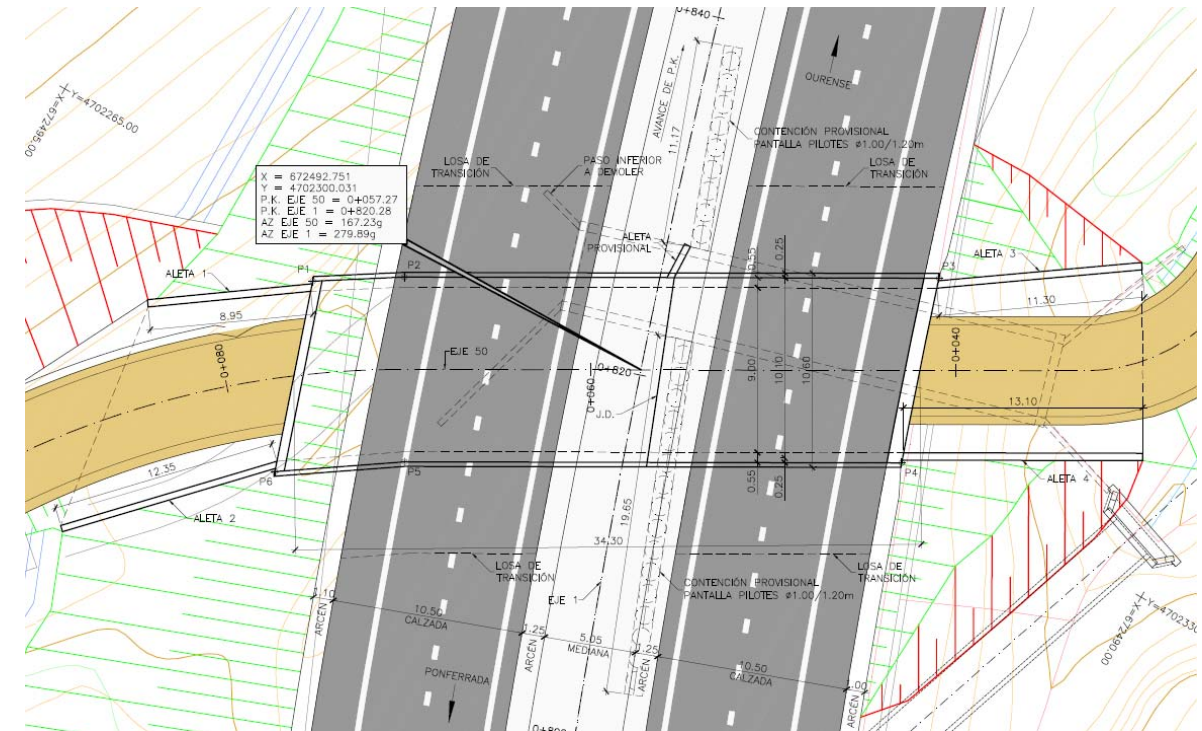
13.3.2. PASOS INFERIORES

13.3.2.1. PASO INFERIOR 1. P.K. 0+820

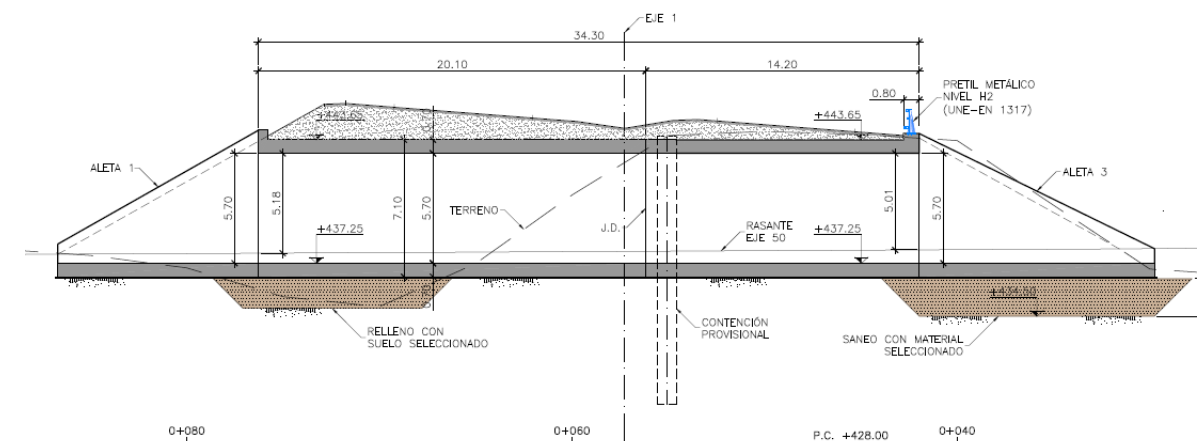
Este paso inferior reemplaza el paso inferior existente situado en el P.K. 0+820 que debe ser demolido debido a que presenta un g1lbo horizontal de 4,00 m, que es insuficiente.

El paso inferior existente consiste en una b3veda de hormig3n armado con cuatro aletas en las embocaduras, tambi3n de hormig3n armado, tipo m3nsula y de altura variable. Se adjunta a continuaci3n la informaci3n recogida en el levantamiento taquim3trico realizado en esta estructura.

Esta estructura se demuele y se sustituye por un nuevo paso inferior de 34,30 m de longitud, que cruza bajo la nueva autovía con un esviaje de 112,70g.



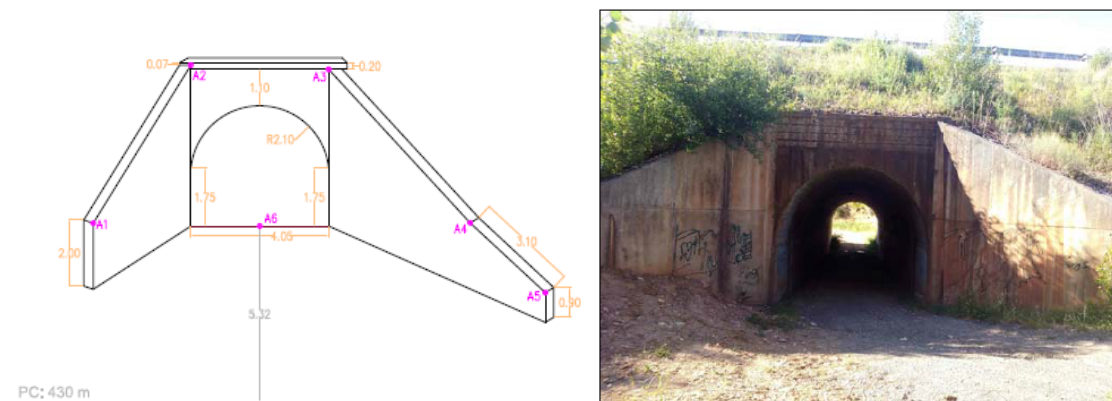
Paso inferior 1. Planta.



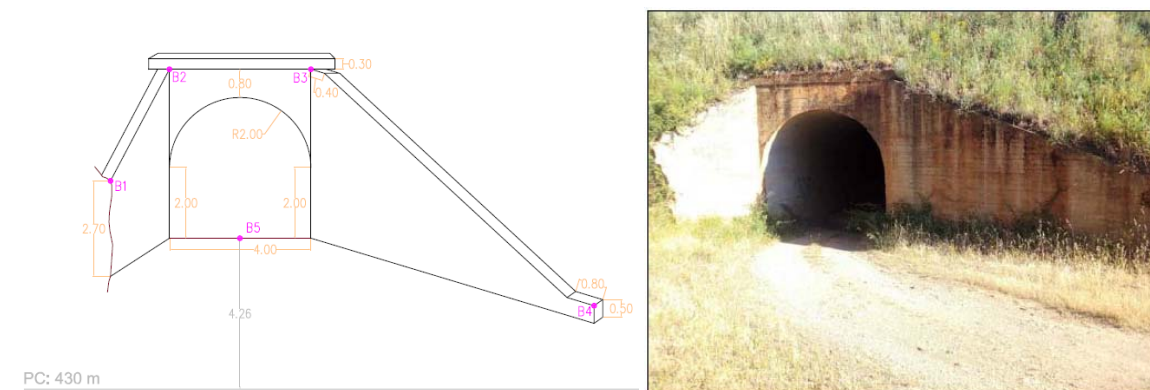
ALZADO LONGITUDINAL

Paso inferior 1. Alzado longitudinal.

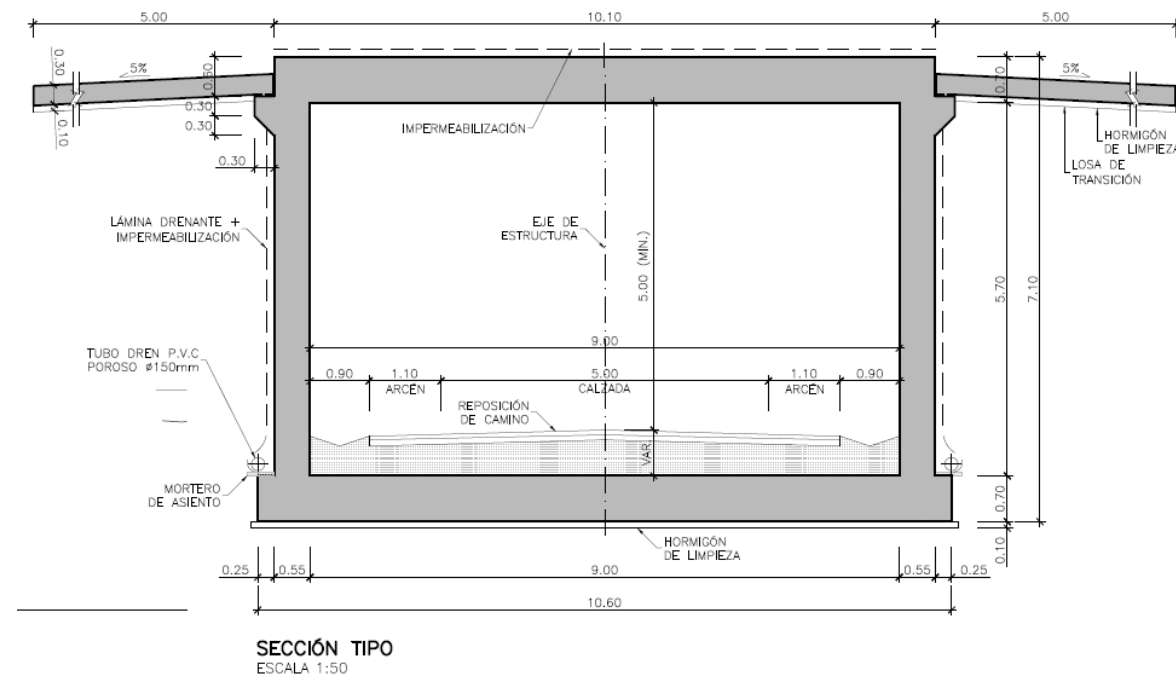
La secci3n transversal es tipo caj3n de hormig3n armado con altura interior de 5,70 m y ancho interior de 9,00 m. El espesor de los hastiales es de 0,55 m y el de las losas superior e inferior de 0,70 m.



Embocadura norte. Direcci3n Ourense



Embocadura sur. Direcci3n Ponferrada



Paso inferior 1. Sección transversal.

El nuevo gálibo horizontal de 9,00 m permite alojar una calzada de 5,00 m de anchura, dos arcenes de 1,10 m y sendas cunetas de 0,90 m. Se garantiza, además, un gálibo vertical mínimo de 5,00 m.

Se dispone un sistema de impermeabilización y drenaje para asegurar un buen mantenimiento y para evitar empujes hidrostáticos en los muros; este sistema está formado por los siguientes elementos:

- Pintura impermeabilizante en las superficies en contacto con el terreno (excepto en las cimentaciones).
- Lámina drenante geocompuesta en el trasdós de los hastiales.
- Tubo-dren de P.V.C. en el arranque del trasdós de hastiales que conduce el agua al sistema de drenaje general.

Para evitar la aparición de asientos en el pavimento se disponen losas de transición que cuentan con un espesor de 0,30 m, una longitud de 5,00 m y un ancho de 10,50 m coincidente con el ancho de la plataforma. Se disponen inclinadas con un 5% de pendiente, apoyadas en uno de sus extremos sobre una ménsula en los hastiales del cajón.

Se disponen en ambos márgenes de la autovía sendos pretiles con nivel de contención H2 a los que se les da continuidad sobre la estructura. Debido al escaso recubrimiento sobre el cajón en el margen derecho (calzada sentido Ourense), el pretil se ancla en el peto de esta embocadura. En el margen izquierdo hay una cobertura de tierras suficiente que permite dar continuidad a la cimentación del pretil de forma independiente a la estructura del paso inferior.

En ambas embocaduras se disponen aletas consistentes en muros de hormigón armado en forma de "U", cuya cimentación se hormigona de forma conjunta con la losa inferior del cajón. De este modo se obtiene un mejor comportamiento de las aletas frente al deslizamiento y se minimiza de forma significativa la excavación necesaria para ejecutar las zapatas.

La actuación requiere la demolición del paso inferior existente y su reconstrucción sin que se produzca la interrupción del tráfico en la carretera N-120. Esto exige la construcción del paso en dos fases, disponiendo una pantalla de pilotes a modo de contención provisional del terreno.

Esta pantalla se ejecutará desde el margen izquierdo de la plataforma de la carretera N-120 (sentido Ponferrada) mediante pilotes de 1,00 m de diámetro colocados cada 1,20 m. Esto permitirá realizar una primera fase de excavación en el talud actual del terraplén de la carretera N-120, quedando la plataforma protegida por la pantalla. Una vez ejecutado el primer tramo del paso inferior, se vierten las tierras del terraplén sobre el marco y se ejecuta parcialmente la nueva plataforma de la A-76, desviándose el tráfico de la carretera actual. Se procede a continuación a la excavación del terraplén de la carretera N-120 para completar la construcción.

Se ha optado por disponer una pantalla de pilotes en lugar de una de micropilotes debido a que el proceso constructivo exige que ésta trabaje en dos direcciones, conteniendo las tierras situadas al norte de la misma en la primera fase de excavación, y al sur en la segunda. Esto, sumado a una altura libre próxima a los 9,00 m, hace más adecuada esta solución frente a una pantalla de micropilotes, que requeriría la colocación y posterior eliminación de anclajes provisionales en ambas direcciones.

El proceso constructivo propuesto para este paso inferior consta de las siguientes fases:

- i. Adecuación de los carriles de la carretera N-120, mediante desvíos provisionales, para liberar la zona destinada a los trabajos de ejecución de la pantalla de pilotes. El ancho actual de la plataforma permite acomodar dos carriles de 3,00 m de ancho y arcenes de 1,00 m, dejando una zona libre de 5,00 m de ancho, que es suficiente para permitir el trabajo de la pilotadora.
- ii. Ejecución de la pantalla de pilotes.
- iii. Primera fase de excavación realizada en el lado sur de la pantalla, vaciando el derrame de tierras del terraplén de la carretera N-120 mientras ésta queda protegida por la pantalla de pilotes. Simultáneamente se procede a la demolición (parcial) del paso inferior existente.
- iv. Ejecución de la explanación de trabajo. Nivelación de la zona deprimida mediante el vertido de relleno con suelo seleccionado.
- v. Vertido del hormigón de nivelación de la losa inferior.
- vi. Construcción del primer tramo de losa inferior (común a marco y aletas).
- vii. Encofrado, ferrallado y hormigonado de los alzados de las aletas y de los hastiales del primer tramo de marco. Se procede al mismo tiempo a la construcción de la aleta provisional entre

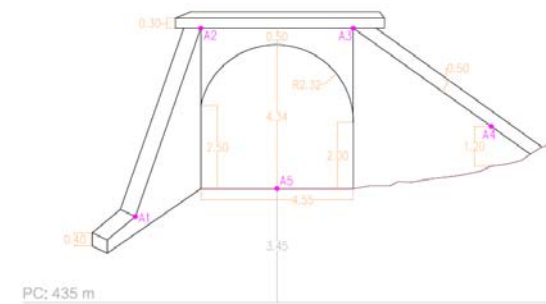
la pantalla de pilotes y el nuevo marco, necesaria para la contención de tierras durante la segunda fase de excavación.

- viii. Montaje de cimbra, encofrado y ferrallado del primer tramo de losa superior y hormigonado de la misma.
- ix. Impermeabilización de los muros y de la losa superior.
- x. Ejecución parcial del terraplén y la plataforma de la nueva autovía A-76 (calzada sur).
- xi. Desvío del tráfico de la carretera N-120 a la nueva plataforma.
- xii. Segunda fase de excavación realizada en el lado norte de la pantalla, vaciando el terraplén de la carretera N-120. Simultáneamente se procede a la demolición del paso inferior existente y de los pilotes situados en la parte frontal del cajón.
- xiii. Saneo mediante relleno seleccionado bajo la embocadura norte del paso inferior.
- xiv. Vertido del hormigón de nivelación de la losa inferior.
- xv. Construcción del segundo tramo de losa inferior (común a marco y aletas).
- xvi. Encofrado, ferrallado y hormigonado de los alzados de las aletas y de los hastiales del segundo tramo de marco.
- xvii. Montaje de cimbra, encofrado y ferrallado del segundo tramo de losa superior y hormigonado de la misma.
- xviii. Impermeabilización de los muros y de la losa superior.
- xix. Finalización del terraplén y de la plataforma de la nueva autovía A-76.

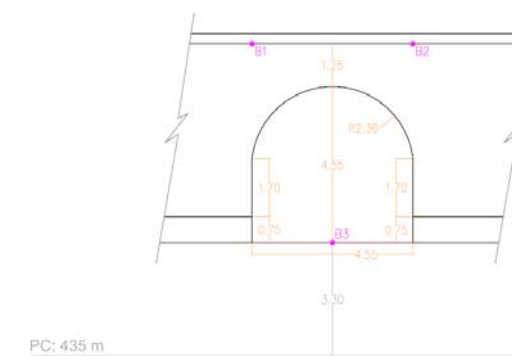
13.3.2.2. PASO INFERIOR 2. P.K. 1+820

Esta estructura sustituye el paso inferior existente situado en el P.K. 1+820 que debe ser demolido debido a que proporciona un gálibo horizontal de 4,55 m que es insuficiente.

La estructura existente consiste en una bóveda de hormigón armado con dos aletas tipo ménsula y de altura variable en la embocadura norte. En la embocadura sur existe actualmente un muro de contención de hormigón armado que evita el derrame de tierras del terraplén de la carretera N-120 sobre la carretera OU-622. Se adjunta a continuación la información recogida en el levantamiento taquimétrico realizado en esta obra de fábrica.

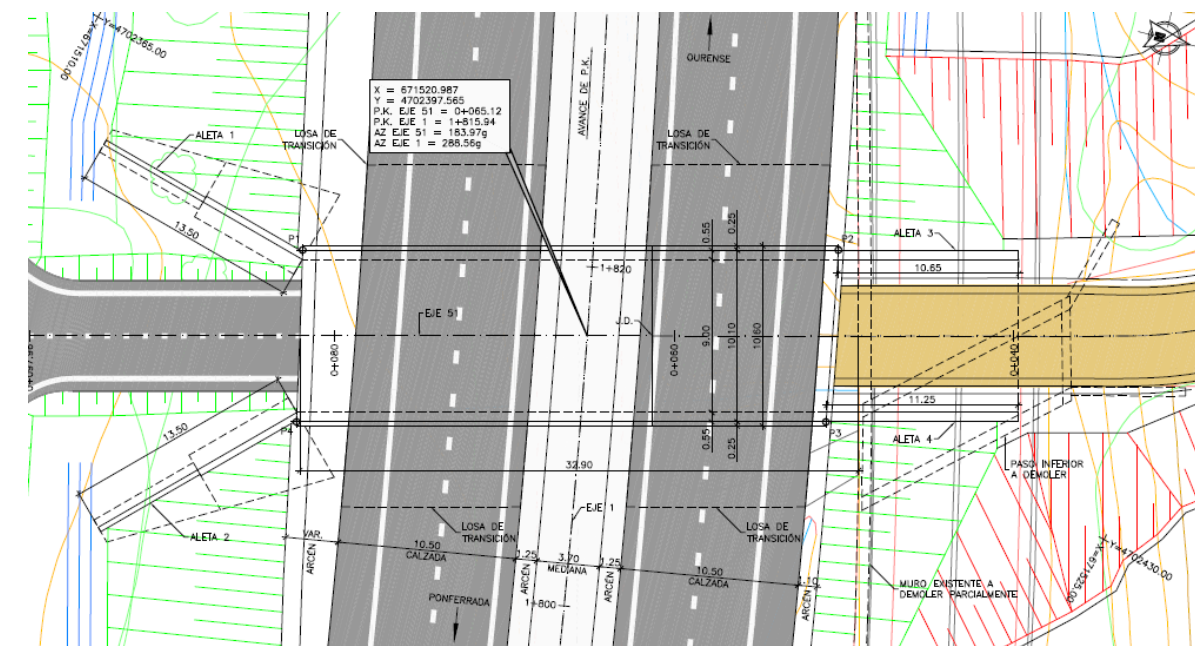


Embocadura norte. Dirección Ourense

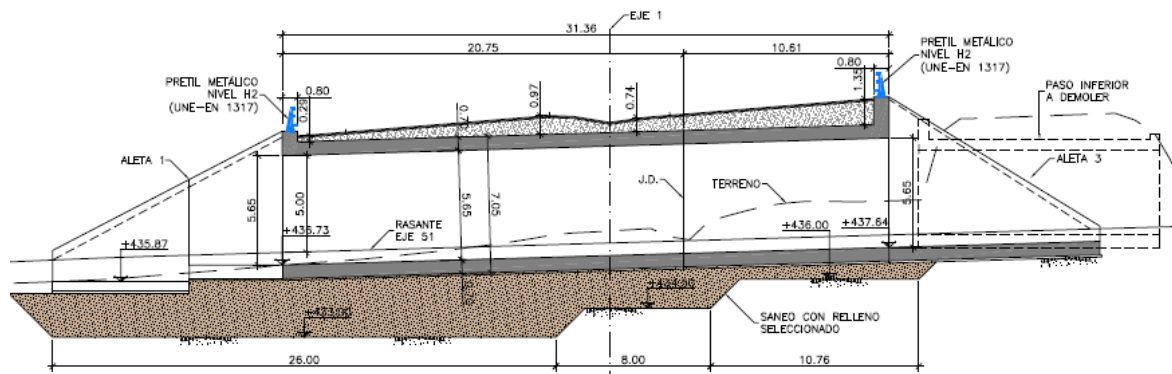


Embocadura sur. Dirección Ponferrada

Esta estructura se demuele y se reemplaza por un nuevo paso inferior de 31,36 m de longitud, que cruza bajo la nueva autovía con un esviaje de 104,60g.

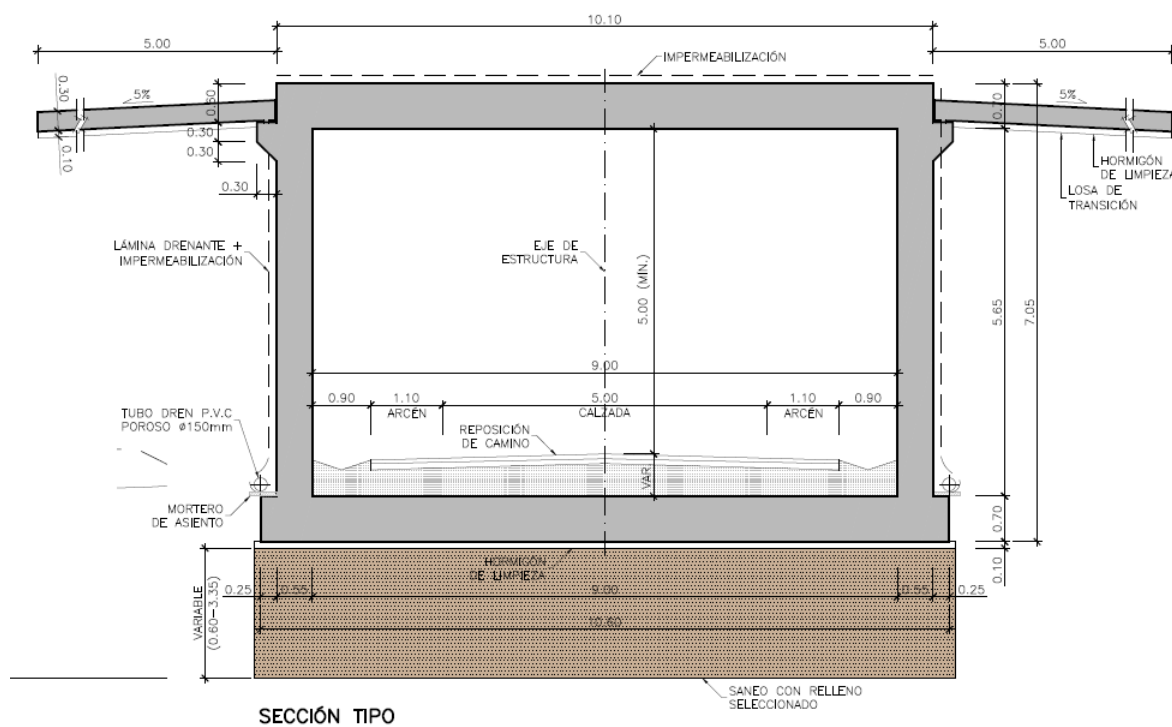


Paso inferior 2. Planta.



Paso inferior 2. Alzado longitudinal.

La sección transversal es tipo cajón de hormigón armado con altura interior de 5,65 m y ancho interior de 9,00 m. El espesor de los hastiales es de 0,55 m y el de las losas superior e inferior es de 0,70 m.



Paso inferior 2. Sección transversal.

El nuevo gálibo horizontal de 9,00 m permite alojar una calzada de 5,00 m de anchura, dos arcenes de 1,10 m y sendas cunetas de 0,90 m. Se garantiza, además, un gálibo vertical mínimo de 5,00 m.

Se dispone un sistema de impermeabilización y drenaje que asegura un buen mantenimiento y evita empujes hidrostáticos en los muros; este sistema está constituido por los siguientes elementos:

- Pintura impermeabilizante en las superficies en contacto con el terreno (excepto en las cimentaciones).
- Lámina drenante geocompuesta en el trasdós de los hastiales.
- Tubo-dren de P.V.C. en el arranque del trasdós de hastiales que conduce el agua al sistema de drenaje general.

Para evitar la aparición de asientos en el pavimento se disponen losas de transición que cuentan con un espesor de 0,30 m, una longitud de 5,00 m y un ancho de 10,50 m coincidente con el ancho de la plataforma. Se disponen inclinadas con un 5% de pendiente, apoyadas en uno de sus extremos sobre una ménsula en los hastiales del cajón.

Se disponen en ambos márgenes de la autovía sendos pretiles con nivel de contención H2 a los que se les da continuidad sobre la estructura anclándolos a los petos de entrada y salida.

En ambas embocaduras se disponen aletas consistentes en muros de hormigón armado:

- En la embocadura norte, se disponen en forma de “U” con cimentación hormigonada de forma conjunta con la losa inferior del cajón. De este modo se obtiene un mejor comportamiento de las aletas frente al deslizamiento y se minimiza de forma significativa la excavación necesaria para ejecutar las zapatas.
- En el caso de la embocadura sur, el camino intersecta de forma ortogonal con la reposición de la carretera OU-622, permitiendo incorporarse a ésta hacia ambos sentidos. La proximidad de las aletas al cruce conduce en este caso a una solución de aletas tipo muro ménsula proyectadas con un ángulo de 30º respecto al eje del camino, mejorando las condiciones de giro. Adicionalmente la topografía de la zona permite ejecutar las zapatas sin necesidad de realizar excavaciones importantes.

A diferencia de lo que sucede en el Paso Inferior 1, para la ejecución de esta estructura no será necesario realizar ninguna contención provisional del terreno. El muro existente en la embocadura sur y la separación del nuevo trazado de la autovía con respecto a la carretera N-120 permiten ejecutar el paso en dos fases sin necesidad de obras complementarias.

El proceso constructivo de esta estructura consta de las siguientes fases:

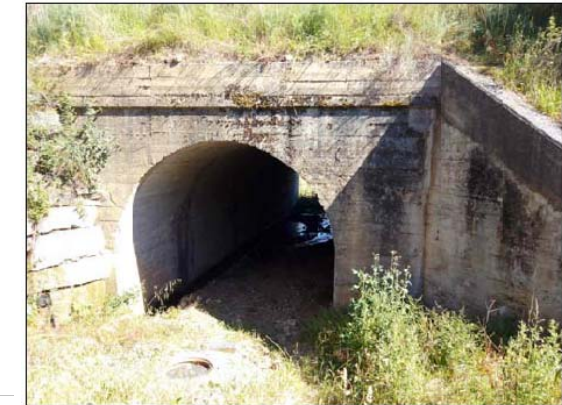
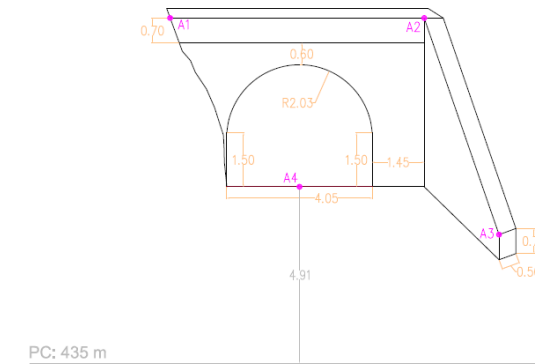
- Primera fase de excavación al oeste de la embocadura sur del paso inferior existente para la preparación de la explanación del nuevo paso inferior. El muro existente contiene el derrame de tierras del terraplén de la carretera N-120, manteniéndose el tráfico en la misma.
- Excavación adicional para la ejecución del saneo con material seleccionado bajo el nuevo marco.
- Vertido del hormigón de nivelación de la losa inferior.
- Construcción del primer tramo de losa inferior y de la cimentación de las aletas en la embocadura sur.

- v. Encofrado, ferrallado y hormigonado de los alzados de las aletas y de los hastiales del primer tramo de marco.
- vi. Montaje de cimbra, encofrado y ferrallado del primer tramo de losa superior y hormigonado de la misma.
- vii. Impermeabilización de los muros y de la losa superior.
- viii. Ejecución parcial del terraplén y la plataforma de la nueva autovía A-76.
- ix. Desvío del tráfico de la carretera N-120 a la nueva plataforma.
- x. Segunda fase de excavación realizada en el lado norte, vaciando el terraplén de la carretera N-120. Simultáneamente se procede a la demolición del paso inferior existente y del muro de contención.
- xi. Excavación adicional para la ejecución del saneo con material seleccionado bajo el nuevo marco.
- xii. Vertido del hormigón de nivelación de la losa inferior.
- xiii. Construcción del segundo tramo de losa inferior (común a marco y aletas).
- xiv. Encofrado, ferrallado y hormigonado de los alzados de las aletas y de los hastiales del segundo tramo de marco.
- xv. Montaje de cimbra, encofrado y ferrallado del segundo tramo de losa superior y hormigonado de la misma.
- xvi. Impermeabilización de los muros y de la losa superior.
- xvii. Finalización del terraplén y de la plataforma de la nueva autovía A-76.

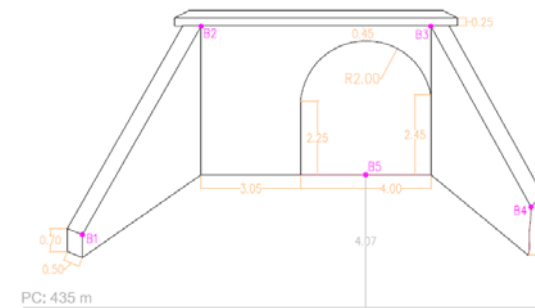
13.3.2.3. PASO INFERIOR 3. P.K. 5+225

Este paso inferior sustituye el paso inferior existente situado en el P.K. 5+225 que debe ser demolido debido a que presenta un gálibo horizontal de 4,00 m que es insuficiente.

El paso inferior existente consiste en una bóveda de hormigón armado con cuatro aletas en las embocaduras, también de hormigón armado, tipo ménsula y de altura variable. Se adjunta a continuación la información recogida en el levantamiento taquimétrico realizado en esta estructura.

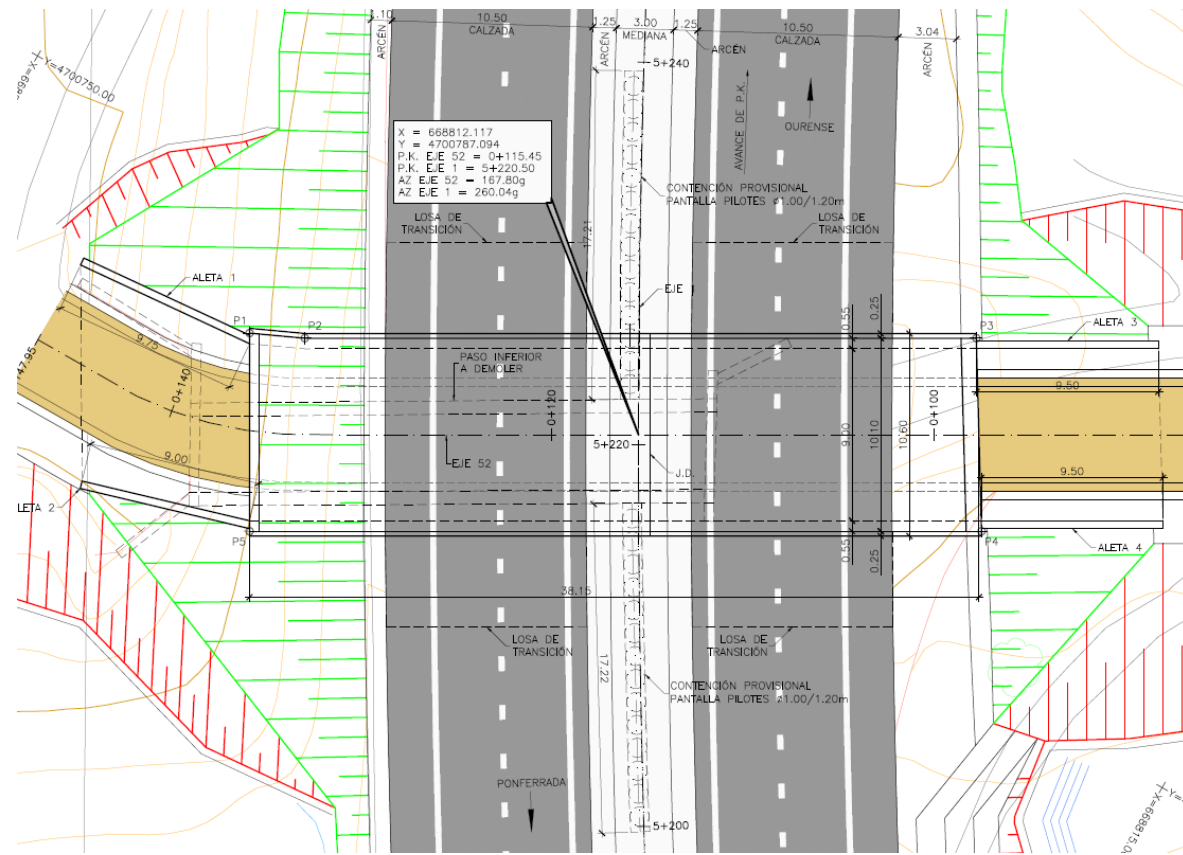


Embocadura norte. Dirección Ourense

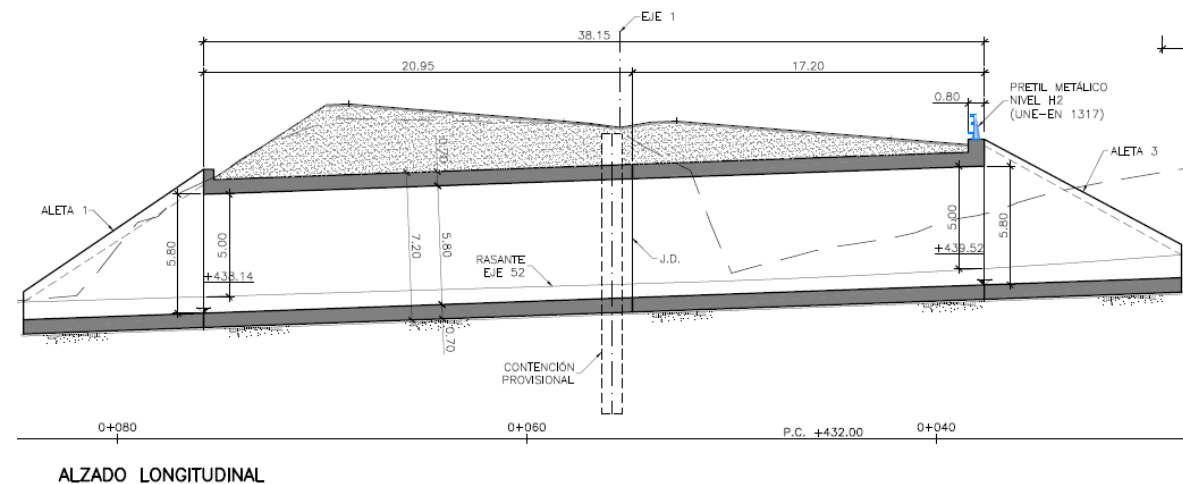


Embocadura sur. Dirección Ponferrada

Esta estructura se demuele y se reemplaza por un nuevo paso inferior de 38,15 m de longitud, que cruza bajo la nueva autovía de forma ortogonal.

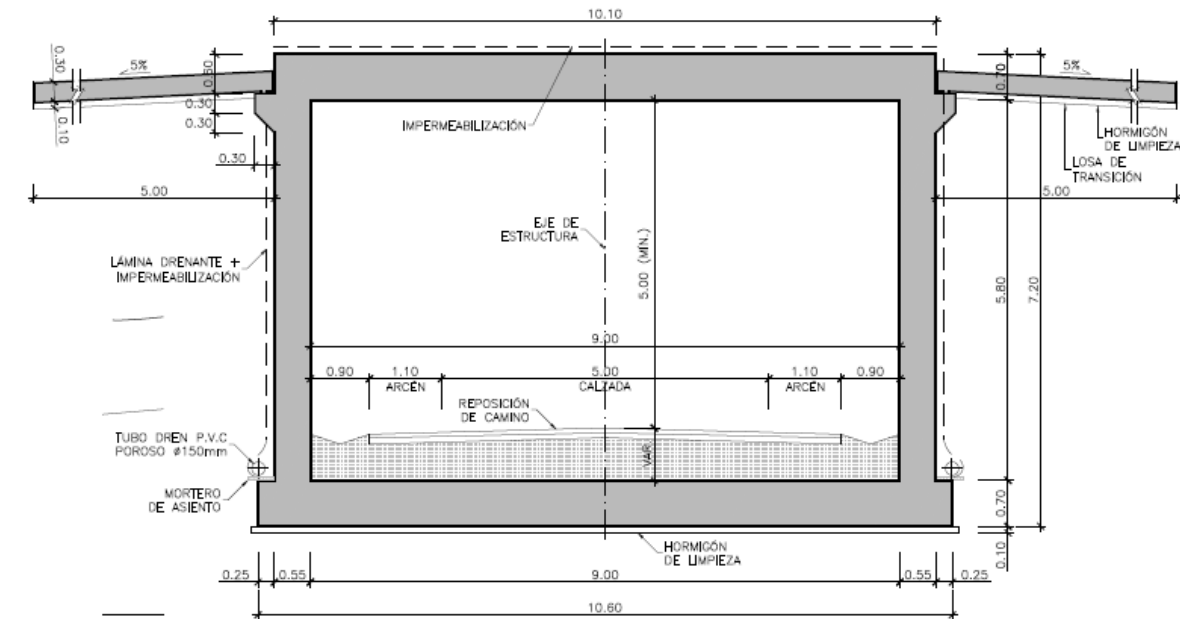


Paso inferior 3. Planta.



Paso inferior 3. Alzado longitudinal.

La sección transversal es tipo cajón de hormigón armado con altura interior de 5,80 m y ancho interior de 9,00 m. El espesor de los hastiales es de 0,55 m y el de las losas superior e inferior es de 0,70 m.



SECCIÓN TIPO

Paso inferior 3. Sección transversal.

El nuevo gálibo horizontal de 9,00 m permite alojar una calzada de 5,00 m de anchura, dos arcenes de 1,10 m y sendas cunetas de 0,90 m. Se garantiza, además, un gálibo vertical mínimo de 5,00 m.

Se dispone un sistema de impermeabilización y drenaje para asegurar un buen mantenimiento y para evitar empujes hidrostáticos en los muros, que está formado por los siguientes elementos:

- Pintura impermeabilizante en las superficies en contacto con el terreno (excepto en las cimentaciones).
- Lámina drenante geocompuesta en el trasdós de los hastiales.
- Tubo-dren de P.V.C. en el arranque del trasdós de hastiales que conduce el agua al sistema de drenaje general.

Para evitar la aparición de asientos en el pavimento se disponen losas de transición que cuentan con un espesor de 0,30 m, una longitud de 5,00 m y un ancho de 10,50 m coincidente con el ancho de la plataforma. Se disponen inclinadas con un 5% de pendiente, apoyadas en uno de sus extremos sobre una ménsula en los hastiales del cajón.

Se disponen en ambos márgenes de la autovía sendos pretiles con nivel de contención H2 a los que se les da continuidad sobre la estructura. Debido al escaso recubrimiento sobre el cajón en el margen derecho (calzada sentido Ourense), el pretil se ancla en el peto de esta embocadura. En el margen izquierdo hay una cobertura de tierras suficiente que permite dar continuidad a la cimentación del pretil de forma independiente a la estructura del paso inferior.

En ambas embocaduras se disponen aletas consistentes en muros de hormigón armado en forma de "U", cuya cimentación se hormigona de forma conjunta con la losa inferior del cajón. De este modo se obtiene un mejor comportamiento de las aletas frente al deslizamiento y se minimiza de forma significativa la excavación necesaria para ejecutar las zapatas.

La actuación requiere la demolición del paso inferior existente y su reconstrucción sin que se produzca la interrupción del tráfico en la carretera N-120. El proceso constructivo será análogo al descrito para el paso inferior 1, definido en dos fases y disponiendo una pantalla de pilotes a modo de contención provisional del terreno.

Esta pantalla se ejecutará desde el margen derecho de la plataforma de la carretera N-120 (sentido Ourense) mediante pilotes de 1,00 m de diámetro colocados cada 1,20 m. Esto permitirá realizar una primera fase de excavación en el talud actual del terraplén de la N-120, quedando la plataforma protegida por la pantalla. Una vez ejecutado el primer tramo del paso inferior, se vierten las tierras del terraplén sobre el marco y se ejecuta parcialmente la nueva plataforma de la autovía A-76, desviándose el tráfico de la carretera actual. Se procede a continuación a la excavación del terraplén de la carretera N-120 para completar la construcción.

Se ha optado por disponer una pantalla de pilotes frente a una de micropilotes debido a que el proceso constructivo exige que ésta trabaje en dos direcciones, conteniendo las tierras situadas al sur de la misma en la primera fase de excavación, y al norte en la segunda. Esto, sumado a una altura libre próxima a los 9,00 m, hace más adecuada esta solución frente a una pantalla de micropilotes, que requeriría la colocación y posterior eliminación de anclajes provisionales en ambas direcciones.

La secuencia del proceso constructivo propuesto para esta estructura consta de las siguientes fases:

- i. Adecuación de los carriles de la carretera N-120, mediante desvíos provisionales, para liberar la zona destinada a los trabajos de ejecución de la pantalla de pilotes. El ancho actual de la plataforma permite acomodar dos carriles de 3,00 m de ancho y arceles de 1,00 m, dejando una zona de libre de 5,00 m de ancho, suficientes para permitir el trabajo de la pilotadora.
- ii. Ejecución de la pantalla de pilotes.
- iii. Primera fase de excavación realizada en el lado norte de la pantalla, vaciando el derrame de tierras del terraplén de la carretera N-120 mientras ésta queda protegida por la pantalla de pilotes. Simultáneamente se procede a la demolición (parcial) del paso inferior existente.
- iv. Vertido del hormigón de nivelación de la losa inferior.
- v. Construcción del primer tramo de losa inferior (común a marco y aletas).
- vi. Encofrado, ferrallado y hormigonado de los alzados de las aletas y de los hastiales del primer tramo de marco.

- vii. Montaje de cimbra, encofrado y ferrallado del primer tramo de losa superior y hormigonado de la misma.
- viii. Impermeabilización de los muros y de la losa superior.
- ix. Ejecución parcial del terraplén y la plataforma de la nueva autovía A-76 (calzada norte).
- x. Desvío del tráfico de la carretera N-120 a la nueva plataforma.
- xi. Segunda fase de excavación realizada en el lado sur de la pantalla, vaciando el terraplén de la N-120. Simultáneamente se procede a la demolición del paso inferior existente y de los pilotes situados en la parte frontal del cajón.
- xii. Vertido del hormigón de nivelación de la losa inferior.
- xiii. Construcción del segundo tramo de losa inferior (común a marco y aletas).
- xiv. Encofrado, ferrallado y hormigonado de los alzados de las aletas y de los hastiales del segundo tramo de marco.
- xv. Montaje de cimbra, encofrado y ferrallado del segundo tramo de losa superior y hormigonado de la misma.
- xvi. Impermeabilización de los muros y de la losa superior.
- xvii. Finalización del terraplén y de la plataforma de la nueva autovía A-76.

13.3.3. MUROS

En el presente Proyecto se incluyen seis muros de contención, cuya tipología, ubicación y longitud se resumen en la tabla siguiente

MURO	P.K.	TIPOLOGÍA	LONGITUD [m]
M-1	0+653,50 - 0+669,90	Pantalla de pilotes Ø1,00 / 1,50 m	25,80
M-2	0+863,40 - 0+875,25	Pantalla de micropilotes Ø0,30 / 0,40 m	26,20
M-3	0+985,00 - 1+055,00	Muro de escollera	76,90
M-4	6+854,75 - 6+884,85	Pantalla de pilotes Ø0,50 / 0,75 m	35,80
M-5	0+050,00 - 0+205,00 (Eje 70)	Muro ménsula hormigón	156,20
M-6	7+730,00 - 7+790,00	Muro ménsula hormigón	60,60

13.3.3.1. MURO M-1

El muro se proyecta en el margen izquierdo del eje 1, entre los pp.kk. 0+653,50 y 0+669,90, y tiene una longitud total de 25,80 m, repartidos en un tramo longitudinal de 15,00 m y dos

transversales de 6,90 y 3,90 m. Este muro evita cualquier afección a la cimentación de una torre eléctrica existente en un tramo en desmonte del tronco de la nueva autovía A-76 (eje 1).

Está constituido por una pantalla de pilotes $\varnothing 1,00$ m dispuestos con una separación transversal de 1,50 m y con un voladizo máximo de 5,45 m. Como viga de coronación de los pilotes que constituyen el muro M-1 se proyecta una viga de 1,40 m de anchura y 1,00 m de canto.

Como acabado de la pantalla de pilotes se proyecta un revestimiento de ladrillo.

13.3.3.2. MURO M-2

Este muro se proyecta, al igual que el muro M-1, para evitar que el desmonte de la ampliación de la carretera N-120 afecte a una torre eléctrica existente en el margen izquierdo del tronco (P.K. 0+869,60). Se proyecta entre los pp.kk. 0+863,40 y 0+875,25 del tronco de la autovía (eje 1, margen izquierdo) y tiene una longitud total de 26,20 m y una altura libre máxima (incluyendo la viga de coronación) de 5,75 m.

La proximidad de la traza al apoyo de la línea eléctrica limita el espacio disponible por lo que se ha propuesto una pantalla de micropilotes de 0,30 m de diámetro dispuestos con una separación transversal de 0,40 m. La viga de atado que conecta la coronación de todos los micropilotes tiene una sección cuadrada de 0,50 x 0,50 m. Como acabado de la pantalla de micropilotes se ha optado por un revestimiento de ladrillo.

13.3.3.3. MURO M-3

El muro M-3 se proyecta para evitar que el terraplén del margen izquierdo de la autovía interfiera con el trazado actual de la carretera existente OU-622. Tiene una longitud de 76,90 m y se desarrolla entre los pp.kk. 0+985,00 y 1+055,00 del tronco (eje 1, margen izquierdo).

Se ha proyectado como un muro de escollera de 8,50 m de altura máxima.

13.3.3.4. MURO M-4

Este muro de 35,80 m de longitud se proyecta para evitar que el desmonte de la plataforma de la autovía A-76 (eje1) afecte a una edificación existente en el margen izquierdo. El muro se localiza entre los pp.kk. 6+854,75 y 6+884,85.

Debido a las limitaciones de espacio y con el objeto de minimizar el movimiento de tierras, el muro se proyecta como una pantalla de pilotes de $\varnothing 0,50$ m dispuestos con una separación transversal de 0,75 m. Como viga de coronación de los pilotes se dispone una viga de 0,90 m de anchura y 1,00 m de canto. La altura libre máxima de este muro es 3,17 m.

Del mismo modo que en los muros M-1 y M-2, se propone un revestimiento de ladrillo como acabado de la pantalla de pilotes.

13.3.3.5. MURO M-5

El muro M-5 se proyecta en el margen izquierdo del eje 70, entre los pp.kk. 0+050,00 y 0+205,00. Tiene una longitud de 156,20 m y una altura máxima de 4,30 m. Resulta necesario debido al desnivel entre el citado eje 70 y el tronco de la autovía A-76 (eje 1).

Su tipología corresponde a muros ménsula de hormigón armado, encofrados a dos caras y está formado por módulos de 10,00 m de longitud. En su coronación se dispone un pretil con nivel de contención H2.

En función de la altura se han definido dos secciones tipo, ambas con sección en L sin puntera:

- Muro tipo 1 ($2,00 \text{ m} < H \leq 3,00 \text{ m}$)
- Muro tipo 2 ($3,05 \text{ m} < H \leq 4,30 \text{ m}$)

13.3.3.6. MURO M-6

Este muro resulta necesario debido al desnivel existente entre el tronco de la autovía A-76 (eje 1, margen derecho) y el ramal definido por el eje 91. Se localiza en el margen izquierdo del eje 91, entre los pp.kk. 7+730,00 y 7+790,00 del eje 1. Tiene una longitud de 60,60 m y una altura máxima de 2,60 m.

Se proyecta como un muro ménsula de sección en L (sin puntera) de hormigón armado y cimentación directa dividido en módulos de 10,00 m; en su coronación se dispone un pretil con nivel de contención H2.

Se definen dos secciones tipo dependiendo de la altura máxima de cada módulo:

- Muro tipo 1 ($1,00 \text{ m} < H \leq 2,00 \text{ m}$)
- Muro tipo 2 ($2,05 \text{ m} < H \leq 3,00 \text{ m}$)

En el P.K. 7+760 el muro debe salvar la OD T15 del Proyecto Clave T3/23-OR-4970, que consiste en un tubo de diámetro 1.800 mm. Para ello se define el denominado muro tipo 3, de 10,46 m de longitud y cuya cimentación evita cualquier afección a la infraestructura citada.

13.3.4. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

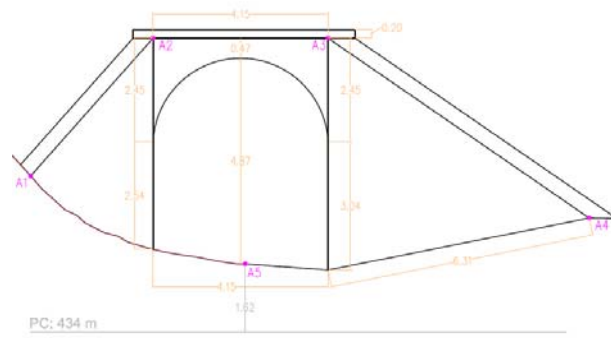
El Proyecto requiere tres obras de drenaje con dimensiones interiores relevantes, por lo que han sido incluidas en este Anejo de Estructuras.

13.3.4.1. ODT 5. P.K. 1+740

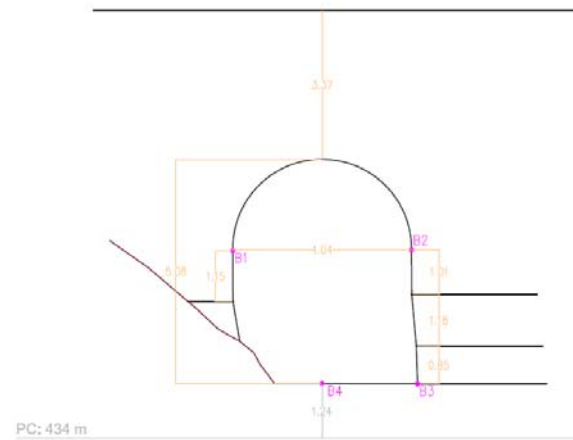
Se trata de una obra de drenaje transversal de nueva construcción que sustituye a la obra de fábrica existente en el P.K. 1+740, que debe ser demolida debido a lo ajustado de sus dimensiones y a una adecuación de su trazado en planta. La nueva ODT 5 dará continuidad al cauce Regueiro de Valbosadello.

Esta estructura se sitúa a 80 m del Paso Inferior 2, por lo que presenta condicionantes comunes con éste.

La ODT existente consiste en una bóveda de hormigón armado con dos aletas tipo ménsula y de altura variable en la embocadura norte. En la embocadura sur se encuentra el muro de contención de hormigón armado citado en la descripción del Paso Inferior 2, que evita el derrame de tierras del terraplén de la carretera N-120 sobre la OU-622. Se adjunta a continuación la información recogida en el levantamiento taquimétrico realizado en esta estructura.

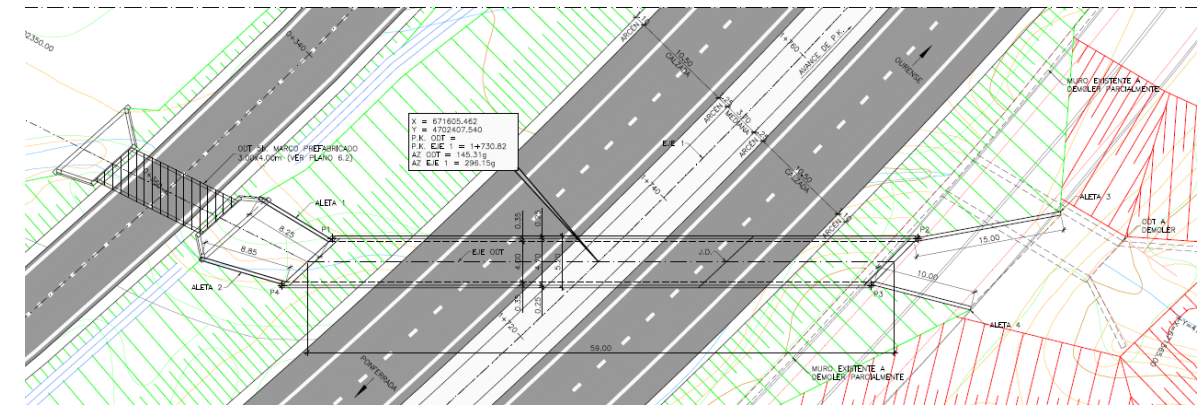


Embocadura norte. Dirección Ourense

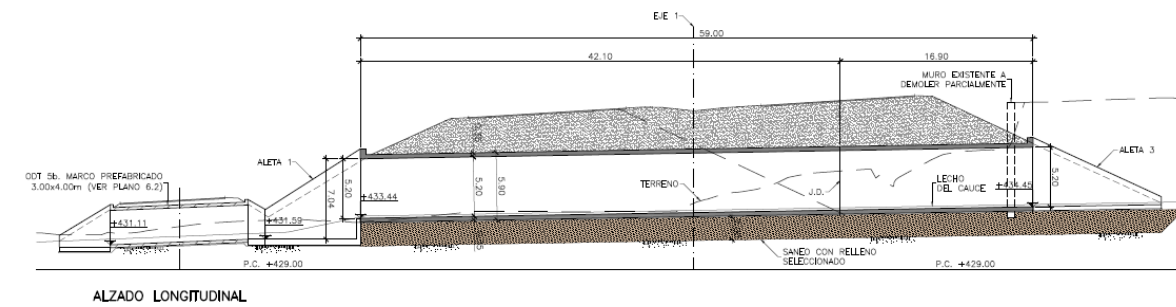


Embocadura sur. Dirección Ponferrada

Esta estructura se demuele y se sustituye por una nueva ODT de 59,00 m de longitud, que cruza bajo la nueva autovía con un esviaje de 150,80g.

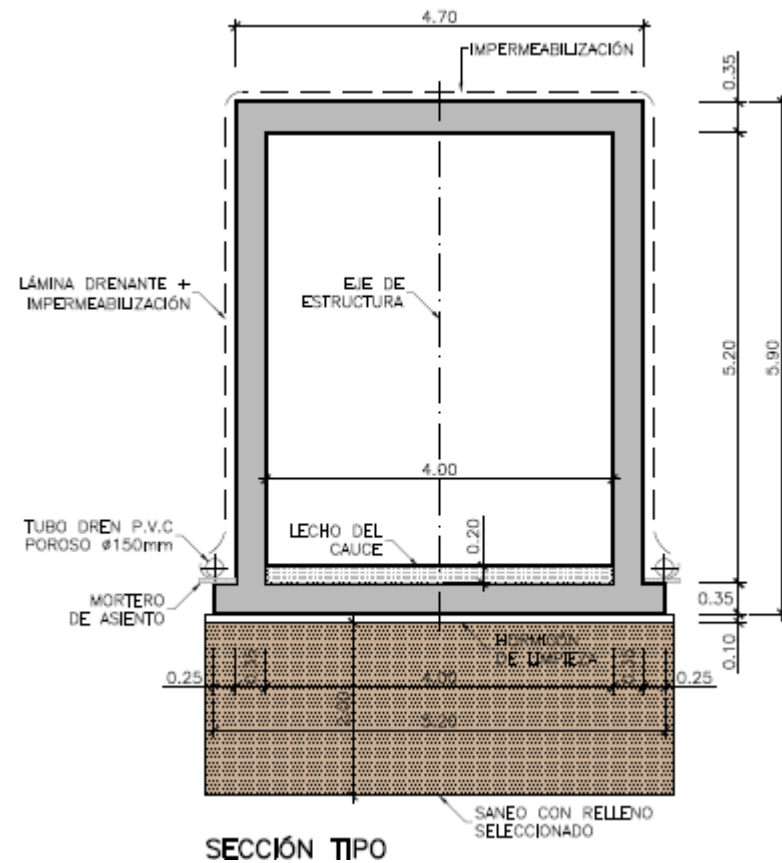


ODT 5. Planta.



ODT 5. Alzado longitudinal.

La sección transversal propuesta corresponde a un cajón de hormigón armado con una altura interior de 5,20 m y un ancho interior de 4,00 m. El espesor de los hastiales es de 0,35 m y el de las losas superior e inferior también de 0,35 m. Se vierten 20 cm de relleno para adecuar el cauce sobre la losa inferior, de modo que se garantiza una sección de 5,00x4,00 m a lo largo de toda la estructura, respetando los condicionantes hidráulicos.



SECCIÓN TIPO
ODT 5. Sección transversal.

Se dispone un sistema de impermeabilización y drenaje para asegurar un buen mantenimiento y para evitar empujes hidrostáticos en los hastiales, que está formado por los siguientes elementos:

- Pintura impermeabilizante en las superficies en contacto con el terreno (excepto en las cimentaciones).
- Lámina drenante geocompuesta en el trasdós de los hastiales.
- Tubo-dren de P.V.C. en el arranque del trasdós de hastiales que conduce el agua al sistema de drenaje general.

En ambas embocaduras se disponen aletas consistentes en muros de hormigón armado con aperturas variables para adaptarse al flujo del cauce.

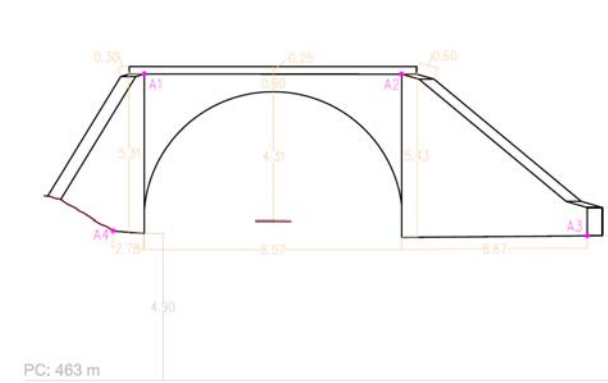
Esta estructura se conecta aguas abajo con la ODT 5b, consistente en un marco prefabricado de 3,00x4,00 m, que da continuidad al cauce bajo la reposición de la carretera OU-622.

El proceso constructivo será análogo al descrito para el Paso Inferior 2 y su construcción se realizará de forma simultánea coordinando los desvíos del tráfico.

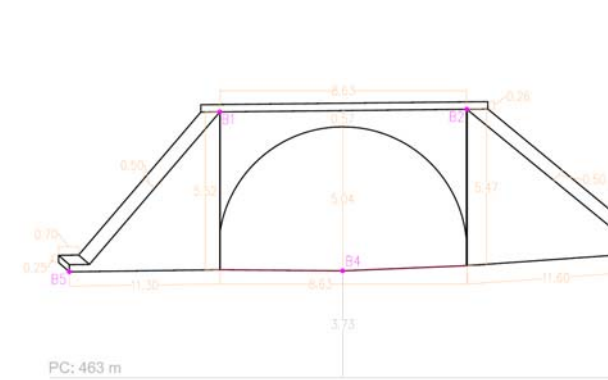
13.3.4.2. ODT 9. P.K. 4+110

Se trata de la ampliación longitudinal de una obra de drenaje transversal situada en el P.K. 4+110, para dar paso al río Cigüeño bajo la nueva autovía.

La ODT existente consiste en una bóveda de hormigón armado de 5,00 m de radio, con cuatro aletas en las embocaduras, también de hormigón armado, tipo ménsula y de altura variable. Se adjunta a continuación la información recogida en el levantamiento taquimétrico realizado en esta obra de fábrica.

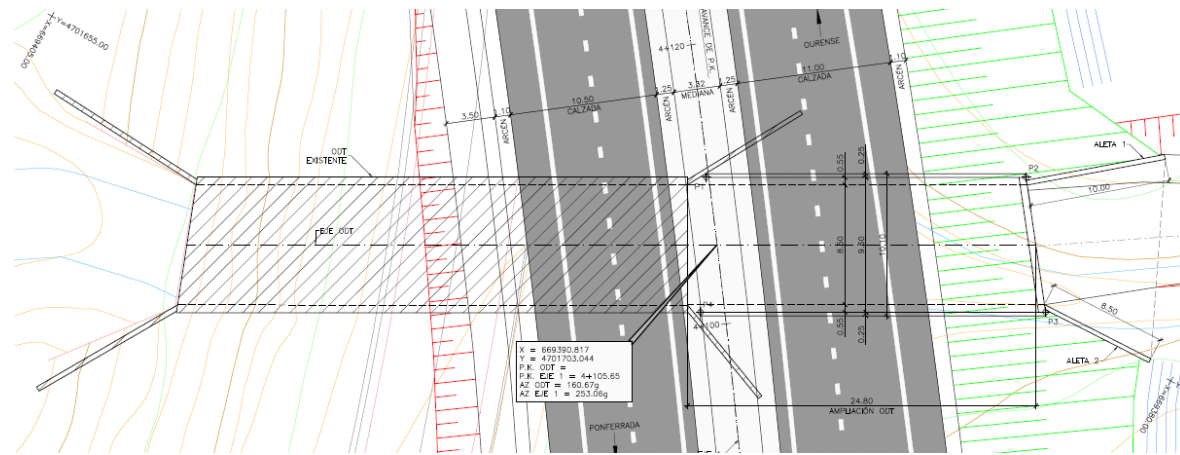


Embocadura norte. Dirección Ourense

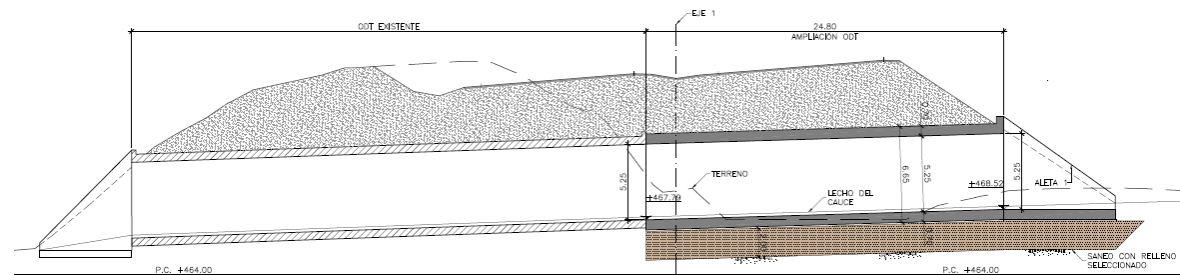


Embocadura sur. Dirección Ponferrada

La prolongación de la ODT se realiza bajo la calzada derecha (dirección Ourense), siendo necesario ampliar el paso una longitud de 24,80 m. El marco se proyecta alineado con el existente, que cruza bajo la autovía con un esviaje de 92,40g.



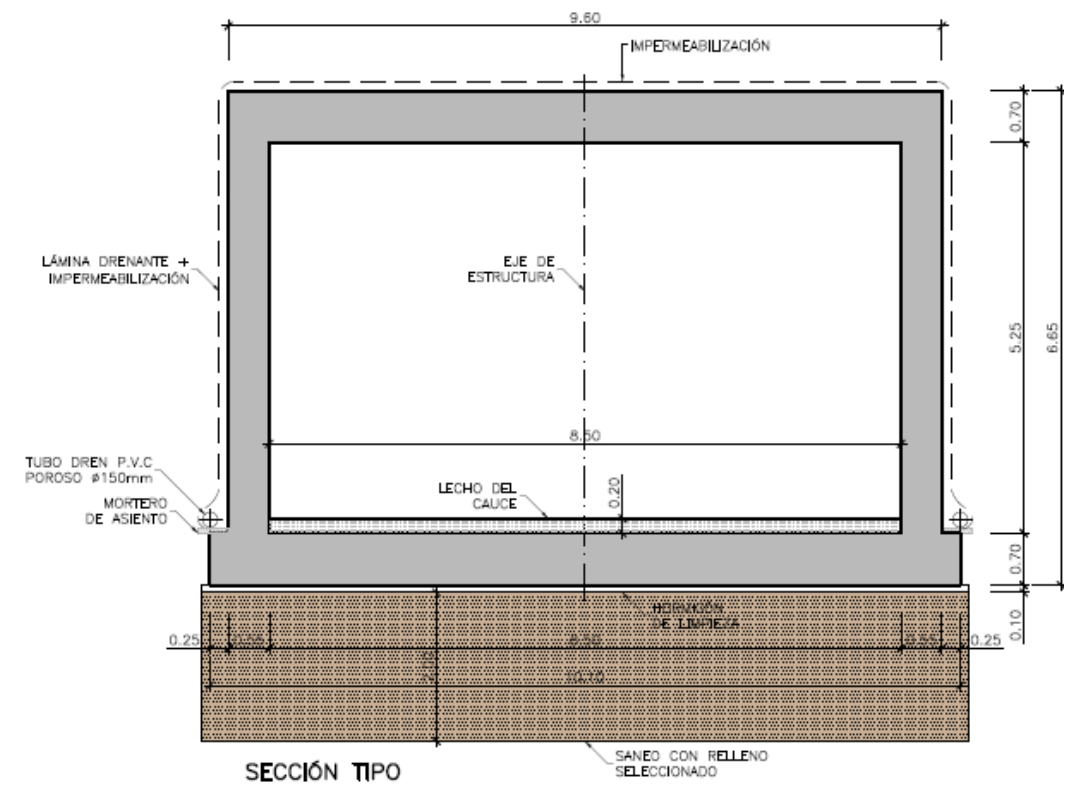
ODT 9. Planta.



ALZADO LONGITUDINAL

ODT 9. Alzado longitudinal.

La sección transversal es tipo cajón de hormigón armado con altura interior de 5,25 m y ancho interior de 8,50 m. El espesor de los hastiales es de 0,55 m y el de las losas superior e inferior de 0,70 m. Por criterios estrictos de funcionamiento hidráulico las dimensiones interiores mínimas requeridas son de 4,50 x 8,50 m; sin embargo, se ha dispuesto una altura mayor para inscribir la sección semicircular de la estructura existente.



SECCIÓN TIPO

ODT 9. Sección transversal.

Se dispone un sistema de impermeabilización y drenaje para asegurar un buen mantenimiento y para evitar empujes hidrostáticos en los hastiales, que consta de los siguientes elementos:

- Pintura impermeabilizante en las superficies en contacto con el terreno (excepto en las cimentaciones).
- Lámina drenante geocompuesta en el trasdós de los hastiales.
- Tubo-dren de P.V.C. en el arranque del trasdós de hastiales que conduce el agua al sistema de drenaje general.

Se dispone en la embocadura aletas de hormigón armado con aperturas que se adaptan al flujo del cauce.

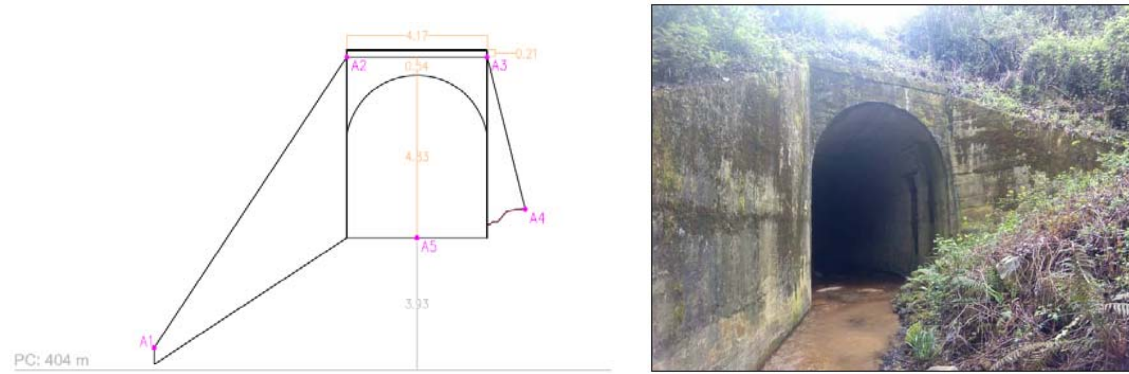
La construcción de la ampliación longitudinal se realizará en su posición definitiva, mediante cimbra cuajada, hormigonando los hastiales contra las aletas de la estructura existente y la losa superior contra el peto de la embocadura norte. Para evitar asientos diferenciales entre ambas estructuras se realiza un saneo del terreno de 2,00 m bajo el nuevo marco.

13.3.4.3. ODT 12. P.K. 6+040

Se trata de la ampliación longitudinal de una obra de drenaje transversal situada en el P.K. 6+040.

La ODT existente consiste en una bóveda de hormigón armado de 4,50 m de altura y 4,20 m de ancho. Las embocaduras cuentan con aletas de hormigón armado tipo ménsula y de altura

variable. Se adjunta a continuación la información recogida en el levantamiento taquimétrico realizado en esta estructura.



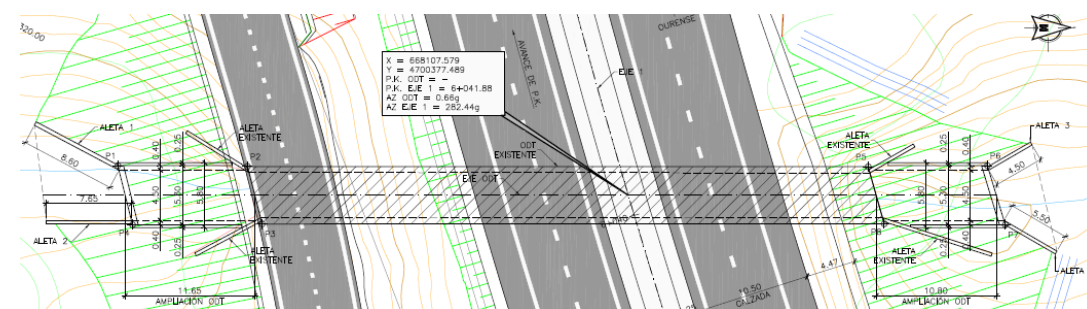
Embocadura norte. Dirección Ourense



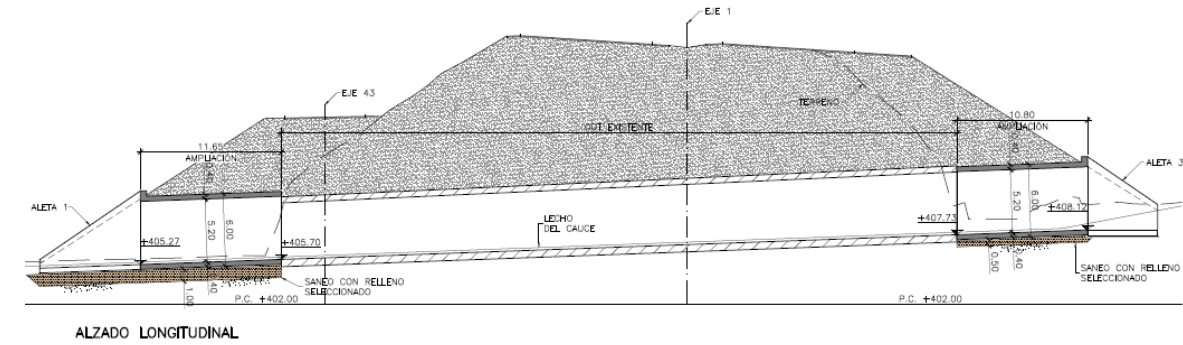
Embocadura sur. Dirección Ponferrada

En esta ocasión es necesario realizar la prolongación de la ODT por ambos lados:

- La ampliación en la embocadura norte se sitúa bajo la calzada derecha de la autovía (sentido Ourense). Tiene 10,80 m de longitud y es necesaria debido al aumento del ancho de la plataforma del tronco de la autovía.
- La ampliación en la embocadura sur tiene una longitud de 11,65 m y da continuidad al cauce bajo un camino que discurre paralelo al tronco (eje 43).

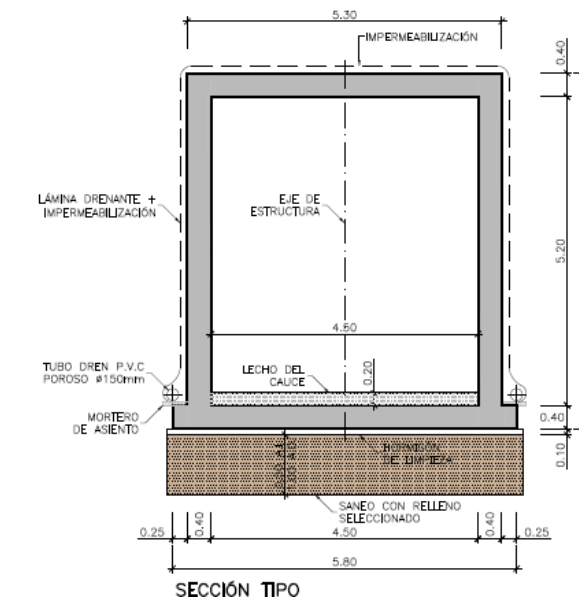


ODT 12. Planta.



ODT 12. Alzado longitudinal.

La sección transversal propuesta es tipo cajón de hormigón armado con altura interior de 5,20 m y ancho interior de 4,50 m. El espesor de los hastiales y de las losas superior e inferior es de 0,40 m. Se vierten 20 cm de relleno para adecuar el cauce sobre la losa inferior, de modo que se garantiza una sección de 5,00 x 4,50 m a lo largo de toda la estructura, respetando los condicionantes hidráulicos.



ODT 12. Sección transversal.

Por otro lado se dispone un sistema de impermeabilización y drenaje para asegurar un buen mantenimiento y para evitar empujes hidrostáticos en los hastiales; este sistema está formado por los siguientes elementos:

- Pintura impermeabilizante en las superficies en contacto con el terreno (excepto en las cimentaciones).
- Lámina drenante geocompuesta en el trasdós de los hastiales.
- Tubo-dren de P.V.C. en el arranque del trasdós de hastiales que conduce el agua al sistema de drenaje general.

En ambas embocaduras se construyen aletas de hormigón armado con aperturas que se adaptan al flujo del cauce.

La construcción de las dos ampliaciones longitudinales se realizará en su posición definitiva, mediante cimbra cuajada, hormigonando los hastiales contra las aletas de la estructura existente y la losa superior contra el peto de las embocaduras. Para evitar asientos diferenciales entre ambas estructuras se realiza un saneo del terreno de 1,00 m bajo el nuevo marco en la ampliación sur y de 0,50 m en la ampliación norte.

13.4. DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

El presente Proyecto constituye una actuación sobre una infraestructura existente, la carretera N-120, que se duplica para constituir la autovía A-76. Esta ampliación de la plataforma actual exige la demolición de los pasos superiores existentes en el tramo, todos ellos constituidos por dos estribos cerrados y un vano único con luces entre 17 y 20 m.

En la siguiente tabla se resume la ubicación de los siete pasos superiores a demoler; cinco de estas estructuras son reemplazadas por cinco de los pasos superiores de nueva construcción del Proyecto (el paso superior restante, PS 2, forma parte del Enlace de Rubiá y A Veiga de Cascallá).

ESTRUCTURA EXISTENTE	LONGITUD (m)	P.S. de nueva construcción
Paso Superior P.K. 2+670	22,00	P.S. 1 P.K. 2+675
Paso Superior P.K. 3+670	20,00	-
Paso Superior P.K. 4+260	17,00	-
Paso Superior P.K. 4+530	19,50	P.S. 3 P.K. 4+520
Paso Superior P.K. 5+970	18,50	P.S. 4 P.K. 4+520
Paso Superior P.K. 6+810	19,50	P.S. 5 P.K. 6+800
Paso Superior P.K. 7+500	19,50	P.S. 6 P.K. 7+290

Por otro lado, la ejecución de los tres pasos inferiores de nueva construcción también precisa de la demolición de las obras de fábrica existentes, que cuentan con un gálibo horizontal insuficiente (variable entre 4,00 y 4,55 m). Algo similar ocurre en la ODT 5 P.K. 1+740, ya que el Proyecto incluye la adecuación de su encaje en planta, por lo que se demuele la estructura existente y se reemplaza por un marco de nueva construcción.

La valoración de estos trabajos se adjunta en el Capítulo 1 *Trabajos Previos* del Documento nº4.

13.5. APÉNDICES

Este Anejo se completa con tres Apéndices:

- Apéndice 1. Pasos superiores
- Apéndice 2. Pasos inferiores y obras de drenaje transversal 5, 9 y 12
- Apéndice 3. Muros

Estos documentos incluyen las bases de cálculo, las metodologías y los cálculos de comprobación y dimensionamiento desarrollados para cada una de las estructuras incluidas en el Proyecto.

ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS APÉNDICE 1. PASOS SUPERIORES

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	4
2.	NORMATIVA UTILIZADA	4
2.1.	NORMAS DE ACCIONES.....	4
2.2.	NORMAS DE CONSTRUCCIÓN	4
2.3.	DOCUMENTACIÓN TÉCNICA	4
3.	BASES DE CÁLCULO.....	4
3.1.	CRITERIOS DE SEGURIDAD	4
3.1.1.	Estados Límites de Servicio (E.L.S.)	4
3.1.2.	Estados Límites Últimos (E.L.U.).....	4
3.1.3.	Estado Límite de Durabilidad	5
3.2.	VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES	5
3.2.1.	Acciones permanentes.....	5
3.2.1.1.	Peso propio	5
3.2.1.2.	Carga muerta.....	5
3.2.2.	Acciones permanentes de valor no constante	5
3.2.2.1.	Pretensado	5
3.2.2.2.	Acciones reológicas	6
3.2.2.3.	Empuje del terreno	8
3.2.2.4.	Acciones debidas a asientos del terreno de cimentación	9
3.2.3.	Acciones variables.....	9
3.2.3.1.	Sobrecarga de uso	9
3.2.3.2.	Viento.....	12
3.2.3.3.	Acción térmica.....	17
3.2.3.4.	Nieve	20
3.2.4.	Acciones accidentales	20
3.2.4.1.	Acción sísmica	20
3.2.4.2.	Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural.....	20
3.2.4.3.	Impacto contra sistemas de contención de vehículos.....	21
3.3.	VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES	21
3.3.1.	Acciones permanentes (G).....	21
3.3.2.	Acciones permanentes de valor no constante (G*)	21
3.3.3.	Acciones variables (Q).....	21
3.3.4.	Acciones accidentales (A).....	22
3.4.	VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	22
3.4.1.	Estados límites últimos (E.L.U.)	22
3.4.2.	Estados límites de servicio (E.L.S.).....	23
3.5.	COMBINACIÓN DE ACCIONES	23
3.5.1.	Estados límites últimos	23
3.5.1.1.	Situaciones persistentes y transitorias	23
3.5.1.2.	Situaciones accidentales	23
3.5.1.3.	Situación sísmica	23
3.5.2.	Estados Límites de Servicio	24

3.6.	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	24
3.6.1.	Materiales	24
3.6.1.1.	Hormigón	24
3.6.1.2.	Acero de armar.....	25
3.6.1.3.	Acero de pretensar.....	25
3.6.2.	Niveles de control	25
3.6.2.1.	Elementos de hormigón estructural.....	25
3.6.3.	Coefficientes parciales de seguridad para la resistencia.....	26
3.7.	COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	26
3.7.1.	Estado Límite de deformaciones de la estructura.....	26
3.7.2.	Estado Límite de fisuración	26
3.7.2.1.	Estructuras de hormigón	26
4.	METODOLOGÍA DE CÁLCULO.....	27
	APÉNDICE 1.1. COMPROBACION DE VIGAS ARTESA. CANTO 1,50 M	29
	APÉNDICE 1.2. COMPROBACION DE VIGAS ARTESA. CANTO 1,00 M	32

1. INTRODUCCIÓN

Este Proyecto incluye un total de seis pasos superiores, que se resuelven con tableros cuya sección tipo está formada por dos vigas artesa y una losa de hormigón armado in situ, vertida sobre prelosas prefabricadas. El presente apéndice incluye los cálculos realizados en su dimensionamiento.

En la siguiente tabla se resume la ubicación, la longitud, las luces y el ancho de las seis estructuras proyectadas:

ESTRUCTURA	P.K.	LONGITUD (m)	LUCES (m)	ANCHO (m)
P.S. 1	2+675	48,50	11,00+18,50+19,00	11,60
P.S. 2	3+565	58,50	12,50+17,50+17,50+11,00	11,60
P.S. 3	4+520	56,00	12,00+34,00+10,00	11,60
P.S. 4	6+280	57,00	12,00+17,00+17,00+11,00	9,60
P.S. 5	6+800	55,50	11,50+34,00+10,00	9,60
P.S. 6	7+290	55,00	10,50+34,00+10,50	9,60

2. NORMATIVA UTILIZADA

Para la elaboración del proyecto se emplearán las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

2.1. NORMAS DE ACCIONES

- “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Ministerio de Fomento (Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre).
- “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes. (NCSP-07)”. Ministerio de Fomento (Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo).

2.2. NORMAS DE CONSTRUCCIÓN

- “Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)”. Ministerio de la Presidencia (Real Decreto 1247/2008 de 18 de julio).
- “Instrucción de Acero Estructural (EAE)”. Ministerio de la Presidencia (Real Decreto 751/2011 de 27 de mayo).

2.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

- Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. 1995.

- Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera. Ministerio de Fomento. 1999.
- Guía de cimentaciones en obras de carretera. Ministerio de Fomento. 2002.

3. BASES DE CÁLCULO

3.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este anejo y su aptitud de servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados se clasifican en:

- Estados Límites de Servicio
- Estados Límites Últimos
- Estado Límite de Durabilidad

3.1.1. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)

Son aquellos tales que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el que fue proyectada por razones funcionales, de durabilidad, o de aspecto, sin que ello suponga el colapso de la misma.

En función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- ELS de fisuración que afecte a la durabilidad o estética de la estructura.
- ELS de deformación que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a elementos no estructurales.
- ELS de vibraciones que no sean aceptables para los usuarios de la estructura o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- ELS de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.

3.1.2. Estados Límites Últimos (E.L.U.)

La denominación de Estados Límites Últimos engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

En función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- ELU de equilibrio (EQU), por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.

- ELU de rotura (STR), por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- ELU de fatiga (FAT), relacionado con los daños que pueda sufrir una estructura o cualquiera de sus elementos como consecuencia de sollicitaciones variables repetidas.

3.1.3. Estado Límite de Durabilidad

Se entiende por Estado Límite de Durabilidad el producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del hormigón o de las armaduras hasta límites inaceptables.

3.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se consideran los criterios especificados en la “Instrucción relativa a acciones a considerar en puentes de carretera (IAP-11)”. Para alguna acción particular se han considerado los criterios definidos en otras instrucciones o recomendaciones, enumeradas en el apartado 4.1.

3.2.1. Acciones permanentes

Se refiere a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. Están formadas por el peso propio y la carga muerta.

3.2.1.1. Peso propio

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad los siguientes valores:

- | | |
|---------------------|------------------------|
| - Hormigón | 25,0 kN/m ³ |
| - Acero estructural | 78,5 kN/m ³ |

3.2.1.2. Carga muerta

Son las debidas al peso de los elementos no resistentes que gravitan sobre los estructurales. En estas estructuras se consideran las siguientes:

- Pavimento: Para el cálculo se adopta una densidad de 23,0 kN/m³ y se consideran dos valores extremos:
 - Valor inferior: Se obtiene con el espesor teórico previsto en proyecto.
 - Valor superior: Se obtiene incrementando en un 50% el espesor teórico.
- Elementos de borde: La carga se obtiene a partir de la geometría de los elementos dispuestos en los extremos del tablero (pretiles e impostas).

- Peso del relleno sobre elementos de la estructura (cimentaciones, etc.). Se obtiene multiplicando el volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal por el peso específico del terreno, para el que se considera un valor de 20 kN/m³.

3.2.2. Acciones permanentes de valor no constante

3.2.2.1. Pretensado

Las acciones producidas por el pretensado se valoran teniendo en cuenta la forma de introducción de las mismas y la posibilidad de deformación de la estructura.

En cada tendón, por medio del gato o del medio de tesado utilizado, se aplica una fuerza, denominada fuerza de tesado, que a la salida del anclaje, del lado del hormigón, toma el valor P₀.

Según el artículo 20.2 de la EHE-08, la fuerza de tesado debe cumplir las siguientes limitaciones:

$$P_0 \leq 0,70 \cdot f_{p,max k}$$

$$P_0 \leq 0,85 \cdot f_{pk}$$

donde:

$f_{p,max k}$ Carga unitaria máxima característica

f_{pk} Límite elástico característico

De forma temporal, esta tensión podrá aumentarse hasta el menor de los valores siguientes:

$$P_0 \leq 0,80 \cdot f_{p,max k}$$

$$P_0 \leq 0,90 \cdot f_{pk}$$

En el caso de elementos pretensados con armadura pretesa o de elementos postesados en los que tanto el acero para las armaduras activas como el aplicador del pretensado, o en su caso el prefabricador, presenten un nivel de garantía adicional conforme al artículo 81 de la Instrucción EHE-08, se acepta un incremento de la tensión hasta el menor de los siguientes valores:

SITUACIONES PERMANENTES	SITUACIONES TEMPORALES
$P_0 \leq 0,75 \cdot f_{p,max k}$	$P_0 \leq 0,85 \cdot f_{p,max k}$
$P_0 \leq 0,90 \cdot f_{pk}$	$P_0 \leq 0,95 \cdot f_{pk}$

En cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza ΔP_i y las pérdidas diferidas de fuerza ΔP_{dif} , obteniéndose el valor característico de la fuerza de pretensado P_k en cada sección y fase temporal:

$$P_k = P_0 - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

Para armaduras pretensas, las pérdidas a considerar desde el momento de tesar hasta la transferencia de la fuerza de tesado al hormigón son las siguientes:

- Penetración de cuñas
- Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- Relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción
- Dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción
- Retracción anterior a la transferencia
- Acortamiento elástico instantáneo al transferir

Las pérdidas diferidas ΔP_{dif} son las debidas al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras.

De acuerdo con el artículo 20.2.2.2. de la Instrucción EHE-08, las pérdidas diferidas pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{CS}(t, t_0) + 0,80 \cdot \Delta \sigma_{PR}}{1 + n \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c} \right) \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))} \cdot A_p$$

donde:

y_p Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

n Coeficiente de equivalencia

$$n = \frac{E_p}{E_c}$$

$\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento de tesado (t_0)

ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado

σ_{cp} Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_{PR} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

donde:

ρ_f Valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito. De acuerdo con el artículo 38.9 de la Instrucción EHE, la relajación final puede tomarse como 2,9 veces la relajación a 1000 horas.

A_p Área total de las armaduras activas

P_{ki} Valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando las pérdidas instantáneas

A_c Área de la sección de hormigón

I_c Inercia de la sección de hormigón

χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse un valor de 0,80

Las pérdidas diferidas posteriores a la transferencia se obtienen utilizando los valores de retracción, fluencia y relajación que se producen después de la transferencia.

3.2.2.2. Acciones reológicas

El valor característico de las acciones reológicas se obtiene a partir de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia.

• Retracción

La deformación de retracción está compuesta por la retracción autógena y la retracción de secado. Su valor es función de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, de la composición del hormigón y del tiempo transcurrido desde la puesta en obra del hormigón, que marca la duración del fenómeno.

Su valor en el instante "t" se obtiene según lo especificado en el Artículo 39.7 de la EHE-08:

$$\varepsilon_{CS}(t, t_s) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

siendo:

ε_{cd} Deformación de retracción por secado

ε_{ca} Deformación por retracción autógena

La componente de secado puede calcularse a lo largo del tiempo como:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_e \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

donde:

$\beta_{ds}(t-t_s)$ Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \frac{t-t_s}{(t-t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{e^3}}$$

siendo:

t Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días

t_s Edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días

e Espesor medio, en mm

$$e = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

A_c Área de la sección transversal

u Perímetro en contacto con la atmósfera

k_e Coeficiente que depende del espesor medio

e (mm)	k_e
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$\varepsilon_{cd,\infty}$ Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

siendo:

Para estructuras al aire ($HR < 99\%$) $\beta_{HR} = -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right]$

Para estructuras sumergidas ($HR \geq 99\%$) $\beta_{HR} = 0,25$

H_R Humedad relativa en tanto por ciento

f_{cm} Resistencia media a compresión a los 28 días, en N/mm²

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$$

α_{ds1} Coeficiente dependiente de la velocidad de endurecimiento del cemento

α_{ds2} Coeficiente dependiente de la velocidad de endurecimiento del cemento

Para un cemento de endurecimiento normal se tiene que:

$$\alpha_{ds1} = 4,00$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12$$

La componente autógena se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón y puede calcularse como:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}$$

donde:

t Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días

$\varepsilon_{ca,\infty}$ Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

f_{ck} Resistencia característica a compresión a los 28 días en N/mm²

$\beta_{as}(t)$ Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}}$$

• **Fluencia**

La deformación debida a fluencia es proporcional a la deformación elástica instantánea. El coeficiente de proporcionalidad φ_t varía a lo largo del tiempo en función de la historia de cargas, de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, etc.

Su valor en el instante "t" se obtiene según lo especificado en el Artículo 39.8 de la EHE-08:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t-t_0) = \sigma(t_0) \cdot \left(\frac{1}{E_{c,t_0}} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_{c,28}} \right)$$

El coeficiente de fluencia se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t - t_0)$$

donde:

φ_0 Coeficiente básico de fluencia

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta_c(t_0)$$

siendo:

φ_{HR} Coeficiente de influencia de la humedad relativa

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{1 - HR}{0,1 \cdot \sqrt[3]{e}} \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - HR}{0,1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{si } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$$

$\beta(f_{cm})$ Factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}}$$

$\beta(t_0)$ Factor de influencia de la edad de carga (t_0)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

$\beta_c(t-t_0)$ Función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3}$$

siendo:

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot e + 250 \leq 1500 \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot e + 250 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{si } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$$

y donde α_1 , α_2 y α_3 tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

3.2.2.3. Empuje del terreno

El empuje es función de las características del terreno y de la interacción terreno-estructura, de acuerdo con la formulación que se describe más adelante. En ningún caso, en que su actuación sea desfavorable para el efecto estudiado, el valor del empuje será inferior al equivalente empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a 5,0 kN/m³.

En el caso en que exista una incertidumbre sobre la posible actuación del empuje de tierras, deberá no considerarse en los casos en que su actuación sea favorable para el efecto en estudio.

No se incluye en esta acción la posible presencia de sobrecargas de uso, actuando en la coronación de los terraplenes, que ocasionan un incremento de los pesos y empujes transmitidos por el terreno al elemento portante. La actuación de estas cargas se considerará como una carga variable, de acuerdo con lo indicado en el apartado siguiente.

De acuerdo con la Instrucción IAP-11, en el caso de estructuras enterradas se tendrán en cuenta las siguientes especificaciones:

- Cuando el efecto de los empujes de tierras en ambos lados se compense, se considerará la actuación del empuje al reposo de los rellenos y se incrementará en un 10% el empuje de tierras a uno de los lados de la estructura y se reducirá en un 10% el empuje en el otro lado.
- Se considerará la hipótesis de desequilibrio de los empujes hidrostáticos a ambos lados de la estructura, salvo si en el proyecto se definen los sistemas de drenaje y desagüe necesarios, tanto en la coronación del relleno como en ambos lados de la estructura.
- Además de la sección de máxima altura de montera, se comprobarán las secciones de máximo desequilibrio de tierras entre ambos hastiales, así como todas aquellas secciones intermedias que sea pertinente.
- A efectos de cálculo, se considerará que en construcción, y salvo justificación expresa, puede producirse una diferencia en la altura de rellenos a ambos lados de la estructura enterrada de, al menos, 1 m. El valor de la diferencia de altura considerada en los cálculos deberá figurar expresamente en los planos.
- Cuando el estudio de los efectos de la interacción suelo-estructura se aborde mediante modelos tenso-deformationales que integren el efecto del peso de las tierras con el de los empujes del relleno sobre la estructura (bien mediante modelos de muelles o bien por elementos finitos), se deberá realizar un análisis de sensibilidad de las solicitaciones estructurales en función del rango posible de variación de los parámetros geotécnicos y de rigidez del relleno.

Situaciones permanentes o transitorias

Los empujes activo E_{AE} y pasivo E_{PE} corresponden, en condiciones estáticas, a las siguientes expresiones:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE}$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{PE}$$

donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)} \right)^2} \right]}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\left(\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos(i - \beta)} \right)^2} \right]}$$

siendo:

- γ Peso específico del terreno
- H Altura del muro
- δ Ángulo de rozamiento entre terreno y estructura
- β Ángulo del paramento del muro respecto a la vertical
- i Ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal
- ϕ Ángulo de rozamiento interno

Se trata de distribuciones triangulares de presiones con valor máximo en la base, por lo que su resultante se aplicará a una distancia de 1/3 de la altura del muro H .

El empuje al reposo viene dado por la siguiente expresión:

$$K_r = 1 - \sin \phi$$

El valor de esta acción se obtiene a partir las siguientes características del terreno:

Terreno	γ_d (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ
Rellenos	20	0,0	30º

3.2.2.4. Acciones debidas a asientos del terreno de cimentación

Las estructuras definidas en el presente anejo se proyectan como estructuras isostáticas por lo tanto no es necesario considerar esta acción en el cálculo estructural.

3.2.3. Acciones variables
3.2.3.1. Sobrecarga de uso

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En general, la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud inferior estará del lado de la seguridad. Para longitudes cargadas superiores a 200 m, se podrán adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que se justifiquen adecuadamente sobre las mismas bases teóricas que el modelo aquí establecido.

En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

3.2.3.1.1. División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

A efectos de aplicación de esta carga, se define como plataforma del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero -si éstas existen- cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretiles del tablero, para el resto de los casos.

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho w , se dividirá en n_i carriles virtuales, de anchura w_i cada uno, con el criterio que se define en la tabla 4.1-a de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación.

Anchura de la plataforma (w)	Número de carriles virtuales (n_i)	Anchura del carril virtual (w_i)	Anchura del área remanente
$w < 5,4$ m	1	3 m	$w_i - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	2	$w/2$	0
$w \geq 6$ m	ent ($w/3$)	3 m	$w - 3n_i$

TABLA 4.1-a Definición de los carriles virtuales

En el caso de que la plataforma esté dividida en dos o más partes separadas por una mediana:

- Si en la mediana se dispone una barrera fija e infranqueable, cada parte de la plataforma (incluidos arcenes, marcas viales, etc.) se dividirá de forma independiente en carriles virtuales.
- Si en la mediana se dispone un elemento móvil o rebasable, se tratará toda la plataforma del puente, incluida la mediana, como un único elemento.

La ubicación y numeración de cada carril virtual se determinará conforme a los criterios que se exponen a continuación:

- Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará carril 1, el segundo más desfavorable se denominará carril 2, y así sucesivamente.
- Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero, aunque la plataforma soporte dos o más calzadas separadas por barreras fijas y no rebasables.
- Cuando existan varias calzadas soportadas por tableros separados, cada uno de ellos tendrá una numeración de carriles independiente, a efectos de las comprobaciones de los estados límite del tablero, así como de la subestructura, si ésta es independiente para cada tablero. Si dichos tableros están soportados por la misma subestructura, pilas o estribos, a efectos del cálculo de esos elementos, se considerará una numeración de carriles única para el conjunto de los tableros.

3.2.3.1.2. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- a) Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, correspondiente al carril i , indicada en la tabla 4.1-b. de la Instrucción IAP-11 que se recoge al final de este apartado.

Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

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

- Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará, transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0,50 m.
- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4 m x 0,4 m. Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1 (H:V), tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.

- b) Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la tabla 4.1-b de la Instrucción IAP-11 recogida a continuación, con las consideraciones siguientes:

- En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor q_{rk} , según la tabla 4.1-b.
- La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

Situación	Vehículo pesado $2Q_{ik}$ [kN]	Sobrecarga uniforme q_{ik} (o q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

TABLA 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso

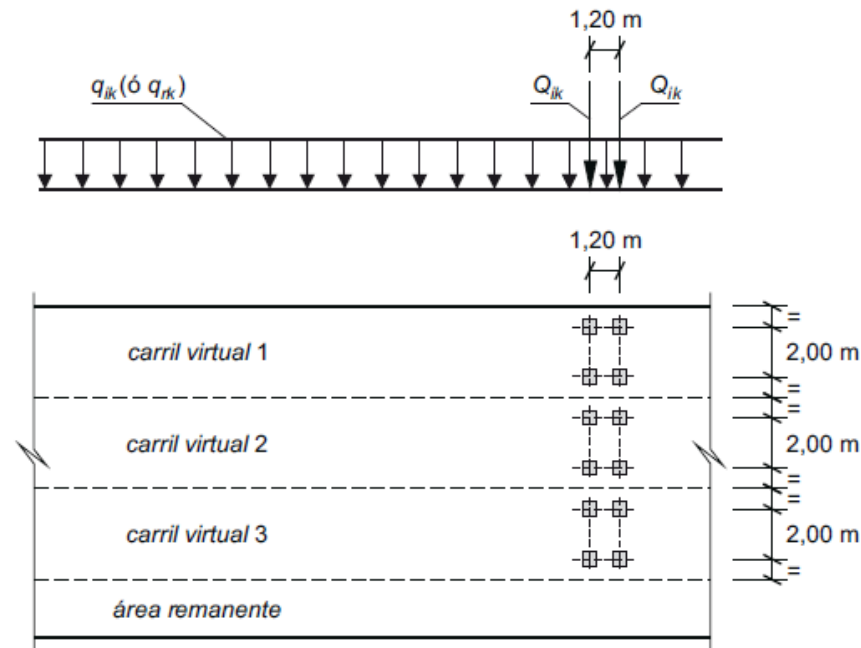


FIGURA 4.1-b Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

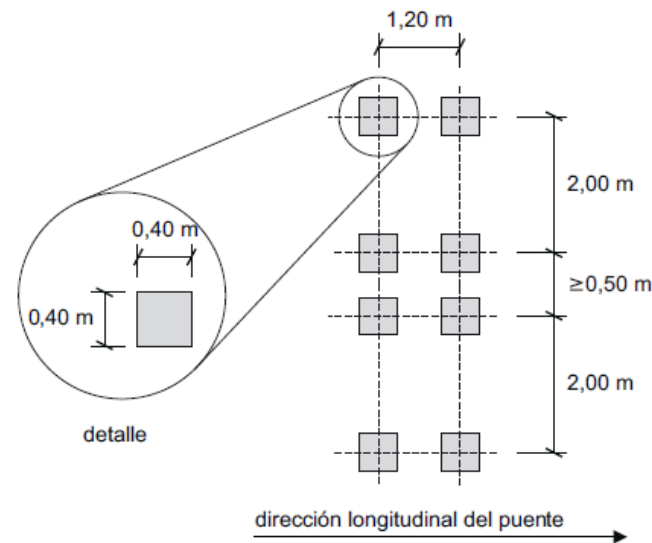


FIGURA 4.1-c Disposición de vehículos pesados para comprobaciones locales

3.2.3.1.3. Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.

En puentes en los que sean de prever aglomeraciones de personas, se considerará la actuación de la sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en lugar de las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos definidas en el apartado anterior, para aquellos casos en que sea más desfavorable para el elemento en estudio. Esta carga, prevista a efectos de comprobaciones generales, estará asociada únicamente a situaciones de cálculo transitorias.

3.2.3.1.4. Cargas horizontales debidas al tráfico

• Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniforme-mente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

En caso de que la vía disponga de carriles de sentidos opuestos de circulación, se considerará como de sentido único si esta hipótesis resulta más desfavorable.

El valor característico de esta acción Q_{ik} será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión:

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

siendo:

L Distancia entre juntas contiguas, o longitud del puente si éstas no existieran

Para el caso de carril virtual de 3 m de anchura y L > 1,20 m, esta expresión queda como sigue:

$$Q_{ik} = 360 + 2,7 \cdot L$$

El valor de Q_{ik} estará limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180 \text{ kN} \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ kN}$$

• Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

En puentes de planta curva, los vehículos generan una fuerza transversal centrífuga Q_{tk} de valor:

$$Q_{tk} = 0,2 \cdot Q_v \quad \text{si } r < 200 \text{ m}$$

$$Q_{tk} = 40 \cdot \frac{Q_v}{r} \quad \text{si } 200 \text{ m} \leq r \leq 1500 \text{ m}$$

$$Q_{tk} = 0_v \quad \text{si } r > 1500 \text{ m}$$

siendo:

$$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik} \quad \text{Peso total de los vehículos pesados [kN]}$$

$$r \quad \text{Radio del eje del tablero en planta [m]}$$

La fuerza Q_{ik} así definida se considerará como una fuerza puntual, en la superficie del pavimento, que actúa horizontalmente en dirección perpendicular al eje del tablero y en cualquier sección transversal del mismo.

Además, en puentes curvos de radio menor de 1500 m, se tendrá en cuenta el efecto del derrape durante el frenado mediante una fuerza transversal Q_{trk} , en la superficie del pavimento, igual al 25% de la fuerza de frenado o arranque Q_{ik} , definida en el apartado anterior, que actúa simultáneamente con ella.

3.2.3.1.5. Grupos de carga de tráfico

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la tabla 4.1-c de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación.

Los valores de las acciones que figuran en los apartados 4.3.3.1.2 a 4.3.3.1.4 son valores característicos de esas acciones consideradas individualmente. Cuando dichas acciones entran a formar parte de un grupo de cargas de tráfico, lo hacen con los valores que se recogen en la tabla 4.1-c adjunta:

Grupos de cargas	Plataforma					Aceras
	Cargas verticales			Cargas horizontales		Cargas verticales
	Vehículos pesados	Sobrecarga uniforme	Aglomeración de personas	Frenado y arranque	Fuerza centrífuga y transversal	
gr ₁ (Cargas verticales)	Valor característico	Valor característico	-	-	-	Valor reducido (2,5 kN/m ²)
gr ₂ (Cargas horizontales)	Valor reducido $\Psi_1 \cdot Q_{ik}$	Valor reducido $\Psi_1 \cdot Q_{ik}$	-	Valor característico	Valor característico	-
gr ₃ (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico
gr ₄ (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico	-	-	Valor característico

TABLA 4.1-c Grupos de cargas de tráfico

Se considera que estos grupos, que son excluyentes entre sí, definen el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento, etc.).

Se considerará la combinación de cada uno de los grupos de cargas con el resto de las acciones cuando sean pertinentes para el efecto en estudio.

3.2.3.1.6. Sobrecarga en terraplenes

Para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, (estribos, muros, etc.) se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, el modelo de cargas verticales definido en los apartados 4.3.3.1.2 y 4.3.3.1.3.

Alternativamente, podrá adoptarse el modelo simplificado consistente en una sobrecarga uniforme de 10 kN/m². Esta sobrecarga se tendrá en cuenta únicamente en los casos en que las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

A efectos de la aplicación de los coeficientes parciales para acciones, se considerará como una misma acción la componente gravitatoria de esta sobrecarga y el empuje a que da lugar. Además, esta acción se considerará con su valor característico como único valor representativo.

3.2.3.2. Viento

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que sea necesario además considerar los efectos aeroelásticos.

Para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento, se seguirán las indicaciones que figuran en los apartados siguientes.

3.2.3.2.1. Velocidad básica del viento

La velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente tipo II, a una altura de 10 m sobre el suelo. A partir de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$, se obtendrá la velocidad básica v_b mediante la expresión:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

donde:

v_b Velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años [m/s]

c_{dir} Factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0

c_{season} Factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0

$v_{b,0}$ Velocidad básica fundamental del viento [m/s] (según el mapa de isotacas de la figura 4.2-a de la Instrucción IAP-11)

Para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento $v_b(T)$ será:

$$v_b(T) = v_b \cdot C_{prob}$$

donde:

v_b Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T

T Periodo de retorno [años]

C_{prob} Factor de probabilidad, obtenido a partir de la siguiente fórmula:

$$C_{prob} = \left[\frac{1 - K \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \cdot \ln \left[-\ln(0,98) \right]} \right]^n$$

tomando para los parámetros K y n los valores siguientes: K = 0,2 y n = 0,5.

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($C_{prob} = 1,04$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la tabla 4.2-a de la Instrucción IAP-11.

Duración de la situación	Periodo de retorno; T [años]
≤ 3 días	2
> 3 días y ≤ 3 meses	5
> 3 meses y ≤ 1 año	10
> 1 año	50

TABLA 4.2-a Periodos de retorno para situaciones transitorias

3.2.3.2.2. Velocidad media del viento

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento v_b , y se determinará según la expresión siguiente:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o \cdot V_b(T)$$

siendo:

$V_b(T)$ Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T

Ct Factor de topografía. Habitualmente se le asignará el valor uno (1,0) excepto en aquellos valles en los que pueda producirse un efecto de encauzamiento del viento que actúe sobre el puente, en cuyo caso se le asignará el valor de uno con una décima (1,1).

Cr Factor de rugosidad, obtenido a partir de la siguiente formulación:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) \quad \text{si } z \geq z_{min}$$

$$C_r(z) = C_r \cdot (z_{min}) \quad \text{si } z < z_{min}$$

donde:

- z Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente [m]
- k_r Factor del terreno
- z_o Longitud de rugosidad
- z_{min} Altura mínima

Los valores de k_r , z_o y z_{min} se recogen en la tabla 4.2-b de la Instrucción IAP-11 en función del entorno del puente, de acuerdo con los siguientes tipos:

- Tipo 0: Mar o zona costera expuesta al mar abierto.
- Tipo I: Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: Zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: Zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: Zona urbana en la que al menos el quince por ciento (15%) de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de quince metros (15 m).

Tipo de entorno	k_z	z_o (m)	z_{min} (m)
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

TABLA 4.2-b Coeficientes k_r , z_0 , z_{min} según el tipo de entorno
3.2.3.2.3. Empuje del viento

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento pueden resultar modificadas por la materialización de otras acciones actuando en la estructura (nieve, sobrecargas de uso, etc.).
- En situaciones transitorias, algunos elementos pueden presentar superficies de exposición al viento diferentes a las definitivas (por ejemplo, cajón abierto frente a cerrado). Además, los elementos auxiliares de construcción pueden añadir superficies adicionales a tener en cuenta.

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará mediante la expresión:

$$F_w = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right) \cdot c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

siendo:

F_w	Empuje horizontal del viento [N]
$1/2 \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$	Presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m ²]
ρ	Densidad del aire (1,25 kg/m ³)
$V_b(T)$	Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T
C_f	Coficiente de fuerza del elemento considerado
A_{ref}	Área de referencia, obtenido como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m ²]
$c_e(z)$	Coficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \cdot k_l \cdot c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

donde:

k_l Factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0

c_o , z_0 y z_{min} Coeficientes definidos en el apartado anterior

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento A_{ref} .

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a 2 m en puentes de carretera y 1,25 m en pasarelas.

Dichas alturas se medirán desde la superficie del pavimento y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como del área. En el caso de coexistir distintos tipos de carga sólo se considerará la de altura más desfavorable.

Cuando sea necesario considerar el efecto del ocultamiento sobre cualquier elemento no expuesto directamente a la acción del viento (por quedar oculto tras la sombra o proyección de otro situado inmediatamente a barlovento de éste), el coeficiente de fuerza del elemento oculto se multiplicará por el coeficiente de ocultamiento, obtenido a partir de la relación de solidez λ y el espaciamiento relativo s_r .

La relación de solidez se define a partir de la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{A_n}{A_{tot}}$$

siendo:

λ	Relación de solidez correspondiente al elemento de barlovento más próximo
A_n	Área sólida neta o real (descontando los huecos) que el elemento de barlovento presenta al viento
A_{tot}	Área bruta o total (sin descontar huecos) del elemento de barlovento delimitada por su contorno externo

El espaciamiento relativo se define a partir de la siguiente expresión:

$$s_r = \frac{s}{h_p}$$

siendo:

s_r	Espaciamiento relativo entre el elemento de barlovento y el de sotavento
s	Distancia horizontal entre las superficies de ambos elementos, proyectadas sobre un plano perpendicular a la dirección del viento
h_p	Altura protegida u ocultada por el elemento de barlovento

Siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, el valor resultante de la fuerza equivalente del viento se combinará con el resto afectado por los correspondientes factores de simultaneidad, y deberá aplicarse sobre la longitud ocupada por vehículos que resulte más desfavorable, independientemente de la zona de aplicación de las acciones verticales debidas a la propia sobrecarga de uso.

3.2.3.2.4. Dirección del viento

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura se considerará su actuación en dos direcciones:

- Dirección transversal (X): Perpendicular al eje del tablero. Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Dirección longitudinal (Y). Paralela al eje del tablero.

En general, se considerará que la acción del viento en las direcciones transversal y longitudinal no es concomitante. La componente vertical del viento, dirección Z, se considerará concomitante sólo con la dirección transversal del viento.

3.2.3.2.5. Empuje del viento sobre tableros

a) Viento transversal

Empuje horizontal

Para el cálculo del empuje transversal (dirección X) sobre estos tableros se entenderá que el área de referencia $A_{ref,x}$ es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} .

A falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección X se determinará mediante la expresión:

$$C_{f,x} = 2,50 - 0,3 \cdot (B/h_{eq}) \quad (\text{con } 1,30 \leq C_{f,x} \leq 2,4)$$

donde:

B Anchura total del tablero [m]

h_{eq} Altura equivalente [m] obtenida considerando, además del propio tablero (se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento o, si se tiene en cuenta la sobrecarga de uso, la altura de ésta, en caso de ser más desfavorable.

Si los elementos no estructurales (sistemas de contención, barandillas o pantallas) son permeables al viento, no se considerarán en la determinación de esta altura equivalente h_{eq} , y el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente.

Empuje vertical

Se considerará un empuje vertical, dirección Z, sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_w = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right) \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z}$$

donde:

$F_{w,z}$	Empuje vertical del viento [N]
$1/2 \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$	Presión de la velocidad básica del viento [N/m ²]
$c_e(z)$	Coficiente de exposición
$c_{f,z}$	Coficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual a 0,9
$A_{ref,z}$	Área en planta del tablero [m ²]

Momento de vuelco sobre el tablero

A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción combinada de los empujes transversal (dirección X) y vertical (dirección Z) de viento sobre el tablero, se supondrá que:

- El empuje transversal en tableros de alma llena está aplicado a la altura, medida respecto a la base del tablero, del 60% de la altura del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo, en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.
- El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero.

b) Viento longitudinal

Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección Y) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, pretilos y barandillas).

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección X), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será:

- 25% para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, pantallas anti-ruido, sobrecarga de uso, etc.). Para el cálculo de este empuje longitudinal no se considerará la reducción debida a la inclinación de las almas en los tableros de alma llena.
- 50% para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, sistemas de contención permeables, barandillas y, en su caso, sobrecargas de uso).

El coeficiente reductor será el definido por la expresión:

$$1 - \left(\frac{7}{c_0} \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \right) \cdot \phi(L/L(z))$$

donde:

C_0 Factor de topografía

$$\phi(L/L(z)) = 0,230 + 0,182 \cdot \ln(L/L(z)) \quad (\text{con } 0 \leq \phi(L/L(z)) \leq 1)$$

L Longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal, en [m]. Se considerará igual a la longitud total del puente.

L(z) Longitud integral de la turbulencia, en [m], definida por:

$$L(z) = 300 \cdot (z_{\min}/200)^\alpha \quad (\text{para } z < z_{\min})$$

$$L(z) = 300 \cdot (z/200)^\alpha \quad (\text{para } z_{\min} \leq z \leq 200)$$

$$L(z) = 300 \quad (\text{para } z > 200)$$

z Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o cota mínima del nivel de agua bajo el puente [m]

z_0, z_{\min} , Coeficientes definidos en apartados anteriores

α Coeficiente definidos en la tabla 4.2-d de la instrucción IAP-11

Tipo de entorno	α
0	0,38
I	0,44
II	0,52
III	0,61
IV	0,67

TABLA 4.2-d Coeficiente α según el tipo de entorno

3.2.3.2.6. Empuje de viento sobre pilas

El empuje se obtendrá en función del área de referencia y el coeficiente de fuerza adecuado a la forma de su sección transversal.

Los coeficientes de fuerza de las secciones más habituales se recogen en la figura 4.2-b de la Instrucción IAP.

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f		2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0
			sección circular con superficie lisa y tal que: $\emptyset v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$		sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\emptyset v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$				

FIGURA 4.2-b Coeficiente de fuerza c_f para las secciones más habituales

En pilas de sección rectangular con aristas redondeadas mediante acuerdos de radio r, se podrá reducir el coeficiente de fuerza multiplicándolo por el factor:

$$1 - 2,5 \cdot r/h \geq 0,5$$

siendo h la dimensión transversal

Las pilas de sección variable, o aquéllas en las que el coeficiente de exposición $c_e(z)$ varíe apreciablemente a lo largo de su altura, se dividirán en tramos, adoptando en cada uno el valor correspondiente del coeficiente de exposición $c_e(z)$, del área de referencia A_{ref} y del coeficiente de fuerza c_f .

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

3.2.3.2.7. Empuje del viento sobre otros elementos del puente

El empuje de viento sobre sistemas de contención y barandillas permeables, se obtendrá a partir del área de referencia y del coeficiente de fuerza específico de cada uno de sus elementos. Para las secciones no incluidas en la figura 4.2-b de la Instrucción IAP, el coeficiente de fuerza de cada uno $C_{f,x}$ se tomará igual a 2,2 salvo que se justifique adecuadamente otro valor más preciso.

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

3.2.3.2.8. Cálculo simplificado del empuje en tableros y pilas

Para puentes de menos de 40 m de luz y de menos de 20 m de altura máxima de pila, se considera únicamente el viento transversal, con los valores de empuje unitario F_w/A_{ref} indicados en las tablas siguientes, siempre que se cumplan las condiciones:

$$C_{f,x} \leq 1,80 \quad (\text{tableros})$$

$$C_{f,x} \leq 2,20 \quad (\text{pilas})$$

$$C_0 \leq 1,00$$

$$C_{prob} \leq 1,04$$

TIPO DE ENTORNO	EMPUJE SOBRE EL TABLERO (kN/m ²)			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m ²)		
	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s
0	2,58	2,78	3,21	3,16	3,40	3,93
I	2,29	2,47	2,85	2,79	3,01	3,47
II	1,94	2,09	2,41	2,37	2,56	2,95
III	1,47	1,58	1,83	1,80	1,94	2,23
IV	0,93	1,00	1,15	1,14	1,23	1,42

EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA $H_{max} \leq 10$ m

TIPO DE ENTORNO	EMPUJE SOBRE EL TABLERO (kN/m ²)			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m ²)		
	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s
0	2,93	3,16	3,65	3,58	3,86	4,45
I	2,64	2,85	3,29	3,23	3,48	4,02
II	2,31	2,49	2,88	2,83	3,05	3,52
III	1,88	2,03	2,34	2,29	2,47	2,85

TIPO DE ENTORNO	EMPUJE SOBRE EL TABLERO (kN/m ²)			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m ²)		
	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s
IV	1,30	1,40	1,62	1,60	1,72	1,99

EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA $H_{max} = 20$ m

Para alturas de tableros y pilas comprendidas entre 10 m y 20 m, se podrá interpolar linealmente entre las dos tablas anteriores.

El punto de aplicación del empuje transversal será el definido anteriormente.

En la elaboración de las tablas anteriores no se ha considerado la acción del viento sobre la sobrecarga de uso; para tener en cuenta este efecto, se seguirán los criterios indicados en apartados anteriores respecto al aumento del área expuesta.

3.2.3.3. Acción térmica
3.2.3.3.1. Acción térmica en tableros

Para evaluar el efecto de la acción térmica se considerarán los siguientes tipos de tablero:

- Tipo 1: Tableros de acero con sección transversal en cajón, viga armada o celosía
- Tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria)
- Tipo 3: Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones

Los valores representativos de la acción térmica se evaluarán considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal.

Componente uniforme de la temperatura del tablero
a) Temperatura máxima y mínima del aire

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura se partirá del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra T_{max} depende del clima del lugar y de la altitud y, para un periodo de retorno de 50 años (lo que equivale a una probabilidad anual de ser excedido de 0,02), será el que se indica en el mapa de isotermas recogido en la figura 4.3-a de la IAP-11.

Como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra T_{min} se tomará, para un periodo de retorno de 50 años, el que se deduce de la tabla 4.3-a de la Instrucción IAP-11 en

función de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal que se deduce del mapa de la figura 4.3-b de la citada Instrucción.

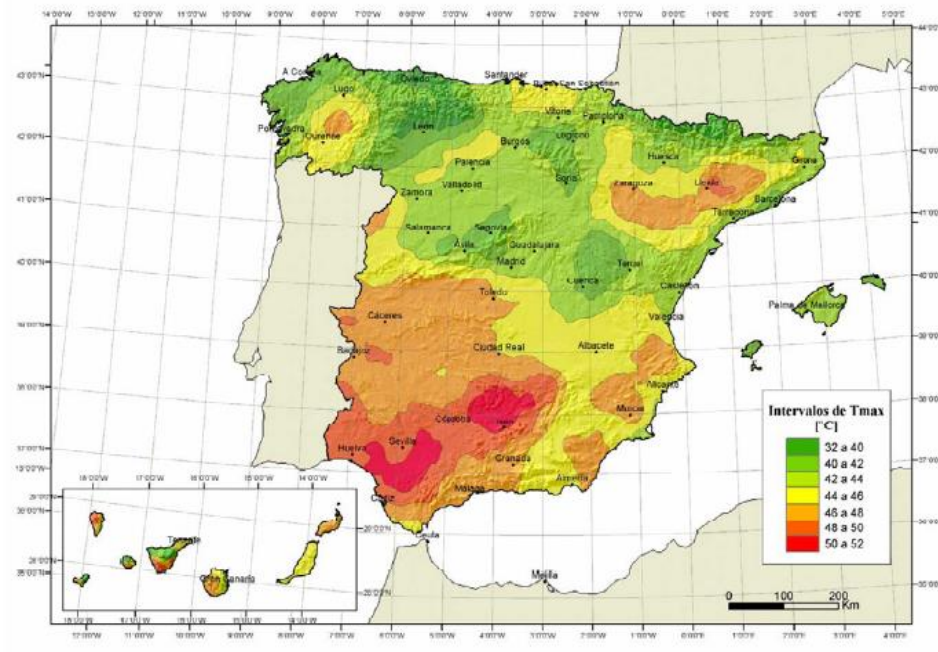


Figura 4.3-a Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, Tmax [°C]



Figura 4.3-b Zonas climáticas de invierno

Para periodos de retorno diferentes de 50 años, se deben de ajustar los valores de $T_{max,p}$ y $T_{min,p}$ según las expresiones siguientes:

$$T_{max,p} = T_{max} \cdot [k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1-p))]$$

$$T_{min,p} = T_{min} \cdot [k_3 + k_4 \cdot \ln(-\ln(1-p))]$$

Siendo p el inverso del periodo de retorno y considerando para los coeficientes los valores: $k_1 = 0,781$; $k_2 = 0,056$; $k_3 = 0,393$ y $k_4 = 0,156$.

Para situaciones persistentes, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($p=0,01$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la tabla 4.2-a de la Instrucción IAP-11, salvo que se justifiquen adecuadamente otros valores.

b) Componente uniforme de temperatura

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo $T_{e,min}$ y un valor máximo $T_{e,max}$ que se determinarán a partir de la temperatura del aire, mediante las expresiones siguientes:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

donde:

T_{min} Valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado anterior

T_{max} Valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado anterior.

Con los valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ indicados en la tabla 4.3-b de la Instrucción IAP-11, que se recoge a continuación:

Tipo de tablero	$\Delta T_{e,min}$ (°C)	$\Delta T_{e,max}$ (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4

Tipo de tablero	$\Delta T_{e,min}$ (°C)	$\Delta T_{e,max}$ (°C)
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

TABLA 4.3-b Valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ para el cálculo de la componente uniforme de temperatura

c) Rango de la componente uniforme de temperatura

La variación de la componente uniforme de temperatura ocasionará, en una estructura sin coacción al movimiento, un cambio en la longitud del elemento. Teniendo en cuenta lo indicado en el apartado anterior, el rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero será:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$$

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial T_0 (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero, según lo indicado en los párrafos siguientes.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción $\Delta T_{N,con}$ será:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación $\Delta T_{N,exp}$ será:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

En caso de que no sea posible establecer la temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento, ésta se tomará igual a la temperatura media de dicho elemento durante el periodo de construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor $T_0 = 15$ °C.

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo y de las juntas de dilatación se realizará considerando como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con}+15)$ °C, y como máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,exp}+15)$ °C.

Podrá considerarse como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con}+5)$ °C y como máxima variación de dilatación el valor de $(\Delta T_{N,exp}+5)$ °C, en los casos siguientes:

- En los apoyos, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto reajustar, una vez concluida la ejecución, las holguras de los apoyos para una temperatura igual a T_0 .
- En el caso de la junta de dilatación, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto realizar una operación de reglado de la misma previamente a su colocación.

En el cálculo de los recorridos de apoyos y de juntas se tendrán en cuenta las posibles variaciones de sustentación horizontal del tablero a lo largo de la construcción, puesto que pueden afectar a la magnitud y al sentido de los desplazamientos horizontales a considerar en función de la ubicación del punto fijo en cada fase de construcción.

Componente de la diferencia de temperatura

a) Diferencia vertical

A lo largo de un periodo de tiempo determinado, el calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero da lugar a una variación de temperatura en la altura de la sección transversal que tendrá un valor de máximo calentamiento (cara superior más caliente) y un valor de máximo enfriamiento (cara superior más fría).

El efecto de la diferencia vertical de temperatura se debe considerar mediante el empleo de una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$. Estos valores son diferencias de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero.

Para tableros de acero (Tipo 1) o tableros de hormigón (Tipo 3), los valores $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$ serán los que figuran en la tabla 4.3-d. de la Instrucción IAP-11, que se recoge a continuación:

Tipo de tablero	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
– Sección cajón	10	5
– Sección de vigas	15	8
– Sección losa	15	8

TABLA 4.3-d Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros Tipo 1 y Tipo 3

La diferencia vertical de temperatura está muy influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Los valores dados en la tabla 4.3-d de la Instrucción IAP-11 corresponden a un espesor de pavimento de 50 mm. Para espesores diferentes, será necesario aplicar un factor corrector k_{sur} dado en la tabla 4.3-e. de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación:

Espesor del pavimento	Tablero Tipo 1		Tablero Tipo 3	
	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

TABLA 4.3-e Coeficiente k_{sur} de influencia del tipo y espesor de pavimento

Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero puede dar lugar a una diferencia horizontal de temperatura. Este hecho se produce en tableros que presentan una orientación próxima a la este-oeste, con mayor soleamiento general en la cara sur.

También se produce en puentes con orientación próxima a la norte-sur, con un mayor soleamiento en el lado este al amanecer con un máximo en los meses de verano, y en el lado oeste al atardecer con un máximo en los meses de invierno.

En aquellos casos en que esta acción pueda dar lugar a efectos estructurales o funcionales significativos, se considerarán los valores característicos de la diferencia de temperatura entre las dos caras laterales extremas del tablero definidos en la tabla 4.3-f de la Instrucción IAP-11, donde L_v es la longitud del voladizo y h_a es la proyección del paramento lateral del tablero sobre el plano vertical, que se recoge a continuación:

Tablero Tipo 1 y Tipo 2		Tablero Tipo 3	
$L_v \leq 2 \cdot h_a$	$L_v > 2 \cdot h_a$	$L_v \leq 2 \cdot h_a$	$L_v > 2 \cdot h_a$
18°C	-	5°C	-

TABLA 4.3-f Diferencia transversal de temperatura entre las dos caras externas del tablero

Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

Si debido al esquema estructural, es necesario tener en cuenta la actuación simultánea de la variación de la componente uniforme, $\Delta T_{N,exp}$ o $\Delta T_{N,con}$, y la diferencia de temperatura, $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$, ambas componentes se combinarán de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

Siendo $\omega_N = 0,35$ y $\omega_M = 0,75$

Estas expresiones dan lugar a ocho posibles formas de considerar la concomitancia de las distintas componentes de la acción térmica, de las que se elegirán las que den lugar a los efectos más desfavorables para el elemento en estudio.

3.2.3.3.2. Acción térmica en pilas

Se deberán considerar los efectos de la acción térmica en las pilas, cuando puedan dar lugar a la aparición de reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en la propia pila.

Cuando las diferencias de temperatura puedan dar lugar a efectos significativos, se considerará, para pilas de hormigón tanto huecas como macizas, una diferencia lineal de temperatura de 5 °C entre caras externas opuestas. Para los tabiques de las pilas de hormigón huecas, se considerará, además, una diferencia lineal de temperatura entre las caras interna y externa de 15 °C.

3.2.3.4. Nieve

En general, sólo será necesario considerar la sobrecarga de nieve en puentes situados en zonas de alta montaña o durante la construcción.

Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre superficies de tableros de puentes se adoptará el siguiente:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k$$

siendo

s_k Sobrecarga característica de nieve sobre un terreno horizontal. Su valor se obtiene de la tabla 4.4-a de la Instrucción IAP en función de la zona climática y la altitud del terreno

3.2.4. Acciones accidentales

3.2.4.1. Acción sísmica

Tal y como se recoge en el *Anejo Nº 4 Efectos sísmicos*: la aceleración sísmica básica a_b para los términos municipales por donde discurre el trazado del Proyecto es inferior a 0.04g y, en consecuencia, no es necesario considerar acciones sísmicas.

3.2.4.2. Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural

El impacto de un vehículo de carretera contra las pilas o elementos de sustentación del puente o pasarela se asimilará a la actuación de una fuerza estática cuya resultante se encuentra situada a la altura más desfavorable entre 0,5 m y 1,5 m sobre la superficie del pavimento. Esta carga podrá considerarse aplicada sobre una superficie o zona de choque de 0,5 m de altura por 1,5 m de anchura (o la anchura del propio elemento si es menor). El valor de la fuerza estática horizontal equivalente será:

- En la dirección del tráfico 1000 kN

- En la perpendicular a la dirección del tráfico 500 kN

Se considerará que ambas acciones no actúan de forma simultánea.

No será necesario considerar la acción del impacto de vehículos contra un elemento de sustentación del puente cuando la distancia entre éste y el borde de la calzada sea superior a lo indicado al respecto en la reglamentación relativa a barreras de seguridad o cuando, de acuerdo con esta misma reglamentación, se disponga la protección adecuada.

El impacto contra el tablero, producido por camiones o las cargas por ellos transportadas, se asimilará a una fuerza estática de 500 kN aplicada sobre una superficie cuadrada de 0,25 m de lado. Esta fuerza se considerará horizontal y paralela a la dirección del tráfico, si el impacto se produce sobre una superficie vertical. Sobre la cara inferior del tablero, se considerará la fuerza del mismo valor y una inclinación de 10º sobre la superficie del pavimento en sentido ascendente.

No será necesario considerar el impacto de un vehículo contra el tablero si la altura libre bajo el mismo es mayor o igual que el gálibo vertical mínimo reglamentario.

3.2.4.3. Impacto contra sistemas de contención de vehículos

El impacto de un vehículo contra el sistema de contención se asimilará a una carga estática compuesta por una fuerza horizontal transversal y un momento de eje longitudinal concomitantes, aplicados en la zona de conexión entre el elemento de contención y la estructura.

Se tomará para esta acción el valor nominal de las fuerzas y momentos máximos, que facilitará a estos efectos el fabricante del sistema de contención, determinados mediante cálculos o ensayos específicos de acuerdo con la normativa correspondiente. Si no se conoce dicha información, se tomará el valor característico de la resistencia del sistema de anclaje del pretil.

Para el dimensionamiento transversal del tablero, se considerará que, simultáneamente con esta acción accidental, actúa una fuerza vertical debida a la presencia del vehículo de valor igual a 0,75 Q_{1k} , situada próxima a los anclajes del sistema de contención en la posición más desfavorable, siendo Q_{1k} la carga por eje del vehículo pesado correspondiente al carril virtual 1. Estas acciones no se combinarán con ninguna otra acción variable.

Para el dimensionamiento local de los detalles constructivos en la zona del tablero en la que se conecta el elemento de contención, se considerará una acción accidental igual a 1,5 veces el valor de la acción indicado anteriormente, con el objeto de asegurar que, bajo el impacto de un vehículo contra el pretil, el tablero no resulta dañado. A efectos de este dimensionamiento local, dicha acción accidental no se combinará con ninguna acción variable.

3.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

3.3.1. Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k , excepto en el caso de la acción correspondiente al peso del pavimento, para la que se considerarán dos valores representativos con $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en el apartado 4.3.1.2.

3.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*)

- Acciones originadas por presolicitaciones: Se considerará para las acciones originadas por las presolicitaciones un único valor representativo, coincidente con el valor característico $P_{k,t}$, correspondiente al instante “t” en el que se realiza la comprobación.
- Reológicas: Se considerará para las acciones de origen reológico un único valor representativo, coincidente con el valor característico $R_{k,t}$, correspondiente al instante “t” en el que se realiza la comprobación.
- Acciones del terreno: Para el peso del terreno, que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico. Para el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en el apartado 4.3.2.3.

3.3.3. Acciones variables (Q)

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k : Valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación $\Psi_0 \cdot Q_k$: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\Psi_1 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi permanente $\Psi_2 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:

Puentes de carretera (tabla 6.1-a IAP-11)

Tabla 6.1-a Factores de simultaneidad ψ

Acción		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Sn,k}$	0,8	0	0	
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

3.3.4. Acciones accidentales (A)

1 Para las acciones accidentales se considera un único valor representativo coincidente con el valor característico A_k .

3.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)".

Los valores de cálculo de las diferentes acciones son los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ a los valores representativos de las acciones, definidos en el apartado anterior.

3.4.1. Estados límites últimos (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores básicos:

Tabla 6.2-b IAP-11

 Tabla 6.2-b Coeficientes parciales para las acciones γ_F
(para las comprobaciones resistentes)

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

(1) El coeficiente $\gamma_G = 1,2$ será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tasar.
 (2) El coeficiente $\gamma_G = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
 (3) El coeficiente $\gamma_G = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_G = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

NOTAS:

(1) Los coeficientes $\gamma_G = 1,0$ y $\gamma_Q = 1,35$, se aplicarán a la totalidad de la acción, según su efecto sea favorable o desfavorable.

Cuando el comportamiento de la estructura pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra parte de la estructura, las partes favorables y desfavorables de la misma acción serán consideradas como acciones separadas, aplicándose unos coeficientes γ_G distintos y específicos para cada una de ellas.

Los valores de estos coeficientes serán:

- Para la parte favorable de la acción $\gamma_{G1} = 0,9$
- Para la parte desfavorable de la acción $\gamma_{G2} = 1,1$

Las estructuras objeto de este Anejo son poco sensibles a las variaciones de la carga permanente de una parte a otra de la estructura terminada. Por este motivo no es necesario tener en cuenta los dos criterios antes mencionados y, por tanto, se aplica γ_G a la totalidad de la acción en las situaciones persistentes.

(2) En el caso de la carga de pavimento, se considerará para la totalidad de la acción:

- El valor representativo inferior $G_{k,inf}$ ponderado por $\gamma_G = 1,0$, cuando su efecto sea favorable.
 - El valor representativo superior $G_{k,sup}$ ponderado por $\gamma_G = 1,35$, cuando su efecto sea desfavorable.
- (3) Se considera la acción hiperestática producida por el pretensado, teniendo en cuenta el valor de la fuerza de pretensado ($P_{k,t}$) en el instante t en que se realiza la comprobación, aplicándosele los coeficientes parciales de seguridad representados en la tabla. Los valores γ_{G^*} para la acción del pretensado P_1 serán los definidos en la Instrucción EHE-08.

3.4.2. Estados límites de servicio (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores:

Tabla 6.2-c IAP-11

Tabla 6.2-c Coeficientes parciales para las acciones γ_f (ELS)

Acción	Efecto	
	Favorable	Desfavorable
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0
	Carga muerta	1,0
Permanente de valor no constante (G')	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0
	Reológicas	1,0
	Empuje del terreno	1,0
	Asientos	0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0
	Acciones climáticas	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

(1) Para la acción del pretensado se tomarán los coeficientes que indique la EHE-08 o normativa que la sustituya. En la tabla figuran los valores que la EHE-08 recoge para el caso de estructuras postesas. En el caso de estructuras pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

3.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación.

3.5.1. Estados límites últimos

3.5.1.1. Situaciones persistentes y transitorias

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

- $G_{k,i}$ = Valor representativo de cada acción permanente
- $G^*_{k,j}$ = Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $Q_{k,1}$ = Valor característico de la acción variable dominante
- $\psi_{0,l} \cdot Q_{k,l}$ = Valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

Se realizarán tantas hipótesis como sea necesario, considerando en cada una de ellas una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

3.5.1.2. Situaciones accidentales

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

- $G_{k,i}, G^*_{k,j}$ = Valores representativos de las acciones permanentes
- $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ = Valor frecuente de la acción variable dominante
- $\psi_{2,l} \cdot Q_{k,l}$ = Valores casi-permanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental
- A_k = Valor característico de la acción accidental

3.5.1.3. Situación sísmica

La combinación de acciones en situación sísmica se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

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

donde:

- $G_{k,j}$ = Valores representativos de las acciones permanentes

- $G_{k,m}^*$ = Valores representativos de cada acción permanente de valor no constante
 $\Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ = Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso (según tabla 6.1-a de la Instrucción IAP-11)
 A_{Ed} = Valor de cálculo de la acción sísmica

3.5.2. Estados Límites de Servicio

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación casi-permanente:

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

3.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.6.1. Materiales

3.6.1.1. Hormigón

- Resistencia a compresión

Se consideran las siguientes resistencias características en MPa:

- | | | |
|---|---------------------------------|----------------|
| - | Hormigón de limpieza | HL-150/B/20 |
| - | Hormigón en cimentación | HA-25/B/20/IIa |
| - | Hormigón en losa de tablero | HA-30/B/20/IIb |
| - | Hormigón en vigas prefabricadas | HP-55/F/12/IIb |

- Módulo de elasticidad

De acuerdo con los artículos 39.6. y 31.3. de la Instrucción EHE-08, para tener en cuenta la variación del módulo de elasticidad con el tiempo se ha considerado la siguiente expresión:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right) \cdot E_{cm}$$

donde:

$E_{cm}(t)$ Módulo de deformación secante a los t días

E_{cm} Módulo de deformación secante a los 28 días

$$E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

f_{cm} Resistencia media a compresión a los 28 días

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$f_{cm}(t)$ Resistencia media a compresión a los t días

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)} \cdot f_{cm}$$

siendo:

t Edad del hormigón en días

s Coeficiente que depende del tipo de cemento:

0,20 para cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido

0,25 para cementos normales y de endurecimiento rápido

0,38 para cementos con endurecimiento lento

- Módulo de elasticidad transversal

Se define a partir de la siguiente expresión:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

siendo ν el coeficiente de Poisson ($\nu = 0,20$)

- Coeficiente de dilatación térmica

Se considera un valor $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

- Recubrimientos

El valor nominal del recubrimiento, según el Artículo 37.2.4. de la Instrucción EHE-08, será:

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

donde:

- r_{nom} Recubrimiento nominal
- r_{min} Recubrimiento mínimo
- Δr Margen de recubrimiento, en función del nivel de control

En este proyecto:

- Para clase de exposición IIa y hormigón de resistencia $f_{ck} < 40 \text{ N/mm}^2$: $r_{min} = 30 \text{ mm}$
- Para clase de exposición Qa: $r_{min} = 55 \text{ mm}$
- Para clase de exposición IIb y hormigón de resistencia $f_{ck} < 40 \text{ N/mm}^2$: $r_{min} = 35 \text{ mm}$
- Para clase de exposición IIb y hormigón de resistencia $f_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$: $r_{min} = 30 \text{ mm}$
- Para elementos prefabricados con nivel intenso de ejecución: $\Delta r = 0 \text{ mm}$
- Para elementos ejecutados in situ con nivel intenso de ejecución: $\Delta r = 5 \text{ mm}$

En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza.

Por tanto, el recubrimiento nominal de cada elemento será:

Elemento	r_{nom} (mm)
Muros de suelo reforzado	55
Cimentación	35
Losa de tablero	40
Vigas prefabricadas	30

- Requisitos de durabilidad

De acuerdo con el Artículo 37.3.2. de la Instrucción EHE-08, se deberán cumplir las siguientes especificaciones para los diferentes ambientes:

	Tipo de hormigón	Clase de exposición		
		IIa	Qa	IIb
Máxima relación agua/cemento	Armado	0,60	0,50	0,55
Mínimo contenido de cemento(kg/m ³)		275	325	300
Resistencia mínima recomendada (N/mm ²)		25	30	30

	Tipo de hormigón	Clase de exposición		
		IIa	Qa	IIb
Máxima relación agua/cemento	Pretensado	---	---	0,55
Mínimo contenido de cemento(kg/m ³)		---	---	300
Resistencia mínima recomendada (N/mm ²)		---	---	30

3.6.1.2. Acero de armar

- Resistencia

Para todos los elementos se considera acero B 500 S.

- Módulo de elasticidad

Se adopta un valor de $2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$.

3.6.1.3. Acero de pretensar

Se consideran tendones del tipo Y 1860 S7 formados por cordones de 7 alambres de 15,2 mm de diámetro, caracterizados por:

- Límite elástico al 0,2 de deformación $f_y = 1640 \text{ N/mm}^2$
- Tensión de rotura $f_s = 1860 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de deformación $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

3.6.2. **Niveles de control**

3.6.2.1. Elementos de hormigón estructural

El control de calidad de los elementos de hormigón abarca el control de materiales y el control de la ejecución.

3.6.2.1.1. *Control de materiales*

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE-08. La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

3.6.2.1.2. *Control de la ejecución*

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

3.6.2.1.3. Niveles de control establecidos.

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de la Instrucción EHE-08:

- Acero de armar y pretensar
Todos los casos: Normal
- Hormigón
Todos los casos: Estadístico
- Ejecución
Todos los casos: Intenso

Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización de los controles anteriormente definidos.

3.6.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

Los controles anteriormente definidos están en acuerdo recíproco con los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados en los cálculos justificativos de la seguridad estructural.

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

	SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	SITUACIONES ACCIDENTALES
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_c = 1,30$
Acero de armar	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
Acero de pretensar	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$

3.7. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

3.7.1. Estado Límite de deformaciones de la estructura

De acuerdo con la Instrucción IAP-11, se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera los valores siguientes:

- L/1000 para puentes de carretera

- L/1200 para pasarelas o puentes con zonas peatonales

3.7.2. Estado Límite de fisuración

3.7.2.1. Estructuras de hormigón

3.7.2.1.1. Aparición de fisuras por compresión

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$$

donde:

- σ_c Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
- $f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

3.7.2.1.2. Estado Límite de Descompresión

Los cálculos relativos al Estado Límite de Descompresión consisten en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondientes a la fase en estudio, no se alcanza la descompresión del hormigón en ninguna fibra de la sección.

3.7.2.1.3. Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inequación:

$$w_k \leq w_{max}$$

donde:

- w_k Abertura característica de fisura
- $w_{máx}$ Abertura máxima de fisura definida en la tabla 49.2.4 de la Instrucción EHE-08

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción $f_{ctm,fl}$ definida en el Artículo 39.1. de la Instrucción EHE-08.

Valores máximos de la abertura de fisura

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.), y bajo la combinación de acciones cuasipermanentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, se muestran en la tabla 5.1.1.2. de la Instrucción EHE-08.

En elementos de hormigón pretensado, en ausencia de requerimientos específicos, y bajo la combinación de acciones frecuentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, serán, asimismo, las definidas en la tabla 5.1.1.2.

Clase de exposición	W _{máx} (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

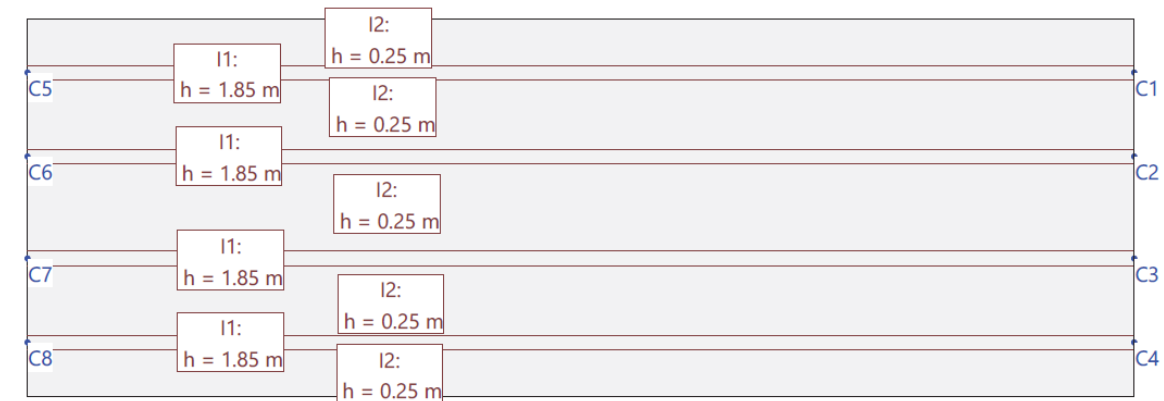
TABLA 5.1.1.2. (EHE-08)

- ⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.
- ⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otro caso, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

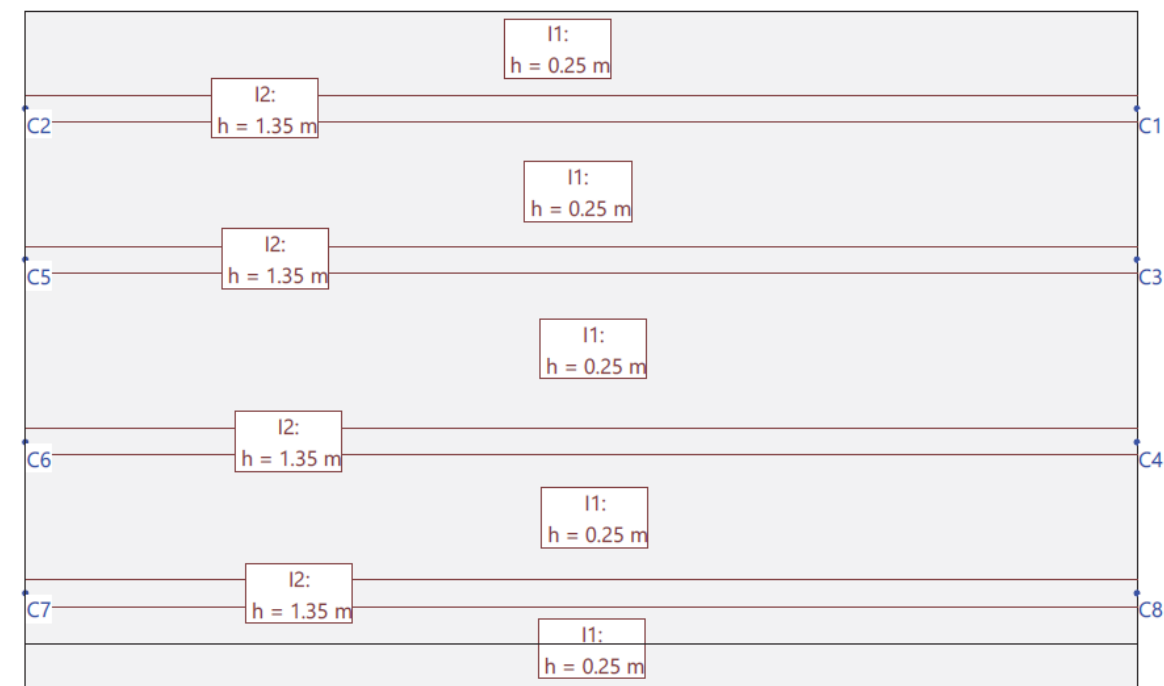
4. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Los cálculos de comprobación y dimensionamiento de los pasos superiores se han realizado mediante un modelo de cálculo de elementos finitos tipo placa, desarrollado con el programa comercial CEDRUS, y mediante hojas de cálculo, en Microsoft Excel, de elaboración propia.

El modelo de cálculo desarrollado permite evaluar el reparto de las acciones verticales entre las dos vigas artesas que componen el tablero. El peso propio de vigas y losa se ha evaluado directamente considerando las áreas de influencia de cada viga. En la siguiente figura se puede observar una vista del modelo de cálculo:



Modelo de cálculo Vigas 1,50 m de canto_Vano 34,00 m



Modelo de cálculo Vigas 1,00 m de canto_Vano 19,00 m

Las vigas prefabricadas se han modelizado como elementos de 0,25 m de ancho y 1,85 m de canto, en el caso de las vigas de 1,50 m, y de 1,35 m de canto, en las vigas de 1,00m. Estas secciones mantienen la misma inercia equivalente que la de la sección homogeneizada viga+losa.

Los apoyos de las vigas prefabricadas del tablero se han modelizado como apoyos puntuales, con los desplazamientos verticales coaccionados y los giros liberados. Se ha considerado por tanto que las vigas tienen un comportamiento isostático.

En el modelo de cálculo se han introducido las acciones verticales definidas en el apartado 3.2 Valores característicos de las acciones.

El dimensionamiento de las vigas pretensadas se ha realizado, mediante unas hojas de cálculo de elaboración propia, con los esfuerzos pésimos (momento flector y cortante) obtenidos del modelo de cálculo para cada hipótesis de carga.

Con la hoja de cálculo se realizan las comprobaciones necesarias de las vigas, tal y como se recoge en los apéndices 1.1 y 1.2.

En general se comprueban las tensiones en las vigas fundamentalmente en dos estados:

- Vacío: las únicas cargas que se consideran actuando son el peso propio de la viga y la acción del pretensado en el instante inicial, una vez que se producen las pérdidas instantáneas del mismo.

En estado de vacío se limitan las tensiones en la viga a:

$$\sigma_{comp,viga} \leq \sigma_{adm,comp} = 0,60 \cdot f_{ck}(14 \text{ días}) = 0,60 \cdot 41,6 = 24,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{trac,viga} \leq \sigma_{adm,comp} = f_{ct,m}(14 \text{ días}) = 3,6 \text{ MPa}$$

- Estado de servicio: se consideran todas las cargas permanentes actuando sobre el tablero (peso propio de vigas, peso propio de losa, carga muerta máxima, sobrecarga uniforme y sobrecarga de vehículos pesados) y el pretensado actuando a tiempo infinito una vez que se producen las pérdidas instantáneas y diferidas del mismo.

En estado de servicio se limitan las tensiones de las vigas a:

$$\sigma_{comp,viga} \leq \sigma_{adm,comp} = 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 55,0 = 33,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{trac,viga} \leq \sigma_{adm,comp} = f_{ct,m} = 4,34 \text{ MPa}$$

Con las comprobaciones de las tensiones queda demostrado que para un ambiente IIa no se supera la resistencia media a tracción a los 28 días $f_{ct,m}$ en la combinación frecuente de acciones, por lo que se asegura que no se producirá fisuración en ninguna sección de las vigas. Adicionalmente se ha comprobado que las armaduras activas se encuentran siempre en la zona comprimida de la sección bajo la combinación cuasipermanente de acciones, tal y como se indica en la tabla 5.1.1.2 de la Instrucción EHE-08.

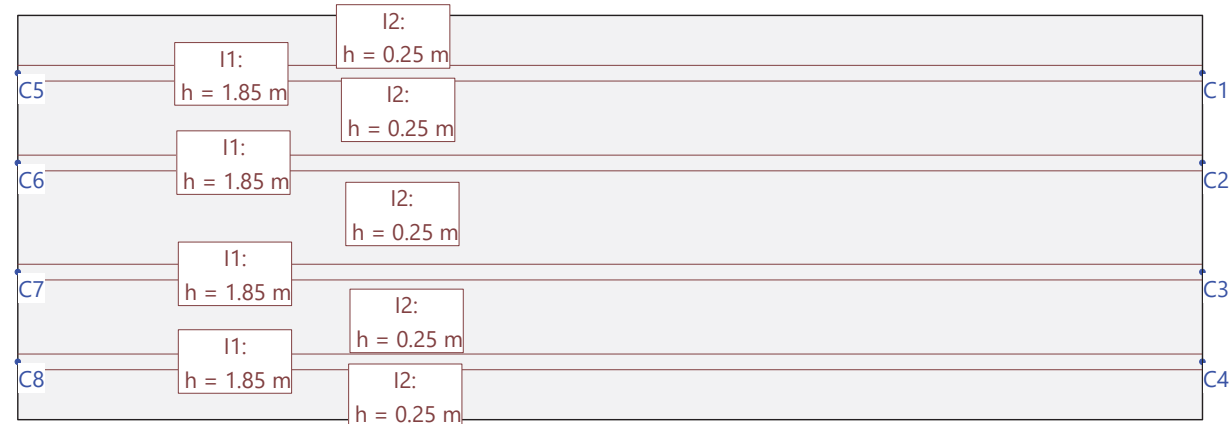
Con el programa comercial FAGUS se obtienen los momentos últimos a partir de la definición geométrica y de la armadura activa de las vigas pretensadas. Se introducen en las hojas de cálculo los momentos últimos para cada sección de viga y se comprueba que en ningún caso de carga se exceden los valores obtenidos.

La hoja de cálculo también permite realizar una comprobación del E.L.U. de Cortante para una armadura definida y el E.L.U. de Rasante en el ala superior de las vigas doble T, así como en el ala inferior y en la junta de hormigón viga-losa superior para las armaduras definidas, cumpliendo con las indicaciones de la Instrucción EHE-08.

APÉNDICE 1.1. COMPROBACION DE VIGAS ARTESA. CANTO 1,50 M

APÉNDICE 1.1.1. VIGA 1,50 M_VANO 34,00 M

Estructura



DATOS de la ESTRUCTURA

MATERIALES Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	Tipo	Elemento	E [kN/mm ²]	v	ρ [t/m ³]	α [‰]	Clase	f [N/mm ²]	
CC	Hormigón	Columna	33.60	0.17	2.50	0.010	H300	-30.00	f _{ck}
R	Acero para armadu	(general)	205.00	0.30	8.00	0.012	AEH500	500.00	f _{yk}

ETIQUETAS DE ATRIBUTOS DE MATERIALES: Isótropo

Id	Geometría				Materiales	
	Espeesor de la losa [m]	Distancia de la cara superior [m]	f _E	Cuerpo	Armaduras	
I1	1.85	0	1.000	CC	R	
I2	0.25	0	1.000	CC	R	

ETIQUETAS DE MATERIAL: Recubrimiento de la armadura base

Id	Recubrimiento de la armadura				Armadura base			
	u _{XT} [cm]	u _{YT} [cm]	u _{XB} [cm]	u _{YB} [cm]	as _{XT} [cm ² /m]	as _{YT} [cm ² /m]	as _{XB} [cm ² /m]	as _{YB} [cm ² /m]
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-

ETIQUETAS DE MATERIAL: Entradas adicionales de armadura

Id	Tipo	Diámetro de barras				As predefinido				Separación de barras			
		Ø _{XT} [mm]	Ø _{YT} [mm]	Ø _{XB} [mm]	Ø _{YB} [mm]	As _{XT} [cm ² /m]	As _{YT} [cm ² /m]	As _{XB} [cm ² /m]	As _{YB} [cm ² /m]	S _{XT} [cm]	S _{YT} [cm]	S _{XB} [cm]	S _{YB} [cm]
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0

Nr.:

PILARES - Estructura

Id	Tipo	Sección	Geometría		Posición		
			dx [m]	dy [m]	X [m]	Y [m]	wx [°]
C1	Pilar	QS	0.05	0.05	34.00	9.95	0
C2	Pilar	QS	0.05	0.05	34.00	7.37	0
C3	Pilar	QS	0.05	0.05	34.00	4.25	0
C4	Pilar	QS	0.05	0.05	34.00	1.66	0
C5	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	9.95	0
C6	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	7.37	0
C7	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	4.25	0
C8	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	1.66	0

PILARES - Estructura 3D

Id	Altura [m]	Geometría Esviación x [m]	Esviación y [m]	Transferencia de cargas con PP	
				masa adicional [t/m]	
C1	3.00			Si	0
C2	3.00			Si	0
C3	3.00			Si	0
C4	3.00			Si	0
C5	3.00			Si	0
C6	3.00			Si	0
C7	3.00			Si	0
C8	3.00			Si	0

PILARES - Modelo EF

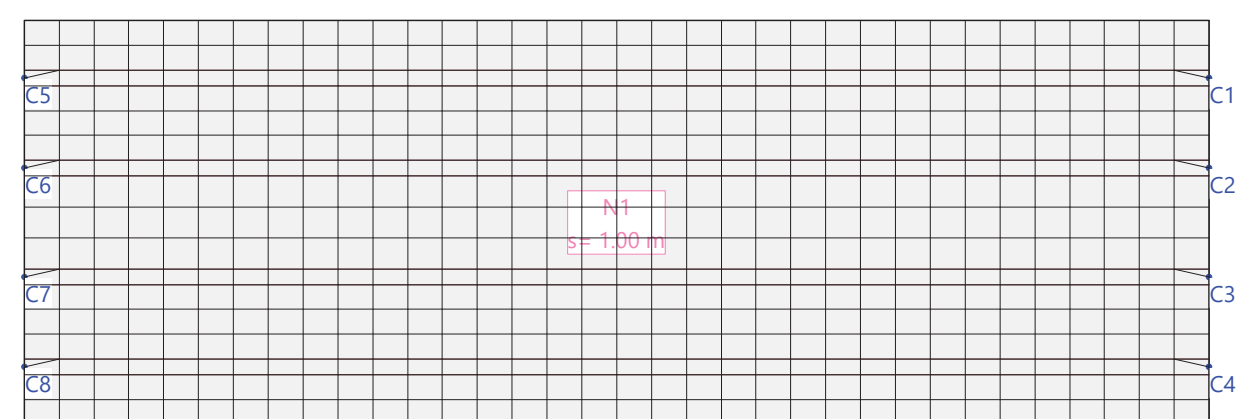
Id	Tipo Descripción	NO lin.	Sdz [kN/m]	Apoyos		du [m]	Zona de apoyo		
				Srx [kNm]	Sry [kNm]		dv [m]	wu [°]	wv [°]
C1	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C2	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C3	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C4	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C5	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C6	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C7	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C8	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-

§ : Cálculo automático de rigidez de pilar

PILARES: Secciones transversales

Id	Tipo	Materiales	Parámetro [m]	Perfil laminado

Malla EF



Nr.:

Cargas (1)

act.	Identificación	Descripción	Tipo	Categoría	Acción	
					Subcategoría	
Sí	Cmb	Carga muerta.Barre	Hipótesis de carga	Cargas Muertas		
Sí	Cmp	Carga muerta. Pavi	Hipótesis de carga	Cargas Muertas		
Sí	PP	Peso propio	Hipótesis de carga	Peso propio		
Sí	SCP1	Sobrecarga puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP2	Sobrecarga puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP3	Sobrecarga puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP1%1	SCP1 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP1%2	SCP1 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP1%3	SCP1 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP2%1	SCP2 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP2%2	SCP2 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP2%3	SCP2 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP3%1	SCP3 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP3%2	SCP3 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP3%3	SCP3 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCU1	Sobrecarga unifor	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		
Sí	SCU2	Sobrecarga uniform	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		
Sí	SCU3	Sobrecarga uniform	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		
Sí	!Exp-G	permanente	Combinación de export	Peso propio		
Sí	!Exp-Q	variable	Combinación de export	Definida por el usua	general	

act. : activo

Cargas (2)

act.	Identificación	AutoGW		AutoExport		NL
		On	excl.	On	Fact.	
Sí	Cmb	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	Cmp	Sí	No	No	1.000	No
Sí	PP	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	SCP1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3%3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCU1	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	SCU2	Sí	No	No	1.000	No
Sí	SCU3	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	!Exp-G	No	No	No	1.000	No
Sí	!Exp-Q	No	No	No	1.000	No

AutoGW : Crear envolventes autom.
AutoExport : Exportar autom.
act. : activo
excl. : Superposición exclusiva
NL : Resolución no lineal

Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA Cmb : Carga muerta.Barreras

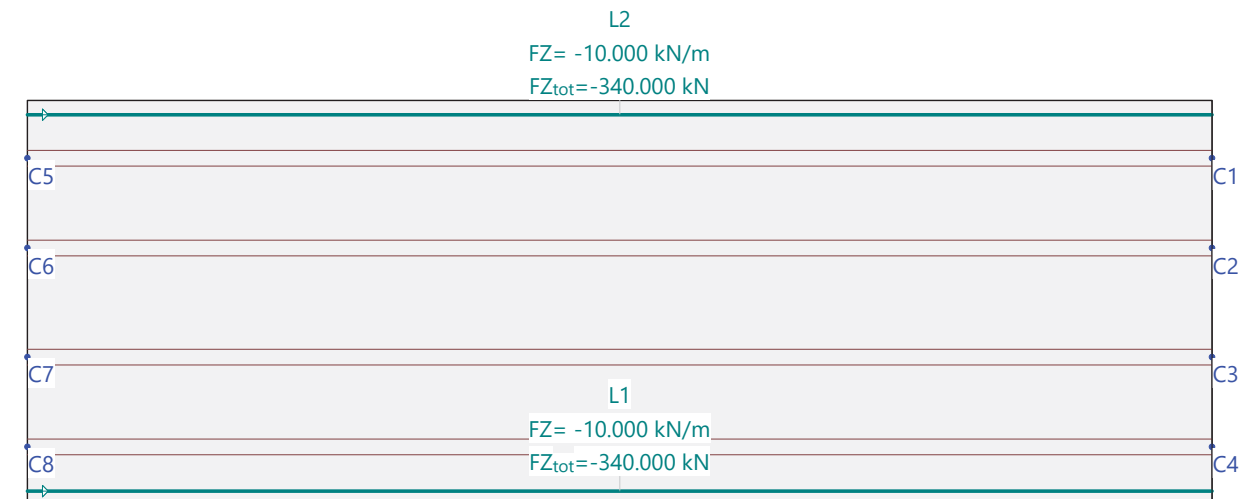
Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Longitud [m]	Carga		Subtotal Carga Z [kN]
					MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	
L1	0.00	0.40		34.00	0	-10.000	-340.000
L2	34.00	0.40		34.00	0	-10.000	
	0.00	11.20			0	-10.000	-340.000
	34.00	11.20			0	-10.000	

Suma Z

Total		Total Carga [kN]
		-680.000

Hipótesis de carga Cmb: Carga muerta.Barreras



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA Cmp : Carga muerta. Pavimento

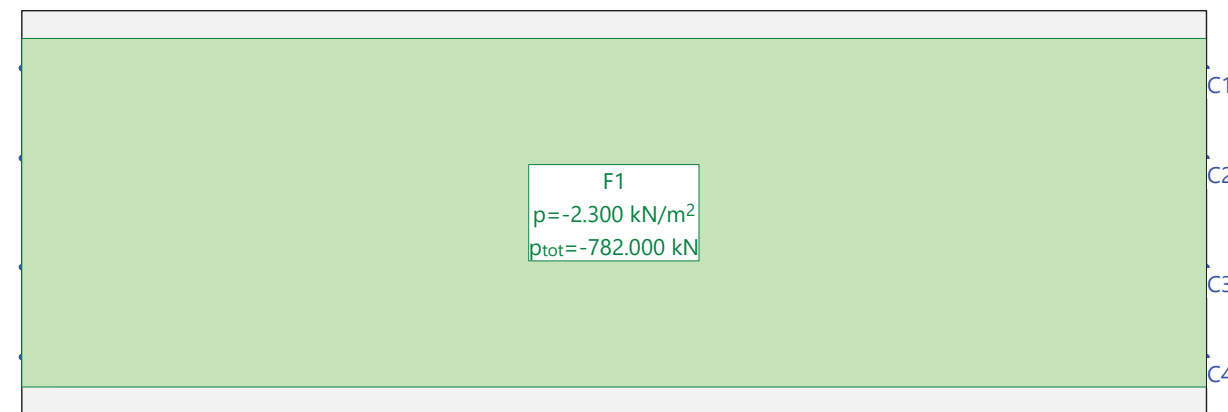
Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	0.00	0.80	34.00	10.80	340.00	-2.300	-782.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-782.000

Hipótesis de carga Cmp: Carga muerta. Pavimento



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA PP : Peso propio

Carga repartida (Toda la estructura)

ID	Volumen [m ³]	Geometría Espesor [cm]	Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
F1	196.52	var.	394.40	-6.250	-2465.000

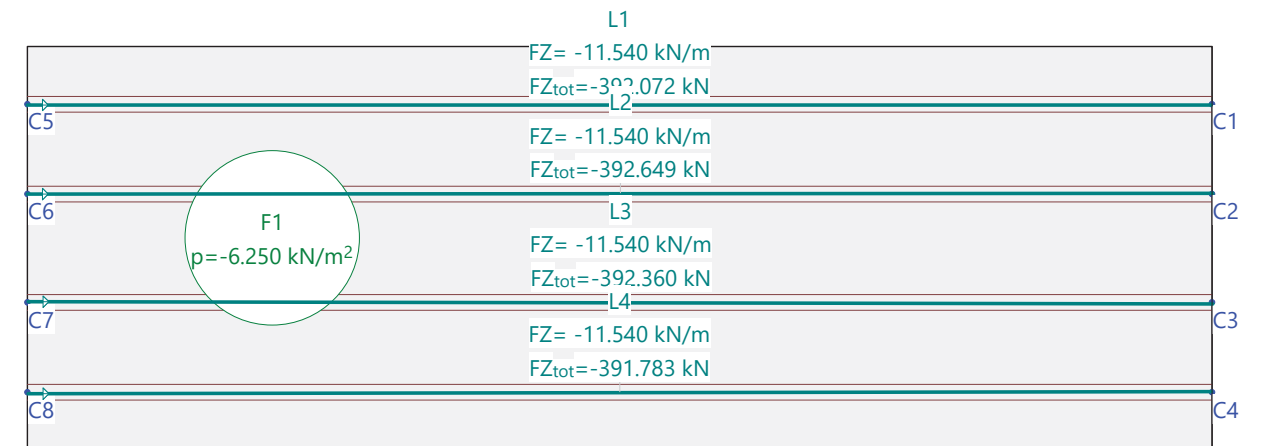
Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Longitud [m]	Mi [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
L1	0.00	9.92			0	-11.540	
	33.98	9.92		33.98	0	-11.540	-392.071
L2	0.00	7.37			0	-11.540	
	34.02	7.39		34.00	0	-11.540	-392.649
L3	0.03	4.27			0	-11.540	
	34.02	4.22		33.98	0	-11.540	-392.360
L4	0.03	1.64			0	-11.540	
	33.98	1.69		33.95	0	-11.540	-391.783

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-4033.864

Hipótesis de carga PP: Peso propio



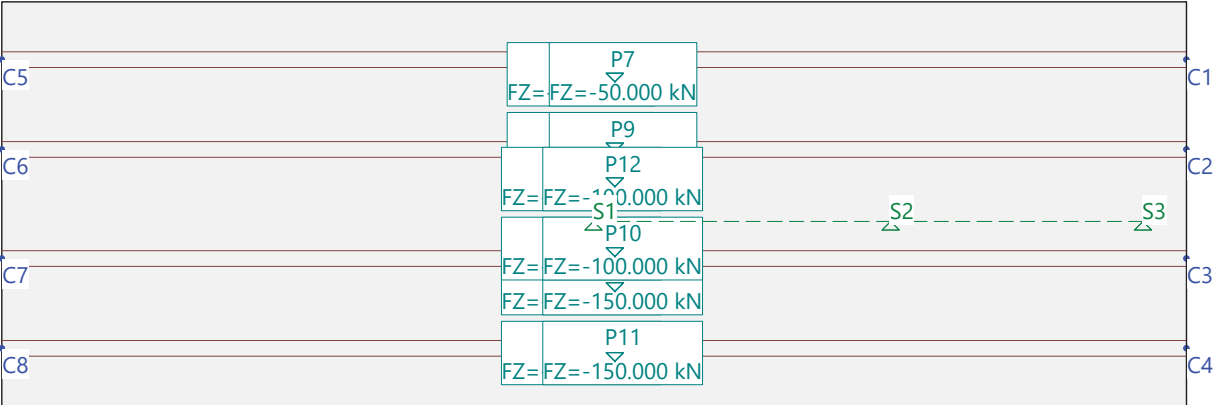
Nr.:

GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP1 : Sobrecarga puntual. Posición 1

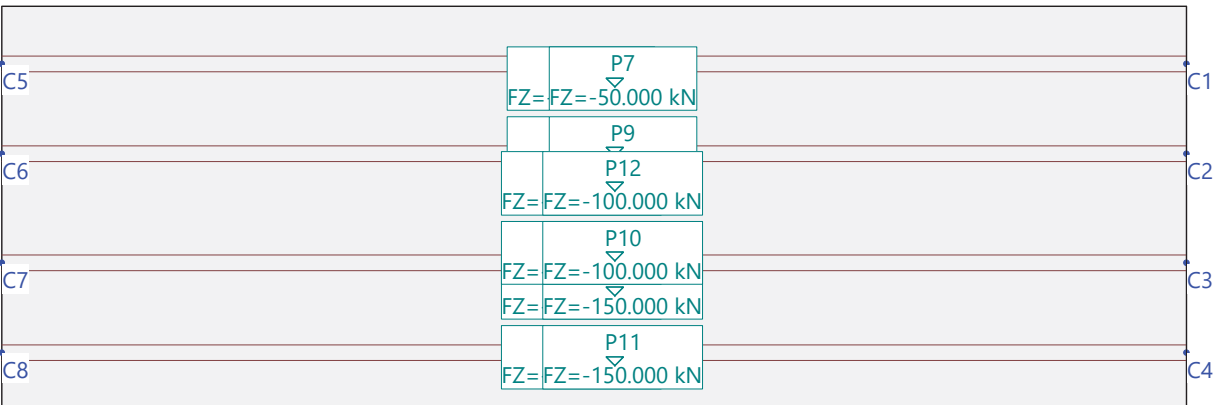
Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	16.40	3.30		0	0	
P2	16.40	6.30		0	0	
P3	16.40	1.30		0	0	
P4	16.40	7.30		0	0	
P5	16.40	9.30		0	0	
P6	16.40	4.30		0	0	
P7	17.60	9.30		0	0	
P8	17.60	3.30		0	0	
P9	17.60	7.30		0	0	
P10	17.60	4.30		0	0	
P11	17.60	1.30		0	0	
P12	17.60	6.30		0	0	

Gen.-móvil SCP1: Sobrecarga puntual. Posición 1

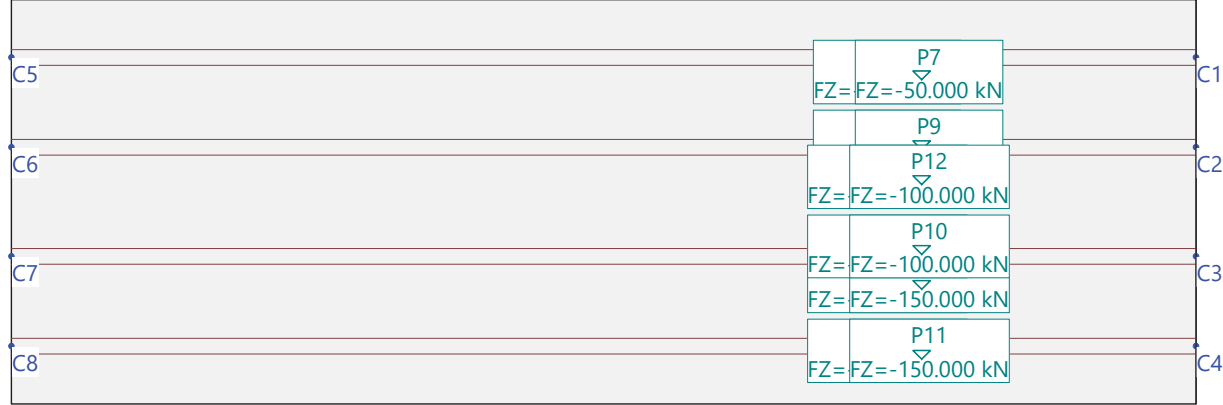


Hipótesis de carga SCP1%1: SCP1 - Posición 1

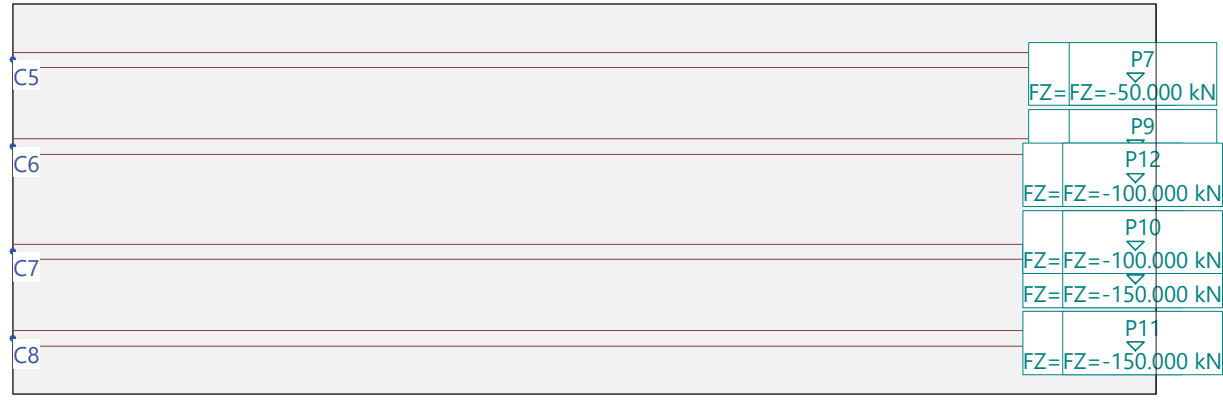


Nr.:

Hipótesis de carga SCP1%2: SCP1 - Posición 2



Hipótesis de carga SCP1%3: SCP1 - Posición 3



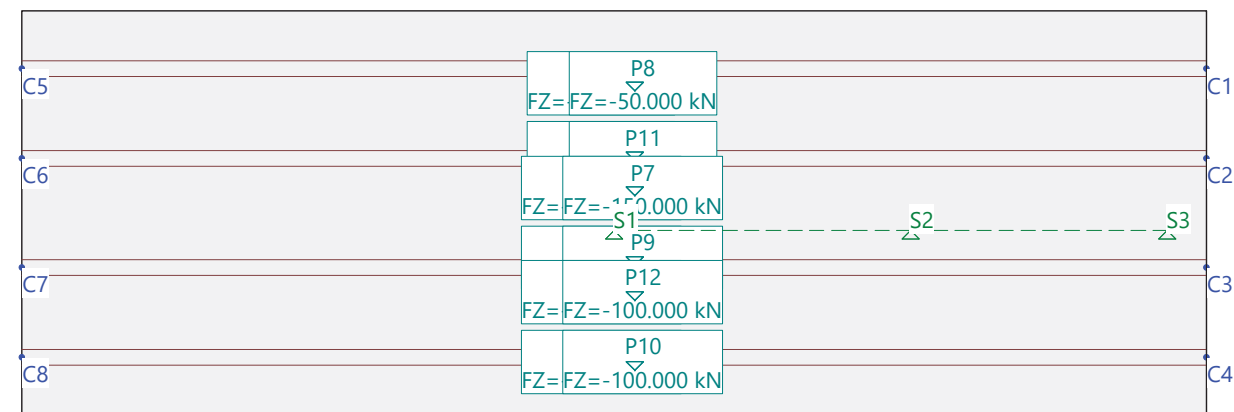
Nr.:

GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP2 : Sobrecarga puntual. Posición 2

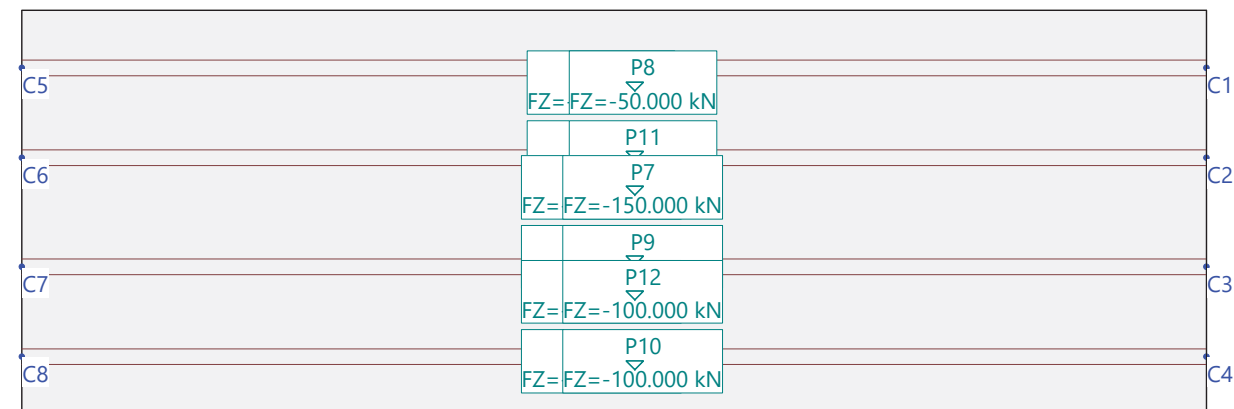
Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	16.40	9.30		0	0	
P2	16.40	3.30		0	0	
P3	16.40	7.30		0	0	
P4	16.40	4.30		0	0	
P5	16.40	6.30		0	0	
P6	16.40	1.30		0	0	
P7	17.60	6.30		0	0	
P8	17.60	9.30		0	0	
P9	17.60	4.30		0	0	
P10	17.60	1.30		0	0	
P11	17.60	7.30		0	0	
P12	17.60	3.30		0	0	

Gen.-móvil SCP2: Sobrecarga puntual. Posición 2

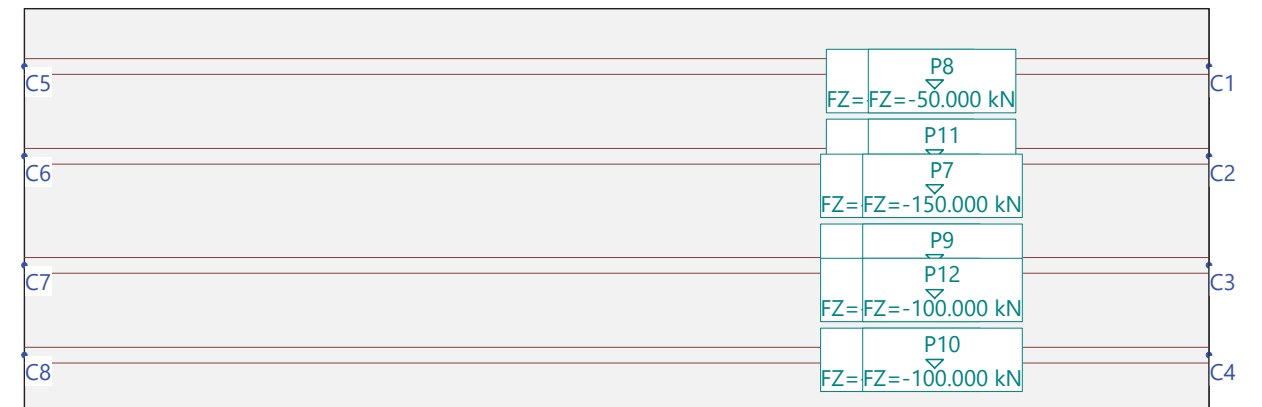


Hipótesis de carga SCP2%1: SCP2 - Posición 1

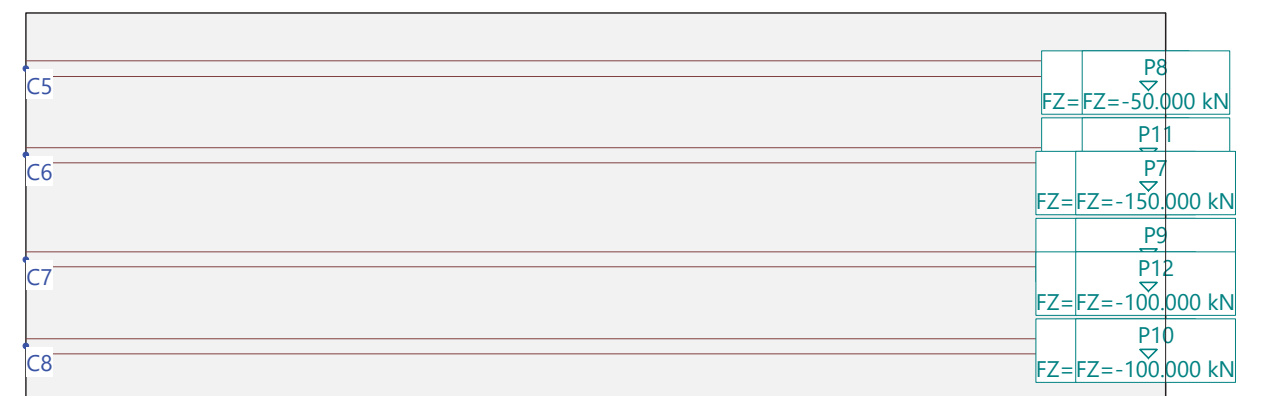


Nr.:

Hipótesis de carga SCP2%2: SCP2 - Posición 2



Hipótesis de carga SCP2%3: SCP2 - Posición 3



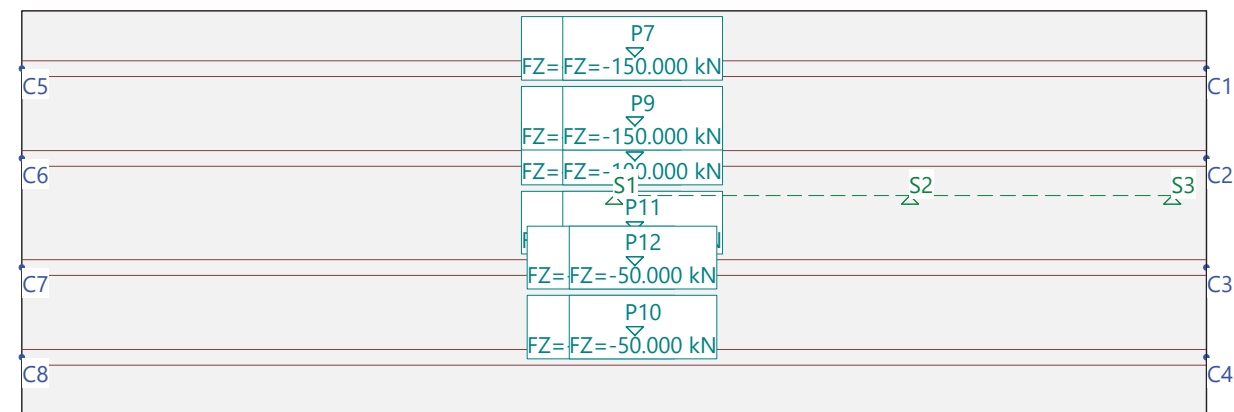
Nr.:

GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP3 : Sobrecarga puntual. Posición 3

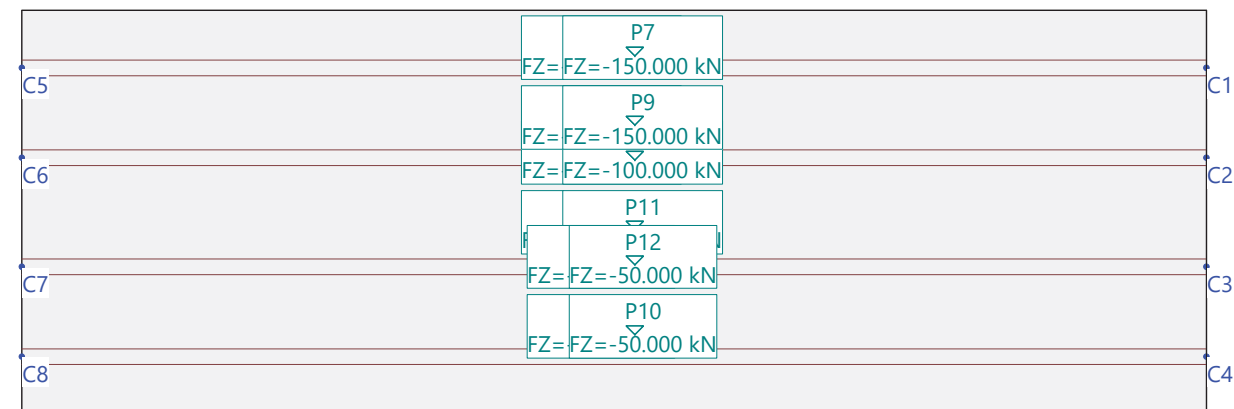
Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	16.40	7.30		0	0	
P2	16.40	4.30		0	0	
P3	16.40	5.30		0	0	
P4	16.40	8.30		0	0	
P5	16.40	10.30		0	0	
P6	16.40	2.30		0	0	
P7	17.60	10.30		0	0	
P8	17.60	7.30		0	0	
P9	17.60	8.30		0	0	
P10	17.60	2.30		0	0	
P11	17.60	5.30		0	0	
P12	17.60	4.30		0	0	

Gen.-móvil SCP3: Sobrecarga puntual. Posición 3

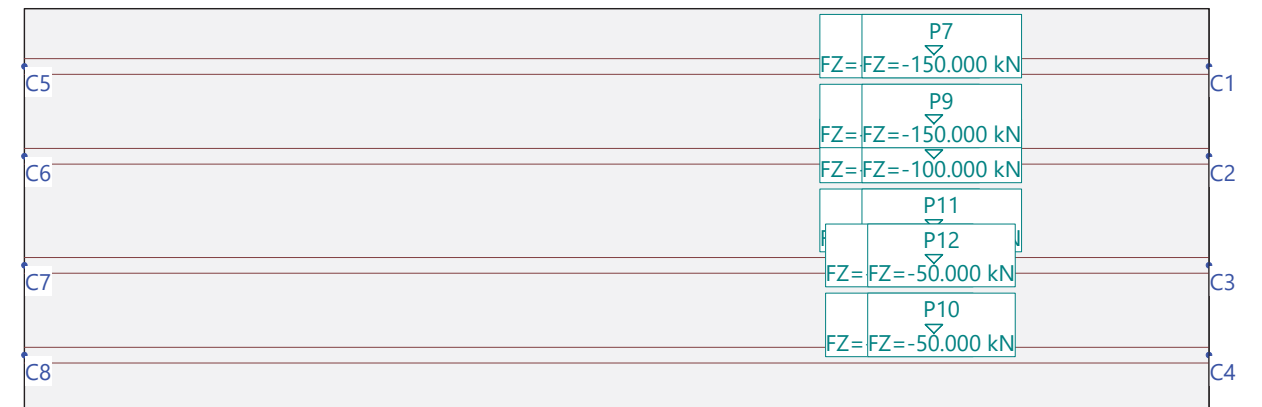


Hipótesis de carga SCP3%1: SCP3 - Posición 1

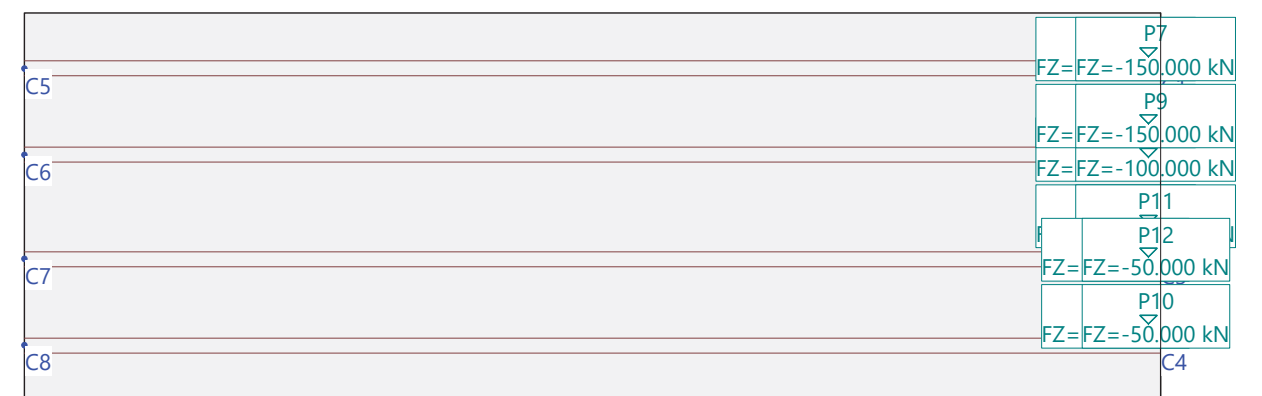


Nr.:

Hipótesis de carga SCP3%2: SCP3 - Posición 2



Hipótesis de carga SCP3%3: SCP3 - Posición 3



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU1 : Sobrecarga uniforme. Posición 1

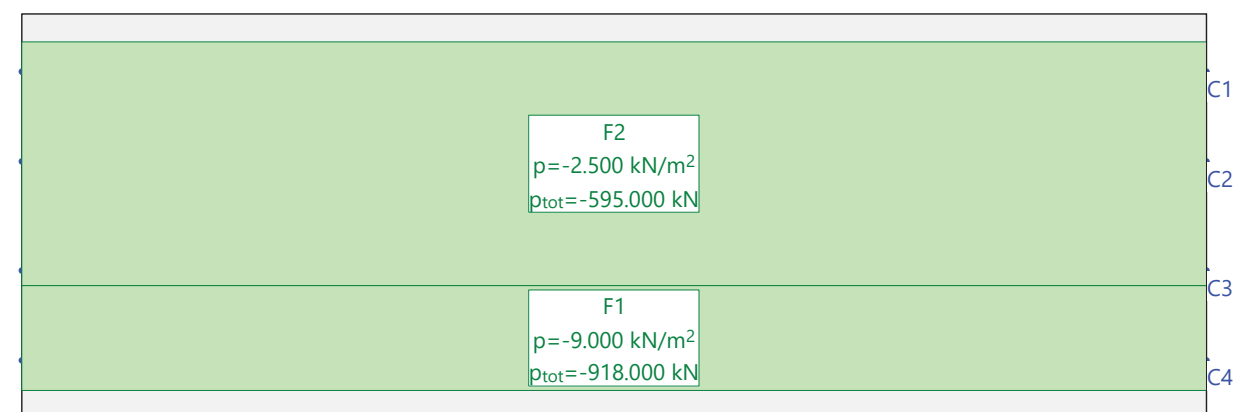
Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	0.00	0.80	34.00	3.80	102.00	-9.000	-918.000
F2	0.00	3.80	34.00	10.80	238.00	-2.500	-595.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-1513.000

Hipótesis de carga SCU1: Sobrecarga uniforme. Posición 1



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU2 : Sobrecarga uniforme. Posición 2

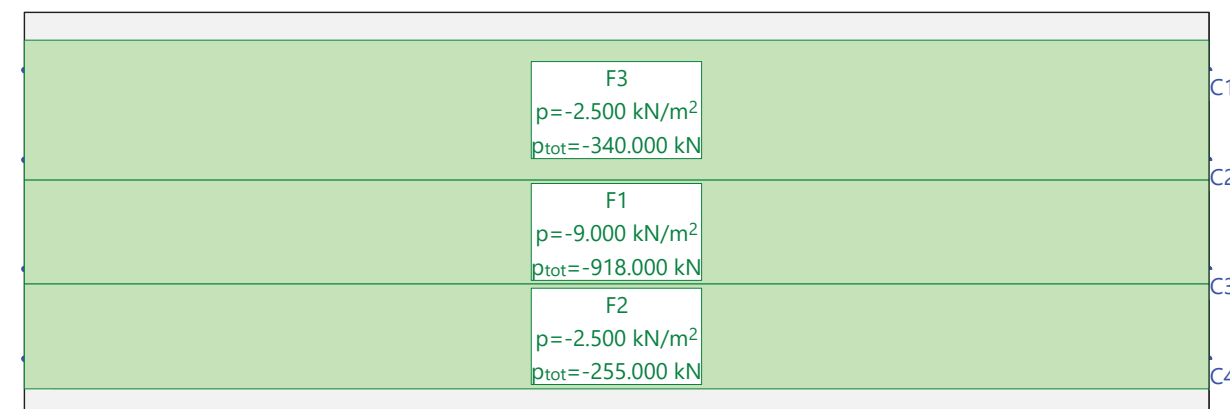
Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	0.00	3.80	34.00	6.80	102.00	-9.000	-918.000
F2	0.00	0.80	34.00	3.80	102.00	-2.500	-255.000
F3	0.00	6.80	34.00	10.80	136.00	-2.500	-340.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-1513.000

Hipótesis de carga SCU2: Sobrecarga uniforme. Posición 2



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU3 : Sobrecarga uniforme. Posición 3

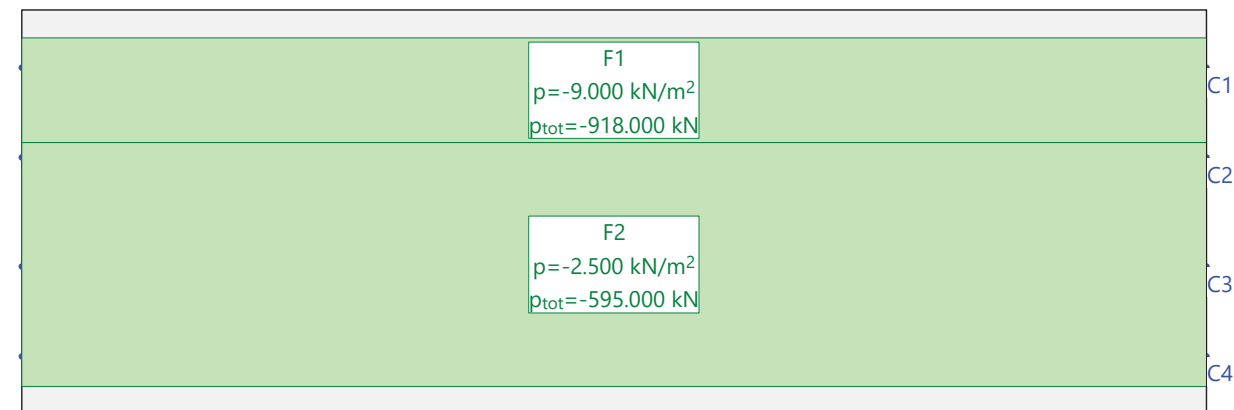
Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	0.00	10.80	34.00	7.80	102.00	-9.000	-918.000
F2	0.00	7.80	34.00	0.80	238.00	-2.500	-595.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-1513.000

Hipótesis de carga SCU3: Sobrecarga uniforme. Posición 3



Nr.:

Combinación de resultados

Combinación de resultados CM

ID Hip. de carga	Factor	Descripción
Cmb	1.000	Carga muerta.Barreras
Cmp	1.000	Carga muerta. Pavimento

Combinación de resultados CP

ID Hip. de carga	Factor	Descripción
PP	1.000	Peso propio
Cmb	1.000	Carga muerta.Barreras
Cmp	1.000	Carga muerta. Pavimento

Especificación de envoltentes: SCP

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envoltentes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Conjunto Tráfico Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envoltentes SCP

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Modelo de carga 1 Q (si es crítico	ya sea	SCP1%1 SCP1 - Posición 1	1.000	
				o SCP1%2 SCP1 - Posición 2	1.000	
				o SCP1%3 SCP1 - Posición 3	1.000	
				o SCP2%1 SCP2 - Posición 1	1.000	
				o SCP2%2 SCP2 - Posición 2	1.000	
				o SCP2%3 SCP2 - Posición 3	1.000	
				o SCP3%1 SCP3 - Posición 1	1.000	
				o SCP3%2 SCP3 - Posición 2	1.000	
				o SCP3%3 SCP3 - Posición 3	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envoltentes: SCU

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envoltentes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Conjunto Tráfico Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Nr.:

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

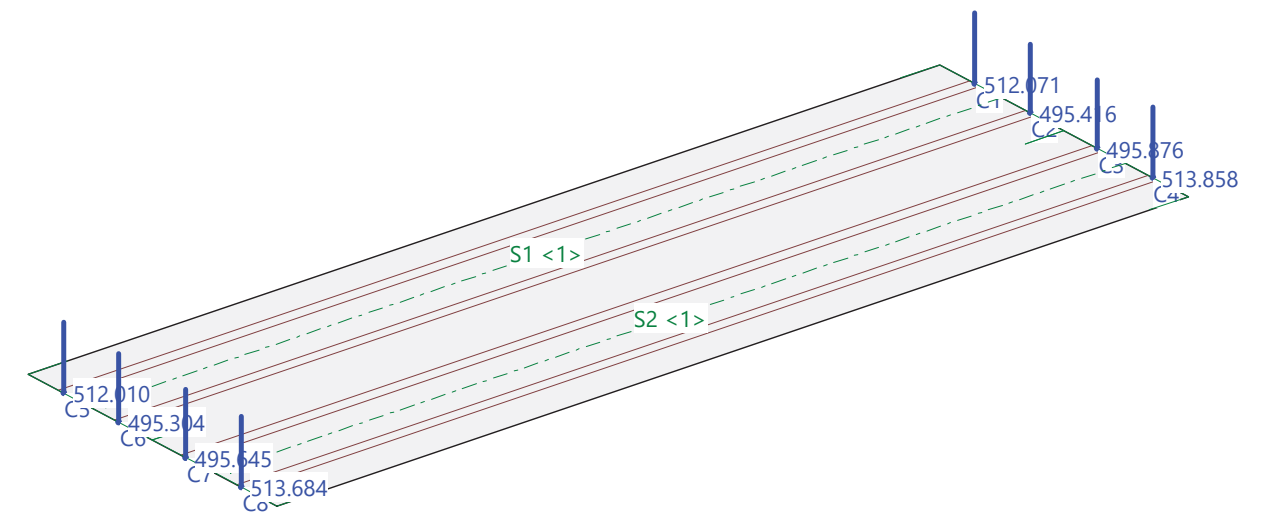
para la especificación de envolventes SCU

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Modelo de carga 1 q (si es crítico	ya sea	SCU1 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	
				o SCU2 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	
				o SCU3 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	

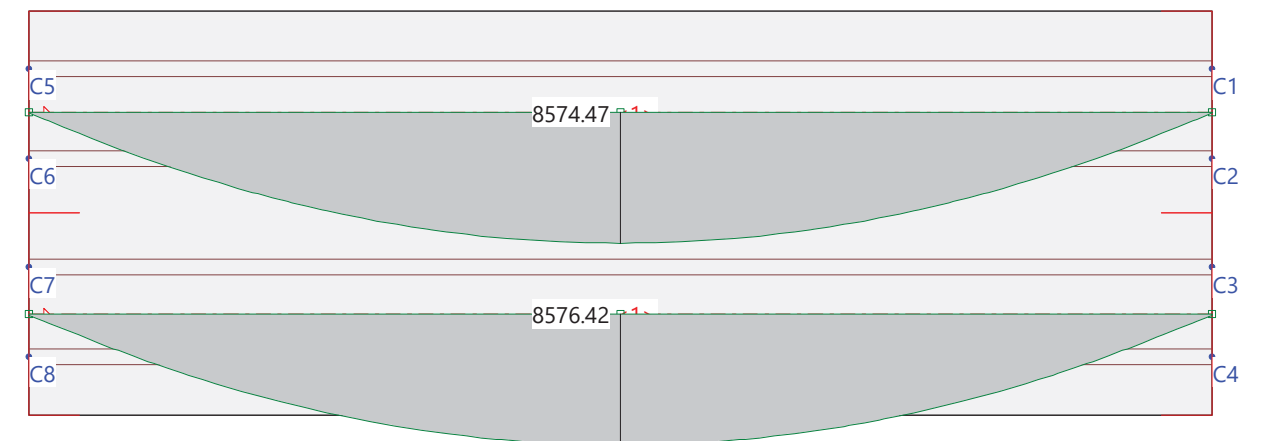
Alt : Superposición alternativa

Nr.:

Reacciones.Fuerzas Pilares: Hipótesis de carga PP
Texto: Pilares: [kN]
Suma de reacciones RZ = 4033.864[kN]

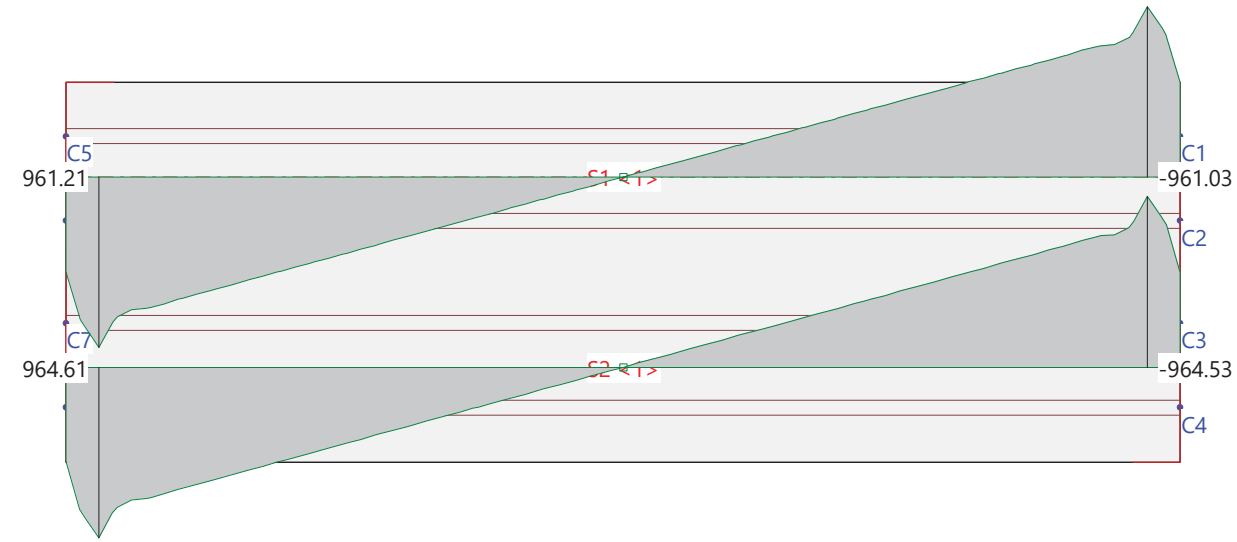


Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Hipótesis de carga PP



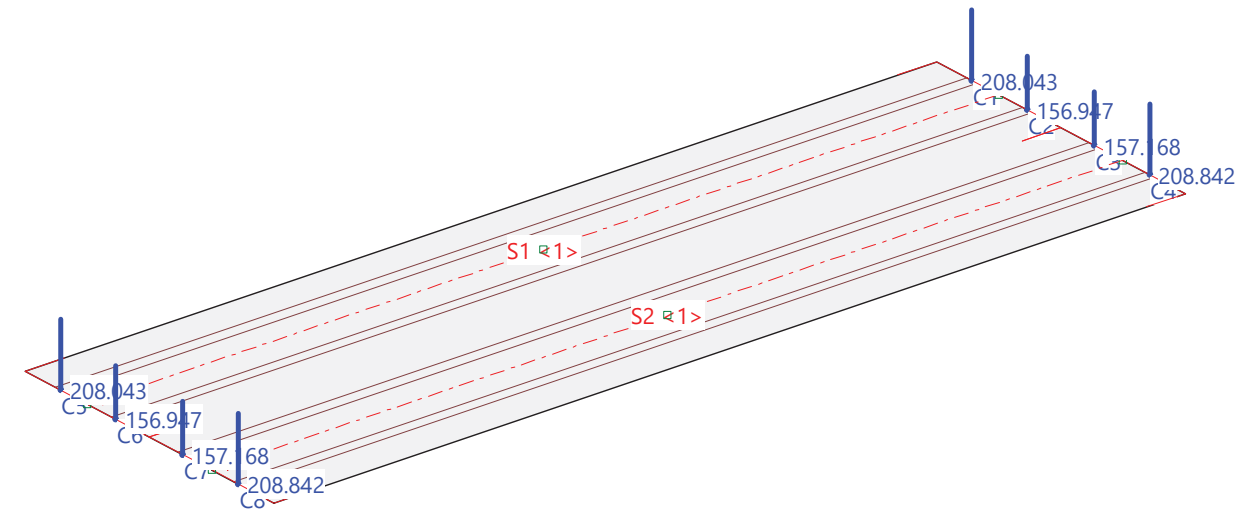
Nr.:

Sección(es) de viga: Esfuerzos Cortantes [kN], Hipótesis de carga PP

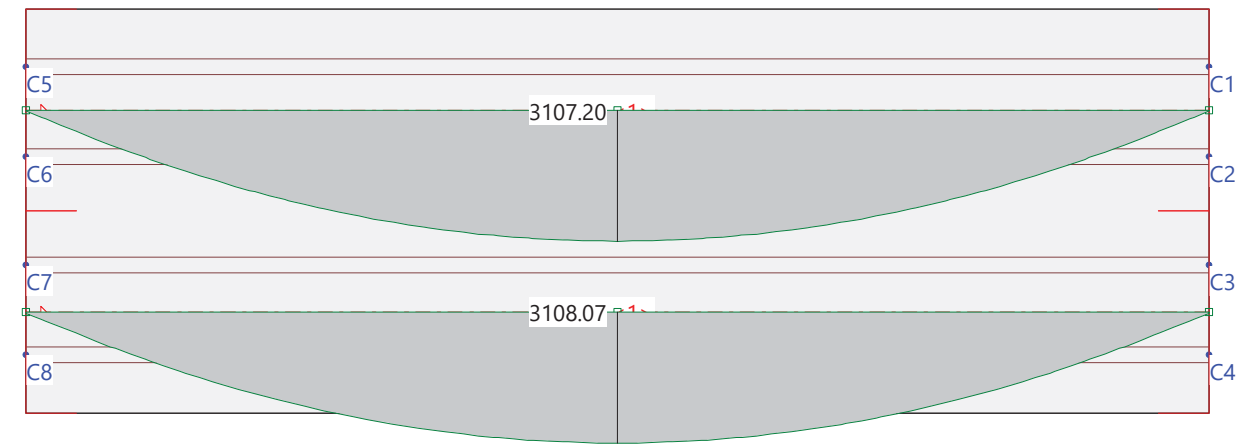


Nr.:

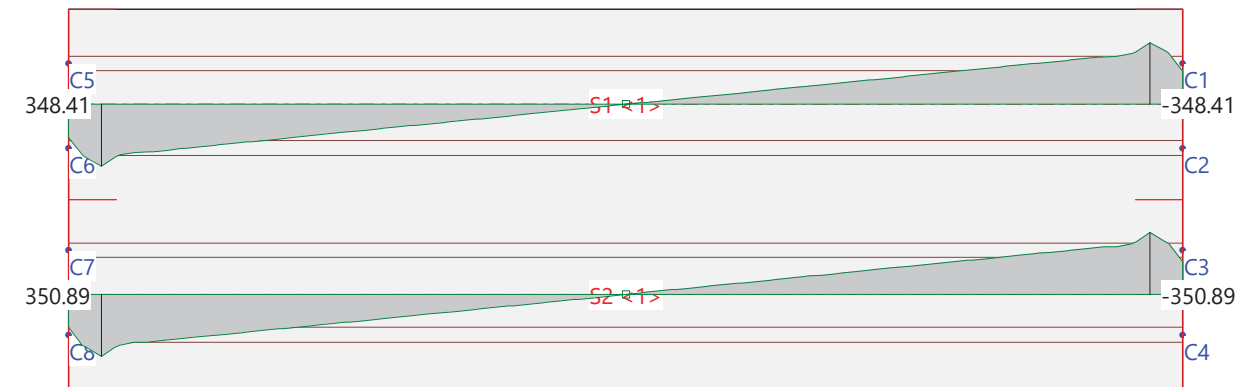
Reacciones.Fuerzas Pilares: Combinación de resultados CM
 Texto: Pilares: [kN]
 Suma de reacciones RZ = 1462.000[kN]



Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Combinación de resultados CM

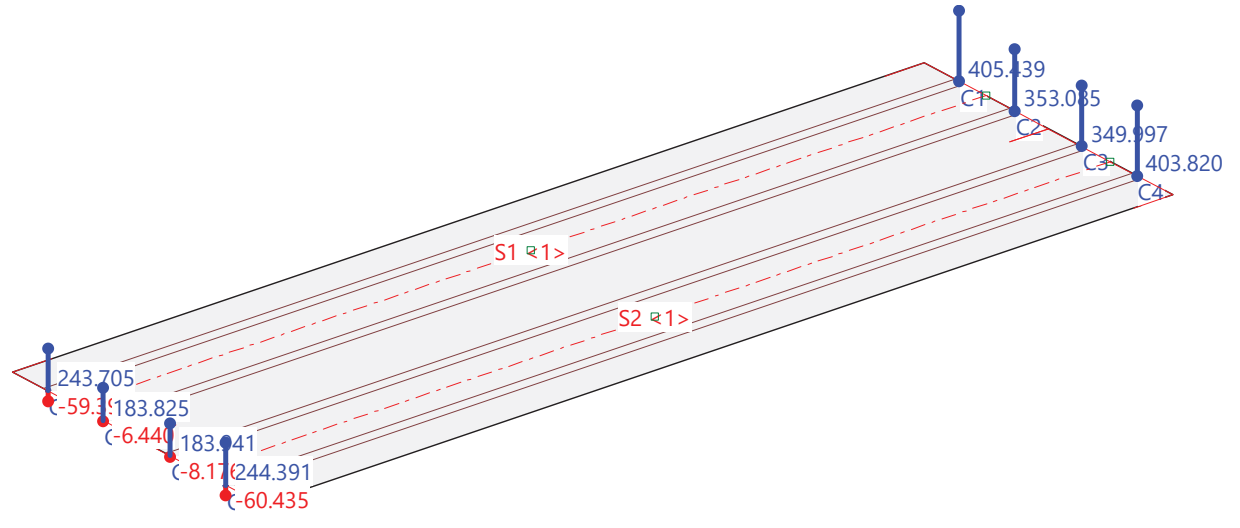


Sección(es) de viga: Esfuerzos Cortantes [kN], Combinación de resultados CM

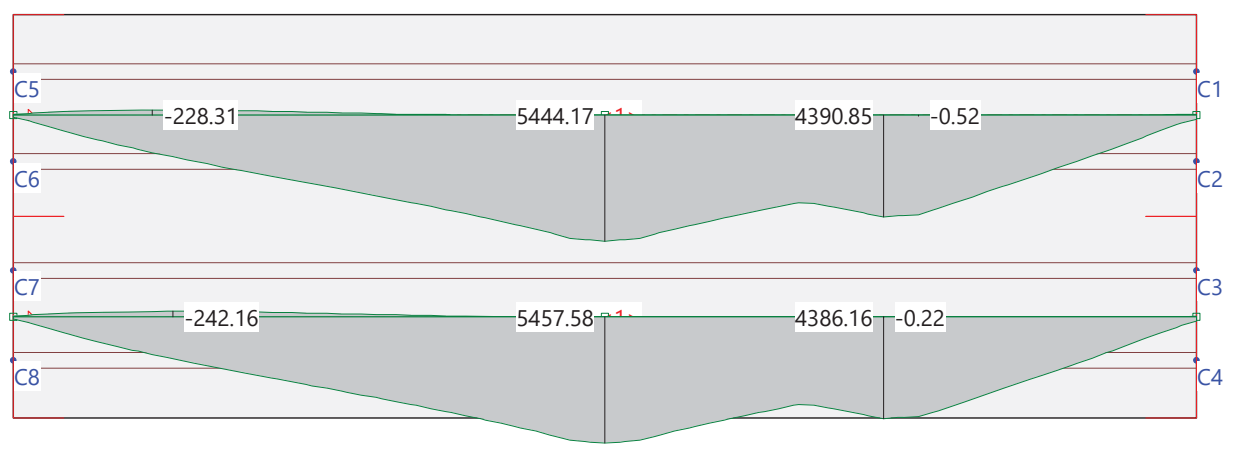


Nr.:

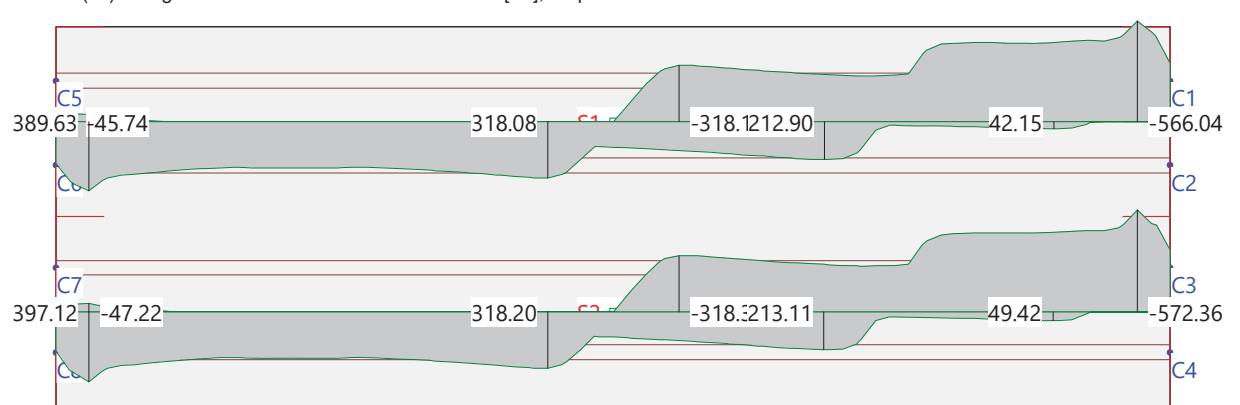
Envolvente de reacciones Pilares: Especificación de env.: SCP Identificaciones: Pilares: [kN]



Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación SCP



Sección(es) de viga: Envolvente de esfuerzos cortantes [kN], Especificación SCP



Nr.:

Envolvente de esfuerzos de armado, SCP, Sección de viga: S1 (0.00,8.70 - 34.00,8.70, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-51.41	91.96	-37.03	235.92
0.44	-74.51	254.45	-44.11	339.02
0.56	-85.34	305.62	-45.74	354.63
1.00	-118.48	482.81	-38.75	389.63
1.44	-148.58	674.27	-26.83	329.94
1.56	-156.58	728.32	-24.02	318.66
2.00	-181.62	909.38	-16.33	300.21
2.44	-197.00	1071.85	-10.91	297.17
2.56	-201.24	1118.64	-9.26	295.52
3.00	-214.94	1278.55	-3.30	287.25
3.44	-221.64	1428.21	0	278.99
3.56	-223.33	1471.22	0	276.83
4.00	-228.31	1617.77	0	270.24
4.44	-227.86	1756.95	0	265.64
4.56	-227.49	1796.95	0	264.33
5.00	-225.37	1933.46	0	259.94
5.44	-219.40	2064.96	0	257.20
5.56	-217.46	2102.81	0	257.97
6.00	-210.18	2232.23	0	260.56
6.44	-200.09	2358.72	0	261.90
6.56	-197.01	2395.18	0	262.23
7.00	-186.00	2519.90	0	263.21
7.44	-173.07	2643.70	0	263.06
7.56	-169.22	2679.46	0	262.97
8.00	-155.67	2801.91	0	262.50
8.44	-140.86	2925.10	0	261.03
8.56	-136.51	2960.67	0	260.57
9.00	-121.39	3082.48	0	258.81
9.44	-105.56	3206.52	0	257.97
9.56	-100.94	3242.36	0	258.78
10.00	-85.00	3365.26	0	261.69
10.44	-68.85	3491.61	0	265.42
10.56	-64.16	3528.17	0	266.53
11.00	-47.91	3653.72	0	270.50
11.44	-37.38	3783.87	0	275.23
11.56	-35.29	3821.58	0	276.63
12.00	-28.03	3951.18	0	281.60
12.44	-20.80	4086.47	0	287.23
12.56	-18.69	4125.69	0	288.88
13.00	-11.42	4260.65	0	294.60
13.44	-4.28	4402.30	0	300.99
13.56	-2.21	4443.43	0	302.90
14.00	0	4585.08	0	309.72
14.44	0	4735.00	0	315.54
14.56	0	4778.91	0	316.56
15.00	0	4931.13	0	318.08
15.44	0	5097.23	0	298.35
15.56	0	5148.15	0	285.26
16.00	0	5332.44	0	214.35
16.44	0	5386.65	0	139.57
16.56	0	5401.01	0	140.56
17.00	0	5444.17	0	144.01
17.44	0	5401.35	-93.46	147.86
17.56	0	5387.16	-120.65	149.00
18.00	0	5333.66	-213.70	152.96
18.44	0	5149.26	-285.10	157.34
18.56	0	5098.31	-298.28	158.63
19.00	0	4932.14	-318.15	163.12
19.44	0	4779.87	-316.63	168.03
19.56	0	4735.95	-315.61	169.48
20.00	0	4585.98	-309.80	174.52
20.44	0	4444.29	-302.98	179.95
20.56	0	4403.15	-301.07	181.54
21.00	0	4261.46	-294.68	187.02
21.44	0	4126.47	-288.95	192.91
21.56	0	4087.23	-287.31	194.65
22.00	0	3951.91	-281.67	200.80
22.44	0	3822.52	-276.70	206.61
22.56	0	3788.72	-275.30	208.00
23.00	0	3827.49	-270.57	211.81
23.44	0	3938.79	-266.60	212.90
23.56	0	3975.16	-265.48	212.49
24.00	0	4106.68	-261.75	210.15
24.44	0	4232.84	-258.84	176.91

Nr.:

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
24.56	0	4269.88	-258.03	156.22
25.00	-0.29	4390.85	-258.86	47.02
25.44	0	4341.74	-260.62	21.11
25.56	0	4331.46	-261.08	21.44
26.00	-0.52	4309.72	-270.56	22.62
26.44	0	4110.50	-381.70	23.99
26.56	0	4049.69	-402.84	24.40
27.00	0	3831.51	-437.31	25.83
27.44	0	3600.67	-441.77	27.50
27.56	0	3534.66	-442.89	28.01
28.00	-0.01	3309.48	-444.60	29.80
28.44	-0.10	3088.17	-445.02	31.82
28.56	-0.14	3023.72	-444.94	32.40
29.00	-0.28	2800.87	-443.91	34.36
29.44	-0.87	2578.34	-443.82	36.77
29.56	-1.16	2513.39	-443.85	37.57
30.00	-2.15	2288.81	-444.12	40.66
30.44	-3.93	2061.75	-446.82	42.15
30.56	-4.48	1995.48	-447.92	41.70
31.00	-6.71	1766.26	-452.76	37.45
31.44	-10.17	1531.07	-457.19	15.00
31.56	-10.72	1462.66	-457.39	2.50
32.00	-14.39	1235.14	-454.38	0
32.44	-15.06	975.81	-473.32	0
32.56	-15.90	899.52	-487.43	0
33.00	-19.26	633.46	-566.04	0
33.44	-20.64	401.77	-503.58	0
33.56	-21.48	339.11	-480.89	0
34.00	-50.07	177.49	-328.13	0

Envolvente de esfuerzos de armado, SCP, Sección de viga: S2 (0.00,2.90 - 34.00,2.90, Ancho 5.80)

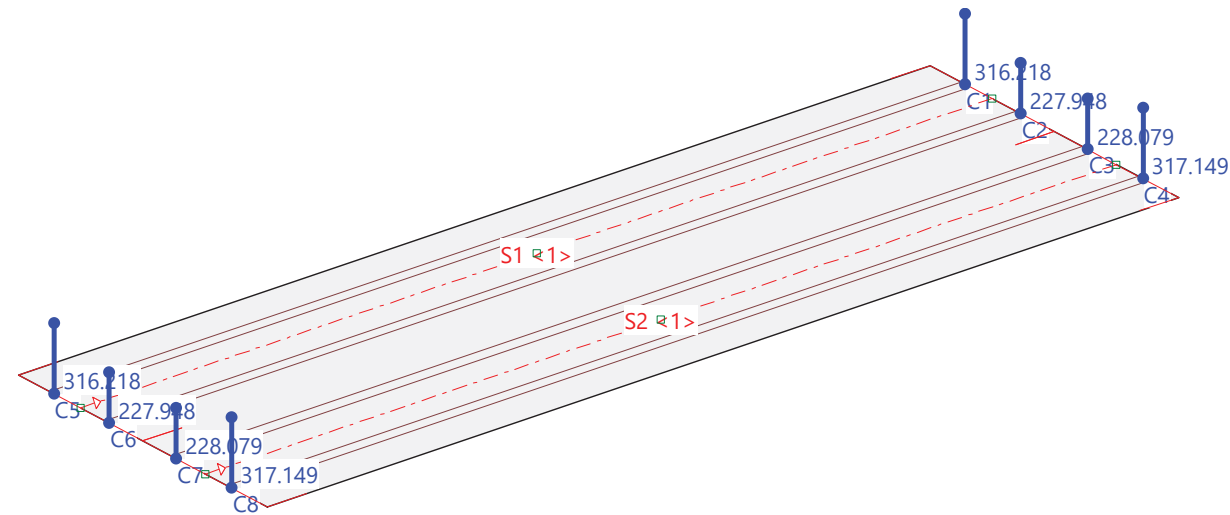
Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-50.41	95.30	-27.61	221.74
0.42	-74.83	243.59	-42.28	331.96
0.58	-88.77	313.02	-41.82	347.08
1.00	-122.94	496.19	-47.22	397.12
1.42	-151.72	672.68	-32.90	335.51
1.58	-161.51	736.36	-28.74	320.76
2.00	-186.29	907.39	-20.13	301.53
2.42	-202.89	1067.57	-14.43	297.64
2.58	-208.67	1125.45	-12.33	295.42
3.00	-223.42	1281.06	-6.63	287.22
3.42	-231.55	1426.08	-1.83	279.36
3.58	-234.21	1478.70	-0.13	276.74
4.00	-240.62	1620.61	0	270.36
4.42	-241.96	1755.40	0	265.83
4.58	-242.16	1804.30	0	264.21
5.00	-241.85	1936.30	0	259.94
5.42	-237.96	2063.68	0	257.07
5.58	-236.28	2109.98	0	258.06
6.00	-231.13	2235.13	0	260.55
6.42	-223.30	2357.58	0	261.83
6.58	-220.27	2402.14	0	262.24
7.00	-211.56	2522.91	0	263.17
7.42	-201.07	2642.83	0	263.03
7.58	-197.11	2686.53	0	262.92
8.00	-186.02	2804.94	0	262.47
8.42	-173.73	2924.03	0	261.06
8.58	-169.17	2967.47	0	260.49
9.00	-156.64	3085.19	0	258.80
9.42	-143.39	3205.19	0	257.85
9.58	-138.50	3248.97	0	258.84
10.00	-125.09	3367.75	0	261.67
10.42	-111.44	3490.05	0	265.30
10.58	-106.44	3534.71	0	266.67
11.00	-92.75	3656.01	0	270.53
11.42	-79.22	3782.00	0	275.13
11.58	-74.24	3828.06	0	276.86
12.00	-60.61	3953.28	0	281.69
12.42	-47.35	4084.31	0	287.17
12.58	-43.91	4132.27	0	289.20
13.00	-37.89	4262.73	0	294.76
13.42	-31.98	4400.06	0	300.97

Nr.:

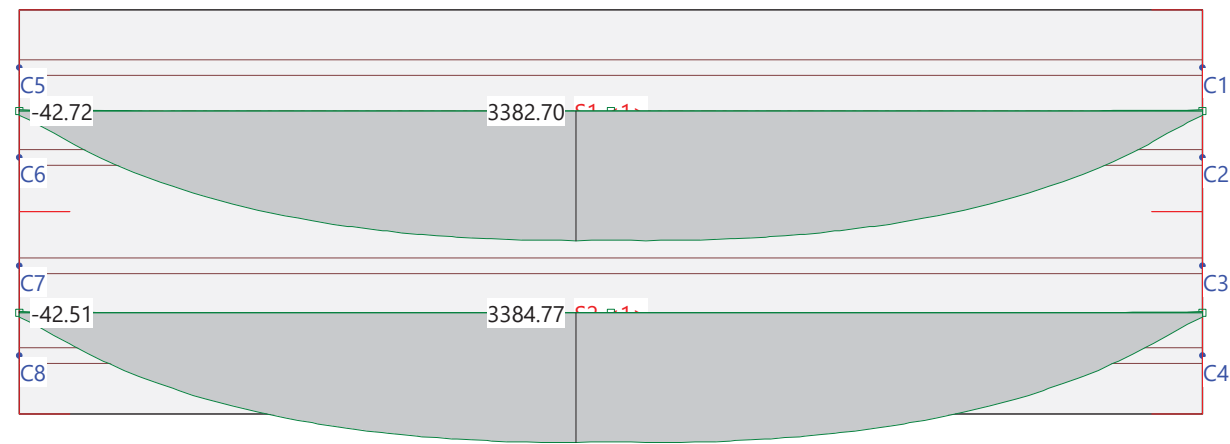
Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
13.58	-29.82	4450.35	0	303.32
14.00	-23.91	4587.41	0	309.96
14.42	-18.20	4732.53	0	315.64
14.58	-16.11	4786.07	0	316.86
15.00	-10.41	4933.68	0	318.20
15.42	-4.97	5095.68	0	299.69
15.58	-2.98	5157.46	0	283.70
16.00	0	5334.20	0	214.59
16.42	0	5388.90	0	139.09
16.58	0	5407.16	0	140.30
17.00	0	5457.58	0	143.66
17.42	0	5407.67	-90.19	147.40
17.58	0	5389.64	-123.46	148.79
18.00	0	5335.92	-213.59	152.63
18.42	0	5159.14	-283.44	156.88
18.58	0	5097.34	-299.59	158.45
19.00	0	4935.27	-318.30	162.81
19.42	0	4787.57	-316.96	167.58
19.58	0	4734.00	-315.74	169.35
20.00	0	4588.81	-310.08	174.23
20.42	0	4451.69	-303.44	179.51
20.58	0	4401.39	-301.10	181.45
21.00	0	4263.99	-294.88	186.76
21.42	0	4133.48	-289.31	192.47
21.58	0	4085.50	-287.29	194.61
22.00	0	3954.47	-281.80	200.57
22.42	0	3829.72	-276.97	206.23
22.58	0	3786.71	-275.24	207.95
23.00	0	3821.60	-270.64	211.70
23.42	0	3932.75	-266.78	213.11
23.58	0	3977.14	-265.41	212.82
24.00	0	4103.77	-261.78	211.32
24.42	0	4228.46	-258.94	180.58
24.58	0	4271.83	-257.95	155.22
25.00	-0.22	4386.16	-258.83	47.52
25.42	0	4339.24	-260.52	28.50
25.58	0	4327.38	-261.09	28.99
26.00	-0.06	4307.17	-268.80	30.34
26.42	0	4119.84	-375.67	31.87
26.58	0	4048.14	-401.42	32.44
27.00	0	3842.50	-434.86	34.02
27.42	0	3616.72	-440.86	35.81
27.58	0	3535.53	-442.68	36.49
28.00	-0.02	3317.42	-445.10	38.36
28.42	-0.09	3102.48	-445.87	40.43
28.58	-0.12	3023.51	-445.84	41.18
29.00	-0.22	2807.79	-444.85	43.19
29.42	-0.69	2591.72	-444.70	45.43
29.58	-0.99	2512.13	-444.74	46.29
30.00	-1.92	2294.16	-445.03	48.74
30.42	-4.05	2073.91	-447.62	49.42
30.58	-4.99	1992.74	-448.94	48.58
31.00	-7.39	1770.37	-453.49	44.12
31.42	-10.32	1541.58	-457.94	14.35
31.58	-11.08	1458.20	-458.37	0
32.00	-14.04	1234.82	-456.26	0
32.42	-15.37	988.95	-475.36	0
32.58	-16.26	899.56	-493.29	0
33.00	-19.49	676.75	-572.36	0
33.42	-21.20	444.39	-499.45	0
33.58	-22.00	361.70	-489.69	0
34.00	-48.78	163.26	-350.27	0

Nr.:

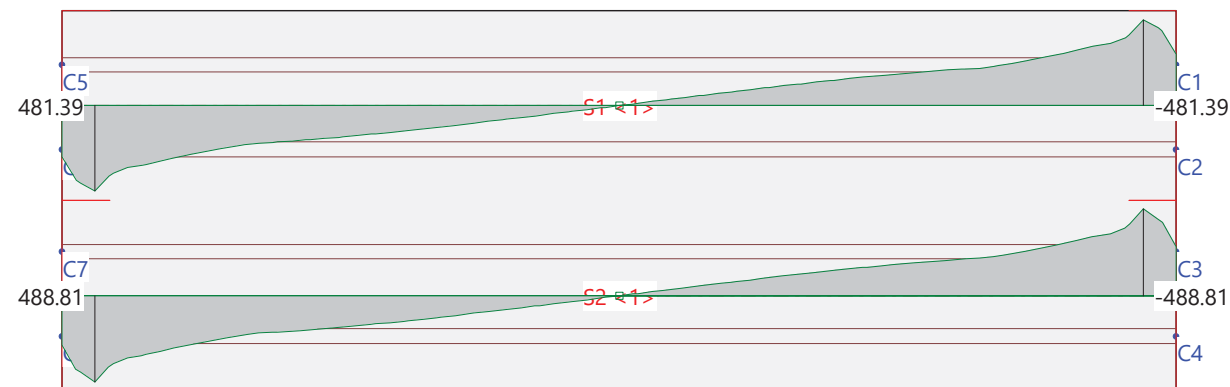
Envolvente de reacciones Pilares: Especificación de env.: SCU Identificaciones: Pilares: [kN]



Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación SCU



Sección(es) de viga: Envolvente de esfuerzos cortantes [kN], Especificación SCU



Nr.:

Envolvente de esfuerzos de armado, SCU, Sección de viga: S1 (0.00,8.70 - 34.00,8.70, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-42.72	107.66	0	290.99
0.44	-20.82	308.79	0	421.04
0.56	-20.53	370.70	0	439.55
1.00	-19.35	586.05	0	481.39
1.44	-15.92	810.49	0	397.58
1.56	-14.92	873.89	0	380.90
2.00	-11.17	1085.97	0	349.38
2.44	-8.80	1266.81	0	337.16
2.56	-8.01	1318.81	0	332.67
3.00	-5.24	1496.26	0	313.94
3.44	-3.72	1651.88	0	294.90
3.56	-3.20	1696.50	0	289.65
4.00	-1.73	1848.63	0	272.55
4.44	-0.79	1981.25	0	257.53
4.56	-0.57	2019.36	0	253.19
5.00	-0.15	2149.26	0	238.35
5.44	0	2262.23	0	224.82
5.56	0	2294.65	0	220.95
6.00	0	2405.13	0	211.46
6.44	0	2500.56	0	206.76
6.56	0	2528.00	0	205.35
7.00	0	2621.58	0	200.32
7.44	0	2701.90	0	194.33
7.56	0	2725.00	0	192.55
8.00	0	2803.77	0	186.30
8.44	0	2870.89	0	179.26
8.56	0	2890.19	0	177.19
9.00	0	2956.05	0	169.95
9.44	0	3011.35	0	162.09
9.56	0	3027.27	0	159.79
10.00	0	3081.59	0	151.76
10.44	0	3126.23	0	143.26
10.56	0	3139.08	0	140.78
11.00	0	3183.01	0	132.15
11.44	0	3217.89	0	123.16
11.56	0	3227.95	0	120.54
12.00	0	3262.36	0	111.46
12.44	0	3288.09	0	102.11
12.56	0	3295.53	0	99.39
13.00	0	3321.05	0	89.97
13.44	0	3338.15	0	80.36
13.56	0	3343.10	0	77.57
14.00	0	3360.19	0	67.91
14.44	0	3369.03	0	58.13
14.56	0	3371.61	0	55.28
15.00	0	3380.56	0	45.47
15.44	0	3381.40	0	35.58
15.56	0	3381.67	0	32.70
16.00	0	3382.70	0	22.79
16.44	0	3375.70	0	12.84
16.56	0	3373.71	0	9.95
17.00	0	3366.97	0	0.00
17.44	0	3373.71	-9.95	0
17.56	0	3375.70	-12.84	0
18.00	0	3382.70	-22.79	0
18.44	0	3381.67	-32.70	0
18.56	0	3381.40	-35.58	0
19.00	0	3380.56	-45.47	0
19.44	0	3371.61	-55.28	0
19.56	0	3369.03	-58.13	0
20.00	0	3360.19	-67.91	0
20.44	0	3343.10	-77.57	0
20.56	0	3338.15	-80.36	0
21.00	0	3321.05	-89.97	0
21.44	0	3295.53	-99.39	0
21.56	0	3288.09	-102.11	0
22.00	0	3262.36	-111.46	0
22.44	0	3227.95	-120.54	0
22.56	0	3217.89	-123.16	0
23.00	0	3183.01	-132.15	0
23.44	0	3139.08	-140.78	0
23.56	0	3126.23	-143.26	0
24.00	0	3081.59	-151.76	0
24.44	0	3027.27	-159.79	0

Nr.:

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
24.56	0	3011.35	-162.09	0
25.00	0	2956.05	-169.95	0
25.44	0	2890.19	-177.19	0
25.56	0	2870.89	-179.26	0
26.00	0	2803.77	-186.30	0
26.44	0	2725.00	-192.55	0
26.56	0	2701.90	-194.33	0
27.00	0	2621.58	-200.32	0
27.44	0	2528.00	-205.35	0
27.56	0	2500.56	-206.76	0
28.00	0	2405.13	-211.46	0
28.44	0	2294.65	-220.95	0
28.56	0	2262.23	-224.82	0
29.00	-0.15	2149.26	-238.35	0
29.44	-0.57	2019.36	-253.19	0
29.56	-0.79	1981.25	-257.53	0
30.00	-1.73	1848.63	-272.55	0
30.44	-3.20	1696.50	-289.65	0
30.56	-3.72	1651.88	-294.90	0
31.00	-5.24	1496.26	-313.94	0
31.44	-8.01	1318.81	-332.67	0
31.56	-8.80	1266.81	-337.16	0
32.00	-11.17	1085.97	-349.38	0
32.44	-14.92	873.89	-380.90	0
32.56	-15.92	810.49	-397.58	0
33.00	-19.35	586.05	-481.39	0
33.44	-20.53	370.70	-439.55	0
33.56	-20.82	308.79	-421.04	0
34.00	-42.72	107.66	-290.99	0

Envolvente de esfuerzos de armado, SCU, Sección de viga: S2 (0.00,2.90 - 34.00,2.90, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-42.51	111.00	0	277.22
0.42	-20.81	295.56	0	413.76
0.58	-20.53	379.49	0	432.20
1.00	-19.43	602.84	0	488.81
1.42	-16.08	808.87	0	403.99
1.58	-14.85	883.36	0	382.68
2.00	-11.20	1083.28	0	350.93
2.42	-8.92	1261.99	0	338.08
2.58	-7.96	1326.42	0	332.36
3.00	-5.23	1499.20	0	314.01
3.42	-3.79	1649.99	0	295.71
3.58	-3.16	1704.61	0	289.31
4.00	-1.73	1852.12	0	272.75
4.42	-0.84	1980.64	0	258.13
4.58	-0.58	2027.32	0	252.80
5.00	-0.17	2153.22	0	238.40
5.42	0	2262.59	0	225.28
5.58	0	2302.25	0	220.54
6.00	0	2409.22	0	211.44
6.42	0	2501.73	0	206.87
6.58	0	2535.28	0	205.14
7.00	0	2625.68	0	200.25
7.42	0	2703.60	0	194.44
7.58	0	2731.82	0	192.27
8.00	0	2807.76	0	186.20
8.42	0	2872.89	0	179.38
8.58	0	2896.45	0	176.85
9.00	0	2959.83	0	169.83
9.42	0	3013.55	0	162.23
9.58	0	3032.96	0	159.41
10.00	0	3085.18	0	151.64
10.42	0	3128.54	0	143.42
10.58	0	3144.21	0	140.38
11.00	0	3186.36	0	132.03
11.42	0	3220.25	0	123.34
11.58	0	3232.48	0	120.14
12.00	0	3265.39	0	111.35
12.42	0	3290.48	0	102.31
12.58	0	3299.52	0	98.99
13.00	0	3323.79	0	89.88
13.42	0	3340.58	0	80.59

Nr.:

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
13.58	0	3346.61	0	77.18
14.00	0	3362.67	0	67.84
14.42	0	3371.51	0	58.38
14.58	0	3374.64	0	54.91
15.00	0	3382.81	0	45.42
15.42	0	3383.96	0	35.86
15.58	0	3384.27	0	32.35
16.00	0	3384.77	0	22.77
16.42	0	3378.37	0	13.15
16.58	0	3375.92	0	9.62
17.00	0	3368.88	0	0.00
17.42	0	3375.92	-9.62	0
17.58	0	3378.37	-13.15	0
18.00	0	3384.77	-22.77	0
18.42	0	3384.27	-32.35	0
18.58	0	3383.96	-35.86	0
19.00	0	3382.81	-45.42	0
19.42	0	3374.64	-54.91	0
19.58	0	3371.51	-58.38	0
20.00	0	3362.67	-67.84	0
20.42	0	3346.61	-77.18	0
20.58	0	3340.58	-80.59	0
21.00	0	3323.79	-89.88	0
21.42	0	3299.52	-98.99	0
21.58	0	3290.48	-102.31	0
22.00	0	3265.39	-111.35	0
22.42	0	3232.48	-120.14	0
22.58	0	3220.25	-123.34	0
23.00	0	3186.36	-132.03	0
23.42	0	3144.21	-140.38	0
23.58	0	3128.54	-143.42	0
24.00	0	3085.18	-151.64	0
24.42	0	3032.96	-159.41	0
24.58	0	3013.55	-162.23	0
25.00	0	2959.83	-169.83	0
25.42	0	2896.45	-176.85	0
25.58	0	2872.89	-179.38	0
26.00	0	2807.76	-186.20	0
26.42	0	2731.82	-192.27	0
26.58	0	2703.60	-194.44	0
27.00	0	2625.68	-200.25	0
27.42	0	2535.28	-205.14	0
27.58	0	2501.73	-206.87	0
28.00	0	2409.22	-211.44	0
28.42	0	2302.25	-220.54	0
28.58	0	2262.59	-225.28	0
29.00	-0.17	2153.22	-238.40	0
29.42	-0.58	2027.32	-252.80	0
29.58	-0.84	1980.64	-258.13	0
30.00	-1.73	1852.12	-272.75	0
30.42	-3.16	1704.61	-289.31	0
30.58	-3.79	1649.99	-295.71	0
31.00	-5.23	1499.20	-314.01	0
31.42	-7.96	1326.42	-332.36	0
31.58	-8.92	1261.99	-338.08	0
32.00	-11.20	1083.28	-350.93	0
32.42	-14.85	883.36	-382.68	0
32.58	-16.08	808.87	-403.99	0
33.00	-19.43	602.84	-488.81	0
33.42	-20.53	379.49	-432.20	0
33.58	-20.81	295.56	-413.76	0
34.00	-42.51	111.00	-277.22	0

Nr.:

CÁLCULO DE VIGAS PRETENSADAS ISOSTÁTICAS

Datos: Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superi

VIGA	Canto (m):	1.500	LOSA	Canto (m):	0.250
	A (m ²):	0.923		Ancho eficaz (m):	5.800
	I (m ⁴):	0.241	TABLERO	Luz (m):	34.000
	Y _{cdg} (m):	0.560		Culata viga (m):	0.400
	(Canto-Y _{cdg}) (m):	0.940		Longitud total (m):	34.800
	W _{sup} (m ³):	0.256			
	W _{inf} (m ³):	0.430			
	Nº almas:	2			
	Canto alma (m):	1.750			
	Espesor alma (m):	0.150			
	Espesor tabla inferior (m):	0.320			
PRETENSADO	Resistencia última del acero de pret.(MPa):	1860		Ep (MPa):	190000
	Pretensado tesado al (%):	75.0			

Pretensado							
Nivel	Cota (m)	Nº de cables	φ cable (")	Área (mm ²)	Área (cm ²)	L _{entubado} (m)	Separ. (m)
1	0.05	33	0.60	140.0	46.2	5.00	0.05
2	0.10	33	0.60	140.0	46.2	0.00	0.05
3	0.15	16	0.60	140.0	22.4	0.00	0.10
4	1.45	4	0.60	140.0	5.6	0.00	0.09
5					0.0		
6					0.0		
7							
8							
9							

Fichero de pérdidas de pretensado:

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superi

MATERIALES		UNIDADES	
Hormigón Viga	Hormigón Losa	Fuerza KN	
Ec (MPa):	Ec (MPa):		
33822	28577		
f _{ck} (MPa):	f _{ck} (MPa):		
55	30		
Relaciones entre módulos de elasticidad:			
Acero pretensado/hormigón viga:		5.62	2.273 1.1365
hormigón losa/hormigón viga:		0.84	5.800 5.460000191
Resistencia media a tracción de los hormigones:			
Viga: f _{ct,m} (MPa):	4.30	Tiempo en el que se produce la transferencia del pretensado	
Losa: f _{ct,m} (MPa):	2.90	t (días):	14
Coefficientes de minoración de los materiales:			
Hormigón γ _c :	1.50	f _{ct,m} (tiempo)	3.84
		f _{ck} (tiempo)	45.8

COEFICIENTES Coeficientes de simultaneidad para las sobrecargas de uso

	γ _{a1}	ψ ₁	ψ ₂
Uniforme	1.00	0.40	0.00
Vehic. Pesados	1.00	0.75	0.00

Coeficientes de mayoración del pretensado ELS

	γ _{G*}
Favorable	0.95
Desfavorable	1.05

Coeficientes de mayoración de acciones ELU situación persistente o transitoria

	Permanentes	Pretensado	Variables
Favorable	1.00	1.00	0.00
Desfavorable	1.35	1.00	1.35

ARMADURA PASIVA

Armadura longitudinal en la losa

	φ	Separ. (m)	Cuantía (cm ² /m)	Cuantía (cm)
Superior	12	0.20	5.65	32.80
Inferior	12	0.20	5.65	32.80

Definición de la armadura de cortante en la viga:

Ángulo de inclinación de las bielas de hormigón

θ =	45.0
-----	------

Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza:

α =	90.0
-----	------

Definición de la armadura de cortante: Cercos en cada alma de la viga.

TRAMO	X _{inic} (m)	X _{final} (m)	long.(m)	φ cerco	Separ. (m)
1	0.00	1.13	1.1	32	0.125
2	1.13	2.17	1.0	20	0.150
3	2.17	5.18	3.0	32	0.250
4	5.18	8.18	3.0	16	0.150
5	8.18	18.98	10.8	16	0.200
6	18.98	22.0	3.0	16.0	0.150
7	21.98	25.0	3.0	32.0	0.250
8	24.98	26.0	1.0	20.0	0.150
9	26.02	27.1	1.1	32.0	0.125

Definición de la armadura de rasante en la viga:

TRAMO	Nº Intervalos/Tr.	Nº Barras/m	φ cerco	L tramo (m)	Separ. (m)
1	3	10	16	3.64	0.100
2	2	10	16	2.43	0.100
3	4	10	12	4.86	0.100
4	3	6	12	3.64	0.167
5	2	6	12	2.43	0.167

MOMENTOS ÚLTIMOS DE LAS SECCIONES

Fichero con los datos de los momentos últimos de las secciones

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superiores\TIPO B\Cl

APARATOS DE APOYO

Dimensiones en planta de los aparatos de apoyc

a (mm):	200
b (mm):	2500

Tensiones admisibles (máx. y mín.) para los aparatos de apoyc

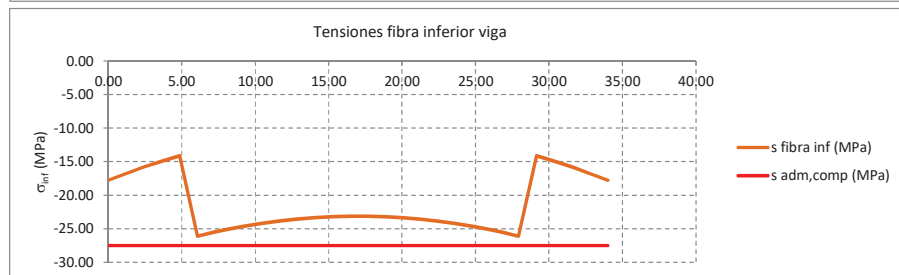
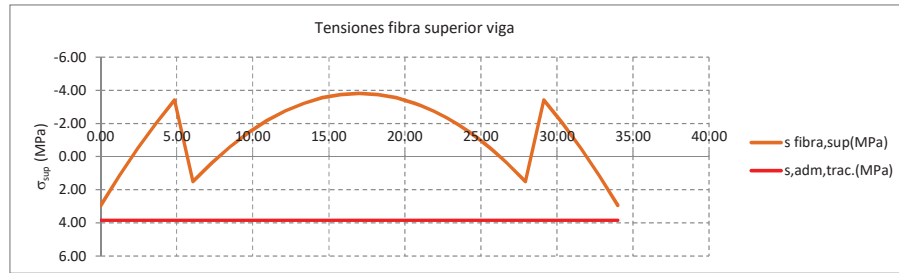
Máx. (kN/m ²):	15000.0
Mín. (kN/m ²):	2000.0

Fichero con los datos de las reacciones verticales en apoyos

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superiores\TIPO B\Cl

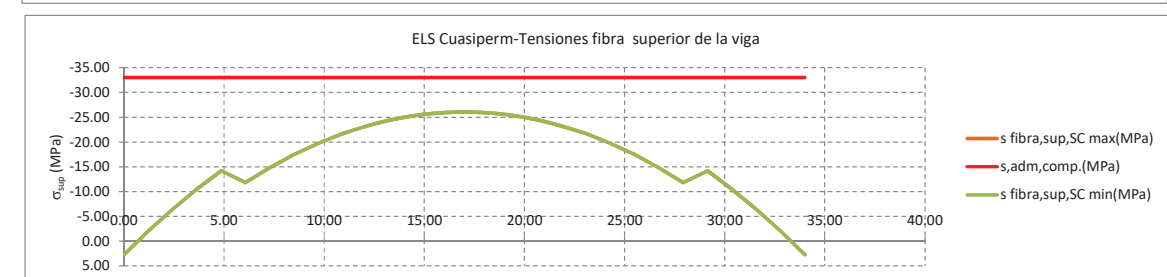
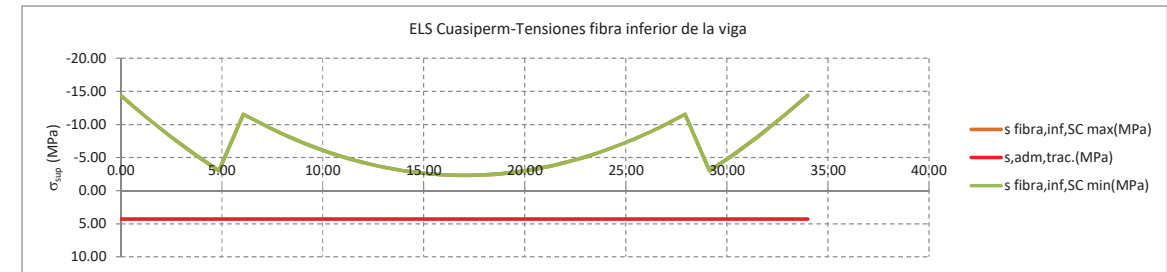
Cálculo de Tensiones -Comprobación de la viga en vacío.

x (m)	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{adm,comp}(t)/c$	$\sigma_{adm,viga} \leftarrow (+) \rightarrow$
0.00	0.00	0.00	2.95	-17.79	-27.5	3.8
1.21	0.00	0.00	1.16	-16.76	-27.5	3.8
2.43	0.00	0.00	-0.49	-15.81	-27.5	3.8
3.64	0.00	0.00	-2.01	-14.93	-27.5	3.8
4.86	0.00	0.00	-3.41	-14.13	-27.5	3.8
6.07	0.00	0.00	1.51	-26.09	-27.5	3.8
7.29	0.00	0.00	0.39	-25.47	-27.5	3.8
8.50	0.00	0.00	-0.60	-24.92	-27.5	3.8
9.71	0.00	0.00	-1.45	-24.45	-27.5	3.8
10.93	0.00	0.00	-2.17	-24.04	-27.5	3.8
12.14	0.00	0.00	-2.76	-23.71	-27.5	3.8
13.36	0.00	0.00	-3.22	-23.46	-27.5	3.8
14.57	0.00	0.00	-3.55	-23.27	-27.5	3.8
15.79	0.00	0.00	-3.75	-23.16	-27.5	3.8
17.00	0.00	0.00	-3.81	-23.13	-27.5	3.8
18.21	0.00	0.00	-3.75	-23.16	-27.5	3.8
19.43	0.00	0.00	-3.55	-23.27	-27.5	3.8
20.64	0.00	0.00	-3.22	-23.46	-27.5	3.8
21.86	0.00	0.00	-2.76	-23.71	-27.5	3.8
23.07	0.00	0.00	-2.17	-24.04	-27.5	3.8
24.29	0.00	0.00	-1.45	-24.45	-27.5	3.8
25.50	0.00	0.00	-0.60	-24.92	-27.5	3.8
26.71	0.00	0.00	0.39	-25.47	-27.5	3.8
27.93	0.00	0.00	1.51	-26.09	-27.5	3.8
29.14	0.00	0.00	-3.41	-14.13	-27.5	3.8
30.36	0.00	0.00	-2.01	-14.93	-27.5	3.8
31.57	0.00	0.00	-0.49	-15.81	-27.5	3.8
32.79	0.00	0.00	1.16	-16.76	-27.5	3.8
34.00	0.00	0.00	2.95	-17.79	-27.5	3.8



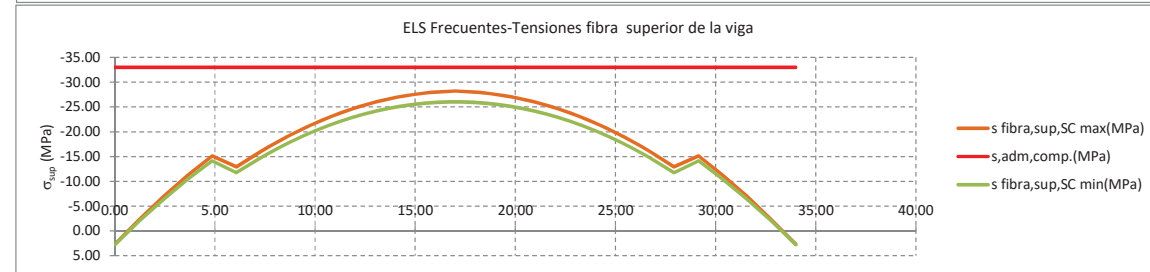
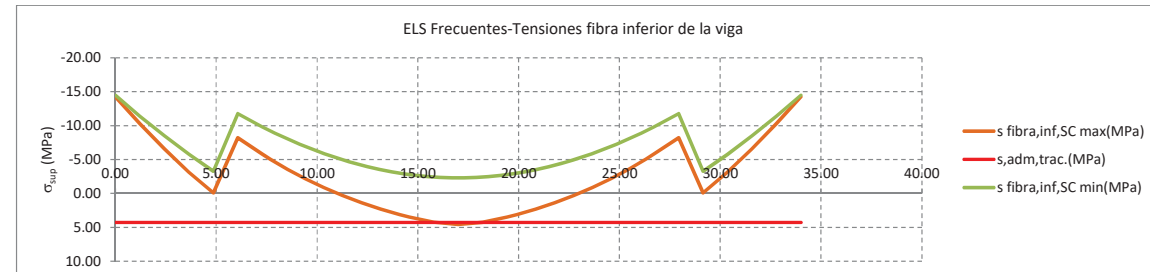
Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS Cuasipermanentes

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp}(t)/c$	$\sigma_{adm,viga} \leftarrow (+) \rightarrow$
	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	-0.20	0.07	2.74	-14.40	-0.20	0.07	2.74	-14.40	-33.0	4.3
1.21	-0.47	-0.08	-2.00	-11.23	-0.47	-0.08	-2.00	-11.23	-33.0	4.3
2.43	-0.74	-0.24	-6.42	-8.26	-0.74	-0.24	-6.42	-8.26	-33.0	4.3
3.64	-0.99	-0.39	-10.48	-5.53	-0.99	-0.39	-10.48	-5.53	-33.0	4.3
4.86	-1.22	-0.52	-14.19	-3.03	-1.22	-0.52	-14.19	-3.03	-33.0	4.3
6.07	-1.58	-0.63	-11.85	-11.55	-1.58	-0.63	-11.85	-11.55	-33.0	4.3
7.29	-1.76	-0.74	-14.82	-9.62	-1.76	-0.74	-14.82	-9.62	-33.0	4.3
8.50	-1.92	-0.83	-17.46	-7.90	-1.92	-0.83	-17.46	-7.90	-33.0	4.3
9.71	-2.06	-0.91	-19.73	-6.42	-2.06	-0.91	-19.73	-6.42	-33.0	4.3
10.93	-2.17	-0.98	-21.66	-5.16	-2.17	-0.98	-21.66	-5.16	-33.0	4.3
12.14	-2.27	-1.04	-23.23	-4.13	-2.27	-1.04	-23.23	-4.13	-33.0	4.3
13.36	-2.34	-1.08	-24.46	-3.33	-2.34	-1.08	-24.46	-3.33	-33.0	4.3
14.57	-2.40	-1.11	-25.34	-2.76	-2.40	-1.11	-25.34	-2.76	-33.0	4.3
15.79	-2.43	-1.13	-25.86	-2.42	-2.43	-1.13	-25.86	-2.42	-33.0	4.3
17.00	-2.44	-1.14	-26.04	-2.30	-2.44	-1.14	-26.04	-2.30	-33.0	4.3
18.21	-2.43	-1.13	-25.86	-2.42	-2.43	-1.13	-25.86	-2.42	-33.0	4.3
19.43	-2.40	-1.11	-25.34	-2.76	-2.40	-1.11	-25.34	-2.76	-33.0	4.3
20.64	-2.34	-1.08	-24.46	-3.33	-2.34	-1.08	-24.46	-3.33	-33.0	4.3
21.86	-2.27	-1.04	-23.23	-4.13	-2.27	-1.04	-23.23	-4.13	-33.0	4.3
23.07	-2.17	-0.98	-21.66	-5.16	-2.17	-0.98	-21.66	-5.16	-33.0	4.3
24.29	-2.06	-0.91	-19.73	-6.42	-2.06	-0.91	-19.73	-6.42	-33.0	4.3
25.50	-1.92	-0.83	-17.46	-7.90	-1.92	-0.83	-17.46	-7.90	-33.0	4.3
26.71	-1.76	-0.74	-14.82	-9.62	-1.76	-0.74	-14.82	-9.62	-33.0	4.3
27.93	-1.58	-0.63	-11.85	-11.55	-1.58	-0.63	-11.85	-11.55	-33.0	4.3
29.14	-1.22	-0.52	-14.19	-3.03	-1.22	-0.52	-14.19	-3.03	-33.0	4.3
30.36	-0.99	-0.39	-10.48	-5.53	-0.99	-0.39	-10.48	-5.53	-33.0	4.3
31.57	-0.74	-0.24	-6.42	-8.26	-0.74	-0.24	-6.42	-8.26	-33.0	4.3
32.79	-0.47	-0.08	-2.00	-11.23	-0.47	-0.08	-2.00	-11.23	-33.0	4.3
34.00	-0.20	0.07	2.74	-14.40	-0.20	0.07	2.74	-14.40	-33.0	4.3



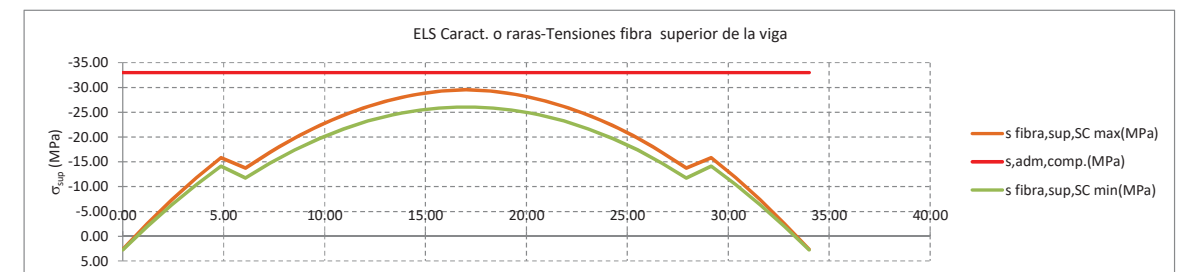
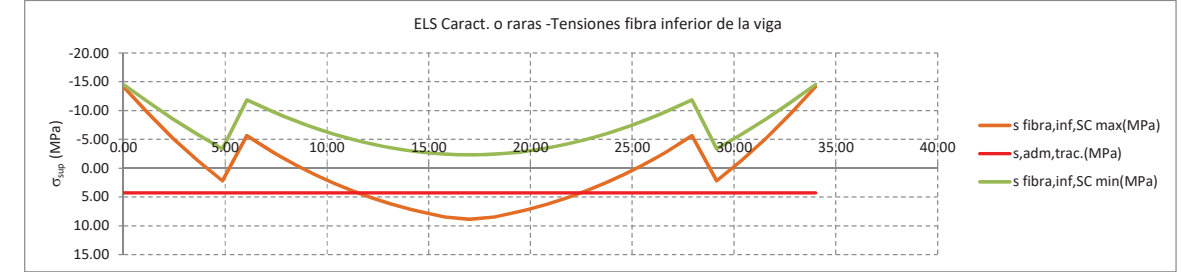
Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS frecuentes

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp}(MPa)$	$\sigma_{adm,viga}(MPa)$
	$\sigma_{sup,base}$	$\sigma_{inf,base}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,base}$	$\sigma_{inf,base}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	-0.28	0.03	2.70	-14.24	-0.16	0.10	2.77	-14.47	-33.0	4.3
1.21	-0.96	-0.37	-2.29	-10.28	-0.39	-0.04	-1.96	-11.37	-33.0	4.3
2.43	-1.64	-0.76	-6.94	-6.53	-0.63	-0.18	-6.36	-8.46	-33.0	4.3
3.64	-2.23	-1.11	-11.20	-3.13	-0.87	-0.32	-10.41	-5.76	-33.0	4.3
4.86	-2.76	-1.42	-15.09	-0.05	-1.09	-0.45	-14.12	-3.27	-33.0	4.3
6.07	-3.37	-1.69	-12.91	-8.18	-1.46	-0.56	-11.78	-11.77	-33.0	4.3
7.29	-3.80	-1.94	-16.03	-5.78	-1.65	-0.68	-14.76	-9.81	-33.0	4.3
8.50	-4.19	-2.17	-18.80	-3.63	-1.83	-0.78	-17.41	-8.06	-33.0	4.3
9.71	-4.55	-2.38	-21.19	-1.74	-1.99	-0.87	-19.69	-6.55	-33.0	4.3
10.93	-4.88	-2.57	-23.25	-0.09	-2.13	-0.95	-21.63	-5.25	-33.0	4.3
12.14	-5.18	-2.75	-24.95	1.33	-2.24	-1.02	-23.22	-4.19	-33.0	4.3
13.36	-5.47	-2.92	-26.30	2.53	-2.33	-1.07	-24.45	-3.36	-33.0	4.3
14.57	-5.73	-3.08	-27.30	3.50	-2.39	-1.11	-25.33	-2.78	-33.0	4.3
15.79	-6.00	-3.24	-27.96	4.29	-2.43	-1.13	-25.86	-2.42	-33.0	4.3
17.00	-6.12	-3.31	-28.21	4.60	-2.44	-1.14	-26.04	-2.30	-33.0	4.3
18.21	-6.00	-3.24	-27.96	4.29	-2.43	-1.13	-25.86	-2.42	-33.0	4.3
19.43	-5.73	-3.08	-27.30	3.50	-2.39	-1.11	-25.33	-2.78	-33.0	4.3
20.64	-5.47	-2.92	-26.30	2.53	-2.33	-1.07	-24.45	-3.36	-33.0	4.3
21.86	-5.18	-2.75	-24.95	1.33	-2.24	-1.02	-23.22	-4.19	-33.0	4.3
23.07	-4.88	-2.57	-23.25	-0.09	-2.13	-0.95	-21.63	-5.25	-33.0	4.3
24.29	-4.55	-2.38	-21.19	-1.74	-1.99	-0.87	-19.69	-6.55	-33.0	4.3
25.50	-4.19	-2.17	-18.80	-3.63	-1.83	-0.78	-17.41	-8.06	-33.0	4.3
26.71	-3.80	-1.94	-16.03	-5.78	-1.65	-0.68	-14.76	-9.81	-33.0	4.3
27.93	-3.37	-1.69	-12.91	-8.18	-1.46	-0.56	-11.78	-11.77	-33.0	4.3
29.14	-2.76	-1.42	-15.09	-0.05	-1.09	-0.45	-14.12	-3.27	-33.0	4.3
30.36	-2.23	-1.11	-11.20	-3.13	-0.87	-0.32	-10.41	-5.76	-33.0	4.3
31.57	-1.64	-0.76	-6.94	-6.53	-0.63	-0.18	-6.36	-8.46	-33.0	4.3
32.79	-0.96	-0.37	-2.29	-10.28	-0.39	-0.04	-1.96	-11.37	-33.0	4.3
34.00	-0.28	0.03	2.70	-14.24	-0.16	0.10	2.77	-14.47	-33.0	4.3



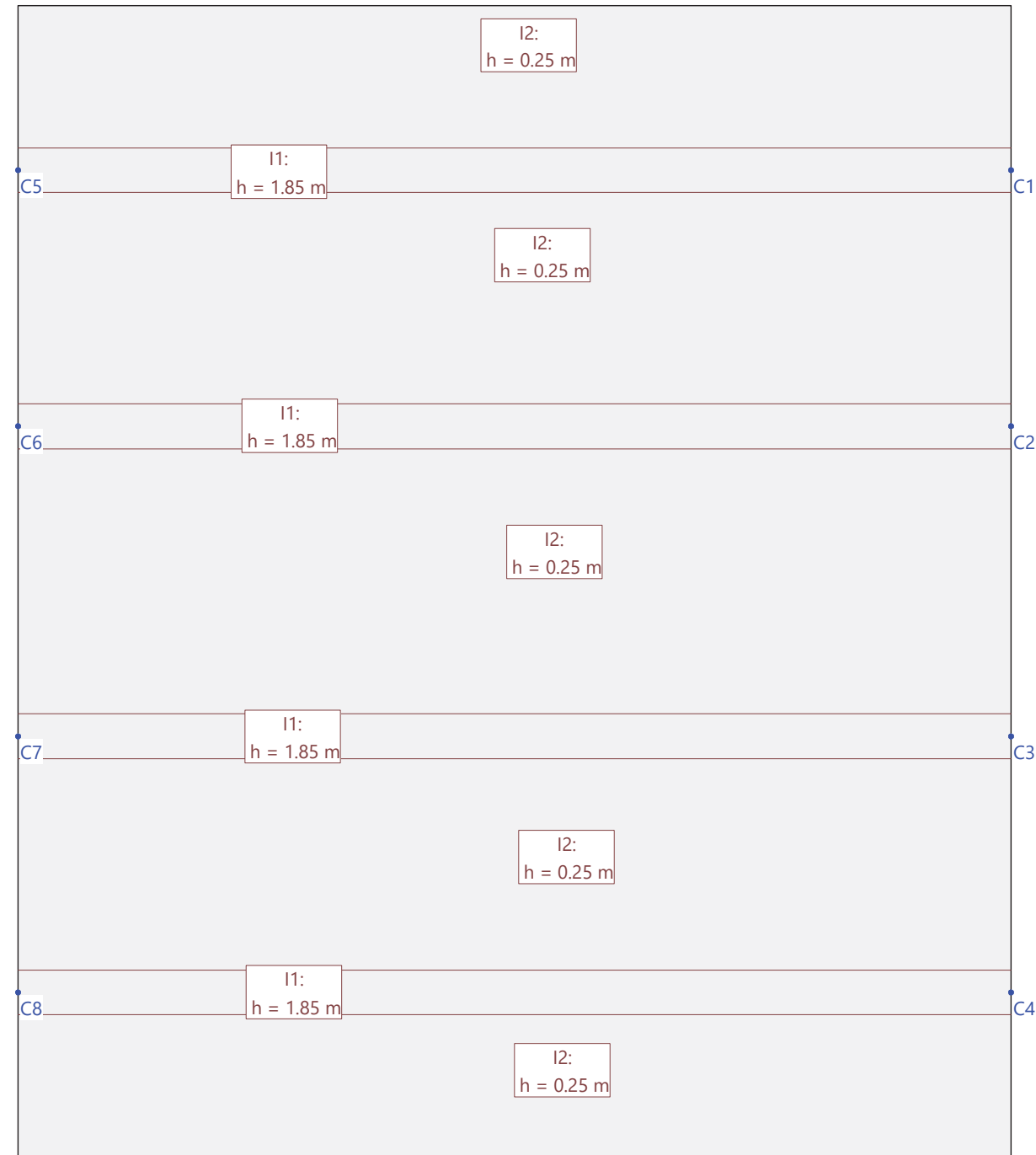
Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS características o raras

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp}(MPa)$	$\sigma_{adm,viga}(MPa)$
	$\sigma_{sup,base}$	$\sigma_{inf,base}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,base}$	$\sigma_{inf,base}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	-0.34	-0.04	2.66	-14.12	-0.13	0.11	2.78	-14.52	-33.0	4.3
1.21	-1.35	-0.80	-2.52	-9.52	-0.36	-0.02	-1.94	-11.43	-33.0	4.3
2.43	-2.34	-1.53	-7.35	-5.18	-0.60	-0.16	-6.34	-8.53	-33.0	4.3
3.64	-3.19	-2.16	-11.76	-1.28	-0.83	-0.29	-10.39	-5.84	-33.0	4.3
4.86	-3.95	-2.71	-15.78	2.24	-1.05	-0.42	-14.09	-3.35	-33.0	4.3
6.07	-4.74	-3.17	-13.71	-5.62	-1.42	-0.54	-11.76	-11.85	-33.0	4.3
7.29	-5.33	-3.58	-16.93	-2.91	-1.62	-0.66	-14.74	-9.88	-33.0	4.3
8.50	-5.86	-3.95	-19.78	-0.50	-1.80	-0.76	-17.39	-8.12	-33.0	4.3
9.71	-6.34	-4.28	-22.25	1.62	-1.97	-0.86	-19.67	-6.59	-33.0	4.3
10.93	-6.78	-4.58	-24.37	3.49	-2.11	-0.95	-21.62	-5.28	-33.0	4.3
12.14	-7.18	-4.84	-26.13	5.09	-2.23	-1.02	-23.21	-4.20	-33.0	4.3
13.36	-7.56	-5.08	-27.53	6.46	-2.32	-1.07	-24.45	-3.38	-33.0	4.3
14.57	-7.91	-5.30	-28.58	7.59	-2.39	-1.11	-25.33	-2.78	-33.0	4.3
15.79	-8.26	-5.51	-29.29	8.53	-2.43	-1.13	-25.86	-2.42	-33.0	4.3
17.00	-8.41	-5.59	-29.56	8.90	-2.44	-1.14	-26.04	-2.30	-33.0	4.3
18.21	-8.26	-5.51	-29.29	8.53	-2.43	-1.13	-25.86	-2.42	-33.0	4.3
19.43	-7.91	-5.30	-28.58	7.59	-2.39	-1.11	-25.33	-2.78	-33.0	4.3
20.64	-7.56	-5.08	-27.53	6.46	-2.32	-1.07	-24.45	-3.38	-33.0	4.3
21.86	-7.18	-4.84	-26.13	5.09	-2.23	-1.02	-23.21	-4.20	-33.0	4.3
23.07	-6.78	-4.58	-24.37	3.49	-2.11	-0.95	-21.62	-5.28	-33.0	4.3
24.29	-6.34	-4.28	-22.25	1.62	-1.97	-0.86	-19.67	-6.59	-33.0	4.3
25.50	-5.86	-3.95	-19.78	-0.50	-1.80	-0.76	-17.39	-8.12	-33.0	4.3
26.71	-5.33	-3.58	-16.93	-2.91	-1.62	-0.66	-14.74	-9.88	-33.0	4.3
27.93	-4.74	-3.17	-13.71	-5.62	-1.42	-0.54	-11.76	-11.85	-33.0	4.3
29.14	-3.95	-2.71	-15.78	2.24	-1.05	-0.42	-14.09	-3.35	-33.0	4.3
30.36	-3.19	-2.16	-11.76	-1.28	-0.83	-0.29	-10.39	-5.84	-33.0	4.3
31.57	-2.34	-1.53	-7.35	-5.18	-0.60	-0.16	-6.34	-8.53	-33.0	4.3
32.79	-1.35	-0.80	-2.52	-9.52	-0.36	-0.02	-1.94	-11.43	-33.0	4.3
34.00	-0.34	-0.04	2.66	-14.12	-0.13	0.11	2.78	-14.52	-33.0	4.3



APÉNDICE 1.1.2. VIGA 1,50 M_VANO 10,00 M

Estructura



Nr.:

DATOS de la ESTRUCTURA

MATERIALES Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	Tipo	Elemento	E [kN/mm ²]	v	ρ [t/m ³]	α [‰]	Clase	f [N/mm ²]	
CC	Hormigón	Columna	33.60	0.17	2.50	0.010	H300	-30.00	f _{ck}
R	Aceero para armadu	(general)	205.00	0.30	8.00	0.012	AEH500	500.00	f _{yk}

ETIQUETAS DE ATRIBUTOS DE MATERIALES: Isótropo

Id	Geometría			f _E	Materiales	
	Espesor de la losa [m]	Sección de la cara superior [m]	Cuerpo		Armaduras	
I1	1.85	0	1.000	CC	R	
I2	0.25	0	1.000	CC	R	

ETIQUETAS DE MATERIAL: Recubrimiento de la armadura base

Id	Recubrimiento de la armadura				Armadura base			
	u _{XT} [cm]	u _{YT} [cm]	u _{XB} [cm]	u _{YB} [cm]	as _{XT} [cm ² /m]	as _{YT} [cm ² /m]	as _{XB} [cm ² /m]	as _{YB} [cm ² /m]
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-

ETIQUETAS DE MATERIAL: Entradas adicionales de armadura

Id	Tipo	Diámetro de barras				As predefinido				Separación de barras			
		Ø _{XT} [mm]	Ø _{YT} [mm]	Ø _{XB} [mm]	Ø _{YB} [mm]	As _{XT} [cm ² /m]	As _{YT} [cm ² /m]	As _{XB} [cm ² /m]	As _{YB} [cm ² /m]	s _{XT} [cm]	s _{YT} [cm]	s _{XB} [cm]	s _{YB} [cm]
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0

PILARES - Estructura

Id	Tipo	Sección	Geometría		Posición		
			dx [m]	dy [m]	X [m]	Y [m]	wx [°]
C1	Pilar	QS	0.05	0.05	10.00	9.95	0
C2	Pilar	QS	0.05	0.05	10.00	7.37	0
C3	Pilar	QS	0.05	0.05	10.00	4.25	0
C4	Pilar	QS	0.05	0.05	10.00	1.66	0
C5	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	9.95	0
C6	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	7.37	0
C7	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	4.25	0
C8	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	1.66	0

PILARES - Estructura 3D

Id	Altura [m]	Geometría		Transferencia de cargas con PP	
		Esviación x [m]	Esviación y [m]	masa adicional [t/m]	
C1	3.00			Si	0
C2	3.00			Si	0
C3	3.00			Si	0
C4	3.00			Si	0
C5	3.00			Si	0
C6	3.00			Si	0
C7	3.00			Si	0
C8	3.00			Si	0

Nr.:

PILARES - Modelo EF

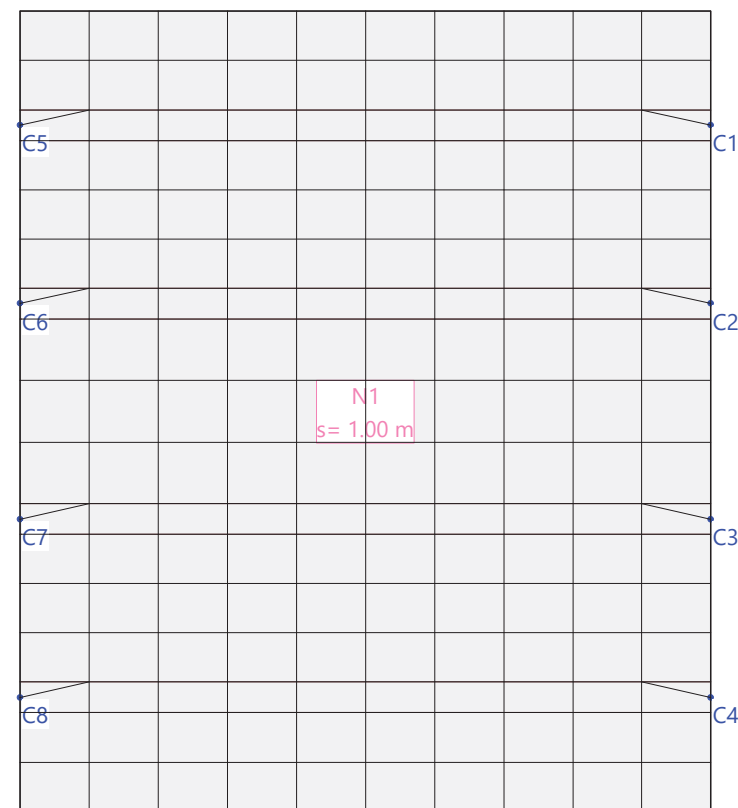
Id	Tipo		Sdz [kN/m]	Apoyos		Zona de apoyo			
	Descripción	NO lin.		Srx [kNm]	Sry [kNm]	du [m]	dv [m]	wu [°]	wv [°]
C1	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C2	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C3	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C4	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C5	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C6	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C7	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C8	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-

§ : Cálculo automático de rigidez de pilar

PILARES: Secciones transversales

Id	Tipo	Materiales	Parámetro [m]	Perfil laminado
QS	Círculo	CC,R	D=0.05	

Malla EF



Cargas (1)

act.	Identificación	Descripción	Tipo	Acción	
				Categoría	Subcategoría
Sí	Cmb	Carga muerta.Barre	Hipótesis de carga	Cargas Muertas	
Sí	Cmp	Carga muerta. Pavi	Hipótesis de carga	Cargas Muertas	
Sí	PP	Peso propio	Hipótesis de carga	Peso propio	
Sí	SCP1	Sobrecarga puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP2	Sobrecarga puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP3	Sobrecarga puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP1%1	SCP1 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP1%2	SCP1 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP1%3	SCP1 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP2%1	SCP2 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	

Nr.:

act.	Identificación	Descripción	Tipo	Acción	
				Categoría	Subcategoría
Sí	SCP2%2	SCP2 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP2%3	SCP2 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP3%1	SCP3 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP3%2	SCP3 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCP3%3	SCP3 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q	
Sí	SCU1	Sobrecarga unifor	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q	
Sí	SCU2	Sobrecarga unifor	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q	
Sí	SCU3	Sobrecarga unifor	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q	
Sí	!Exp-G	permanente	Combinación de export	Peso propio	
Sí	!Exp-Q	variable	Combinación de export	Definida por el usua	general

act. : activo

Cargas (2)

act.	Identificación	AutoGW		AutoExport		NL
		On	excl.	On	Fact.	
Sí	Cmb	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	Cmp	Sí	No	No	1.000	No
Sí	PP	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	SCP1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3%3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCU1	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	SCU2	Sí	No	No	1.000	No
Sí	SCU3	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	!Exp-G	No	No	No	1.000	No
Sí	!Exp-Q	No	No	No	1.000	No

AutoGW : Crear envolventes autom.

AutoExport : Exportar autom.

act. : activo

excl. : Superposición exclusiva

NL : Resolución no lineal

Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA Cmb : Carga muerta.Barreras

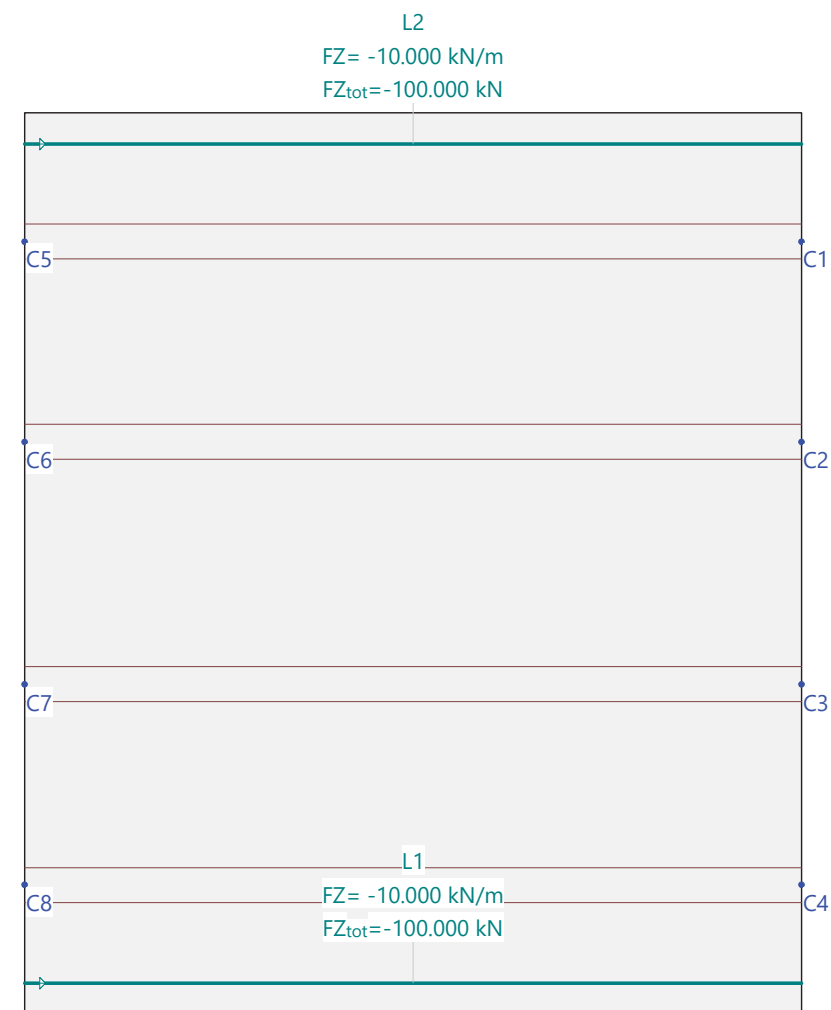
Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Longitud [m]	MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
L1	-0.00	0.40		10.00	0	-10.000	-100.000
L2	-0.00	11.20		10.00	0	-10.000	-100.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-200.000

Hipótesis de carga Cmb: Carga muerta.Barreras



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA Cmp : Carga muerta. Pavimento

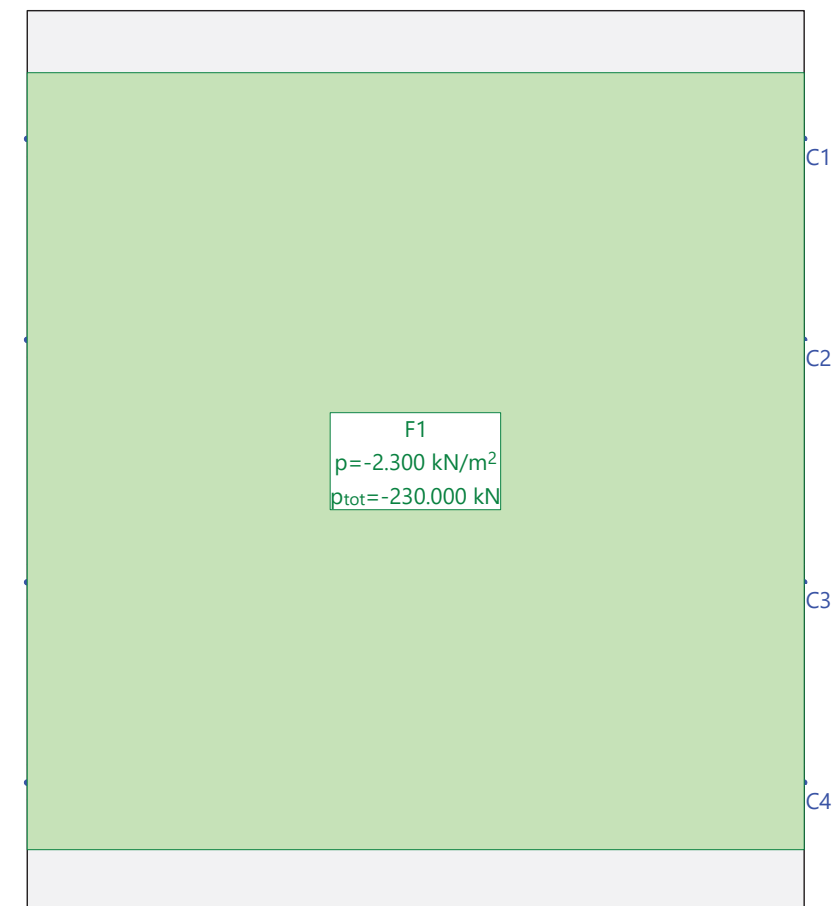
Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría X2 [m] Y2 [m]	Area [m²]	Carga Valor [kN/m²]	Subtotal Carga Z [kN]
F1	0.00	0.80	10.00 10.80	100.00	-2.300	-230.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-230.000

Hipótesis de carga Cmp: Carga muerta. Pavimento



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA PP : Peso propio

Carga repartida (Toda la estructura)

ID	Volumen [m³]	Geometría Espesor [cm]	Area [m²]	Carga Valor [kN/m²]	Subtotal Carga Z [kN]
F1	57.80	var.	116.00	-6.250	-725.000

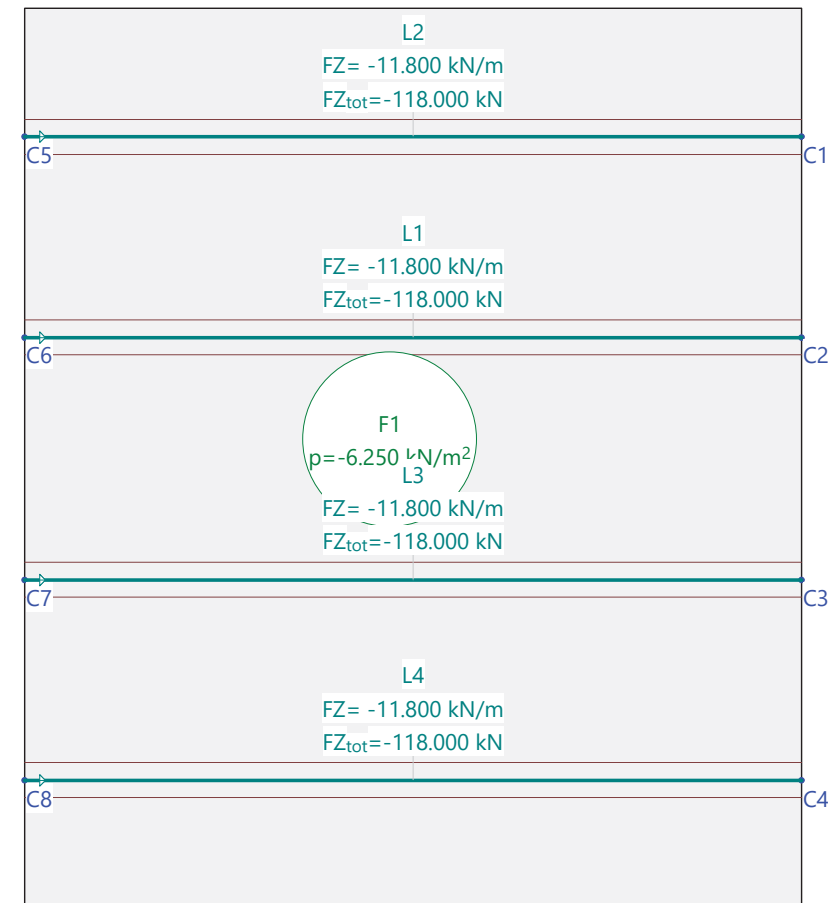
Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Longitud [m]	Carga		Subtotal Carga Z [kN]
					MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	
L1	-0.00	7.37		10.00	0	-11.800	-118.000
	10.00	7.37			0	-11.800	
L2	-0.00	9.95		10.00	0	-11.800	-118.000
	10.00	9.95			0	-11.800	
L3	-0.00	4.25		10.00	0	-11.800	-118.000
	10.00	4.25			0	-11.800	
L4	-0.00	1.67		10.00	0	-11.800	-118.000
	10.00	1.67			0	-11.800	

Suma Z

Total Carga [kN]	
Total	-1197.000

Hipótesis de carga PP: Peso propio



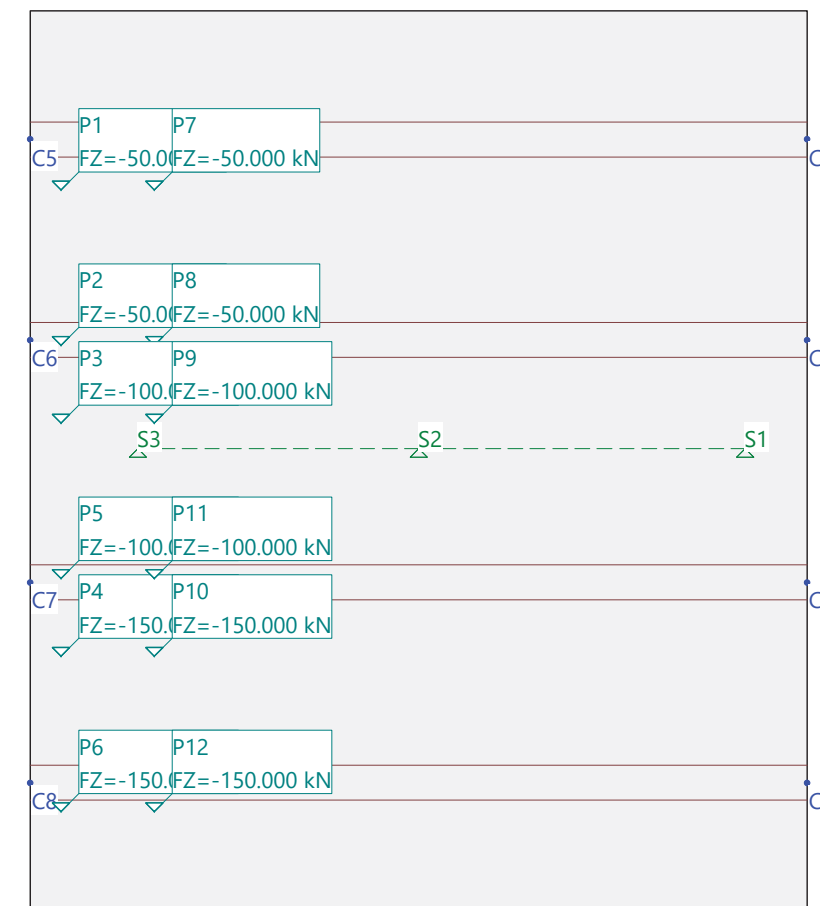
Nr.:

GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP1 : Sobrecarga puntual. Posición 1

Carga puntual

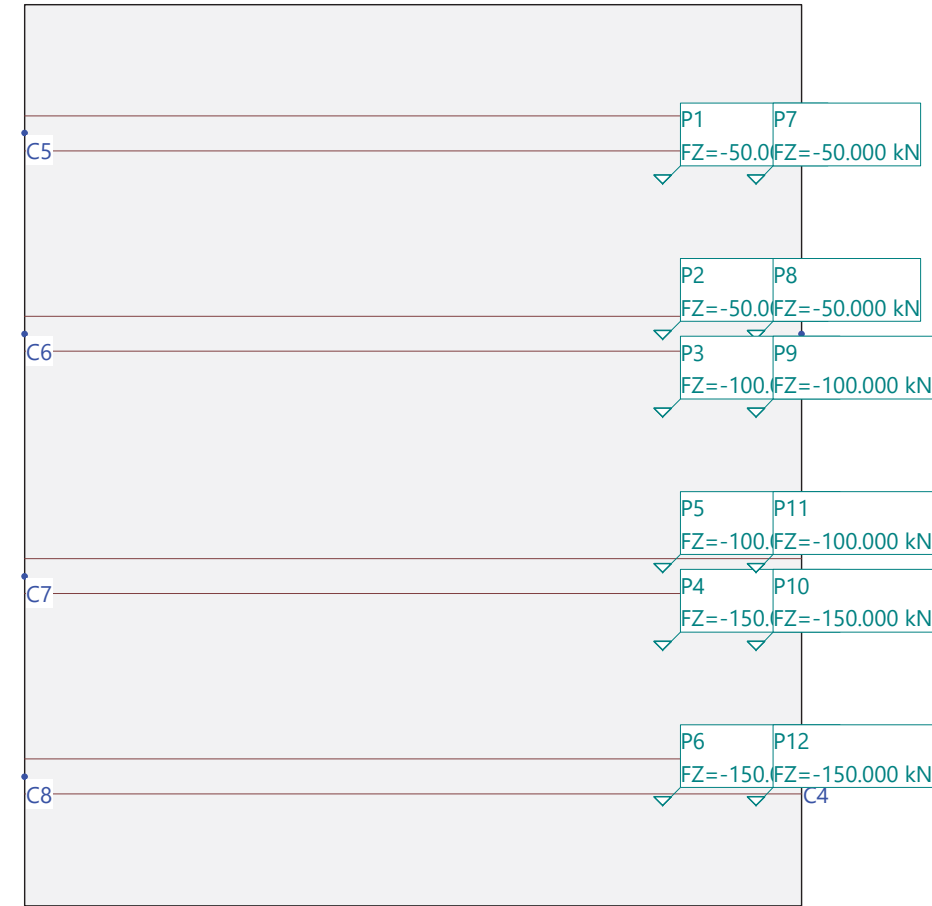
ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	0.40	9.30		0	0	
P2	0.40	7.30		0	0	
P3	0.40	6.30		0	0	
P4	0.40	3.30		0	0	
P5	0.40	4.30		0	0	
P6	0.40	1.30		0	0	
P7	1.60	9.30		0	0	
P8	1.60	7.30		0	0	
P9	1.60	6.30		0	0	
P10	1.60	3.30		0	0	
P11	1.60	4.30		0	0	
P12	1.60	1.30		0	0	

Gen.-móvil SCP1: Sobrecarga puntual. Posición 1



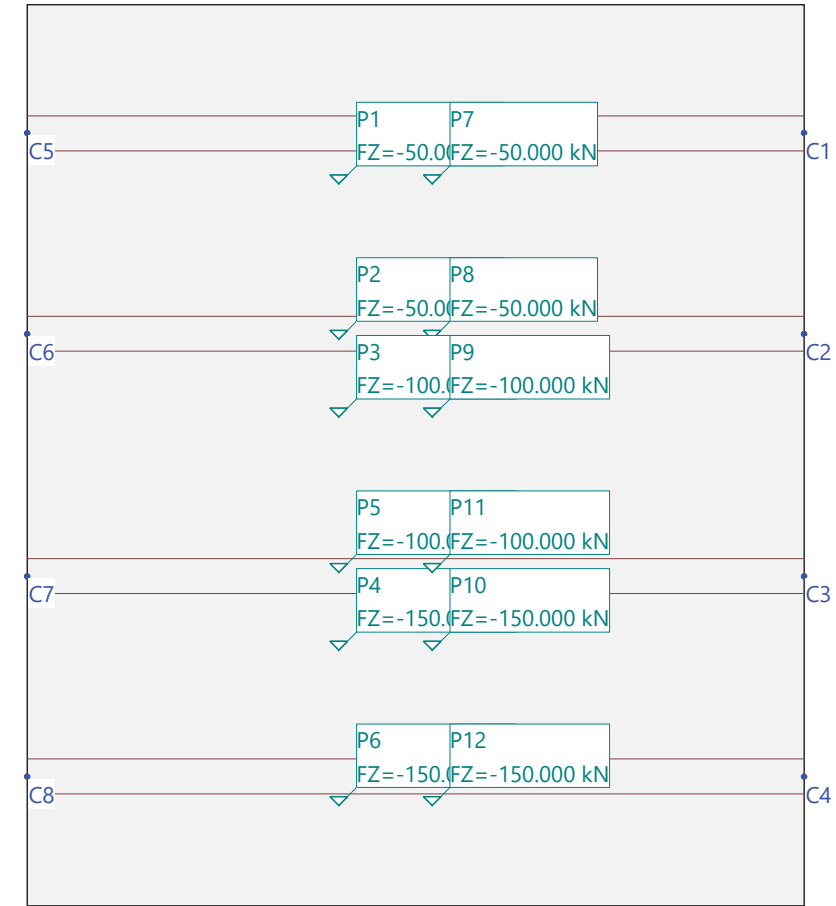
Nr.:

Hipótesis de carga SCP1%1: SCP1 - Posición 1



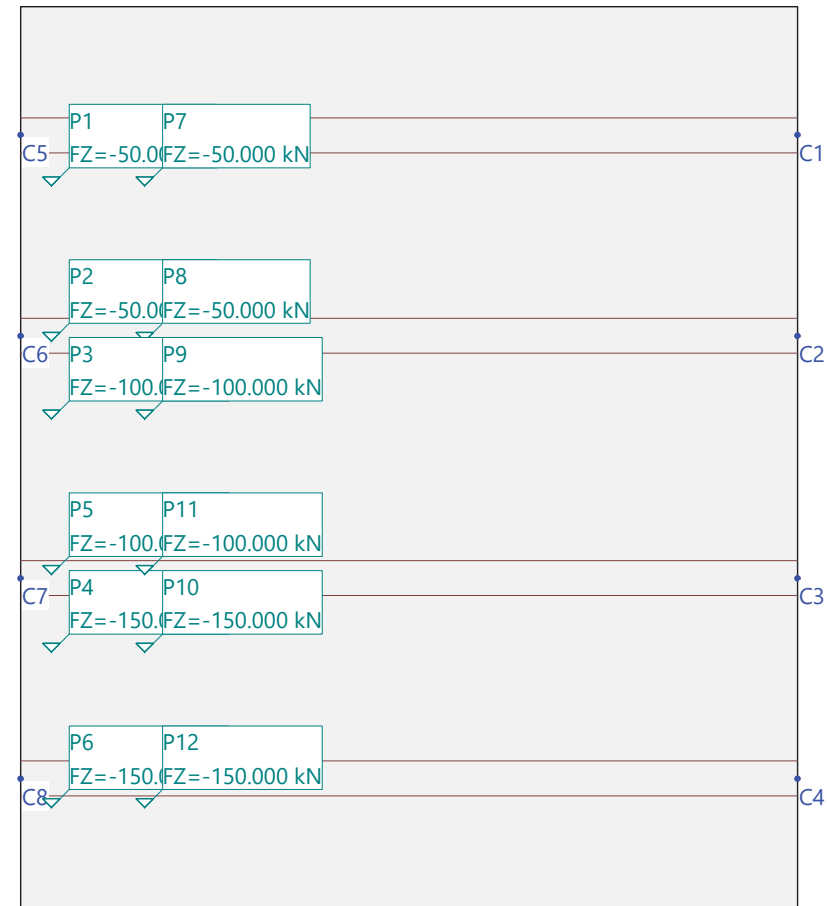
Nr.:

Hipótesis de carga SCP1%2: SCP1 - Posición 2



Nr.:

Hipótesis de carga SCP1%3: SCP1 - Posición 3



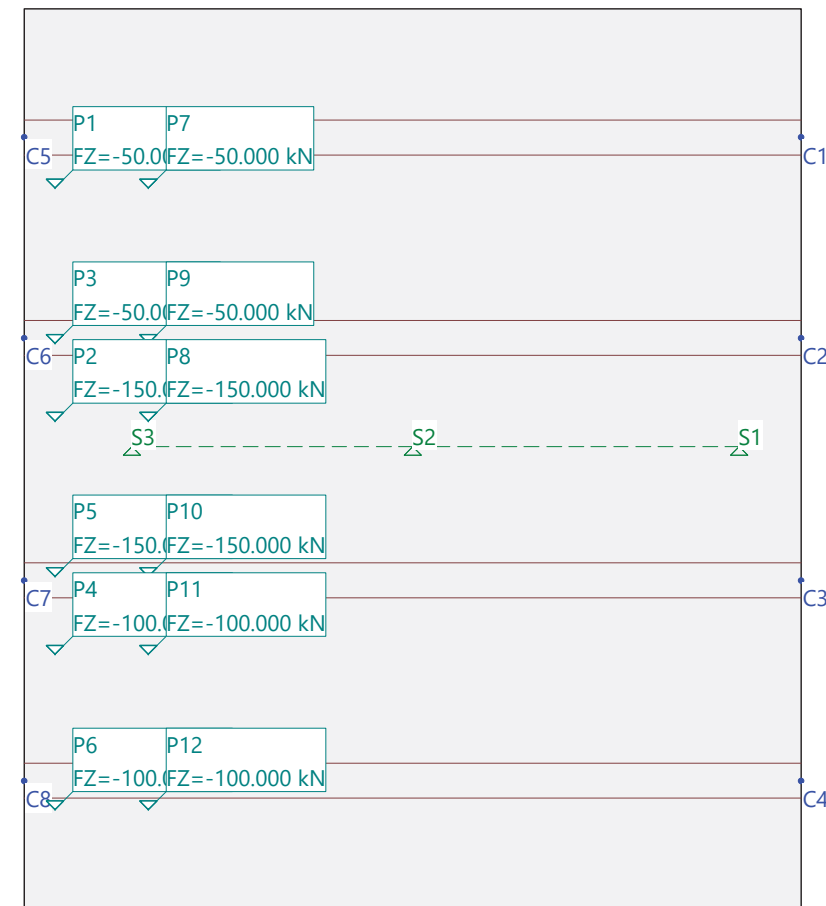
Nr.:

GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP2 : Sobrecarga puntual. Posición 2

Carga puntual

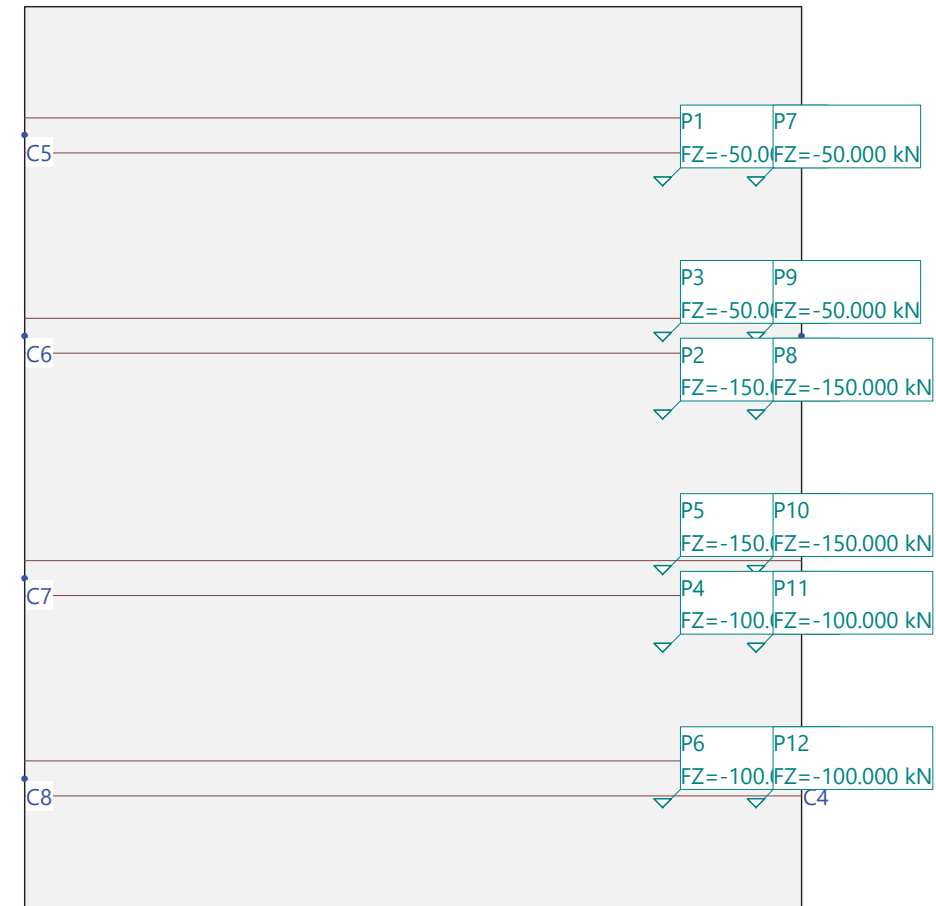
ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	0.40	9.30		0	0	
P2	0.40	6.30		0	0	
P3	0.40	7.30		0	0	
P4	0.40	3.30		0	0	
P5	0.40	4.30		0	0	
P6	0.40	1.30		0	0	
P7	1.60	9.30		0	0	
P8	1.60	6.30		0	0	
P9	1.60	7.30		0	0	
P10	1.60	4.30		0	0	
P11	1.60	3.30		0	0	
P12	1.60	1.30		0	0	

Gen.-móvil SCP2: Sobrecarga puntual. Posición 2



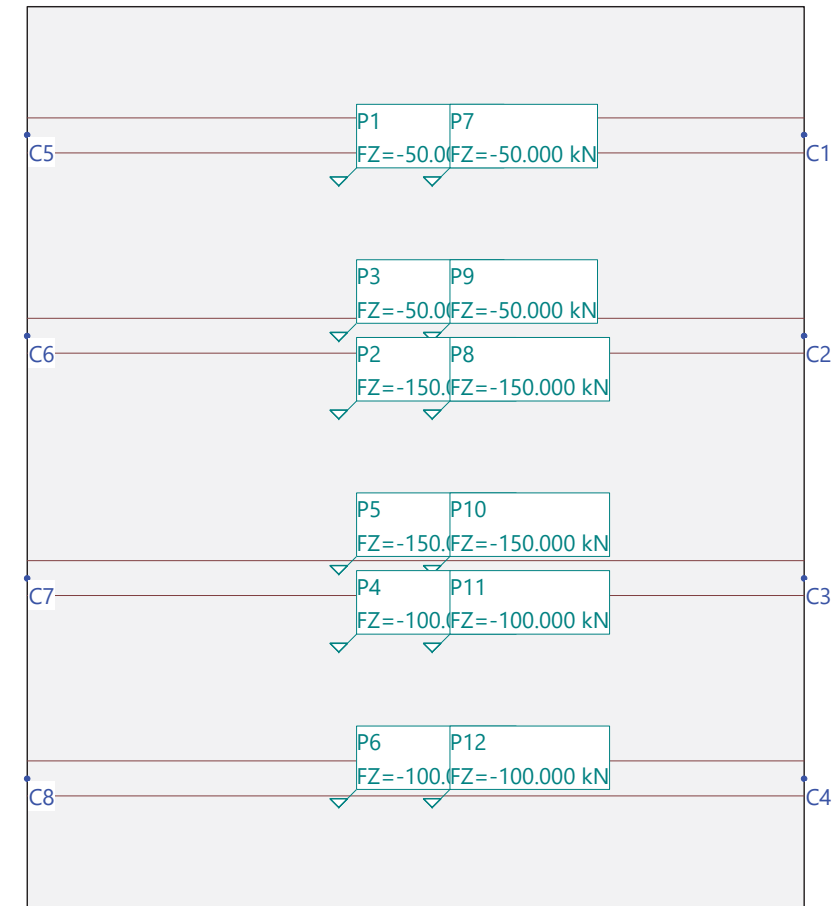
Nr.:

Hipótesis de carga SCP2%1: SCP2 - Posición 1



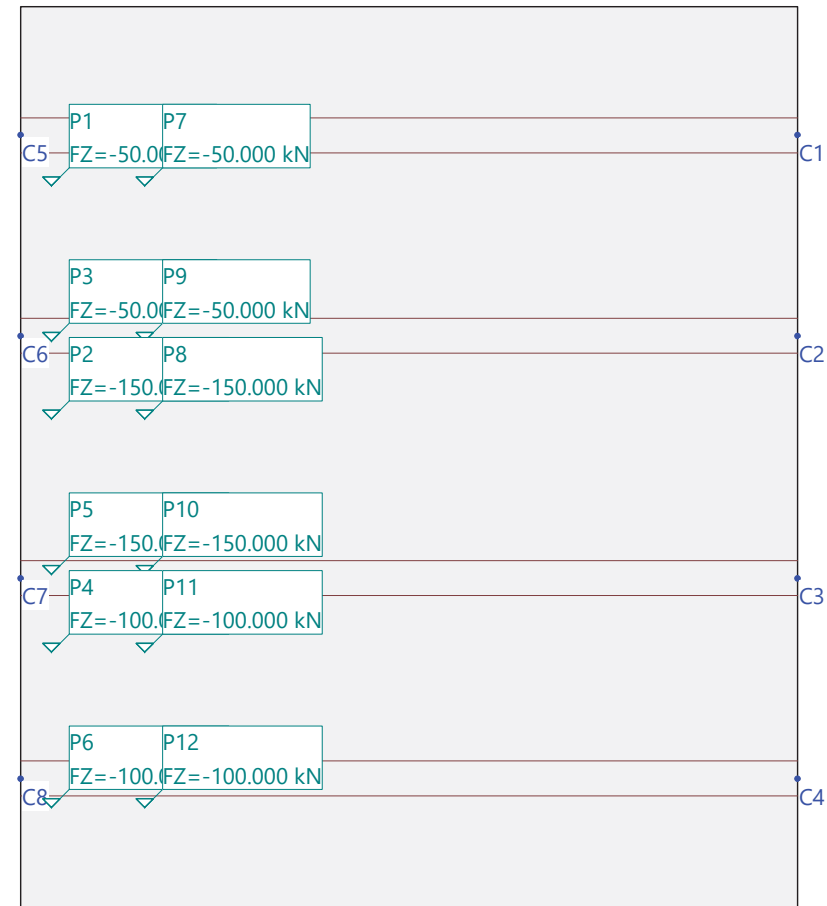
Nr.:

Hipótesis de carga SCP2%2: SCP2 - Posición 2



Nr.:

Hipótesis de carga SCP2%3: SCP2 - Posición 3



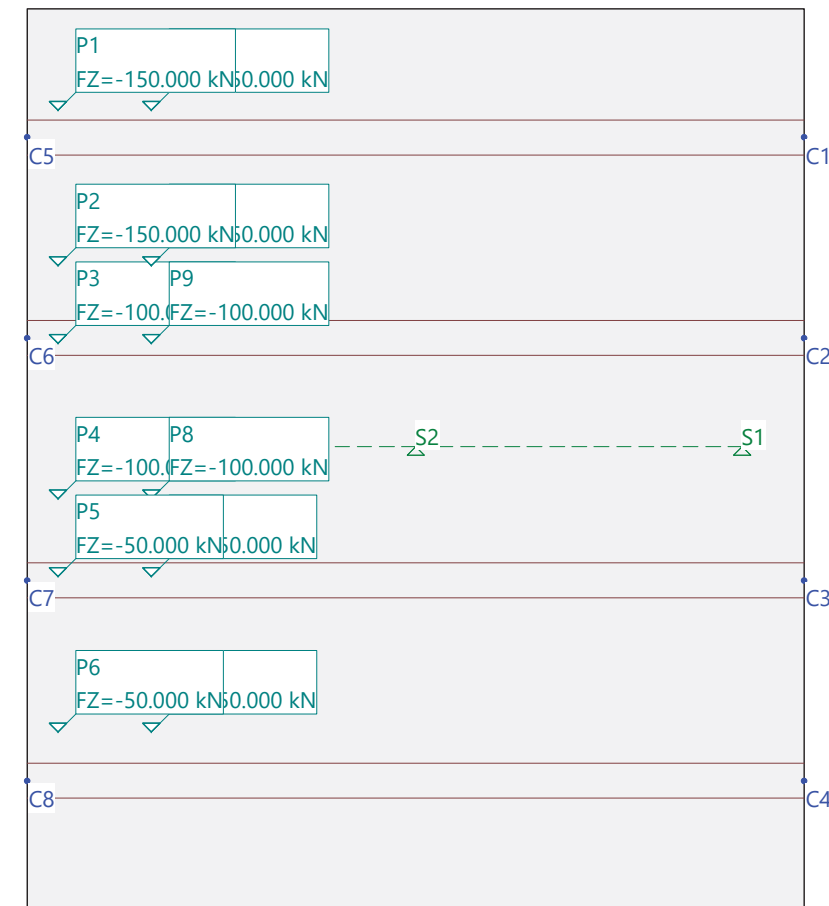
Nr.:

GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP3 : Sobrecarga puntual. Posición 3

Carga puntual

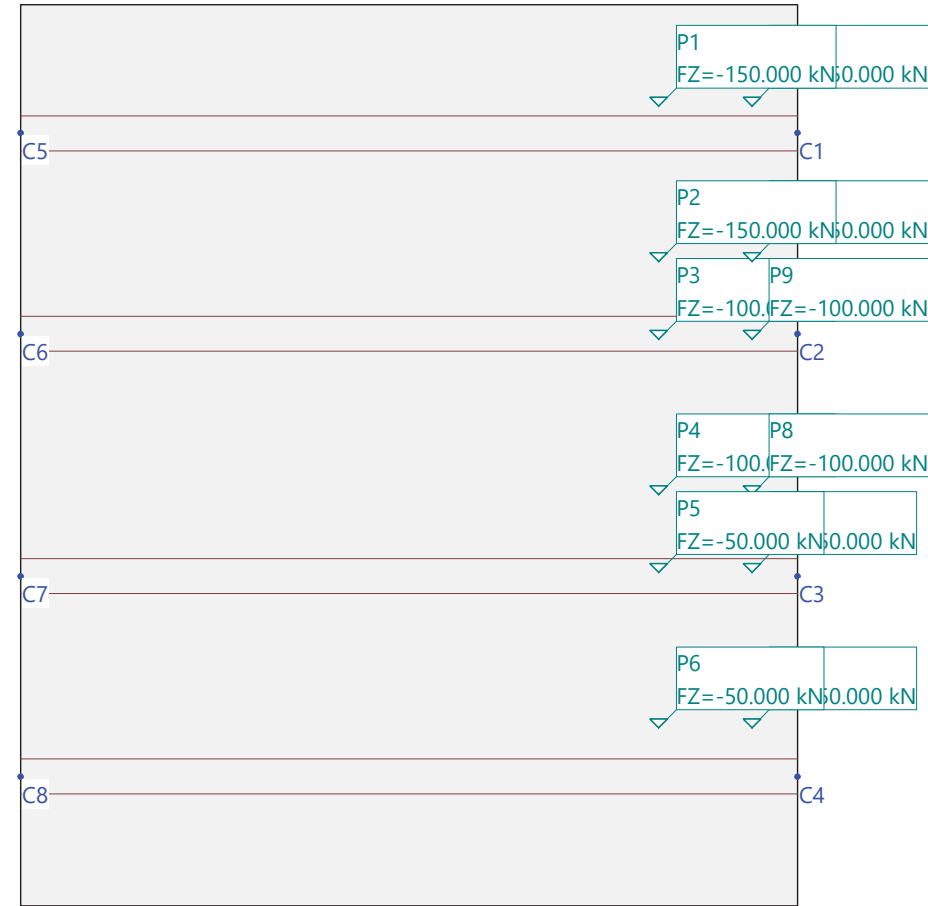
ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	0.40	10.30		0	0	
P2	0.40	8.30		0	0	
P3	0.40	7.30		0	0	
P4	0.40	5.30		0	0	
P5	0.40	4.30		0	0	
P6	0.40	2.30		0	0	
P7	1.60	10.30		0	0	
P8	1.60	5.30		0	0	
P9	1.60	7.30		0	0	
P10	1.60	8.30		0	0	
P11	1.60	2.30		0	0	
P12	1.60	4.30		0	0	

Gen.-móvil SCP3: Sobrecarga puntual. Posición 3



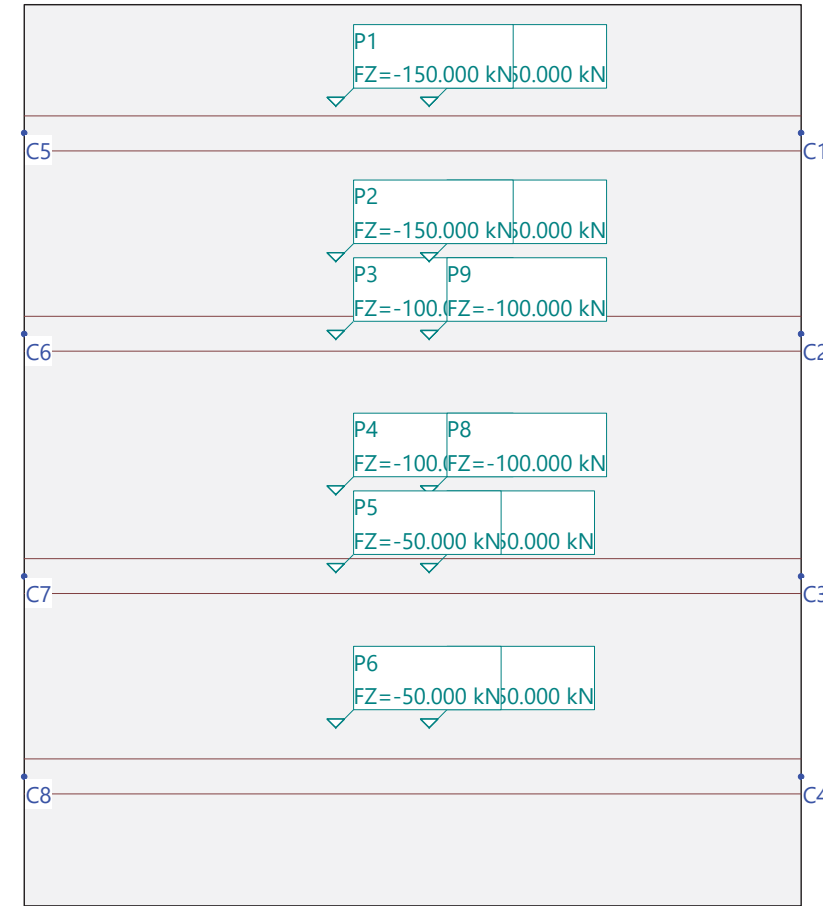
Nr.:

Hipótesis de carga SCP3%1: SCP3 - Posición 1



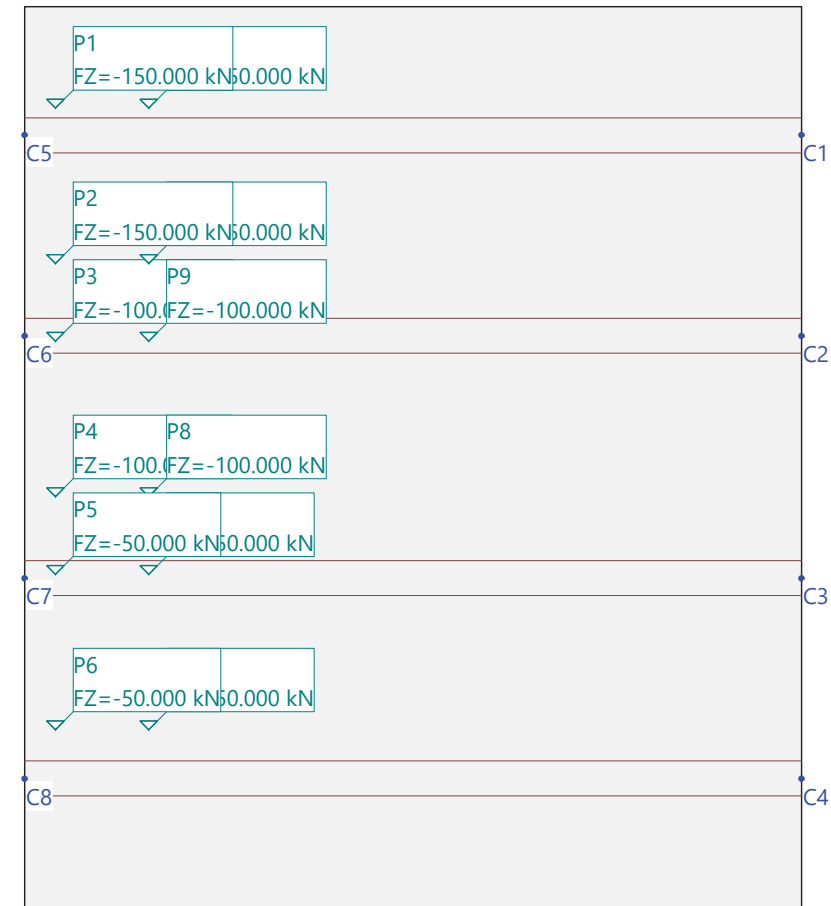
Nr.:

Hipótesis de carga SCP3%2: SCP3 - Posición 2



Nr.:

Hipótesis de carga SCP3%3: SCP3 - Posición 3



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU1 : Sobrecarga uniforme. Posición 1

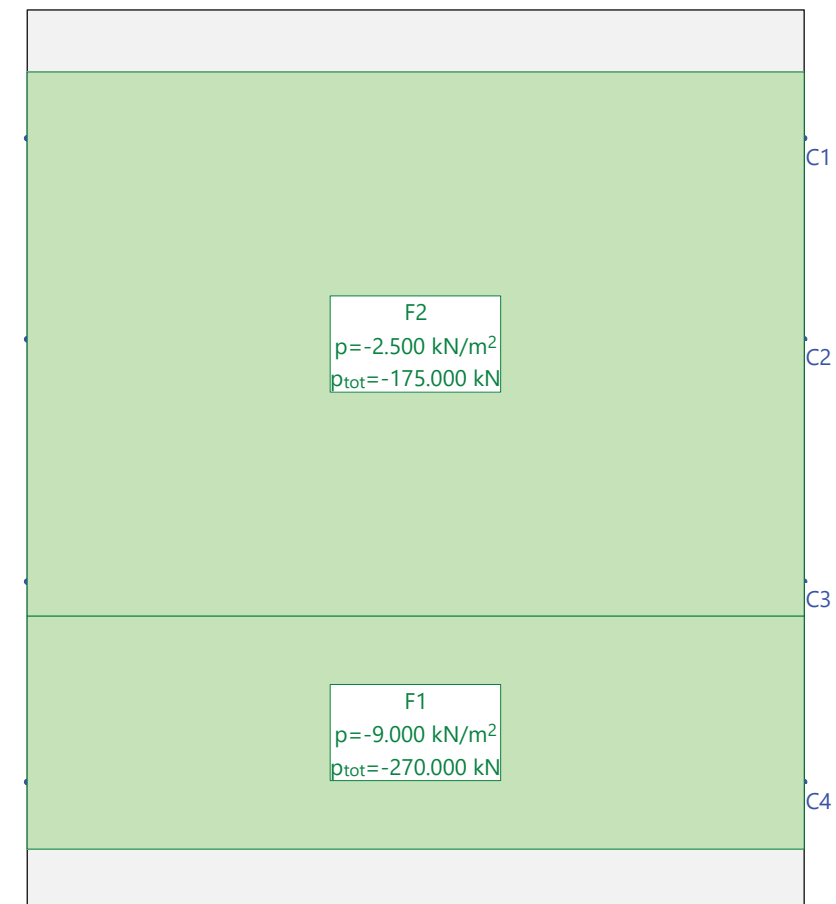
Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	0.00	0.80	10.00	3.80	30.00	-9.000	-270.000
F2	0.00	3.80	10.00	10.80	70.00	-2.500	-175.000

Suma Z

		Total Carga [kN]
Total		-445.000

Hipótesis de carga SCU1: Sobrecarga uniforme. Posición 1



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU2 : Sobrecarga uniforme. Posición 2

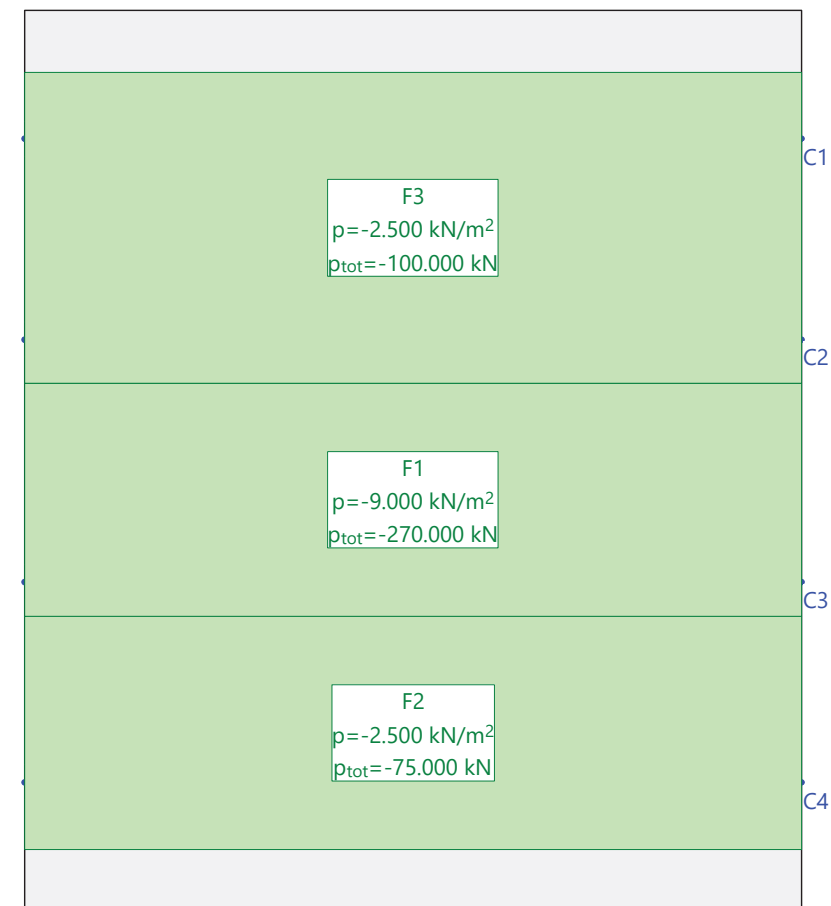
Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	0.00	3.80	10.00	6.80	30.00	-9.000	-270.000
F2	0.00	0.80	10.00	3.80	30.00	-2.500	-75.000
F3	0.00	6.80	10.00	10.80	40.00	-2.500	-100.000

Suma Z

		Total Carga [kN]
Total		-445.000

Hipótesis de carga SCU2: Sobrecarga uniforme. Posición 2



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU3 : Sobrecarga uniforme. Posición 3

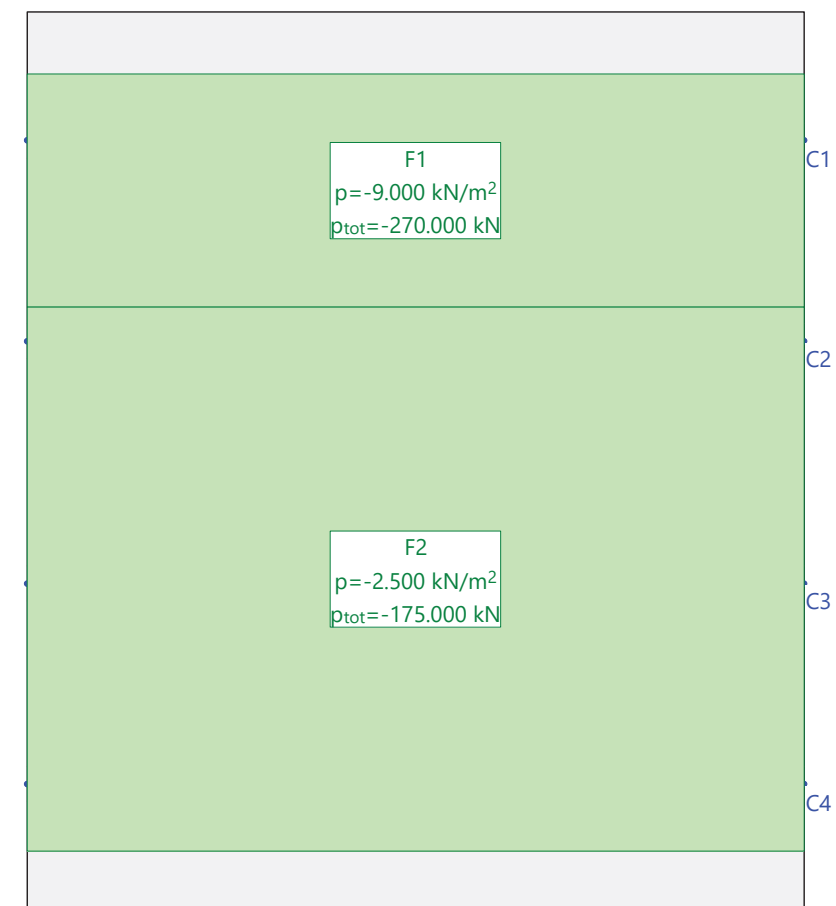
Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	0.00	10.80	10.00	7.80	30.00	-9.000	-270.000
F2	0.00	7.80	10.00	0.80	70.00	-2.500	-175.000

Suma Z

		Total Carga [kN]
Total		-445.000

Hipótesis de carga SCU3: Sobrecarga uniforme. Posición 3



Nr.:

Combinación de resultados

Combinación de resultados CM

ID Hip. de carga	Factor	Descripción
Cmb	1.000	Carga muerta.Barreras
Cmp	1.000	Carga muerta. Pavimento

Combinación de resultados CP

ID Hip. de carga	Factor	Descripción
PP	1.000	Peso propio
Cmb	1.000	Carga muerta.Barreras
Cmp	1.000	Carga muerta. Pavimento

Especificación de envolventes: SCU

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Conjunto Tráfico Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes SCU

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Modelo de carga 1 q (si es crítico	ya sea	SCU1 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	
			o	SCU2 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	
			o	SCU3 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envolventes: SCP

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Conjunto Tráfico Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes SCP

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Modelo de carga 1 Q (si es crítico	ya sea	SCP1%1 SCP1 - Posición 1	1.000	
			o	SCP1%2 SCP1 - Posición 2	1.000	
			o	SCP1%3 SCP1 - Posición 3	1.000	
			o	SCP2%1 SCP2 - Posición 1	1.000	
			o	SCP2%2 SCP2 - Posición 2	1.000	
			o	SCP2%3 SCP2 - Posición 3	1.000	
			o	SCP3%1 SCP3 - Posición 1	1.000	
			o	SCP3%2 SCP3 - Posición 2	1.000	

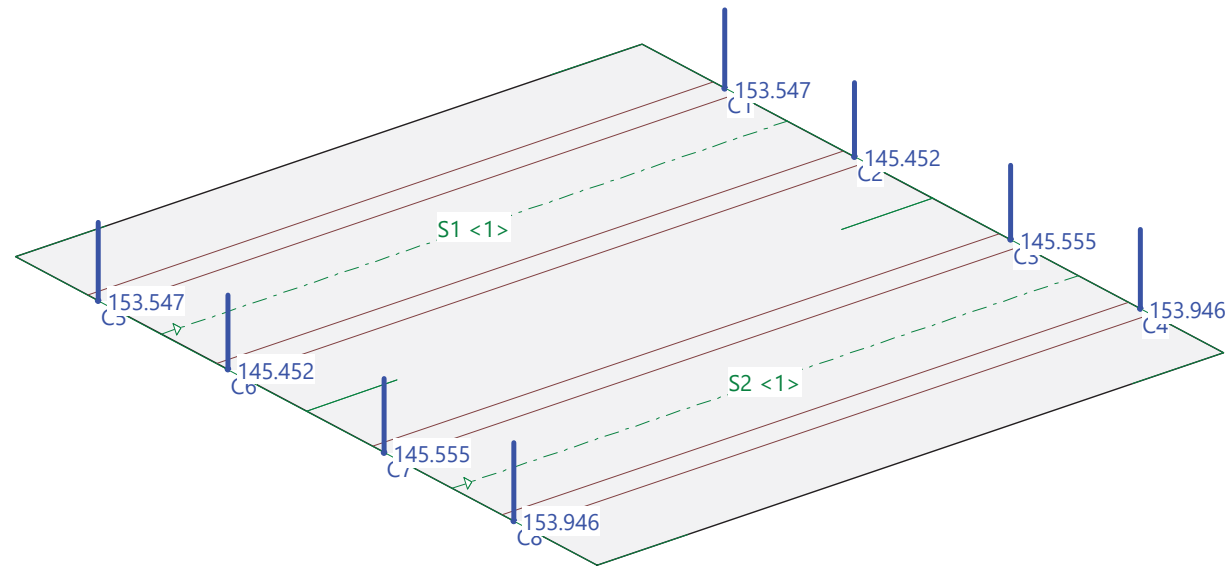
Nr.:

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
			o	SCP3%3 SCP3 - Posición 3	1.000	

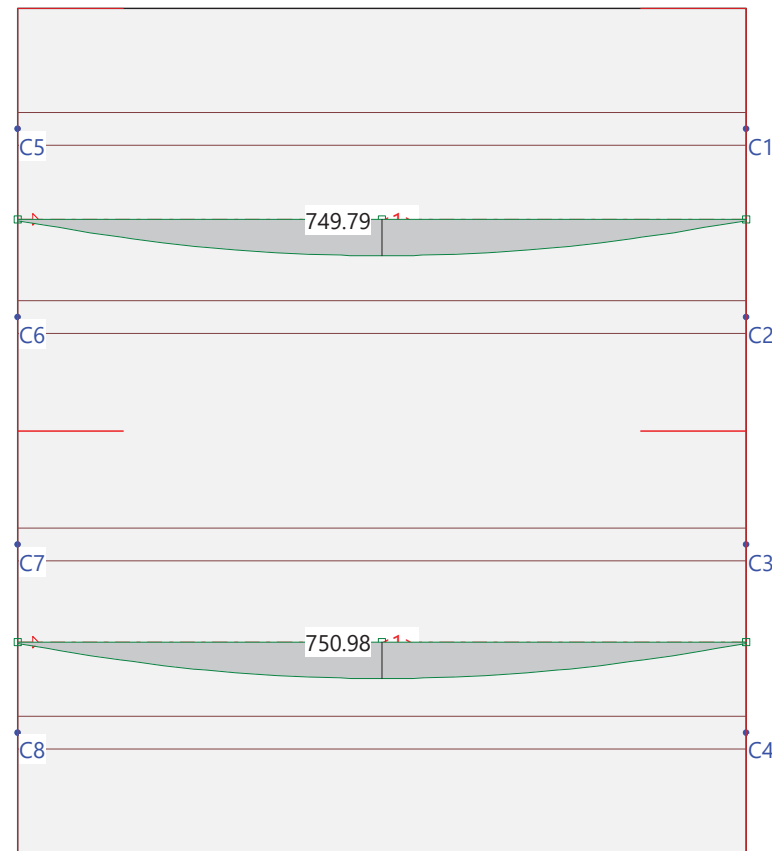
Alt : Superposición alternativa

Nr.:

Reacciones.Fuerzas Pilares: Hipótesis de carga PP
 Texto: Pilares: [kN]
 Suma de reacciones RZ = 1197.000[kN]

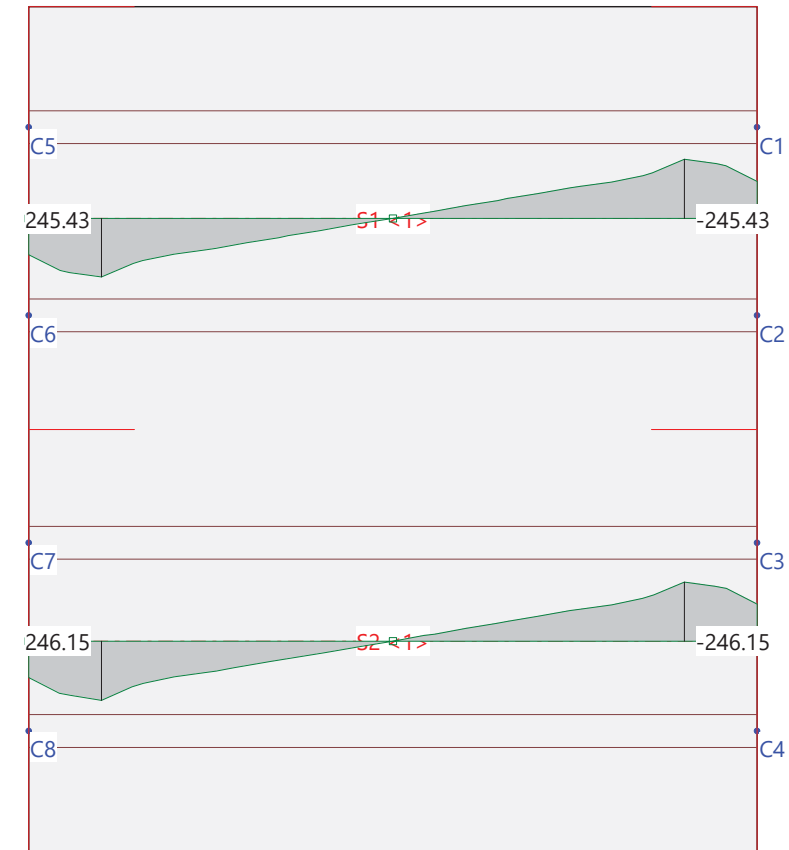


Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Hipótesis de carga PP



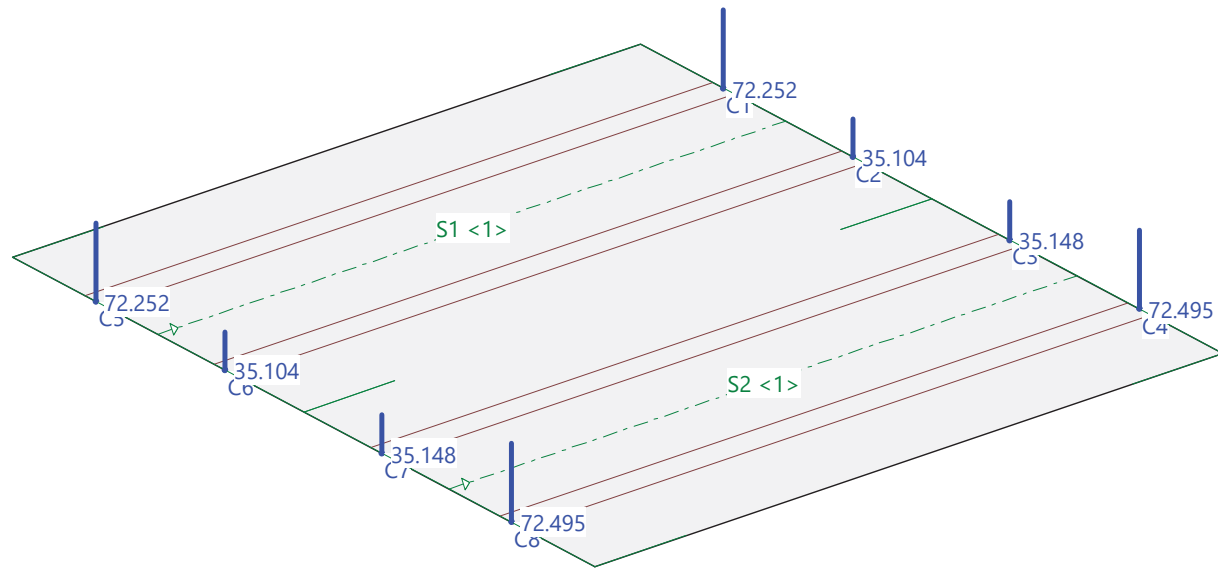
Nr.:

Sección(es) de viga: Esfuerzos Cortantes [kN], Hipótesis de carga PP

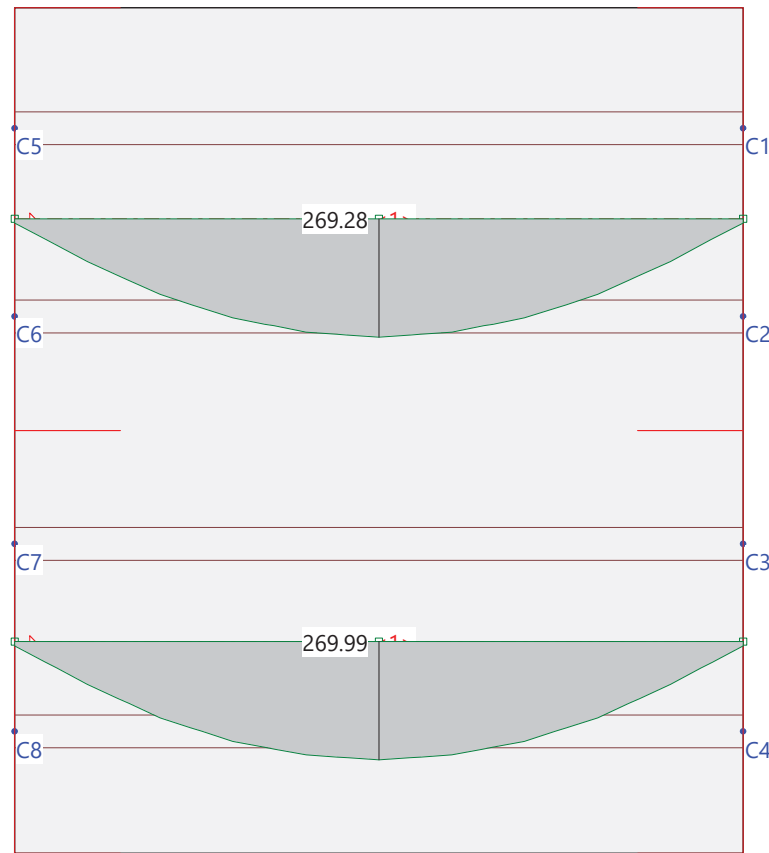


Nr.:

Reacciones.Fuerzas Pilares: Combinación de resultados CM
Texto: Pilares: [kN]
Suma de reacciones RZ = 430.000[kN]

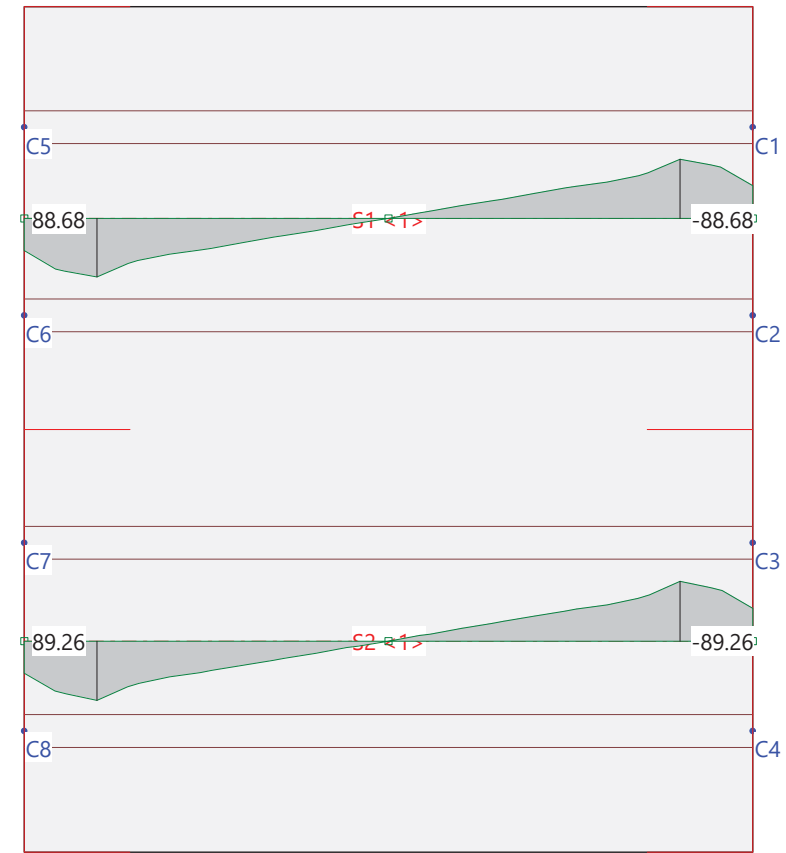


Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Combinación de resultados CM



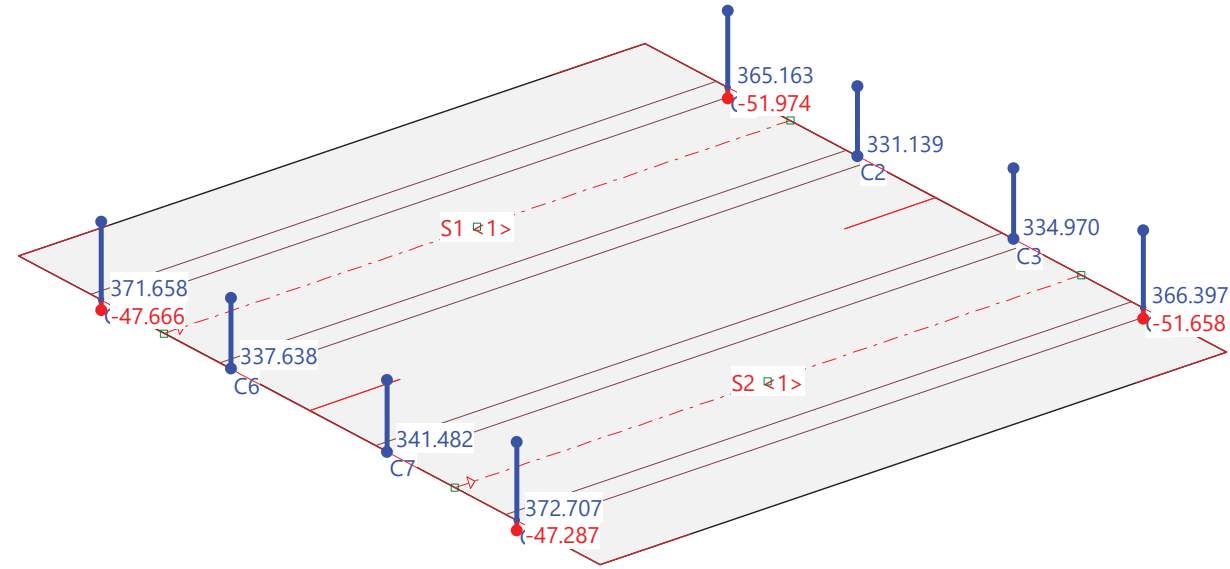
Nr.:

Sección(es) de viga: Esfuerzos Cortantes [kN], Combinación de resultados CM

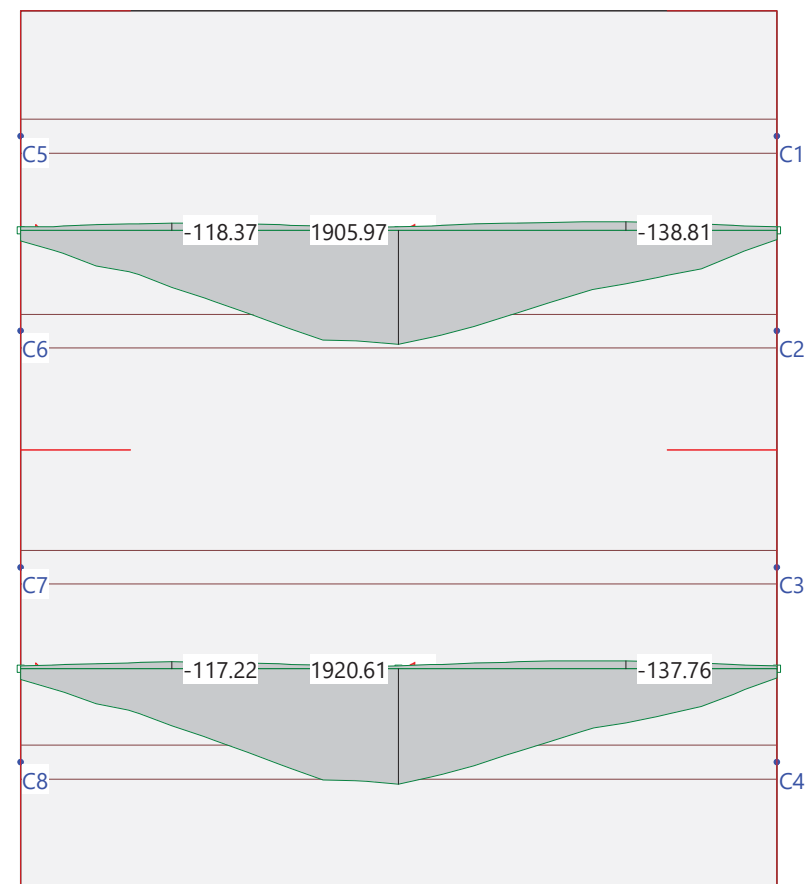


Nr.:

Envolvente de reacciones Pilares: Especificación de env.: SCP Identificaciones: Pilares: [kN]

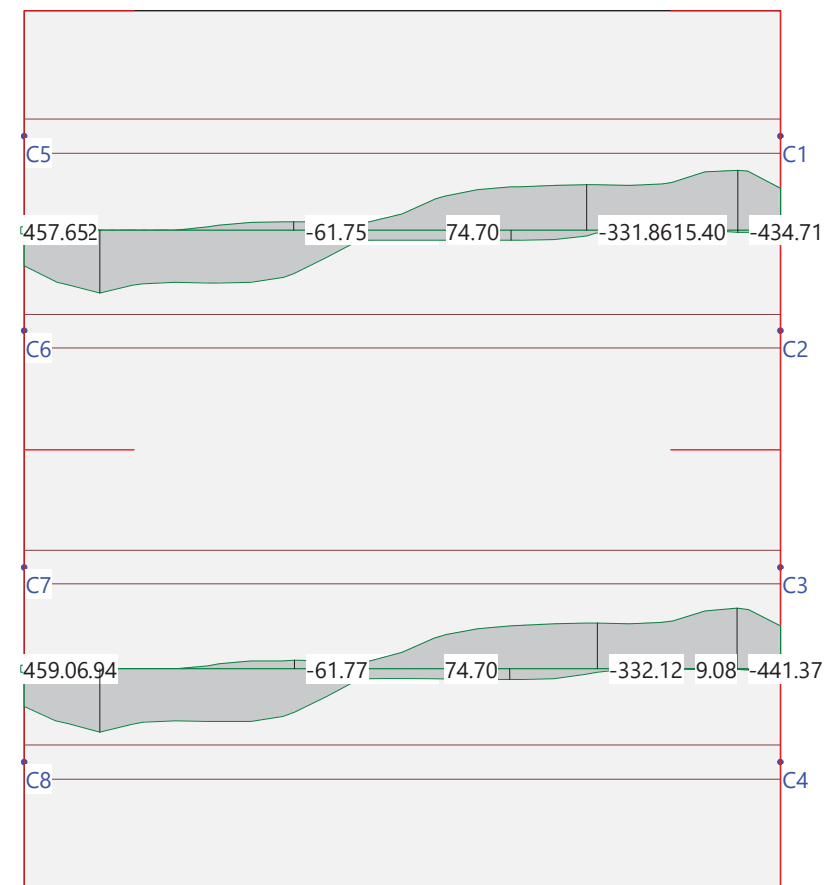


Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación SCP



Nr.:

Sección(es) de viga: Envolvente de esfuerzos cortantes [kN], Especificación SCP



Envolvente de esfuerzos de armado, SCP, Sección de viga: S1 (0.00,8.70 - 10.00,8.70, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-52.79	184.19	-15.82	260.41
0.44	-62.35	331.40	-8.06	379.54
0.56	-70.01	389.01	-7.81	398.04
1.00	-91.09	596.96	0	457.65
1.44	-104.79	691.73	0	399.63
1.56	-108.17	741.36	0	389.63
2.00	-118.37	948.98	0	378.78
2.44	-114.14	1132.53	-22.38	383.28
2.56	-112.31	1188.61	-35.19	383.29
3.00	-103.37	1386.41	-57.30	380.27
3.44	-87.77	1583.51	-61.30	343.02
3.56	-82.68	1641.48	-61.75	320.33
4.00	-64.61	1836.81	-60.50	200.47
4.44	-41.08	1846.19	-58.97	73.79
4.56	-39.16	1856.36	-58.69	73.40
5.00	-52.25	1905.97	-120.70	72.19
5.44	-71.80	1792.03	-227.39	72.61
5.56	-78.15	1754.55	-249.57	72.84
6.00	-98.76	1610.49	-294.93	74.01
6.44	-114.84	1430.88	-313.29	74.70
6.56	-119.03	1380.11	-317.66	74.09
7.00	-131.76	1208.33	-328.00	69.89
7.44	-136.87	1042.71	-331.86	40.77
7.56	-137.53	996.28	-331.79	23.31
8.00	-138.81	898.34	-327.44	0
8.44	-124.46	787.11	-337.06	0
8.56	-119.86	755.78	-345.95	0
9.00	-102.22	648.52	-425.68	0
9.44	-75.25	414.15	-434.71	15.40

Nr.:

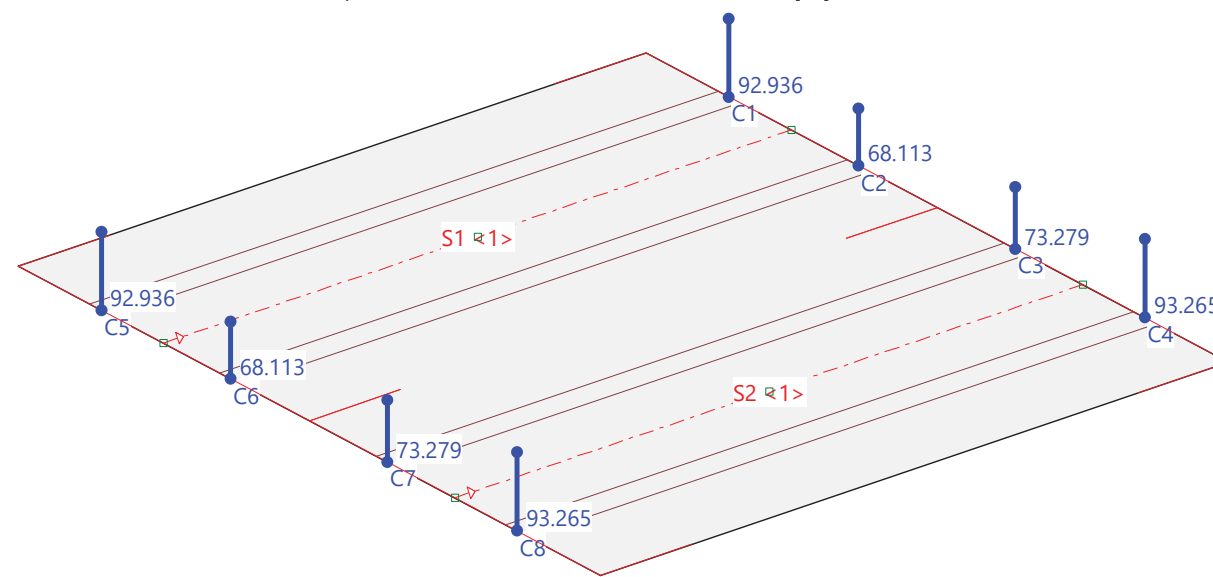
Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
9.56	-66.35	345.55	-430.15	15.31
10.00	-51.23	162.82	-304.16	20.93

Envolvente de esfuerzos de armado, SCP, Sección de viga: S2 (0.00,2.90 - 10.00,2.90, Ancho 5.80)

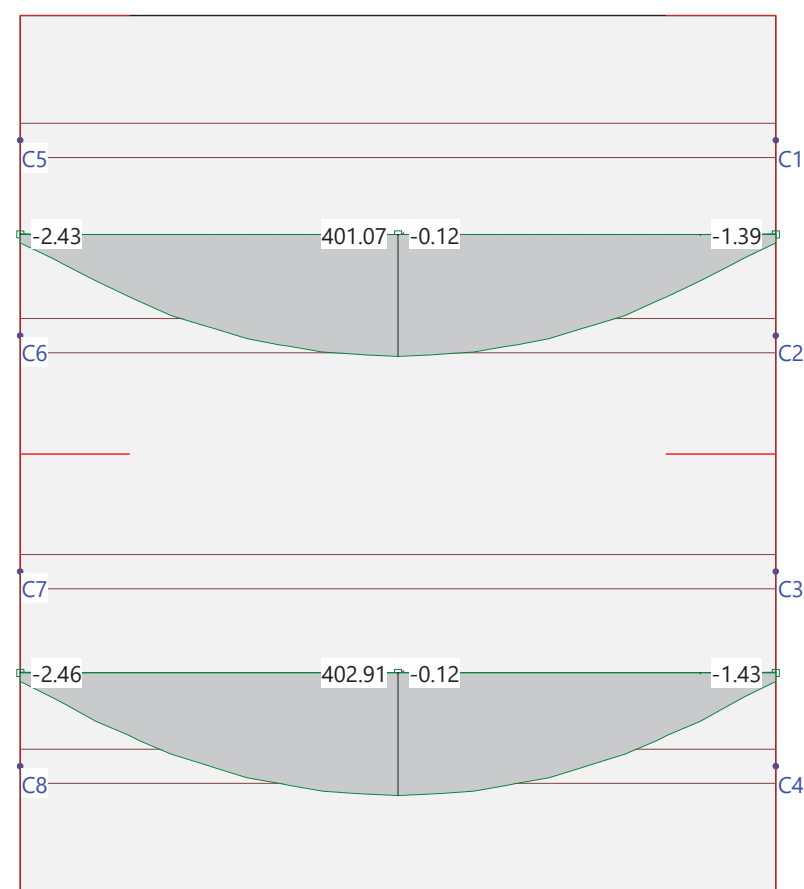
Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-50.21	169.40	-1.56	271.93
0.42	-63.81	325.62	-1.94	376.87
0.58	-71.78	391.78	0	398.47
1.00	-91.32	580.10	0	459.06
1.42	-103.75	685.36	0	401.96
1.58	-107.67	745.65	0	389.62
2.00	-117.22	947.86	0	379.37
2.42	-112.90	1126.64	-21.65	383.58
2.58	-110.55	1196.17	-36.05	383.53
3.00	-101.65	1393.56	-56.94	380.41
3.42	-86.50	1586.38	-61.16	345.31
3.58	-80.27	1658.52	-61.77	317.55
4.00	-62.74	1858.38	-60.56	200.51
4.42	-39.83	1868.21	-59.04	73.94
4.58	-37.35	1879.20	-58.69	73.44
5.00	-50.55	1920.61	-120.31	72.25
5.42	-69.64	1801.33	-224.16	72.64
5.58	-77.43	1753.65	-251.27	72.92
6.00	-97.34	1616.34	-294.58	74.06
6.42	-112.84	1439.55	-312.69	74.70
6.58	-117.96	1376.43	-318.10	73.90
7.00	-130.27	1209.91	-328.14	69.55
7.42	-135.44	1046.50	-332.11	42.14
7.58	-136.32	988.69	-332.12	22.63
8.00	-137.76	901.26	-328.13	0
8.42	-124.26	789.74	-337.36	0
8.58	-118.92	748.61	-348.39	0
9.00	-102.99	632.11	-423.34	5.34
9.42	-77.17	419.14	-441.37	5.62
9.58	-67.34	342.87	-433.01	9.08
10.00	-48.40	151.43	-311.91	6.25

Nr.:

Envolvente de reacciones Pilares: Especificación de env.: SCU Identificaciones: Pilares: [kN]

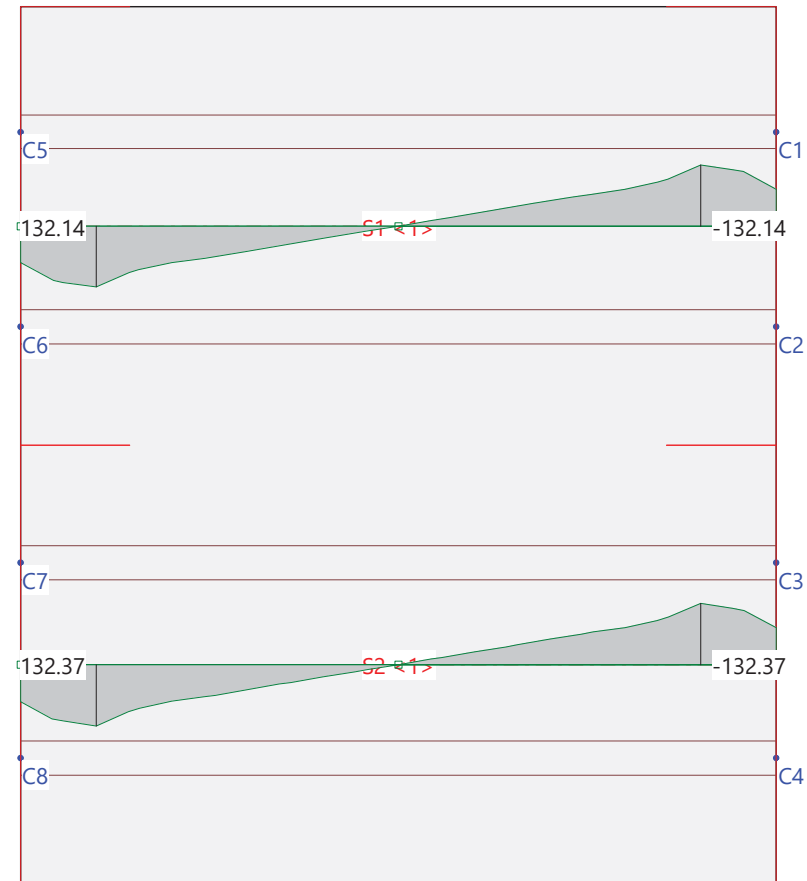


Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación SCU



Nr.:

Sección(es) de viga: Envoltorio de esfuerzos cortantes [kN], Especificación SCU



Envoltorio de esfuerzos de armado, SCU, Sección de viga: S1 (0.00,8.70 - 10.00,8.70, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-2.43	26.95	0	79.83
0.44	-1.39	79.94	0	117.34
0.56	-1.34	95.90	0	121.68
1.00	-1.39	152.86	0	132.14
1.44	-0.95	203.52	0	101.36
1.56	-0.83	218.01	0	94.66
2.00	-0.60	267.05	0	79.29
2.44	-0.27	300.74	0	69.33
2.56	-0.21	310.45	0	66.17
3.00	-0.15	343.60	0	54.38
3.44	-0.06	363.49	0	42.14
3.56	-0.06	369.15	0	38.64
4.00	-0.12	388.21	0	26.80
4.44	-0.05	394.17	0	15.14
4.56	-0.05	395.80	0	11.74
5.00	-0.12	401.07	-0.00	0.00
5.44	-0.05	395.80	-11.74	0
5.56	-0.05	394.17	-15.14	0
6.00	-0.12	388.21	-26.80	0
6.44	-0.06	369.15	-38.64	0
6.56	-0.06	363.49	-42.14	0
7.00	-0.15	343.60	-54.38	0
7.44	-0.21	310.45	-66.17	0
7.56	-0.27	300.74	-69.33	0
8.00	-0.60	267.05	-79.29	0
8.44	-0.83	218.01	-94.66	0
8.56	-0.95	203.52	-101.36	0
9.00	-1.39	152.86	-132.14	0
9.44	-1.34	95.90	-121.68	0

Nr.:

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
9.56	-1.39	79.94	-117.34	0
10.00	-2.43	26.95	-79.83	0

Envoltorio de esfuerzos de armado, SCU, Sección de viga: S2 (0.00,2.90 - 10.00,2.90, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-2.46	27.84	0	79.72
0.42	-1.40	78.43	0	116.77
0.58	-1.34	99.87	0	121.67
1.00	-1.43	158.69	0	132.37
1.42	-0.98	204.64	0	102.50
1.58	-0.83	221.44	0	94.33
2.00	-0.59	267.67	0	79.55
2.42	-0.26	300.90	0	69.81
2.58	-0.20	312.97	0	65.92
3.00	-0.15	345.26	0	54.45
3.42	-0.06	364.65	0	42.60
3.58	-0.06	371.59	0	38.32
4.00	-0.11	390.01	0	26.85
4.42	-0.05	395.87	0	15.54
4.58	-0.05	397.86	0	11.38
5.00	-0.12	402.91	-0.00	0.00
5.42	-0.05	397.86	-11.38	0
5.58	-0.05	395.87	-15.54	0
6.00	-0.11	390.01	-26.85	0
6.42	-0.06	371.59	-38.32	0
6.58	-0.06	364.65	-42.60	0
7.00	-0.15	345.26	-54.45	0
7.42	-0.20	312.97	-65.92	0
7.58	-0.26	300.90	-69.81	0
8.00	-0.59	267.67	-79.55	0
8.42	-0.83	221.44	-94.33	0
8.58	-0.98	204.64	-102.50	0
9.00	-1.43	158.69	-132.37	0
9.42	-1.34	99.87	-121.67	0
9.58	-1.40	78.43	-116.77	0
10.00	-2.46	27.84	-79.72	0

Nr.:

CÁLCULO DE VIGAS PRETENSADAS ISOSTÁTICAS

Datos: Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superi

VIGA	Canto (m):	1.500	LOSA	Canto (m):	0.250
	A (m ²):	0.923		Ancho eficaz (m):	5.800
	I (m ⁴):	0.241	TABLERO	Luz (m):	10.000
	Y _{cdg} (m):	0.560		Culata viga (m):	0.400
	(Canto-Y _{cdg}) (m):	0.940		Longitud total (m):	10.800
	W _{sup} (m ³):	0.256			
	W _{inf} (m ³):	0.430			
	Nº almas:	2			
	Canto alma (m):	1.750			
	Espesor alma (m):	0.150			
	Espesor tabla inferior (m):	0.320			
PRETENSADO	Resistencia última del acero de pret.(MPa):	1860		Ep (MPa):	190000
	Pretensado tesado al (%):	75.0			

Pretensado							
Nivel	Cota (m)	Nº de cables	φ cable (")	Área (mm ²)	Área (cm ²)	L _{entubado} (m)	Separ. (m)
1	0.05	3	0.60	140.0	4.2	0.00	0.09
1	1.45	2	0.60	140.0	2.8	0.00	0.09
3					0.0		
4					0.0		
5					0.0		
6					0.0		
7							
8							
9							

Fichero de pérdidas de pretensado:

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superi

MATERIALES	Hormigón Viga	Hormigón Losa	UNIDADES	Fuerza	KN
	Ec (MPa):	33822		Ec (MPa):	28577
	f _{ck} (MPa):	55		f _{ck} (MPa):	30
	Relaciones entre módulos de elasticidad:				
	Acero pretensado/hormigón viga:	5.62		2.273	1.1365
	hormigón losa/hormigón viga:	0.84		5.800	5.460000191
	Resistencia media a tracción de los hormigones:				
	Viga: f _{ct,m} (MPa):	4.30			
	Losa: f _{ct,m} (MPa):	2.90			
	Coefficientes de minoración de los materiales:				
	Hormigón γ _c :	1.50			
				Tiempo en el que se produce la transferencia del pretensado	
				t (días):	14
				f _{ct,m} (tiempo):	3.84
				f _{ck} (tiempo):	45.8

COEFICIENTES Coeficientes de simultaneidad para las sobrecargas de uso

	γ _{a1}	ψ ₁	ψ ₂
Uniforme	1.00	0.40	0.00
Vehic. Pesados	1.00	0.75	0.00

Coeficientes de mayoración del pretensado ELS

	γ _{G*}
Favorable	0.95
Desfavorable	1.05

Coeficientes de mayoración de acciones ELU situación persistente o transitoria

	Permanentes	Pretensado	Variables
Favorable	1.00	1.00	0.00
Desfavorable	1.35	1.00	1.35

ARMADURA PASIVA

Armadura longitudinal en la losa

	φ	Separ. (m)	Cuantía (cm ² /m)	Cuantía (cm)
Superior	12	0.20	5.65	32.80
Inferior	12	0.20	5.65	32.80

Definición de la armadura de cortante en la viga:

Ángulo de inclinación de las bielas de hormigón

θ =	45.0
-----	------

Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza:

α =	90.0
-----	------

Definición de la armadura de cortante: Cercos en cada alma de la viga.

TRAMO	X _{inic} (m)	X _{final} (m)	long.(m)	φ cerco	Separ. (m)
1	0.00	1.13	1.1	32	0.125
2	1.13	2.17	1.0	20	0.150
3	2.17	5.18	3.0	32	0.250
4	5.18	8.18	3.0	16	0.150
5	8.18	18.98	10.8	16	0.200
6	18.98	22.0	3.0	16.0	0.150
7	21.98	25.0	3.0	32.0	0.250
8	24.98	26.0	1.0	20.0	0.150
9	26.02	27.1	1.1	32.0	0.125

Definición de la armadura de rasante en la viga:

TRAMO	Nº Intervalos/Tr.	Nº Barras/m	φ cerco	L tramo (m)	Separ. (m)
1	3	10	16	1.07	0.100
2	2	10	16	0.71	0.100
3	4	10	12	1.43	0.100
4	3	6	12	1.07	0.167
5	2	6	12	0.71	0.167

MOMENTOS ÚLTIMOS DE LAS SECCIONES

Fichero con los datos de los momentos últimos de las secciones

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superiores\TIPO B\CA

APARATOS DE APOYO

Dimensiones en planta de los aparatos de apoyc

a (mm):	200
b (mm):	2500

Tensiones admisibles (máx. y mín.) para los aparatos de apoyc

Máx. (kN/m ²):	15000.0
Mín. (kN/m ²):	2000.0

Fichero con los datos de las reacciones verticales en apoyos

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superiores\TIPO B\CA

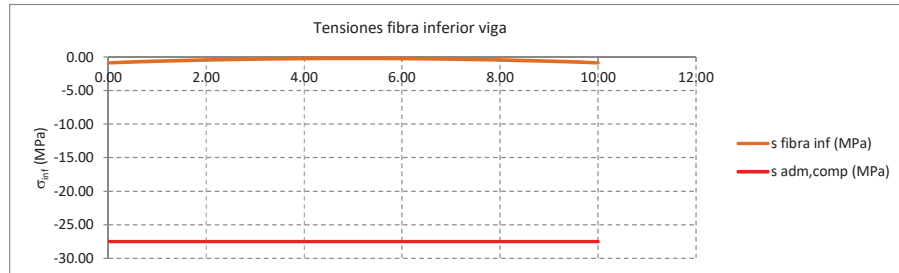
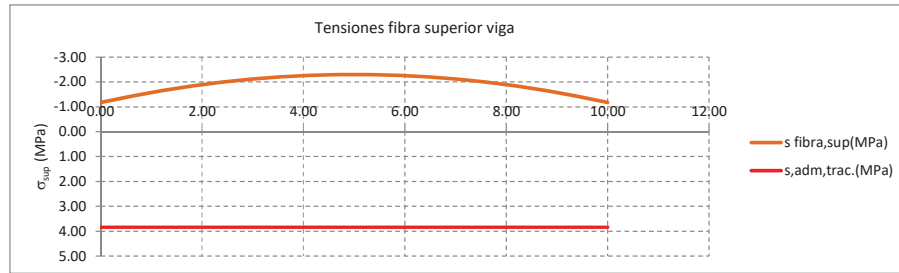
Table with 10 columns: X (m), Fza Tesado.(kN), % P. Iniciales, Δ F_inic. (kN), Pret.Inicial(kN), % P. Finales, Δ F_finales. (kN), Pret.Final(kN), A_pret.(mm²), and Y_cdg.pret. (m). It details prestressing forces at various points along the beam.

Table with 7 columns: X (m), A_losa (m²), I_losa (m⁴), Y_cdg_losa (m), A_vstl (m²), Y_cdg_vstl (m), and I_vstl (m⁴). It lists properties for each section including the compression slab and the beam.

Table with 10 columns: X (m), A_bruta (m²), I_bruta (m⁴), Y_cdg_bruta (m), A_neta (m²), Y_cdg_neta (m), I_neta (m⁴), A_hom. (m²), Y_cdg_hom. (m), and I_hom. (m⁴). It provides the gross and net properties of the isolated beam sections.

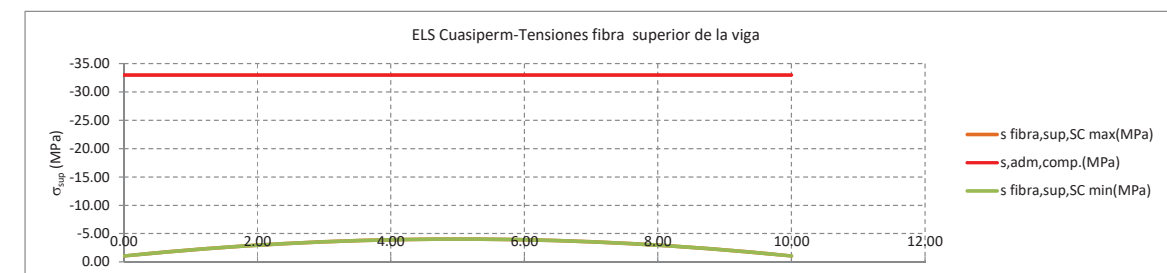
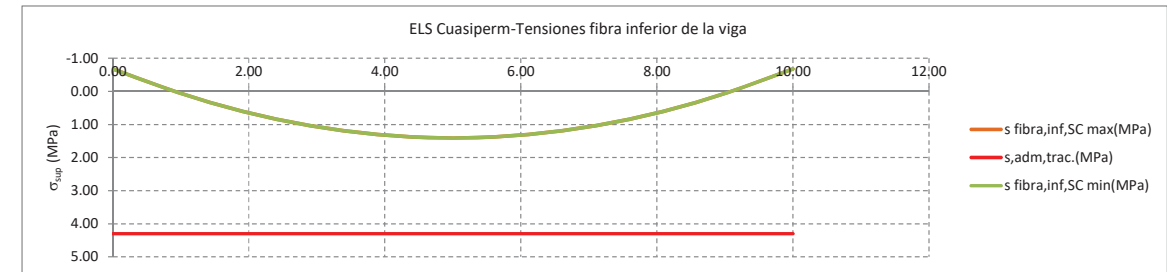
Cálculo de Tensiones -Comprobación de la viga en vacío.

x (m)	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{adm,comp-3)(4)$	$\sigma_{adm,viga-4)(3)$
0.00	0.00	0.00	-1.18	-0.89	-27.5	3.8
0.36	0.00	0.00	-1.33	-0.80	-27.5	3.8
0.71	0.00	0.00	-1.47	-0.71	-27.5	3.8
1.07	0.00	0.00	-1.61	-0.63	-27.5	3.8
1.43	0.00	0.00	-1.73	-0.56	-27.5	3.8
1.79	0.00	0.00	-1.83	-0.50	-27.5	3.8
2.14	0.00	0.00	-1.93	-0.44	-27.5	3.8
2.50	0.00	0.00	-2.02	-0.39	-27.5	3.8
2.86	0.00	0.00	-2.09	-0.34	-27.5	3.8
3.21	0.00	0.00	-2.16	-0.30	-27.5	3.8
3.57	0.00	0.00	-2.21	-0.27	-27.5	3.8
3.93	0.00	0.00	-2.25	-0.25	-27.5	3.8
4.29	0.00	0.00	-2.28	-0.23	-27.5	3.8
4.64	0.00	0.00	-2.29	-0.22	-27.5	3.8
5.00	0.00	0.00	-2.30	-0.22	-27.5	3.8
5.36	0.00	0.00	-2.29	-0.22	-27.5	3.8
5.71	0.00	0.00	-2.28	-0.23	-27.5	3.8
6.07	0.00	0.00	-2.25	-0.25	-27.5	3.8
6.43	0.00	0.00	-2.21	-0.27	-27.5	3.8
6.79	0.00	0.00	-2.16	-0.30	-27.5	3.8
7.14	0.00	0.00	-2.09	-0.34	-27.5	3.8
7.50	0.00	0.00	-2.02	-0.39	-27.5	3.8
7.86	0.00	0.00	-1.93	-0.44	-27.5	3.8
8.21	0.00	0.00	-1.83	-0.50	-27.5	3.8
8.57	0.00	0.00	-1.73	-0.56	-27.5	3.8
8.93	0.00	0.00	-1.61	-0.63	-27.5	3.8
9.29	0.00	0.00	-1.47	-0.71	-27.5	3.8
9.64	0.00	0.00	-1.33	-0.80	-27.5	3.8
10.00	0.00	0.00	-1.18	-0.89	-27.5	3.8



Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS Cuasipermanentes

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp-3)(4)$	$\sigma_{adm,viga-4)(3)$
	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	0.00	0.02	-1.05	-0.68	0.00	0.02	-1.05	-0.68	-33.0	4.3
0.36	-0.02	0.01	-1.45	-0.40	-0.02	0.01	-1.45	-0.40	-33.0	4.3
0.71	-0.04	-0.01	-1.83	-0.14	-0.04	-0.01	-1.83	-0.14	-33.0	4.3
1.07	-0.06	-0.02	-2.19	0.11	-0.06	-0.02	-2.19	0.11	-33.0	4.3
1.43	-0.08	-0.03	-2.51	0.33	-0.08	-0.03	-2.51	0.33	-33.0	4.3
1.79	-0.10	-0.04	-2.79	0.54	-0.10	-0.04	-2.79	0.54	-33.0	4.3
2.14	-0.12	-0.05	-3.06	0.72	-0.12	-0.05	-3.06	0.72	-33.0	4.3
2.50	-0.13	-0.06	-3.29	0.88	-0.13	-0.06	-3.29	0.88	-33.0	4.3
2.86	-0.14	-0.06	-3.49	1.02	-0.14	-0.06	-3.49	1.02	-33.0	4.3
3.21	-0.15	-0.07	-3.65	1.13	-0.15	-0.07	-3.65	1.13	-33.0	4.3
3.57	-0.16	-0.07	-3.79	1.23	-0.16	-0.07	-3.79	1.23	-33.0	4.3
3.93	-0.17	-0.08	-3.90	1.31	-0.17	-0.08	-3.90	1.31	-33.0	4.3
4.29	-0.17	-0.08	-3.97	1.36	-0.17	-0.08	-3.97	1.36	-33.0	4.3
4.64	-0.18	-0.08	-4.02	1.39	-0.18	-0.08	-4.02	1.39	-33.0	4.3
5.00	-0.18	-0.08	-4.04	1.41	-0.18	-0.08	-4.04	1.41	-33.0	4.3
5.36	-0.18	-0.08	-4.02	1.39	-0.18	-0.08	-4.02	1.39	-33.0	4.3
5.71	-0.17	-0.08	-3.97	1.36	-0.17	-0.08	-3.97	1.36	-33.0	4.3
6.07	-0.17	-0.08	-3.90	1.31	-0.17	-0.08	-3.90	1.31	-33.0	4.3
6.43	-0.16	-0.07	-3.79	1.23	-0.16	-0.07	-3.79	1.23	-33.0	4.3
6.79	-0.15	-0.07	-3.65	1.13	-0.15	-0.07	-3.65	1.13	-33.0	4.3
7.14	-0.14	-0.06	-3.49	1.02	-0.14	-0.06	-3.49	1.02	-33.0	4.3
7.50	-0.13	-0.06	-3.29	0.88	-0.13	-0.06	-3.29	0.88	-33.0	4.3
7.86	-0.12	-0.05	-3.06	0.72	-0.12	-0.05	-3.06	0.72	-33.0	4.3
8.21	-0.10	-0.04	-2.79	0.54	-0.10	-0.04	-2.79	0.54	-33.0	4.3
8.57	-0.08	-0.03	-2.51	0.33	-0.08	-0.03	-2.51	0.33	-33.0	4.3
8.93	-0.06	-0.02	-2.19	0.11	-0.06	-0.02	-2.19	0.11	-33.0	4.3
9.29	-0.04	-0.01	-1.83	-0.14	-0.04	-0.01	-1.83	-0.14	-33.0	4.3
9.64	-0.02	0.01	-1.45	-0.40	-0.02	0.01	-1.45	-0.40	-33.0	4.3
10.00	0.00	0.02	-1.05	-0.68	0.00	0.02	-1.05	-0.68	-33.0	4.3

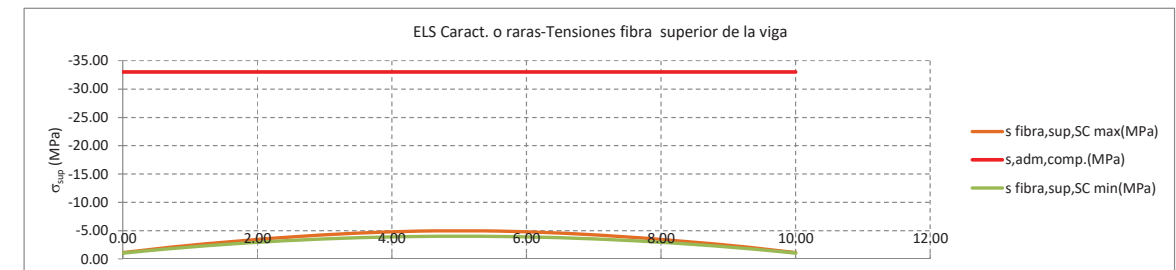
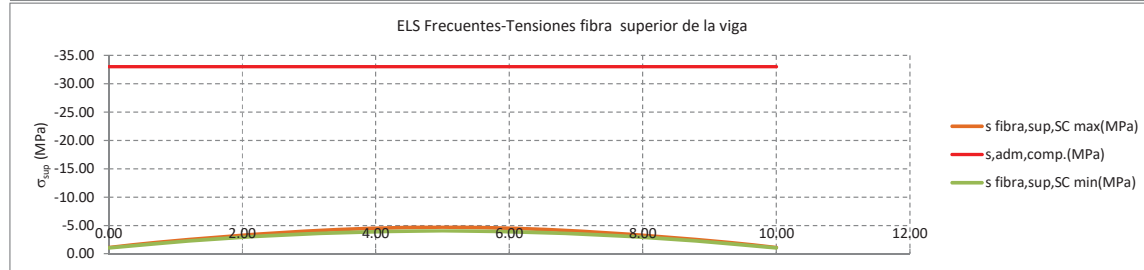
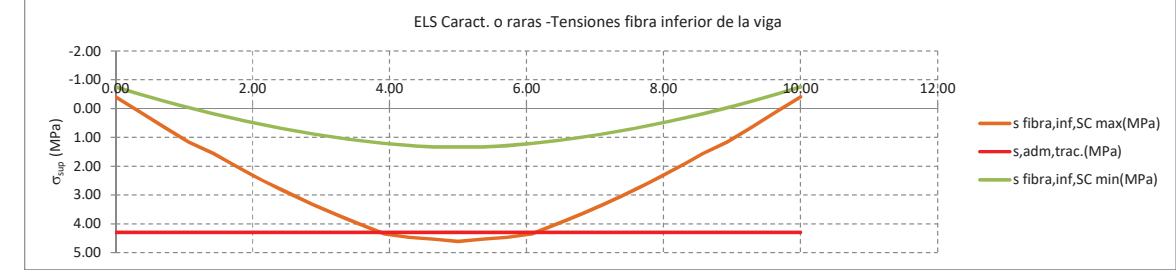
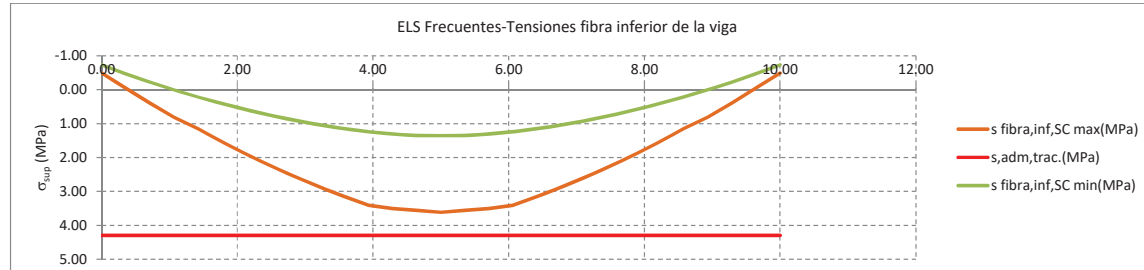


Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS frecuentes

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp}(+/-)$	$\sigma_{adm,viga}(+/-)$
	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	-0.09	-0.04	-1.10	-0.49	0.03	0.03	-1.03	-0.73	-33.0	4.3
0.36	-0.20	-0.09	-1.55	-0.05	0.01	0.03	-1.43	-0.46	-33.0	4.3
0.71	-0.31	-0.16	-1.98	0.40	0.00	0.02	-1.81	-0.22	-33.0	4.3
1.07	-0.42	-0.22	-2.39	0.82	-0.01	0.01	-2.16	0.01	-33.0	4.3
1.43	-0.50	-0.26	-2.74	1.16	-0.03	0.00	-2.48	0.23	-33.0	4.3
1.79	-0.61	-0.33	-3.08	1.54	-0.04	-0.01	-2.76	0.42	-33.0	4.3
2.14	-0.72	-0.39	-3.40	1.92	-0.06	-0.01	-3.02	0.60	-33.0	4.3
2.50	-0.82	-0.45	-3.68	2.25	-0.07	-0.02	-3.26	0.76	-33.0	4.3
2.86	-0.92	-0.51	-3.93	2.58	-0.09	-0.03	-3.45	0.91	-33.0	4.3
3.21	-1.02	-0.57	-4.15	2.87	-0.11	-0.04	-3.62	1.04	-33.0	4.3
3.57	-1.12	-0.62	-4.34	3.15	-0.12	-0.05	-3.77	1.15	-33.0	4.3
3.93	-1.22	-0.68	-4.50	3.41	-0.14	-0.06	-3.88	1.24	-33.0	4.3
4.29	-1.25	-0.69	-4.59	3.51	-0.15	-0.07	-3.96	1.31	-33.0	4.3
4.64	-1.26	-0.70	-4.64	3.56	-0.16	-0.07	-4.01	1.35	-33.0	4.3
5.00	-1.28	-0.72	-4.67	3.62	-0.15	-0.07	-4.03	1.36	-33.0	4.3
5.36	-1.26	-0.70	-4.64	3.56	-0.16	-0.07	-4.01	1.35	-33.0	4.3
5.71	-1.25	-0.69	-4.59	3.51	-0.15	-0.07	-3.96	1.31	-33.0	4.3
6.07	-1.22	-0.68	-4.50	3.41	-0.14	-0.06	-3.88	1.24	-33.0	4.3
6.43	-1.12	-0.62	-4.34	3.15	-0.12	-0.05	-3.77	1.15	-33.0	4.3
6.79	-1.02	-0.57	-4.15	2.87	-0.11	-0.04	-3.62	1.04	-33.0	4.3
7.14	-0.92	-0.51	-3.93	2.58	-0.09	-0.03	-3.45	0.91	-33.0	4.3
7.50	-0.82	-0.45	-3.68	2.25	-0.07	-0.02	-3.26	0.76	-33.0	4.3
7.86	-0.72	-0.39	-3.40	1.92	-0.06	-0.01	-3.02	0.60	-33.0	4.3
8.21	-0.61	-0.33	-3.08	1.54	-0.04	-0.01	-2.76	0.42	-33.0	4.3
8.57	-0.50	-0.26	-2.74	1.16	-0.03	0.00	-2.48	0.23	-33.0	4.3
8.93	-0.42	-0.22	-2.39	0.82	-0.01	0.01	-2.16	0.01	-33.0	4.3
9.29	-0.31	-0.16	-1.98	0.40	0.00	0.02	-1.81	-0.22	-33.0	4.3
9.64	-0.20	-0.09	-1.55	-0.05	0.01	0.03	-1.43	-0.46	-33.0	4.3
10.00	-0.09	-0.04	-1.10	-0.49	0.03	0.03	-1.03	-0.73	-33.0	4.3

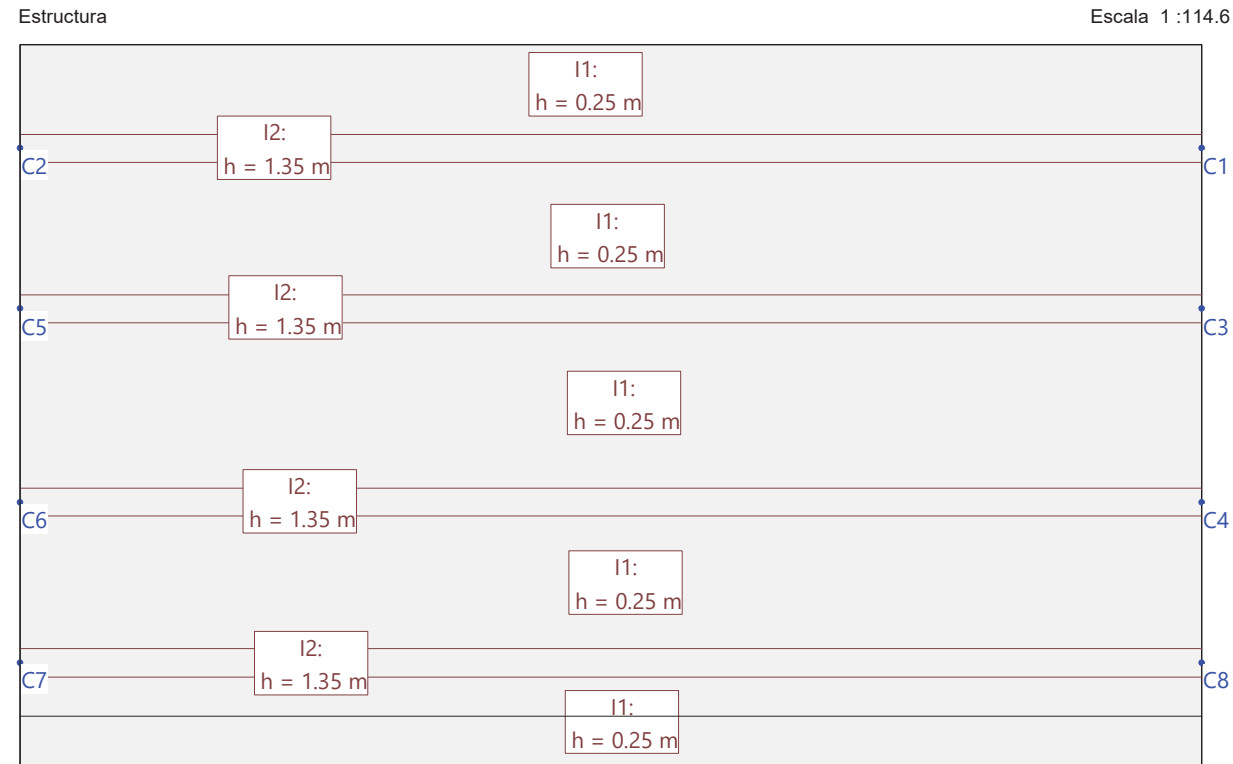
Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS características o raras

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp}(+/-)$	$\sigma_{adm,viga}(+/-)$
	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	-0.14	-0.07	-1.12	-0.40	0.04	0.04	-1.02	-0.75	-33.0	4.3
0.36	-0.28	-0.16	-1.60	0.12	0.02	0.03	-1.43	-0.49	-33.0	4.3
0.71	-0.44	-0.27	-2.06	0.65	0.01	0.03	-1.80	-0.25	-33.0	4.3
1.07	-0.59	-0.37	-2.49	1.17	0.00	0.02	-2.15	-0.02	-33.0	4.3
1.43	-0.70	-0.44	-2.86	1.57	-0.01	0.01	-2.47	0.19	-33.0	4.3
1.79	-0.85	-0.54	-3.22	2.04	-0.02	0.01	-2.75	0.38	-33.0	4.3
2.14	-1.01	-0.64	-3.56	2.50	-0.04	0.00	-3.01	0.56	-33.0	4.3
2.50	-1.14	-0.73	-3.87	2.91	-0.05	-0.01	-3.25	0.73	-33.0	4.3
2.86	-1.29	-0.82	-4.14	3.31	-0.07	-0.02	-3.44	0.87	-33.0	4.3
3.21	-1.43	-0.90	-4.38	3.68	-0.09	-0.03	-3.62	1.00	-33.0	4.3
3.57	-1.56	-0.98	-4.59	4.03	-0.11	-0.04	-3.76	1.12	-33.0	4.3
3.93	-1.70	-1.07	-4.77	4.36	-0.12	-0.05	-3.88	1.22	-33.0	4.3
4.29	-1.73	-1.09	-4.86	4.48	-0.14	-0.06	-3.95	1.29	-33.0	4.3
4.64	-1.75	-1.10	-4.92	4.54	-0.15	-0.07	-4.01	1.34	-33.0	4.3
5.00	-1.78	-1.12	-4.96	4.61	-0.14	-0.06	-4.02	1.34	-33.0	4.3
5.36	-1.75	-1.10	-4.92	4.54	-0.15	-0.07	-4.01	1.34	-33.0	4.3
5.71	-1.73	-1.09	-4.86	4.48	-0.14	-0.06	-3.95	1.29	-33.0	4.3
6.07	-1.70	-1.07	-4.77	4.36	-0.12	-0.05	-3.88	1.22	-33.0	4.3
6.43	-1.56	-0.98	-4.59	4.03	-0.11	-0.04	-3.76	1.12	-33.0	4.3
6.79	-1.43	-0.90	-4.38	3.68	-0.09	-0.03	-3.62	1.00	-33.0	4.3
7.14	-1.29	-0.82	-4.14	3.31	-0.07	-0.02	-3.44	0.87	-33.0	4.3
7.50	-1.14	-0.73	-3.87	2.91	-0.05	-0.01	-3.25	0.73	-33.0	4.3
7.86	-1.01	-0.64	-3.56	2.50	-0.04	0.00	-3.01	0.56	-33.0	4.3
8.21	-0.85	-0.54	-3.22	2.04	-0.02	0.01	-2.75	0.38	-33.0	4.3
8.57	-0.70	-0.44	-2.86	1.57	-0.01	0.01	-2.47	0.19	-33.0	4.3
8.93	-0.59	-0.37	-2.49	1.17	0.00	0.02	-2.15	-0.02	-33.0	4.3
9.29	-0.44	-0.27	-2.06	0.65	0.01	0.03	-1.80	-0.25	-33.0	4.3
9.64	-0.28	-0.16	-1.60	0.12	0.02	0.03	-1.43	-0.49	-33.0	4.3
10.00	-0.14	-0.07	-1.12	-0.40	0.04	0.04	-1.02	-0.75	-33.0	4.3



APÉNDICE 1.2. COMPROBACION DE VIGAS ARTESA. CANTO 1,00 M

APÉNDICE 1.2.1. VIGA 1,00 M_VANO 19,00 M



DATOS de la ESTRUCTURA

MATERIALES Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	Tipo	Elemento	E [kN/mm ²]	v	ρ [t/m ³]	α [‰]	Clase	f [N/mm ²]	
CC	Hormigón	Columna	33.60	0.17	2.50	0.010	H300	-30.00	f _{ck}
R	Acero para armadu	(general)	205.00	0.30	8.00	0.012	AEH500	500.00	f _{yk}

ETIQUETAS DE ATRIBUTOS DE MATERIALES: Isótropo

Id	Geometría				Materiales	
	Espesor de la losa [m]	Alta de la cara superior [m]	f _E	Cuerpo	Armaduras	
I1	0.25	0	1.000	CC	R	
I2	1.35	0	1.000	CC	R	

ETIQUETAS DE MATERIAL: Recubrimiento de la armadura base

Id	Recubrimiento de la armadura				Armadura base			
	u _{XT} [cm]	u _{YT} [cm]	u _{XB} [cm]	u _{YB} [cm]	as _{XT} [cm ² /m]	as _{YT} [cm ² /m]	as _{XB} [cm ² /m]	as _{YB} [cm ² /m]
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-

Nr.:

ETIQUETAS DE MATERIAL: Entradas adicionales de armadura

Id	Tipo	Diámetro de barras				As predefinido				Separación de barras			
		Ø _{XT} [mm]	Ø _{YT} [mm]	Ø _{XB} [mm]	Ø _{YB} [mm]	As _{XT} [cm ² /m]	As _{YT} [cm ² /m]	As _{XB} [cm ² /m]	As _{YB} [cm ² /m]	s _{XT} [cm]	s _{YT} [cm]	s _{XB} [cm]	s _{YB} [cm]
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0

PILARES - Estructura

Id	Tipo	Sección	Geometría		Posición		
			dx [m]	dy [m]	X [m]	Y [m]	wx [°]
C1	Pilar	QS	0.05	0.05	19.00	9.94	0
C2	Pilar	QS	0.05	0.05	-0.00	9.94	0
C3	Pilar	QS	0.05	0.05	19.00	7.36	0
C4	Pilar	QS	0.05	0.05	19.00	4.25	0
C5	Pilar	QS	0.05	0.05	-0.00	7.36	0
C6	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	4.25	0
C7	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	1.66	0
C8	Pilar	QS	0.05	0.05	19.00	1.66	0

PILARES - Estructura 3D

Id	Altura [m]	Geometría Esviación x [m]	Esviación y [m]	Transferencia de cargas con PP	
				masa adicional [t/m]	
C1	3.00			Si	0
C2	3.00			Si	0
C3	3.00			Si	0
C4	3.00			Si	0
C5	3.00			Si	0
C6	3.00			Si	0
C7	3.00			Si	0
C8	3.00			Si	0

PILARES - Modelo EF

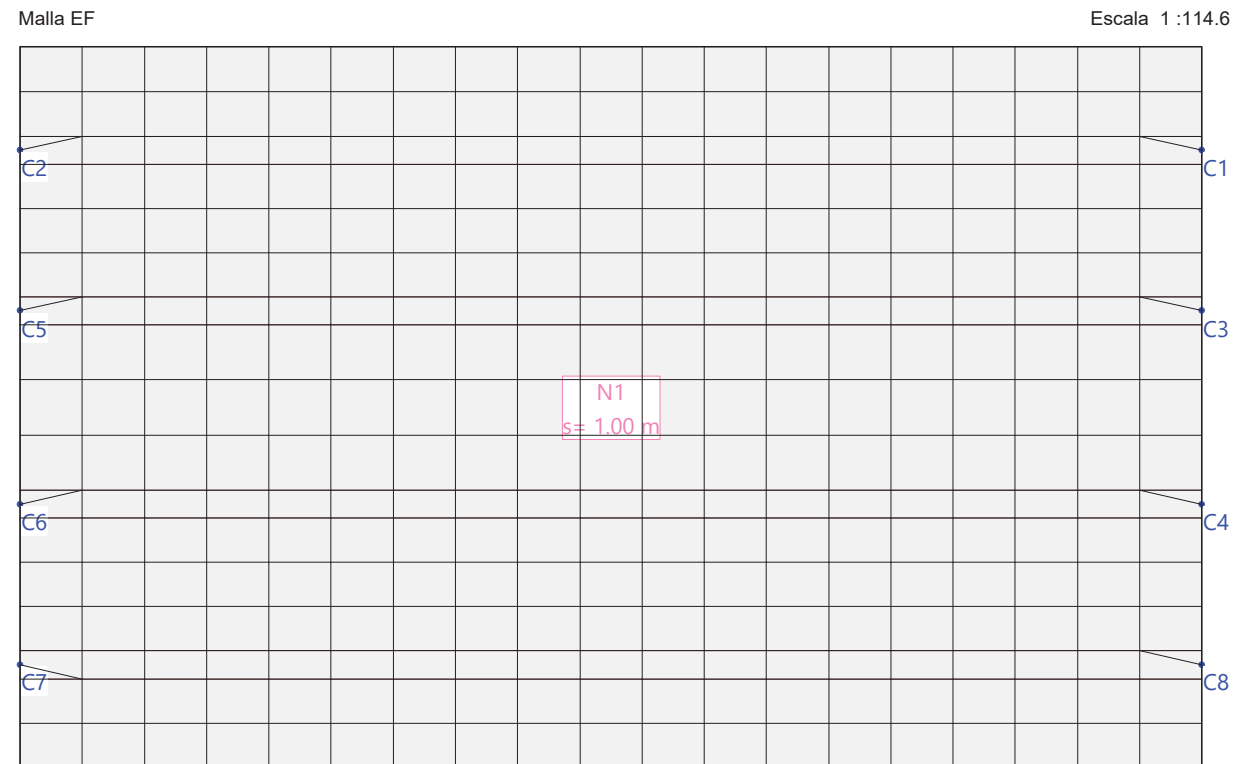
Id	Tipo Descripción	NO lin.	Sdz [kN/m]	Apoyos		Zona de apoyo			
				Srx [kNm]	Sry [kNm]	du [m]	dv [m]	wu [°]	wv [°]
C1	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C2	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C3	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C4	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C5	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C6	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C7	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-
C8	Punto	No	§ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-

§ : Cálculo automático de rigidez de pilar

PILARES: Secciones transversales

Id	Tipo	Materiales	Parámetro [m]	
				Perfil laminado
QS	Circulo	CC,R	D=0.05	

Nr.:



Cargas (1)

act.	Identificación	Descripción	Tipo	Categoría	Acción	
					Subcategoría	
Sí	CMb	Carga muerta. Barr	Hipótesis de carga	Cargas Muertas		
Sí	CMp	Carga muerta. Pavi	Hipótesis de carga	Cargas Muertas		
Sí	PP	Peso propio	Hipótesis de carga	Peso propio		
Sí	SCP1	Sobrecarga Puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP2	Sobrecarga Puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP3	Sobrecarga puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP1%1	SCP1 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP1%2	SCP1 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP1%3	SCP1 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP2%1	SCP2 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP2%2	SCP2 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP2%3	SCP2 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP3%1	SCP3 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP3%2	SCP3 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCP3%3	SCP3 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
Sí	SCU1	Sobrecarga uniform	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		
Sí	SCU2	Sobrecarga uniform	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		
Sí	SCU3	Sobrecarga uniform	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		
Sí	!Exp-G	permanente	Combinación de export	Peso propio		
Sí	!Exp-Q	variable	Combinación de export	Definida por el usua	general	

act. : activo

Cargas (2)

act.	Identificación	AutoGW		AutoExport		
		On	excl.	On	Fact.	NL
Sí	CMb	Sí	No	No	1.000	No
Sí	CMp	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	PP	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	SCP1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP1%3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP2%3	Sí	Sí	No	1.000	No

Nr.:

act.	Identificación	AutoGW		AutoExport		
		On	excl.	On	Fact.	NL
Sí	SCP3%1	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3%2	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCP3%3	Sí	Sí	No	1.000	No
Sí	SCU1	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	SCU2	Sí	No	No	1.000	No
Sí	SCU3	Sí	No	Sí	1.000	No
Sí	!Exp-G	No	No	No	1.000	No
Sí	!Exp-Q	No	No	No	1.000	No

AutoGW : Crear envolventes autom.
AutoExport : Exportar autom.
act. : activo
excl. : Superposición exclusiva
NL : Resolución no lineal

Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA CMB : Carga muerta. Barreras

Carga lineal

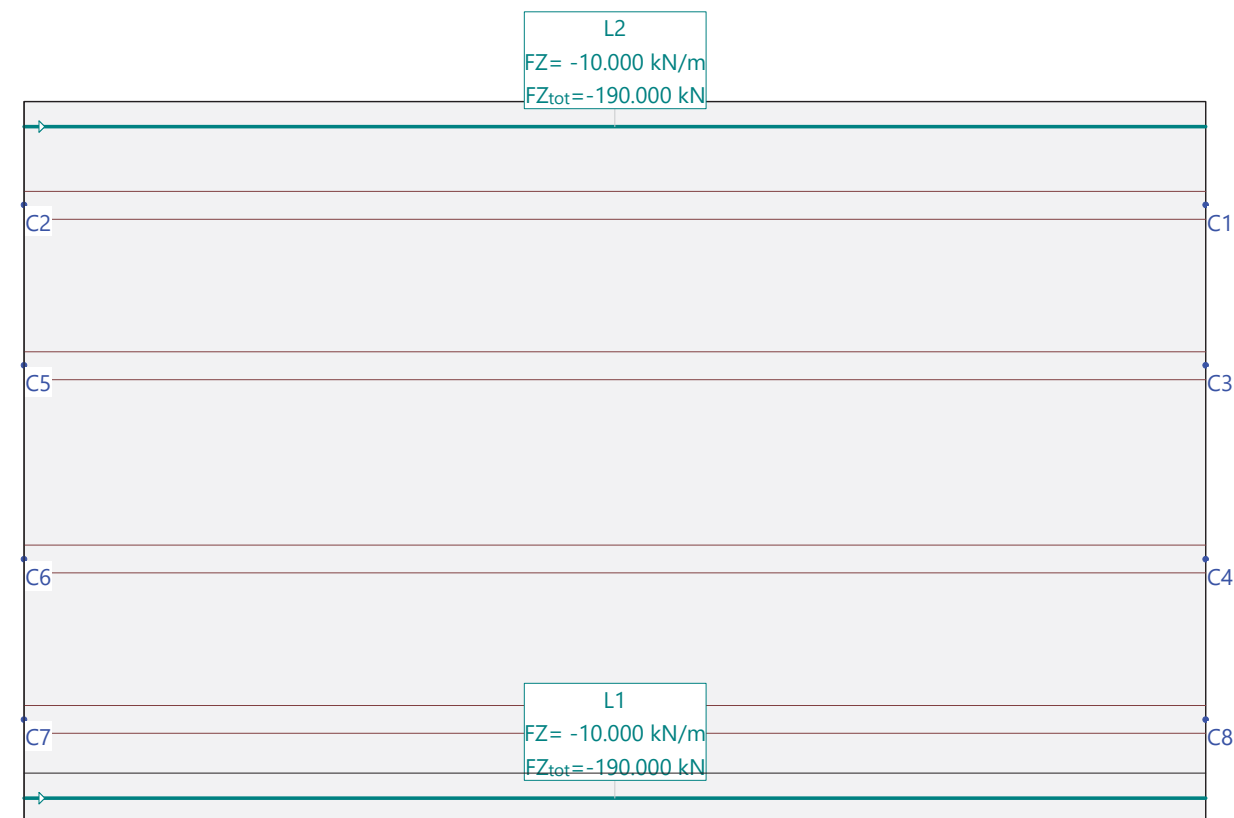
ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Longitud [m]	Carga		Subtotal Carga Z [kN]
					MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	
L1	-0.00	0.40		19.00	0	-10.000	-190.000
	19.00	0.40					
L2	-0.00	11.20		19.00	0	-10.000	-190.000
	19.00	11.20					

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-380.000

Hipótesis de carga CMB: Carga muerta. Barreras

Escala 1 :114.6



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA CMp : Carga muerta. Pavimento

Carga repartida (Rectángulo)

ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m²]	Carga Valor [kN/m²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	-0.00	0.80	19.00	10.80	190.00	-2.300	-437.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-437.000

Hipótesis de carga CMp: Carga muerta. Pavimento

Escala 1 :114.6



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA PP : Peso propio

Carga repartida (Toda la estructura)

ID	Volumen [m³]	Geometría Espesor [cm]	Area [m²]	Carga Valor [kN/m²]	Subtotal Carga Z [kN]
F1	92.72	var.	220.40	-6.250	-1377.500

Carga lineal

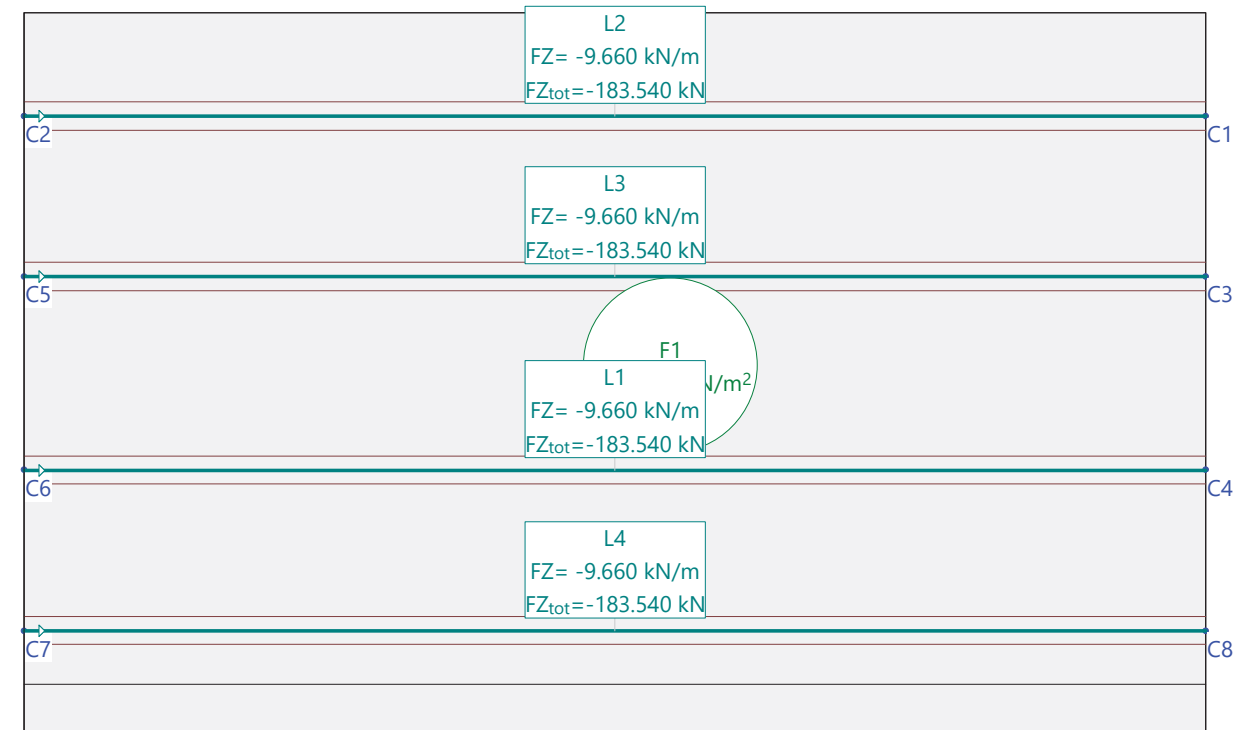
ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Longitud [m]	Carga		Subtotal Carga Z [kN]
					MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	
L1	-0.00	4.23		19.00	0	-9.660	-183.540
L2	19.00	4.23		19.00	0	-9.660	
L3	-0.00	9.93		19.00	0	-9.660	-183.540
L4	19.00	9.93		19.00	0	-9.660	
L5	-0.00	7.35		19.00	0	-9.660	-183.540
L6	19.00	7.35		19.00	0	-9.660	
L7	-0.00	1.65		19.00	0	-9.660	-183.540
L8	19.00	1.65		19.00	0	-9.660	

Suma Z

Total Carga [kN]	
Total	-2111.660

Hipótesis de carga PP: Peso propio

Escala 1 :114.6



Nr.:

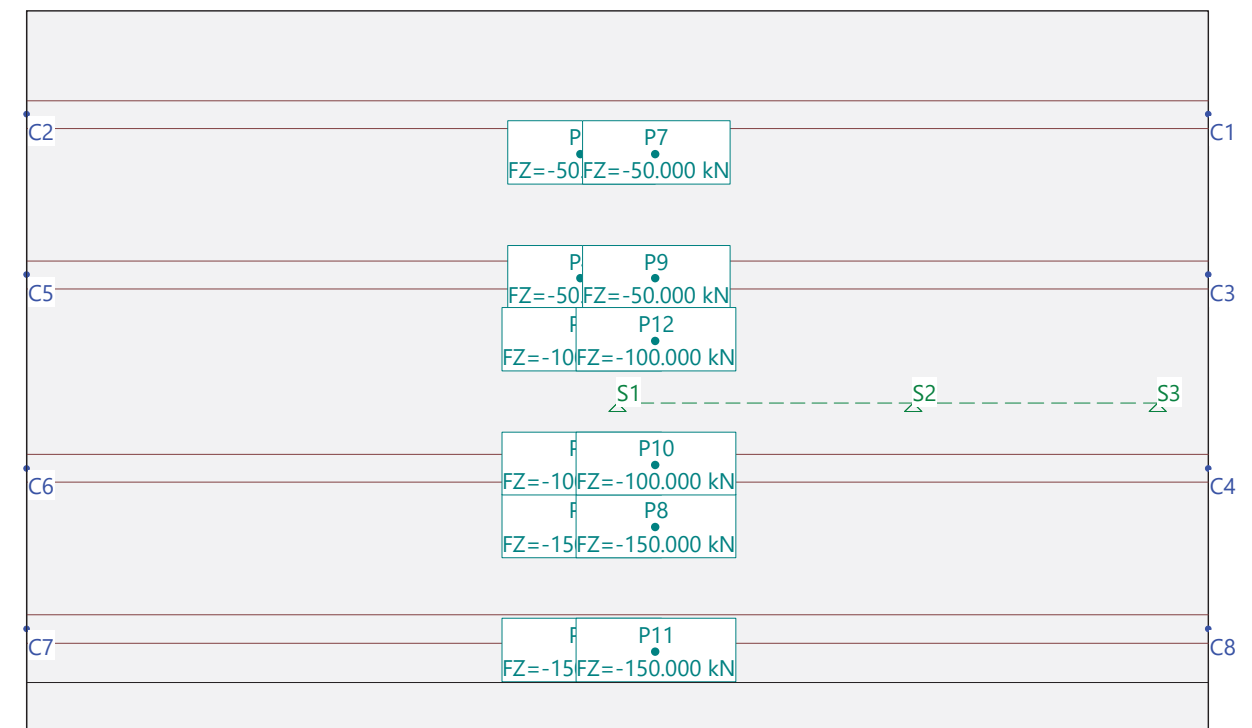
GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP1 : Sobrecarga Puntual. Posición 1

Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	8.90	3.30		0	0	
P2	8.90	6.30		0	0	
P3	8.90	1.30		0	0	
P4	8.90	7.30		0	0	
P5	8.90	9.30		0	0	
P6	8.90	4.30		0	0	
P7	10.10	9.30		0	0	
P8	10.10	3.30		0	0	
P9	10.10	7.30		0	0	
P10	10.10	4.30		0	0	
P11	10.10	1.30		0	0	
P12	10.10	6.30		0	0	

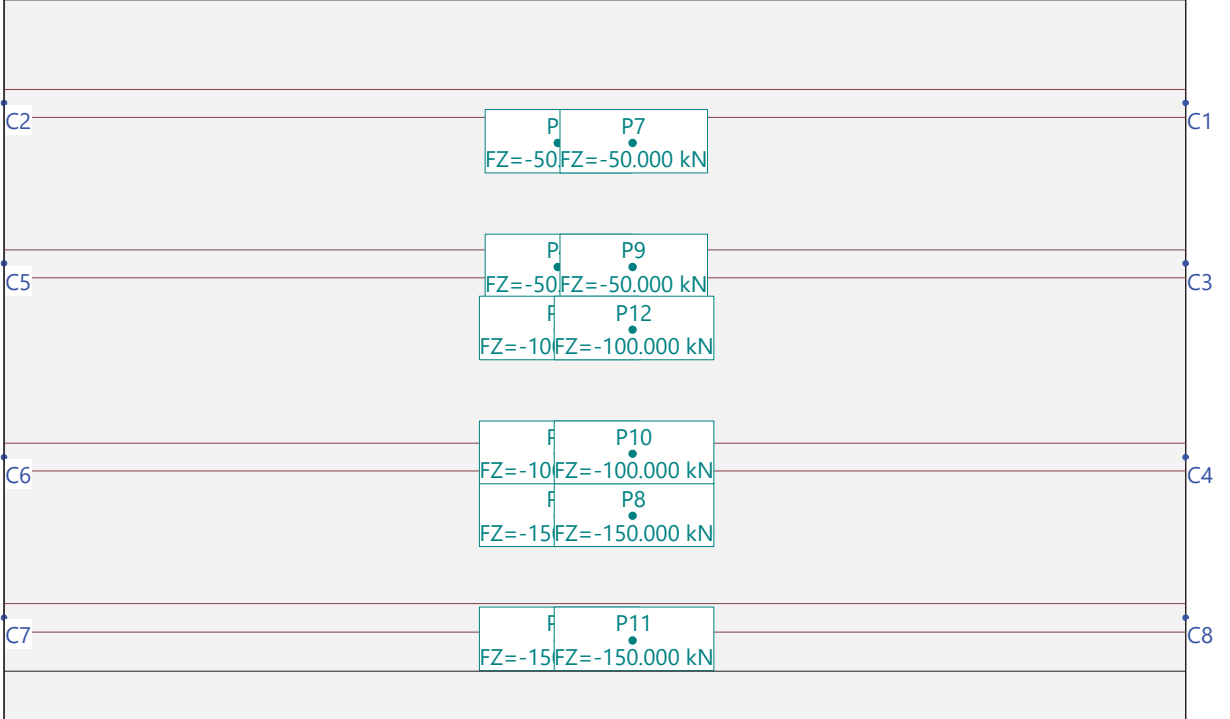
Gen.-móvil SCP1: Sobrecarga Puntual. Posición 1

Escala 1 :114.6

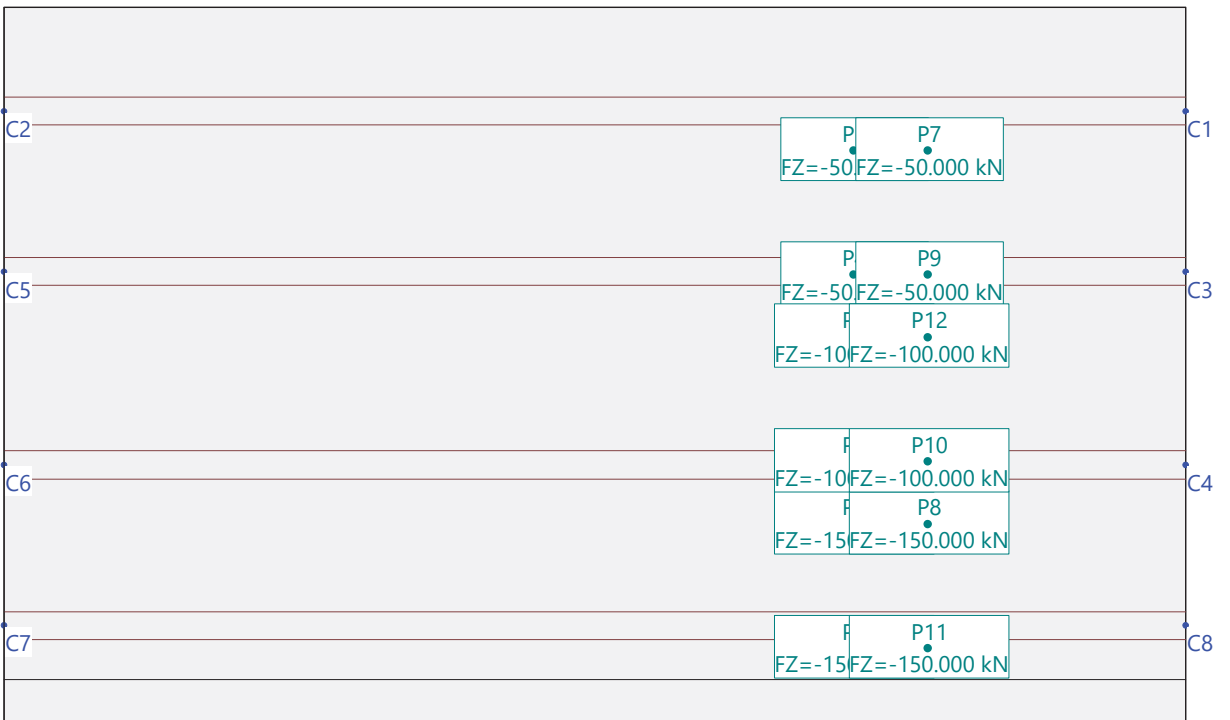


Nr.:

Hipótesis de carga SCP1%1: SCP1 - Posición 1 Escala 1 :114.6

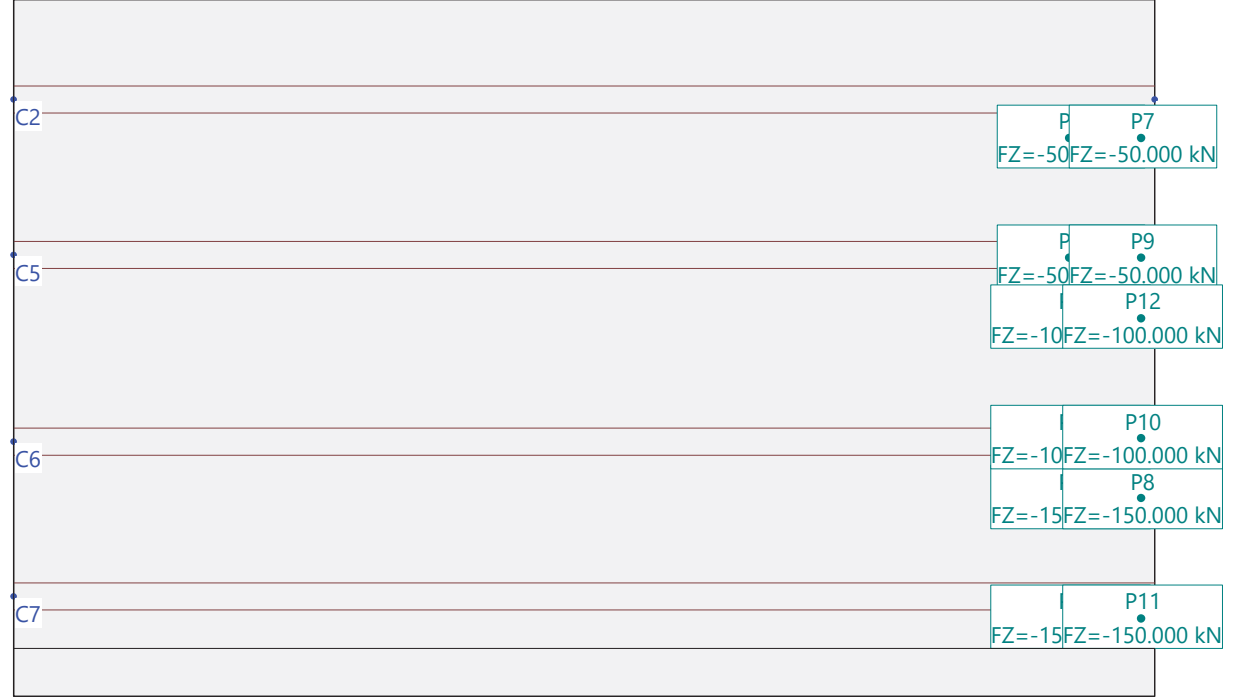


Hipótesis de carga SCP1%2: SCP1 - Posición 2 Escala 1 :114.6



Nr.:

Hipótesis de carga SCP1%3: SCP1 - Posición 3 Escala 1 :118.7



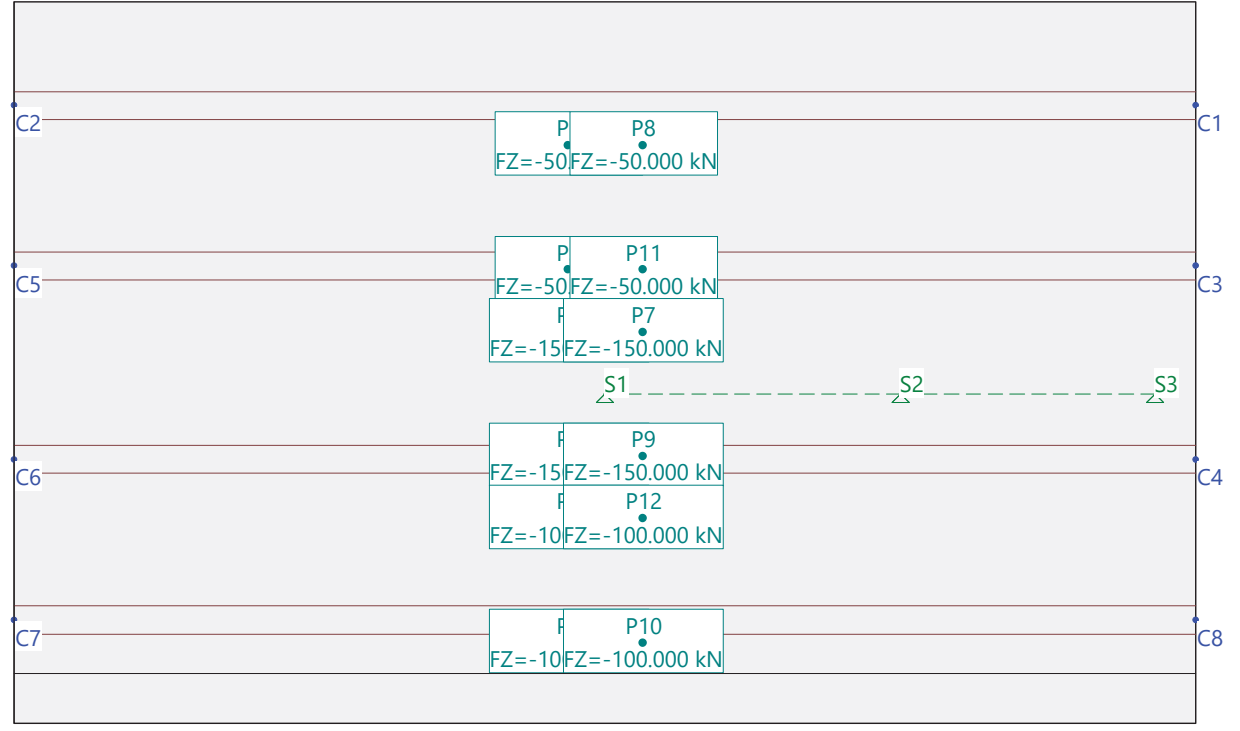
Nr.:

GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP2 : Sobrecarga Puntual. Posición 2

Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	8.90	9.30		0	0	
P2	8.90	3.30		0	0	
P3	8.90	7.30		0	0	
P4	8.90	4.30		0	0	
P5	8.90	6.30		0	0	
P6	8.90	1.30		0	0	
P7	10.10	6.30		0	0	
P8	10.10	9.30		0	0	
P9	10.10	4.30		0	0	
P10	10.10	1.30		0	0	
P11	10.10	7.30		0	0	
P12	10.10	3.30		0	0	

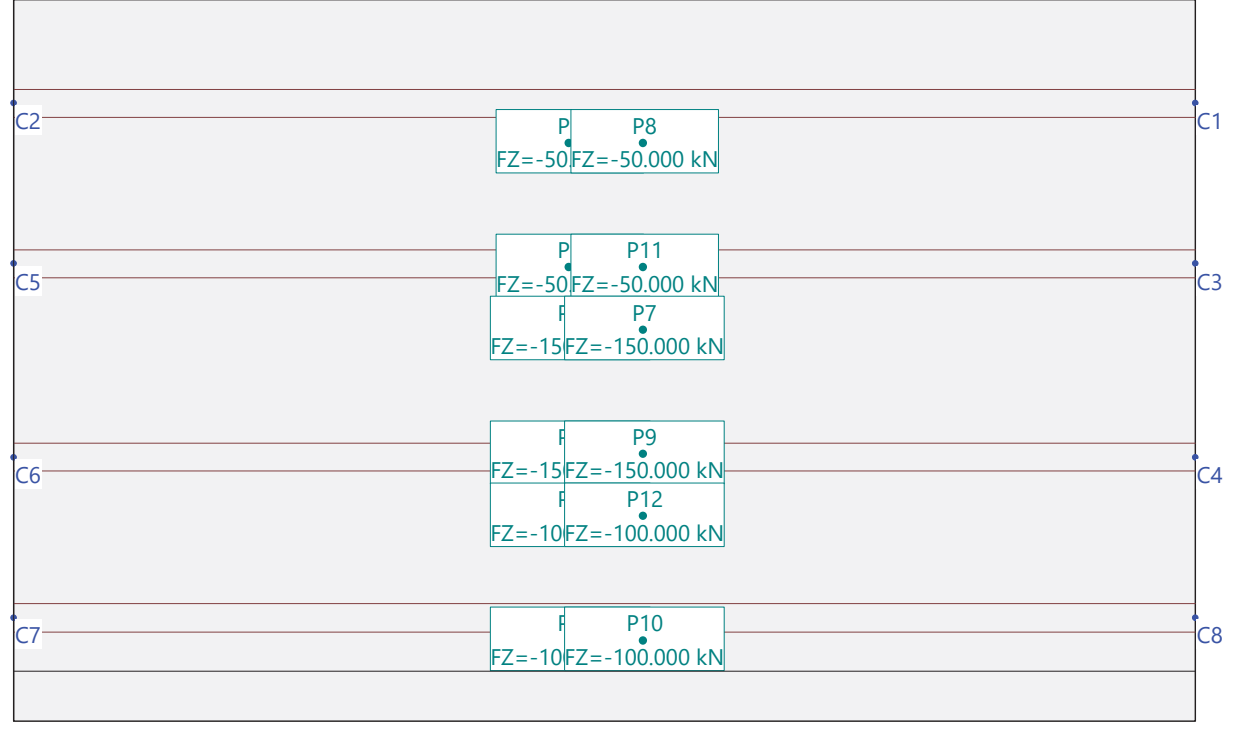
Gen.-móvil SCP2: Sobrecarga Puntual. Posición 2 Escala 1 :114.6



Nr.:

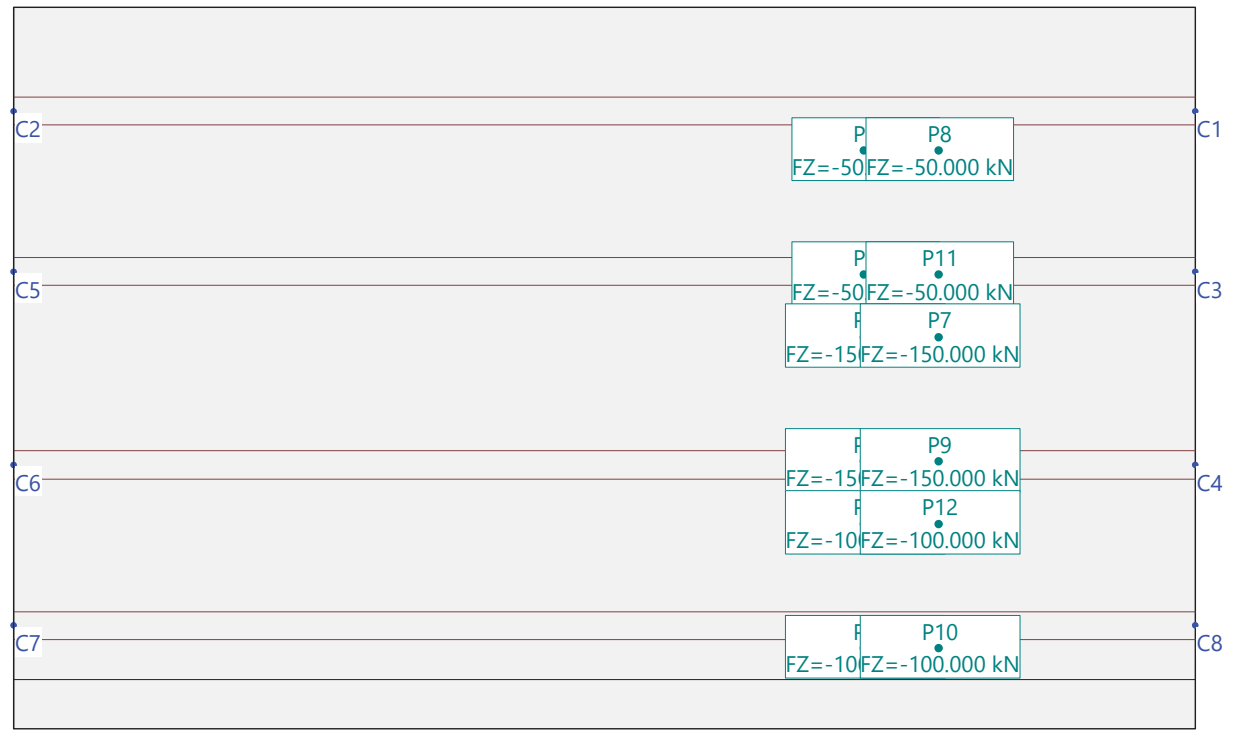
Hipótesis de carga SCP2%1: SCP2 - Posición 1

Escala 1 :114.6



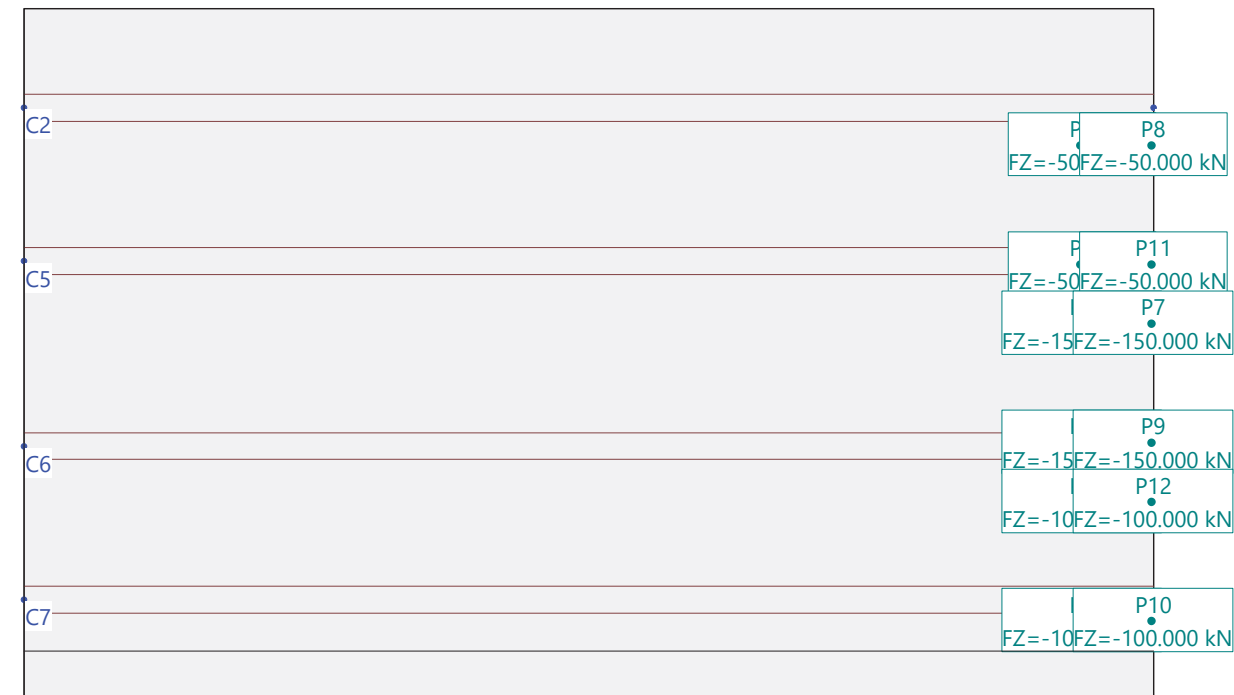
Hipótesis de carga SCP2%2: SCP2 - Posición 2

Escala 1 :114.6



Nr.:

Hipótesis de carga SCP2%3: SCP2 - Posición 3 Escala 1 :119.9



Nr.:

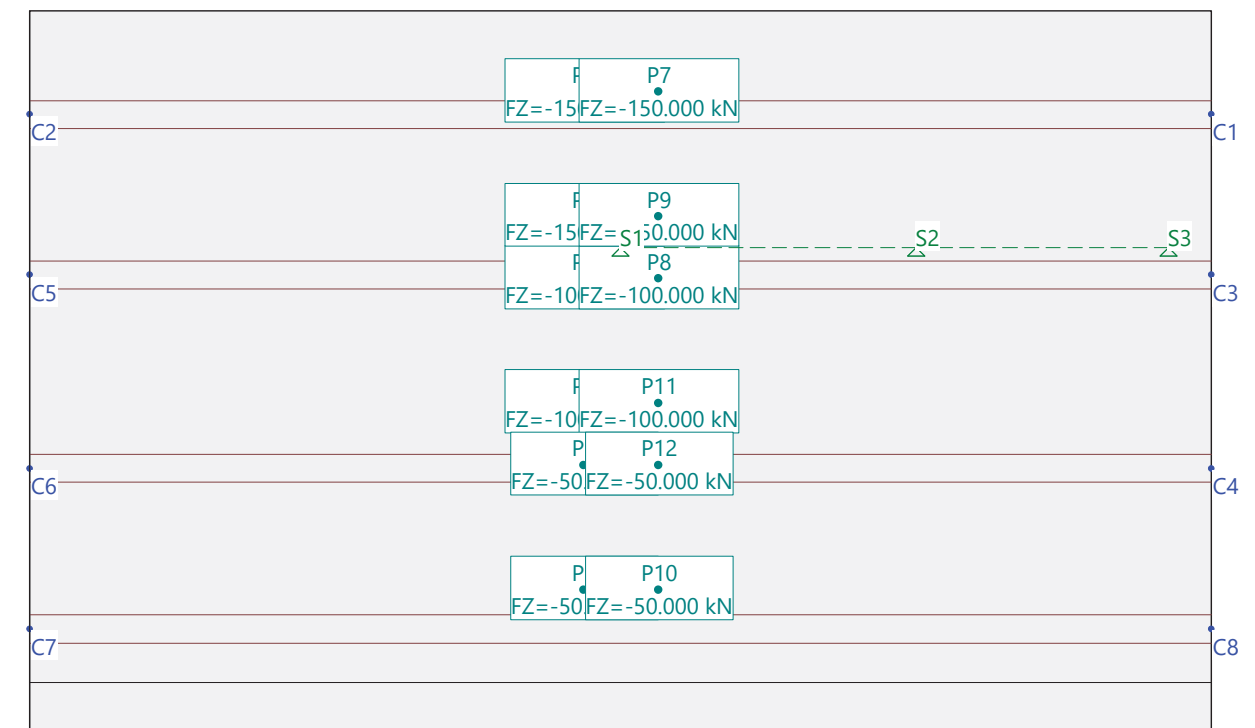
GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP3 : Sobrecarga puntual. Posición 3

Carga puntual

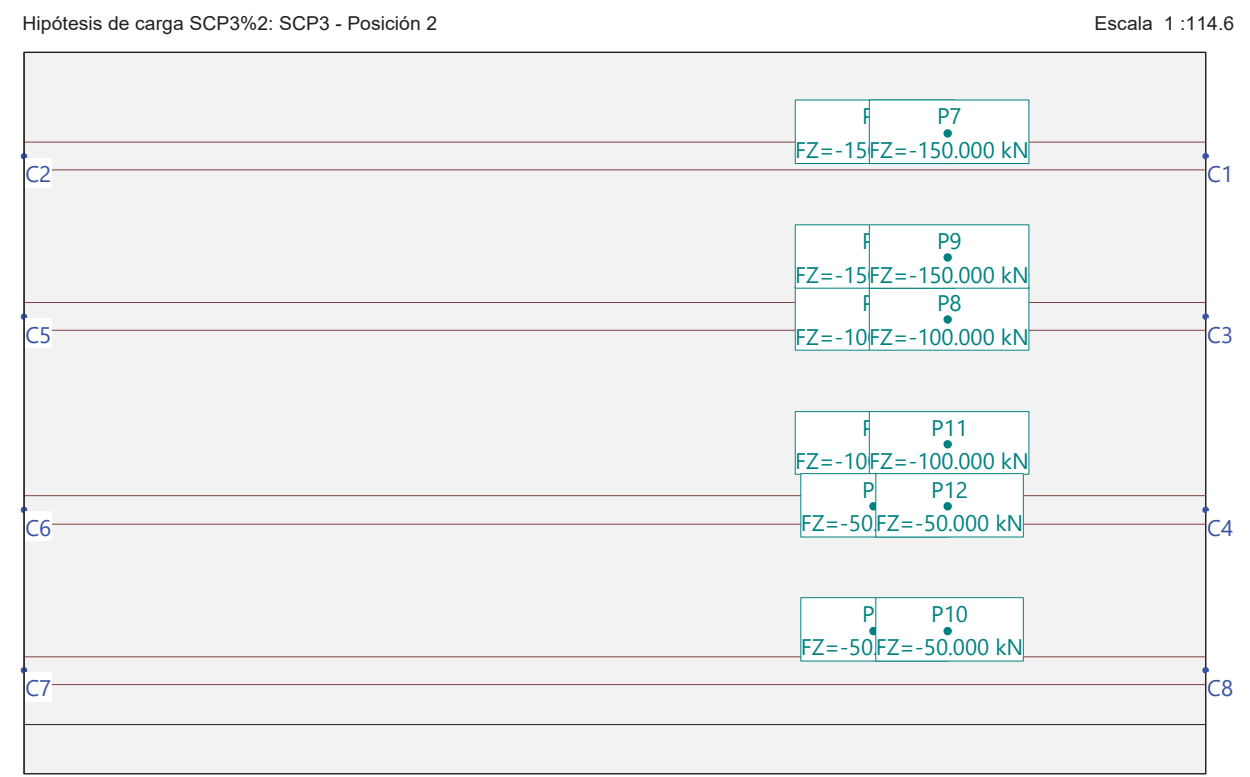
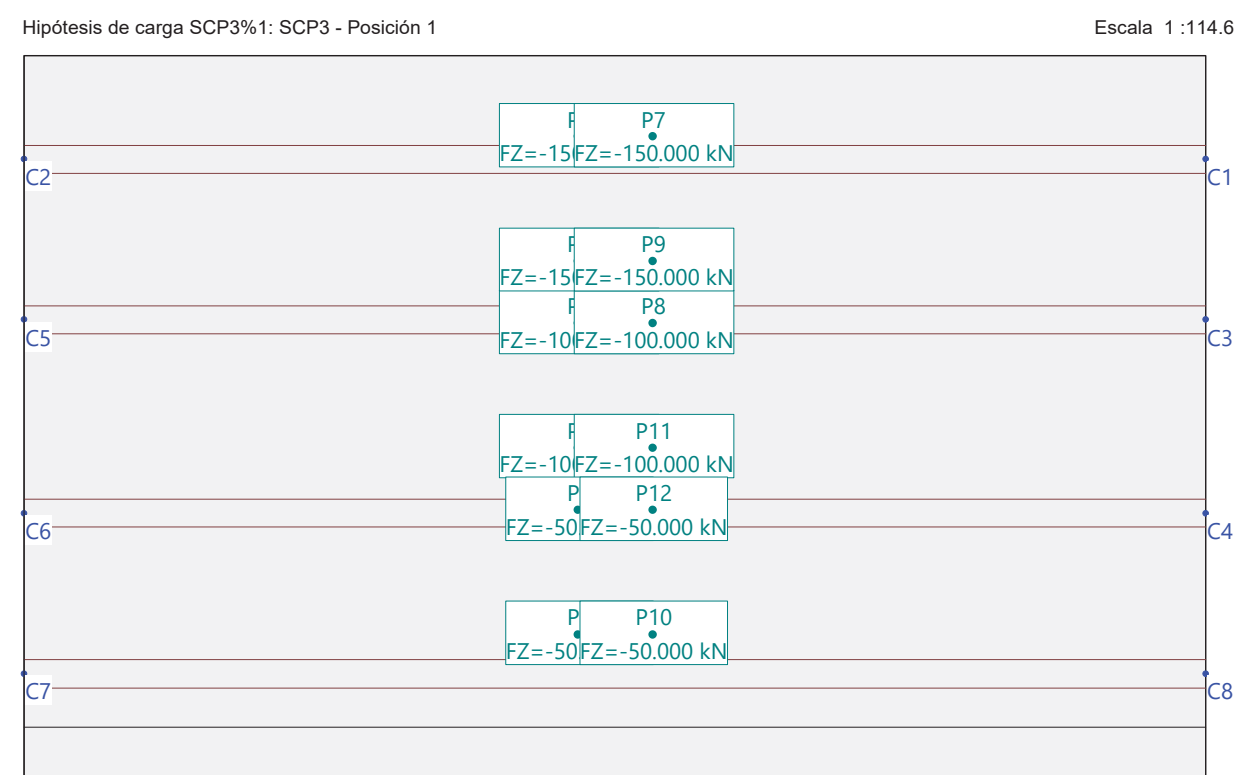
ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento		Subtotal Carga Z [kN]
				MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	8.90	7.30		0	0	
P2	8.90	4.30		0	0	
P3	8.90	5.30		0	0	
P4	8.90	8.30		0	0	
P5	8.90	10.30		0	0	
P6	8.90	2.30		0	0	
P7	10.10	10.30		0	0	
P8	10.10	7.30		0	0	
P9	10.10	8.30		0	0	
P10	10.10	2.30		0	0	
P11	10.10	5.30		0	0	
P12	10.10	4.30		0	0	

Gen.-móvil SCP3: Sobrecarga puntual. Posición 3

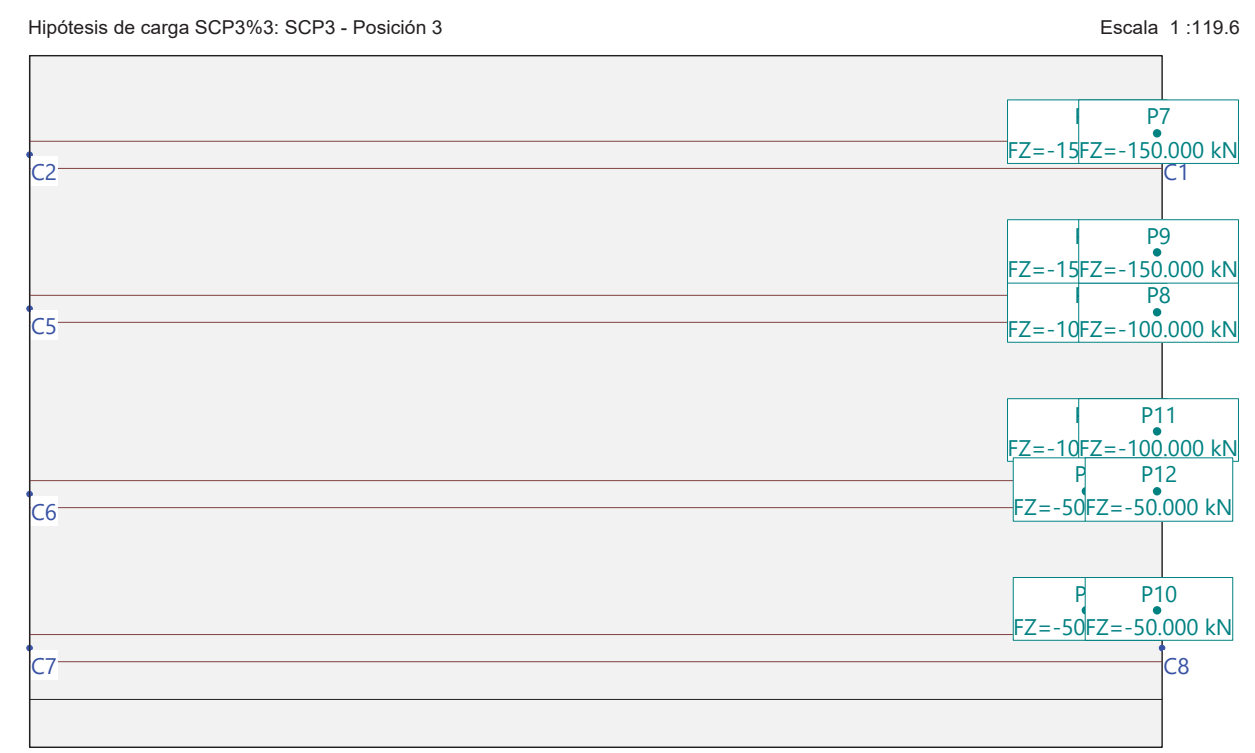
Escala 1 :114.6



Nr.:



Nr.:



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU1 : Sobrecarga uniforme. Posición 1

Carga repartida (Rectángulo)

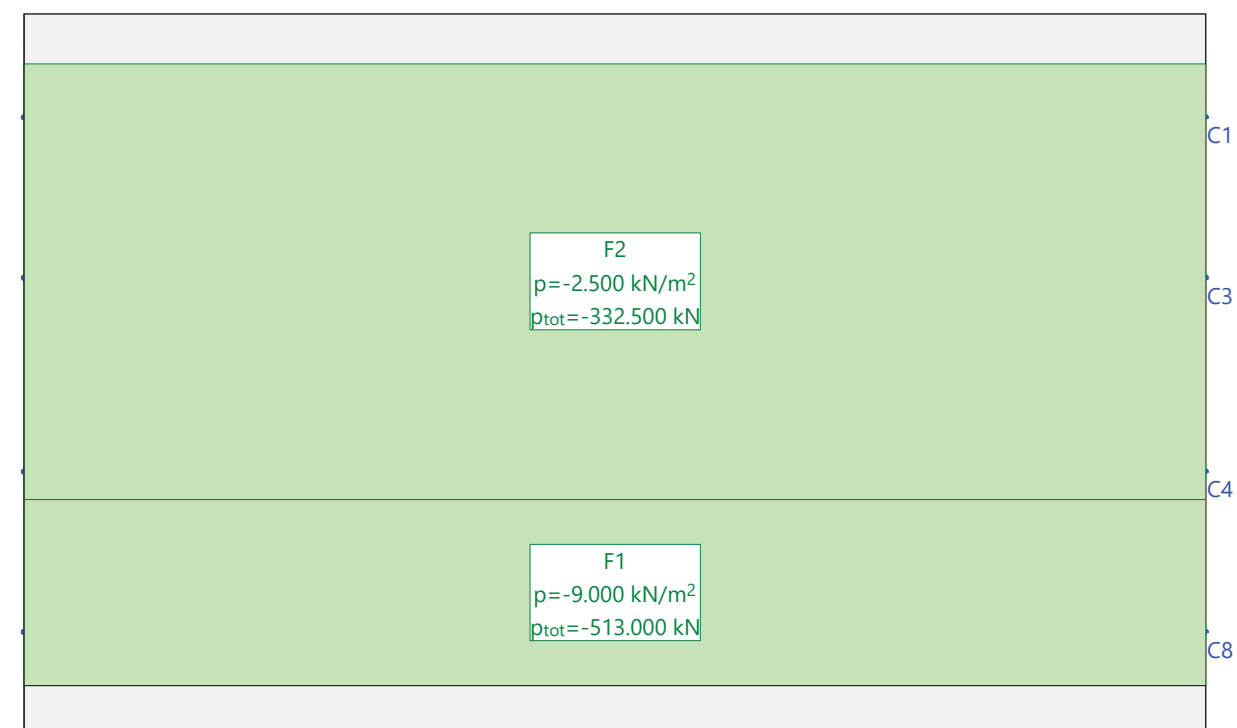
ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	-0.00	0.80	19.00	3.80	57.00	-9.000	-513.000
F2	-0.00	3.80	19.00	10.80	133.00	-2.500	-332.500

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-845.500

Hipótesis de carga SCU1: Sobrecarga uniforme. Posición 1

Escala 1 :114.6



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU2 : Sobrecarga uniforme. Posición 2

Carga repartida (Rectángulo)

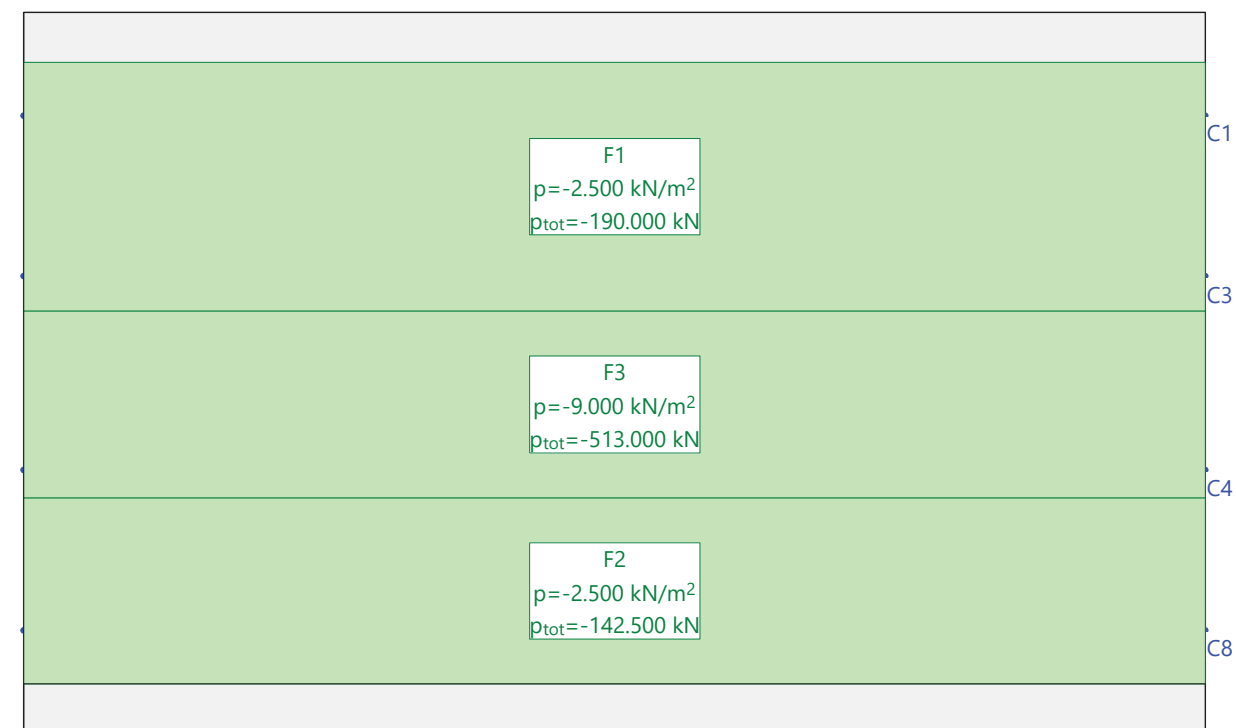
ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	-0.00	10.80	19.00	6.80	76.00	-2.500	-190.000
F2	-0.00	3.80	19.00	0.80	57.00	-2.500	-142.500
F3	-0.00	6.80	19.00	3.80	57.00	-9.000	-513.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-845.500

Hipótesis de carga SCU2: Sobrecarga uniforme. Posición 2

Escala 1 :114.6



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU3 : Sobrecarga uniforme. Posición 3

Carga repartida (Rectángulo)

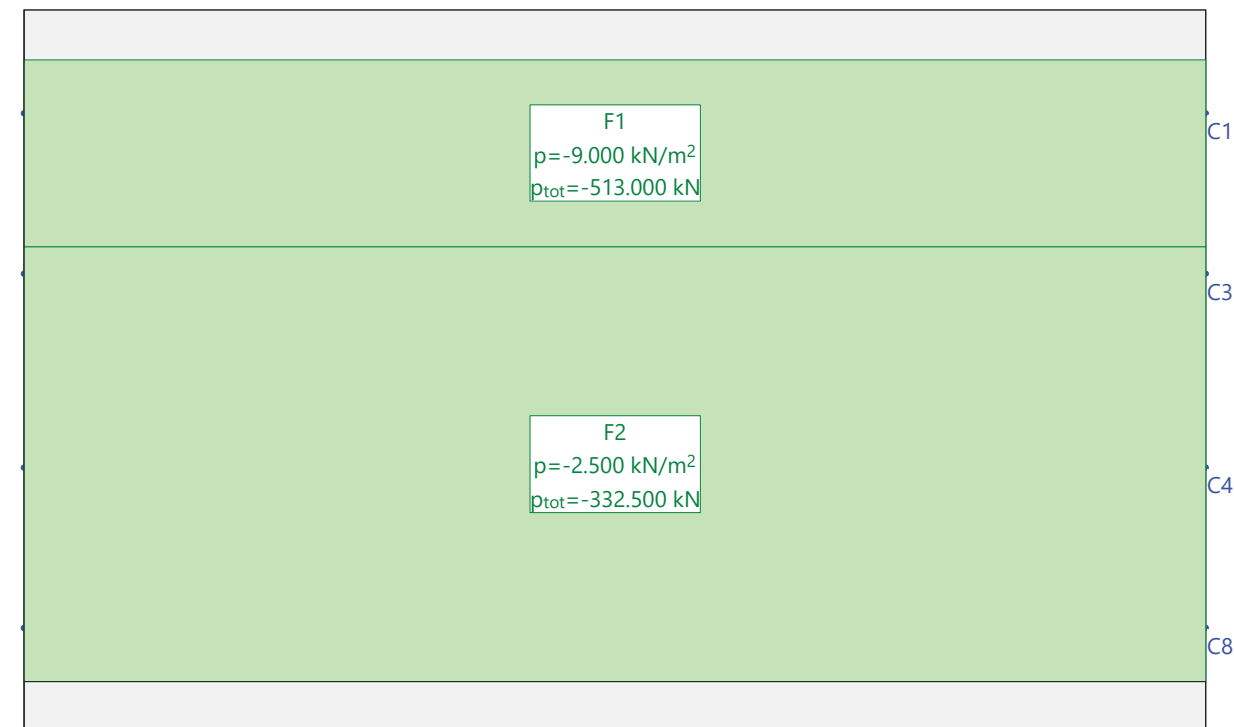
ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	-0.00	7.80	19.00	10.80	57.00	-9.000	-513.000
F2	-0.00	0.80	19.00	7.80	133.00	-2.500	-332.500

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-845.500

Hipótesis de carga SCU3: Sobrecarga uniforme. Posición 3

Escala 1 :114.6



Nr.:

Combinación de resultados

Combinación de resultados CM

ID Hip. de carga	Factor	Descripción
CMb	1.000	Carga muerta. Barreras
CMp	1.000	Carga muerta. Pavimento

Especificación de envolventes: ENVSCU

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado Límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Conjunto Tráfico Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ENVSCU

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Modelo de carga 1 q (si es crítico	ya sea	SCU1 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	
				o SCU2 Sobrecarga uniforme. Posición 2	1.000	
				o SCU3 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envolventes: ENVSCP

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado Límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Conjunto Tráfico Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

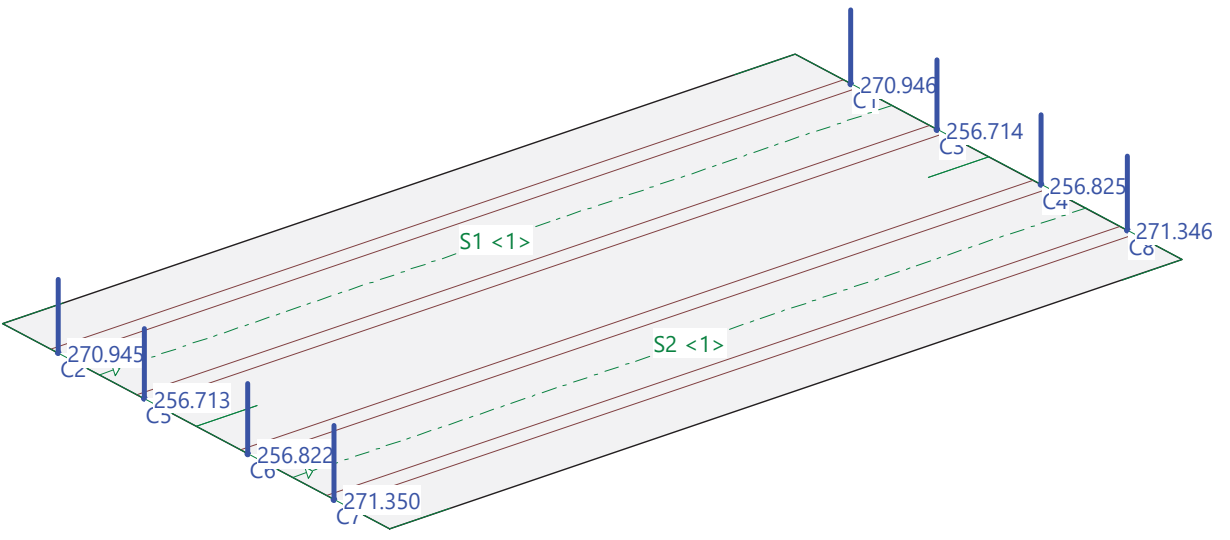
para la especificación de envolventes ENVSCP

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Modelo de carga 1 Q (si es crítico	ya sea	SCP1%1 SCP1 - Posición 1	1.000	
				o SCP1%2 SCP1 - Posición 2	1.000	
				o SCP1%3 SCP1 - Posición 3	1.000	
				o SCP2%1 SCP2 - Posición 1	1.000	
				o SCP2%2 SCP2 - Posición 2	1.000	
				o SCP2%3 SCP2 - Posición 3	1.000	
				o SCP3%1 SCP3 - Posición 1	1.000	
				o SCP3%2 SCP3 - Posición 2	1.000	
				o SCP3%3 SCP3 - Posición 3	1.000	

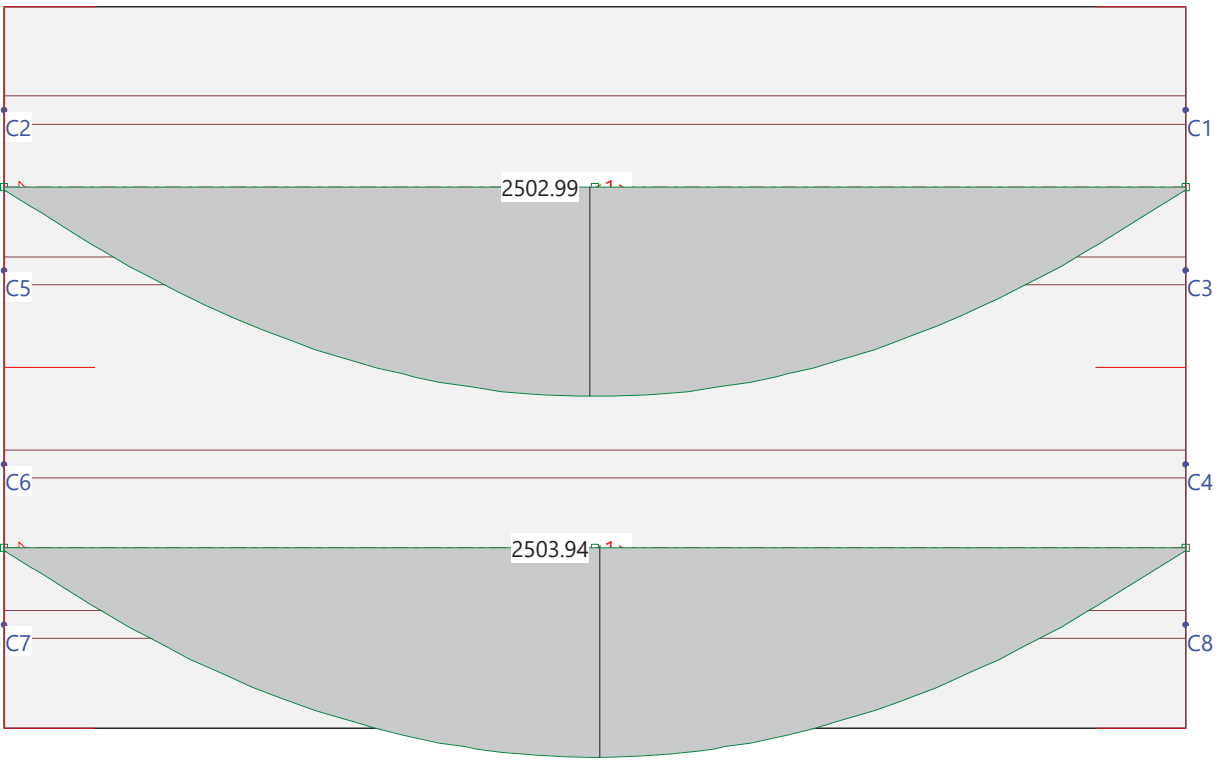
Alt : Superposición alternativa

Nr.:

Reacciones.Fuerzas Pilares: Hipótesis de carga PP
 Texto: Pilares: [kN]
 Suma de reacciones RZ = 2111.660[kN]

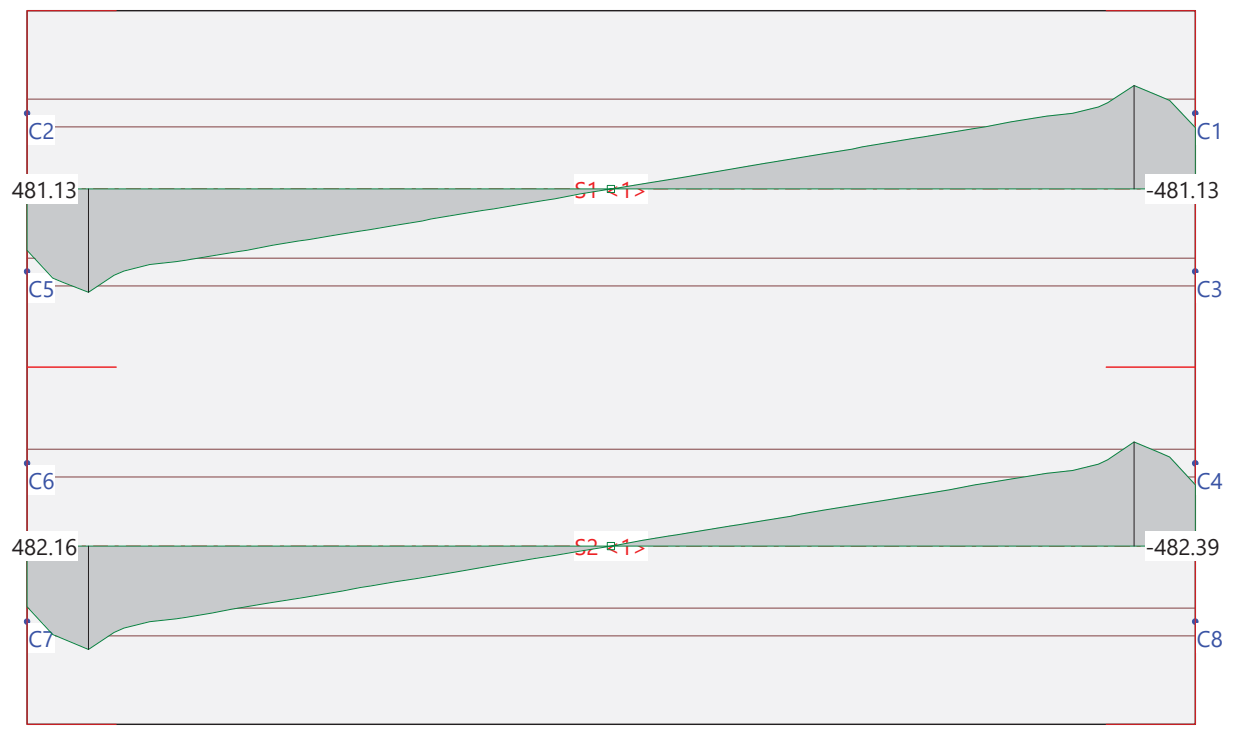


Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Hipótesis de carga PP



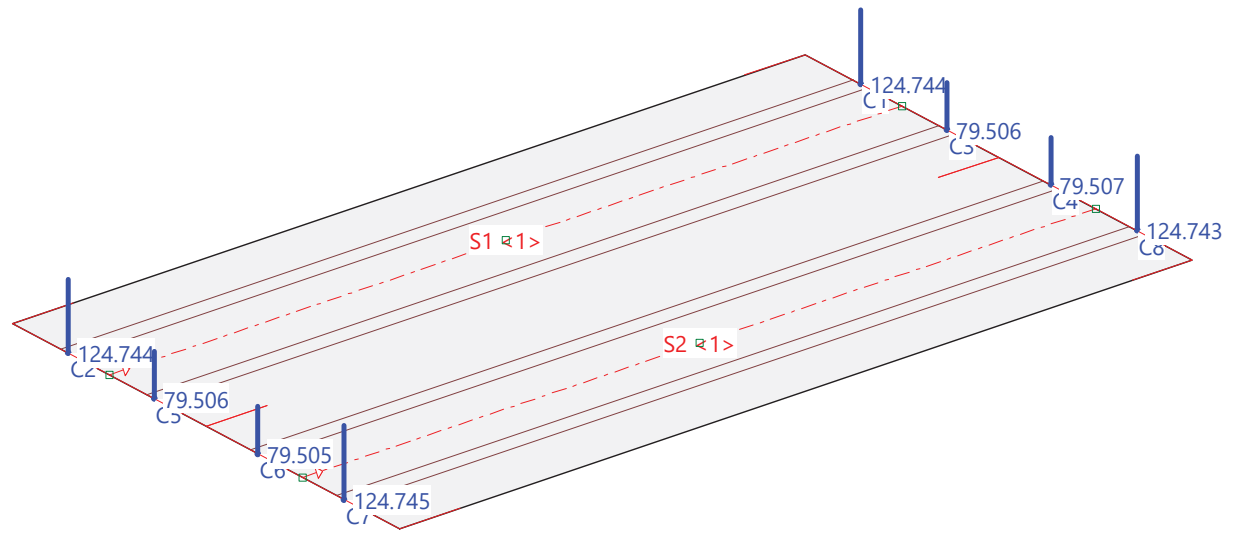
Nr.:

Sección(es) de viga: Esfuerzos Cortantes [kN], Hipótesis de carga PP

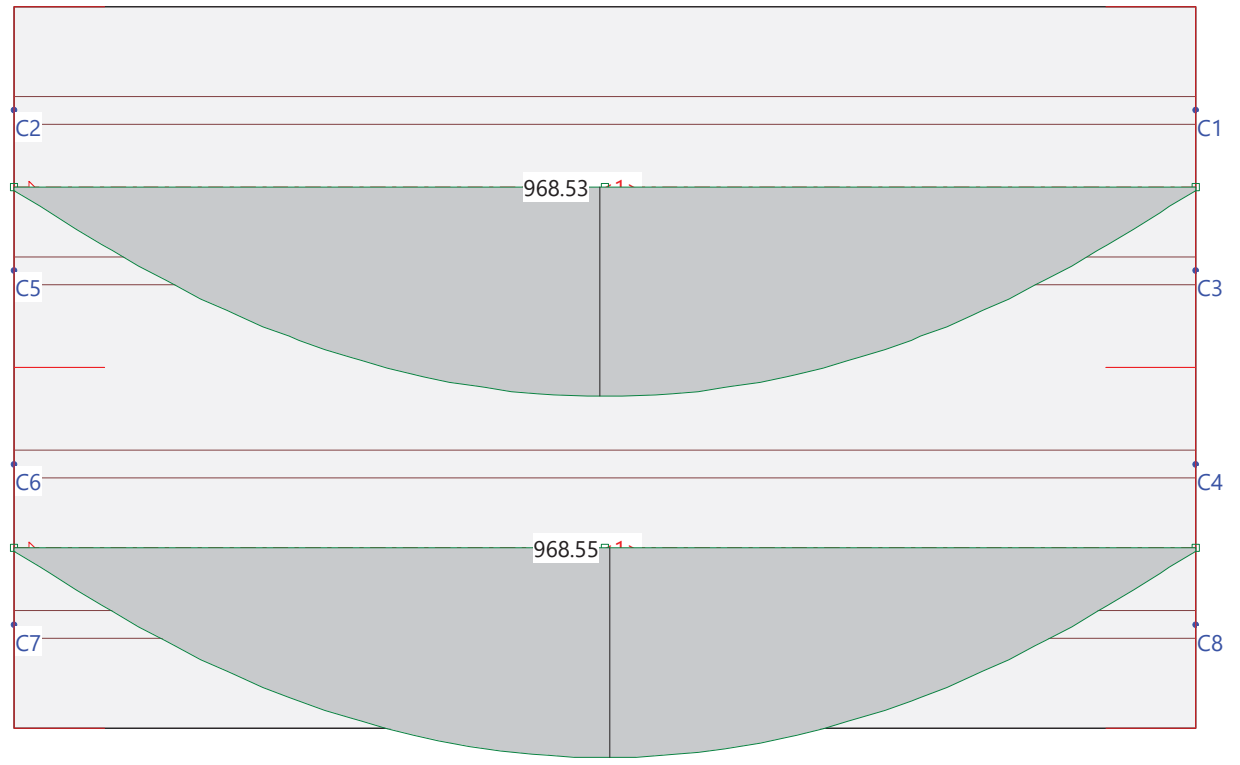


Nr.:

Reacciones.Fuerzas Pilares: Combinación de resultados CM
 Texto: Pilares: [kN]
 Suma de reacciones RZ = 817.000[kN]

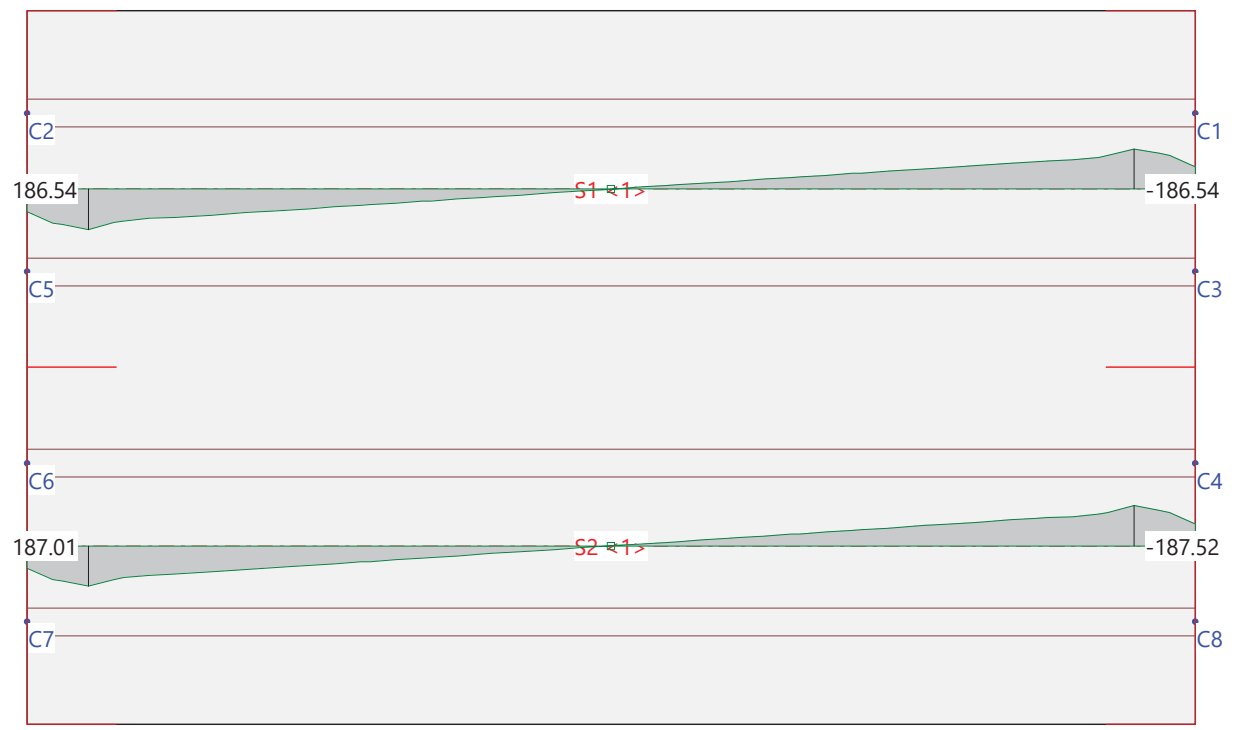


Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Combinación de resultados CM

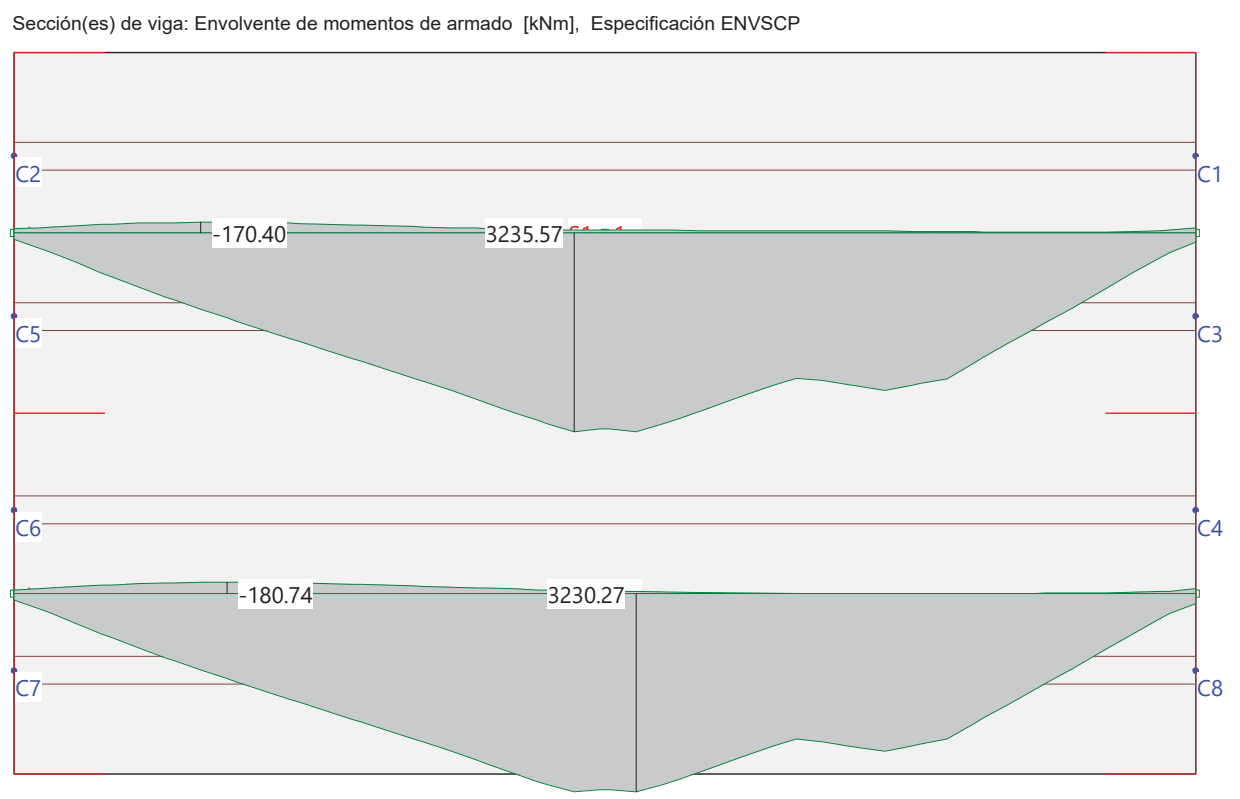
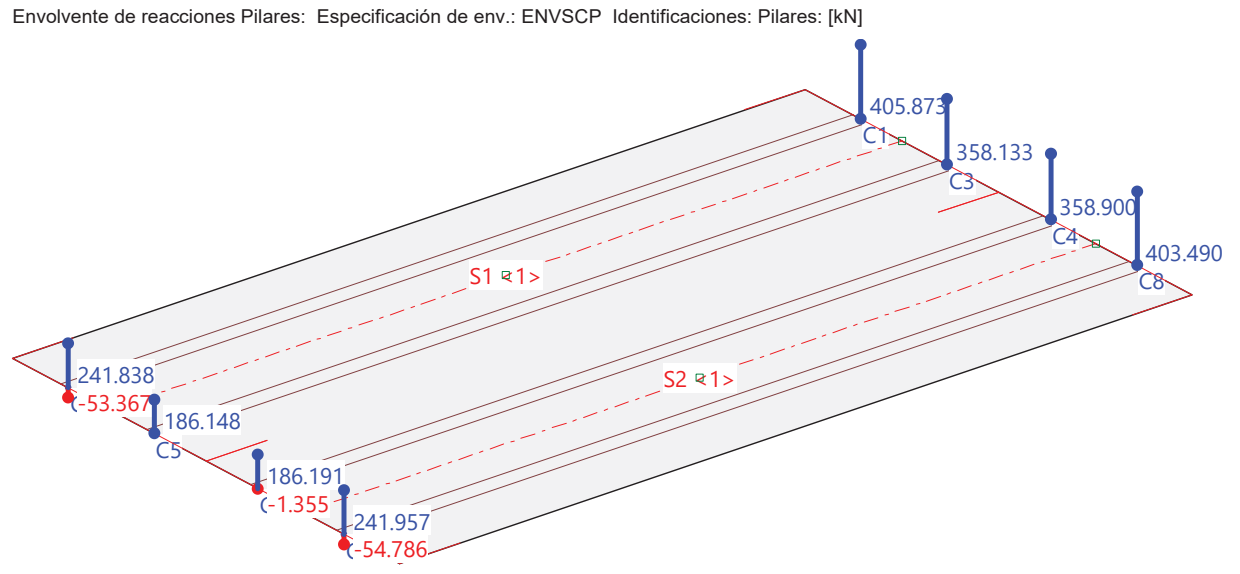


Nr.:

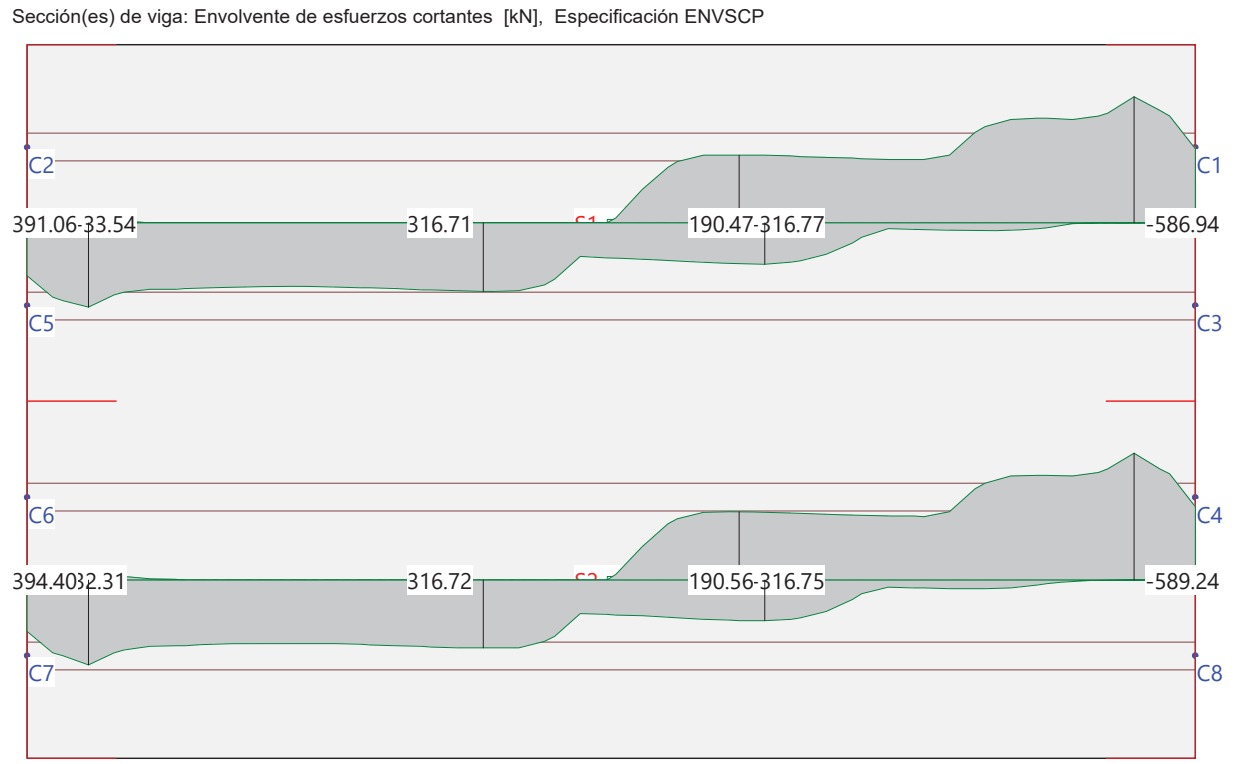
Sección(es) de viga: Esfuerzos Cortantes [kN], Combinación de resultados CM



Nr.:



Nr.:



Envoltura de esfuerzos de armado, ENVSCP, Sección de viga: S1 (0.00,8.70 - 19.00,8.70, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-63.91	103.36	-31.17	245.60
0.42	-77.98	254.96	-32.57	342.84
0.58	-88.56	315.15	-33.54	360.30
1.00	-112.06	479.54	-22.47	391.06
1.42	-133.53	658.14	-12.65	335.08
1.58	-140.29	721.31	-9.59	322.07
2.00	-156.18	887.67	-2.42	306.57
2.42	-163.61	1039.56	0	306.50
2.58	-165.83	1094.50	0	305.61
3.00	-170.40	1242.60	0	300.88
3.42	-168.94	1385.68	0	297.17
3.58	-167.99	1437.45	0	296.15
4.00	-164.38	1577.11	0	294.35
4.42	-156.68	1715.60	0	295.15
4.58	-153.56	1765.84	0	295.50
5.00	-144.23	1901.13	0	296.69
5.42	-132.55	2038.64	0	299.79
5.58	-128.05	2088.63	0	301.06
6.00	-115.31	2223.69	0	304.93
6.42	-101.62	2363.76	0	309.84
6.58	-97.21	2414.90	0	311.35
7.00	-84.96	2553.86	0	314.71
7.42	-75.10	2701.48	0	316.71
7.58	-71.72	2756.63	0	316.63
8.00	-62.46	2910.54	0	315.64
8.42	-53.39	3056.01	0	286.29
8.58	-50.21	3106.86	0	261.56
9.00	-47.14	3235.57	0	156.45
9.42	-45.15	3195.72	0	161.36
9.58	-44.42	3195.23	-24.06	163.17
10.00	-42.43	3235.24	-155.70	168.17
10.42	-40.83	3109.13	-260.58	173.79
10.58	-40.24	3059.07	-285.28	175.92
11.00	-38.64	2914.34	-314.98	182.00
11.42	-37.41	2759.86	-316.53	187.36
11.58	-36.95	2704.55	-316.77	188.65
12.00	-35.68	2556.64	-315.02	190.47

Nr.:

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
12.42	-34.58	2417.98	-311.74	182.51
12.58	-34.16	2367.41	-310.25	175.46
13.00	-32.95	2407.15	-305.34	145.82
13.42	-31.46	2472.37	-301.45	92.30
13.58	-30.90	2498.70	-300.17	65.14
14.00	-29.38	2560.94	-297.06	26.91
14.42	-26.75	2479.32	-295.87	29.26
14.58	-25.76	2450.26	-295.51	30.24
15.00	-22.99	2376.04	-315.37	33.25
15.42	-17.60	2125.47	-423.29	35.42
15.58	-15.58	2034.64	-449.09	35.46
16.00	-10.57	1791.59	-482.77	33.51
16.42	-5.78	1553.68	-487.53	26.05
16.58	-7.14	1466.75	-487.56	21.31
17.00	-10.38	1228.49	-482.08	3.99
17.42	-13.86	983.33	-496.58	0
17.58	-15.33	891.55	-512.78	0
18.00	-20.58	633.81	-586.94	0
18.42	-35.77	407.24	-524.49	0
18.58	-43.69	326.78	-497.43	0
19.00	-84.04	149.72	-345.98	0

Envolvente de esfuerzos de armado, ENVSCP, Sección de viga: S2 (0.00,2.90 - 19.00,2.90, Ancho 5.80)

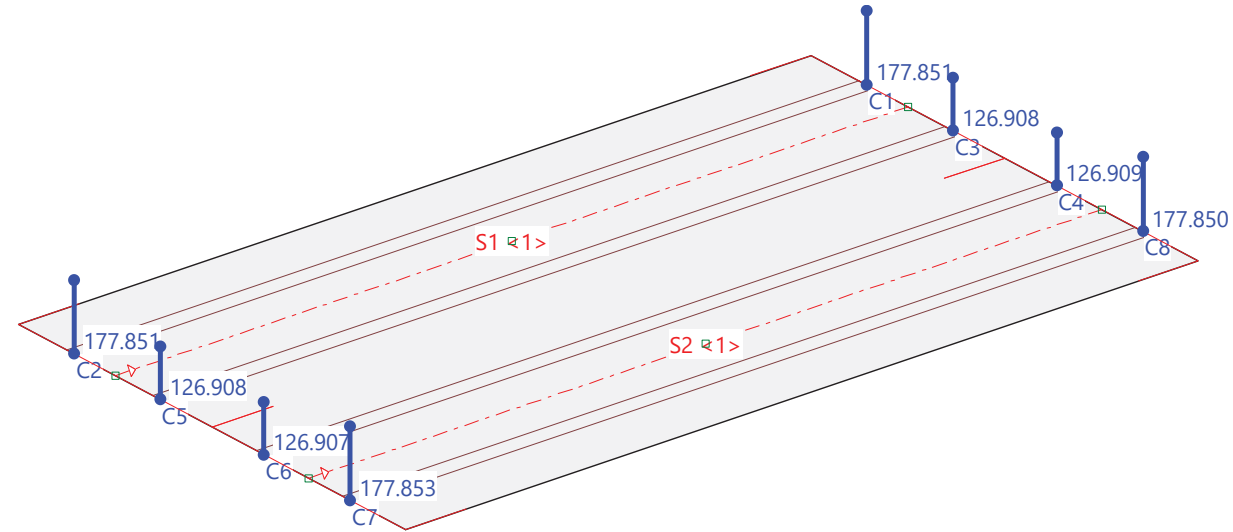
Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-62.65	104.96	-26.23	238.52
0.42	-80.40	252.32	-32.31	338.34
0.58	-90.86	315.79	-31.58	353.51
1.00	-115.64	485.62	-29.27	394.40
1.42	-138.03	659.93	-18.00	337.69
1.58	-145.20	721.95	-14.50	324.34
2.00	-162.45	886.22	-6.43	307.71
2.42	-171.47	1039.26	-0.79	306.67
2.58	-174.28	1094.40	0	305.59
3.00	-180.48	1242.74	0	300.78
3.42	-180.74	1386.01	0	297.26
3.58	-180.43	1437.85	0	296.27
4.00	-178.56	1577.89	0	294.48
4.42	-172.64	1716.40	0	295.24
4.58	-170.18	1766.65	0	295.59
5.00	-162.70	1902.04	0	296.78
5.42	-152.79	2039.45	0	299.89
5.58	-148.98	2089.42	0	301.16
6.00	-138.20	2224.57	0	305.04
6.42	-125.99	2364.50	0	309.95
6.58	-121.41	2415.64	0	311.45
7.00	-108.54	2554.92	0	314.79
7.42	-95.19	2702.56	0	316.72
7.58	-90.22	2757.76	0	316.59
8.00	-76.41	2912.15	0	315.45
8.42	-62.76	3057.44	0	286.02
8.58	-57.72	3106.15	0	261.30
9.00	-46.89	3229.96	0	156.54
9.42	-41.36	3193.63	0	161.46
9.58	-39.34	3193.53	-24.00	163.27
10.00	-33.79	3230.27	-155.73	168.27
10.42	-28.49	3107.76	-260.73	173.90
10.58	-26.53	3059.41	-285.43	176.04
11.00	-21.13	2914.90	-315.07	182.12
11.42	-16.05	2759.74	-316.53	187.48
11.58	-14.17	2704.41	-316.75	188.77
12.00	-8.96	2556.60	-314.96	190.56
12.42	-4.04	2417.66	-311.67	182.51
12.58	-2.21	2367.66	-310.19	175.38
13.00	0	2414.02	-305.28	145.41
13.42	0	2482.49	-301.38	91.60
13.58	0	2507.85	-300.11	64.41
14.00	-0.01	2566.22	-296.99	33.59
14.42	-0.05	2479.51	-295.80	36.06
14.58	-0.08	2449.09	-295.46	37.10
15.00	-0.17	2372.32	-315.61	40.27
15.42	-0.50	2122.88	-423.34	42.24
15.58	-0.79	2033.02	-449.05	42.01
16.00	-2.09	1792.89	-482.51	38.91

Nr.:

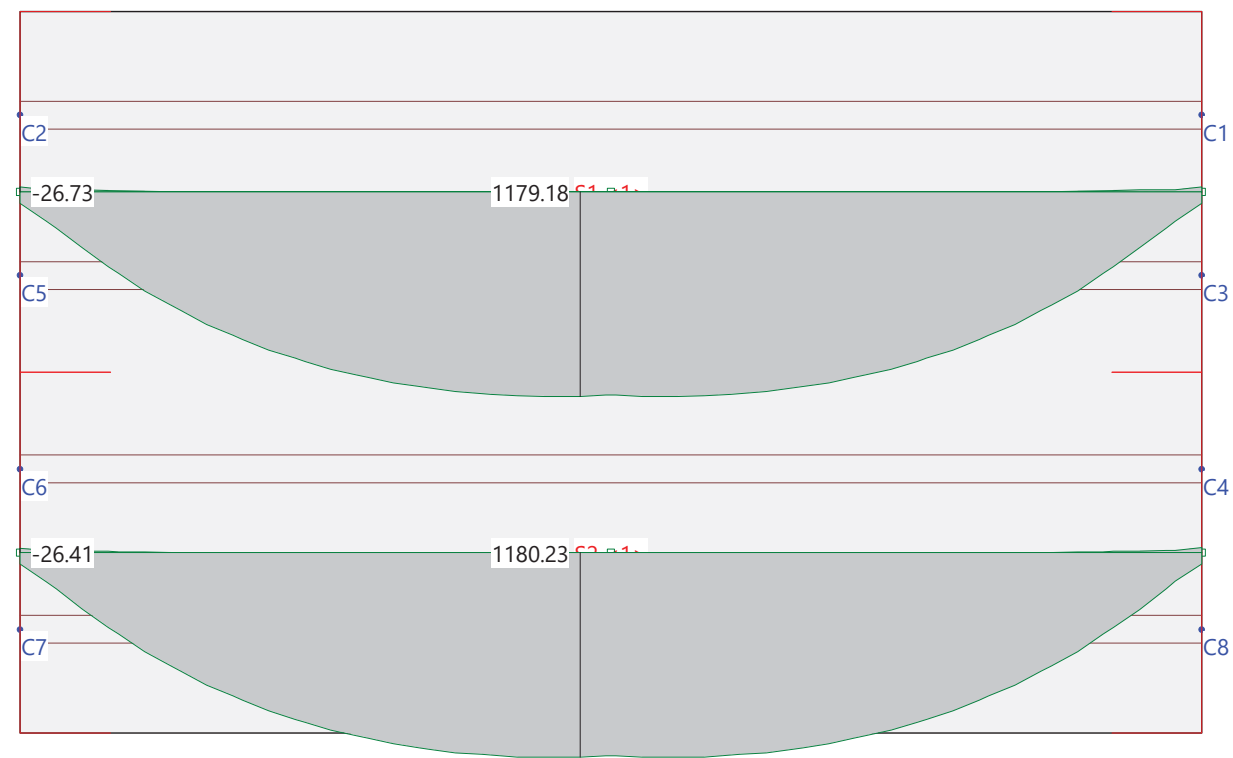
Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
16.42	-5.91	1553.15	-487.37	25.20
16.58	-7.37	1465.18	-487.60	17.19
17.00	-10.65	1224.12	-483.11	6.14
17.42	-14.74	984.49	-498.60	0
17.58	-16.58	896.13	-514.99	0
18.00	-22.12	654.50	-589.24	0
18.42	-33.50	410.46	-517.79	0
18.58	-38.45	323.66	-492.91	0
19.00	-77.37	163.47	-340.80	0

Nr.:

Envolvente de reacciones Pilares: Especificación de env.: ENVSCU Identificaciones: Pilares: [kN]

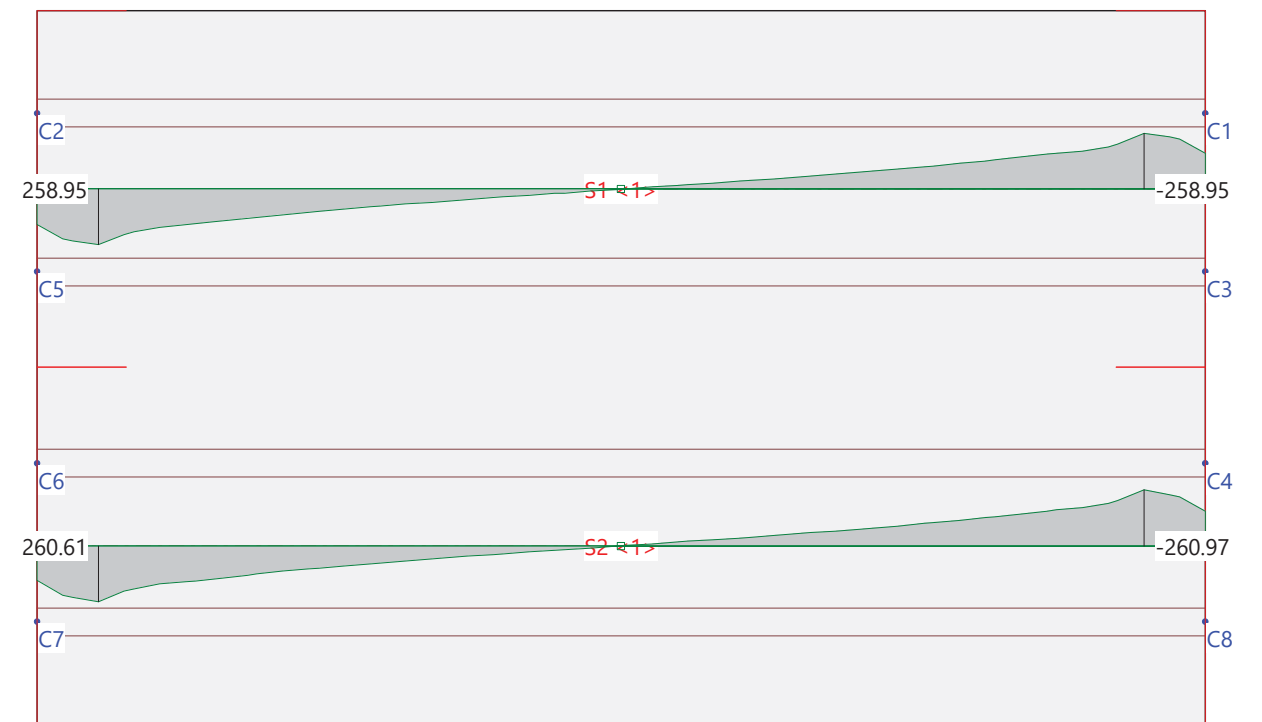


Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación ENVSCU



Nr.:

Sección(es) de viga: Envolvente de esfuerzos cortantes [kN], Especificación ENVSCU



Envolvente de esfuerzos de armado, ENVSCU, Sección de viga: S1 (0.00,8.70 - 19.00,8.70, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-26.73	66.30	0	164.91
0.42	-13.77	170.44	0	231.63
0.58	-12.91	210.73	0	242.25
1.00	-10.18	320.70	0	258.95
1.42	-7.19	430.71	0	210.15
1.58	-6.02	469.61	0	197.47
2.00	-3.46	572.41	0	176.83
2.42	-1.78	653.96	0	166.53
2.58	-1.19	683.53	0	162.15
3.00	-0.48	762.93	0	148.64
3.42	-0.01	826.97	0	135.36
3.58	0	849.96	0	130.69
4.00	0	911.47	0	118.53
4.42	0	959.26	0	107.65
4.58	0	976.44	0	103.69
5.00	0	1022.45	0	92.97
5.42	0	1056.35	0	83.04
5.58	0	1068.56	0	79.44
6.00	0	1101.29	0	69.77
6.42	0	1123.03	0	60.72
6.58	0	1130.87	0	57.42
7.00	0	1151.83	0	48.53
7.42	0	1162.70	0	40.06
7.58	0	1166.62	0	36.97
8.00	0	1177.05	0	28.77
8.42	0	1178.06	0	20.72
8.58	0	1178.39	0	17.77
9.00	0	1179.18	0	9.67
9.42	0	1171.02	0	1.50
9.58	0	1171.02	-1.50	0
10.00	0	1179.18	-9.67	0
10.42	0	1178.39	-17.77	0
10.58	0	1178.06	-20.72	0
11.00	0	1177.04	-28.77	0
11.42	0	1166.62	-36.97	0
11.58	0	1162.70	-40.06	0
12.00	0	1151.82	-48.53	0

Nr.:

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
12.42	0	1130.87	-57.42	0
12.58	0	1123.03	-60.72	0
13.00	0	1101.29	-69.77	0
13.42	0	1068.55	-79.44	0
13.58	0	1056.35	-83.04	0
14.00	0	1022.45	-92.97	0
14.42	0	976.44	-103.69	0
14.58	0	959.26	-107.65	0
15.00	0	911.46	-118.53	0
15.42	0	849.96	-130.69	0
15.58	-0.01	826.97	-135.36	0
16.00	-0.48	762.93	-148.64	0
16.42	-1.19	683.52	-162.15	0
16.58	-1.78	653.96	-166.53	0
17.00	-3.46	572.41	-176.83	0
17.42	-6.02	469.61	-197.47	0
17.58	-7.19	430.71	-210.15	0
18.00	-10.18	320.69	-258.95	0
18.42	-12.91	210.73	-242.25	0
18.58	-13.77	170.44	-231.63	0
19.00	-26.72	66.30	-164.91	0

Envolvente de esfuerzos de armado, ENVSCU, Sección de viga: S2 (0.00,2.90 - 19.00,2.90, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-26.41	66.30	0	161.10
0.42	-13.75	168.48	0	229.07
0.58	-12.88	211.05	0	238.48
1.00	-10.18	324.55	0	260.61
1.42	-7.19	431.71	0	211.50
1.58	-6.02	469.85	0	198.65
2.00	-3.46	571.46	0	177.41
2.42	-1.78	653.88	0	166.56
2.58	-1.19	683.66	0	162.09
3.00	-0.48	763.47	0	148.52
3.42	-0.01	827.49	0	135.35
3.58	0	850.52	0	130.70
4.00	0	912.16	0	118.55
4.42	0	960.04	0	107.65
4.58	0	977.26	0	103.68
5.00	0	1023.27	0	92.96
5.42	0	1057.37	0	83.04
5.58	0	1069.58	0	79.44
6.00	0	1102.01	0	69.77
6.42	0	1124.08	0	60.71
6.58	0	1131.90	0	57.42
7.00	0	1152.45	0	48.53
7.42	0	1163.82	0	40.06
7.58	0	1167.75	0	36.97
8.00	0	1177.83	0	28.77
8.42	0	1179.34	0	20.72
8.58	0	1179.70	0	17.77
9.00	0	1180.23	0	9.67
9.42	0	1172.47	0	1.50
9.58	0	1172.47	-1.50	0
10.00	0	1180.23	-9.67	0
10.42	0	1179.70	-17.77	0
10.58	0	1179.34	-20.72	0
11.00	0	1177.83	-28.77	0
11.42	0	1167.75	-36.97	0
11.58	0	1163.82	-40.06	0
12.00	0	1152.45	-48.53	0
12.42	0	1131.91	-57.42	0
12.58	0	1124.08	-60.71	0
13.00	0	1102.01	-69.77	0
13.42	0	1069.59	-79.44	0
13.58	0	1057.37	-83.04	0
14.00	0	1023.27	-92.96	0
14.42	0	977.27	-103.68	0
14.58	0	960.05	-107.65	0
15.00	0	912.16	-118.56	0
15.42	0	850.52	-130.71	0
15.58	-0.01	827.50	-135.35	0
16.00	-0.48	763.47	-148.48	0

Nr.:

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
16.42	-1.19	683.43	-162.05	0
16.58	-1.78	653.44	-166.58	0
17.00	-3.45	570.09	-177.65	0
17.42	-6.03	470.07	-199.10	0
17.58	-7.21	432.86	-211.97	0
18.00	-10.23	329.16	-260.97	0
18.42	-12.88	211.07	-236.93	0
18.58	-13.72	166.04	-228.24	0
19.00	-27.49	66.58	-160.04	0

Nr.:

CÁLCULO DE VIGAS PRETENSADAS ISOSTÁTICAS

Datos: Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superi

VIGA	Canto (m):	1.000	LOSA	Canto (m):	0.250
	A (m ²):	0.771		Ancho eficaz (m):	5.800
	I (m ⁴):	0.082	TABLERO	Luz (m):	19.000
	Y _{cdg} (m):	0.369		Culata viga (m):	0.400
	(Canto-Y _{cdg}) (m):	0.631		Longitud total (m):	19.800
	W _{sup} (m ³):	0.129			
	W _{inf} (m ³):	0.221			
	Nº almas:	2			
	Canto alma (m):	1.250			
	Espesor alma (m):	0.150			
	Espesor tabla inferior (m):	0.320			
PRETENSADO	Resistencia última del acero de pret.(MPa):	1860		Ep (MPa):	190000
	Pretensado tesado al (%):	75.0			

Pretensado							
Nivel	Cota (m)	Nº de cables	φ cable (")	Área (mm ²)	Área (cm ²)	L _{entubado} (m)	Separ. (m)
1	0.05	10	0.60	140.0	14.0	0.00	0.05
1	0.05	20	0.60	140.0	28.0	2.00	0.05
2	0.05	10	0.60	140.0	14.0	0.00	0.10
3	0.95	4	0.60	140.0	5.6	0.00	0.09
5					0.0		
6					0.0		
7							
8							
9							

Fichero de pérdidas de pretensado:

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superi

MATERIALES	Hormigón Viga	Hormigón Losa	UNIDADES	Fuerza	KN
	Ec (MPa):	Ec (MPa):			
	f _{ck} (MPa):	f _{ck} (MPa):			
	Relaciones entre módulos de elasticidad:				
	Acero pretensado/hormigón viga:	5.62	2.273	1.1365	
	hormigón losa/hormigón viga:	0.84	5.800	5.460000191	
	Resistencia media a tracción de los hormigones:				
	Viga: f _{ct,m} (MPa):	4.30			
	Losa: f _{ct,m} (MPa):	2.90			
	Coefficientes de minoración de los materiales:				
	Hormigón γ _c :	1.50			
	Tiempo en el que se produce la transferencia del pretensado				
	t (días):	14			
	f _{ct,m} (tiempo)	3.84			
	f _{ck} (tiempo)	45.8			

COEFICIENTES Coeficientes de simultaneidad para las sobrecargas de uso

	γ _{a1}	ψ ₁	ψ ₂
Uniforme	1.00	0.40	0.00
Vehic. Pesados	1.00	0.75	0.00

Coeficientes de mayoración del pretensado ELS

	γ _{G*}
Favorable	0.95
Desfavorable	1.05

Coeficientes de mayoración de acciones ELU situación persistente o transitoria

	Permanentes	Pretensado	Variables
Favorable	1.00	1.00	0.00
Desfavorable	1.35	1.00	1.35

ARMADURA PASIVA

Armadura longitudinal en la losa

	φ	Separ. (m)	Cuantía (cm ² /m)	Cuantía (cm)
Superior	12	0.20	5.65	32.80
Inferior	12	0.20	5.65	32.80

Definición de la armadura de cortante en la viga:

Ángulo de inclinación de las bielas de hormigón

θ =	45.0
-----	------

Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza:

α =	90.0
-----	------

Definición de la armadura de cortante: Cercos en cada alma de la viga.

TRAMO	X _{inic} (m)	X _{final} (m)	long.(m)	φ cerco	Separ. (m)
1	0.00	1.13	1.1	32	0.125
2	1.13	2.17	1.0	20	0.150
3	2.17	5.18	3.0	32	0.250
4	5.18	8.18	3.0	16	0.150
5	8.18	18.98	10.8	16	0.200
6	18.98	22.0	3.0	16.0	0.150
7	21.98	25.0	3.0	32.0	0.250
8	24.98	26.0	1.0	20.0	0.150
9	26.02	27.1	1.1	32.0	0.125

Definición de la armadura de rasante en la viga:

TRAMO	Nº Intervalos/Tr.	Nº Barras/m	φ cerco	L tramo (m)	Separ. (m)
1	3	10	16	2.04	0.100
2	2	10	16	1.36	0.100
3	4	10	12	2.71	0.100
4	3	6	12	2.04	0.167
5	2	6	12	1.36	0.167

MOMENTOS ÚLTIMOS DE LAS SECCIONES

Fichero con los datos de los momentos últimos de las secciones

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superiores\TIPO A\

APARATOS DE APOYO

Dimensiones en planta de los aparatos de apoyc

a (mm):	200
b (mm):	2500

Tensiones admisibles (máx. y mín.) para los aparatos de apoyc

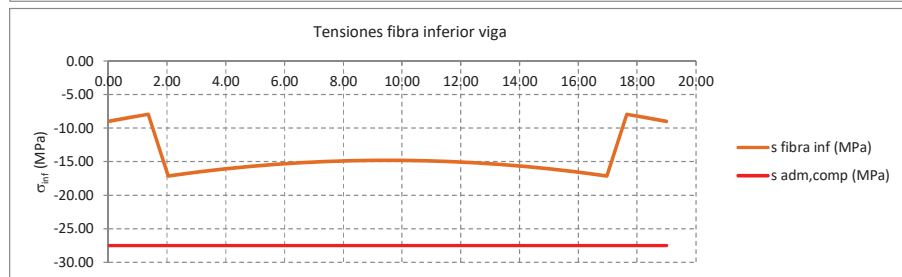
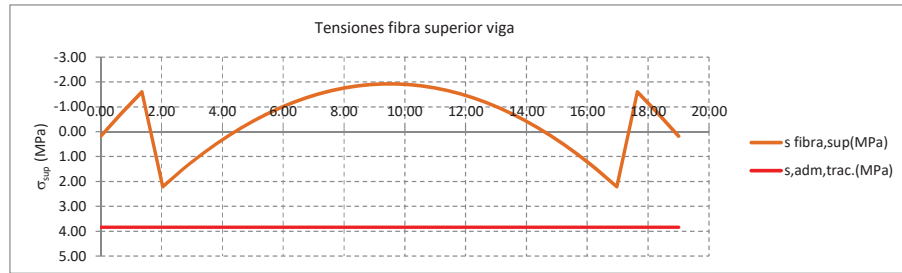
Máx. (kN/m ²):	15000.0
Mín. (kN/m ²):	2000.0

Fichero con los datos de las reacciones verticales en apoyos

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-Veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superiores\TIPO A\

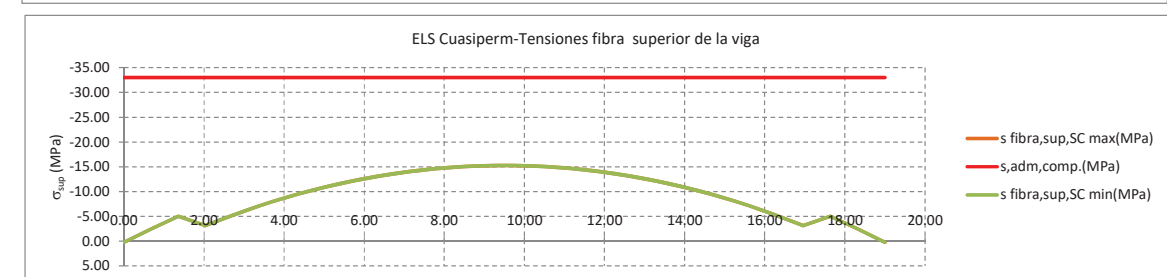
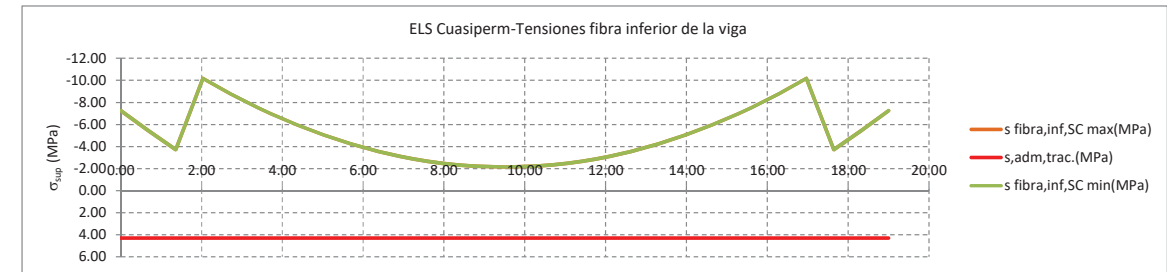
Cálculo de Tensiones -Comprobación de la viga en vacío.

x (m)	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{adm,comp-2)(1)(c)}$	$\sigma_{adm,viga-1)(1)(b)}$
0.00	0.00	0.00	0.18	-8.99	-27.5	3.8
0.68	0.00	0.00	-0.74	-8.45	-27.5	3.8
1.36	0.00	0.00	-1.60	-7.96	-27.5	3.8
2.04	0.00	0.00	2.21	-17.14	-27.5	3.8
2.71	0.00	0.00	1.50	-16.73	-27.5	3.8
3.39	0.00	0.00	0.85	-16.37	-27.5	3.8
4.07	0.00	0.00	0.26	-16.04	-27.5	3.8
4.75	0.00	0.00	-0.25	-15.75	-27.5	3.8
5.43	0.00	0.00	-0.70	-15.50	-27.5	3.8
6.11	0.00	0.00	-1.07	-15.29	-27.5	3.8
6.79	0.00	0.00	-1.38	-15.11	-27.5	3.8
7.46	0.00	0.00	-1.62	-14.98	-27.5	3.8
8.14	0.00	0.00	-1.79	-14.88	-27.5	3.8
8.82	0.00	0.00	-1.89	-14.82	-27.5	3.8
9.50	0.00	0.00	-1.93	-14.80	-27.5	3.8
10.18	0.00	0.00	-1.89	-14.82	-27.5	3.8
10.86	0.00	0.00	-1.79	-14.88	-27.5	3.8
11.54	0.00	0.00	-1.62	-14.98	-27.5	3.8
12.21	0.00	0.00	-1.38	-15.11	-27.5	3.8
12.89	0.00	0.00	-1.07	-15.29	-27.5	3.8
13.57	0.00	0.00	-0.70	-15.50	-27.5	3.8
14.25	0.00	0.00	-0.25	-15.75	-27.5	3.8
14.93	0.00	0.00	0.26	-16.04	-27.5	3.8
15.61	0.00	0.00	0.85	-16.37	-27.5	3.8
16.29	0.00	0.00	1.50	-16.73	-27.5	3.8
16.96	0.00	0.00	2.21	-17.14	-27.5	3.8
17.64	0.00	0.00	-1.60	-7.96	-27.5	3.8
18.32	0.00	0.00	-0.74	-8.45	-27.5	3.8
19.00	0.00	0.00	0.18	-8.99	-27.5	3.8



Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS Cuasipermanentes

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp-2)(1)(c)}$	$\sigma_{adm,viga-1)(1)(b)}$
	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	-0.12	0.08	0.25	-7.24	-0.12	0.08	0.25	-7.24	-33.0	4.3
0.68	-0.26	0.03	-2.47	-5.43	-0.26	0.03	-2.47	-5.43	-33.0	4.3
1.36	-0.40	-0.03	-5.00	-3.73	-0.40	-0.03	-5.00	-3.73	-33.0	4.3
2.04	-0.67	-0.04	-3.10	-10.18	-0.67	-0.04	-3.10	-10.18	-33.0	4.3
2.71	-0.79	-0.09	-5.20	-8.79	-0.79	-0.09	-5.20	-8.79	-33.0	4.3
3.39	-0.90	-0.13	-7.12	-7.53	-0.90	-0.13	-7.12	-7.53	-33.0	4.3
4.07	-0.99	-0.18	-8.83	-6.39	-0.99	-0.18	-8.83	-6.39	-33.0	4.3
4.75	-1.08	-0.21	-10.34	-5.40	-1.08	-0.21	-10.34	-5.40	-33.0	4.3
5.43	-1.15	-0.24	-11.65	-4.54	-1.15	-0.24	-11.65	-4.54	-33.0	4.3
6.11	-1.21	-0.27	-12.76	-3.80	-1.21	-0.27	-12.76	-3.80	-33.0	4.3
6.79	-1.26	-0.29	-13.66	-3.21	-1.26	-0.29	-13.66	-3.21	-33.0	4.3
7.46	-1.30	-0.30	-14.38	-2.74	-1.30	-0.30	-14.38	-2.74	-33.0	4.3
8.14	-1.33	-0.32	-14.87	-2.41	-1.33	-0.32	-14.87	-2.41	-33.0	4.3
8.82	-1.35	-0.32	-15.18	-2.21	-1.35	-0.32	-15.18	-2.21	-33.0	4.3
9.50	-1.35	-0.33	-15.29	-2.14	-1.35	-0.33	-15.29	-2.14	-33.0	4.3
10.18	-1.35	-0.32	-15.18	-2.21	-1.35	-0.32	-15.18	-2.21	-33.0	4.3
10.86	-1.33	-0.32	-14.87	-2.41	-1.33	-0.32	-14.87	-2.41	-33.0	4.3
11.54	-1.30	-0.30	-14.38	-2.74	-1.30	-0.30	-14.38	-2.74	-33.0	4.3
12.21	-1.26	-0.29	-13.66	-3.21	-1.26	-0.29	-13.66	-3.21	-33.0	4.3
12.89	-1.21	-0.27	-12.76	-3.80	-1.21	-0.27	-12.76	-3.80	-33.0	4.3
13.57	-1.15	-0.24	-11.65	-4.54	-1.15	-0.24	-11.65	-4.54	-33.0	4.3
14.25	-1.08	-0.21	-10.34	-5.40	-1.08	-0.21	-10.34	-5.40	-33.0	4.3
14.93	-0.99	-0.18	-8.83	-6.39	-0.99	-0.18	-8.83	-6.39	-33.0	4.3
15.61	-0.90	-0.13	-7.12	-7.53	-0.90	-0.13	-7.12	-7.53	-33.0	4.3
16.29	-0.79	-0.09	-5.20	-8.79	-0.79	-0.09	-5.20	-8.79	-33.0	4.3
16.96	-0.67	-0.04	-3.10	-10.18	-0.67	-0.04	-3.10	-10.18	-33.0	4.3
17.64	-0.40	-0.03	-5.00	-3.73	-0.40	-0.03	-5.00	-3.73	-33.0	4.3
18.32	-0.26	0.03	-2.47	-5.43	-0.26	0.03	-2.47	-5.43	-33.0	4.3
19.00	-0.12	0.08	0.25	-7.24	-0.12	0.08	0.25	-7.24	-33.0	4.3

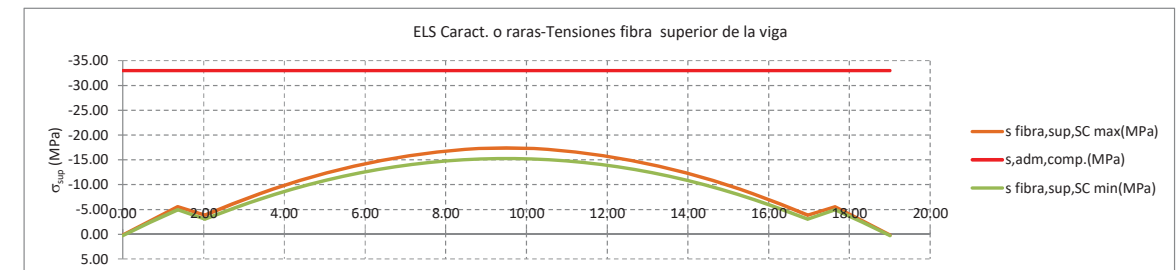
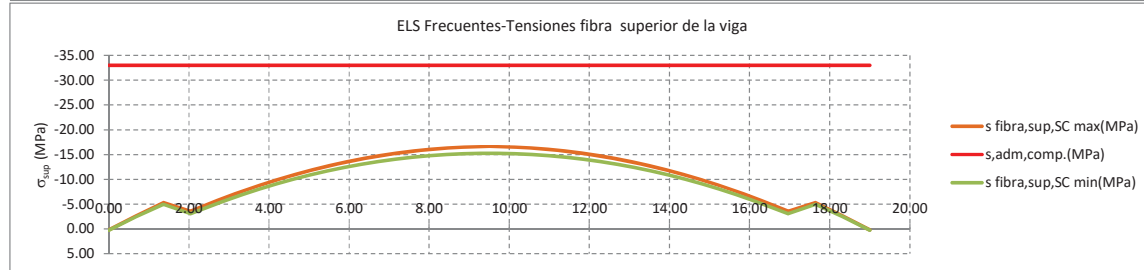
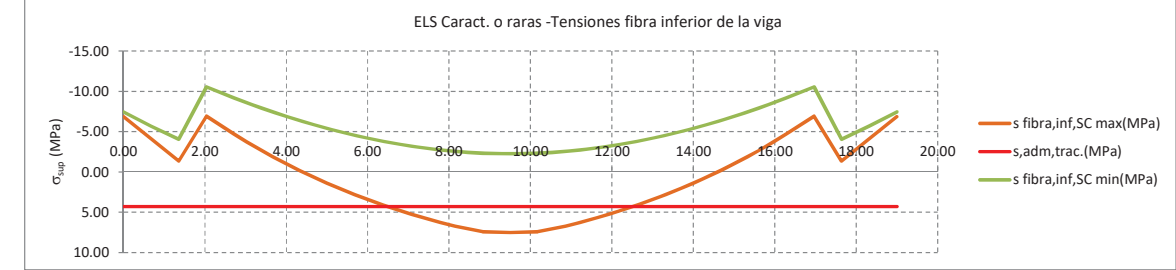
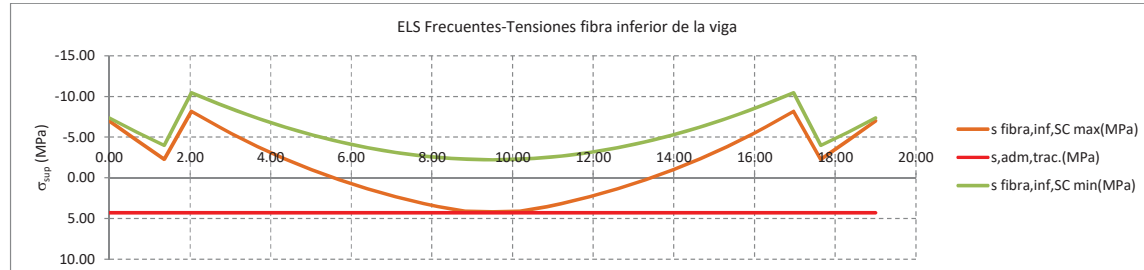


Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS frecuentes

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp}(MPa)$	$\sigma_{adm,viga}(+/-)$
	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	-0.24	0.03	0.20	-7.00	-0.05	0.11	0.28	-7.37	-33.0	4.3
0.68	-0.68	-0.14	-2.64	-4.61	-0.17	0.06	-2.43	-5.60	-33.0	4.3
1.36	-1.14	-0.33	-5.30	-2.28	-0.28	0.02	-4.95	-3.96	-33.0	4.3
2.04	-1.71	-0.47	-3.53	-8.17	-0.53	0.01	-3.04	-10.44	-33.0	4.3
2.71	-2.09	-0.63	-5.74	-6.27	-0.64	-0.03	-5.14	-9.07	-33.0	4.3
3.39	-2.46	-0.78	-7.77	-4.52	-0.75	-0.07	-7.06	-7.81	-33.0	4.3
4.07	-2.79	-0.92	-9.58	-2.92	-0.85	-0.12	-8.78	-6.66	-33.0	4.3
4.75	-3.10	-1.05	-11.18	-1.50	-0.95	-0.16	-10.28	-5.65	-33.0	4.3
5.43	-3.39	-1.17	-12.58	-0.21	-1.04	-0.19	-11.61	-4.76	-33.0	4.3
6.11	-3.67	-1.28	-13.78	0.92	-1.12	-0.23	-12.72	-3.99	-33.0	4.3
6.79	-3.92	-1.39	-14.76	1.92	-1.19	-0.26	-13.63	-3.36	-33.0	4.3
7.46	-4.18	-1.49	-15.57	2.80	-1.24	-0.28	-14.35	-2.86	-33.0	4.3
8.14	-4.42	-1.59	-16.15	3.54	-1.28	-0.30	-14.85	-2.51	-33.0	4.3
8.82	-4.63	-1.68	-16.53	4.11	-1.31	-0.31	-15.16	-2.29	-33.0	4.3
9.50	-4.64	-1.69	-16.65	4.20	-1.32	-0.31	-15.27	-2.22	-33.0	4.3
10.18	-4.63	-1.68	-16.53	4.11	-1.31	-0.31	-15.16	-2.29	-33.0	4.3
10.86	-4.42	-1.59	-16.15	3.54	-1.28	-0.30	-14.85	-2.51	-33.0	4.3
11.54	-4.18	-1.49	-15.57	2.80	-1.24	-0.28	-14.35	-2.86	-33.0	4.3
12.21	-3.92	-1.39	-14.76	1.92	-1.19	-0.26	-13.63	-3.36	-33.0	4.3
12.89	-3.67	-1.28	-13.78	0.92	-1.12	-0.23	-12.72	-3.99	-33.0	4.3
13.57	-3.39	-1.17	-12.58	-0.21	-1.04	-0.19	-11.61	-4.76	-33.0	4.3
14.25	-3.10	-1.05	-11.18	-1.50	-0.95	-0.16	-10.28	-5.65	-33.0	4.3
14.93	-2.79	-0.92	-9.58	-2.92	-0.85	-0.12	-8.78	-6.66	-33.0	4.3
15.61	-2.46	-0.78	-7.77	-4.52	-0.75	-0.07	-7.06	-7.81	-33.0	4.3
16.29	-2.09	-0.63	-5.74	-6.27	-0.64	-0.03	-5.14	-9.07	-33.0	4.3
16.96	-1.71	-0.47	-3.53	-8.17	-0.53	0.01	-3.04	-10.44	-33.0	4.3
17.64	-1.14	-0.33	-5.30	-2.28	-0.28	0.02	-4.95	-3.96	-33.0	4.3
18.32	-0.68	-0.14	-2.64	-4.61	-0.17	0.06	-2.43	-5.60	-33.0	4.3
19.00	-0.24	0.03	0.20	-7.00	-0.05	0.11	0.28	-7.37	-33.0	4.3

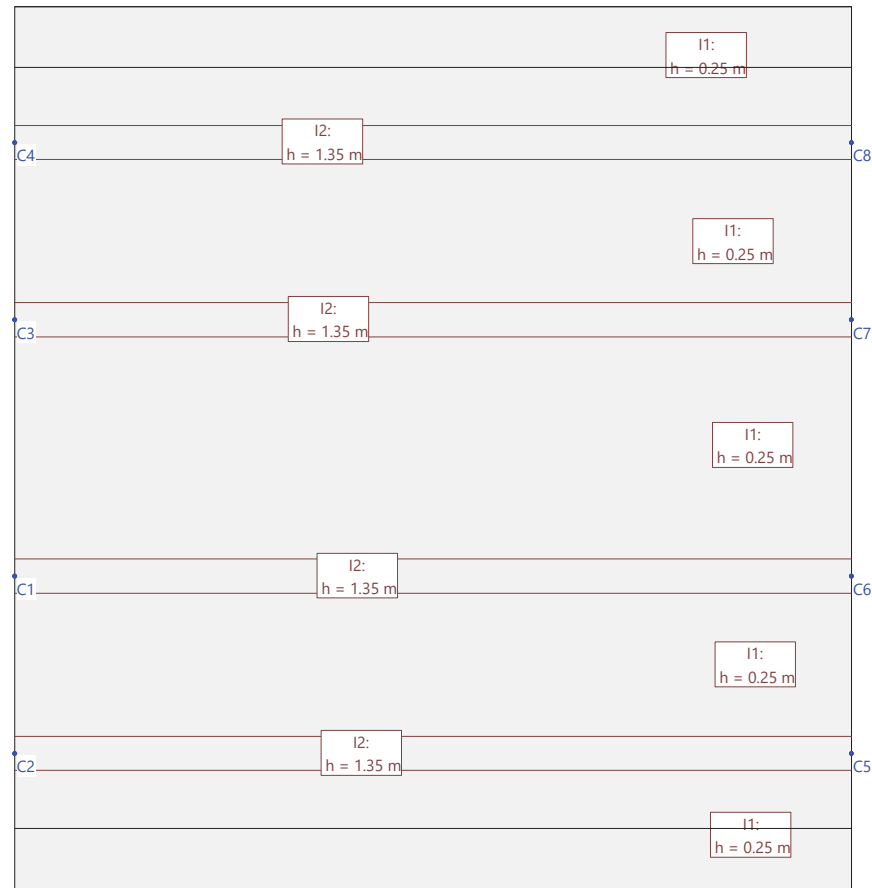
Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS características o raras

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp}(MPa)$	$\sigma_{adm,viga}(+/-)$
	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,losa}$	$\sigma_{inf,losa}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	-0.32	-0.04	0.17	-6.85	-0.02	0.12	0.29	-7.44	-33.0	4.3
0.68	-0.94	-0.42	-2.75	-4.09	-0.14	0.08	-2.42	-5.67	-33.0	4.3
1.36	-1.61	-0.81	-5.49	-1.35	-0.24	0.03	-4.93	-4.05	-33.0	4.3
2.04	-2.37	-1.13	-3.80	-6.91	-0.49	0.03	-3.02	-10.53	-33.0	4.3
2.71	-2.91	-1.45	-6.08	-4.70	-0.59	-0.01	-5.12	-9.17	-33.0	4.3
3.39	-3.42	-1.73	-8.16	-2.66	-0.70	-0.05	-7.04	-7.90	-33.0	4.3
4.07	-3.89	-1.99	-10.03	-0.82	-0.81	-0.10	-8.76	-6.75	-33.0	4.3
4.75	-4.31	-2.22	-11.68	0.83	-0.91	-0.14	-10.27	-5.74	-33.0	4.3
5.43	-4.71	-2.42	-13.13	2.32	-1.00	-0.18	-11.59	-4.83	-33.0	4.3
6.11	-5.08	-2.61	-14.36	3.64	-1.09	-0.21	-12.71	-4.05	-33.0	4.3
6.79	-5.42	-2.78	-15.39	4.81	-1.16	-0.24	-13.62	-3.41	-33.0	4.3
7.46	-5.76	-2.93	-16.22	5.85	-1.22	-0.27	-14.34	-2.91	-33.0	4.3
8.14	-6.08	-3.07	-16.84	6.74	-1.27	-0.29	-14.85	-2.54	-33.0	4.3
8.82	-6.35	-3.19	-17.25	7.43	-1.29	-0.30	-15.15	-2.32	-33.0	4.3
9.50	-6.36	-3.19	-17.36	7.52	-1.30	-0.30	-15.27	-2.24	-33.0	4.3
10.18	-6.35	-3.19	-17.25	7.43	-1.29	-0.30	-15.15	-2.32	-33.0	4.3
10.86	-6.08	-3.07	-16.84	6.74	-1.27	-0.29	-14.85	-2.54	-33.0	4.3
11.54	-5.76	-2.93	-16.22	5.85	-1.22	-0.27	-14.34	-2.91	-33.0	4.3
12.21	-5.42	-2.78	-15.39	4.81	-1.16	-0.24	-13.62	-3.41	-33.0	4.3
12.89	-5.08	-2.61	-14.36	3.64	-1.09	-0.21	-12.71	-4.05	-33.0	4.3
13.57	-4.71	-2.42	-13.13	2.32	-1.00	-0.18	-11.59	-4.83	-33.0	4.3
14.25	-4.31	-2.22	-11.68	0.83	-0.91	-0.14	-10.27	-5.74	-33.0	4.3
14.93	-3.89	-1.99	-10.03	-0.82	-0.81	-0.10	-8.76	-6.75	-33.0	4.3
15.61	-3.42	-1.73	-8.16	-2.66	-0.70	-0.05	-7.04	-7.90	-33.0	4.3
16.29	-2.91	-1.45	-6.08	-4.70	-0.59	-0.01	-5.12	-9.17	-33.0	4.3
16.96	-2.37	-1.13	-3.80	-6.91	-0.49	0.03	-3.02	-10.53	-33.0	4.3
17.64	-1.61	-0.81	-5.49	-1.35	-0.24	0.03	-4.93	-4.05	-33.0	4.3
18.32	-0.94	-0.42	-2.75	-4.09	-0.14	0.08	-2.42	-5.67	-33.0	4.3
19.00	-0.32	-0.04	0.17	-6.85	-0.02	0.12	0.29	-7.44	-33.0	4.3



APÉNDICE 1.2.2. VIGA 1,00 M_VANO 11,00 M

Estructura Escala 1 :66.5



DATOS de la ESTRUCTURA

MATERIALES Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	Tipo	Elemento	E _c [kN/mm ²]	v	ρ _s [l/m ³]	α [%]	Clase	f _t [N/mm ²]	f _{yk}	f _{yk}
CC	Hormigón	Columna	33.60	0.17	2.50	0.010	H300	-30.00		f _{yk}
R	Acero para armadu	(general)	205.00	0.30	8.00	0.012	AEH500	500.00		f _{yk}

Nr.:

ETIQUETAS DE ATRIBUTOS DE MATERIALES: Isótropo

Id	Espesor de la losa [m]	Geometría		f _E	Materiales	
		Espejura de la cara superior [m]	Espejura de la cara inferior [m]		Cuerpo	Armaduras
I1	0.25	0	0	1.000	CC	R
I2	1.35	0	0	1.000	CC	R

ETIQUETAS DE MATERIAL: Recubrimiento de la armadura base

Id	u _{XT} [cm]	Recubrimiento de la armadura		u _{YB} [cm]	a _{sXT} [cm ² /m]	a _{sYT} [cm ² /m]	a _{sXB} [cm ² /m]	a _{sYB} [cm ² /m]
		u _{YT} [cm]	u _{XB} [cm]					
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
I2	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-

ETIQUETAS DE MATERIAL: Entradas adicionales de armadura

Id	Tipo	Diámetro de barras				As predefinido			Separación de barras			
		φ _{XT} [mm]	φ _{YT} [mm]	φ _{XB} [mm]	φ _{YB} [mm]	As _{XT} [cm ² /m]	As _{YT} [cm ² /m]	As _{YB} [cm ² /m]	s _{XT} [cm]	s _{YT} [cm]	s _{XB} [cm]	s _{YB} [cm]
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I1	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0
I2	As a dimens	-	-	-	-	-	-	-	15.0	15.0	15.0	15.0

PILARES - Estructura

Id	Tipo	Sección	Geometría		Posición		
			dx [m]	dy [m]	X [m]	Y [m]	wx [°]
C1	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	4.12	0
C2	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	1.78	0
C3	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	7.49	0
C4	Pilar	QS	0.05	0.05	0.00	9.82	0
C5	Pilar	QS	0.05	0.05	11.00	1.78	0
C6	Pilar	QS	0.05	0.05	11.00	4.12	0
C7	Pilar	QS	0.05	0.05	11.00	7.49	0
C8	Pilar	QS	0.05	0.05	11.00	9.82	0

PILARES - Estructura 3D

Id	Altura [m]	Geometría		Transferencia de cargas con PP	
		Esviación x [m]	Esviación y [m]	masa adicional [t/m]	
C1	3.00			Si	0
C2	3.00			Si	0
C3	3.00			Si	0
C4	3.00			Si	0
C5	3.00			Si	0
C6	3.00			Si	0
C7	3.00			Si	0
C8	3.00			Si	0

PILARES - Modelo EF

Id	Tipo	Descripción	NO lin.	Sdz [kN/m]	Apoyos		du [m]	Zona de apoyo		
					Srx [kNm]	Sry [kNm]		dv [m]	wu [°]	wv [°]
C1	Punto	No	\$ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-	-
C2	Punto	No	\$ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-	-
C3	Punto	No	\$ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-	-
C4	Punto	No	\$ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-	-
C5	Punto	No	\$ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-	-
C6	Punto	No	\$ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-	-
C7	Punto	No	\$ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-	-
C8	Punto	No	\$ 22001.195	libre	libre	-	-	-	-	-

Nr.:

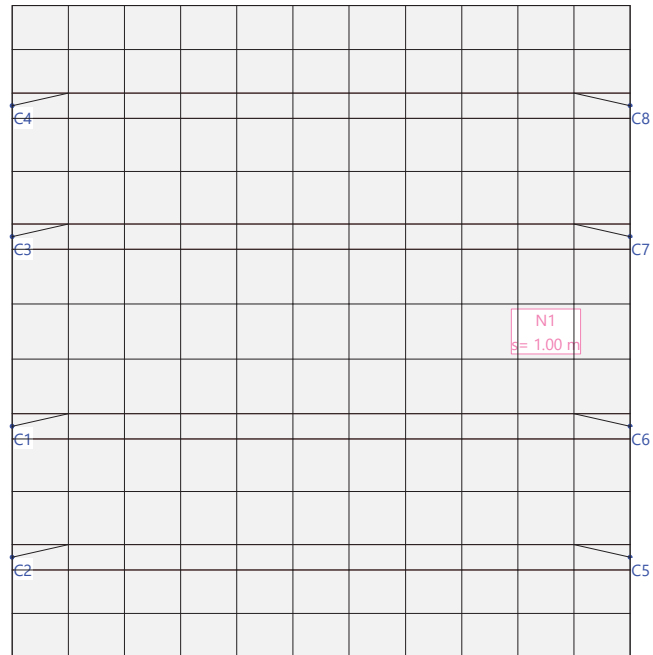
§ : Cálculo automático de rigidez de pilar

PILARES: Secciones transversales

Id	Tipo	Materiales	Parámetro [m]	Perfil laminado
QS	Círculo	CC,R	D=0.05	

Malla EF

Escala 1 :90.0



Cargas (1)

act.	Identificación	Descripción	Tipo	Categoría	Acción	Subcategoría
SI	Cmb	Carga muerta. Barr	Hipótesis de carga	Cargas Muertas		
SI	CMp	Carga muerta. Pavi	Hipótesis de carga	Cargas Muertas		
SI	PP	Peso propio	Hipótesis de carga	Peso propio		
SI	SCP1	Sobrecarga Puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP2	Sobrecarga Puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP3	Sobrecarga puntual	Generador (carga móvi	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP1#1	SCP1 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP1#2	SCP1 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP1#3	SCP1 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP2#1	SCP2 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP2#2	SCP2 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP2#3	SCP2 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP3#1	SCP3 - Posición 1	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP3#2	SCP3 - Posición 2	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCP3#3	SCP3 - Posición 3	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 Q		
SI	SCU1	Sobrecarga uniform	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		
SI	SCU2	Sobrecarga uniform	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		
SI	SCU3	Sobrecarga uniform	Hipótesis de carga	Modelo de carga 1 q		

Nr.:

act.	Identificación	Descripción	Tipo	Categoría	Acción	Subcategoría
SI	!Exp-G	permanente	Combinación de export	Peso propio		
SI	!Exp-Q	variable	Combinación de export	Definida por el usua	general	

act. : activo

Cargas (2)

act.	Identificación	AutoGW On	AutoGW excl.	AutoExport On	AutoExport Fact.	NL
SI	CMb	SI	No	No	1.000	No
SI	CMp	SI	No	SI	1.000	No
SI	PP	SI	No	SI	1.000	No
SI	SCP1	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP2	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP3	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP1#1	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP1#2	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP1#3	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP2#1	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP2#2	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP2#3	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP3#1	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP3#2	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCP3#3	SI	SI	No	1.000	No
SI	SCU1	SI	No	SI	1.000	No
SI	SCU2	SI	No	No	1.000	No
SI	SCU3	SI	No	SI	1.000	No
SI	!Exp-G	No	No	No	1.000	No
SI	!Exp-Q	No	No	No	1.000	No

AutoGW : Crear envolventes autom.

AutoExport : Exportar autom.

act. : activo

excl. : Superposición exclusiva

NL : Resolución no lineal

Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA Cmb : Carga muerta. Barreras

Carga lineal

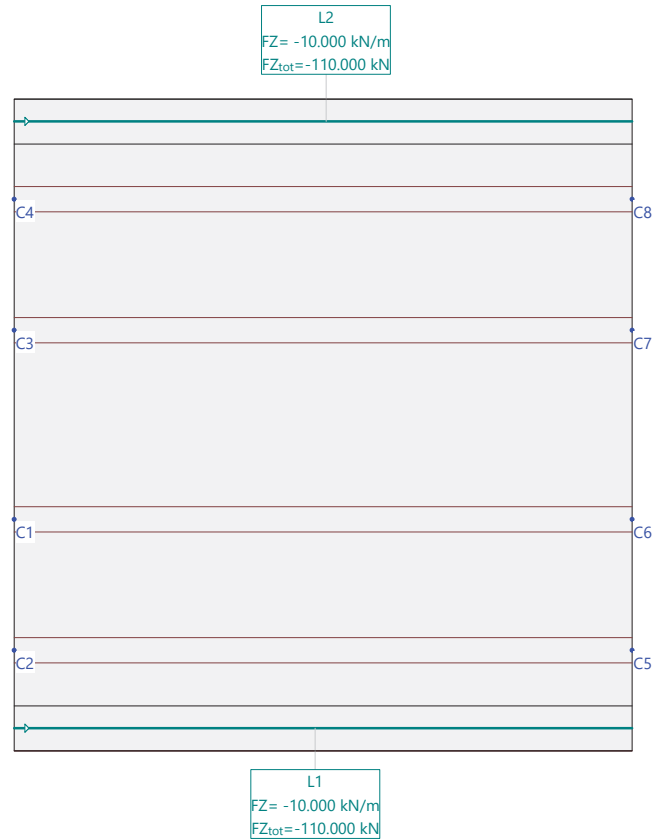
ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Longitud [m]	MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
L1	-0.00	0.40		11.00	0	-10.000	-110.000
L2	-0.00	11.20		11.00	0	-10.000	-110.000

Suma Z

Total Carga [kN]
Total
-220.000

Hipótesis de carga Cmb: Carga muerta. Barreras

Escala 1 :90.0



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA Cmp : Carga muerta. Pavimento

Carga repartida (Rectángulo)

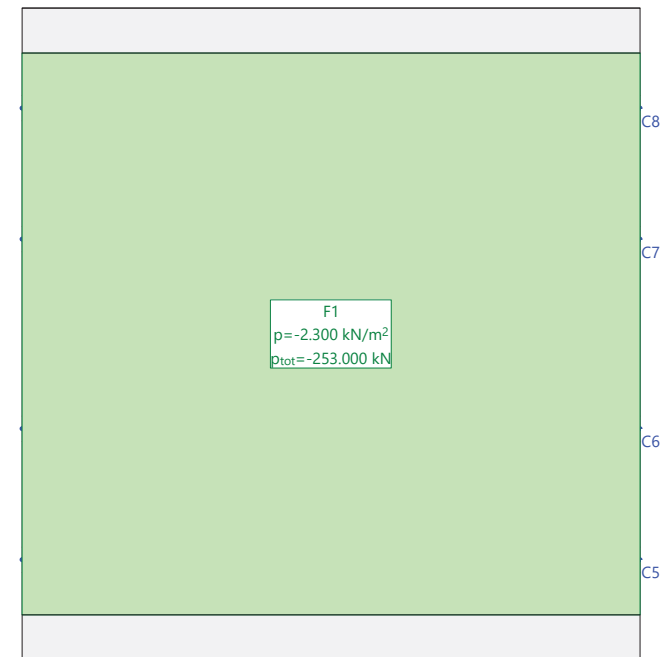
ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría X2 [m]	Y2 [m]	Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
F1	-0.00	0.80	11.00	10.80	110.00	-2.300	-253.000

Suma Z

Total Carga [kN]
Total
-253.000

Hipótesis de carga Cmp: Carga muerta. Pavimento

Escala 1 :90.0



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA PP : Peso propio

Carga repartida (Toda la estructura)

ID	Volumen [m³]	Geometría Espesor [cm]	Area [m²]	Carga Valor [kN/m²]	Subtotal Carga Z [kN]
F1	53.68	var.	127.60	-6.250	-797.500

Carga lineal

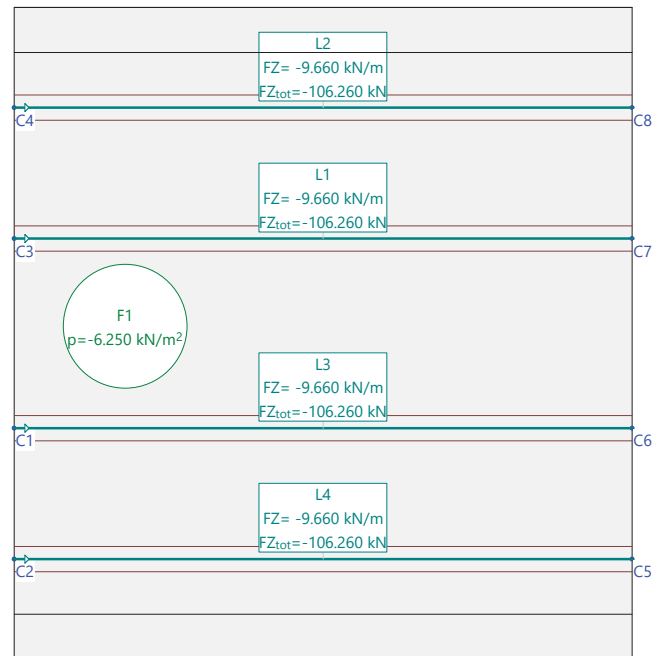
ID	Geometría			Longitud [m]	Carga		Subtotal Carga Z [kN]
	X [m]	Y [m]	M [kNm/m]		FZ [kN/m]		
L1	0.00	7.49	0	11.00	-9.660	-106.260	
L2	11.00	7.49	0				
L3	11.00	9.82	0	11.00	-9.660	-106.260	
L4	0.00	9.82	0				
L3	0.00	4.12	0	11.00	-9.660	-106.260	
L4	11.00	4.12	0				
L4	0.00	1.79	0	11.00	-9.660	-106.260	
L4	11.00	1.79	0				

Suma Z

Total Carga [kN]
Total
-1222.540

Hipótesis de carga PP: Peso propio

Escala 1 :90.0



Nr.:

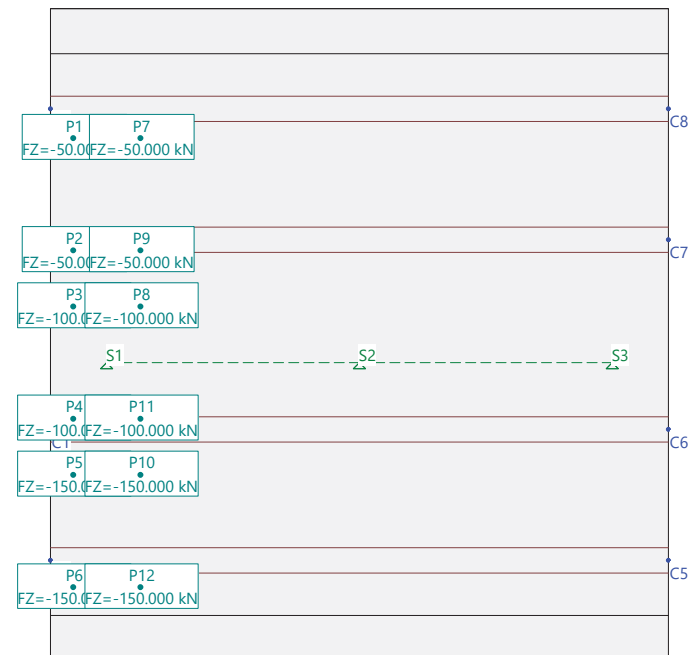
GENERADOR (CARGA MÓVIL) SCP1 : Sobrecarga Puntual. Posición 1

Carga puntual

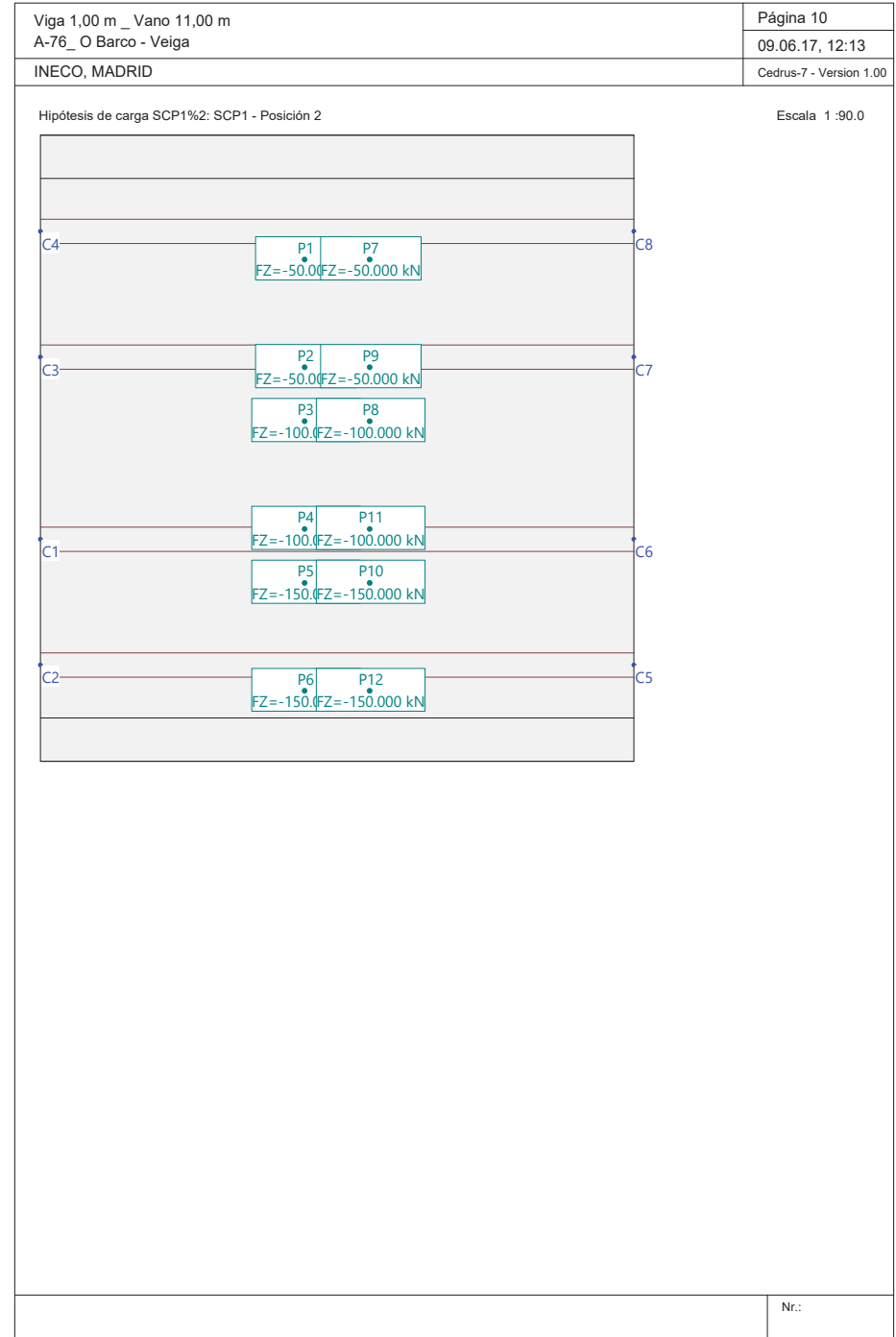
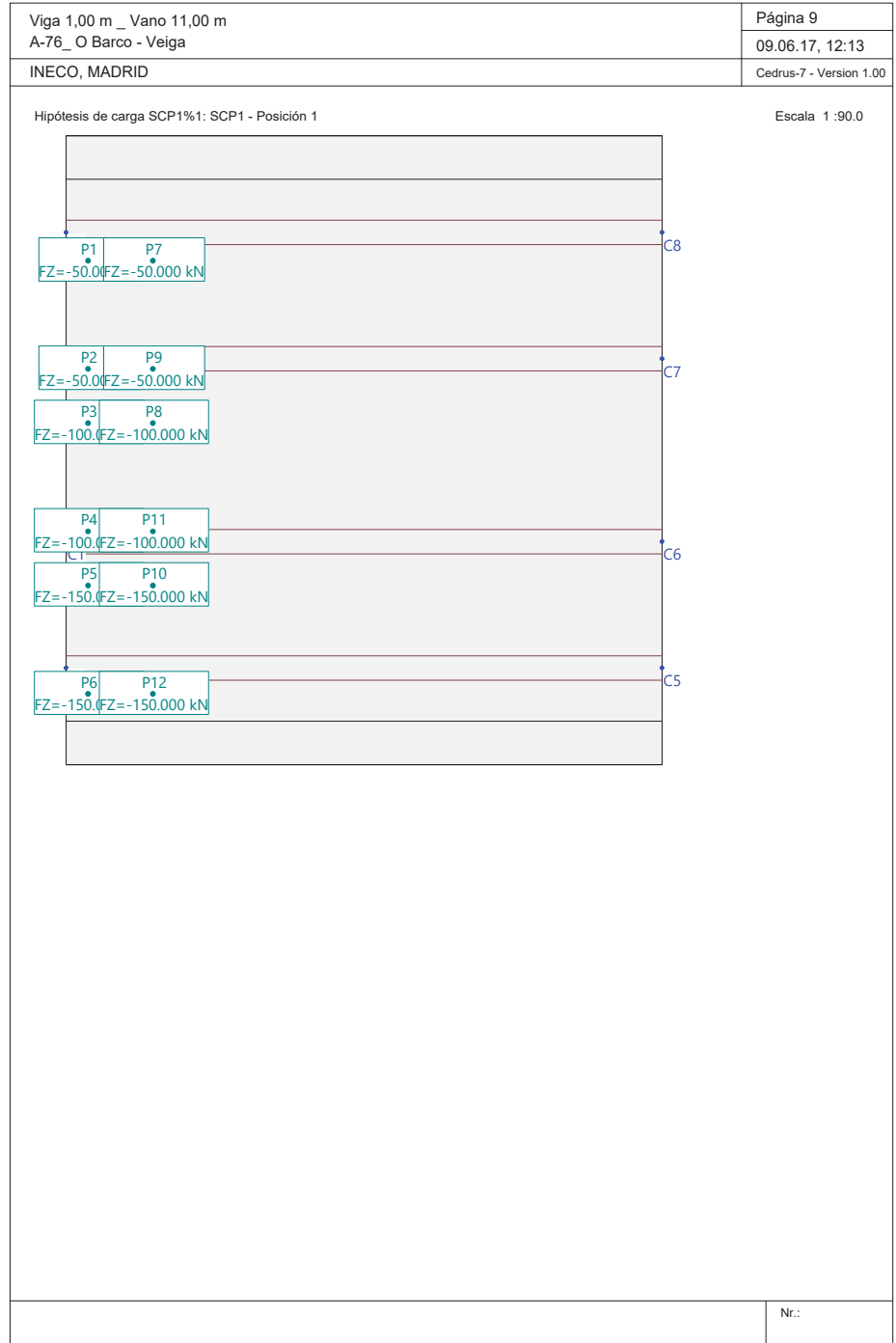
ID	Geometría		Momento		Subtotal Carga Z [kN]
	X [m]	Y [m]	MX [kNm]	MY [kNm]	
P1	0.40	9.30	0	0	
P2	0.40	7.30	0	0	
P3	0.40	6.30	0	0	
P4	0.40	4.30	0	0	
P5	0.40	3.30	0	0	
P6	0.40	1.30	0	0	
P7	1.60	9.30	0	0	
P8	1.60	6.30	0	0	
P9	1.60	7.30	0	0	
P10	1.60	3.30	0	0	
P11	1.60	4.30	0	0	
P12	1.60	1.30	0	0	

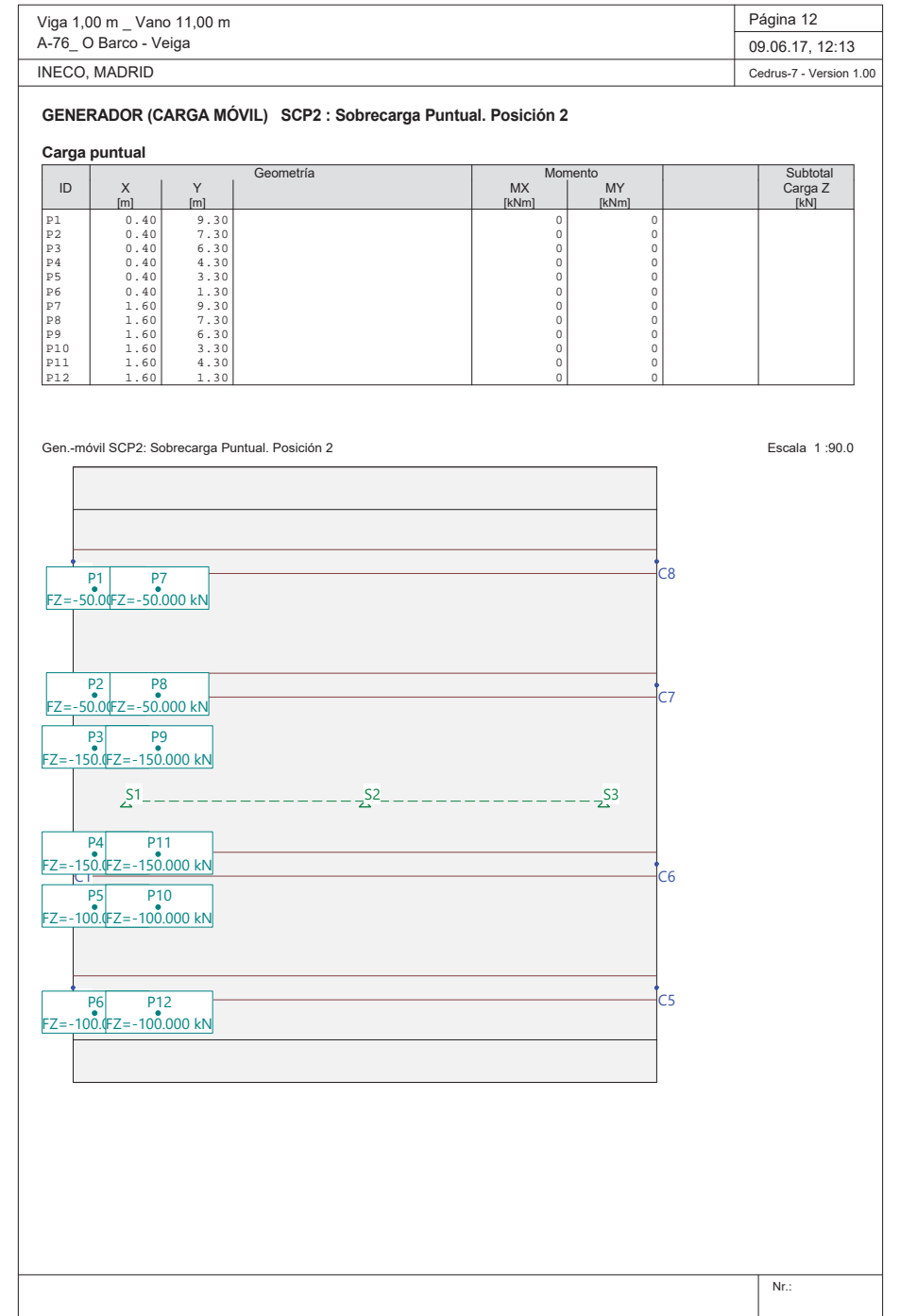
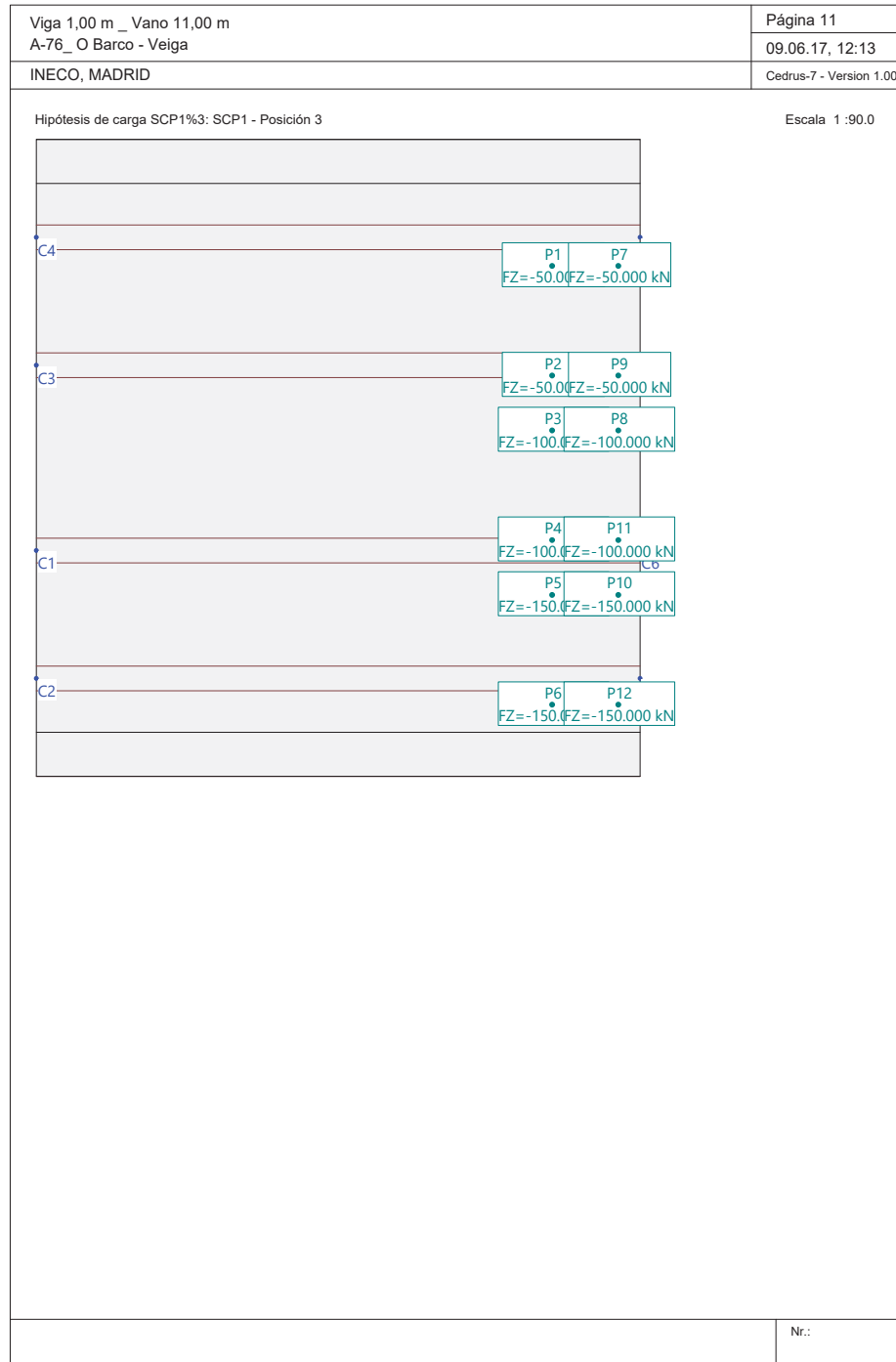
Gen.-móvil SCP1: Sobrecarga Puntual. Posición 1

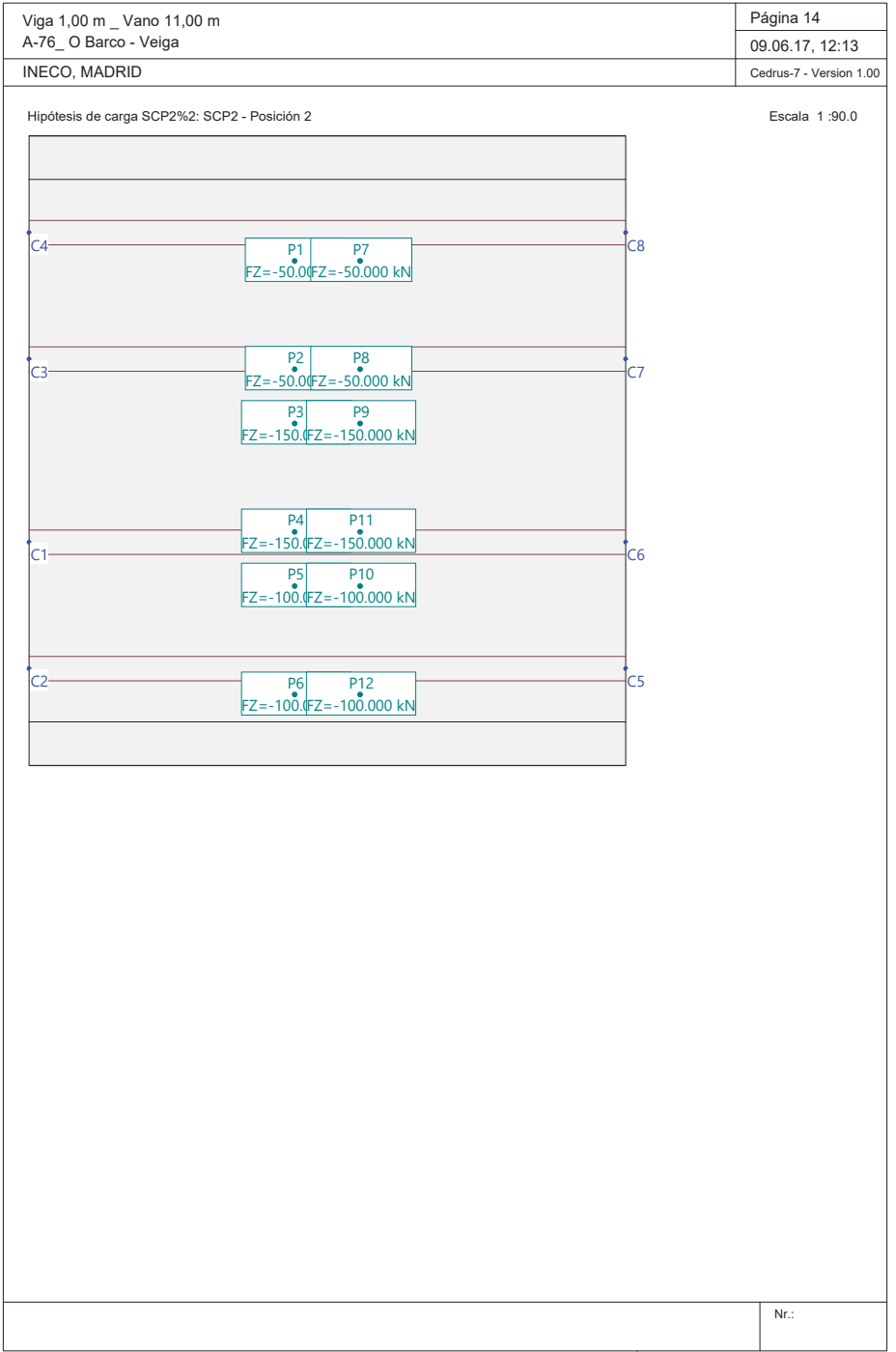
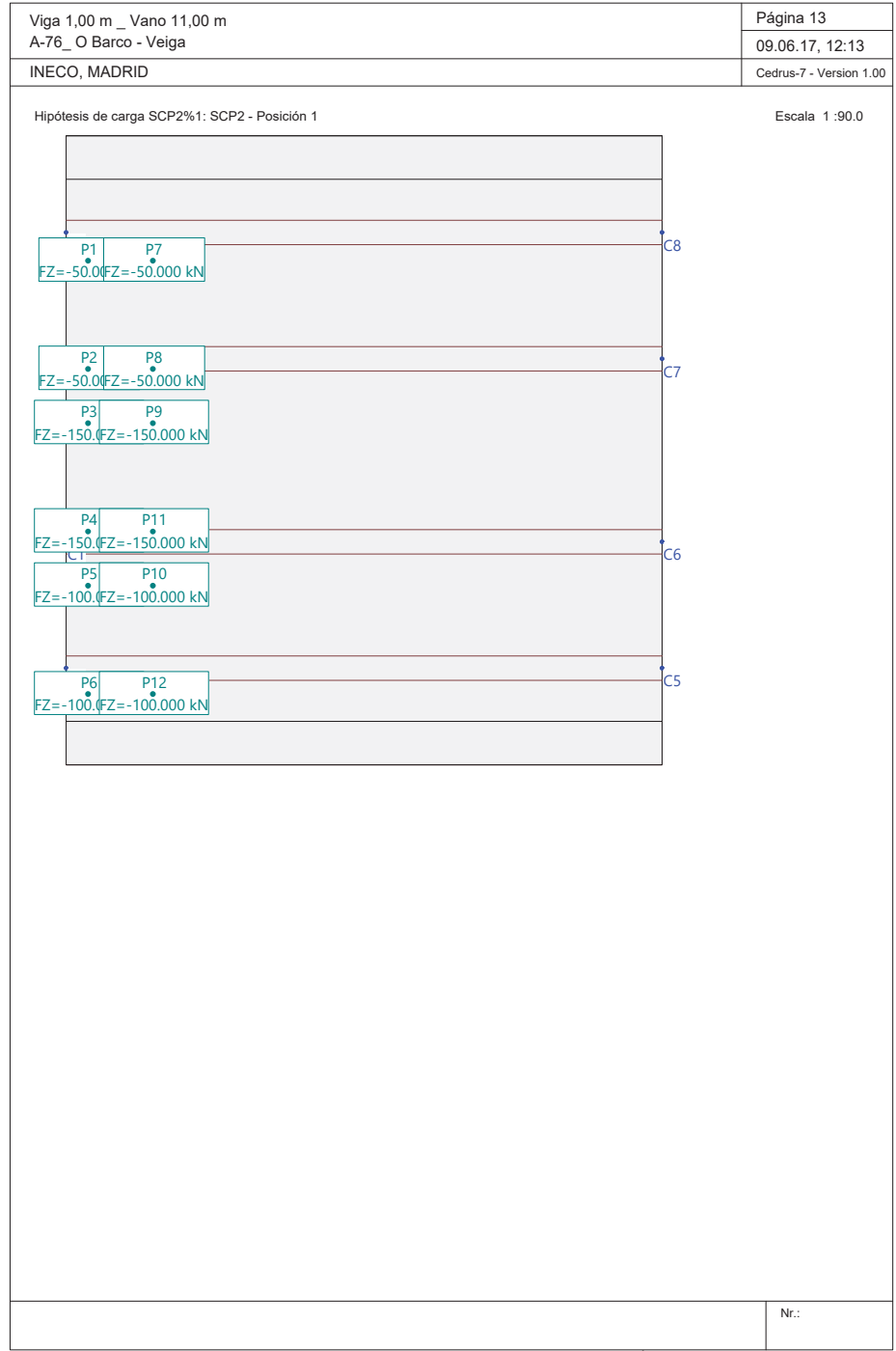
Escala 1 :90.0

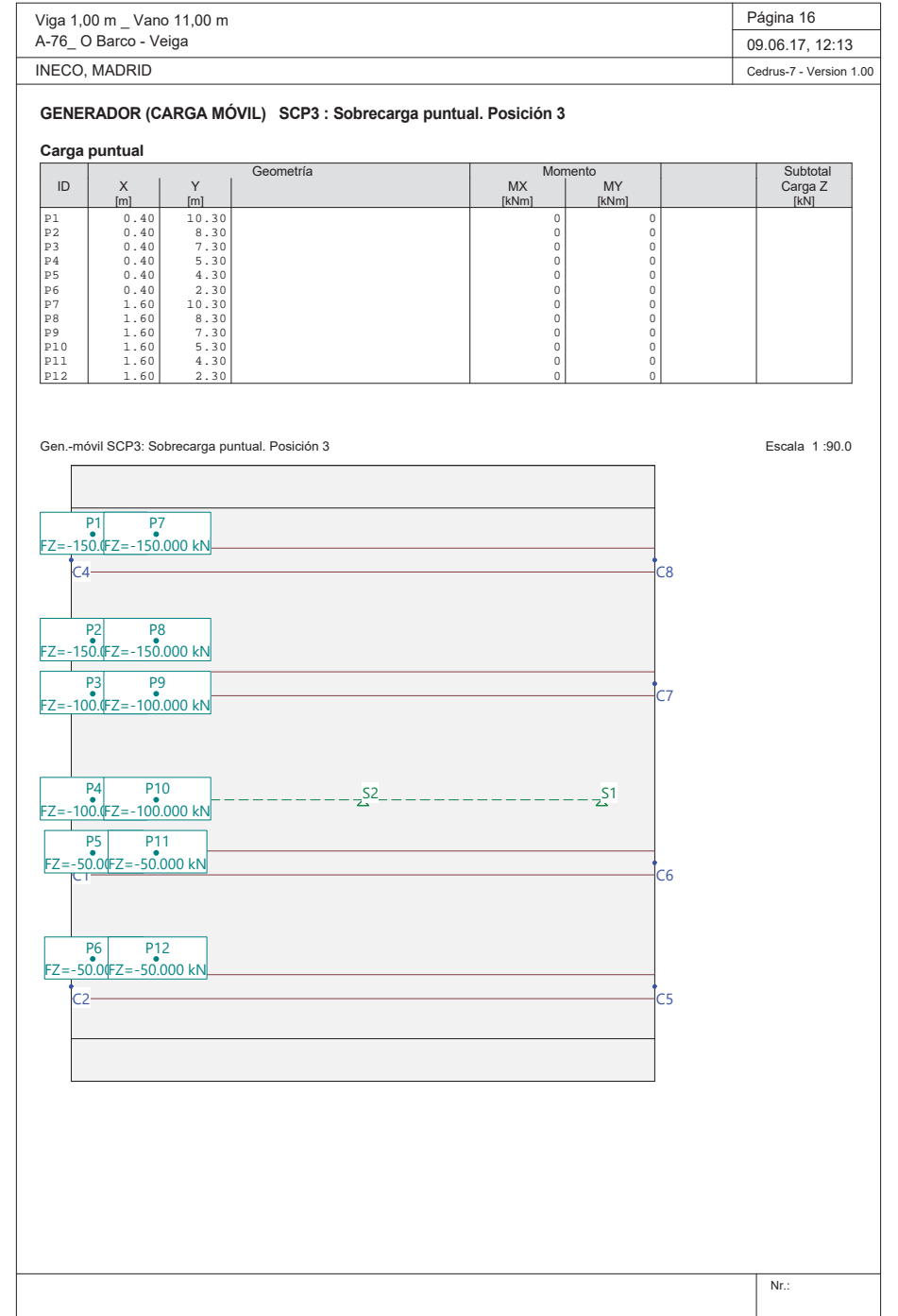
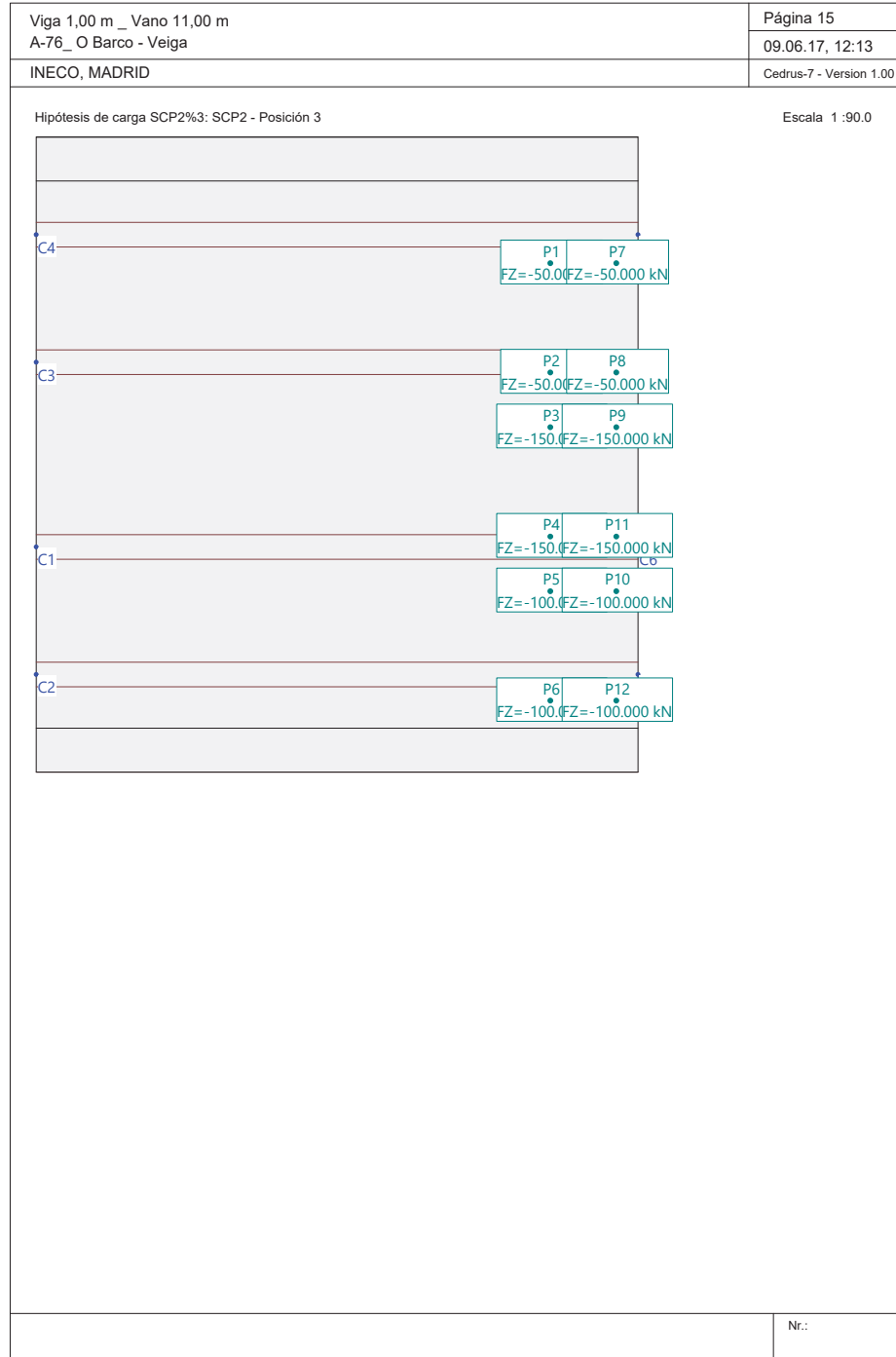


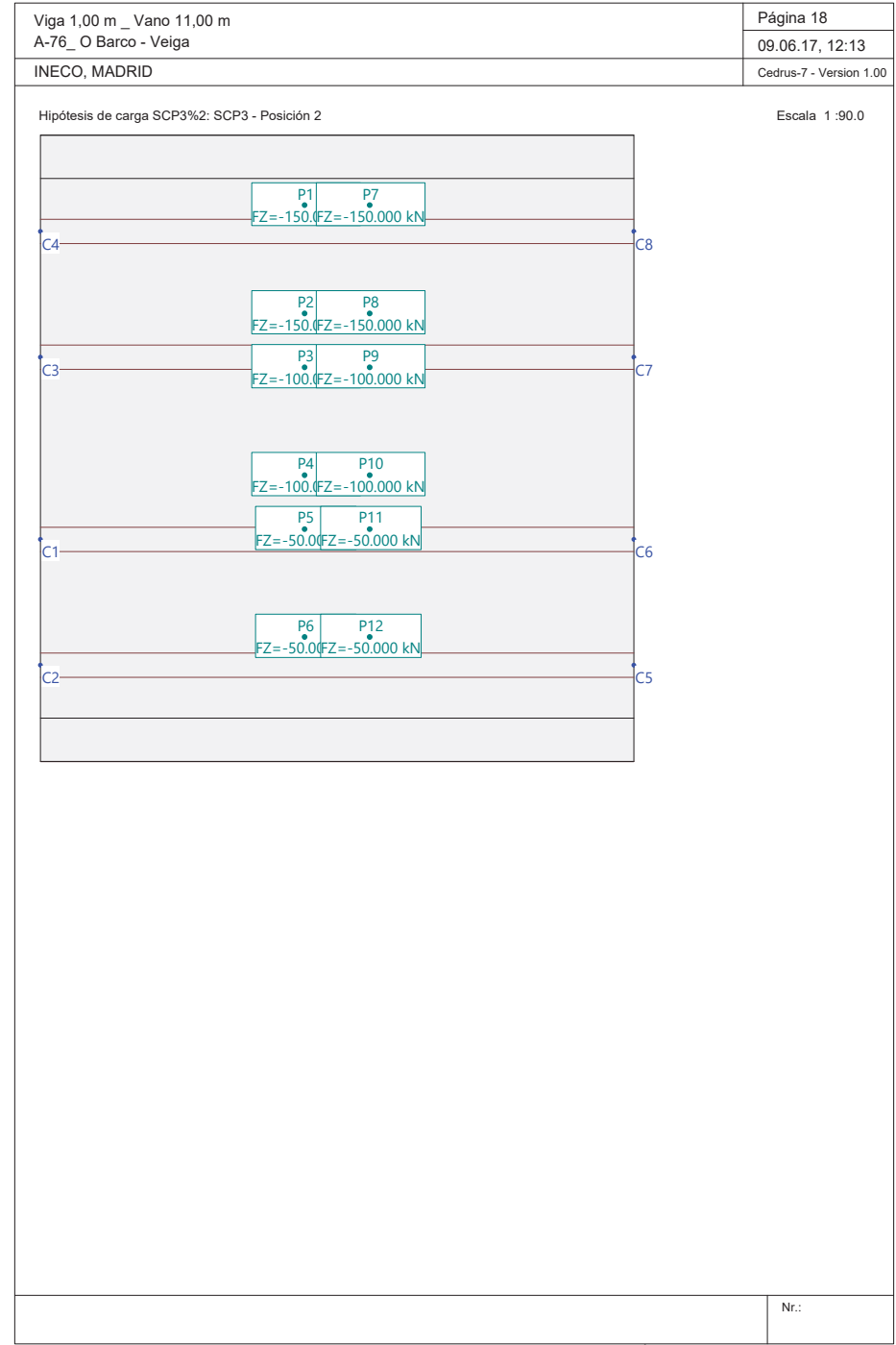
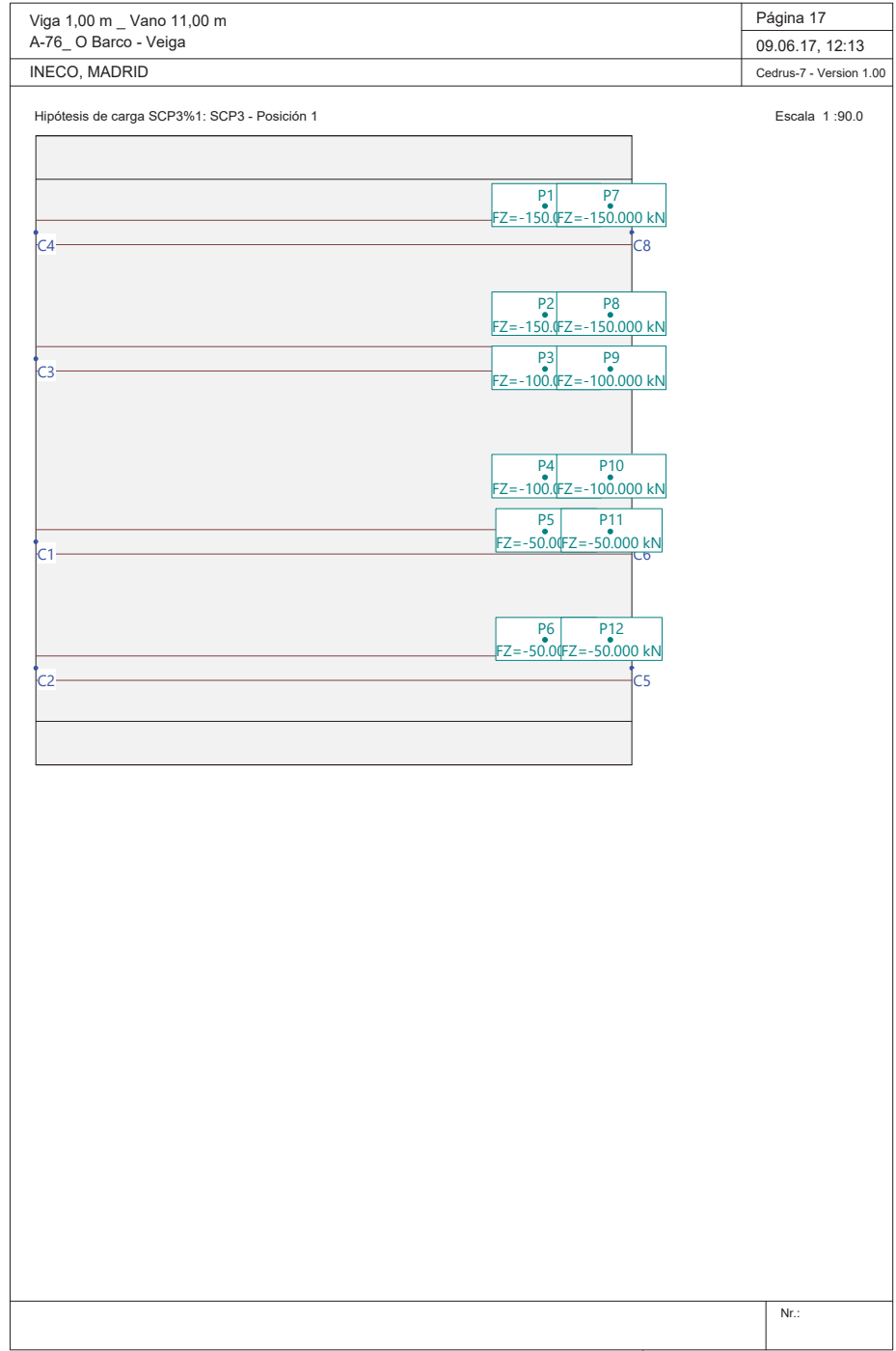
Nr.:

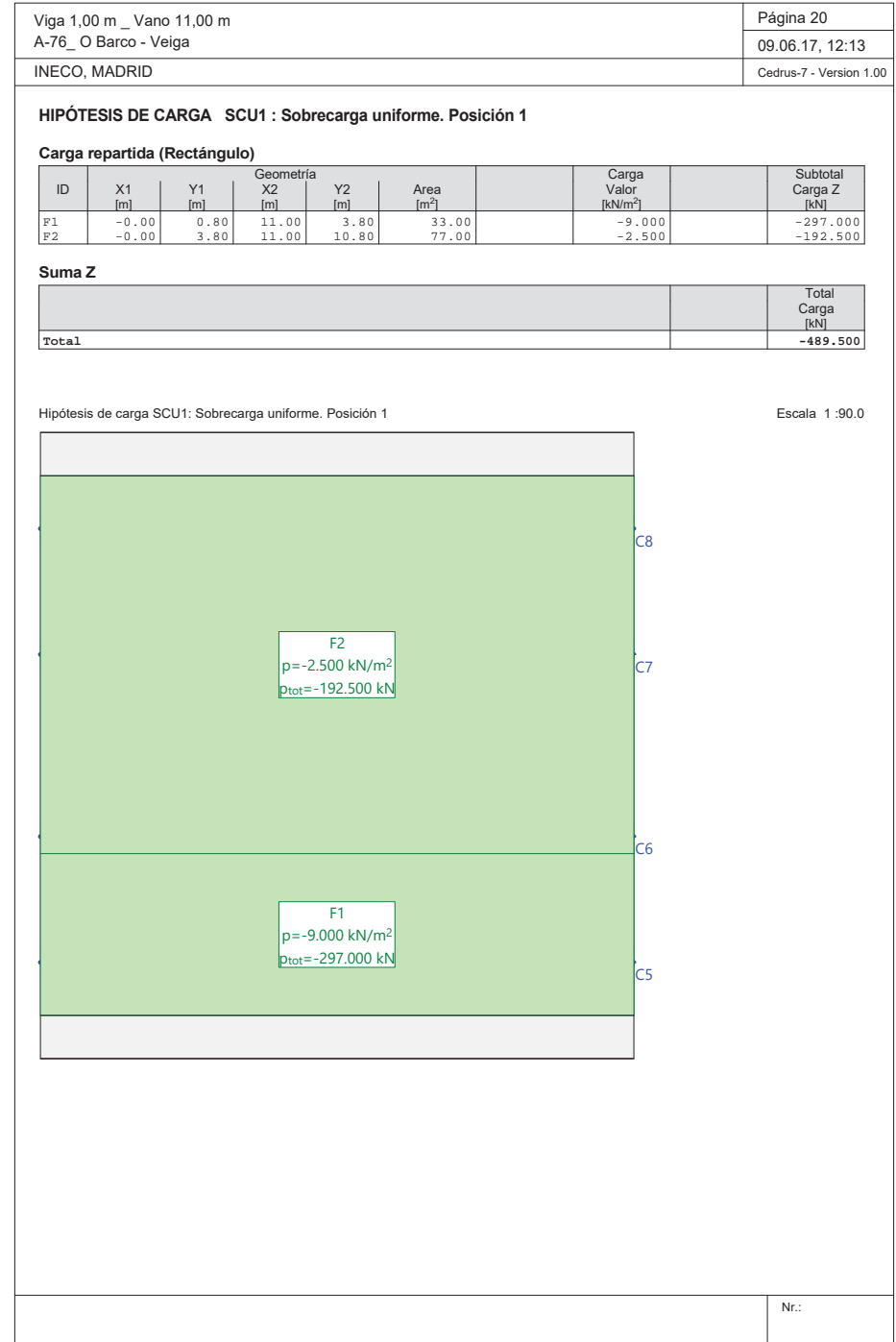
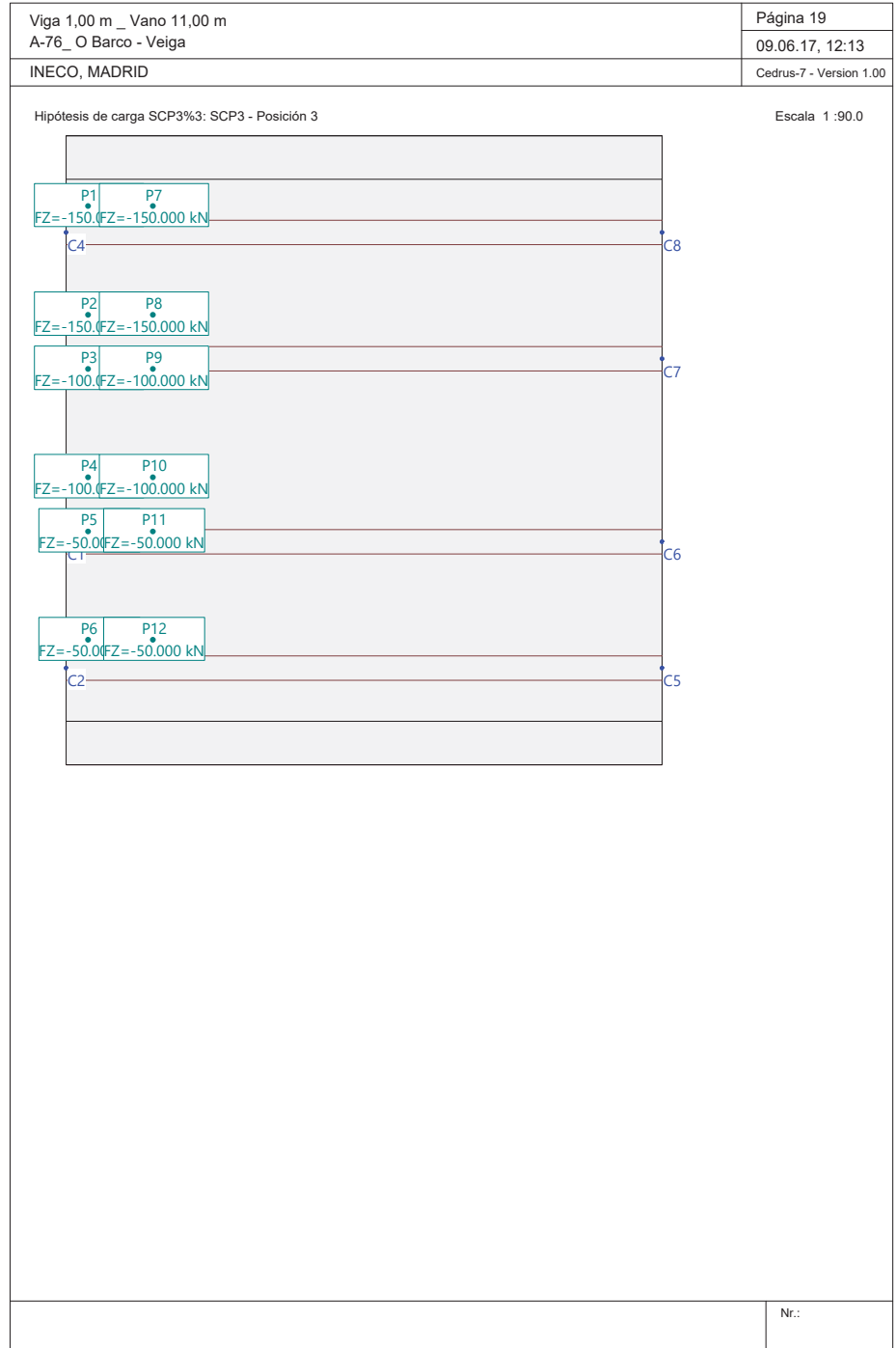












HIPÓTESIS DE CARGA SCU2 : Sobrecarga uniforme. Posición 2

Carga repartida (Rectángulo)

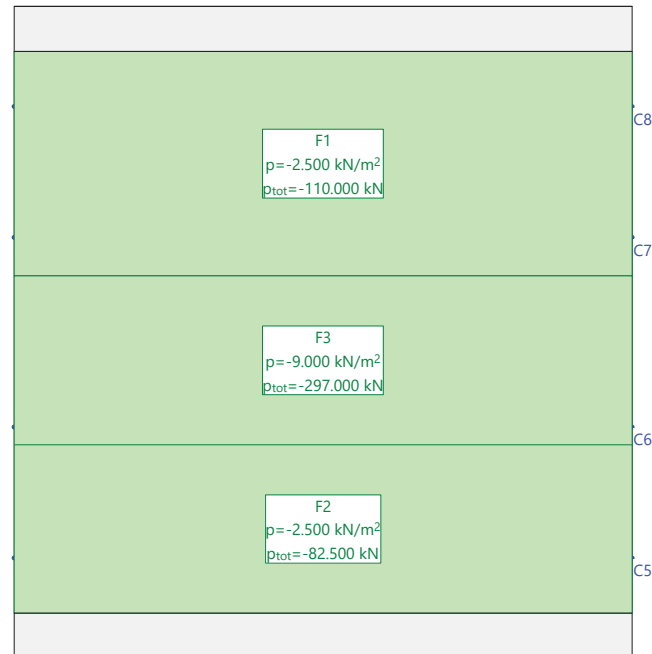
ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	-0.00	10.80	11.00	6.80	44.00	-2.500	-110.000
F2	-0.00	3.80	11.00	0.80	33.00	-2.500	-82.500
F3	-0.00	6.80	11.00	3.80	33.00	-9.000	-297.000

Suma Z

Total Carga [kN]
Total
-489.500

Hipótesis de carga SCU2: Sobrecarga uniforme. Posición 2

Escala 1 :90.0



Nr.:

HIPÓTESIS DE CARGA SCU3 : Sobrecarga uniforme. Posición 3

Carga repartida (Rectángulo)

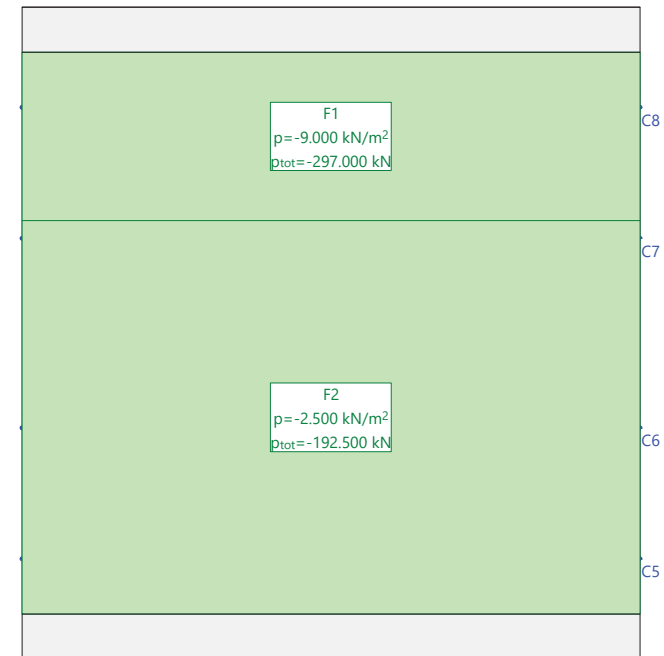
ID	X1 [m]	Y1 [m]	Geometría		Area [m ²]	Carga Valor [kN/m ²]	Subtotal Carga Z [kN]
			X2 [m]	Y2 [m]			
F1	-0.00	7.80	11.00	10.80	33.00	-9.000	-297.000
F2	-0.00	0.80	11.00	7.80	77.00	-2.500	-192.500

Suma Z

Total Carga [kN]
Total
-489.500

Hipótesis de carga SCU3: Sobrecarga uniforme. Posición 3

Escala 1 :90.0



Nr.:

Combinación de resultados

Combinación de resultados CM

ID Hip. de carga	Factor	Descripción
CMb	1.000	Carga muerta. Barreras
CMp	1.000	Carga muerta. Pavimento

Especificación de envolventes: ENVSCP

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Conjunto Tráfico Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ENVSCP

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Modelo de carga 1 Q (si es crítico	ya sea	SCP1%1 SCP1 - Posición 1	1.000	
			o	SCP1%2 SCP1 - Posición 2	1.000	
			o	SCP1%3 SCP1 - Posición 3	1.000	
			o	SCP2%1 SCP2 - Posición 1	1.000	
			o	SCP2%2 SCP2 - Posición 2	1.000	
			o	SCP2%3 SCP2 - Posición 3	1.000	
			o	SCP3%1 SCP3 - Posición 1	1.000	
			o	SCP3%2 SCP3 - Posición 2	1.000	
			o	SCP3%3 SCP3 - Posición 3	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envolventes: ENVSCU

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Conjunto Tráfico Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

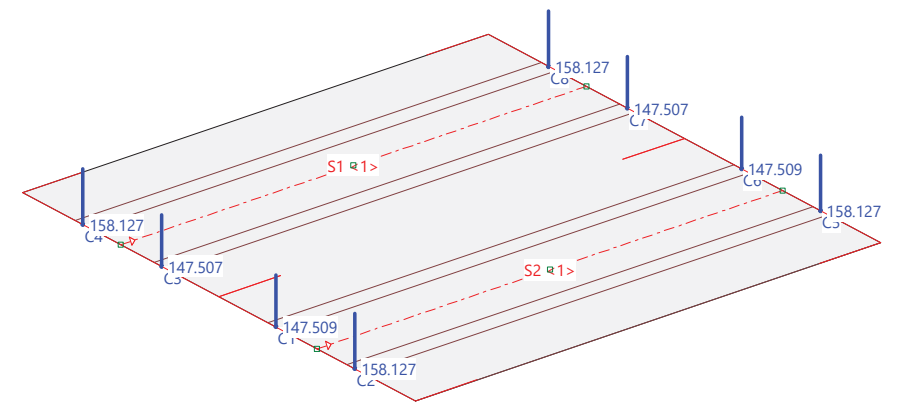
para la especificación de envolventes ENVSCU

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Modelo de carga 1 q (si es crítico	ya sea	SCU1 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	
			o	SCU2 Sobrecarga uniforme. Posición 2	1.000	
			o	SCU3 Sobrecarga uniforme. Posición	1.000	

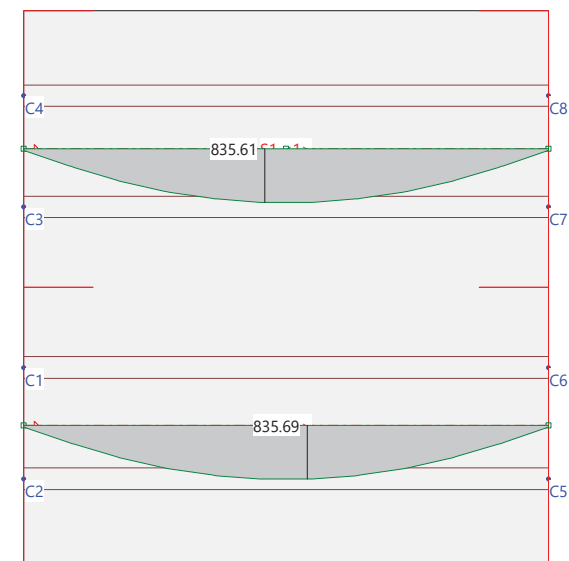
Alt : Superposición alternativa

Nr.:

Reacciones.Fuerzas Pilares: Hipótesis de carga PP
Texto: Pilares: [kN]
Suma de reacciones RZ = 1222.540[kN]

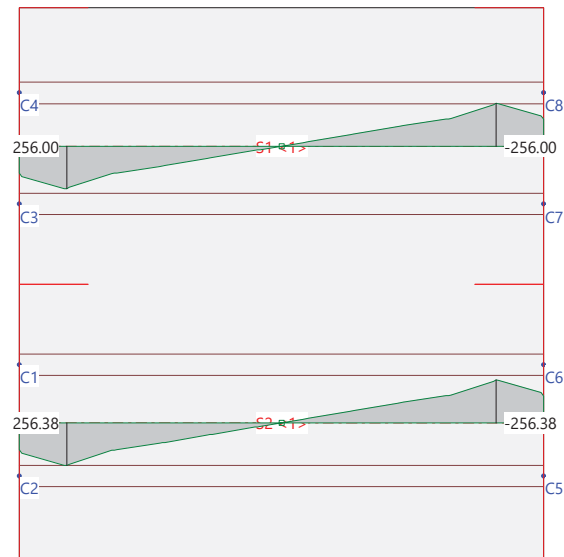


Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Hipótesis de carga PP



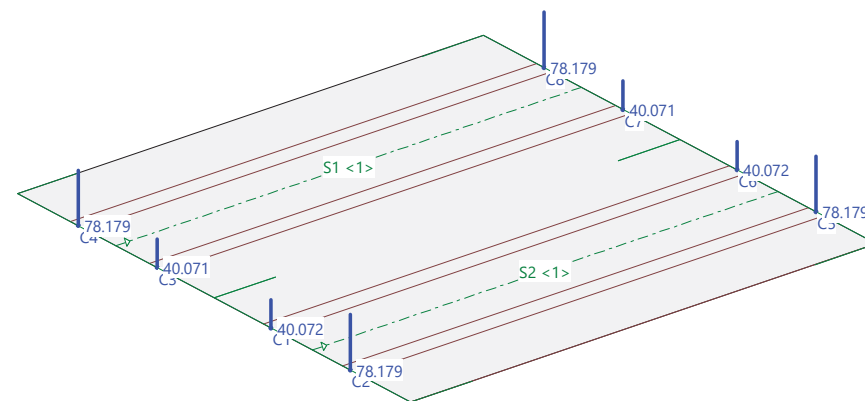
Nr.:

Sección(es) de viga: Esfuerzos Cortantes [kN], Hipótesis de carga PP

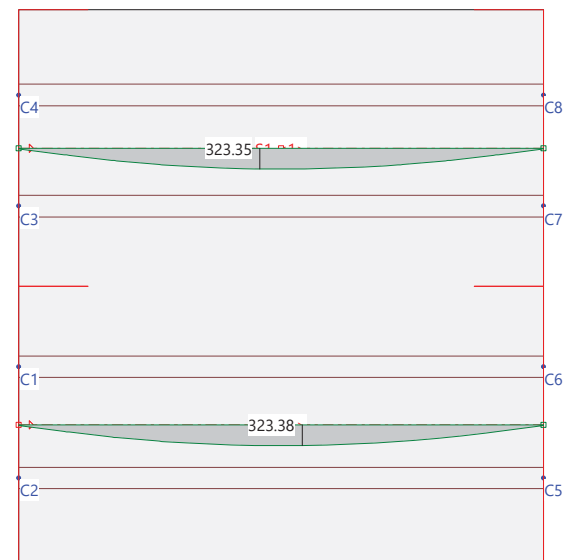


Nr.:

Reacciones.Fuerzas Pilares: Combinación de resultados CM
 Texto: Pilares: [kN]
 Suma de reacciones RZ = 473.000[kN]

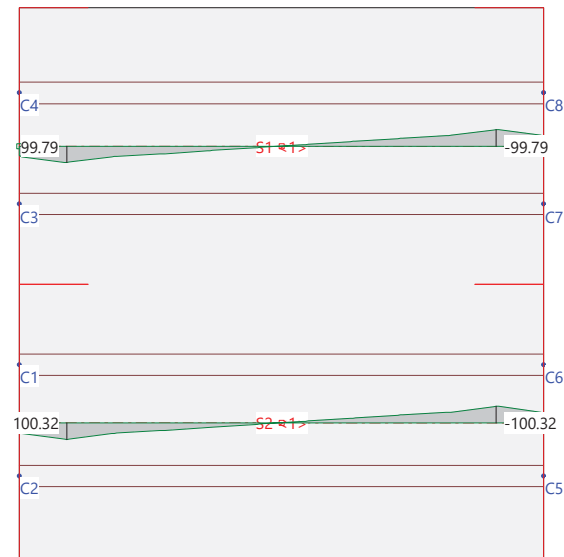


Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Combinación de resultados CM



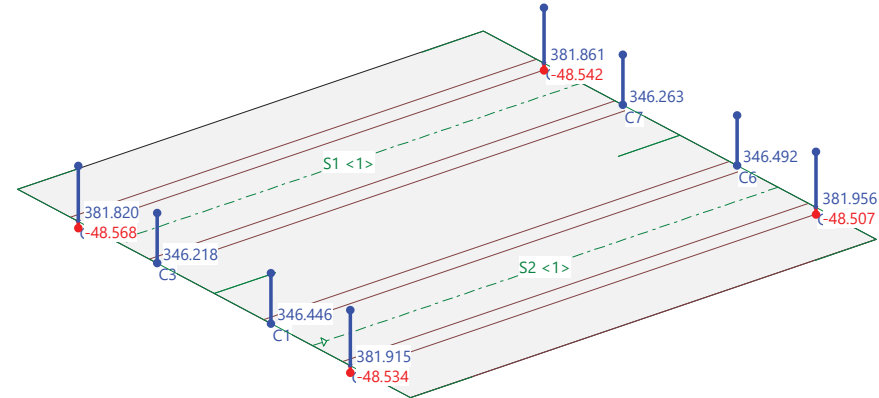
Nr.:

Sección(es) de viga: Esfuerzos Cortantes [kN], Combinación de resultados CM

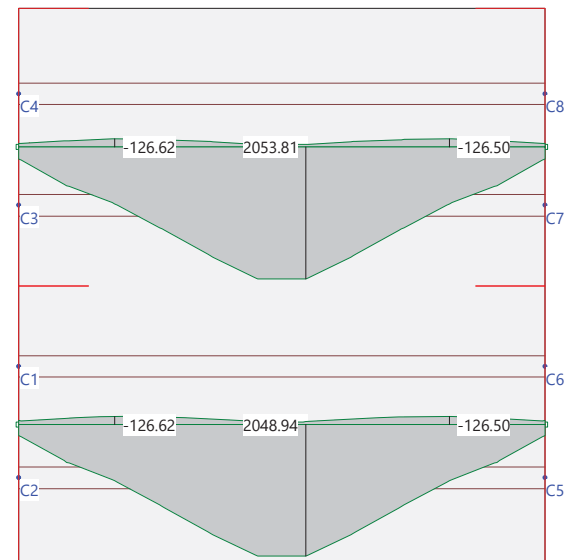


Nr.:

Envolvente de reacciones Pilares: Especificación de env.: ENVSCP Identificaciones: Pilares: [kN]

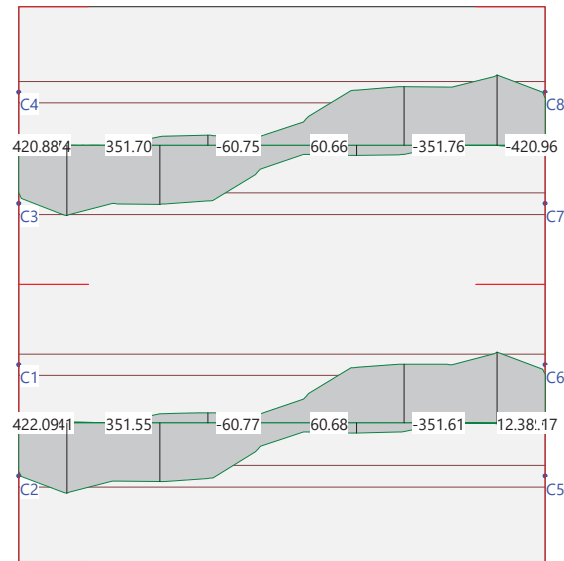


Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación ENVSCP



Nr.:

Sección(es) de viga: Envoltorio de esfuerzos cortantes [kN]. Especificación ENVSCP



Envoltorio de esfuerzos de armado, ENVSCP, Sección de viga: S1 (0.00,8.70 - 11.00,8.70, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-61.57	188.41	-22.74	282.49
0.05	-57.83	200.35	-19.60	317.73
0.95	-93.74	577.89	-3.07	416.29
1.00	-95.55	603.70	0	420.88
1.05	-97.79	613.74	0	412.60
1.95	-125.50	862.11	0	347.43
2.00	-126.62	884.29	0	347.92
2.05	-126.58	903.44	0	348.88
2.95	-117.48	1251.90	-53.03	351.70
3.00	-116.58	1273.25	-54.30	351.09
3.05	-115.20	1294.63	-55.41	350.58
3.95	-87.71	1664.52	-60.75	331.95
4.00	-85.84	1687.36	-60.21	330.48
4.05	-83.64	1708.14	-59.79	328.68
4.95	-45.31	2035.39	-54.97	174.08
5.00	-44.41	2053.77	-54.81	157.47
5.05	-43.20	2048.04	-54.81	140.52
5.95	-43.04	2048.07	-140.51	54.72
6.00	-44.25	2053.81	-157.45	54.72
6.05	-45.15	2035.45	-174.05	54.88
6.95	-83.41	1708.54	-328.60	59.70
7.00	-85.62	1687.77	-330.40	60.12
7.05	-87.48	1664.92	-331.89	60.66
7.95	-115.03	1294.88	-350.63	55.33
8.00	-116.41	1273.49	-351.15	54.23
8.05	-117.31	1252.13	-351.76	52.95
8.95	-126.46	903.51	-348.96	0
9.00	-126.50	884.35	-347.99	0
9.05	-125.39	862.17	-347.50	0
9.95	-97.72	613.34	-412.68	0
10.00	-95.49	603.32	-420.96	0
10.05	-93.68	577.53	-416.36	3.02
10.95	-57.85	200.35	-317.48	19.56
11.00	-61.60	188.44	-282.29	22.71

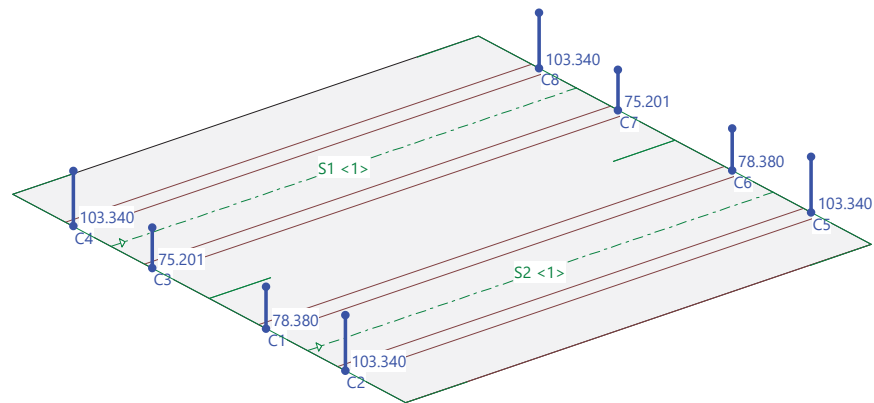
Nr.:

Envoltorio de esfuerzos de armado, ENVSCP, Sección de viga: S2 (0.00,2.90 - 11.00,2.90, Ancho 5.80)

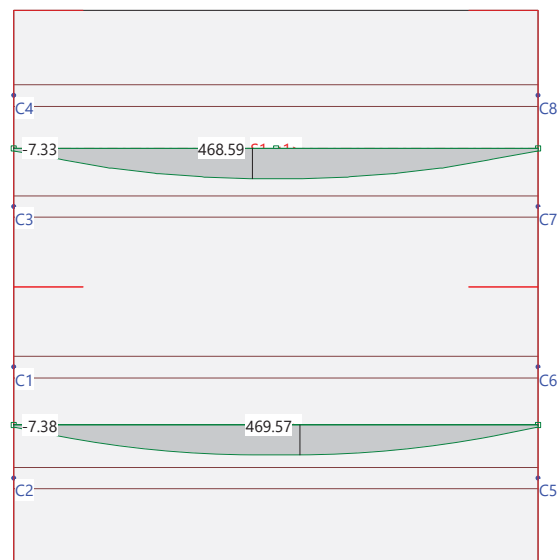
Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-58.91	174.66	-9.63	290.52
0.05	-56.13	190.88	-12.41	321.06
0.95	-95.62	561.97	-5.09	416.26
1.00	-97.93	586.74	-5.37	422.09
1.05	-99.72	598.76	-4.26	413.87
1.95	-125.50	855.32	0	348.32
2.00	-126.62	877.21	0	348.70
2.05	-126.57	896.80	0	349.55
2.95	-117.33	1253.62	-52.91	351.55
3.00	-116.42	1275.21	-54.20	350.96
3.05	-115.04	1296.59	-55.32	350.47
3.95	-87.54	1671.13	-60.77	331.99
4.00	-85.68	1694.30	-60.23	330.52
4.05	-83.48	1715.02	-59.80	328.72
4.95	-45.24	2030.74	-54.97	174.08
5.00	-44.34	2048.89	-54.82	157.47
5.05	-43.12	2043.50	-54.82	140.51
5.95	-42.96	2043.53	-140.51	54.73
6.00	-44.18	2048.94	-157.45	54.73
6.05	-45.08	2030.82	-174.04	54.88
6.95	-83.25	1715.43	-328.63	59.71
7.00	-85.45	1694.71	-330.44	60.14
7.05	-87.32	1671.53	-331.93	60.68
7.95	-114.87	1296.83	-350.52	55.24
8.00	-116.25	1275.45	-351.01	54.12
8.05	-117.16	1253.86	-351.61	52.83
8.95	-126.45	896.89	-349.62	0
9.00	-126.50	877.29	-348.77	0
9.05	-125.39	855.40	-348.40	0
9.95	-99.66	598.37	-413.95	4.20
10.00	-97.86	586.37	-422.17	5.31
10.05	-95.56	561.62	-416.34	5.04
10.95	-56.15	190.90	-320.80	12.38
11.00	-58.93	174.71	-290.31	9.60

Nr.:

Envolvente de reacciones Pilares: Especificación de env.: ENVSCU Identificaciones: Pilares: [kN]

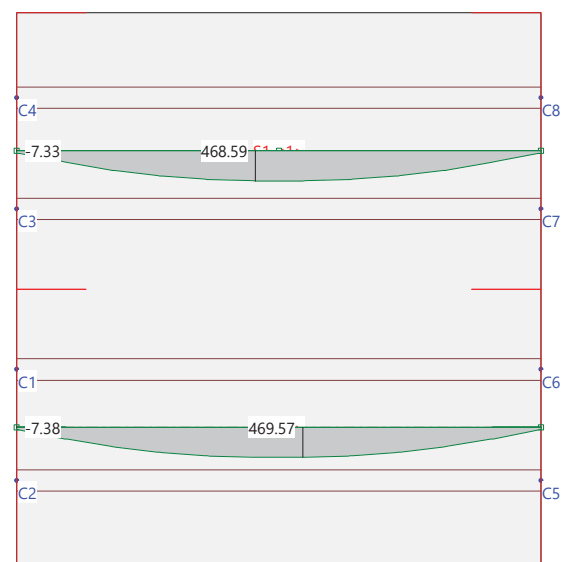


Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación ENVSCU



Nr.:

Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación ENVSCU



Envolvente de esfuerzos de armado, ENVSCU, Sección de viga: S1 (0.00,8.70 - 11.00,8.70, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-7.33	33.97	0	92.26
0.05	-5.85	40.80	0	103.47
0.95	-2.61	166.41	0	146.39
1.00	-2.49	174.29	0	147.01
1.05	-2.38	181.49	0	142.33
1.95	-0.63	297.28	0	92.38
2.00	-0.62	303.82	0	91.09
2.05	-0.52	308.62	0	89.97
2.95	0	386.96	0	67.59
3.00	0	391.49	0	66.05
3.05	0	394.50	0	64.56
3.95	0	443.04	0	40.19
4.00	0	445.81	0	38.78
4.05	0	447.10	0	37.41
4.95	0	467.45	0	14.28
5.00	0	468.59	0	12.90
5.05	0	468.25	0	11.53
5.95	0	468.25	-11.53	0
6.00	0	468.59	-12.90	0
6.05	0	467.45	-14.28	0
6.95	0	447.10	-37.41	0
7.00	0	445.81	-38.78	0
7.05	0	443.04	-40.19	0
7.95	0	394.50	-64.56	0
8.00	0	391.49	-66.05	0
8.05	0	386.96	-67.59	0
8.95	-0.52	308.62	-89.97	0
9.00	-0.62	303.82	-91.09	0
9.05	-0.63	297.28	-92.38	0
9.95	-2.38	181.49	-142.33	0
10.00	-2.49	174.29	-147.01	0
10.05	-2.61	166.41	-146.39	0
10.95	-5.85	40.80	-103.47	0
11.00	-7.33	33.97	-92.26	0

Nr.:

Envolvente de esfuerzos de armado, ENVSCU, Sección de viga: S2 (0.00,2.90 - 11.00,2.90, Ancho 5.80)

Distancia [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]
-0.00	0	0	0	0
0.00	-7.38	34.52	0	91.49
0.05	-5.74	39.97	0	103.13
0.95	-2.62	172.13	0	146.08
1.00	-2.51	180.35	0	147.10
1.05	-2.39	186.98	0	142.50
1.95	-0.63	296.74	0	92.75
2.00	-0.62	303.15	0	91.42
2.05	-0.52	308.11	0	90.24
2.95	0	387.78	0	67.52
3.00	0	392.30	0	65.99
3.05	0	395.34	0	64.50
3.95	0	443.97	0	40.20
4.00	0	446.73	0	38.80
4.05	0	448.04	0	37.43
4.95	0	468.46	0	14.28
5.00	0	469.57	0	12.90
5.05	0	469.27	0	11.53
5.95	0	469.27	-11.53	0
6.00	0	469.57	-12.90	0
6.05	0	468.46	-14.28	0
6.95	0	448.04	-37.43	0
7.00	0	446.73	-38.80	0
7.05	0	443.97	-40.20	0
7.95	0	395.34	-64.50	0
8.00	0	392.30	-65.99	0
8.05	0	387.78	-67.52	0
8.95	-0.52	308.11	-90.24	0
9.00	-0.62	303.15	-91.42	0
9.05	-0.63	296.74	-92.75	0
9.95	-2.39	186.98	-142.50	0
10.00	-2.51	180.35	-147.10	0
10.05	-2.62	172.13	-146.08	0
10.95	-5.74	39.97	-103.13	0
11.00	-7.38	34.52	-91.49	0

Nr.:

CÁLCULO DE VIGAS PRETENSADAS ISOSTÁTICAS

Datos: Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superi

VIGA	Canto (m):	1.000	LOSA	Canto (m):	0.250
	A (m ²):	0.771		Ancho eficaz (m):	5.800
	I (m ⁴):	0.082	TABLERO	Luz (m):	11.000
	Y _{cdg} (m):	0.369		Culata viga (m):	0.400
	(Canto-Y _{cdg}) (m):	0.631		Longitud total (m):	11.800
	W _{sup} (m ³):	0.129			
	W _{inf} (m ³):	0.221			
	Nº almas:	2			
	Canto alma (m):	1.250			
	Espesor alma (m):	0.150			
	Espesor tabla inferior (m):	0.320			
PRETENSADO	Resistencia última del acero de pret.(MPa):	1860		Ep (MPa):	190000
	Pretensado tesado al (%):	75.0			

Pretensado							
Nivel	Cota (m)	Nº de cables	φ cable (")	Área (mm ²)	Área (cm ²)	L _{entubado} (m)	Separ. (m)
1	0.05	5	0.60	140.0	7.0	0.00	0.05
1	0.05	10	0.60	140.0	14.0	2.00	0.05
2	0.95	4	0.60	140.0	5.6	0.00	0.09
3					0.0		
5					0.0		
6					0.0		
7							
8							
9							

Fichero de pérdidas de pretensado:

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superi

MATERIALES	Hormigón Viga	Hormigón Losa	UNIDADES	Fuerza	KN
	Ec (MPa):	33822		Ec (MPa):	28577
	f _{ck} (MPa):	55		f _{ck} (MPa):	30
	Relaciones entre módulos de elasticidad:				
	Acero pretensado/hormigón viga:	5.62		2.273	1.1365
	hormigón losa/hormigón viga:	0.84		5.800	5.460000191
	Resistencia media a tracción de los hormigones:				
	Viga: f _{ct,m} (MPa):	4.30			
	Losa: f _{ct,m} (MPa):	2.90			
	Coefficientes de minoración de los materiales:				
	Hormigón γ _c :	1.50			
	Tiempo en el que se produce la transferencia del pretensado				
	t (días):	14			
	f _{ct,m} (tiempo):	3.84			
	f _{ck} (tiempo):	45.8			

COEFICIENTES Coeficientes de simultaneidad para las sobrecargas de uso

	γ _{a1}	ψ ₁	ψ ₂
Uniforme	1.00	0.40	0.00
Vehic. Pesados	1.00	0.75	0.00

Coeficientes de mayoración del pretensado ELS

	γ _{G*}
Favorable	0.95
Desfavorable	1.05

Coeficientes de mayoración de acciones ELU situación persistente o transitoria

	Permanentes	Pretensado	Variables
Favorable	1.00	1.00	0.00
Desfavorable	1.35	1.00	1.35

ARMADURA PASIVA

Armadura longitudinal en la losa

	φ	Separ. (m)	Cuantía (cm ² /m)	Cuantía (cm)
Superior	12	0.20	5.65	32.80
Inferior	12	0.20	5.65	32.80

Definición de la armadura de cortante en la viga:

Ángulo de inclinación de las bielas de hormigón

θ =	45.0
-----	------

Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza:

α =	90.0
-----	------

Definición de la armadura de cortante: Cercos en cada alma de la viga.

TRAMO	X _{inic} (m)	X _{final} (m)	long.(m)	φ cerco	Separ. (m)
1	0.00	1.13	1.1	32	0.125
2	1.14	2.17	1.0	20	0.150
3	2.75	5.18	2.4	32	0.250
4	4.13	8.18	4.1	16	0.150
5	5.50	18.98	13.5	16	0.200
6	6.88	22.0	15.1	16.0	0.150
7	8.25	25.0	16.7	32.0	0.250
8	9.63	26.0	16.4	20.0	0.150
9	11.00	27.1	16.1	32.0	0.125

Definición de la armadura de rasante en la viga:

TRAMO	Nº Intervalos/Tr.	Nº Barras/m	φ cerco	L tramo (m)	Separ. (m)
1	3	10	16	1.18	0.100
2	2	10	16	0.79	0.100
3	4	10	12	1.57	0.100
4	3	6	12	1.18	0.167
5	2	6	12	0.79	0.167

MOMENTOS ÚLTIMOS DE LAS SECCIONES

Fichero con los datos de los momentos últimos de las secciones

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superiores\TIPO A\

APARATOS DE APOYO

Dimensiones en planta de los aparatos de apoyc

a (mm):	200
b (mm):	2500

Tensiones admisibles (máx. y mín.) para los aparatos de apoyc

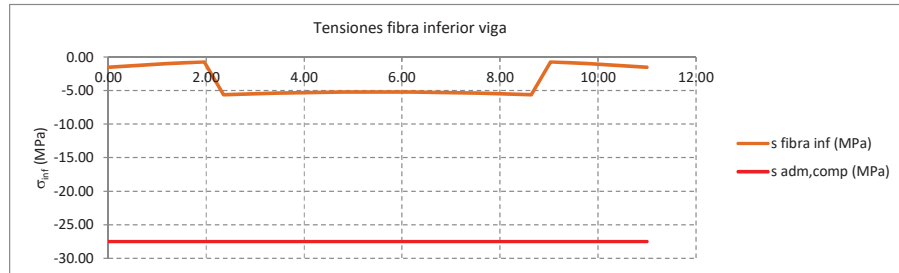
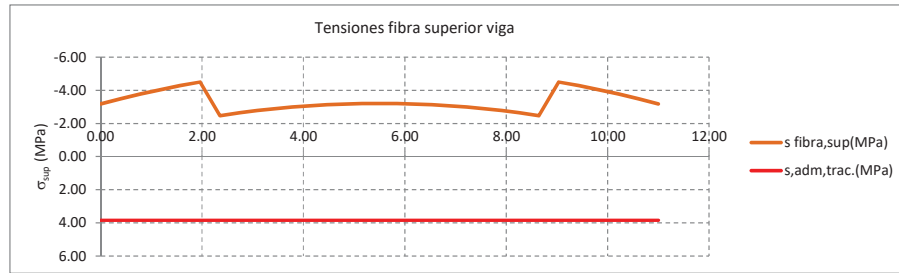
Máx. (kN/m ²):	15000.0
Mín. (kN/m ²):	2000.0

Fichero con los datos de las reacciones verticales en apoyos

Q:\pry\gprs\gest\ ESTRUCTURAS\2_Estr.Proyectos Vivos\CA-PC.141238 A76 O Barco-veiga\03-FICHEROS DE CÁLCULO\Fase III\Pasos superiores\TIPO A\

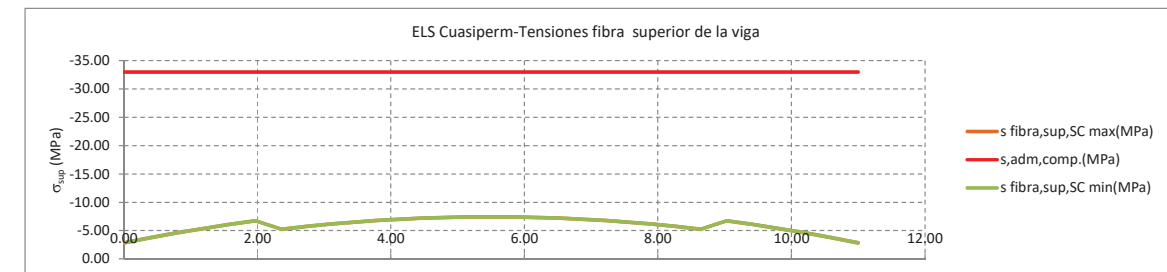
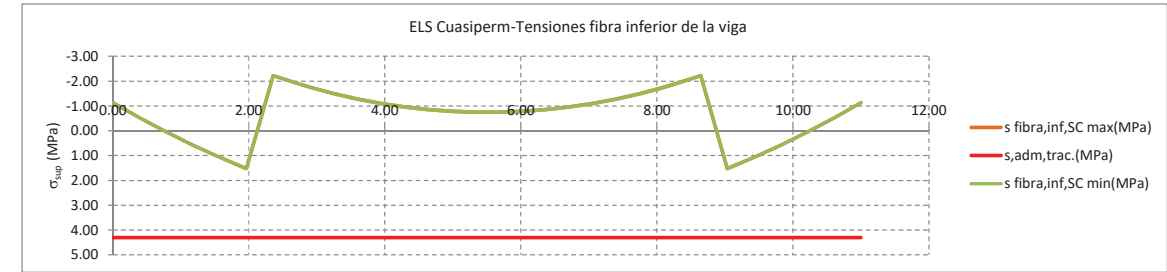
Cálculo de Tensiones -Comprobación de la viga en vacío.

x (m)	$\sigma_{sup,load}$	$\sigma_{inf,load}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{adm,comp}(t)(c)$	$\sigma_{adm,viga}(t)(t)>$
0.00	0.00	0.00	-3.18	-1.53	-27.5	3.8
0.39	0.00	0.00	-3.49	-1.35	-27.5	3.8
0.79	0.00	0.00	-3.77	-1.18	-27.5	3.8
1.18	0.00	0.00	-4.04	-1.02	-27.5	3.8
1.57	0.00	0.00	-4.28	-0.88	-27.5	3.8
1.96	0.00	0.00	-4.50	-0.75	-27.5	3.8
2.36	0.00	0.00	-2.47	-5.64	-27.5	3.8
2.75	0.00	0.00	-2.64	-5.54	-27.5	3.8
3.14	0.00	0.00	-2.79	-5.46	-27.5	3.8
3.54	0.00	0.00	-2.92	-5.38	-27.5	3.8
3.93	0.00	0.00	-3.02	-5.32	-27.5	3.8
4.32	0.00	0.00	-3.10	-5.28	-27.5	3.8
4.71	0.00	0.00	-3.16	-5.24	-27.5	3.8
5.11	0.00	0.00	-3.20	-5.22	-27.5	3.8
5.50	0.00	0.00	-3.21	-5.21	-27.5	3.8
5.89	0.00	0.00	-3.20	-5.22	-27.5	3.8
6.29	0.00	0.00	-3.16	-5.24	-27.5	3.8
6.68	0.00	0.00	-3.10	-5.28	-27.5	3.8
7.07	0.00	0.00	-3.02	-5.32	-27.5	3.8
7.46	0.00	0.00	-2.92	-5.38	-27.5	3.8
7.86	0.00	0.00	-2.79	-5.46	-27.5	3.8
8.25	0.00	0.00	-2.64	-5.54	-27.5	3.8
8.64	0.00	0.00	-2.47	-5.64	-27.5	3.8
9.04	0.00	0.00	-4.50	-0.75	-27.5	3.8
9.43	0.00	0.00	-4.28	-0.88	-27.5	3.8
9.82	0.00	0.00	-4.04	-1.02	-27.5	3.8
10.21	0.00	0.00	-3.77	-1.18	-27.5	3.8
10.61	0.00	0.00	-3.49	-1.35	-27.5	3.8
11.00	0.00	0.00	-3.18	-1.53	-27.5	3.8



Cálculo de Tensiones - Combinaciones ELS Cuasipermanentes

x (m)	Valor máximo de las sobrecargas de tráfico				Valor mínimo de las sobrecargas de tráfico				$\sigma_{adm,comp}(t)(c)$	$\sigma_{adm,viga}(t)(t)>$
	$\sigma_{sup,load}$	$\sigma_{inf,load}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$	$\sigma_{sup,load}$	$\sigma_{inf,load}$	$\sigma_{sup,viga}$	$\sigma_{inf,viga}$		
0.00	0.00	0.05	-2.83	-1.13	0.00	0.05	-2.83	-1.13	-33.0	4.3
0.39	-0.05	0.03	-3.73	-0.52	-0.05	0.03	-3.73	-0.52	-33.0	4.3
0.79	-0.09	0.01	-4.57	0.05	-0.09	0.01	-4.57	0.05	-33.0	4.3
1.18	-0.13	0.00	-5.35	0.58	-0.13	0.00	-5.35	0.58	-33.0	4.3
1.57	-0.17	-0.02	-6.07	1.07	-0.17	-0.02	-6.07	1.07	-33.0	4.3
1.96	-0.21	-0.04	-6.72	1.52	-0.21	-0.04	-6.72	1.52	-33.0	4.3
2.36	-0.32	-0.02	-5.25	-2.22	-0.32	-0.02	-5.25	-2.22	-33.0	4.3
2.75	-0.35	-0.04	-5.76	-1.88	-0.35	-0.04	-5.76	-1.88	-33.0	4.3
3.14	-0.37	-0.05	-6.20	-1.57	-0.37	-0.05	-6.20	-1.57	-33.0	4.3
3.54	-0.39	-0.05	-6.58	-1.32	-0.39	-0.05	-6.58	-1.32	-33.0	4.3
3.93	-0.41	-0.06	-6.89	-1.11	-0.41	-0.06	-6.89	-1.11	-33.0	4.3
4.32	-0.42	-0.07	-7.12	-0.95	-0.42	-0.07	-7.12	-0.95	-33.0	4.3
4.71	-0.43	-0.07	-7.29	-0.84	-0.43	-0.07	-7.29	-0.84	-33.0	4.3
5.11	-0.44	-0.07	-7.39	-0.76	-0.44	-0.07	-7.39	-0.76	-33.0	4.3
5.50	-0.44	-0.07	-7.44	-0.74	-0.44	-0.07	-7.44	-0.74	-33.0	4.3
5.89	-0.44	-0.07	-7.39	-0.76	-0.44	-0.07	-7.39	-0.76	-33.0	4.3
6.29	-0.43	-0.07	-7.29	-0.84	-0.43	-0.07	-7.29	-0.84	-33.0	4.3
6.68	-0.42	-0.07	-7.12	-0.95	-0.42	-0.07	-7.12	-0.95	-33.0	4.3
7.07	-0.41	-0.06	-6.89	-1.11	-0.41	-0.06	-6.89	-1.11	-33.0	4.3
7.46	-0.39	-0.05	-6.58	-1.32	-0.39	-0.05	-6.58	-1.32	-33.0	4.3
7.86	-0.37	-0.05	-6.20	-1.57	-0.37	-0.05	-6.20	-1.57	-33.0	4.3
8.25	-0.35	-0.04	-5.76	-1.88	-0.35	-0.04	-5.76	-1.88	-33.0	4.3
8.64	-0.32	-0.02	-5.25	-2.22	-0.32	-0.02	-5.25	-2.22	-33.0	4.3
9.04	-0.21	-0.04	-6.72	1.52	-0.21	-0.04	-6.72	1.52	-33.0	4.3
9.43	-0.17	-0.02	-6.07	1.07	-0.17	-0.02	-6.07	1.07	-33.0	4.3
9.82	-0.13	0.00	-5.35	0.58	-0.13	0.00	-5.35	0.58	-33.0	4.3
10.21	-0.09	0.01	-4.57	0.05	-0.09	0.01	-4.57	0.05	-33.0	4.3
10.61	-0.05	0.03	-3.73	-0.52	-0.05	0.03	-3.73	-0.52	-33.0	4.3
11.00	0.00	0.05	-2.83	-1.13	0.00	0.05	-2.83	-1.13	-33.0	4.3



ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS

APÉNDICE 2. PASOS INFERIORES Y ODT

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	4
2.	NORMATIVA UTILIZADA	4
2.1.	NORMAS DE ACCIONES.....	4
2.2.	NORMAS DE CONSTRUCCIÓN	4
2.3.	DOCUMENTACIÓN TÉCNICA	4
3.	BASES DE CÁLCULO.....	4
3.1.	CRITERIOS DE SEGURIDAD	4
3.1.1.	Estados Límites de Servicio (E.L.S.).....	4
3.1.2.	Estados Límites Últimos (E.L.U.).....	4
3.1.3.	Estado Límite de Durabilidad	5
3.2.	VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES	5
3.2.1.	Acciones permanentes.....	5
3.2.1.1.	Peso propio.....	5
3.2.1.2.	Carga muerta.....	5
3.2.2.	Acciones permanentes de valor no constante	5
3.2.2.1.	Empuje del terreno.....	5
3.2.3.	Acciones variables.....	6
3.2.3.1.	Sobrecarga de uso	6
3.2.3.2.	Acción térmica	8
3.2.4.	Acciones accidentales	8
3.2.4.1.	Acción sísmica	8
3.3.	VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES	8
3.3.1.	Acciones permanentes (G).....	8
3.3.2.	Acciones permanentes de valor no constante (G*)	8
3.3.3.	Acciones variables (Q).....	8
3.3.4.	Acciones accidentales (A).....	9
3.4.	VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	9
3.4.1.	Estados límites últimos (E.L.U.)	9
3.4.2.	Estados límites de servicio (E.L.S.).....	10
3.5.	COMBINACIÓN DE ACCIONES	10
3.5.1.	Estados límites últimos.....	10
3.5.1.1.	Situaciones persistentes y transitorias	10
3.5.1.2.	Situaciones accidentales.....	10
3.5.1.3.	Situación sísmica	11
3.5.2.	Estados Límites de Servicio	11
3.6.	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	11
3.6.1.	Materiales	11
3.6.1.1.	Hormigón.....	11
3.6.1.2.	Acero de armar	12
3.6.2.	Niveles de control	12
3.6.2.1.	Elementos de hormigón estructural	12
3.6.3.	Coefficientes parciales de seguridad para la resistencia	13

3.7.	COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	13
3.7.1.	Estado Límite de deformaciones de la estructura	13
3.7.2.	Estado Límite de fisuración	13
3.7.2.1.	Estructuras de hormigón	13
4.	METODOLOGÍA DE CÁLCULO	14

APÉNDICE 2.1. PASO INFERIOR 1

APÉNDICE 2.2. PASO INFERIOR 2

APÉNDICE 2.3. PASO INFERIOR 3

APÉNDICE 2.4. OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL 5

APÉNDICE 2.5. OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL 12

1. INTRODUCCIÓN

En el presente apéndice se incluyen los cálculos realizados en el dimensionamiento de los pasos inferiores y de las obras de drenaje transversal.

Las estructuras incluidas en este apéndice se resumen a continuación:

ESTRUCTURA	P.K.	LONGITUD (m)	DIMENSIONES INTERIORES MÍNIMAS ALTURA x ANCHURA (m)
P.I. 1	0+820	34,30	5,70 x 9,00
P.I. 2	1+820	31,36	5,65 x 9,00
P.I. 3	5+225	38,15	5,80 x 9,00
ODT - 5	1+740	59,00	5,20 x 4,00
ODT - 9	4+110	24,80	5,25 x 8,50
ODT - 12	6+040	22,45	5,20 x 4,50

En el apartado 13.2 del presente anejo se incluye una descripción detallada de cada una de ellas.

2. NORMATIVA UTILIZADA

Para la elaboración del proyecto se emplearán las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

2.1. NORMAS DE ACCIONES

- “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Ministerio de Fomento (Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre).
- “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes. (NCSP-07)”. Ministerio de Fomento (Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo).

2.2. NORMAS DE CONSTRUCCIÓN

- “Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)”. Ministerio de la Presidencia (Real Decreto 1247/2008 de 18 de julio).

2.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

- Guía de cimentaciones en obras de carretera. Ministerio de Fomento. 2002.

3. BASES DE CÁLCULO

3.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este anejo y su aptitud de servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados se clasifican en:

- Estados Límites de Servicio
- Estados Límites Últimos
- Estado Límite de Durabilidad

3.1.1. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)

Son aquellos tales que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el que fue proyectada por razones funcionales, de durabilidad, o de aspecto, sin que ello suponga el colapso de la misma.

En función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- ELS de fisuración que afecte a la durabilidad o estética de la estructura.
- ELS de deformación que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a elementos no estructurales.
- ELS de vibraciones que no sean aceptables para los usuarios de la estructura o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- ELS de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.

3.1.2. Estados Límites Últimos (E.L.U.)

La denominación de Estados Límites Últimos engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

En función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- ELU de equilibrio (EQU), por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- ELU de rotura (STR), por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- ELU de fatiga (FAT), relacionado con los daños que pueda sufrir una estructura o cualquiera de sus elementos como consecuencia de solicitaciones variables repetidas.

3.1.3. Estado Límite de Durabilidad

Se entiende por Estado Límite de Durabilidad el producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del hormigón o de las armaduras hasta límites inaceptables.

3.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se consideran los criterios especificados en la “Instrucción relativa a acciones a considerar en puentes de carretera (IAP-11)”. Para alguna acción particular se han considerado los criterios definidos en otras instrucciones o recomendaciones, enumeradas en el apartado 4.1.

3.2.1. Acciones permanentes

Se refiere a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. Están formadas por el peso propio y la carga muerta.

3.2.1.1. Peso propio

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad los siguientes valores:

- Hormigón 25,0 kN/m³

3.2.1.2. Carga muerta

Son las debidas al peso de los elementos no resistentes que gravitan sobre los estructurales. En estas estructuras se consideran las siguientes:

- Pavimento: Para el cálculo se adopta una densidad de 24,0 kN/m³, correspondiente a la densidad de pavimentos de mezcla bituminosa.
- Peso del relleno sobre la estructura. Se obtiene multiplicando el volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal por el peso específico del terreno, para el que se considera un valor de 20 kN/m³.

3.2.2. Acciones permanentes de valor no constante

3.2.2.1. Empuje del terreno

El empuje es función de las características del terreno y de la interacción terreno-estructura, de acuerdo con la formulación que se describe más adelante. En ningún caso, en que su actuación sea desfavorable para el efecto estudiado, el valor del empuje será inferior al equivalente empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a 5,0 kN/m³.

En el caso en que exista una incertidumbre sobre la posible actuación del empuje de tierras, deberá no considerarse en los casos en que su actuación sea favorable para el efecto en estudio.

No se incluye en esta acción la posible presencia de sobrecargas de uso, actuando en la coronación de los terraplenes, que ocasionan un incremento de los pesos y empujes transmitidos por el terreno al elemento portante. La actuación de estas cargas se considerará como una carga variable, de acuerdo con lo indicado en el apartado siguiente.

De acuerdo con la Instrucción IAP-11, en el caso de estructuras enterradas se tendrán en cuenta las siguientes especificaciones:

- Cuando el efecto de los empujes de tierras en ambos lados se compense, se considerará la actuación del empuje al reposo de los rellenos y se incrementará en un 10% el empuje de tierras a uno de los lados de la estructura y se reducirá en un 10% el empuje en el otro lado.
- Se considerará la hipótesis de desequilibrio de los empujes hidrostáticos a ambos lados de la estructura, salvo si en el proyecto se definen los sistemas de drenaje y desagüe necesarios, tanto en la coronación del relleno como en ambos lados de la estructura.
- Además de la sección de máxima altura de montera, se comprobarán las secciones de máximo desequilibrio de tierras entre ambos hastiales, así como todas aquellas secciones intermedias que sea pertinente.
- A efectos de cálculo, se considerará que en construcción, y salvo justificación expresa, puede producirse una diferencia en la altura de rellenos a ambos lados de la estructura enterrada de, al menos, 1 m.
- Cuando el estudio de los efectos de la interacción suelo-estructura se aborde mediante modelos tenso-deformationales que integren el efecto del peso de las tierras con el de los empujes del relleno sobre la estructura (bien mediante modelos de muelles o bien por elementos finitos), se deberá realizar un análisis de sensibilidad de las sollicitaciones estructurales en función del rango posible de variación de los parámetros geotécnicos y de rigidez del relleno.

Situaciones permanentes o transitorias

Los empujes activo E_{AE} y pasivo E_{PE} corresponden, en condiciones estáticas, a las siguientes expresiones:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE}$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{PE}$$

donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)} \right)^2} \right]}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\left(\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos(i - \beta)} \right)^2} \right]}$$

siendo:

- γ Peso específico del terreno
- H Altura del muro
- δ Ángulo de rozamiento entre terreno y estructura
- β Ángulo del paramento del muro respecto a la vertical
- i Ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal
- ϕ Ángulo de rozamiento interno

Se trata de distribuciones triangulares de presiones con valor máximo en la base, por lo que su resultante se aplicará a una distancia de 1/3 de la altura del muro H.

El empuje al reposo viene dado por la siguiente expresión:

$$K_r = 1 - \sin \phi$$

El valor de esta acción se obtiene a partir las siguientes características del terreno:

Terreno	γ_d (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ
Rellenos	20	0,0	30º

3.2.3. Acciones variables

3.2.3.1. Sobrecarga de uso

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En general, la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud inferior estará del lado de la seguridad. Para longitudes cargadas superiores a 200 m, se podrán adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que se justifiquen adecuadamente sobre las mismas bases teóricas que el modelo aquí establecido.

En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

3.2.3.1.1. División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

A efectos de aplicación de esta carga, se define como plataforma del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero -si éstas existen- cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretiles del tablero, para el resto de los casos.

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho w, se dividirá en n_i carriles virtuales, de anchura w_i cada uno, con el criterio que se define en la tabla 4.1-a de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación.

Anchura de la plataforma (w)	Número de carriles virtuales (n_i)	Anchura del carril virtual (w_i)	Anchura del área remanente
$w < 5,4$ m	1	3 m	$w_i - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	2	w/2	0
$w \geq 6$ m	ent (w/3)	3 m	$w - 3n_i$

TABLA 4.1-a Definición de los carriles virtuales

En el caso de que la plataforma esté dividida en dos o más partes separadas por una mediana:

- Si en la mediana se dispone una barrera fija e infranqueable, cada parte de la plataforma (incluidos arcenes, marcas viales, etc.) se dividirá de forma independiente en carriles virtuales.
- Si en la mediana se dispone un elemento móvil o rebasable, se tratará toda la plataforma del puente, incluida la mediana, como un único elemento.

La ubicación y numeración de cada carril virtual se determinará conforme a los criterios que se exponen a continuación:

- Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará carril 1, el segundo más desfavorable se denominará carril 2, y así sucesivamente.
- Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero, aunque la plataforma soporte dos o más calzadas separadas por barreras fijas y no rebasables.

- Cuando existan varias calzadas soportadas por tableros separados, cada uno de ellos tendrá una numeración de carriles independiente, a efectos de las comprobaciones de los estados límite del tablero, así como de la subestructura, si ésta es independiente para cada tablero. Si dichos tableros están soportados por la misma subestructura, pilas o estribos, a efectos del cálculo de esos elementos, se considerará una numeración de carriles única para el conjunto de los tableros.

3.2.3.1.2. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- a) Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, correspondiente al carril i , indicada en la tabla 4.1-b. de la Instrucción IAP-11 que se recoge al final de este apartado.

Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso $2 \cdot Q_{ik}$.
 - La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m. La distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m.
 - Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a $0,5 \cdot Q_{ik}$.
 - A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
 - Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará, transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0,50 m.
- b) Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la tabla 4.1-b de la Instrucción IAP-11 recogida a continuación, con las consideraciones siguientes:
- En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor q_{rk} , según la tabla 4.1-b.
 - La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

Situación	Vehículo pesado $2Q_{ik}$ [kN]	Sobrecarga uniforme q_{ik} (o q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	$2 \cdot 300$	9,0
Carril virtual 2	$2 \cdot 200$	2,5
Carril virtual 3	$2 \cdot 100$	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

TABLA 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso

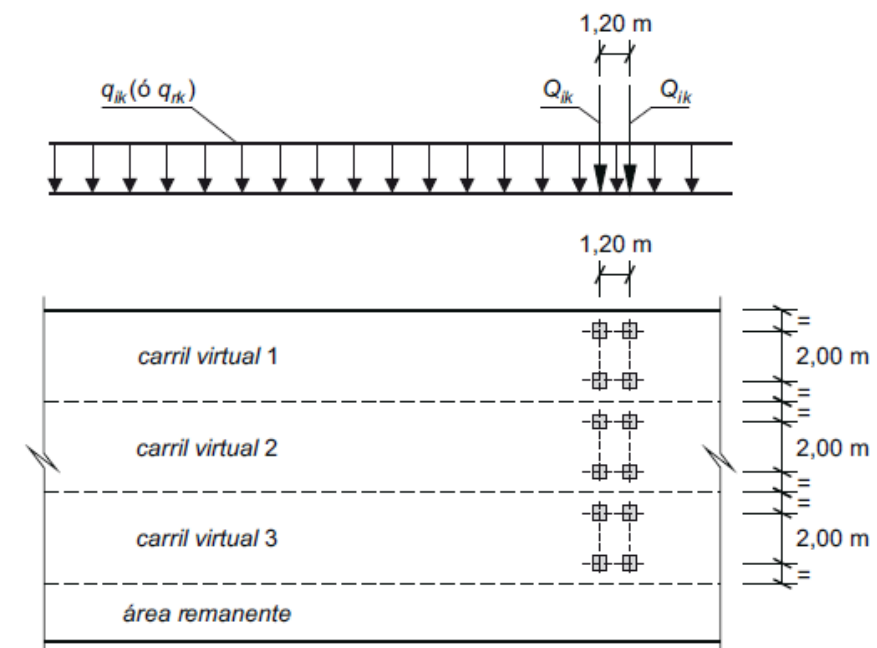


FIGURA 4.1-b Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

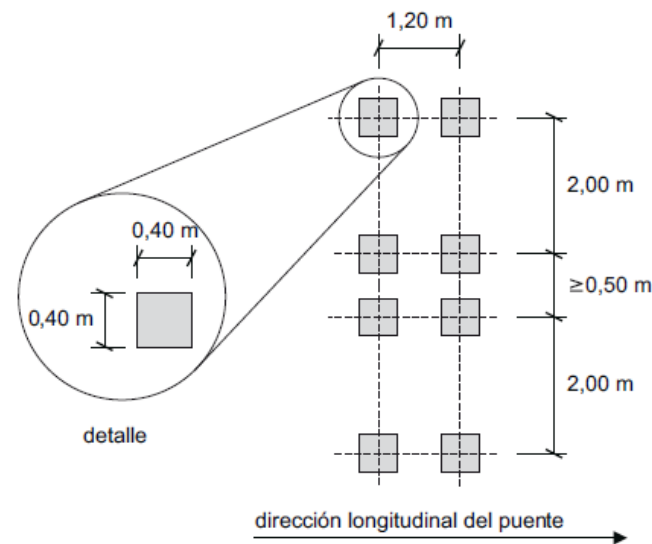


FIGURA 4.1-c Disposición de vehículos pesados para comprobaciones locales

3.2.3.1.3. Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m^2 en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.

En puentes en los que sean de prever aglomeraciones de personas, se considerará la actuación de la sobrecarga uniforme de 5 kN/m^2 en lugar de las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos definidas en el apartado anterior, para aquellos casos en que sea más desfavorable para el elemento en estudio. Esta carga, prevista a efectos de comprobaciones generales, estará asociada únicamente a situaciones de cálculo transitorias.

3.2.3.1.4. Sobrecarga en terraplenes

Para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, el modelo de cargas verticales definido en los apartados 4.3.3.1.2 y 4.3.3.1.3.

Alternativamente, podrá adoptarse el modelo simplificado consistente en una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2 . Esta sobrecarga se tendrá en cuenta únicamente en los casos en que las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

A efectos de la aplicación de los coeficientes parciales para acciones, se considerará como una misma acción la componente gravitatoria de esta sobrecarga y el empuje a que da lugar. Además, esta acción se considerará con su valor característico como único valor representativo.

3.2.3.2. Acción térmica

Por tratarse de un elemento enterrado no se han considerado en el cálculo las acciones térmicas.

3.2.4. Acciones accidentales

3.2.4.1. Acción sísmica

Tal y como se recoge en el *Anejo Nº 4 Efectos sísmicos*: la aceleración sísmica básica a_b para los términos municipales por donde discurre el trazado del Proyecto es inferior a $0.04g$ y, en consecuencia, no es necesario considerar acciones sísmicas.

3.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)".

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

3.3.1. Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k , excepto en el caso de la acción correspondiente al peso del pavimento, para la que se considerarán dos valores representativos con $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en el apartado 4.3.1.2.

3.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*)

- Acciones originadas por presolicitaciones: Se considerará para las acciones originadas por las presolicitaciones un único valor representativo, coincidente con el valor característico $P_{k,t}$ correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.
- Reológicas: Se considerará para las acciones de origen reológico un único valor representativo, coincidente con el valor característico $R_{k,t}$ correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.
- Acciones del terreno: Para el peso del terreno, que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico. Para el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en el apartado 4.3.2.3.

3.3.3. Acciones variables (Q)

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k : Valor de la acción cuando actúa aisladamente.

- Valor de combinación $\Psi_0 \cdot Q_k$: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\Psi_1 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi permanente $\Psi_2 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:

Puentes de carretera (tabla 6.1-a IAP-11)

Tabla 6.1-a Factores de simultaneidad Ψ

Acción		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en pasarelas	0,4	0,4	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Sn,k}$	0,8	0	0	
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

(1) El factor de simultaneidad Ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

3.3.4. Acciones accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considera un único valor representativo coincidente con el valor característico A_k .

3.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)".

Los valores de cálculo de las diferentes acciones son los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ a los valores representativos de las acciones, definidos en el apartado anterior.

3.4.1. Estados límites últimos (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores básicos:

Tabla 6.2-b IAP-11

Tabla 6.2-b Coeficientes parciales para las acciones γ_F
(para las comprobaciones resistentes)

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

- (1) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,2$ será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.
- (2) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
- (3) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_{G^*} = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

NOTAS:

- (1) Los coeficientes $\gamma_G = 1,0$ y $\gamma_Q = 1,35$, se aplicarán a la totalidad de la acción, según su efecto sea favorable o desfavorable.

Cuando el comportamiento de la estructura pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra parte de la estructura, las partes favorables y desfavorables de la misma acción serán consideradas como acciones separadas, aplicándose unos coeficientes γ_G distintos y específicos para cada una de ellas.

Los valores de estos coeficientes serán:

- Para la parte favorable de la acción $\gamma_{G1} = 0,9$

- Para la parte desfavorable de la acción $\gamma_{G2} = 1,1$

Las estructuras objeto de este Anejo son poco sensibles a las variaciones de la carga permanente de una parte a otra de la estructura terminada. Por este motivo no es necesario tener en cuenta los dos criterios antes mencionados y, por tanto, se aplica γ_G a la totalidad de la acción en las situaciones persistentes.

(2) En el caso de la carga de pavimento, se considerará para la totalidad de la acción:

- El valor representativo inferior $G_{k,inf}$ ponderado por $\gamma_G = 1,0$, cuando su efecto sea favorable.
- El valor representativo superior $G_{k,sup}$ ponderado por $\gamma_G = 1,35$, cuando su efecto sea desfavorable.

(3) Se considera la acción hiperestática producida por el pretensado, teniendo en cuenta el valor de la fuerza de pretensado ($P_{k,t}$) en el instante t en que se realiza la comprobación, aplicándosele los coeficientes parciales de seguridad representados en la tabla. Los valores γ_{G^*} para la acción del pretensado P_1 serán los definidos en la Instrucción EHE-08.

3.4.2. Estados límites de servicio (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores:

Tabla 6.2-c IAP-11

Tabla 6.2-c Coeficientes parciales para las acciones γ_F (ELS)

Acción	Efecto	
	Favorable	Desfavorable
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0
	Carga muerta	1,0
Permanente de valor no constante (G')	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0
	Reológicas	1,0
	Empuje del terreno	1,0
	Asientos	0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0
	Acciones climáticas	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

(1) Para la acción del pretensado se tomarán los coeficientes que indique la EHE-08 o normativa que la sustituya. En la tabla figuran los valores que la EHE-08 recoge para el caso de estructuras postesas. En el caso de estructuras pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

3.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)".

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación.

3.5.1. Estados límites últimos

3.5.1.1. Situaciones persistentes y transitorias

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

- $G_{k,i}$ = Valor representativo de cada acción permanente
- $G^*_{k,j}$ = Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $Q_{k,1}$ = Valor característico de la acción variable dominante
- $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ = Valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

Se realizarán tantas hipótesis como sea necesario, considerando en cada una de ellas una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

3.5.1.2. Situaciones accidentales

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

- $G_{k,i}, G^*_{k,j}$ = Valores representativos de las acciones permanentes
- $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ = Valor frecuente de la acción variable dominante
- $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ = Valores casi-permanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental
- A_k = Valor característico de la acción accidental

3.5.1.3. Situación sísmica

La combinación de acciones en situación sísmica se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

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

donde:

- $G_{k,j}$ = Valores representativos de las acciones permanentes
- $G_{k,m}^*$ = Valores representativos de cada acción permanente de valor no constante
- $\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ = Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso (según tabla 6.1-a de la Instrucción IAP-11)
- A_{Ed} = Valor de cálculo de la acción sísmica

3.5.2. Estados Límites de Servicio

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación casi-permanente:

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

3.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.6.1. Materiales

3.6.1.1. Hormigón

Resistencia a compresión

Se consideran las siguientes resistencias características en MPa:

- | | | |
|---|---------------------------|----------------|
| - | Hormigón de limpieza | HL-150/B/20 |
| - | Hormigón en cimentación | HA-25/B/20/IIa |
| - | Hormigón en alzados | HA-25/B/20/IIa |
| - | Hormigón en losa superior | HA-25/B/20/IIa |

Módulo de elasticidad

De acuerdo con los artículos 39.6. y 31.3. de la Instrucción EHE-08, para tener en cuenta la variación del módulo de elasticidad con el tiempo se ha considerado la siguiente expresión:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right) \cdot E_{cm}$$

donde:

$E_{cm}(t)$ Módulo de deformación secante a los t días

E_{cm} Módulo de deformación secante a los 28 días

$$E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

f_{cm} Resistencia media a compresión a los 28 días

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$f_{cm}(t)$ Resistencia media a compresión a los t días

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)} \cdot f_{cm}$$

siendo:

- t Edad del hormigón en días
- s Coeficiente que depende del tipo de cemento:

- 0,20 para cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido
- 0,25 para cementos normales y de endurecimiento rápido
- 0,38 para cementos con endurecimiento lento

Módulo de elasticidad transversal

Se define a partir de la siguiente expresión:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

siendo ν el coeficiente de Poisson ($\nu = 0,20$)

Coefficiente de dilatación térmica

Se considera un valor $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Recubrimientos

El valor nominal del recubrimiento, según el Artículo 37.2.4. de la Instrucción EHE-08, será:

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

donde:

- r_{nom} Recubrimiento nominal
- r_{min} Recubrimiento mínimo
- Δr Margen de recubrimiento, en función del nivel de control

En este proyecto:

- Para clase de exposición IIa y hormigón de resistencia $f_{ck} < 40 \text{ N/mm}^2$: $r_{min} = 25 \text{ mm}$
- Para elementos prefabricados con nivel intenso de ejecución: $\Delta r = 0 \text{ mm}$
- Para elementos ejecutados in situ con nivel intenso de ejecución: $\Delta r = 5 \text{ mm}$

En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza.

Por tanto, el recubrimiento nominal de cada elemento será:

Elemento	r_{nom} (mm)
Cimentación	50
Hastiales	30
Losa superior	30

Requisitos de durabilidad

De acuerdo con el Artículo 37.3.2. de la Instrucción EHE-08, se deberán cumplir las siguientes especificaciones para los diferentes ambientes:

	Tipo de hormigón	Clase de exposición
		IIa
Máxima relación agua/cemento	Armado	0,60
Mínimo contenido de cemento(kg/m ³)		275
Resistencia mínima recomendada (N/mm ²)		25
Máxima relación agua/cemento	Pretensado	---
Mínimo contenido de cemento(kg/m ³)		---
Resistencia mínima recomendada (N/mm ²)		---

3.6.1.2. Acero de armar

- Resistencia

Para todos los elementos se considera acero B 500 S.

- Módulo de elasticidad

Se adopta un valor de $2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$.

3.6.2. Niveles de control

3.6.2.1. Elementos de hormigón estructural

El control de calidad de los elementos de hormigón abarca el control de materiales y el control de la ejecución.

3.6.2.1.1. Control de materiales

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE-08. La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

3.6.2.1.2. Control de la ejecución

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

3.6.2.1.3. Niveles de control establecidos.

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de la Instrucción EHE-08:

- Acero de armar y pretensar
Todos los casos: Normal
- Hormigón
Todos los casos: Estadístico
- Ejecución
Todos los casos: Intenso

Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización de los controles anteriormente definidos.

3.6.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

Los controles anteriormente definidos están en acuerdo recíproco con los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados en los cálculos justificativos de la seguridad estructural.

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

	SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	SITUACIONES ACCIDENTALES
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_c = 1,30$
Acero de armar	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
Acero de pretensar	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$

3.7. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

3.7.1. Estado Límite de deformaciones de la estructura

De acuerdo con la Instrucción IAP-11, se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera los valores siguientes:

- L/1000 para puentes de carretera

- L/1200 para pasarelas o puentes con zonas peatonales

3.7.2. Estado Límite de fisuración

3.7.2.1. Estructuras de hormigón

3.7.2.1.1. Aparición de fisuras por compresión

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$$

donde:

- σ_c Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
- $f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

3.7.2.1.2. Estado Límite de Descompresión

Los cálculos relativos al Estado Límite de Descompresión consisten en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondientes a la fase en estudio, no se alcanza la descompresión del hormigón en ninguna fibra de la sección.

3.7.2.1.3. Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inequación:

$$w_k \leq w_{max}$$

donde:

- w_k Abertura característica de fisura
- w_{max} Abertura máxima de fisura definida en la tabla 49.2.4 de la Instrucción EHE-08

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción $f_{ctm,fl}$ definida en el Artículo 39.1. de la Instrucción EHE-08.

Valores máximos de la abertura de fisura

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.), y bajo la combinación de acciones cuasipermanentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, se muestran en la tabla 5.1.1.2. de la Instrucción EHE-08.

En elementos de hormigón pretensado, en ausencia de requerimientos específicos, y bajo la combinación de acciones frecuentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, serán, asimismo, las definidas en la tabla 5.1.1.2.

TABLA 5.1.1.2. (EHE-08)

Clase de exposición	W _{máx} (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.

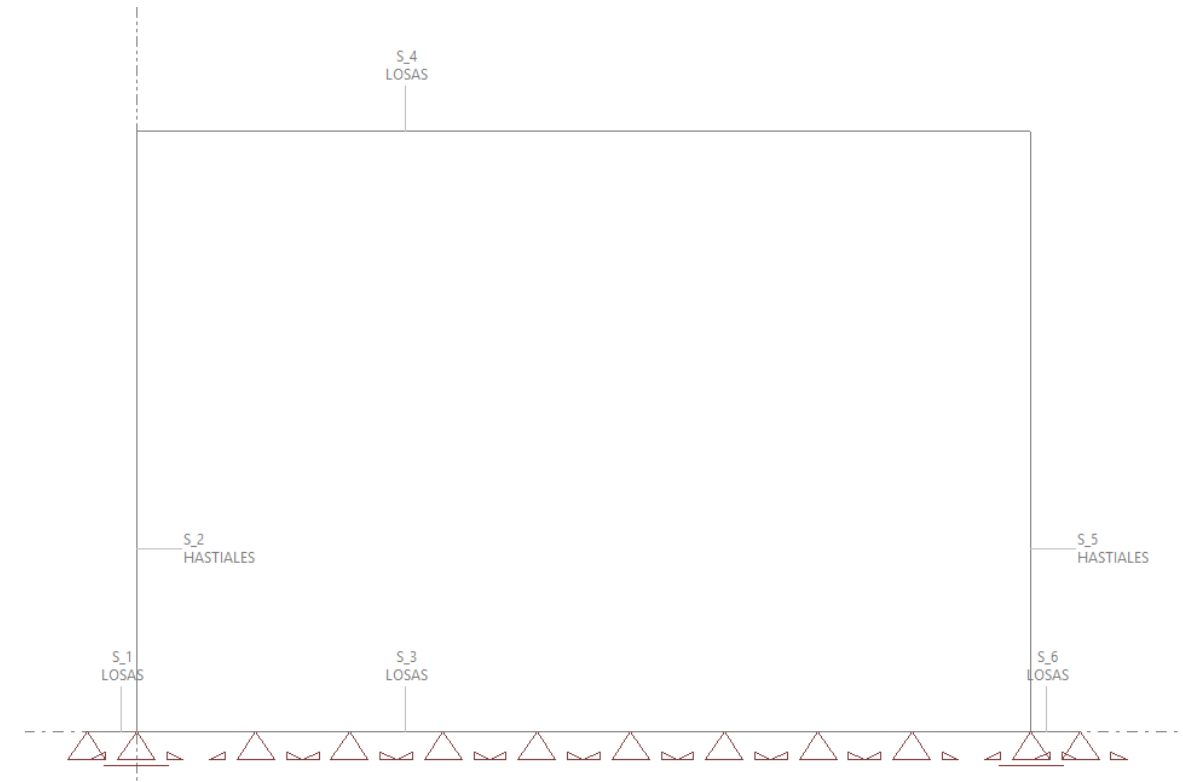
(2) La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otro caso, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

4. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Para el cálculo de los pasos inferiores y de las ODT se ha seguido una misma metodología ya que todas presentan una misma solución estructural: marco enterrado de hormigón armado.

En primer lugar se calculan las cargas, definidas en el apartado 3.2. *Valores característicos de las acciones* del presente anejo, a las que está sometida la estructura. Para tal fin se emplea una hoja de cálculo elaborada por Ineco y particularizada para las condiciones de cada estructura. En función de la montera de tierras sobre los marcos se calculan las cargas de peso propio, carga muerta, peso de las tierras sobre el marco, empuje de tierras activo, al reposo y en construcción, sobrecarga de tráfico uniforme y carga de vehículo pesado. Esta última se reparte a través del terreno sobre el marco con una inclinación de 2V:1H.

A continuación se realiza un modelo de elementos finitos tipo barra de la sección transversal del marco utilizado el programa comercial STATIK-7. En la siguiente figura se muestra a modo de ejemplo una vista de uno de los modelos:



Paso inferior 1. Modelo de cálculo.

Los apoyos en el terreno se resuelven mediante coacciones elásticas verticales estimadas a partir del módulo de balasto vertical del terreno.

Las hipótesis de carga simples se combinan en grupos de carga, que se ven afectados por los coeficientes de seguridad, para elaborar las combinaciones de los estados límite (ELU, Construcción y ELS).

Los hastiales, la losa inferior y el dintel se dimensionan en ELU y Construcción a flexión y cortante y se comprueba la fisuración en ELS según los criterios establecidos por la EHE. Para realizar estos cálculos se ha empleado el programa comercial FAGUS-7 y el Prontuario informático del hormigón estructural.

En los sucesivos subapéndices se incluyen los cálculos individualizados realizados para los pasos inferiores 1, 2 y 3, teniendo en cuenta su geometría y montera de tierras.

Del mismo modo, se incluye los cálculos y comprobaciones de la ODT 5 y la ODT 12.

La ODT 9 se proyecta con espesores de hastiales y losas iguales a los pasos inferiores, con la diferencia de que su ancho interior es de 8,50 m en lugar de 9,00 m. Por su similitud con los pasos inferiores, se dimensiona a partir de las conclusiones extraídas de los modelos de cálculo de éstas.

APÉNDICE 2.1. PASO INFERIOR 1

1. HIPÓTESIS DE CARGA

Geometría general

A =	5.70 m
B =	9.00 m
e =	0.70 m
ehastial =	0.55 m
γ =	25 kN/m ³

Relleno

H =	1.90 m	
γ =	20 kN/m ³	
φ =	30.0°	$\varphi = 0.52$ rad
c =	0 kN/m ²	
δ =	0.0°	$\delta = 0.00$ rad

Coef. empuje horizontal activo: k_{ah} =	0.333
Coefficiente empuje reposo: k_p =	0.500

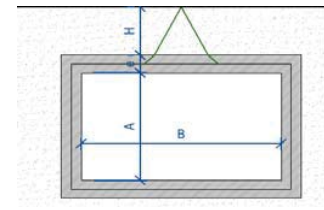
Pavimento

γ_1 =	24 kN/m ³
Espesor 1 =	0.10 m
γ_2 =	0 kN/m ³
Espesor 2 =	0.00 m

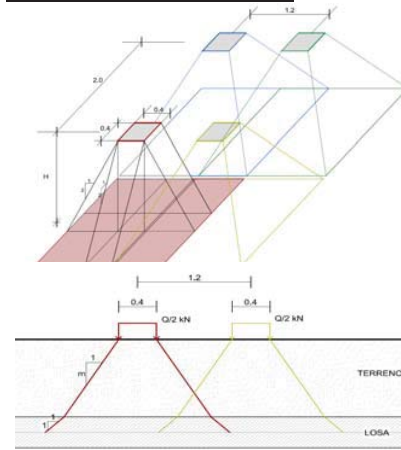
Tráfico

Q =	600 kN	Vehículo pesado
Reparto terreno =	2V:1H	
Reparto losa =	1V:1H	
ancho aplicación 1 =	1.40 m	
ancho aplicación 2 =	2.40 m	
q =	9 kN/m ²	Sobrecarga uniforme
q =	10 kN/m ²	Sobrecarga para empuje

SISMO Mononobe-Okabe



Esquema distribución de cargas



CARGAS

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CTE (G)		
Peso propio	510.25 kN/m	
Cargas muertas	2.40 kN/m ²	
ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)		
Peso Terreno	38.00 kN/m ²	

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)

Empuje tierras activo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1	
A eje de losa superior	12.67 kN/m ²	En Hastial 1 11.40 kN/m ²	En Hastial 2 13.93 kN/m ²	
A eje de losa inferior	57.67 kN/m ²	51.90 kN/m ²	63.43 kN/m ²	
Empuje tierras en reposo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1	
A eje de losa superior	19.00 kN/m ²	En Hastial 1 17.10 kN/m ²	En Hastial 2 20.90 kN/m ²	
A eje de losa inferior	86.50 kN/m ²	77.85 kN/m ²	95.15 kN/m ²	
Empuje de tierras en construcción		En Hastial 1	En Hastial 2	
A eje de losa superior		0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
2.35 m por debajo del eje de la losa superior		23.50 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
A eje de losa inferior		60.50 kN/m ²	33.50 kN/m ²	
Rozamiento negativo				
En la losa superior	0.00 kN/m ²			
En la losa de cimentación	0.00 kN/m ²			

ACCIONES VARIABLES (Q)

Cargas verticales		
Sobrecarga uniforme	9.00 kN/m ²	
Carro	30.00 kN/m ²	
Ancho 1 aplicación carro	4.00 m	
Ancho 2 aplicación carro	5.00 m	
Empuje sobrecarga	5.00 kN/m ²	

2. MODELO DE CÁLCULO

ESTRUCTURA 3D

DATOS DE NUDOS

Id	X [m]	Coordenadas			Apoyos						Especial
		Y [m]	Z [m]		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
K_1	-0.53	0	0	B	B	E				F	
K_2	0	0	0		B	E				F	
K_3	9.55	0	0		B	E	B			F	
K_4	10.08	0	0		B	E				F	
K_5	1.27	0	0		B	E				F	
K_6	2.27	0	0		B	E				F	
K_7	3.27	0	0		B	E				F	
K_8	4.28	0	0		B	E				F	
K_9	5.28	0	0		B	E				F	
K_10	6.28	0	0		B	E				F	
K_11	7.28	0	0		B	E				F	
K_12	8.28	0	0		B	E				F	
!1	0.00	0	6.40								
!2	9.55	0	6.40								

B / E : Bloqueado / Sobre resortes elásticos
F : Apoyos con resortes (ver 'Nudos con apoyos elásticos')

Nudos con apoyos elásticos

Id	DX [kN/m]	DY [kN/m]	DZ [kN/m]	RX [kNm]	RY [kNm]	RZ [kNm]
K_1		B	2650.000			
K_2		B	9025.000		B	
K_3		B	9025.000		B	
K_4		B	2650.000			
K_5		B	10000.000			
K_6		B	10000.000			
K_7		B	10000.000			
K_8		B	10000.000			
K_9		B	10000.000			
K_10		B	10000.000			
K_11		B	10000.000			
K_12		B	10000.000			

B : Bloqueado

ENTRADA DE LA BARRA

Id	Sección Nombre>Variante	Nudos		Longitud [m]	Status	Especial
		Inicio	Final			
S_1	LOSAS	K_2	K_1	0.53		
S_2	HASTIALES	K_2	!1	6.40		
S_3	LOSAS	K_2	K_3	9.55		
S_4	LOSAS	!1	!2	9.55		
S_5	HASTIALES	K_3	!2	6.40		
S_6	LOSAS	K_3	K_4	0.53		

Mediciones C

Nom ScT / (Nom ScT2)	Area [m²]	Perimeter [m]	Length [m]	No	Ltot [m]	Superficie [m²]	Masa [t]
HASTIALES	0.5500	3.10	6.40	2	12.80	39.68	17.60
LOSAS	0.7000	3.40	var	2	20.15	68.51	35.26
por longitud:			0.53	2			
			9.55	2			
Total						108.19	52.86

Secciones: Geometría

Nombre	Variante	Materiales	Tipo	Dimensiones [m]
HASTIALES		C	S-R	B=1.00, H=0.55 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.28, z _T =0.28
LOSAS		C	S-R	B=1.00, H=0.70 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.35, z _T =0.35

Materiales : ver tabla 'Materiales'

Nr.:

Secciones: Rigidez de las secciones

Nombre	Variante	β [°]	EA _x GA _y GA _z [kN]	GJ _x EJ _y EJ _z [kNm²]	e _y e _z [m]	Masa secc. Masa adicional [t/m]	Materiales
HASTIALES		0	17655000.00 6581640.34 6581640.34	522519.61 445053.13 1471250.00	0 0	1.38	C
LOSAS		0	22470000.00 8376633.16 8376633.16	932130.08 917525.00 1872500.00	0 0	1.75	C

β : Angulo entre el eje Y de la barra y el 1er eje principal eje de la sección
e_y e_z : Distancia centro de gravedad - punto de eje
Materiales : ver tabla 'Materiales'

Sección, valores de Sección

Nombre	Sección	Variantes	Materiales		Valores ideales de la sección					
			E _{ref}	G _{ref}	A _{x,id} = EA _x /E _{ref} [m²]	J _{y,id} = EJ _y /E _{ref} [m⁴]	J _{z,id} = EJ _z /E _{ref} [m⁴]	J _{x,id} = GJ _x /G _{ref} [m⁴]	A _{y,id} = GA _y /G _{ref} [m²]	A _{z,id} = GA _z /G _{ref} [m²]
HASTIALES			C		0.5500	0.013865	0.045833	0.036387	0.4583	0.4583
LOSAS			C		0.7000	0.028583	0.058333	0.064912	0.5833	0.5833

Materiales : s. tabla 'Materiales'

Materiales

ID	Tipo	Elemento	E [kN/mm²]	G [kN/mm²]	ν	ρ [t/m³]	α [%]	Clase	f [N/mm²]	f _{ck}
C	Hormigón	(general)	32	14	0.17	2.5	0.010	H250	-25.0	f _{ck}

Estructura

Escala 1:69.4



Nr.:

LISTA DE HIPOTESIS DE CARGA

ID	Tipo	Acción	Lista de hipótesis de carga
CM	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Carga muerta. Pavimento
ESC1	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 1
ESC2	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 2
ETA1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 1
ETA2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 2
ETC1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion1
ETC2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion2
ETR1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo1
ETR2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo2
PP	Hipótesis de c..	Peso propio	Peso propio
PT	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Peso propio terreno
SCP	Generador	Modelo de carga 1 Q ..	Sobrecarga puntual
SCP%1	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P1
SCP%2	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P2
SCP%3	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P3
SCU	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Sobrecarga uniforme

Hipótesis de carga 'PP': Peso propio

Cargas de masa: peso propio

Nombre	a_x [m/s ²]	Aceleraciones		X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
		a_y [m/s ²]	a_z [m/s ²]			
G1 (6 Barras, 0 SLA)			10.00	0	0	-528.63

Suma de cargas

	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PP	0	0	-528.63

Hipótesis de carga PP: Peso propio

Escala 1 :80.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'CM': Carga muerta. Pavimento

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p_1 [kN/m]	p_2 [kN/m]	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-2.40		0	0	-22.92

Suma de cargas

	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
Suma de cargas HC CM	0	0	-22.92

Hipótesis de carga CM: Carga muerta. Pavimento

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'PT': Peso propio terreno

Cargas lineales: Fuerzas

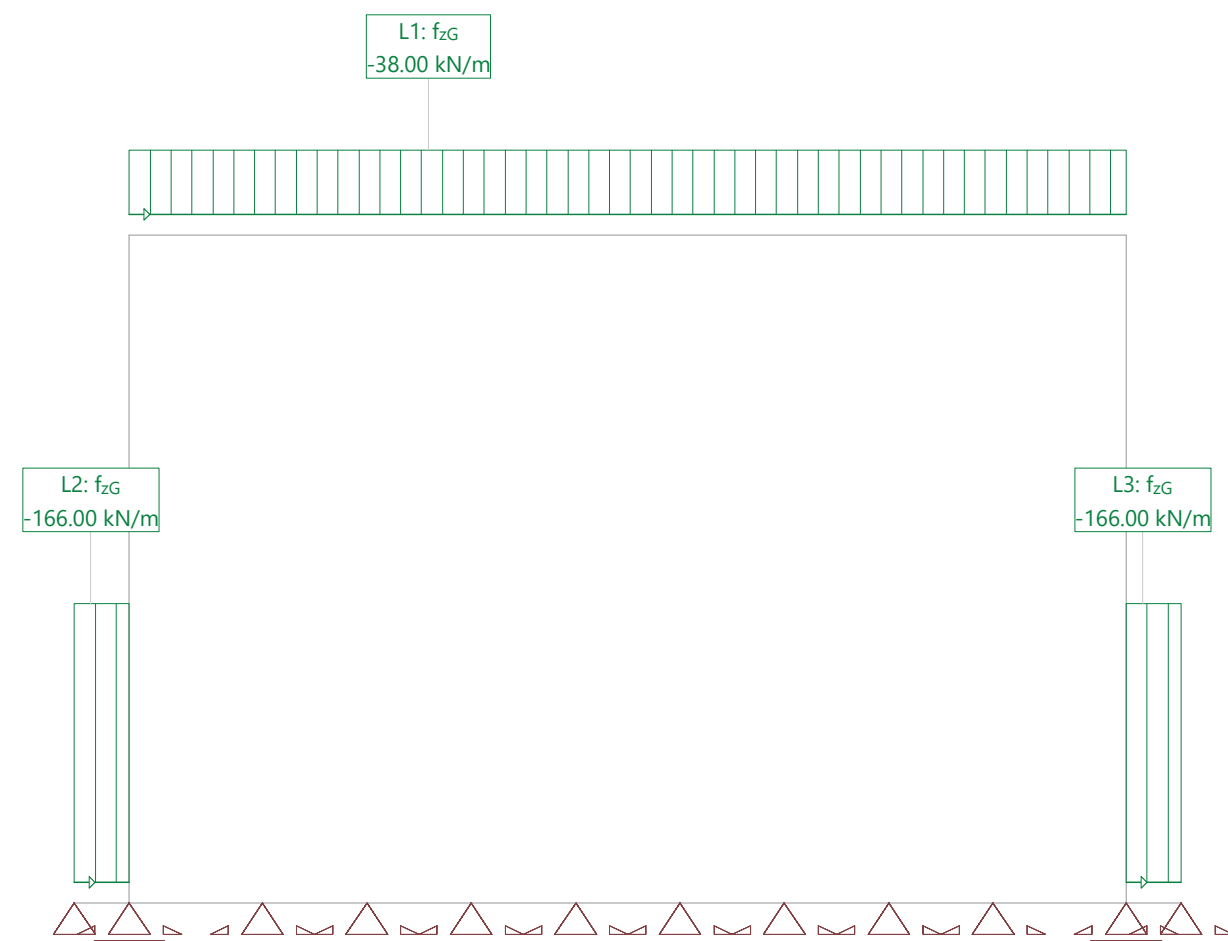
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-38.00		0	0	-362.90
L2	Z Global	0.53	-166.00		0	0	-87.15
L3	Z Global	0.53	-166.00		0	0	-87.15

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PT	0	0	-537.20

Hipótesis de carga PT: Peso propio terreno

Escala 1:68.3



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA1': Empuje terreno activo 1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.40	11.40	51.90	202.56	0	0
L2	X Global	6.40	-13.93	-63.43	-247.55	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA1	-44.99	0	0

Hipótesis de carga ETA1: Empuje terreno activo 1

Escala 1:78.4



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA2': Empuje terreno activo 2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.40	13.93	63.43	247.55	0	0
L2	X Global	6.40	-11.40	-51.90	-202.56	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA2	44.99	0	0

Hipótesis de carga ETA2: Empuje terreno activo 2

Escala 1:79.1



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR1': Empuje terreno reposo1

Cargas lineales: Fuerzas

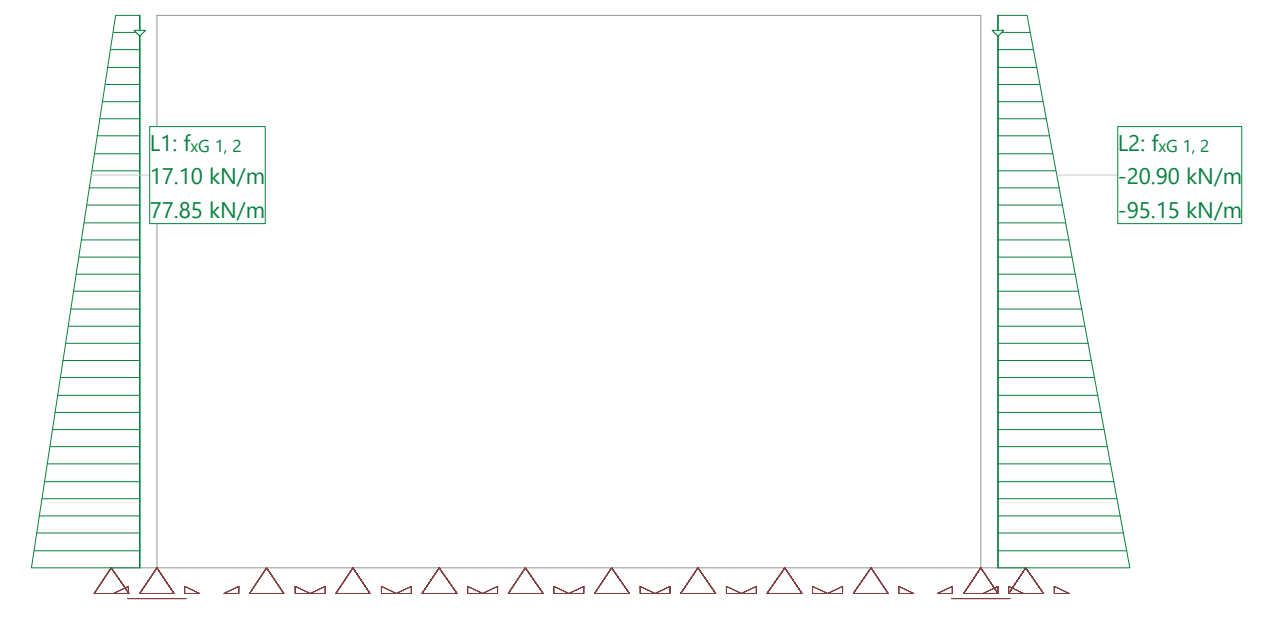
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.40	17.10	77.85	303.84	0	0
L2	X Global	6.40	-20.90	-95.15	-371.36	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR1	-67.52	0	0

Hipótesis de carga ETR1: Empuje terreno reposo1

Escala 1:82.6



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR2': Empuje terreno reposo2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.40	20.90	95.15	371.36	0	0
L2	X Global	6.40	-17.10	-77.85	-303.84	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR2	67.52	0	0

Hipótesis de carga ETR2: Empuje terreno reposo2

Escala 1 :83.6



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC1': Empuje terreno construccion1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.40	0	60.50	193.60	0	0
L2	X Global	4.30	0	-33.50	-72.03	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC1	121.58	0	0

Hipótesis de carga ETC1: Empuje terreno construccion1

Escala 1 :77.3



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC2': Empuje terreno construccion2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	4.30	0	33.50	72.03	0	0
L2	X Global	6.40	0	-60.50	-193.60	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC2	-121.58	0	0

Hipótesis de carga ETC2: Empuje terreno construccion2

Escala 1 :75.3



Hipótesis de carga 'SCU': Sobrecarga uniforme

Cargas lineales: Fuerzas

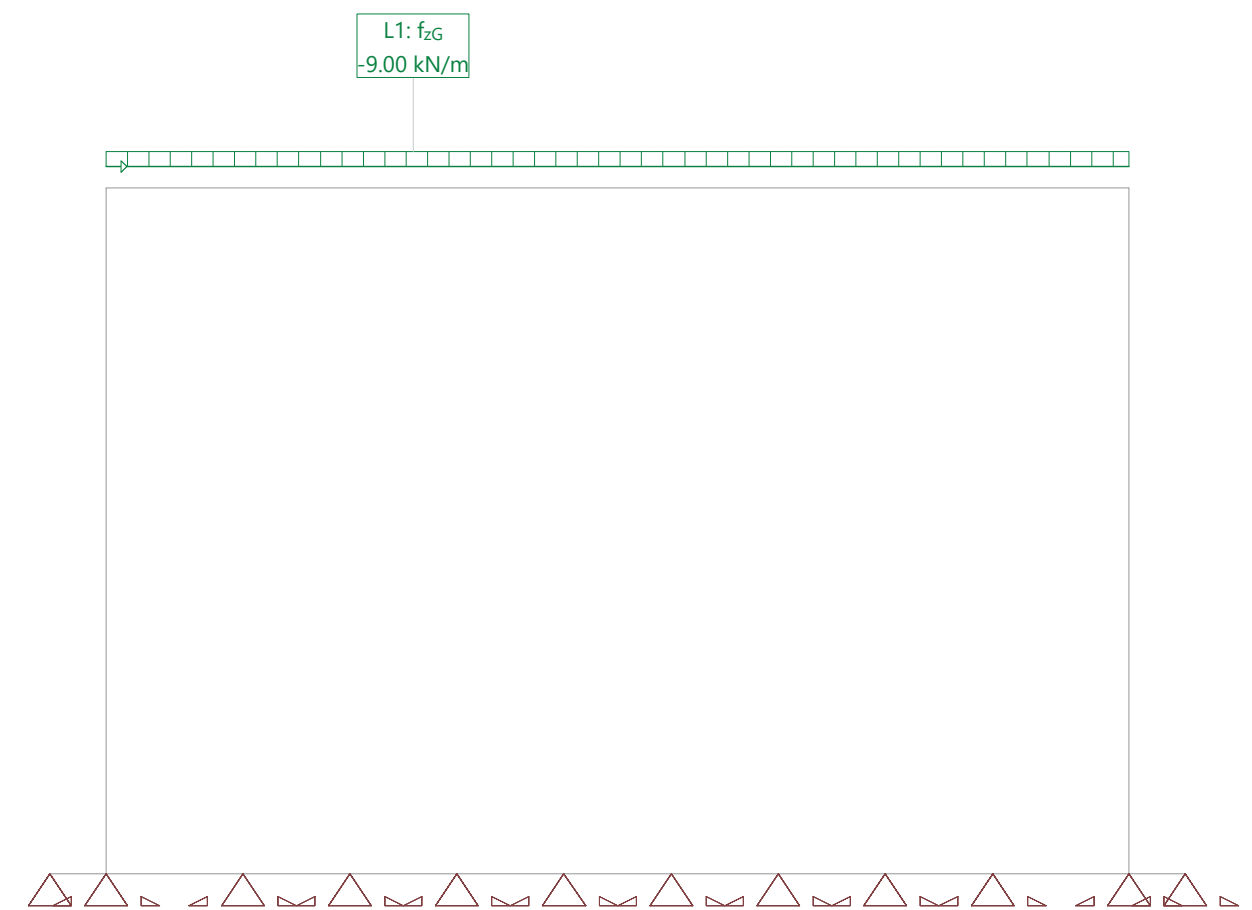
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-9.00		0	0	-85.95

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCU	0	0	-85.95

Hipótesis de carga SCU: Sobrecarga uniforme

Escala 1 :66.5



Hipótesis de carga 'SCP%1': Posición carga: P1

Cargas lineales: Fuerzas

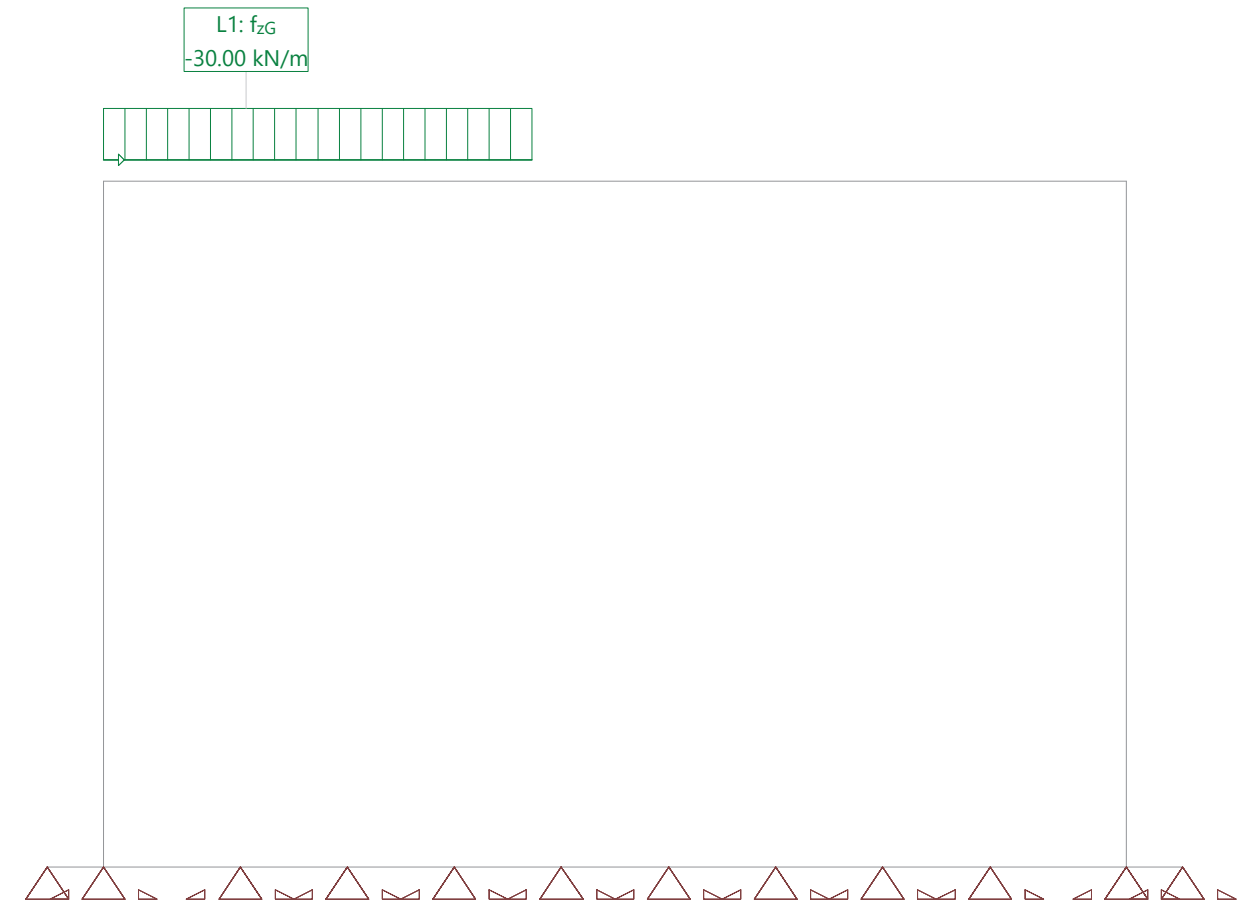
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.00	-30.00		0	0	-120.00

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%1	0	0	-120.00

Hipótesis de carga SCP%1: Posición carga: P1

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP%2': Posición carga: P2

Cargas lineales: Fuerzas

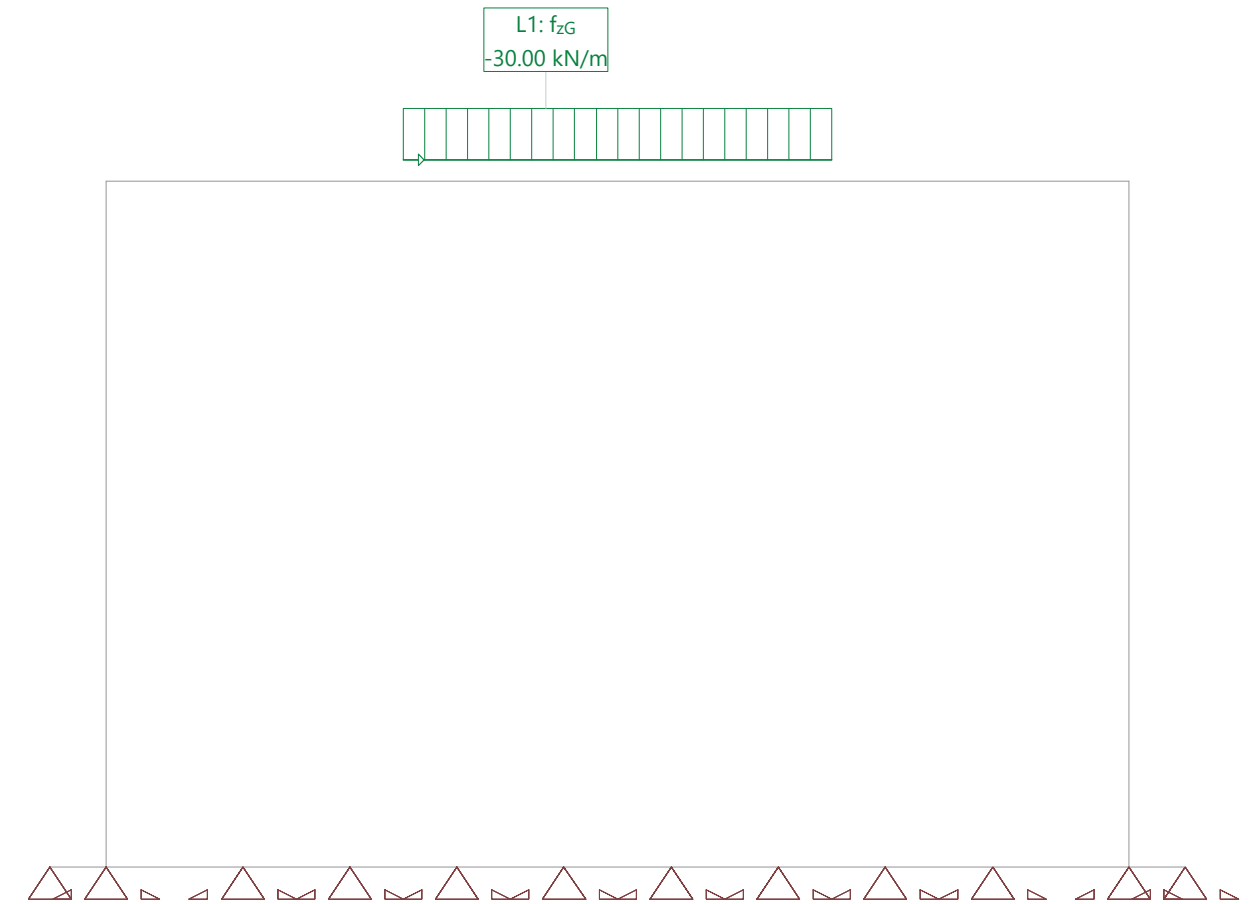
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.00	-30.00		0	0	-120.00

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%2	0	0	-120.00

Hipótesis de carga SCP%2: Posición carga: P2

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP%3': Posición carga: P3

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.00	-30.00		0	0	-120.00

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%3	0	0	-120.00

Hipótesis de carga SCP%3: Posición carga:

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC1': Empuje de sobrecarga 1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.40	5.00		32.00	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC1	32.00	0	0

Hipótesis de carga ESC1: Empuje de sobrecarga 1

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC2': Empuje de sobrecarga 2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.40	-5.00		-32.00	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC2	-32.00	0	0

Hipótesis de carga ESC2: Empuje de sobrecarga 2

Escala 1:73.0



Nr.:

Especificación de envolventes: ELU

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1.35	1.35	
4	Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1.35	1.35	
5	Cargas horizontales	1	1.5	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

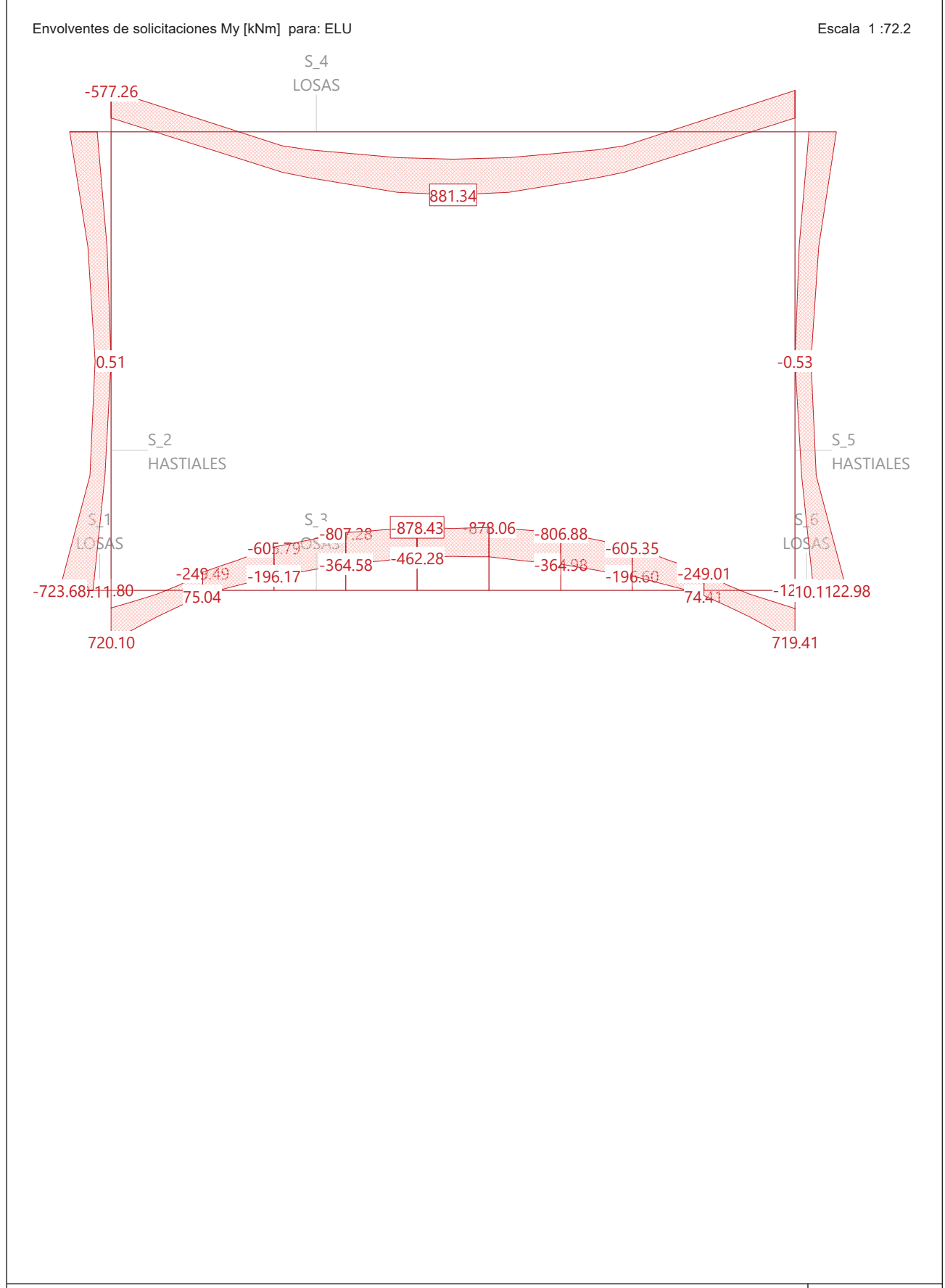
Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ELU

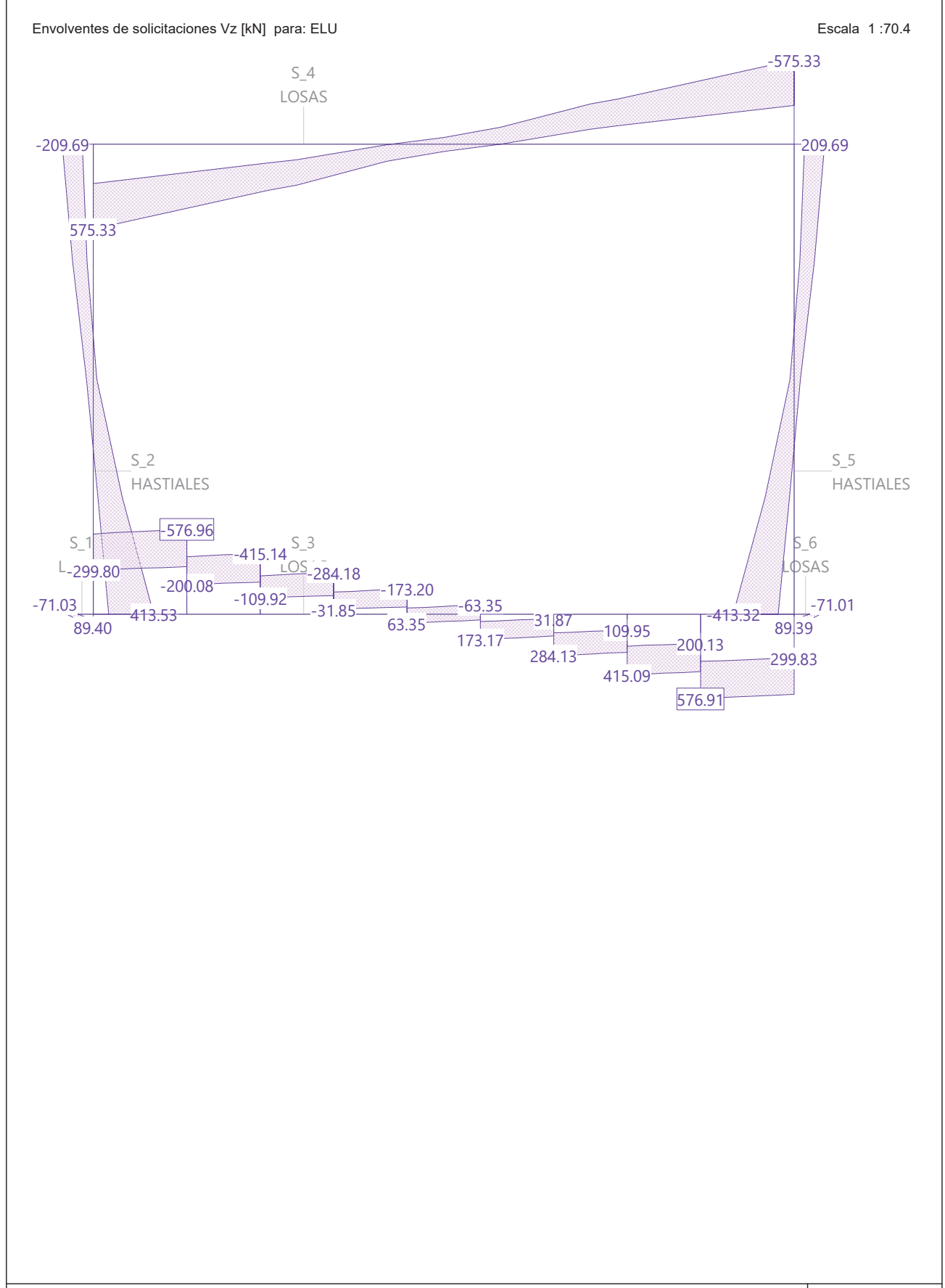
Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
Modelo de carga 1 Q (si es crítico	ya sea	SCP%1 Posición carga: P1	1.000	
			o	SCP%2 Posición carga: P2	1.000	
			o	SCP%3 Posición carga: P3	1.000	
Modelo de carga 1 q (si es crítico		ESC1 Empuje de sobrecarga 1	1.000	
		p&lus si es cri		ESC2 Empuje de sobrecarga 2	1.000	
		p&lus si es cri		SCU Sobrecarga uniforme	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Nr.:



Nr.:



Nr.:

Especificación de envoltentes: ELUconstruccion

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envoltentes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Cargas horizontales	1	1.5	1.5	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

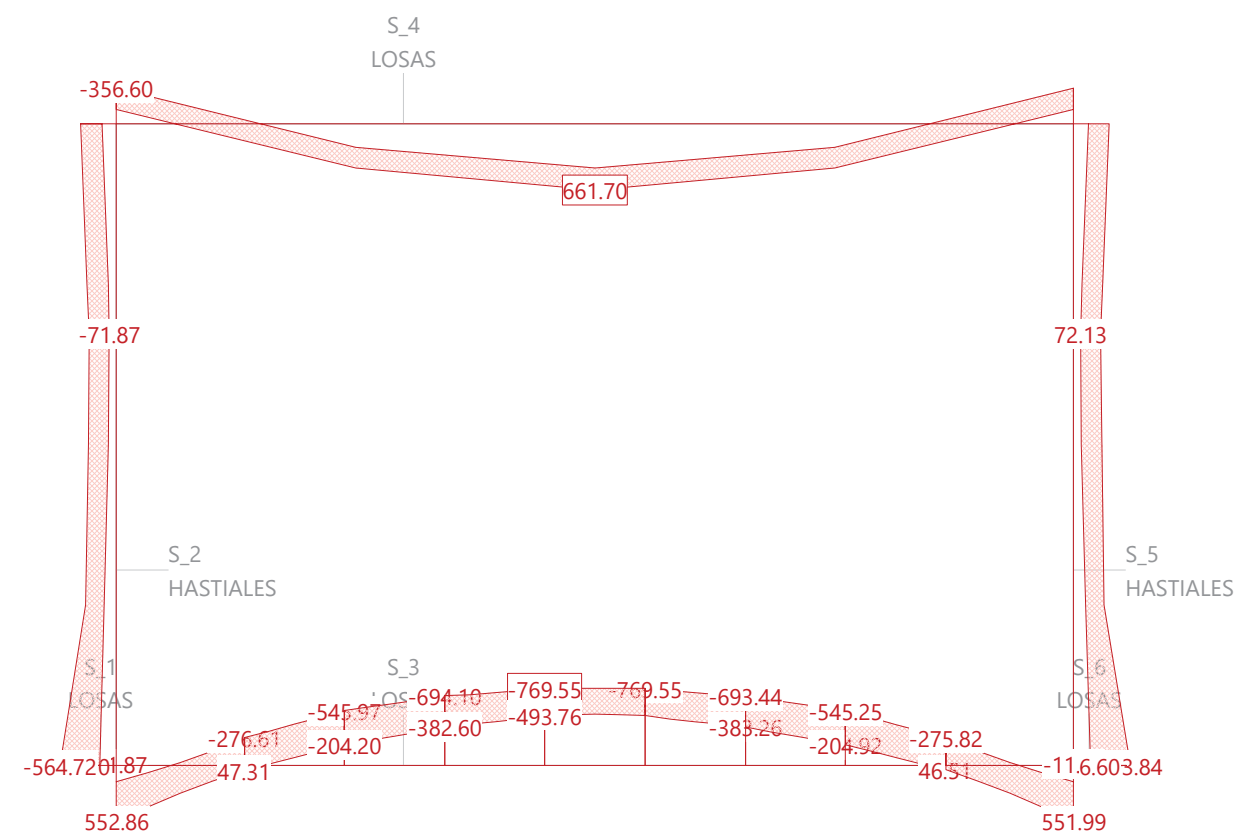
para la especificación de envoltentes ELUconstruccion

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
Cargas horizontales		si es crítico	ya sea	ETC1 Empuje terreno construccion1	1.000	
			o	ETC2 Empuje terreno construccion2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Envoltentes de solicitaciones My [kNm] para: ELUconstruccion

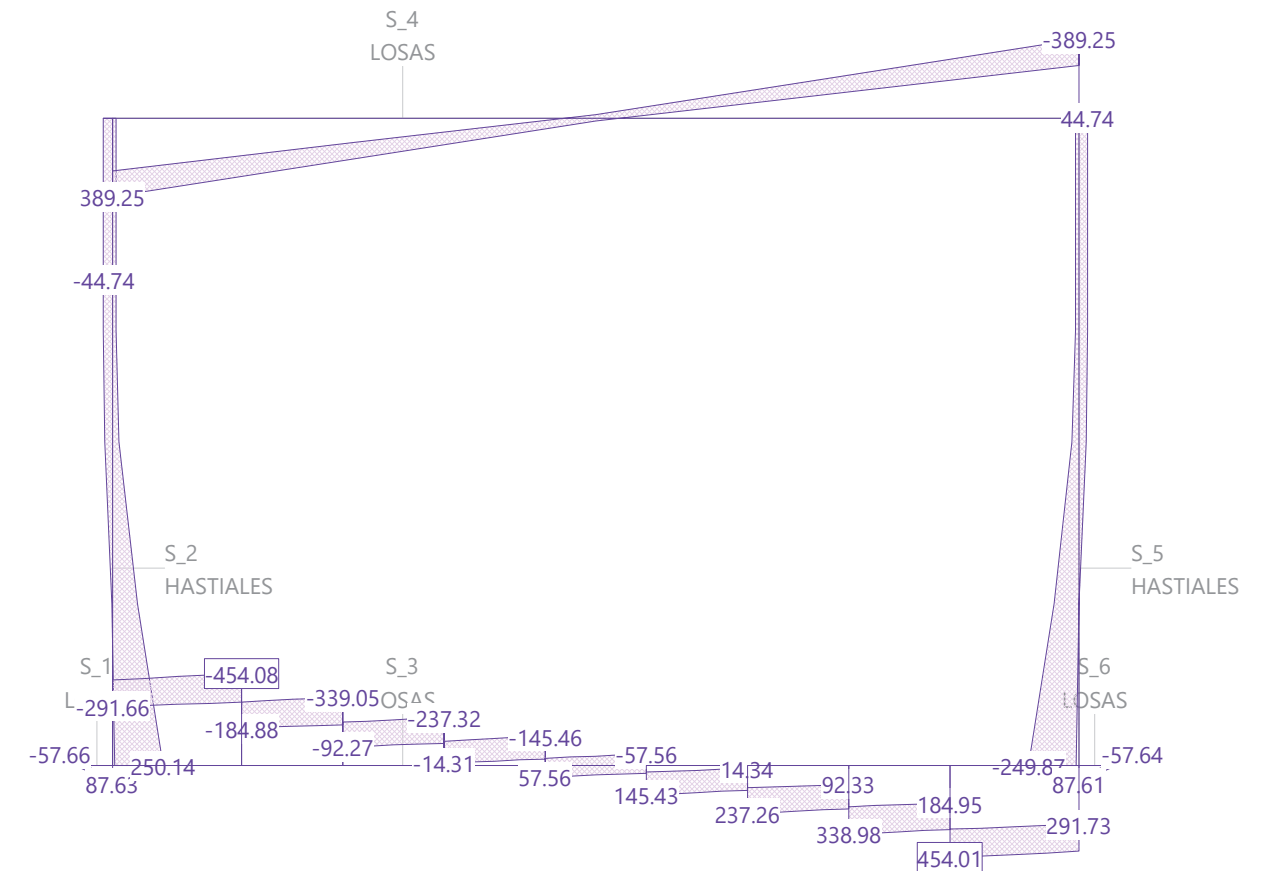
Escala 1:71.1



Nr.:

Envoltentes de solicitaciones Vz [kN] para: ELUconstruccion

Escala 1:70.4



Nr.:

Especificación de envolventes: ELScuasi

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado Límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1	
3	Cargas horizontales	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

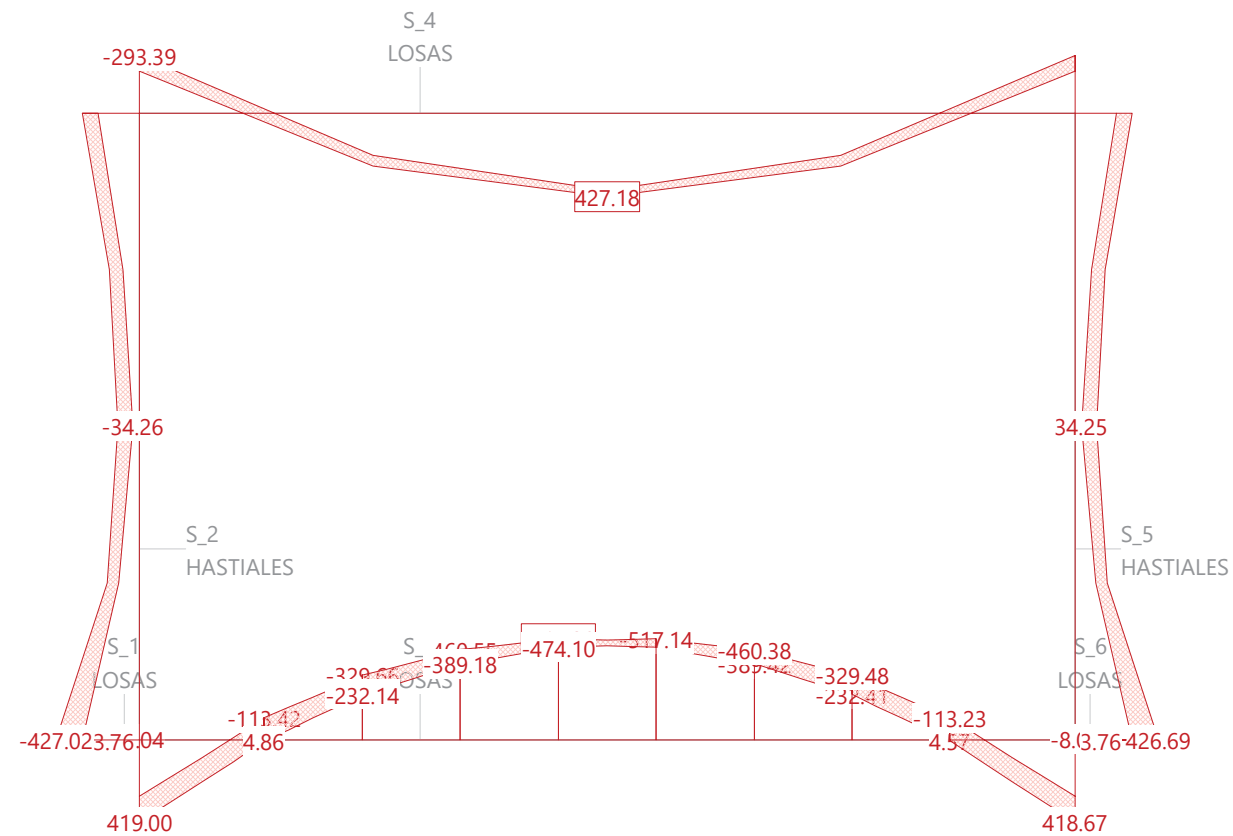
para la especificación de envolventes ELScuasi

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
Cargas horizontales		Permanente		ya sea	1.000	
			o	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Envolventes de solicitaciones My [kNm] para: ELScuasi

Escala 1 :72.8



Nr.:

3. COMPROBACIÓN

Sección (Viga): LOSA

Contorno de sección parcial

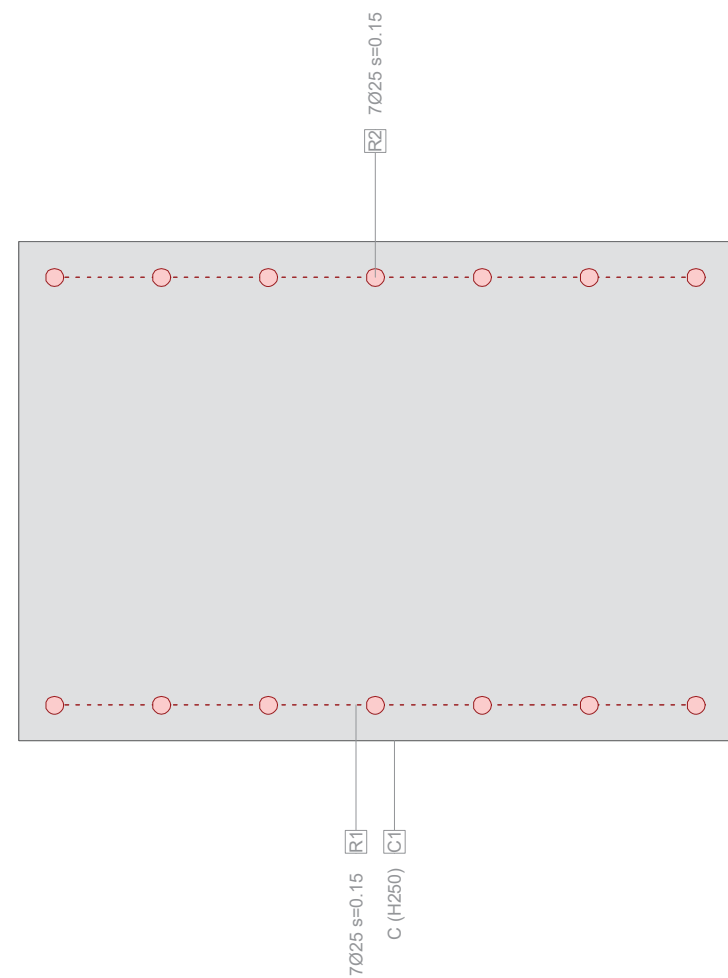
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]
C1	C	H250	Polígono	1	0	0	2	1.00	0
				3	1.00	0.70	4	0	0.70

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr. [m]	Ángulo [°]	Masa espec. [kg/m]
A_x	0.7000	I_x 0.064912	y_s 0.50		1750.0
A_y (=Ax)		I_y 0.028583	z_s 0.35		
A_z (=Ax)		I_z 0.058333	β 0		

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1:10.0



Nr.:

Sección (Viga): LOSA

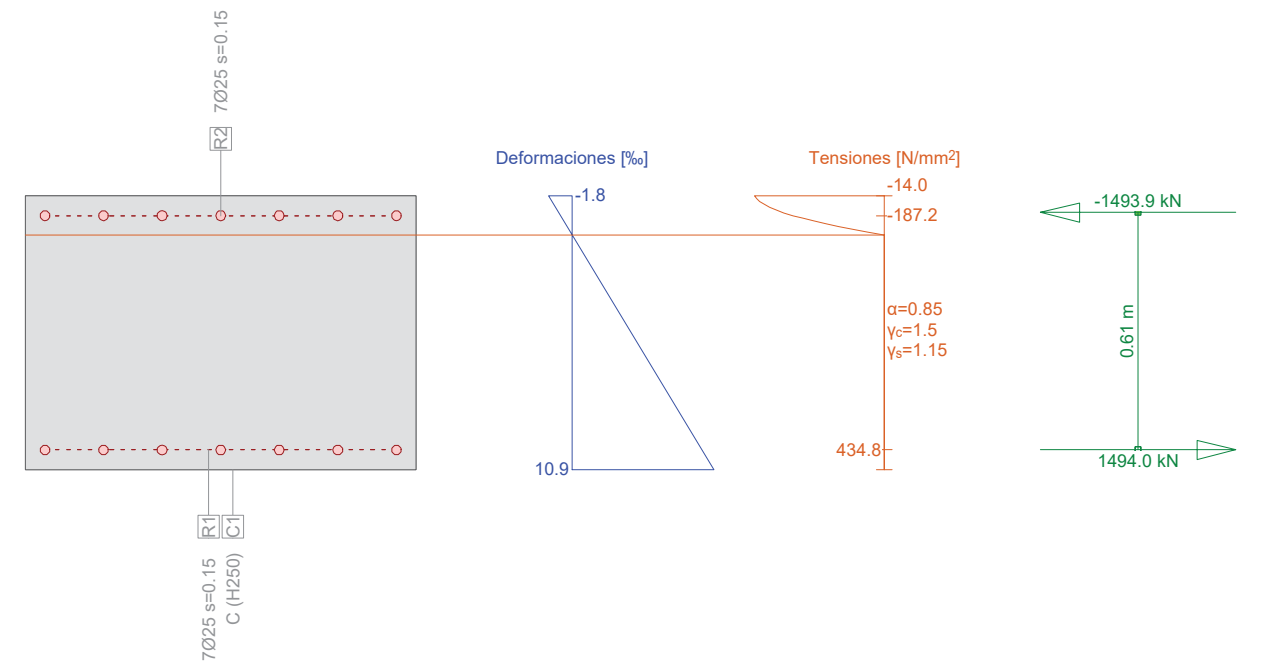
Armadura G0 $\Sigma A_s = 6872 \text{ mm}^2$, $\rho = 1.0 \%$

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	n,Ø	exist A_s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.65	0.95	0.65	7Ø25	3436
R1	R	AEH500	2	PL	0.05	0.05	0.95	0.05	7Ø25	3436

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensionar bajo tracción y compresión 2=dimensionar bajo tracción unicamente
 Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación $M_y=882.0$; $\text{eff}(M,N) = 0.97$ OK

Escala 1:18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: $\text{eff}(M,N) = 0.97$ OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			$\text{eff}(M,N)$ [-]	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa $\text{eff}(M,N,V,T)$ [-]
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]		V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	882.0	0	0.97				

Parámetros de análisis "ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ - ϵ -Diagrama		Límites de deformación			σ_s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0	0.85	1.50	1.15	45.00	0	

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

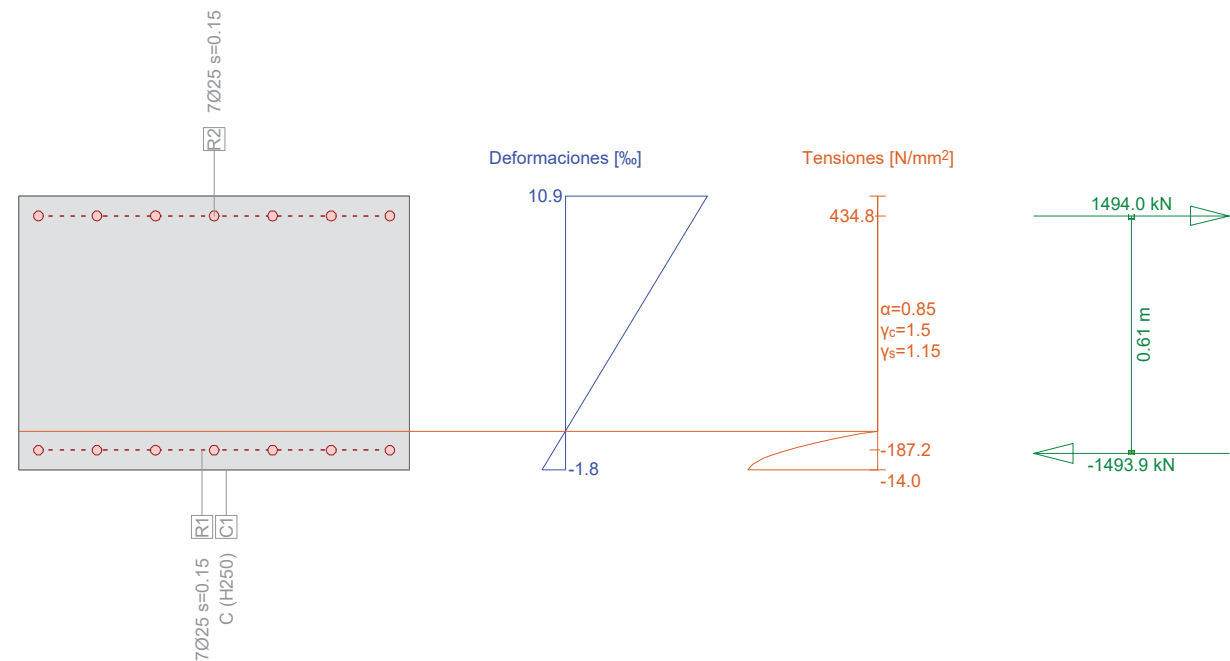
Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.70	-1.8	-14.0	1.76
C1	H250	0	0	10.9	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.65	-0.9	-187.2	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

Nr.:

Estado Último "IELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
0.1	908.2	-0.0	4.6	18.2	-0.0	11.32	50033.61	1.978E+5

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación My=-720.0; eff(M,N) = 0.79 OK Escala 1:18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.79 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N)	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T)
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	-720.0	0	0.79				

Parámetros de análisis "IELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

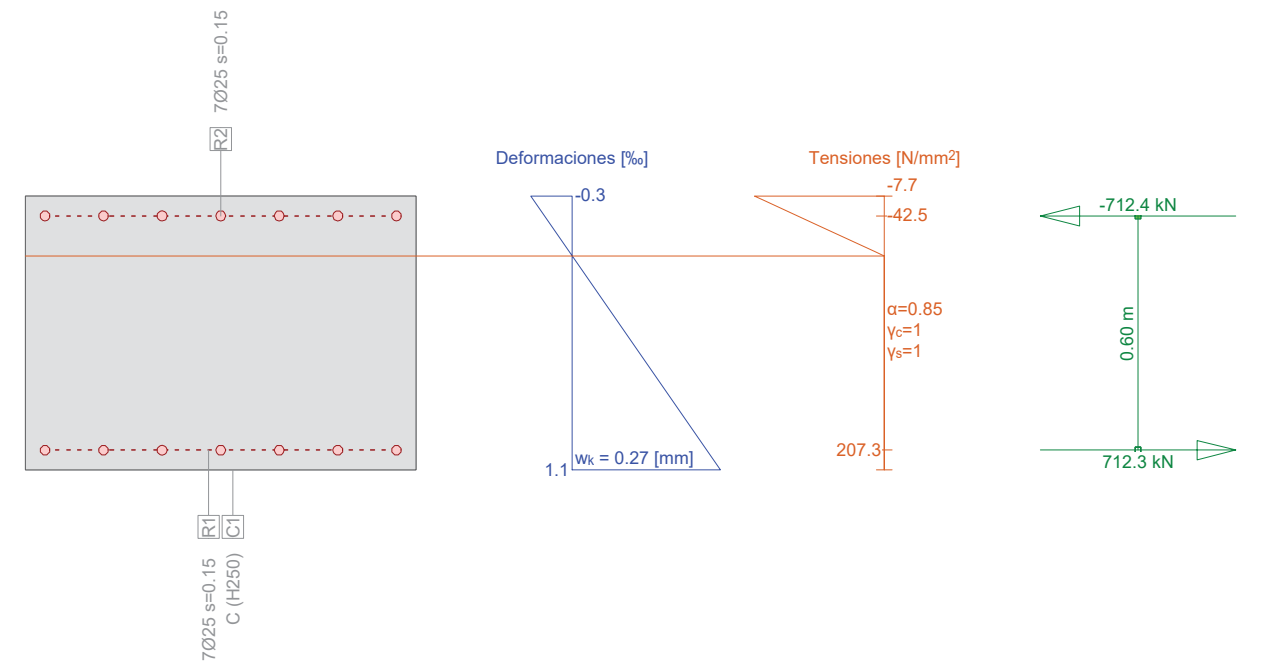
Nombre	Clase	y _q [m]	Z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-1.8	-14.0	1.76
C1	H250	1.00	0.70	10.9	0	1.76
R1	AEH500	0.05	0.05	-0.9	-187.2	1.15
R2	AEH500	0.05	0.65	10.0	434.8	1.15

Nr.:

Estado Último "IELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
0.1	-908.2	-0.0	4.6	-18.2	0.0	11.32	50033.61	23741.56

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=427.0; Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	427.0	0				-

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	Z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.70	-0.3	-7.7	1.18
C1	H250	0	0	1.1	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.65	-0.2	-42.5	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	1.0	207.3	1.00

Nr.:

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	1.00	0.70	-5.2
C1	1.00	0	0	5.2

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

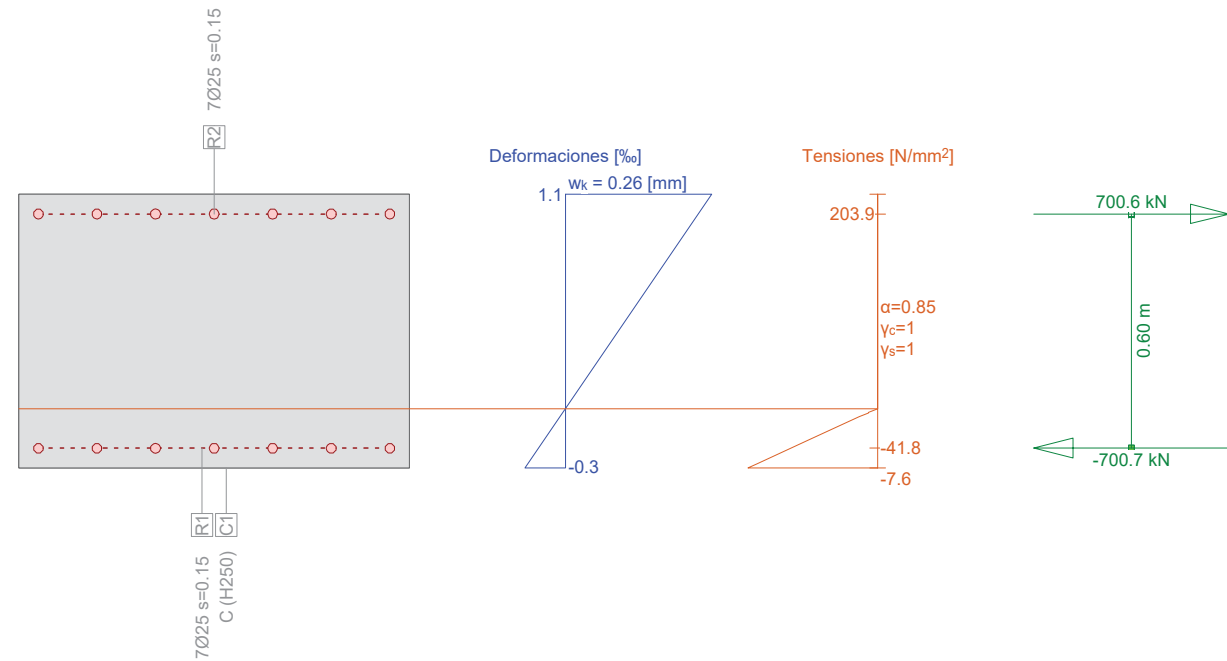
Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.0	427.0	0.0	0.4	2.0	0.0	96.70	2.154E+5	4.283E+5

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	700.0 mm	zona compresión (no fisurado)	350.0 mm
d	650.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	116.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	116667 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	427.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3436 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	207.3 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	0.99 o/oo
ρ_{eff}	2.945 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.27 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.27 mm

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $M_y=-420.0$;

Escala 1 :18.3



Nr.:

Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	-420.0	0				-

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ -Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia			Otros valores		
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 ϕ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-0.3	-7.6	1.18
C1	H250	1.00	0.70	1.1	0	1.18
R1	AEH500	0.05	0.05	-0.2	-41.8	1.00
R2	AEH500	0.05	0.65	1.0	203.9	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	0	0	-5.1
C1	1.00	1.00	0.70	5.1

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.0	-420.0	0.0	0.4	-1.9	-0.0	96.70	2.154E+5	6.424E+5

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	700.0 mm	zona compresión (no fisurado)	350.0 mm
d	650.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	116.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	116667 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	-420.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3436 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	203.9 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	0.97 o/oo
ρ_{eff}	2.945 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.27 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.26 mm

Nr.:

Sección (Viga): HASTIAL

Contorno de sección parcial

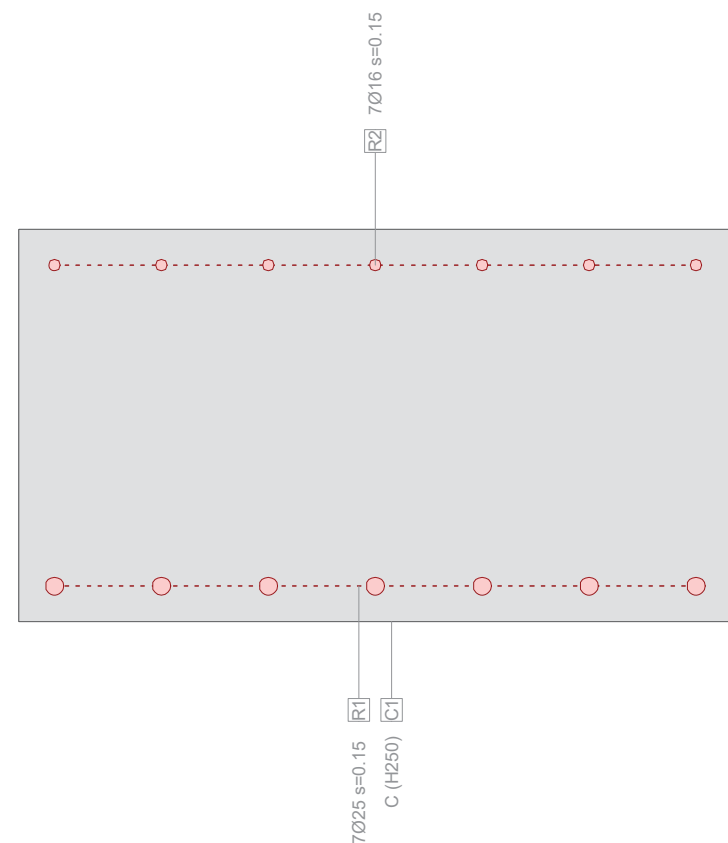
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y _q [m]	z _q [m]	No.	y _q [m]	z _q [m]
C1	C	H250	Polígono	1	0	0	2	1.00	0
				3	1.00	0.55	4	0	0.55

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr., Ángulo [m]	Masa espec. [kg/m]
Ax	0.5500	Ix 0.036387	ys 0.50	M _{sec} 1375.0
Ay (=Ax)		Iy 0.013865	zs 0.28	
Az (=Ax)		Iz 0.045833	β 0 [°]	

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1:10.0



Sección (Viga): HASTIAL

Armadura G0 Σ A_s = 4844 mm², ρ = 0.9 %

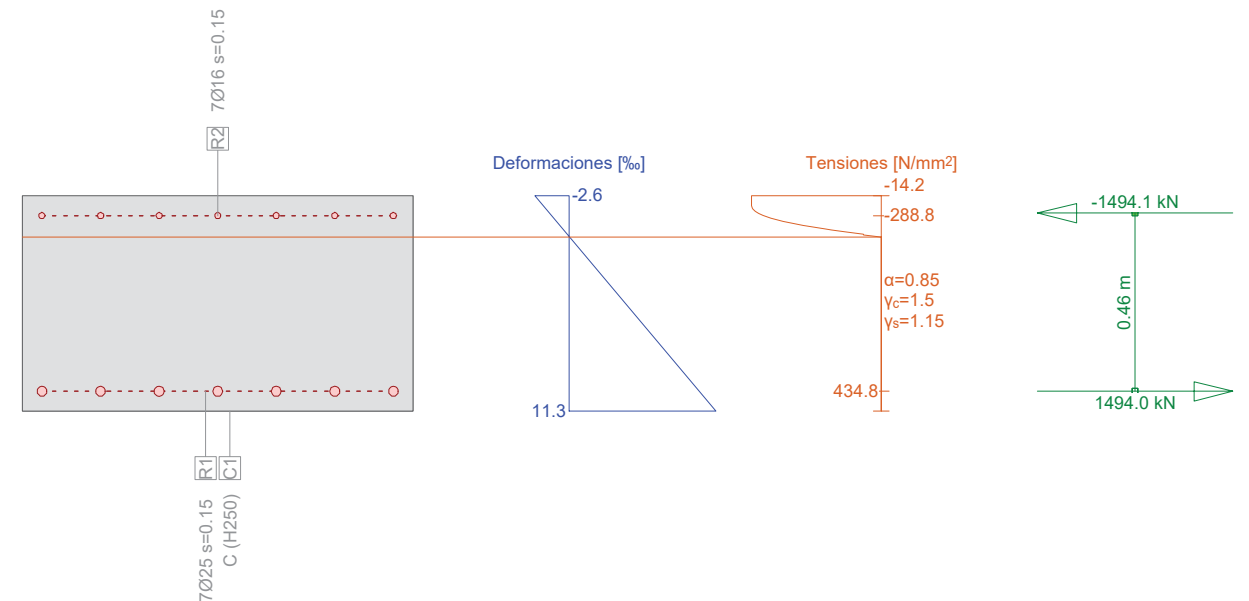
Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	n, ∅	exist A _s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.50	0.95	0.50	7∅16	1407
R1	R	AEH500	2	PL	0.05	0.05	0.95	0.05	7∅25	3436

BC : 0=área constante, 1=dimensionar bajo tracción y compresión 2=dimensionar bajo tracción unicamente
Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Explotación My=578.0; eff(M,N) = 0.85 OK

Escala 1:18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.85 OK

No.	AP	P	N [kN]	Flexión y esfuerzo normal My [kNm]	Mz [kNm]	eff(M,N) [-]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Sección completa eff(M,N,V,T) [-]
1	!ELU		0	578.0	0	0.85					

Parámetros de análisis "ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

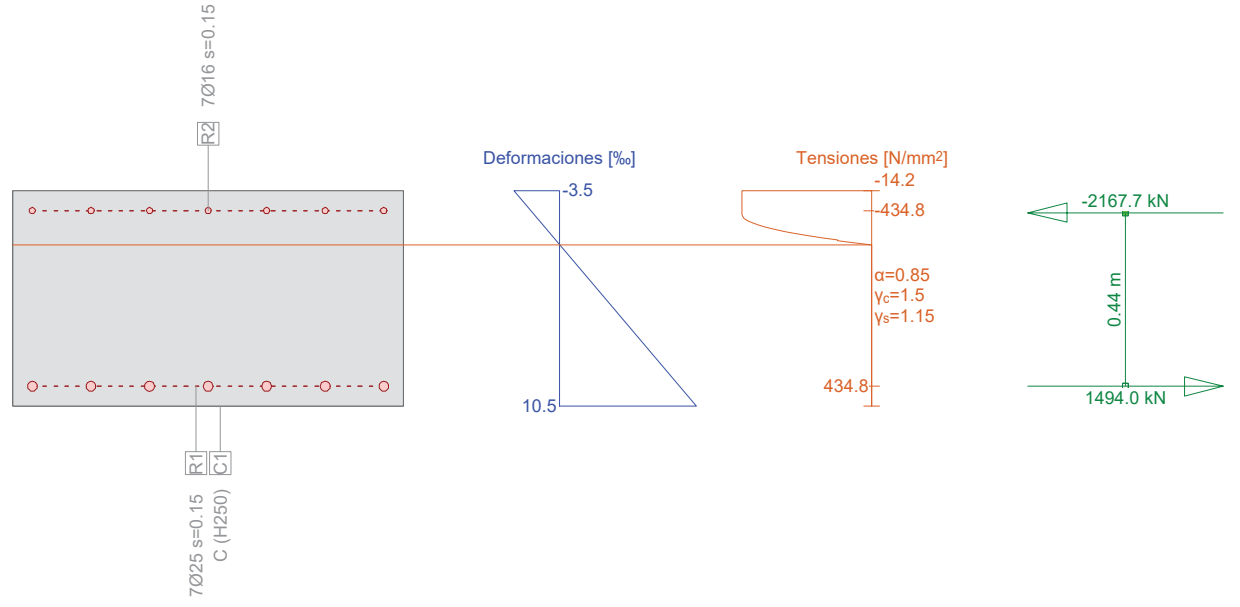
Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.55	-2.6	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	11.3	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.50	-1.4	-288.8	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

Estado Último "ELU"

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	My [kNm]	Mz [kNm]	ε _x [%]	χ _{y1} [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	My/χ _y [kNm ²]	Mz/χ _z [kNm ²]
-0.1	682.0	-0.0	4.3	25.3	-0.0	31.98	26978.55	5.843E+5

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Explotación $N_x=-600.0; M_y=724.0$; $eff(M,N) = 0.89$ OK Escala 1 : 18.3



Cálc. capacidad última Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones / Factores de eficiencia: $eff(M,N) = 0.89$ OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N)	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T)
			N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]		Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		-600.0	724.0	0	0.89				

Parámetros de análisis "!"ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	εc2 [%]	εcu3 [%]	εud [%]	σs [N/mm²]	αcc [-]	γc [-]	γs [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

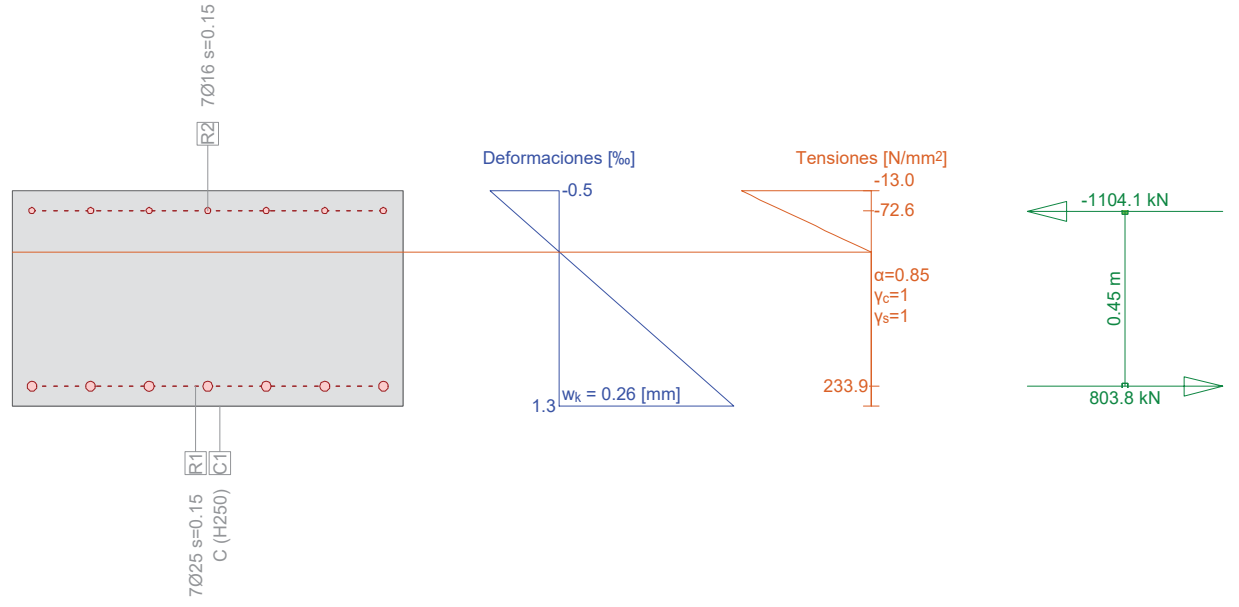
Nombre	Clase	Yq [m]	Zq [m]	ε [%]	σd [N/mm²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.55	-3.5	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	10.5	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.50	-2.2	-434.8	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	9.2	434.8	1.15

Estado Último "!"ELU"

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	My [kNm]	Mz [kNm]	εx [%]	χy [km⁻¹]	χz [km⁻¹]	N/εx [kN]	My/χy [kNm²]	Mz/χz [kNm²]
-673.7	812.6	0.0	3.5	25.5	-0.0	1.921E+5	31891.58	31819.51

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $N_x=-300.0; M_y=427.0$; Escala 1 : 18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		-300.0	427.0	0				

Parámetros de análisis "!"ELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	εc2 [%]	εcu3 [%]	εud [%]	σs [N/mm²]	αcc [-]	γc [-]	γs [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	Yq [m]	Zq [m]	ε [%]	σd [N/mm²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.55	-0.5	-13.0	1.18
C1	H250	0	0	1.3	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.50	-0.3	-72.6	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	1.1	233.9	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	Yq [m]	Zq [m]	σelas [N/mm²]
C1	1.00	1.00	0.55	-9.0
C1	1.00	0	0	7.9

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

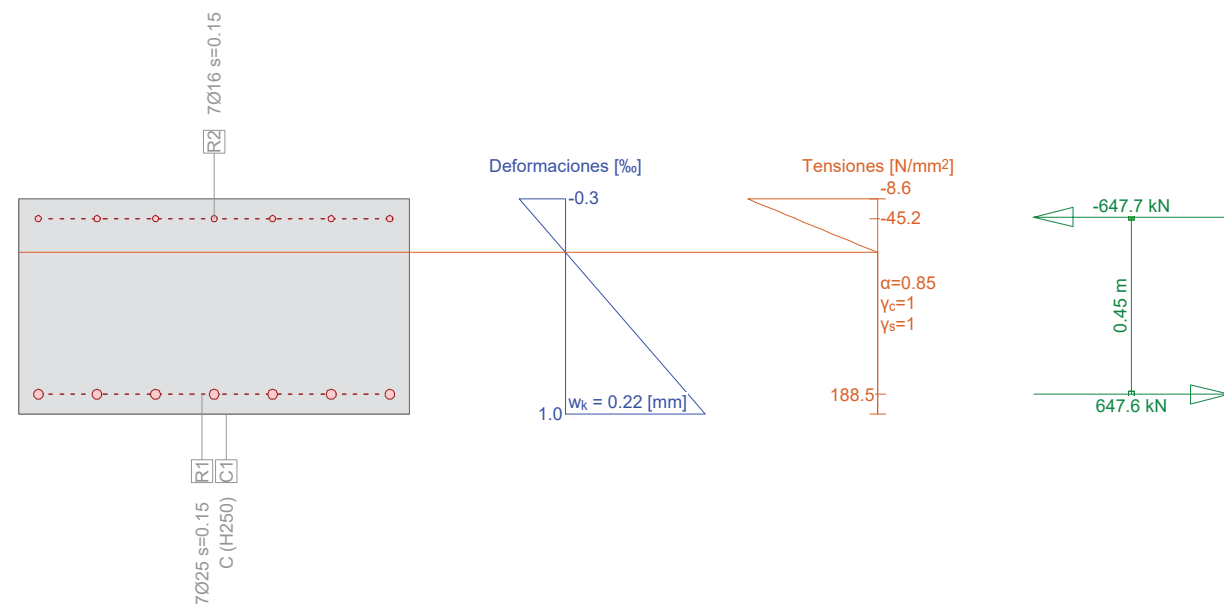
N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	My [kNm]	Mz [kNm]	εx [%]	χy [km⁻¹]	χz [km⁻¹]	N/εx [kN]	My/χy [kNm²]	Mz/χz [kNm²]
-300.2	427.0	0.0	0.4	3.2	-0.0	7.816E+5	1.316E+5	1.520E+5

Nr.:

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	550.0 mm	zona compresión (no fisurado)	292.7 mm
d	500.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	85.8 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	85763 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
$\alpha_e (E_s/E_c)$	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	427.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3436 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	233.9 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.11 o/oo
ρ_{eff}	4.007 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.23 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.26 mm

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $M_y=294.0$; Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	294.0	0				-

Parámetros de análisis "!"ELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ -Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [%]	ϵ_{cu3} [%]	ϵ_{yd} [%]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 ϕ : Coef. de fluencia

Nr.:

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [%]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.55	-0.3	-8.6	1.18
C1	H250	0	0	1.0	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.50	-0.2	-45.2	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	0.9	188.5	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm ²]
C1	1.00	1.00	0.55	-5.8
C1	1.00	0	0	5.8

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

N [kN]	Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M_y [kNm]	M_z [kNm]		ϵ_x [%]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.0	294.0	0.0		0.3	2.5	-0.0	79.27	1.189E+5	1.275E+5

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	550.0 mm	zona compresión (no fisurado)	275.0 mm
d	500.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	91.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	91667 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
$\alpha_e (E_s/E_c)$	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	294.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3436 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	188.5 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	0.90 o/oo
ρ_{eff}	3.748 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.24 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.22 mm

Nr.:



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: A-76 A Veiga - O Barco
 Fecha: 08/06/2017
 Hora: 16:03:54

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
 Tipo de acero : B-500-S
 fck [MPa] = 25.00
 fyk [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

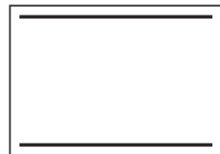
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LOSAPI
 b0 [m] = 1.00
 h [m] = 0.70



2 Dimensionamiento

Esfuerzo cortante de cálculo Vd [kN] = 550

Inclinación de las bielas [°] = 45
 Inclinación de los cercos [°] = 90.0
 ρ_l [.1.E-3] = 5
 $\rho_{compresida}$ [.1.E-3] = 0.0
 Nd [kN] = 0.0
 σ_{xd} [MPa] = 0.0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0
 θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm²/m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
∅ 6	----	----	----	----	----	----
∅ 8	0.15	4	13.4	2	313.7	548.19
∅ 10	0.20	4	15.7	2	367.6	602.10
∅ 12	0.30	4	15.1	2	352.9	587.39

Área estricta [cm²/m] = 13.4
 Vu1 [kN] = 3250.0
 Vcu [kN] = 234.5


PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: A-76 A Veiga - O Barco
 Fecha: 08/06/2017
 Hora: 16:05:31

Cálculo de secciones a cortante
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 25.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

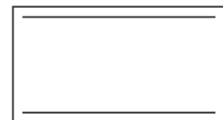
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : HASTIALPI
 b_0 [m] = 1.00
 h [m] = 0.55


2 Dimensionamiento

 Esfuerzo cortante de cálculo V_d [kN] = 400

Inclinación de las bielas [°] = 45
 Inclinación de los cercos [°] = 90.0
 ρ_l [$\cdot 1.E-3$] = 7
 $\rho_{compresionada}$ [$\cdot 1.E-3$] = 0.0
 N_d [kN] = 0.0
 σ_{xd} [MPa] = 0.0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0
 θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm ² /m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
∅ 6	0.10	4	11.3	2	203.6	415.49
∅ 8	0.15	4	13.4	2	241.3	453.19
∅ 10	0.30	4	10.5	2	188.5	400.41
∅ 12	0.30	4	15.1	2	271.4	483.35

Área estricta [cm²/m] = 10.4
 V_{u1} [kN] = 2500.0
 V_{cu} [kN] = 211.9

APÉNDICE 2.2. PASO INFERIOR 2

1. HIPÓTESIS DE CARGA

Geometría general

A =	5.65 m
B =	9.00 m
e =	0.70 m
ehastial =	0.55 m
γ =	25 kN/m ³

Relleno

H =	1.30 m
γ =	20 kN/m ³
φ =	30.0°
c =	0 kN/m ²
δ =	0.0°
φ =	0.52 rad
δ =	0.00 rad

Coef. empuje horizontal activo: k_{ah} =	0.333
Coefficiente empuje reposo: k_p =	0.500

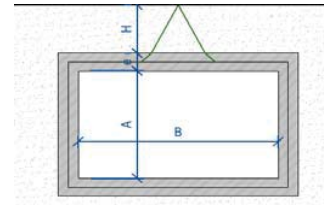
Pavimento

γ_1 =	24 kN/m ³
Espesor 1 =	0.10 m
γ_2 =	0 kN/m ³
Espesor 2 =	0.00 m

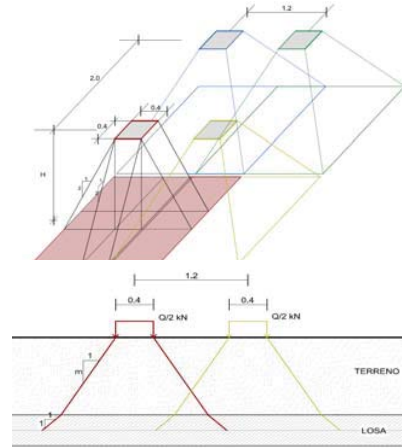
Tráfico

Q =	600 kN	Vehículo pesado
Reparto terreno =	2V:1H	
Reparto losa =	1V:1H	
ancho aplicación 1 =	1.40 m	
ancho aplicación 2 =	2.40 m	
q =	9 kN/m ²	Sobrecarga uniforme
q =	10 kN/m ²	Sobrecarga para empuje

SISMO Mononobe-Okabe



Esquema distribución de cargas



CARGAS

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CTE (G)		
Peso propio	508.88 kN/m	
Cargas muertas	2.40 kN/m ²	
ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)		
Peso Terreno	26.00 kN/m ²	

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)

Empuje tierras: activo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1	
A eje de losa superior	8.67 kN/m ²	En Hastial 1 7.80 kN/m ²	En Hastial 2 9.53 kN/m ²	
A eje de losa inferior	53.33 kN/m ²	48.00 kN/m ²	58.67 kN/m ²	
Empuje tierras en reposo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1	
A eje de losa superior	13.00 kN/m ²	En Hastial 1 11.70 kN/m ²	En Hastial 2 14.30 kN/m ²	
A eje de losa inferior	80.00 kN/m ²	72.00 kN/m ²	88.00 kN/m ²	
Empuje de tierras en construcción		En Hastial 1	En Hastial 2	
A eje de losa superior	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
1.88 m por debajo del eje de la losa superior	18.83 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
A eje de losa inferior	60.00 kN/m ²	60.00 kN/m ²	37.67 kN/m ²	
Rozamiento negativo				
En la losa superior	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
En la losa de cimentación	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	

ACCIONES VARIABLES (Q)

Cargas verticales		
Sobrecarga uniforme	9.00 kN/m ²	
Carro	40.11 kN/m ²	
Ancho 1 aplicación carro	3.40 m	
Ancho 2 aplicación carro	4.40 m	
Empuje sobrecarga	5.00 kN/m ²	

2. MODELO DE CÁLCULO

ESTRUCTURA 3D

DATOS DE NUDOS

Id	Coordenadas			Apoyos						Especial
	X [m]	Y [m]	Z [m]	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
K_1	-0.53	0	0	B	B	E				F
K_2	0	0	0		B	E	B			F
K_3	9.55	0	0		B	E	B			F
K_4	10.08	0	0		B	E				F
K_5	1.27	0	0		B	E				F
K_6	2.27	0	0		B	E				F
K_7	3.27	0	0		B	E				F
K_8	4.28	0	0		B	E				F
K_9	5.28	0	0		B	E				F
K_10	6.28	0	0		B	E				F
K_11	7.28	0	0		B	E				F
K_12	8.28	0	0		B	E				F
!1	0.00	0	6.35							
!2	9.55	0	6.35							

B / E : Bloqueado / Sobre resortes elásticos
F : Apoyos con resortes (ver 'Nudos con apoyos elásticos')

Nudos con apoyos elásticos

Id	DX [kN/m]	DY [kN/m]	DZ [kN/m]	RX [kNm]	RY [kNm]	RZ [kNm]
K_1	B	B	2650.000			
K_2		B	9025.000	B		
K_3		B	9025.000	B		
K_4		B	2650.000			
K_5		B	10000.000			
K_6		B	10000.000			
K_7		B	10000.000			
K_8		B	10000.000			
K_9		B	10000.000			
K_10		B	10000.000			
K_11		B	10000.000			
K_12		B	10000.000			

B : Bloqueado

ENTRADA DE LA BARRA

Id	Sección Nombre>Variante	Nudos		Longitud [m]	Status	Especial
		Inicio	Final			
S_1	LOSAS	K_2	K_1	0.53		
S_2	HASTIALES	K_2	!1	6.35		
S_3	LOSAS	K_2	K_3	9.55		
S_4	LOSAS	!1	!2	9.55		
S_5	HASTIALES	K_3	!2	6.35		
S_6	LOSAS	K_3	K_4	0.53		

Mediciones C

Nom ScT / (Nom ScT2)	Area [m²]	Perimeter [m]	Length [m]	No	Ltot [m]	Superficie [m²]	Masa [t]
HASTIALES	0.5500	3.10	6.35	2	12.70	39.37	17.46
LOSAS	0.7000	3.40	var	2	20.15	68.51	35.26
por longitud:			0.53	2			
			9.55	2			
Total						107.88	52.73

Secciones: Geometría

Nombre	Variante	Materiales	Tipo	Dimensiones [m]
HASTIALES		C	S-R	B=1.00, H=0.55 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.28, z _T =0.28
LOSAS		C	S-R	B=1.00, H=0.70 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.35, z _T =0.35

Materiales : ver tabla 'Materiales'

Nr.:

Secciones: Rigidez de las secciones

Nombre	Variante	β [°]	EA _x GA _y GA _z [kN]	GJ _x EJ _y EJ _z [kNm²]	e _y e _z [m]	Masa secc. Masa adicional [t/m]	Materiales
HASTIALES		0	17655000.00 6581640.34 6581640.34	522519.61 445053.13 1471250.00	0 0	1.38	C
LOSAS		0	22470000.00 8376633.16 8376633.16	932130.08 917525.00 1872500.00	0 0	1.75	C

β : Angulo entre el eje Y de la barra y el 1er eje principal eje de la sección
e_y e_z : Distancia centro de gravedad - punto de eje
Materiales : ver tabla 'Materiales'

Sección, valores de Sección

Nombre	Sección	Variantes	Materiales		Valores ideales de la sección					
			E _{ref}	G _{ref}	A _{x,id} = EA _x /E _{ref} [m²]	J _{y,id} = EJ _y /E _{ref} [m⁴]	J _{z,id} = EJ _z /E _{ref} [m⁴]	J _{x,id} = GJ _x /G _{ref} [m⁴]	A _{y,id} = GA _y /G _{ref} [m²]	A _{z,id} = GA _z /G _{ref} [m²]
HASTIALES			C		0.5500	0.013865	0.045833	0.036387	0.4583	0.4583
LOSAS			C		0.7000	0.028583	0.058333	0.064912	0.5833	0.5833

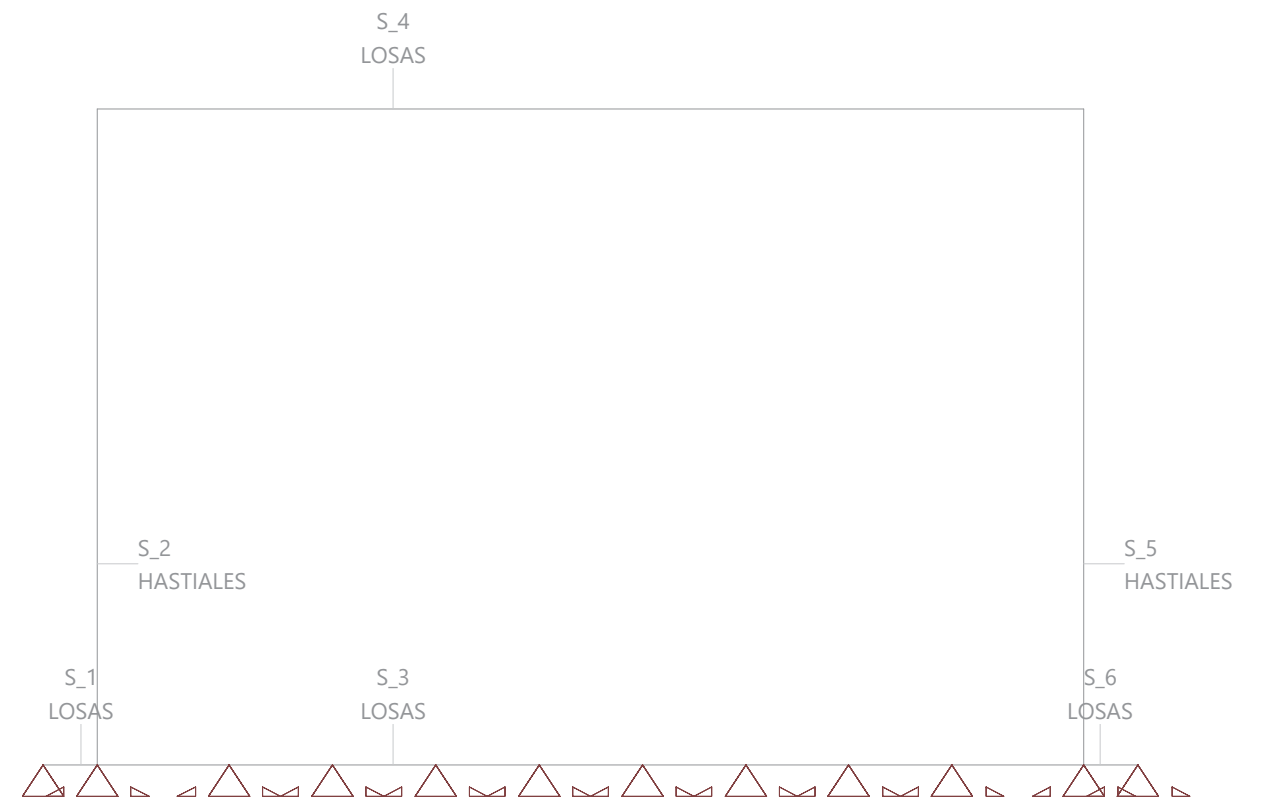
Materiales : s. tabla 'Materiales'

Materiales

ID	Tipo	Elemento	E [kN/mm²]	G [kN/mm²]	ν	ρ [t/m³]	α [%]	Clase	f [N/mm²]	f _{ck}
C	Hormigón	(general)	32	14	0.17	2.5	0.010	H250	-25.0	f _{ck}

Estructura

Escala 1:69.0



Nr.:

LISTA DE HIPOTESIS DE CARGA

ID	Tipo	Acción	Lista de hipótesis de carga
CM	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Carga muerta. Pavimento
ESC1	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 1
ESC2	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 2
ETA1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 1
ETA2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 2
ETC1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion1
ETC2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion2
ETR1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo1
ETR2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo2
PP	Hipótesis de c..	Peso propio	Peso propio
PT	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Peso propio terreno
SCP	Generador	Modelo de carga 1 Q ..	Sobrecarga puntual
SCP%1	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P1
SCP%2	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P2
SCP%3	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P3
SCU	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Sobrecarga uniforme

Hipótesis de carga 'PP': Peso propio

Cargas de masa: peso propio

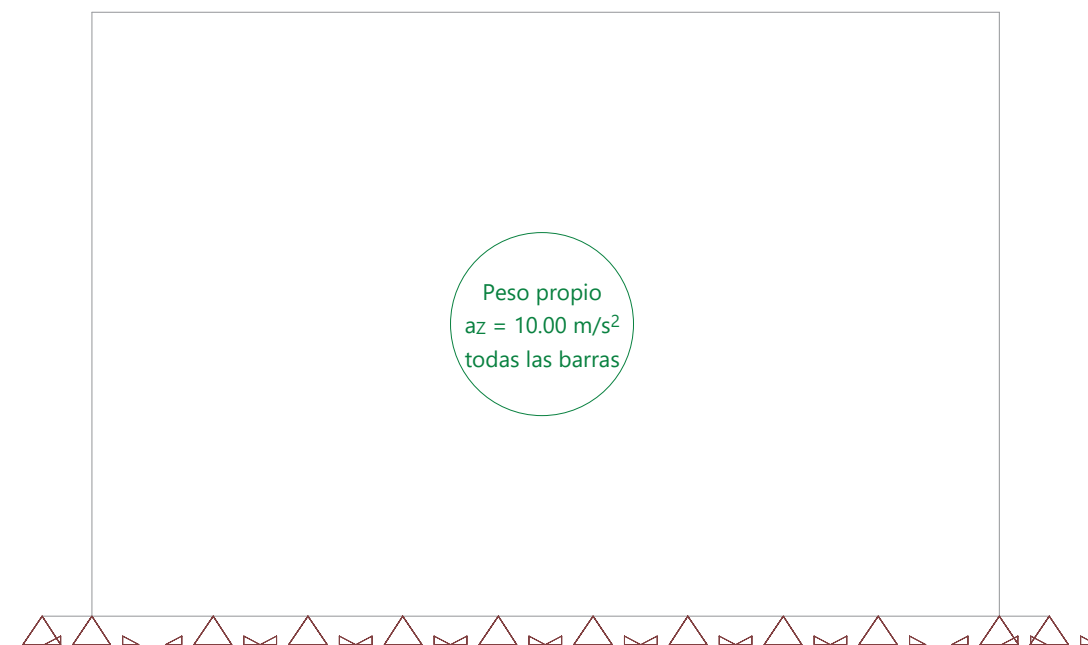
Nombre	a_x [m/s ²]	Aceleraciones		X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
		a_y [m/s ²]	a_z [m/s ²]			
G1 (6 Barras, 0 SLA)			10.00	0	0	-527.25

Suma de cargas

	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PP	0	0	-527.25

Hipótesis de carga PP: Peso propio

Escala 1 :75.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'CM': Carga muerta. Pavimento

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p_1 [kN/m]	p_2 [kN/m]	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-2.40		0	0	-22.92

Suma de cargas

	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
Suma de cargas HC CM	0	0	-22.92

Hipótesis de carga CM: Carga muerta. Pavimento

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'PT': Peso propio terreno

Cargas lineales: Fuerzas

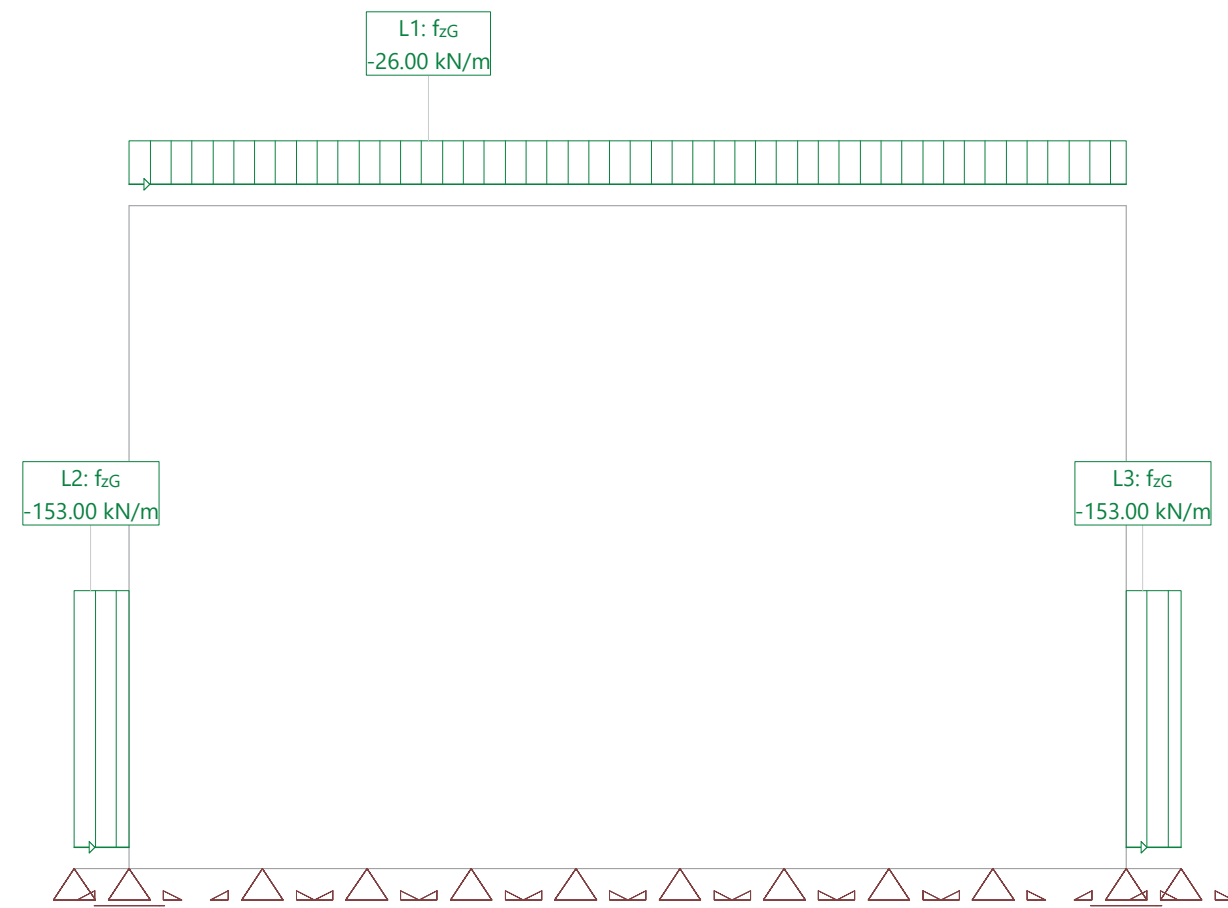
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-26.00		0	0	-248.30
L2	Z Global	0.53	-153.00		0	0	-80.33
L3	Z Global	0.53	-153.00		0	0	-80.33

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PT	0	0	-408.95

Hipótesis de carga PT: Peso propio terreno

Escala 1:68.3



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA1': Empuje terreno activo 1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.35	7.80	48.00	177.16	0	0
L2	X Global	6.35	-9.53	-58.67	-216.53	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA1	-39.37	0	0

Hipótesis de carga ETA1: Empuje terreno activo 1

Escala 1:77.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA2': Empuje terreno activo 2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.35	9.53	58.67	216.53	0	0
L2	X Global	6.35	-7.80	-48.00	-177.16	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA2	39.37	0	0

Hipótesis de carga ETA2: Empuje terreno activo 2

Escala 1:77.7



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR1': Empuje terreno reposo1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.35	11.70	72.00	265.75	0	0
L2	X Global	6.35	-14.30	-88.00	-324.80	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR1	-59.06	0	0

Hipótesis de carga ETR1: Empuje terreno reposo1

Escala 1:80.8



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR2': Empuje terreno reposo2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.35	14.30	88.00	324.80	0	0
L2	X Global	6.35	-11.70	-72.00	-265.75	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR2	59.06	0	0

Hipótesis de carga ETR2: Empuje terreno reposo2

Escala 1:81.8



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC1': Empuje terreno construccion1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.35	0	60.00	190.50	0	0
L2	X Global	4.23	0	-37.67	-79.67	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC1	110.83	0	0

Hipótesis de carga ETC1: Empuje terreno construccion1

Escala 1:76.9



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC2': Empuje terreno construccion2

Cargas lineales: Fuerzas

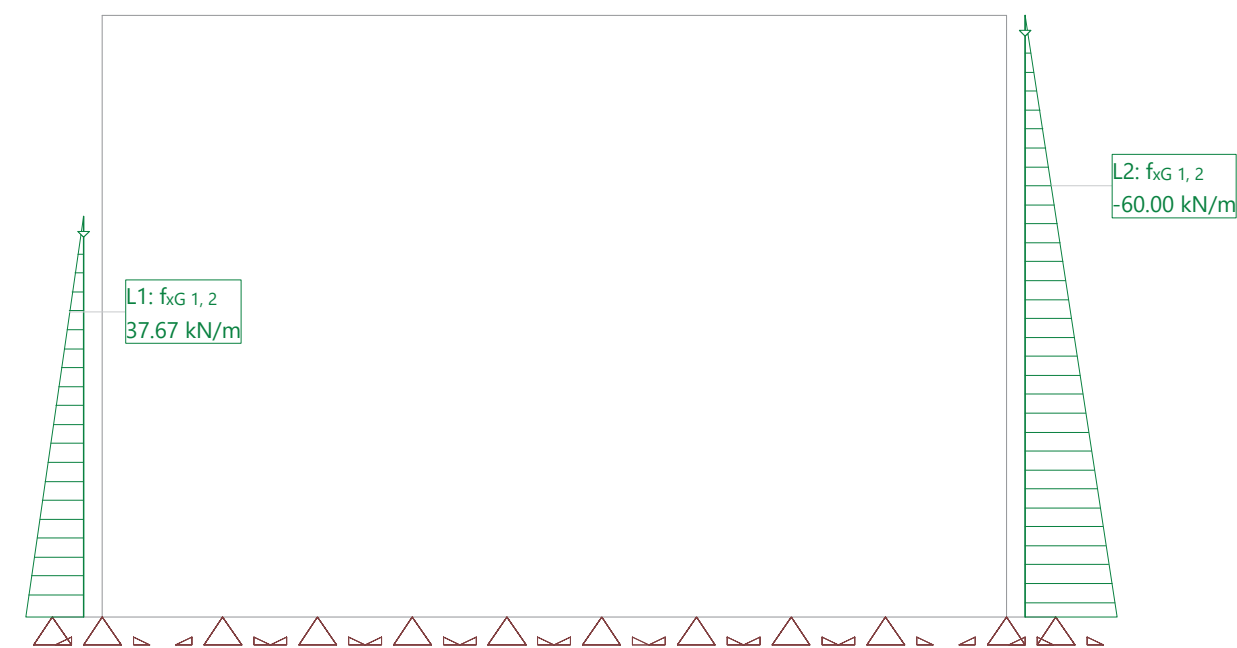
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	4.23	0	37.67	79.67	0	0
L2	X Global	6.35	0	-60.00	-190.50	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC2	-110.83	0	0

Hipótesis de carga ETC2: Empuje terreno construccion2

Escala 1 :75.3



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCU': Sobrecarga uniforme

Cargas lineales: Fuerzas

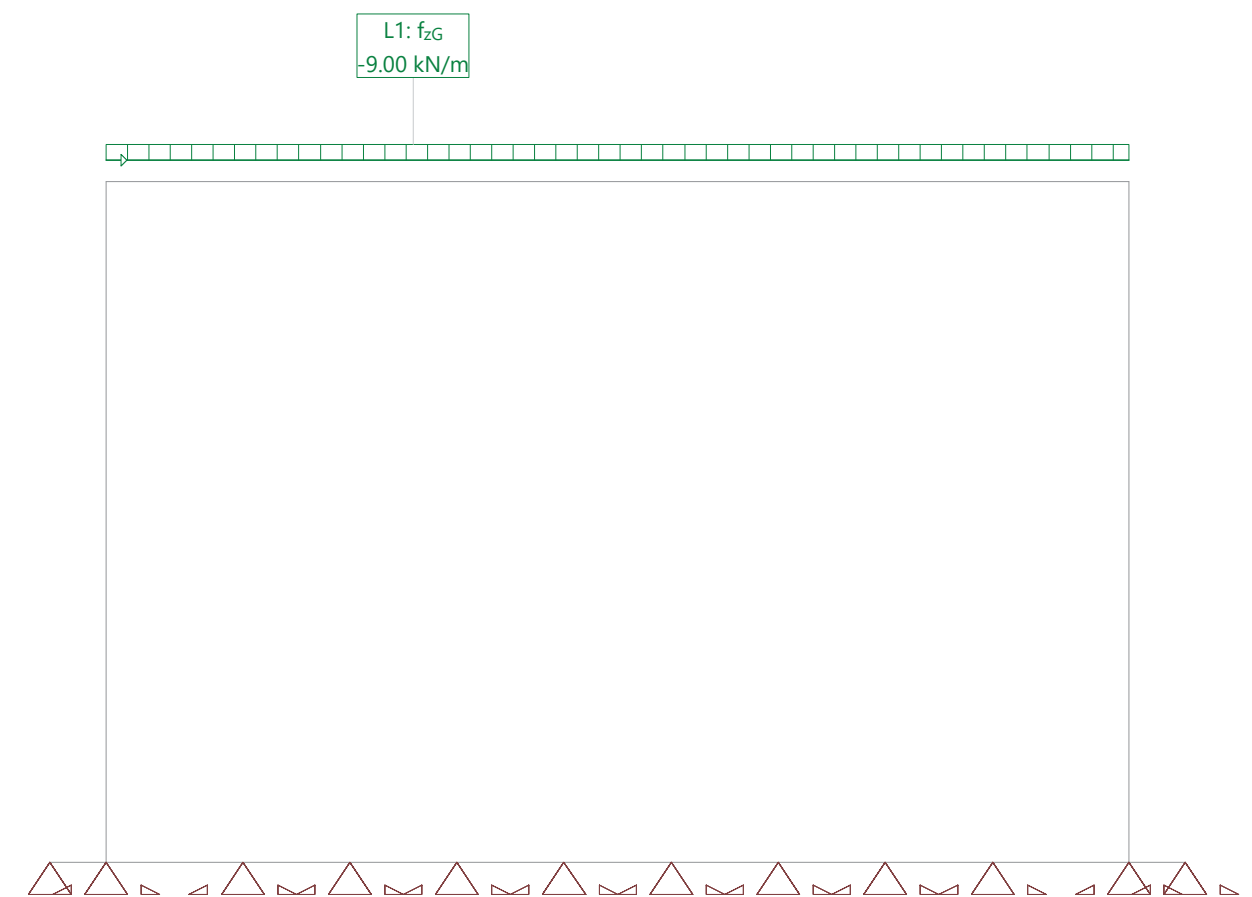
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-9.00		0	0	-85.95

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCU	0	0	-85.95

Hipótesis de carga SCU: Sobrecarga uniforme

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP%1': Posición carga: P1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	3.40	-40.11		0	0	-136.37

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%1	0	0	-136.37

Hipótesis de carga SCP%1: Posición carga: P1

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP%2': Posición carga: P2

Cargas lineales: Fuerzas

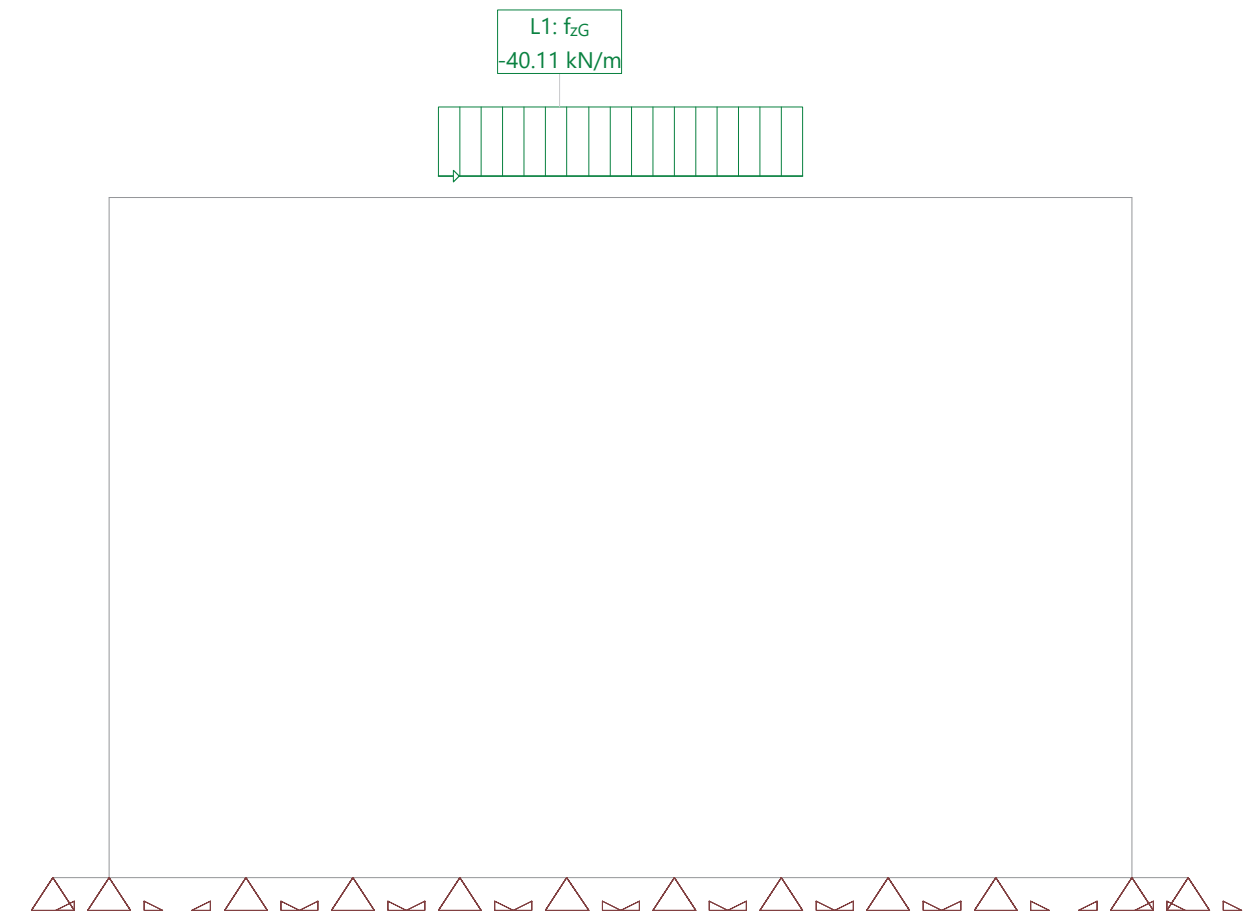
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	3.40	-40.11		0	0	-136.37

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%2	0	0	-136.37

Hipótesis de carga SCP%2: Posición carga: P2

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP%3': Posición carga: P3

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	3.40	-40.11		0	0	-136.37

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%3	0	0	-136.37

Hipótesis de carga SCP%3: Posición carga: P3

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC1': Empuje de sobrecarga 1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.35	5.00		31.75	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC1	31.75	0	0

Hipótesis de carga ESC1: Empuje de sobrecarga 1

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC2': Empuje de sobrecarga 2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.35	-5.00		-31.75	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC2	-31.75	0	0

Hipótesis de carga ESC2: Empuje de sobrecarga 2

Escala 1:72.6



Nr.:

Especificación de envolventes: ELU

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1.35	1.35	
4	Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1.35	1.35	
5	Cargas horizontales	1	1.5	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

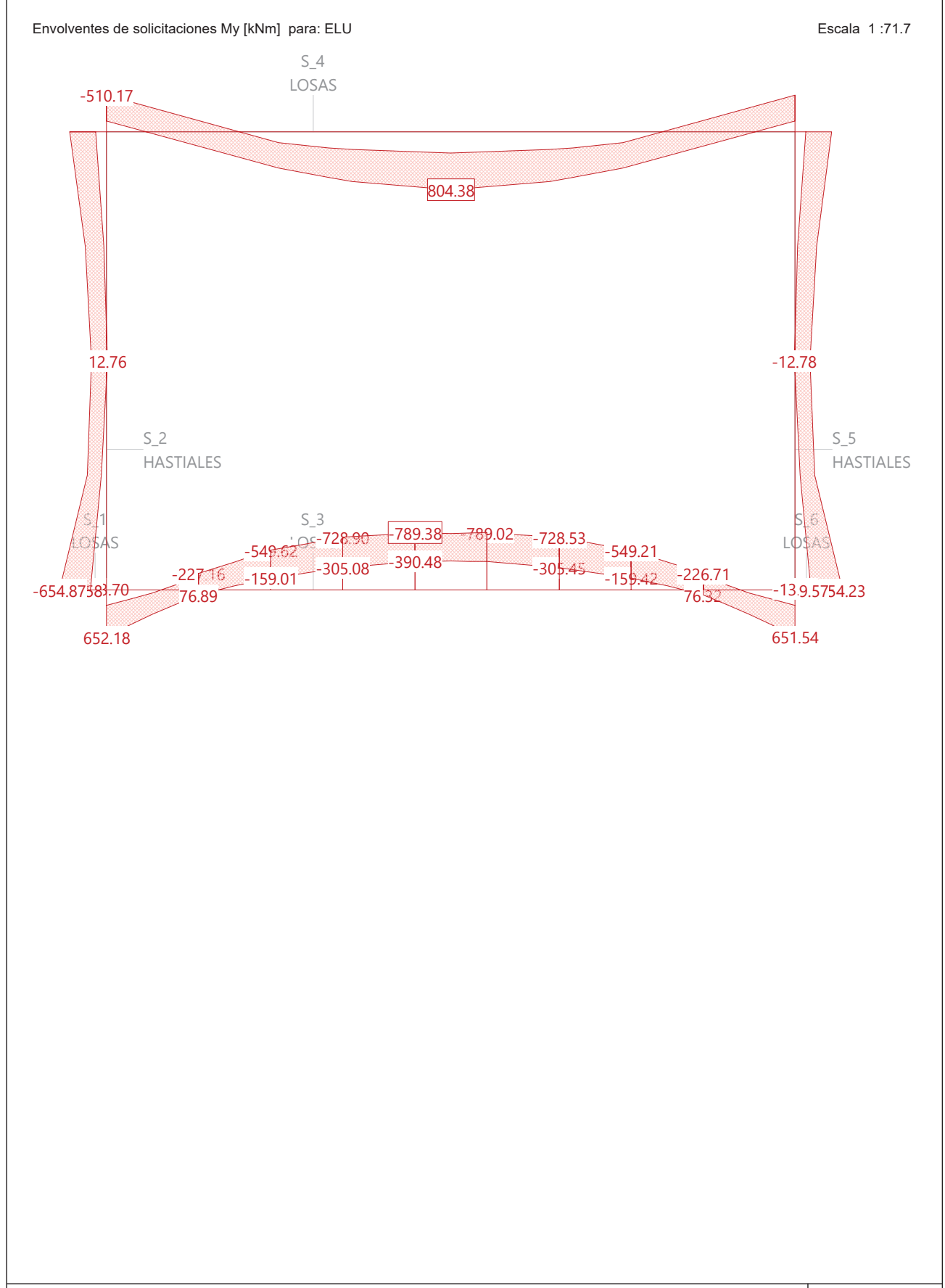
Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ELU

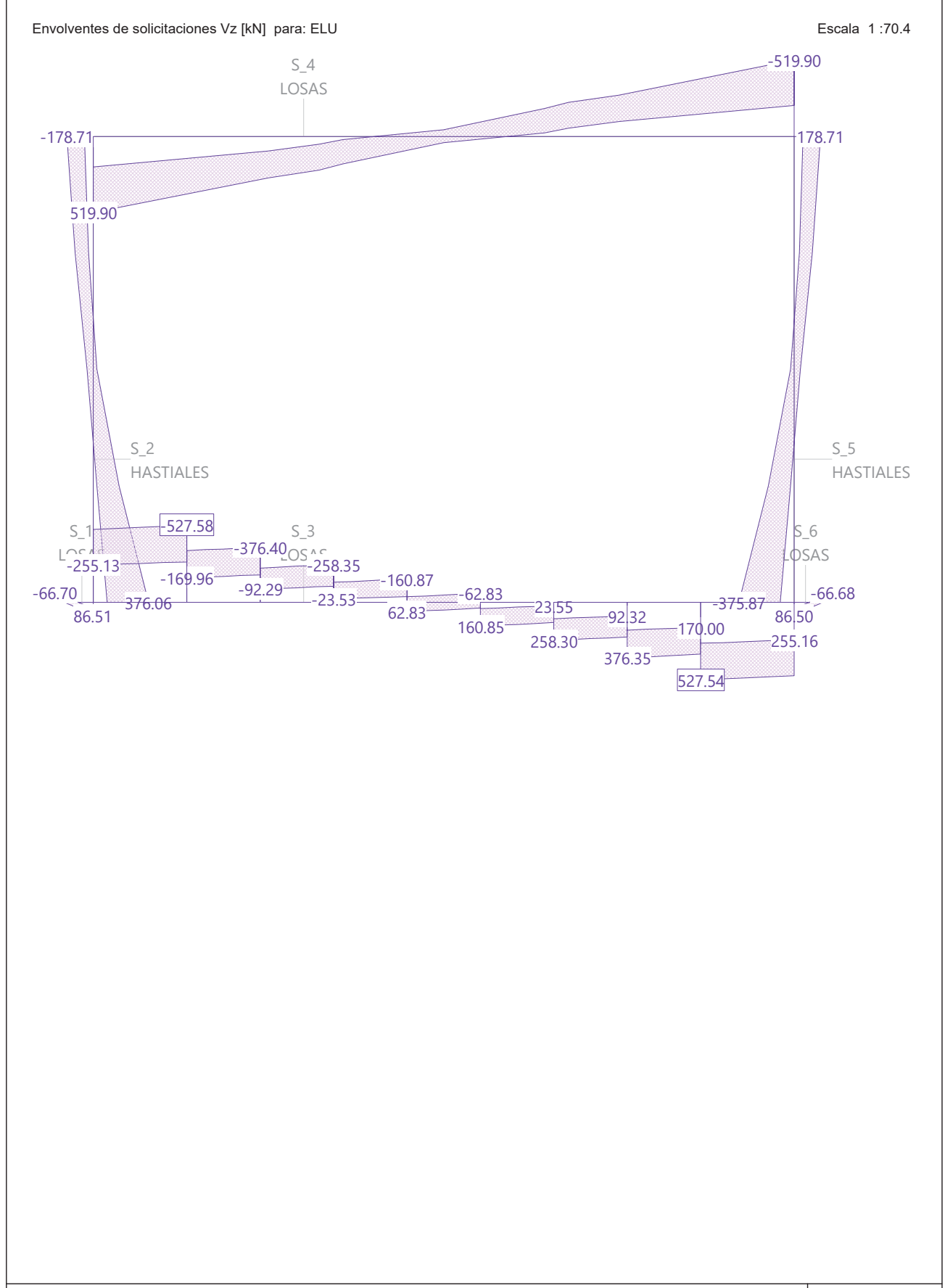
Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
Modelo de carga 1 Q (si es crítico	ya sea	SCP%1 Posición carga: P1	1.000	
			o	SCP%2 Posición carga: P2	1.000	
			o	SCP%3 Posición carga: P3	1.000	
Modelo de carga 1 q (si es crítico		ESC1 Empuje de sobrecarga 1	1.000	
		p&plus si es cri		ESC2 Empuje de sobrecarga 2	1.000	
		p&plus si es cri		SCU Sobrecarga uniforme	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Nr.:



Nr.:



Nr.:

Especificación de envolventes: ELUconstruccion

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Cargas horizontales	1	1.5	1.5	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

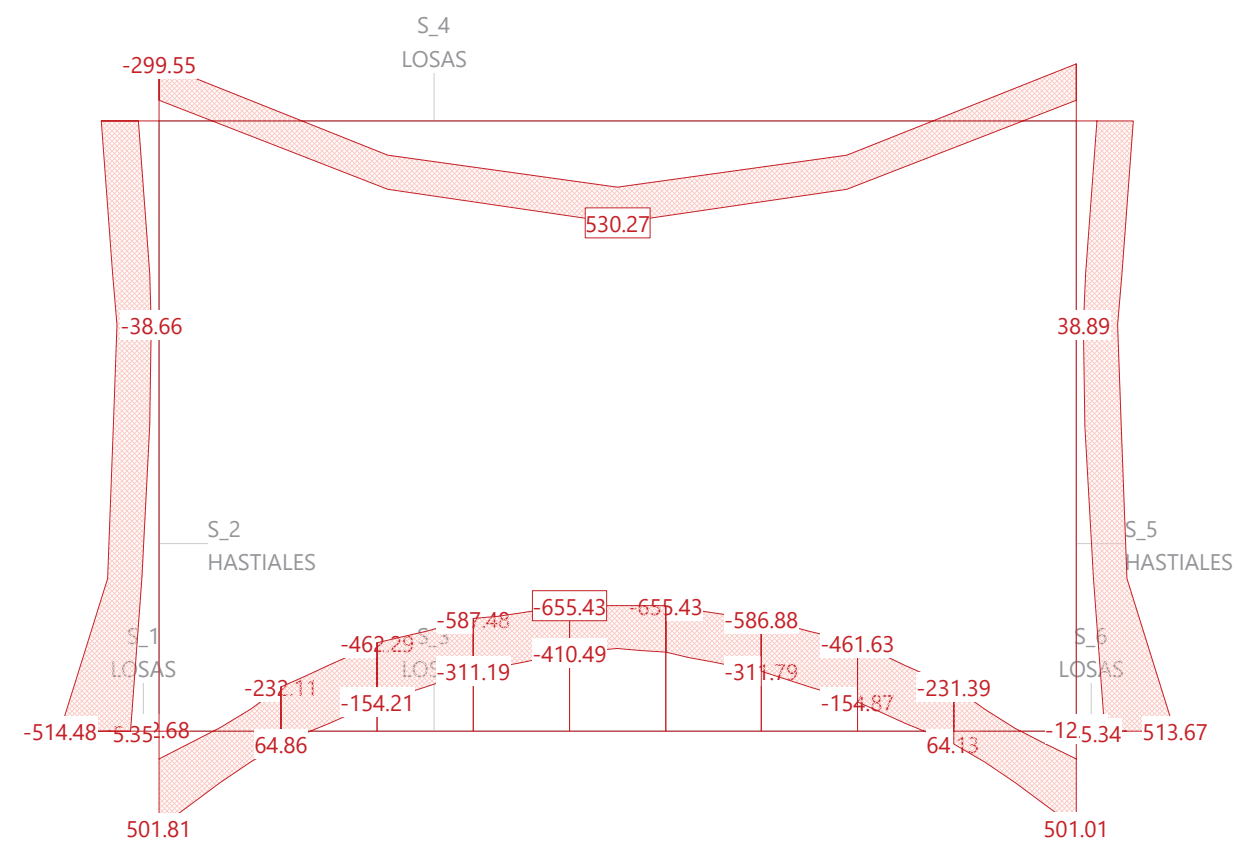
para la especificación de envolventes ELUconstruccion

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
Cargas horizontales		si es crítico	ya sea	ETC1 Empuje terreno construccion1	1.000	
			o	ETC2 Empuje terreno construccion2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Envloventes de solicitaciones My [kNm] para: ELUconstruccion

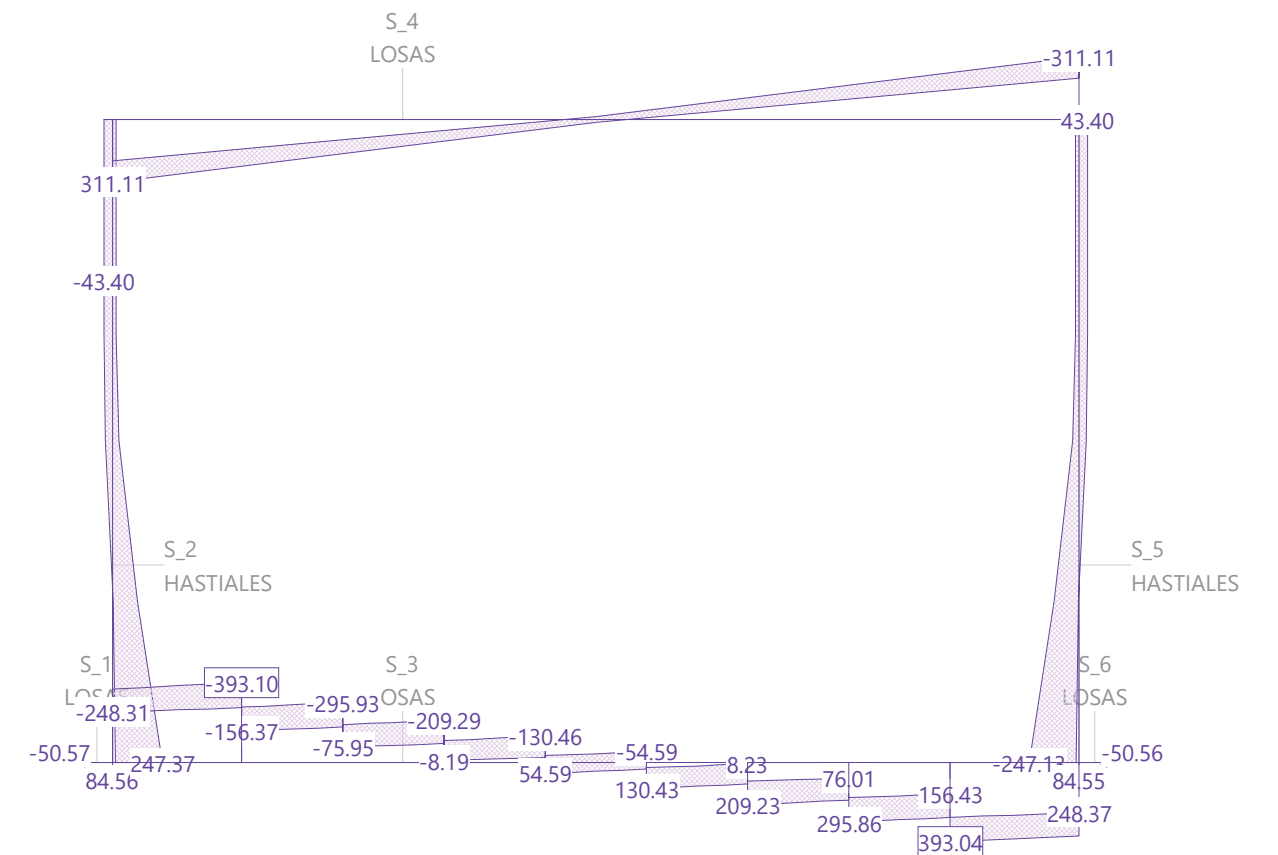
Escala 1 :74.2



Nr.:

Envloventes de solicitaciones Vz [kN] para: ELUconstruccion

Escala 1 :70.4



Nr.:

Especificación de envolventes: ELScuasi

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado Límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1	
3	Cargas horizontales	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

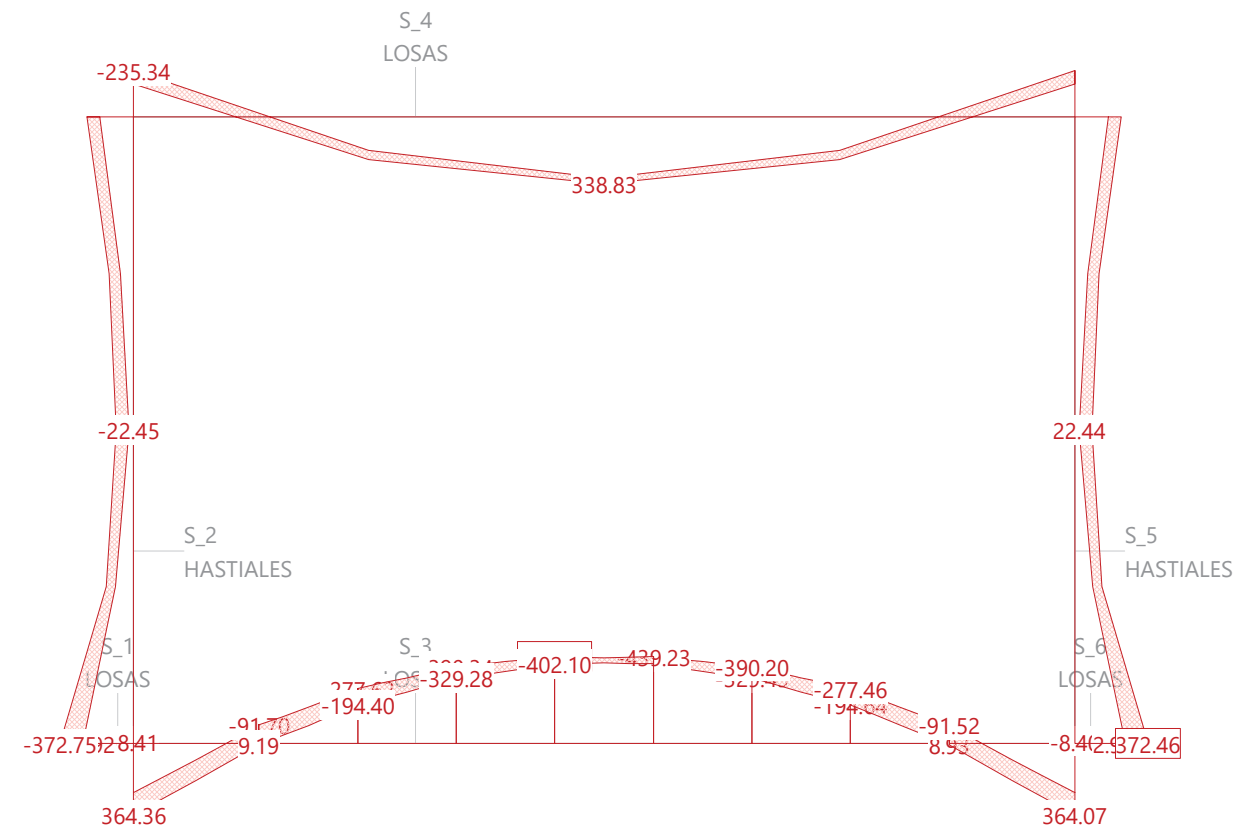
para la especificación de envolventes ELScuasi

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Envolventes de solicitaciones My [kNm] para: ELScuasi

Escala 1 :72.3



Nr.:

Sección (Viga): LOSA

Contorno de sección parcial

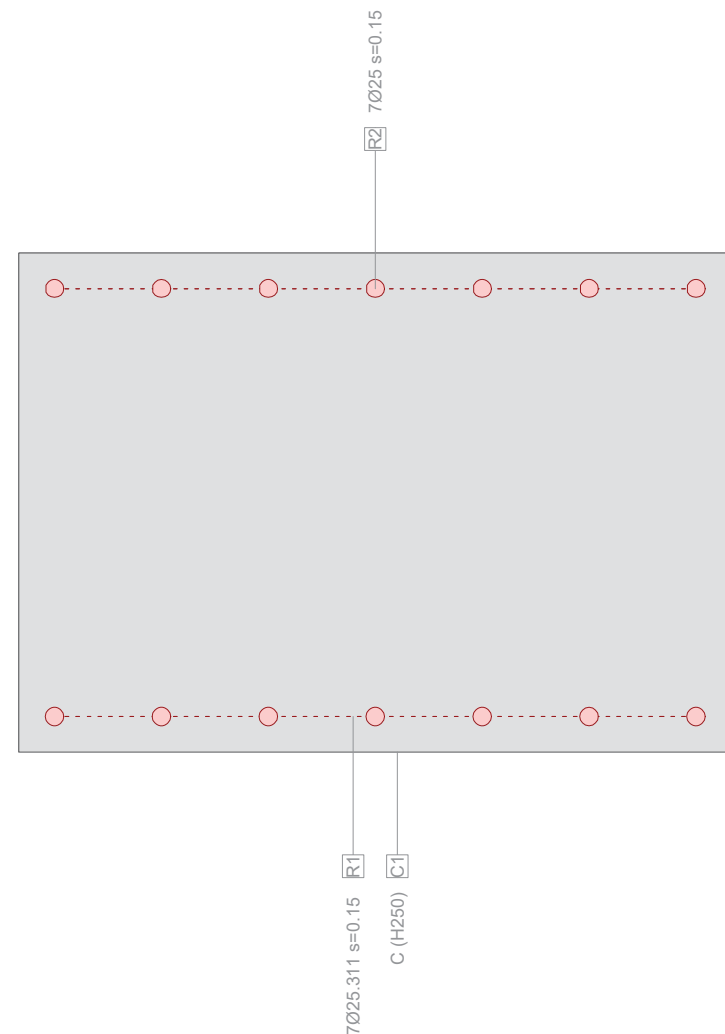
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]
C1	C	H250	Polígono	1	0	0	2	1.00	0
				3	1.00	0.70	4	0	0.70

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr. [m]	Ángulo [°]	Masa espec. [kg/m]
Ax	0.7000	Ix	ys	0.50	M _{sec} 1750.0
Ay	(=Ax)	Iy	zs	0.35	
Az	(=Ax)	Iz	β	0	

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1:10.0



Nr.:

Sección (Viga): LOSA

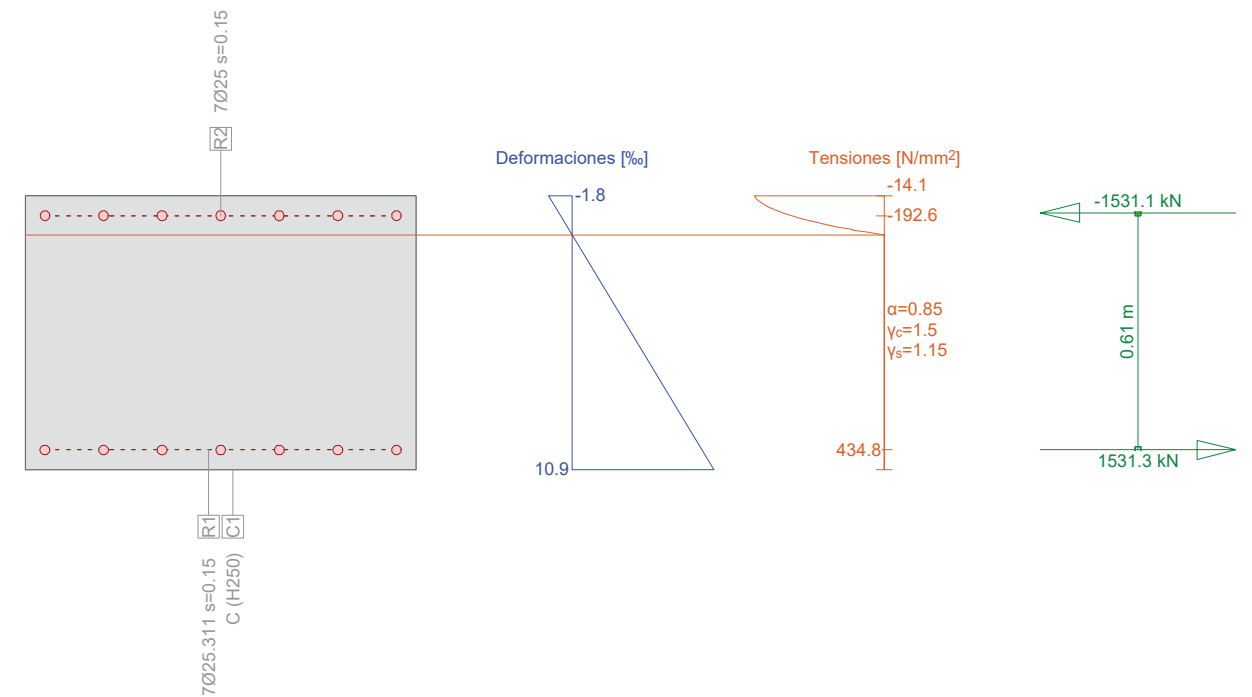
Armadura G0 $\Sigma A_s = 6958 \text{ mm}^2$, $\rho = 1.0 \%$

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	n,Ø	exist A _s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.65	0.95	0.65	7Ø25	3436
R1	R	AEH500	2	PL	0.05	0.05	0.95	0.05	7Ø25	3522

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensionar bajo tracción y compresión 2=dimensionar bajo tracción unicamente
Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación My=804.0; eff(M,N) = 0.86 OK

Escala 1:18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.86 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N) [-]	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	804.0	0	0.86				

Parámetros de análisis "ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Nr.:

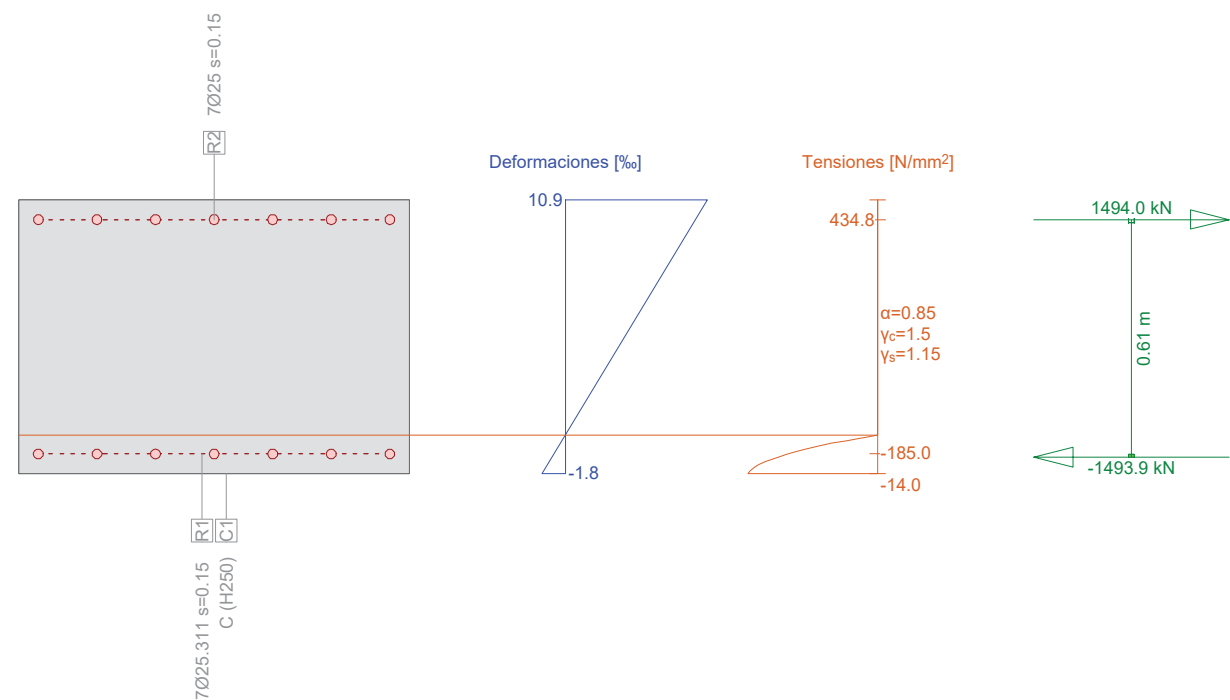
Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	Y _q [m]	Z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.70	-1.8	-14.1	1.76
C1	H250	0	0	10.9	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.65	-0.9	-192.6	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

Estado Último "IELU"

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
0.2	930.3	-0.0	4.5	18.2	-0.0	37.03	51131.70	7489.26

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación My=-653.0; eff(M,N) = 0.72 OK Escala 1 :18.3



Cálc. capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.72 OK

No.	AP	P	N [kN]	Flexión y esfuerzo normal		eff(M,N) [-]	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T) [-]
				M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	-653.0	0	0.72				

Parámetros de análisis "IELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia			Otros valores		
	C	S	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Nr.:

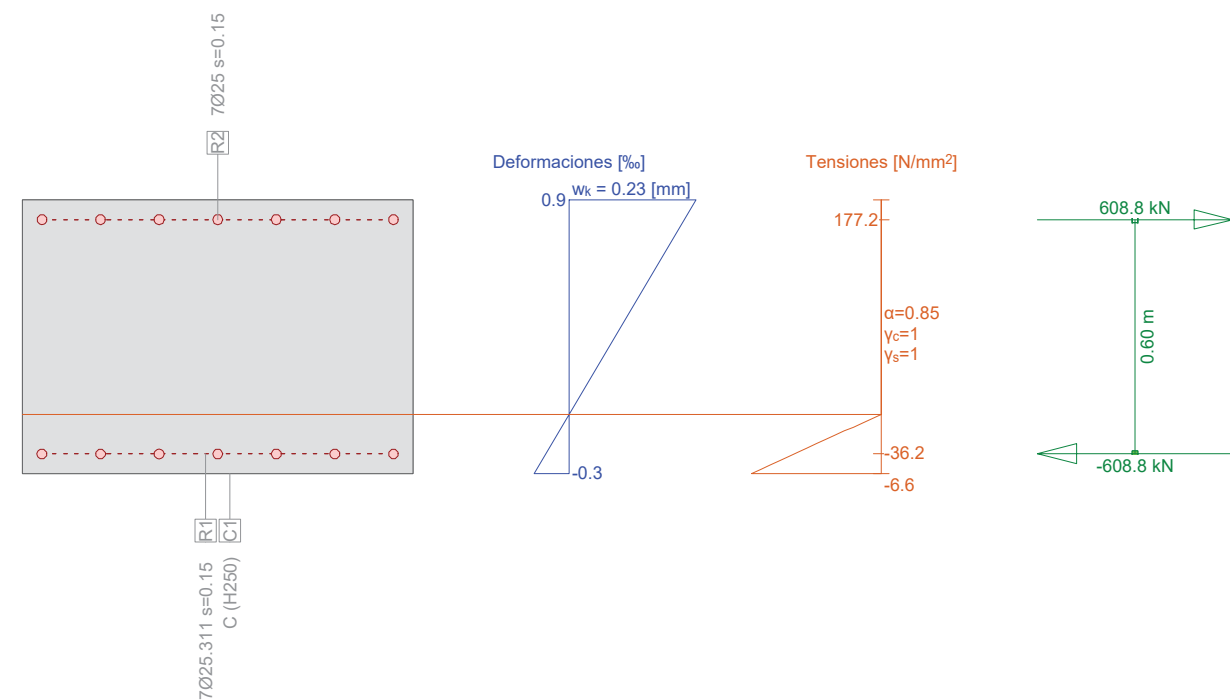
Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	Y _q [m]	Z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-1.8	-14.0	1.76
C1	H250	1.00	0.70	10.9	0	1.76
R1	AEH500	0.05	0.05	-0.9	-185.0	1.15
R2	AEH500	0.05	0.65	10.0	434.8	1.15

Estado Último "IELU"

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
0.1	-908.3	0.0	4.6	-18.1	0.0	12.37	50086.28	43133.00

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=-365.0; Escala 1 :18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	N [kN]	Flexión y esfuerzo normal		Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
				M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	-365.0	0				-

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia			Otros valores		
	C	S	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Nr.:

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-0.3	-6.6	1.18
C1	H250	1.00	0.70	0.9	0	1.18
R1	AEH500	0.05	0.05	-0.2	-36.2	1.00
R2	AEH500	0.05	0.65	0.8	177.2	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	0	0	-4.5
C1	1.00	1.00	0.70	4.5

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.0	-365.0	0.0	0.3	-1.7	-0.0	95.45	2.156E+5	8.871E+6

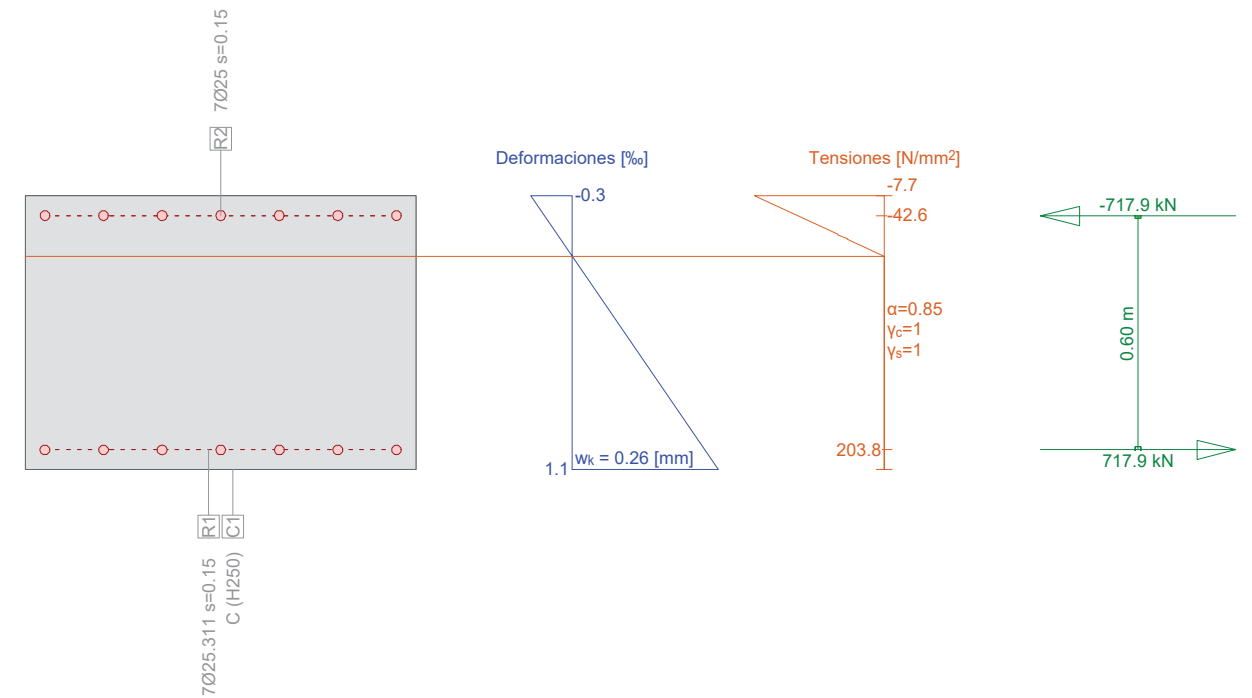
Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	700.0 mm	zona compresión (no fisurado)	350.0 mm
d	650.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	116.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	116667 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_g/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	-365.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3436 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	177.2 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.84 o/oo
ρ_{eff}	2.945 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.27 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.23 mm

Nr.:

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $M_y=430.0$;

Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	430.0	0				-

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 ϕ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.70	-0.3	-7.7	1.18
C1	H250	0	0	1.1	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.65	-0.2	-42.6	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	1.0	203.8	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	1.00	0.70	-5.3
C1	1.00	0	0	5.3

Nr.:

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.0	430.0	0.0	0.4	2.0	0.0	94.84	2.199E+5	2.965E+6

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	700.0 mm	zona compresión (no fisurado)	350.0 mm
d	650.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.3 mm	h _{c,eff}	116.7 mm
A _{c,eff} (zona de tracción)	116667 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E _c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k _t	0.40
α _e (E _s /E _c)	7.00	Factor de adherencia k _l	0.800
Coef. de fluencia φ	0	Distribución de deformación	0.500
f _{ctm}	0 N/mm ²	k ₃	3.400
f _{ct,eff}	0 N/mm ²	k ₄	0.425
Armadura		Resultados	
E _s	210000.0 N/mm ²	Momento	430.0 kNm
A _s (zona de tracción)	3522 mm ²	Tensión en la armadura σ _s	203.8 N/mm ²
Diámetro Ø _{eq}	25.3 mm	ε _{sm} -ε _{cm} (7.9)	0.97 ‰
ρ _{eff}	3.019 ‰	Separación de fisuras s _{r,max}	0.27 m
		Ancho de fisuras w _k (7.8)	0.26 mm

Nr.:

Sección (Viga): HASTIAL

Contorno de sección parcial

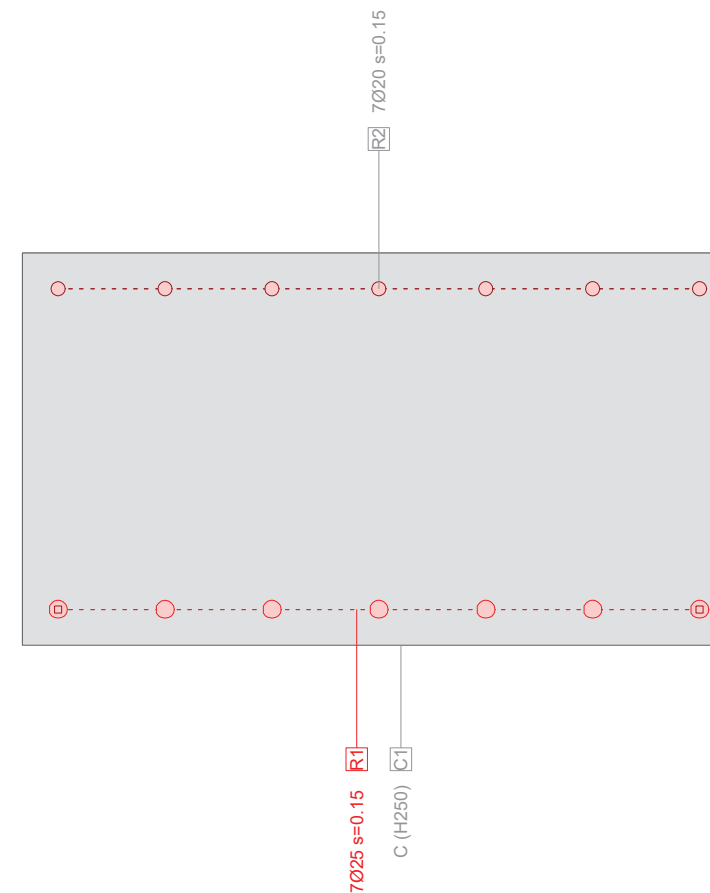
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y _q [m]	z _q [m]	No.	y _q [m]	z _q [m]
C1	C	H250	Polígono	1 3	0 1.00	0 0.55	2 4	1.00 0	0 0.55

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr., Ángulo [m]	Masa espec. [kg/m]
Ax	0.5500	I _x 0.036387	ys 0.50	M _{sec} 1375.0
Ay	(=Ax)	I _y 0.013865	zs 0.28	
Az	(=Ax)	I _z 0.045833	β 0 [°]	

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1:10.0



Sección (Viga): HASTIAL

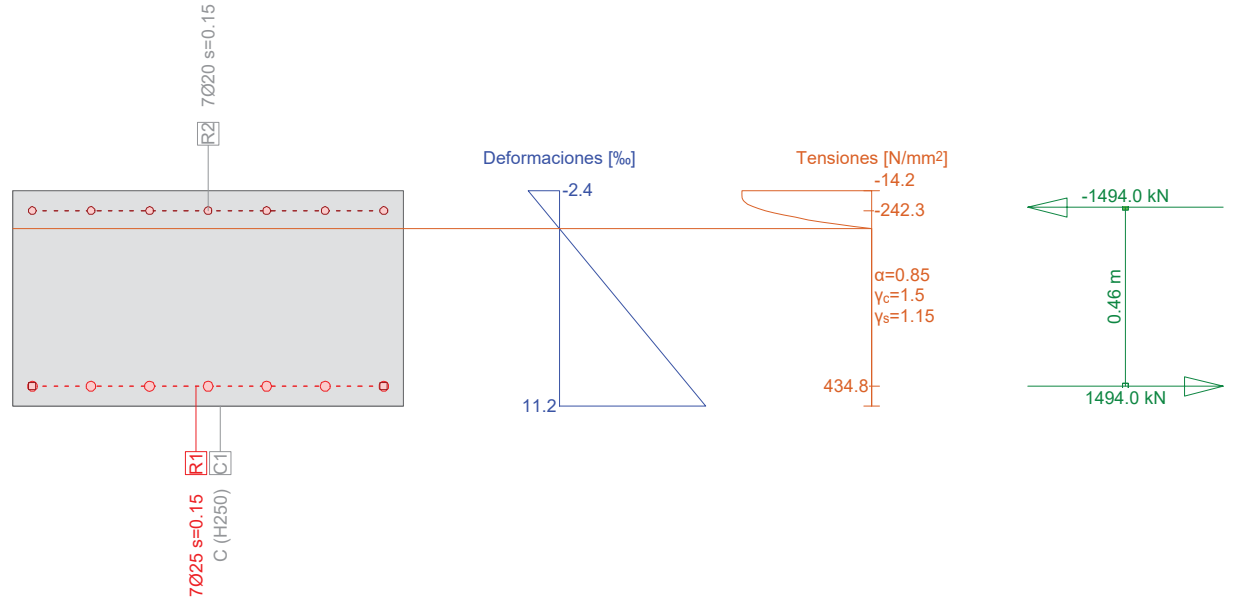
Armadura G0 Σ A_s = 5635 mm², ρ = 1.0 %

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	n,Ø	exist A _s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.50	0.95	0.50	7Ø20	2199
R1	R	AEH500	2	PL	0.05	0.05	0.95	0.05	7Ø25	3436

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensional bajo tracción y compresión 2=dimensional bajo tracción unicamente
 Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Explotación My=655.0; eff(M,N) = 0.96 OK Escala 1 :18.3



Cálc. capacidad última Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.96 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N)	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T)
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	655.0	0	0.96				

Parámetros de análisis "!"ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]	σ _s [N/mm²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

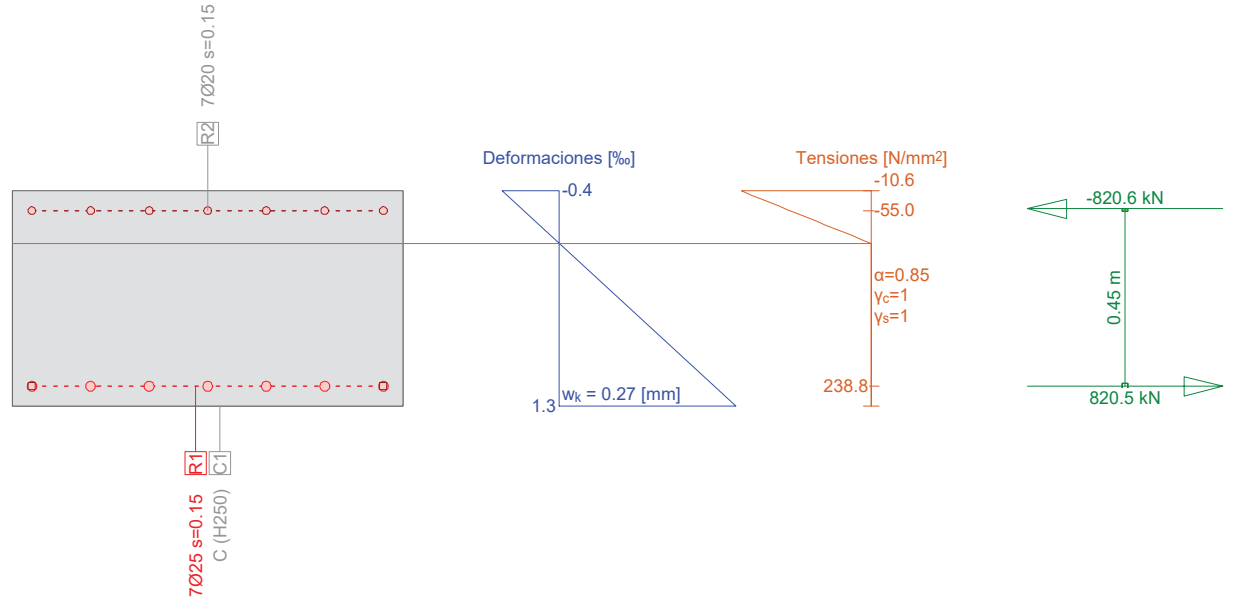
Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.55	-2.4	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	11.2	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.50	-1.2	-242.3	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

Estado Último "!"ELU"

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm²]	M _z /χ _z [kNm²]
-0.1	684.7	-0.0	4.4	24.8	-0.0	17.16	27624.49	1.051E+5

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=373.0; Escala 1 :18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	373.0	0				

Parámetros de análisis "!"ELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]	σ _s [N/mm²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm²]	γ [-]
C1	H250	0	0.55	-0.4	-10.6	1.18
C1	H250	1.00	-0.00	1.3	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.50	-0.3	-55.0	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	1.1	238.8	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y _q [m]	z _q [m]	σ _{elast} [N/mm²]
C1	1.00	0	0.55	-7.4
C1	1.00	1.00	-0.00	7.4

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm²]	M _z /χ _z [kNm²]
-0.0	373.0	0.0	0.4	3.1	-0.0	68.31	1.200E+5	1.072E+5

Nr.:

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	550.0 mm	zona compresión (no fisurado)	275.0 mm
d	500.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	91.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	91667 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k_4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	373.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3436 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	238.8 N/mm ²
Diámetro \varnothing_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.14 o/oo
ρ_{eff}	3.748 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.24 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.27 mm

Nr.:


PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: A-76 A Veiga - O Barco
 Fecha: 08/06/2017
 Hora: 16:07:35

Cálculo de secciones a cortante
1 Datos
- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 25.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

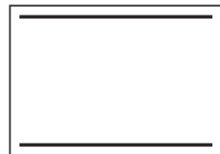
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LOSAPI
 b_0 [m] = 1.00
 h [m] = 0.70


2 Dimensionamiento

 Esfuerzo cortante de cálculo V_d [kN] = 500

Inclinación de las bielas [°] = 45
 Inclinación de los cercos [°] = 90.0
 ρ_l [$\cdot 1.E-3$] = 5
 $\rho_{compresida}$ [$\cdot 1.E-3$] = 0.0
 N_d [kN] = 0.0
 σ_{xd} [MPa] = 0.0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0
 θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm ² /m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
∅ 6	0.10	4	11.3	2	264.6	499.17
∅ 8	0.15	4	13.4	2	313.7	548.19
∅ 10	0.25	4	12.6	2	294.1	528.58
∅ 12	0.30	4	15.1	2	352.9	587.39

Área estricta [cm²/m] = 11.2
 V_{u1} [kN] = 3250.0
 V_{cu} [kN] = 234.5


PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: A-76 A Veiga - O Barco
 Fecha: 08/06/2017
 Hora: 16:08:51

Cálculo de secciones a cortante
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
 Tipo de acero : B-500-S
 fck [MPa] = 25.00
 fyk [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

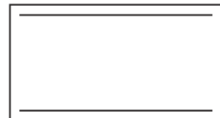
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : HASTIALPI
 b0 [m] = 1.00
 h [m] = 0.55


2 Dimensionamiento

 Esfuerzo cortante de cálculo V_d [kN] = 350

Inclinación de las bielas [°] = 45
 Inclinación de los cercos [°] = 90.0
 ρ_l [$\cdot 1.E-3$] = 7
 $\rho_{compresionada}$ [$\cdot 1.E-3$] = 0.0
 N_d [kN] = 0.0
 σ_{xd} [MPa] = 0.0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0
 θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm ² /m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
∅ 6	0.10	4	11.3	2	203.6	----
∅ 8	0.20	4	10.1	2	181.0	----
∅ 10	0.30	4	10.5	2	188.5	----
∅ 12	0.30	4	15.1	2	271.4	----

Área estricta [cm²/m] = 8.5
 (Cuantía mínima)
 V_{ul} [kN] = 2500.0
 V_{cu} [kN] = 211.9

APÉNDICE 2.3. PASO INFERIOR 3

1. HIPÓTESIS DE CARGA

Geometría general

A =	5.80 m
B =	9.00 m
e =	0.70 m
ehastial =	0.55 m
γ =	25 kN/m ³

Relleno

H =	3.45 m	
γ =	20 kN/m ³	
φ =	30.0°	$\varphi = 0.52$ rad
c =	0 kN/m ²	
δ =	0.0°	$\delta = 0.00$ rad

Coef. empuje horizontal activo: k_{ah} =	0.333
Coefficiente empuje reposo: k_p =	0.500

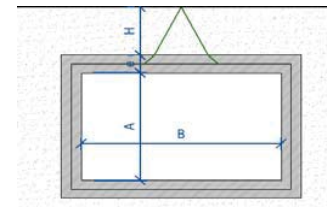
Pavimento

γ_1 =	24 kN/m ³
Espesor 1 =	0.10 m
γ_2 =	0 kN/m ³
Espesor 2 =	0.00 m

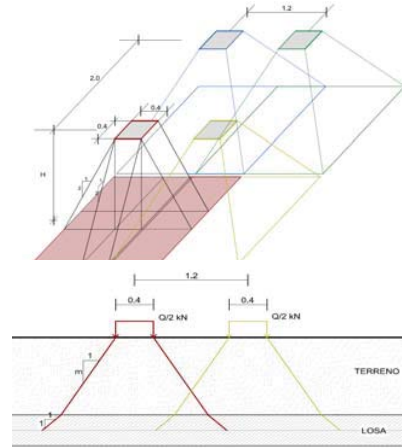
Tráfico

Q =	600 kN	Vehículo pesado
Reparto terreno =	2V:1H	
Reparto losa =	1V:1H	
ancho aplicación 1 =	1.40 m	
ancho aplicación 2 =	2.40 m	
q =	9 kN/m ²	Sobrecarga uniforme
q =	10 kN/m ²	Sobrecarga para empuje

SISMO Mononobe-Okabe



Esquema distribución de cargas



CARGAS

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CTE (G)		
Peso propio	513.00 kN/m	
Cargas muertas	2.40 kN/m ²	
ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)		
Peso Terreno	69.00 kN/m ²	

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)

Empuje tierras: activo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1	
A eje de losa superior	23.00 kN/m ²	En Hastial 1 20.70 kN/m ²	En Hastial 2 25.30 kN/m ²	
A eje de losa inferior	68.67 kN/m ²	61.80 kN/m ²	75.53 kN/m ²	
Empuje tierras en reposo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1	
A eje de losa superior	34.50 kN/m ²	En Hastial 1 31.05 kN/m ²	En Hastial 2 37.95 kN/m ²	
A eje de losa inferior	103.00 kN/m ²	92.70 kN/m ²	113.30 kN/m ²	
Empuje de tierras en construcción		En Hastial 1	En Hastial 2	
A eje de losa superior	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
1.93 m por debajo del eje de la losa superior	19.33 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
A eje de losa inferior	61.50 kN/m ²	61.50 kN/m ²	38.67 kN/m ²	
Rozamiento negativo				
En la losa superior	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
En la losa de cimentación	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	

ACCIONES VARIABLES (Q)

Cargas verticales		
Sobrecarga uniforme	9.00 kN/m ²	
Carro	16.51 kN/m ²	
Ancho 1 aplicación carro	5.55 m	
Ancho 2 aplicación carro	6.55 m	
Empuje sobrecarga	5.00 kN/m ²	

2. MODELO DE CÁLCULO

ESTRUCTURA 3D

DATOS DE NUDOS

Id	X [m]	Coordenadas			Apoyos						Especial
		Y [m]	Z [m]		DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
K_1	-0.53	0	0	B	B	E				F	
K_2	0	0	0		B	E	B			F	
K_3	9.55	0	0		B	E	B			F	
K_4	10.08	0	0		B	E				F	
K_5	1.27	0	0		B	E				F	
K_6	2.27	0	0		B	E				F	
K_7	3.27	0	0		B	E				F	
K_8	4.28	0	0		B	E				F	
K_9	5.28	0	0		B	E				F	
K_10	6.28	0	0		B	E				F	
K_11	7.28	0	0		B	E				F	
K_12	8.28	0	0		B	E				F	
!1	0.00	0	6.50								
!2	9.55	0	6.50								

B / E : Bloqueado / Sobre resortes elásticos
F : Apoyos con resortes (ver 'Nudos con apoyos elásticos')

Nudos con apoyos elásticos

Id	DX [kN/m]	DY [kN/m]	DZ [kN/m]	RX [kNm]	RY [kNm]	RZ [kNm]
K_1		B	2650.000			
K_2		B	9025.000		B	
K_3		B	9025.000		B	
K_4		B	2650.000			
K_5		B	10000.000			
K_6		B	10000.000			
K_7		B	10000.000			
K_8		B	10000.000			
K_9		B	10000.000			
K_10		B	10000.000			
K_11		B	10000.000			
K_12		B	10000.000			

B : Bloqueado

ENTRADA DE LA BARRA

Id	Sección Nombre>Variante	Nudos		Longitud [m]	Status	Especial
		Inicio	Final			
S_1	LOSAS	K_2	K_1	0.53		
S_2	HASTIALES	K_2	!1	6.50		
S_3	LOSAS	K_2	K_3	9.55		
S_4	LOSAS	!1	!2	9.55		
S_5	HASTIALES	K_3	!2	6.50		
S_6	LOSAS	K_3	K_4	0.53		

Mediciones C

Nom ScT / (Nom ScT2)	Area [m²]	Perimeter [m]	Length [m]	No	Ltot [m]	Superficie [m²]	Masa [t]
HASTIALES	0.5500	3.10	6.50	2	13.00	40.30	17.88
LOSAS	0.7000	3.40	var		20.15	68.51	35.26
por longitud:			0.53	2			
			9.55	2			
Total						108.81	53.14

Secciones: Geometría

Nombre	Variante	Materiales	Tipo	Dimensiones [m]
HASTIALES		C	S-R	B=1.00, H=0.55 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.28, z _T =0.28
LOSAS		C	S-R	B=1.00, H=0.70 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.35, z _T =0.35

Materiales : ver tabla 'Materiales'

Nr.:

Secciones: Rigidez de las secciones

Nombre	Variante	β [°]	EA _x GA _y GA _z [kN]	GJ _x EJ _y EJ _z [kNm²]	e _y e _z [m]	Masa secc. Masa adicional [t/m]	Materiales
HASTIALES		0	17655000.00 6581640.34 6581640.34	522519.61 445053.13 1471250.00	0 0	1.38	C
LOSAS		0	22470000.00 8376633.16 8376633.16	932130.08 917525.00 1872500.00	0 0	1.75	C

β : Angulo entre el eje Y de la barra y el 1er eje principal eje de la sección
e_y, e_z : Distancia centro de gravedad - punto de eje
Materiales : ver tabla 'Materiales'

Sección, valores de Sección

Nombre	Sección	Variantes	Materiales		Valores ideales de la sección					
			E _{ref}	G _{ref}	A _{x,id} = EA _x /E _{ref} [m²]	J _{y,id} = EJ _y /E _{ref} [m⁴]	J _{z,id} = EJ _z /E _{ref} [m⁴]	J _{x,id} = GJ _x /G _{ref} [m⁴]	A _{y,id} = GA _y /G _{ref} [m²]	A _{z,id} = GA _z /G _{ref} [m²]
HASTIALES			C		0.5500	0.013865	0.045833	0.036387	0.4583	0.4583
LOSAS			C		0.7000	0.028583	0.058333	0.064912	0.5833	0.5833

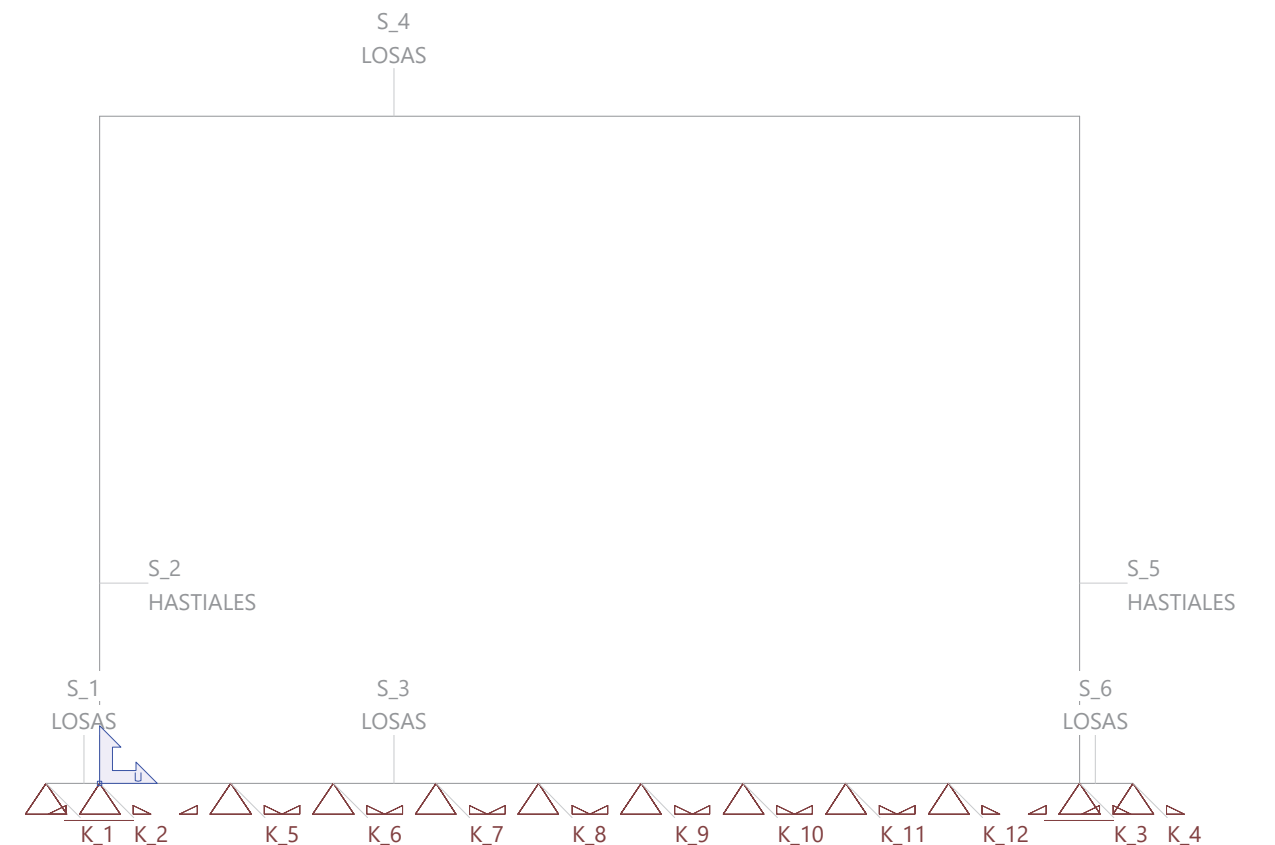
Materiales : s. tabla 'Materiales'

Materiales

ID	Tipo	Elemento	E [kN/mm²]	G [kN/mm²]	ν	ρ [t/m³]	α [%]	Clase	f [N/mm²]	f _{ck}
C	Hormigón	(general)	32	14	0.17	2.5	0.010	H250	-25.0	f _{ck}

Estructura

Escala 1:69.5



Nr.:

LISTA DE HIPOTESIS DE CARGA

ID	Tipo	Acción	Lista de hipótesis de carga
CM	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Carga muerta. Pavimento
ESC1	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 1
ESC2	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 2
ETA1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 1
ETA2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 2
ETC1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion1
ETC2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion2
ETR1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo1
ETR2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo2
PP	Hipótesis de c..	Peso propio	Peso propio
PT	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Peso propio terreno
SCP	Generador	Modelo de carga 1 Q ..	Sobrecarga puntual
SCP%1	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P1
SCP%2	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P2
SCP%3	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Posición carga: P3
SCU	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Sobrecarga uniforme

Hipótesis de carga 'PP': Peso propio

Cargas de masa: peso propio

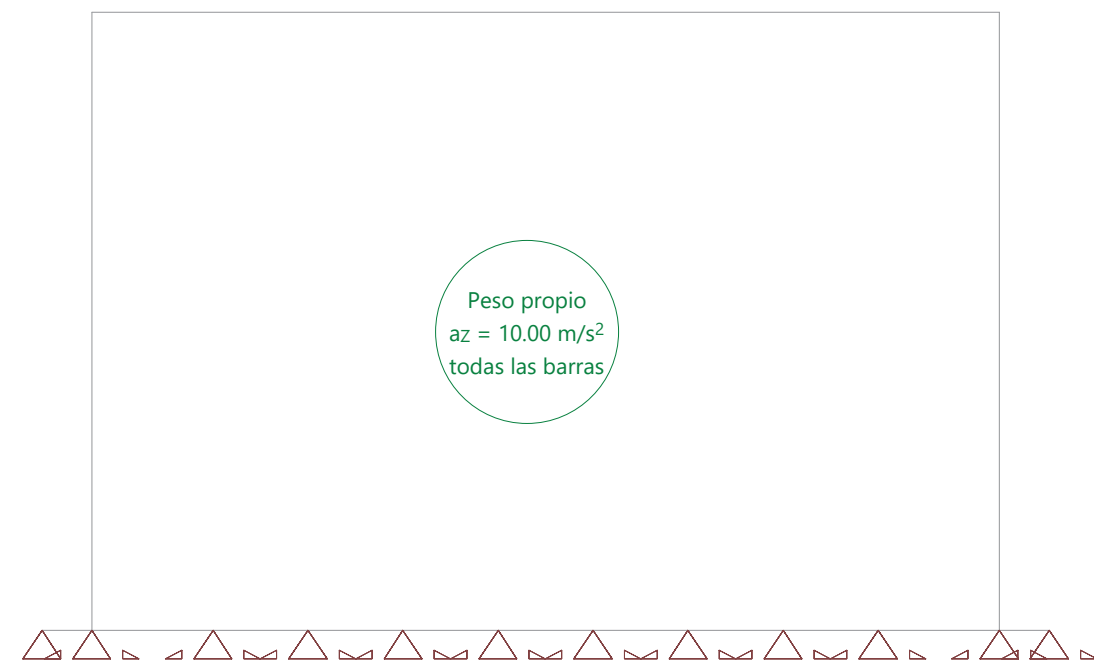
Nombre	a_x [m/s ²]	Aceleraciones		X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
		a_y [m/s ²]	a_z [m/s ²]			
G1 (6 Barras, 0 SLA)			10.00	0	0	-531.38

Suma de cargas

	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PP	0	0	-531.38

Hipótesis de carga PP: Peso propio

Escala 1 :75.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'CM': Carga muerta. Pavimento

Cargas lineales: Fuerzas

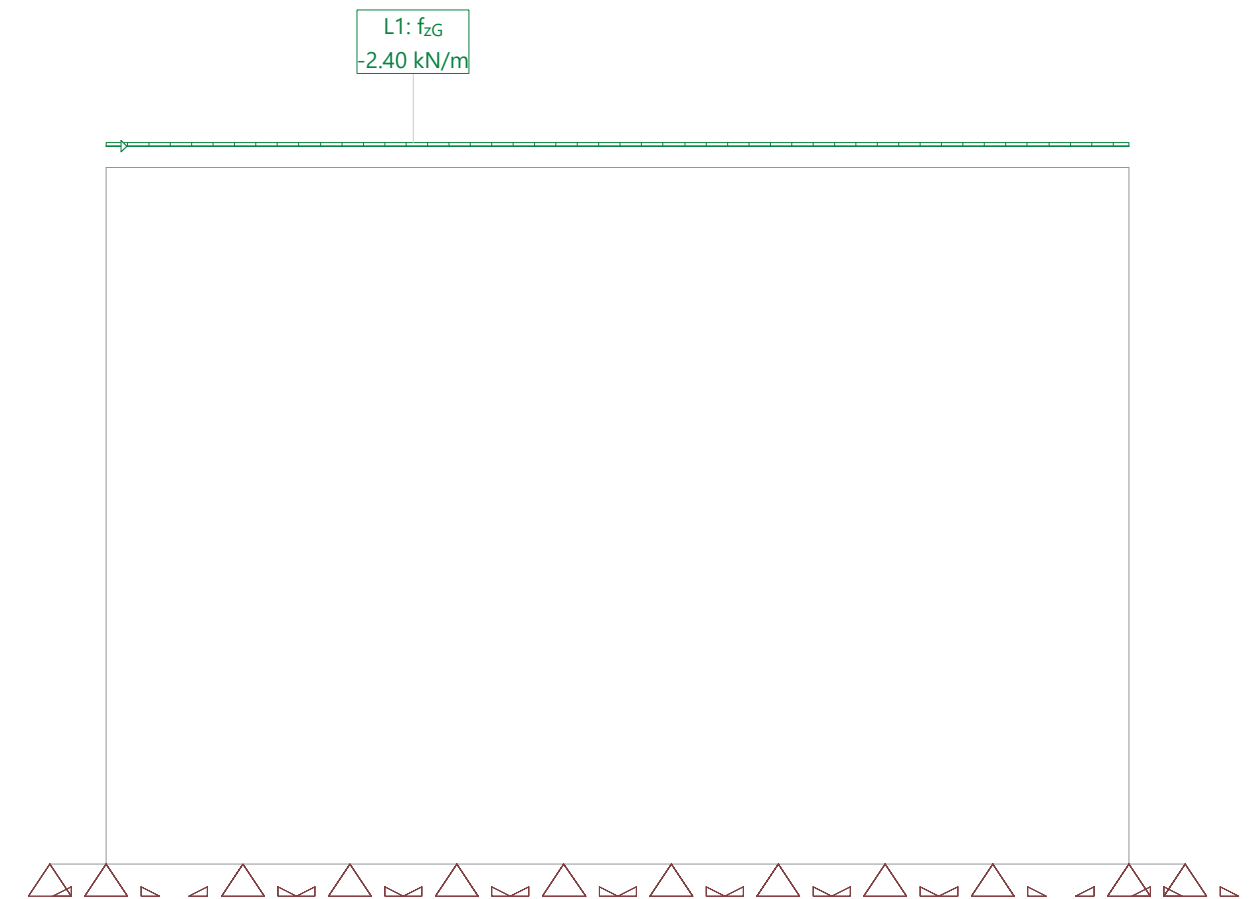
Nombre	Tipo	Long [m]	p_1 [kN/m]	p_2 [kN/m]	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-2.40		0	0	-22.92

Suma de cargas

	X_{Suma} [kN]	Y_{Suma} [kN]	Z_{Suma} [kN]
Suma de cargas HC CM	0	0	-22.92

Hipótesis de carga CM: Carga muerta. Pavimento

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'PT': Peso propio terreno

Cargas lineales: Fuerzas

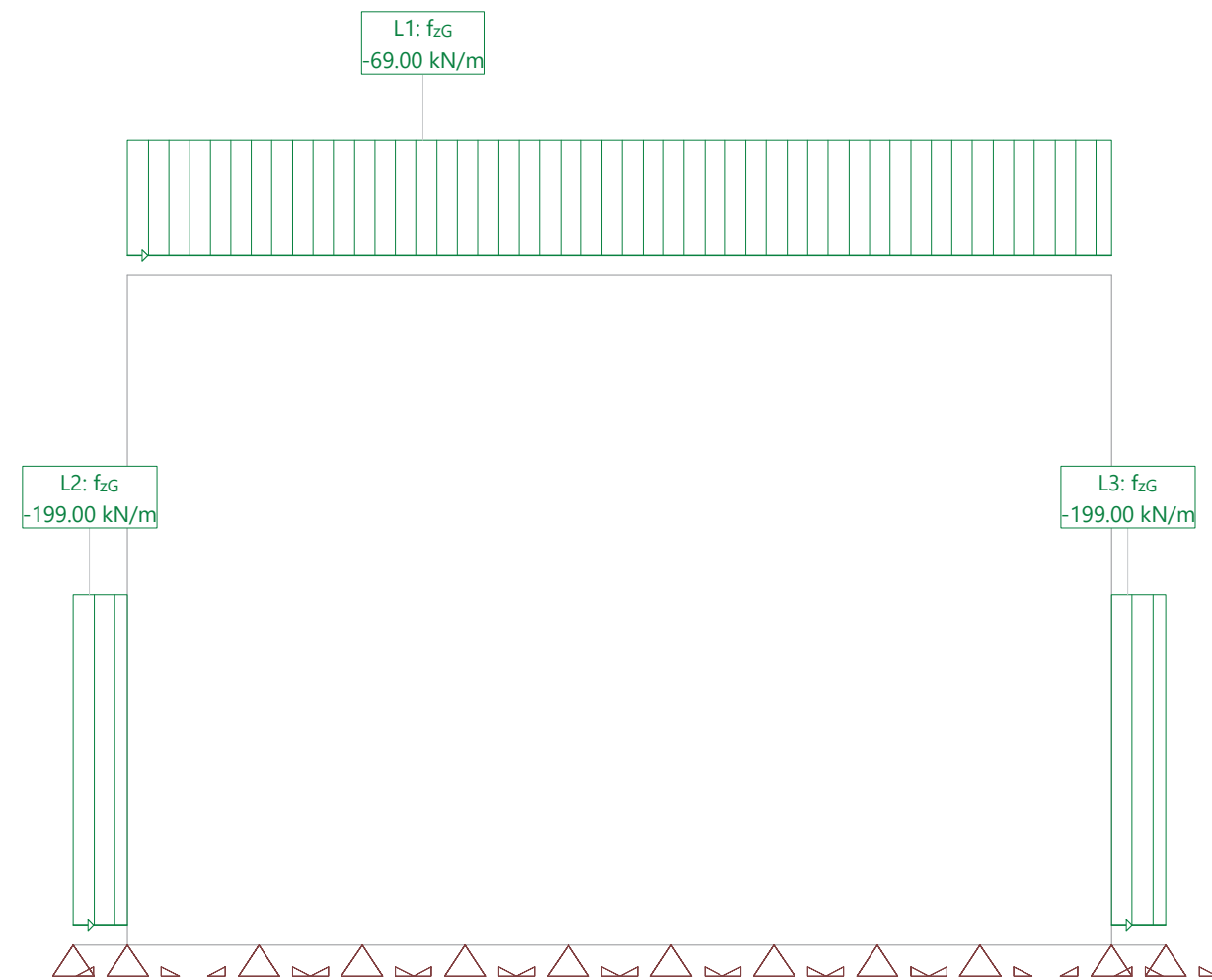
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-69.00		0	0	-658.95
L2	Z Global	0.53	-199.00		0	0	-104.48
L3	Z Global	0.53	-199.00		0	0	-104.48

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PT	0	0	-867.90

Hipótesis de carga PT: Peso propio terreno

Escala 1:68.3



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA1': Empuje terreno activo 1

Cargas lineales: Fuerzas

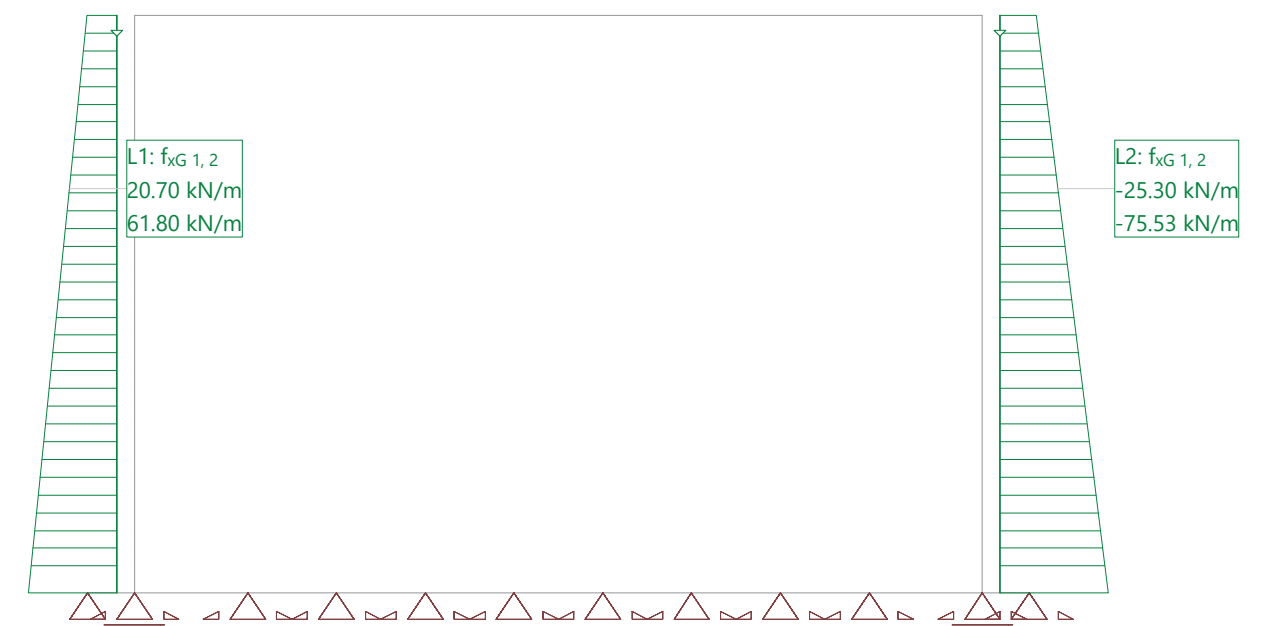
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.50	20.70	61.80	268.13	0	0
L2	X Global	6.50	-25.30	-75.53	-327.70	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA1	-59.57	0	0

Hipótesis de carga ETA1: Empuje terreno activo 1

Escala 1:80.3



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA2': Empuje terreno activo 2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.50	25.30	75.53	327.70	0	0
L2	X Global	6.50	-20.70	-61.80	-268.13	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA2	59.57	0	0

Hipótesis de carga ETA2: Empuje terreno activo 2

Escala 1:80.9



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR1': Empuje terreno reposo1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.50	31.05	92.70	402.19	0	0
L2	X Global	6.50	-37.95	-113.30	-491.56	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR1	-89.38	0	0

Hipótesis de carga ETR1: Empuje terreno reposo1

Escala 1:86.6



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR2': Empuje terreno reposo2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.50	37.95	113.30	491.56	0	0
L2	X Global	6.50	-31.05	-92.70	-402.19	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR2	89.38	0	0

Hipótesis de carga ETR2: Empuje terreno reposo2

Escala 1:86.7



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC1': Empuje terreno construccion1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.50	0	61.50	199.88	0	0
L2	X Global	4.60	0	-38.67	-88.94	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC1	110.93	0	0

Hipótesis de carga ETC1: Empuje terreno construccion1

Escala 1:77.2



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC2': Empuje terreno construccion2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	4.60	0	38.67	88.94	0	0
L2	X Global	6.50	0	-61.50	-199.88	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC2	-110.93	0	0

Hipótesis de carga ETC2: Empuje terreno construccion2

Escala 1 :75.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCU': Sobrecarga uniforme

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	9.55	-9.00		0	0	-85.95

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCU	0	0	-85.95

Hipótesis de carga SCU: Sobrecarga uniforme

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP%1': Posición carga: P1

Cargas lineales: Fuerzas

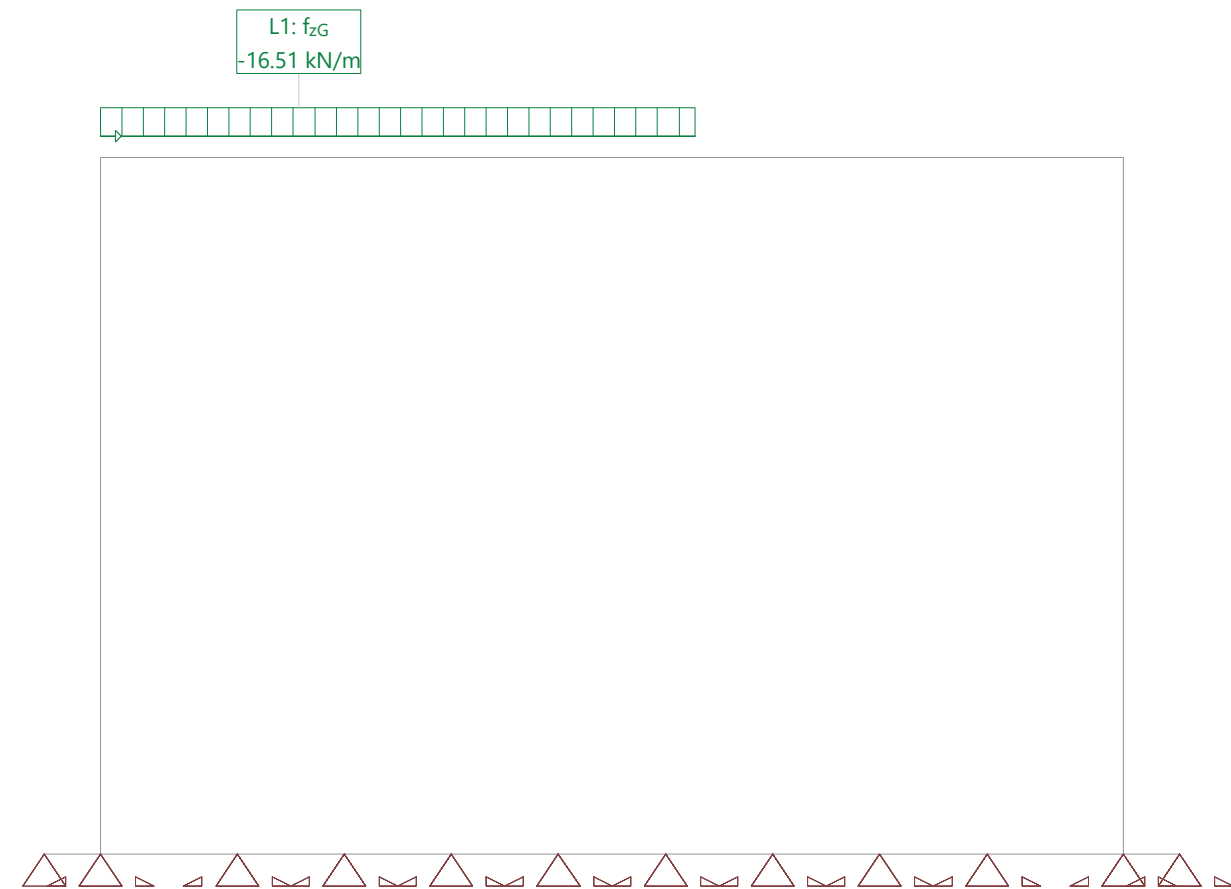
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	5.55	-16.51		0	0	-91.63

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%1	0	0	-91.63

Hipótesis de carga SCP%1: Posición carga: P1

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP%2': Posición carga: P2

Cargas lineales: Fuerzas

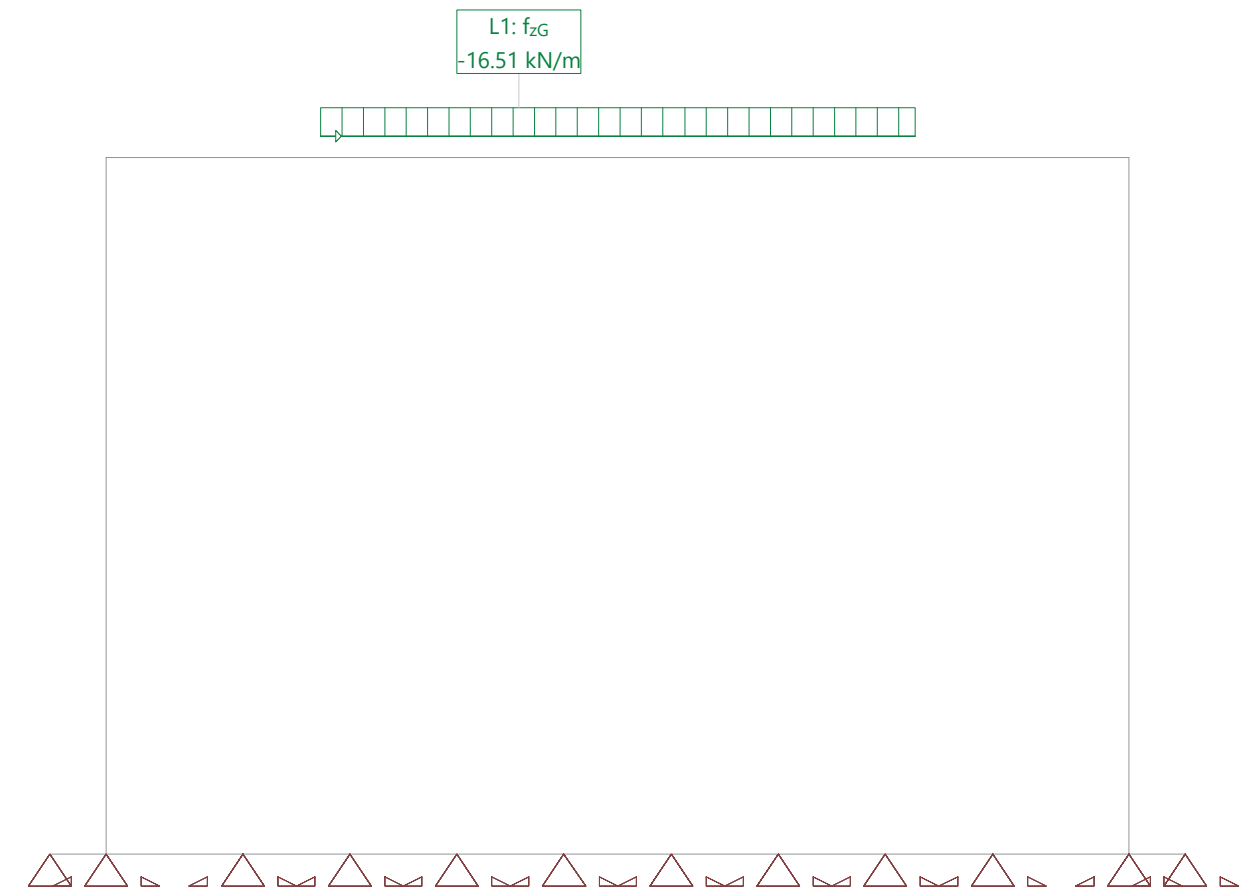
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	5.55	-16.51		0	0	-91.63

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%2	0	0	-91.63

Hipótesis de carga SCP%2: Posición carga: P2

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP%3': Posición carga: P3

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	5.55	-16.51		0	0	-91.63

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP%3	0	0	-91.63

Hipótesis de carga SCP%3: Posición carga: P3

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC1': Empuje de sobrecarga 1

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.50	5.00		32.50	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC1	32.50	0	0

Hipótesis de carga ESC1: Empuje de sobrecarga 1

Escala 1 :66.5



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC2': Empuje de sobrecarga 2

Cargas lineales: Fuerzas

Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	6.50	-5.00		-32.50	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC2	-32.50	0	0

Hipótesis de carga ESC2: Empuje de sobrecarga 2

Escala 1:72.7



Nr.:

Especificación de envolventes: ELU

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1.35	1.35	
4	Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1.35	1.35	
5	Cargas horizontales	1	1.5	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

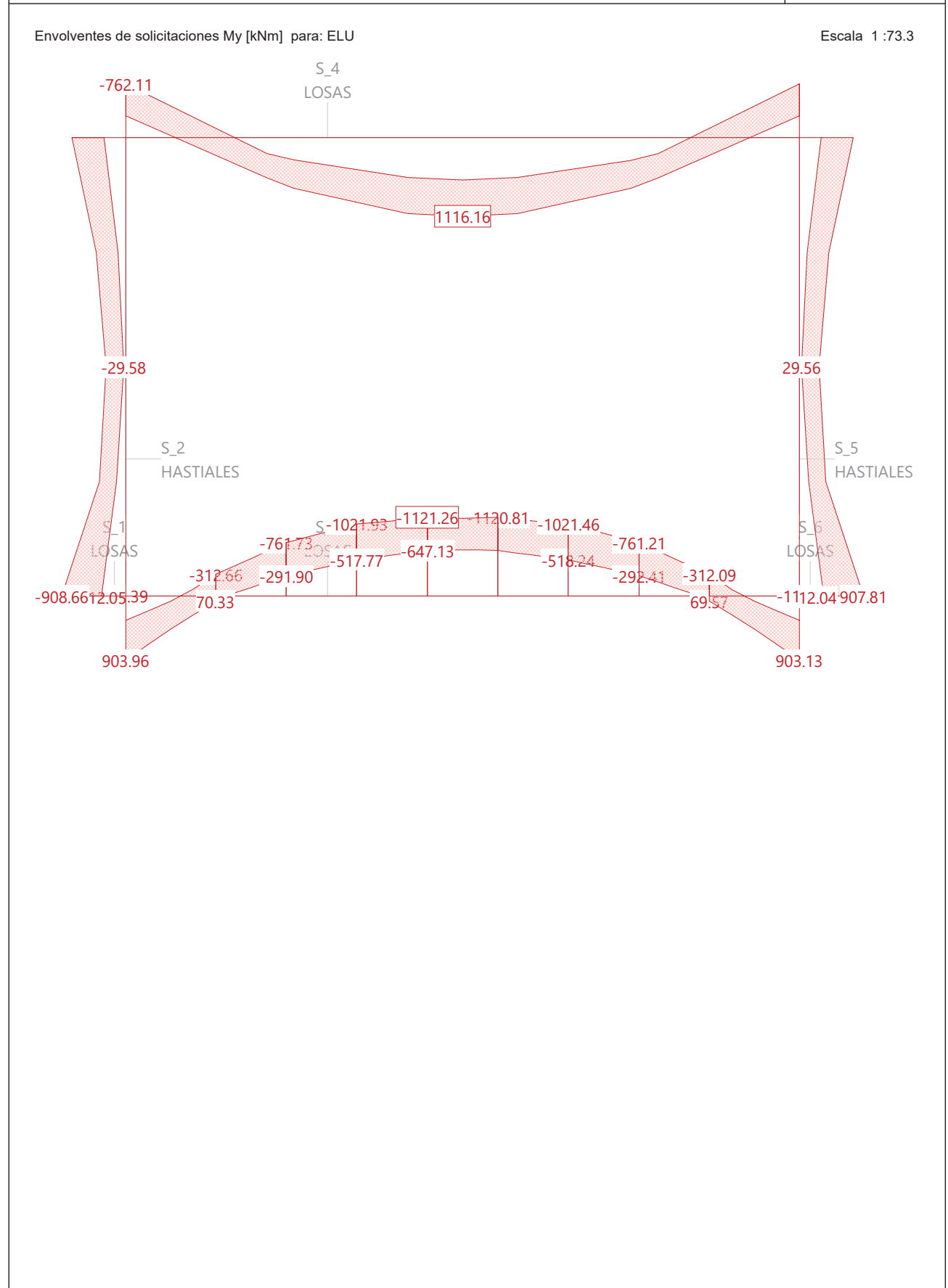
Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ELU

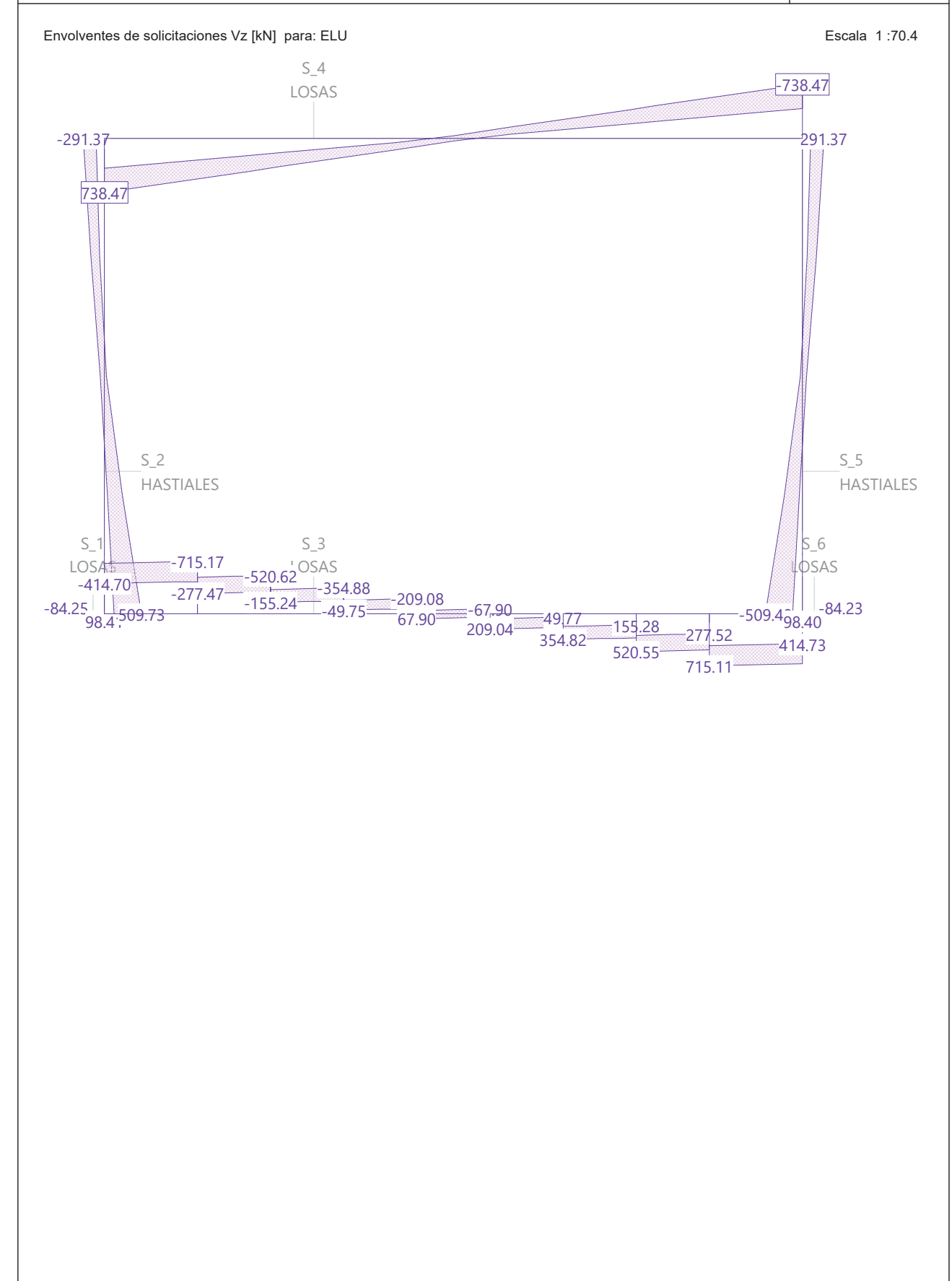
Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
Modelo de carga 1 Q (si es crítico	ya sea	SCP%1 Posición carga: P1	1.000	
			o	SCP%2 Posición carga: P2	1.000	
			o	SCP%3 Posición carga: P3	1.000	
Modelo de carga 1 q (si es crítico		ESC1 Empuje de sobrecarga 1	1.000	
		p&plus si es cri		ESC2 Empuje de sobrecarga 2	1.000	
		p&plus si es cri		SCU Sobrecarga uniforme	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Nr.:



Nr.:



Nr.:

Especificación de envolventes: ELUconstruccion

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Cargas horizontales	1	1.5	1.5	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

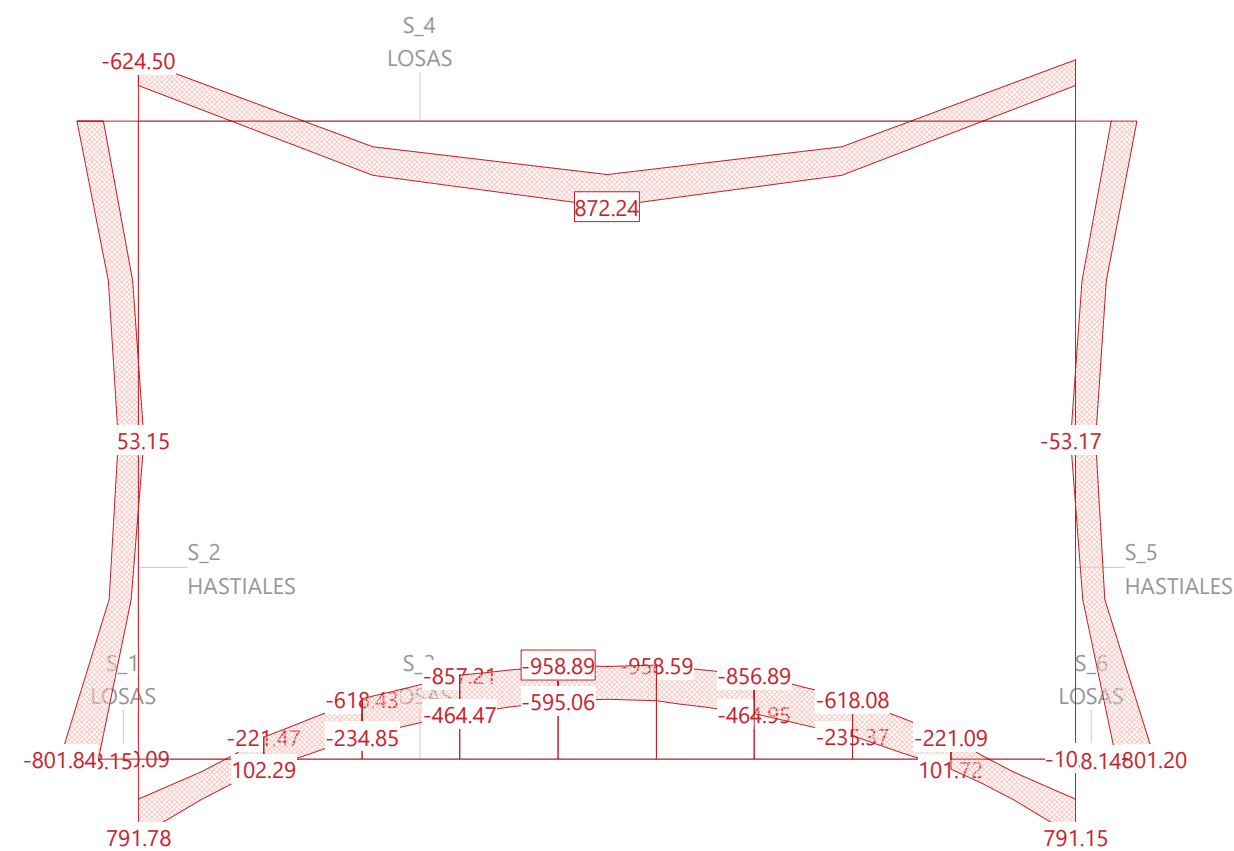
para la especificación de envolventes ELUconstruccion

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Envolventes de solicitaciones My [kNm] para: ELUconstruccion

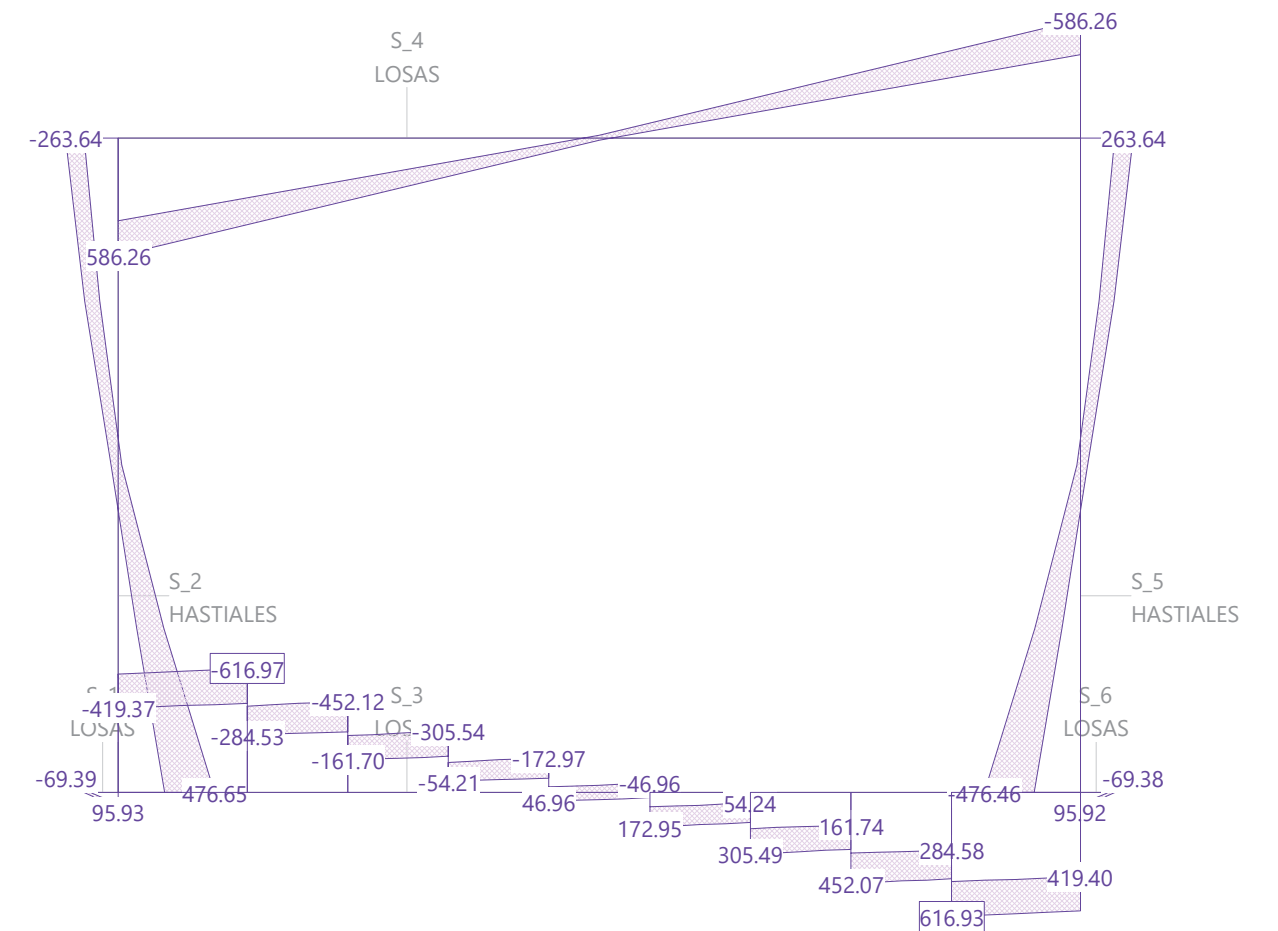
Escala 1 :72.6



Nr.:

Envolventes de solicitaciones Vz [kN] para: ELUconstruccion

Escala 1 :70.8



Nr.:

Especificación de envolventes: ELScuasi

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado Límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1	
3	Cargas horizontales	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

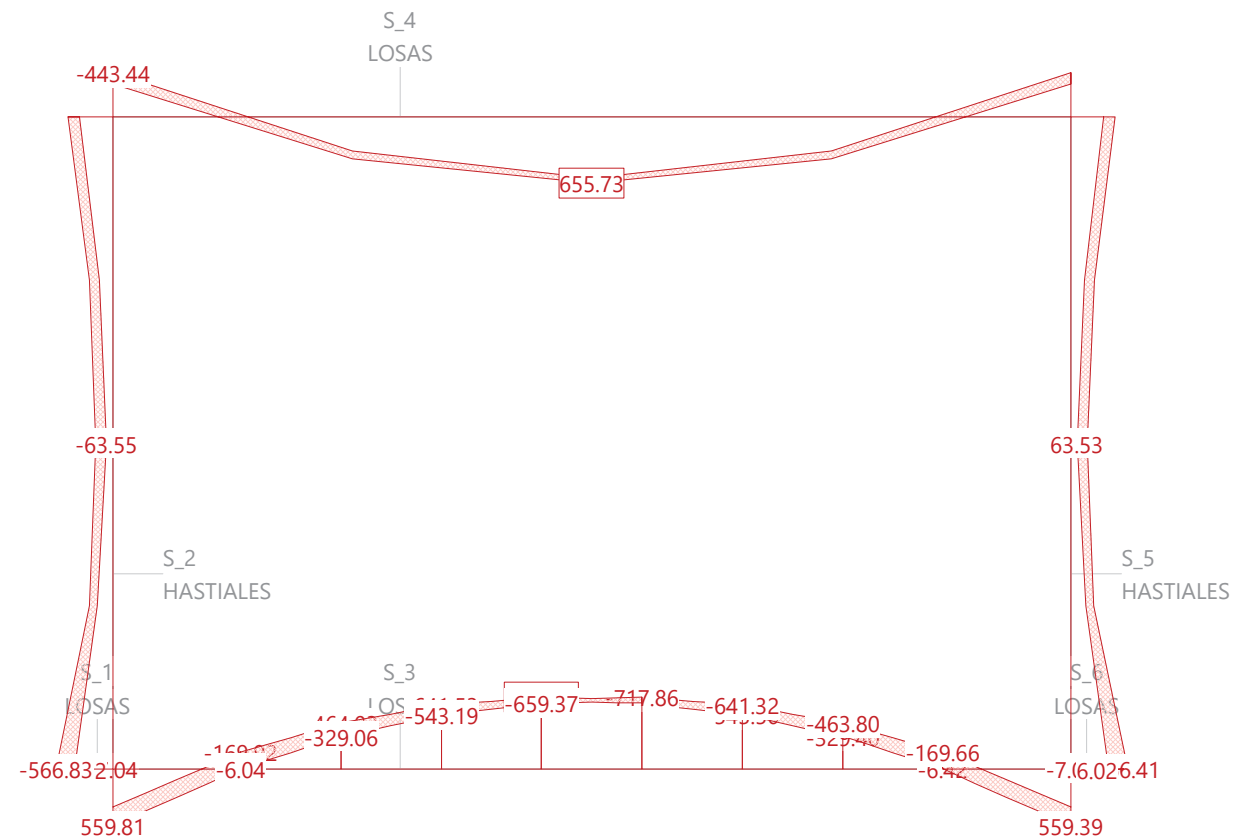
para la especificación de envolventes ELScuasi

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Envolventes de solicitaciones My [kNm] para: ELScuasi

Escala 1 :71.0



Nr.:

3. COMPROBACIÓN

Sección (Viga): LOSA

Contorno de sección parcial

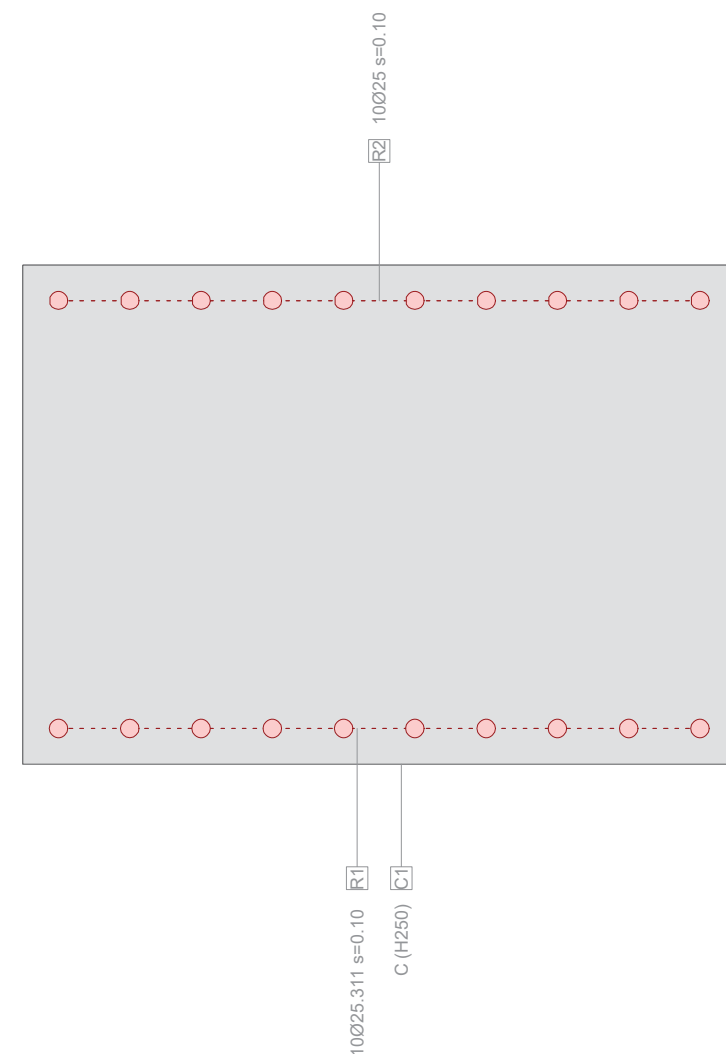
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y _q [m]	z _q [m]	No.	y _q [m]	z _q [m]
C1	C	H250	Polígono	1	0	0	2	1.00	0
				3	1.00	0.70	4	0	0.70

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr. [m]	Ángulo [°]	M _{sec}	Masa espec. [kg/m]
Ax	0.7000	Ix	ys	0.50		1750.0
Ay	(=Ax)	Iy	zs	0.35		
Az	(=Ax)	Iz	β	0		

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1:10.0



Nr.:

Sección (Viga): LOSA

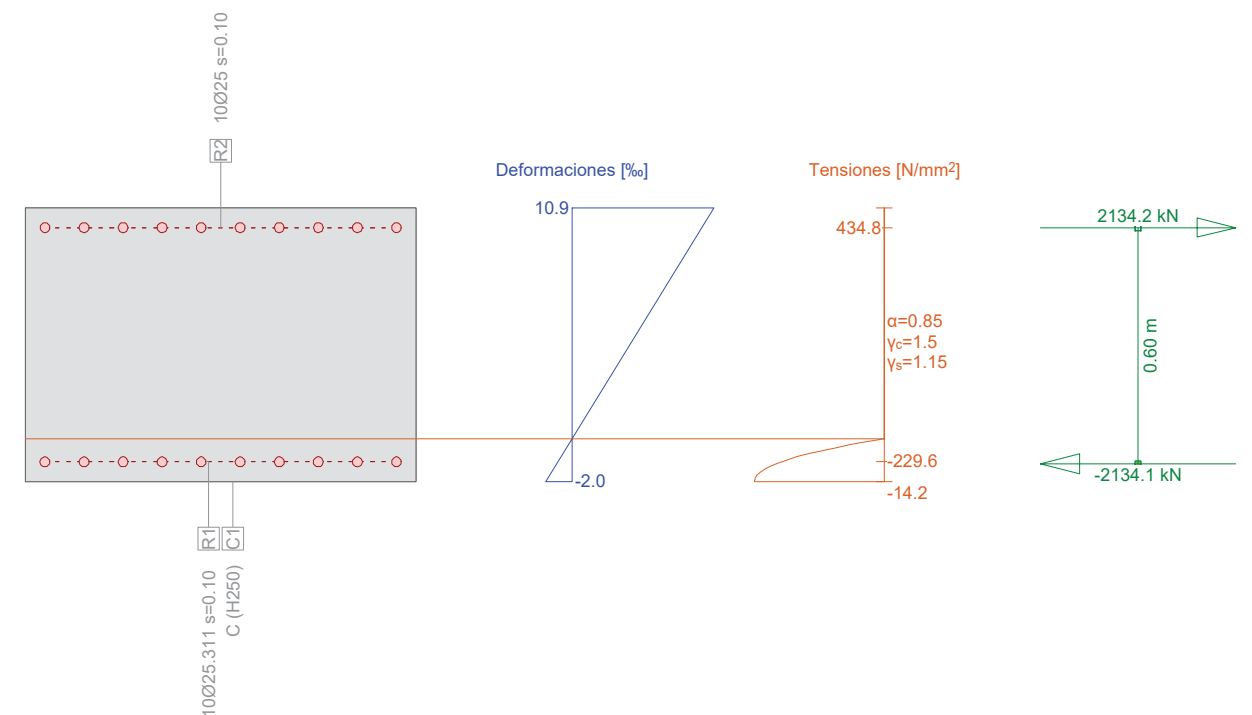
Armadura G0 $\Sigma A_s = 9940 \text{ mm}^2$, $\rho = 1.4 \%$

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	n,Ø	exist A _s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.65	0.95	0.65	10Ø25	4909
R1				PL	0.05	0.05	0.95	0.05	10Ø25	5031

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensionar bajo tracción y compresión 2=dimensionar bajo tracción únicamente
 Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación My=-904.0; eff(M,N) = 0.70 OK

Escala 1:18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.70 OK

No.	AP	P	N [kN]	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N) [-]	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T) [-]
				M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(V,T) [-]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	-904.0	0	0.70					

Parámetros de análisis "!ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 φ : Coef. de fluencia

Nr.:

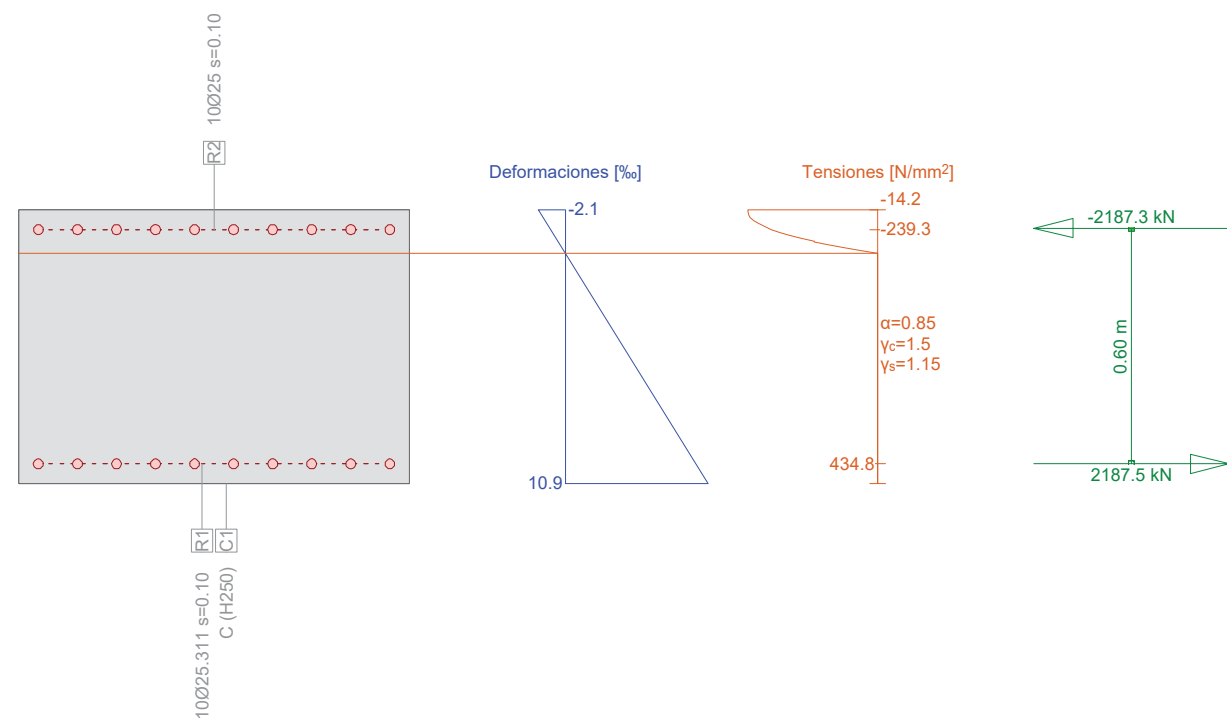
Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	Y _q [m]	Z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-2.0	-14.2	1.76
C1	H250	1.00	0.70	10.9	0	1.76
R1	AEH500	0.05	0.05	-1.1	-229.6	1.15
R2	AEH500	0.05	0.65	10.0	434.8	1.15

Estado Último "IELU"

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
0.2	-1289.8	-0.0	4.5	-18.5	0.0	40.56	69762.96	15602.23

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación My=1122.0; eff(M,N) = 0.85 OK Escala 1 :18.3



Cálc. capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.85 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal				Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T)
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N)	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	1122.0	0	0.85				

Parámetros de análisis "IELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia			Otros valores		
	C	S	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Nr.:

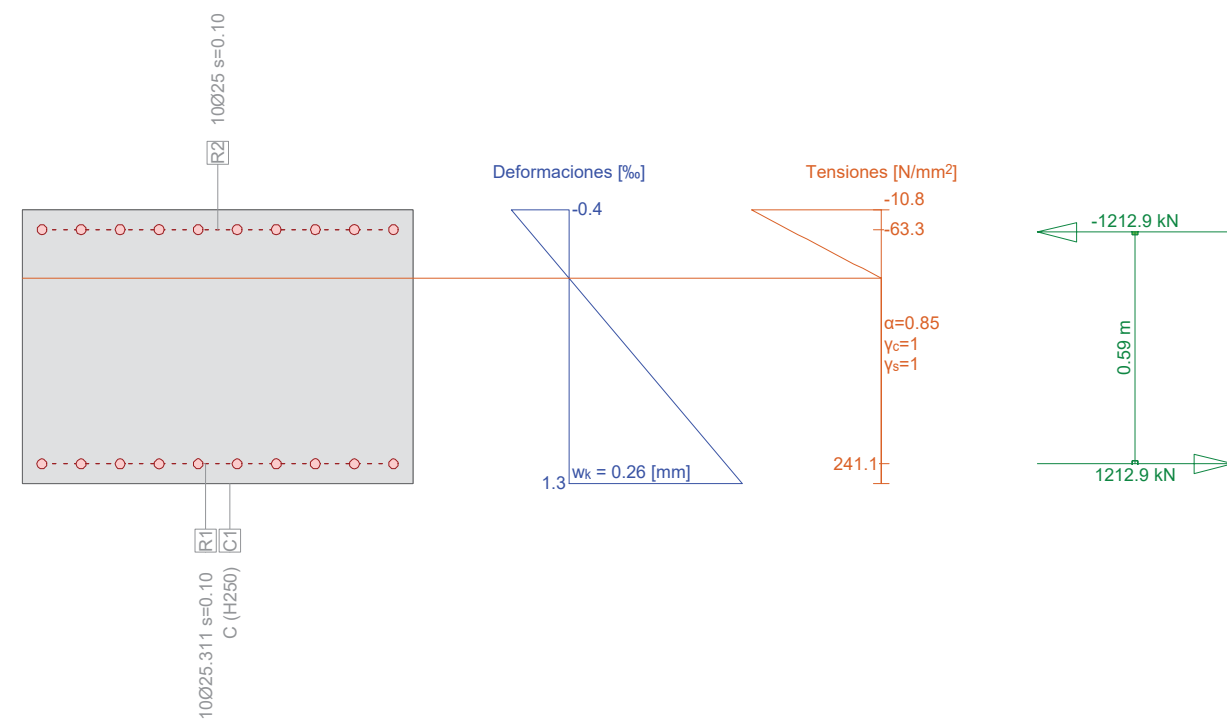
Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	Y _q [m]	Z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.70	-2.1	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	10.9	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.65	-1.1	-239.3	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

Estado Último "IELU"

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
0.2	1321.0	0.0	4.4	18.6	-0.0	35.46	71153.16	50096.08

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=720.0; Escala 1 :18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	720.0	0				

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia			Otros valores		
	C	S	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Nr.:

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.70	-0.4	-10.8	1.18
C1	H250	0	0	1.3	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.65	-0.3	-63.3	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	1.1	241.1	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	1.00	0.70	-8.8
C1	1.00	0	0	8.8

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.0	720.0	0.0	0.4	2.4	-0.0	59.52	2.981E+5	1.205E+6

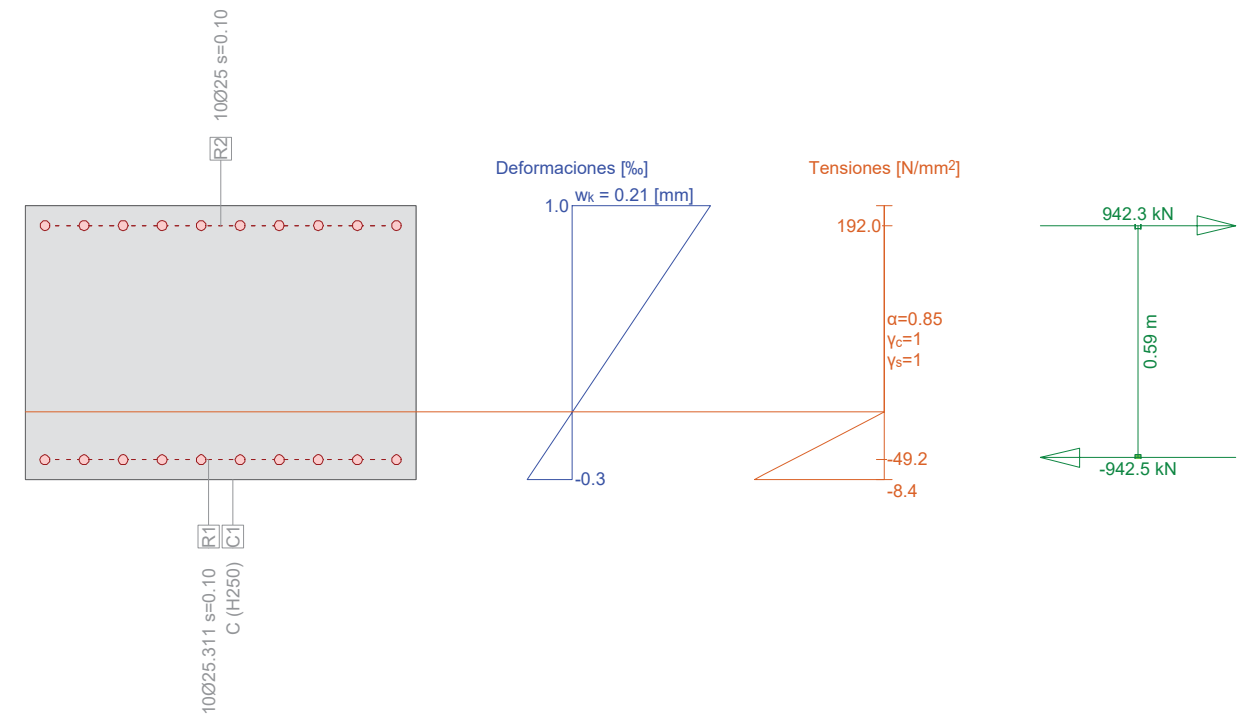
Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	700.0 mm	zona compresión (no fisurado)	350.0 mm
d	650.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.3 mm	$h_{c,eff}$	116.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	116667 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k_4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	720.0 kNm
A_s (zona de tracción)	5031 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	241.1 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.3 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	1.15 o/oo
ρ_{eff}	4.313 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.23 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.26 mm

Nr.:

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $M_y=-560.0$;

Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	-560.0	0				

Parámetros de análisis "ELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 ϕ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-0.3	-8.4	1.18
C1	H250	1.00	0.70	1.0	0	1.18
R1	AEH500	0.05	0.05	-0.2	-49.2	1.00
R2	AEH500	0.05	0.65	0.9	192.0	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	0	0	-6.9
C1	1.00	1.00	0.70	6.9

Nr.:

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.2	-560.0	-0.0	0.3	-1.9	0.0	486.49	2.926E+5	8.170E+5

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	700.0 mm	zona compresión (no fisurado)	350.0 mm
d	650.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	h _{c,eff}	116.7 mm
A _{c,eff} (zona de tracción)	116667 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E _c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k _t	0.40
α _e (E _s /E _c)	7.00	Factor de adherencia k _l	0.800
Coef. de fluencia φ	0	Distribución de deformación	0.500
f _{ctm}	0 N/mm ²	k ₃	3.400
f _{ct,eff}	0 N/mm ²	k ₄	0.425
Armadura		Resultados	
E _s	210000.0 N/mm ²	Momento	-560.0 kNm
A _s (zona de tracción)	4909 mm ²	Tensión en la armadura σ _s	192.0 N/mm ²
Diámetro Ø _{eq}	25.0 mm	ε _{sm} -ε _{cm} (7.9)	0.91 ‰
ρ _{eff}	4.207 ‰	Separación de fisuras s _{r,max}	0.23 m
		Ancho de fisuras w _k (7.8)	0.21 mm

Nr.:

Sección (Viga): HASTIAL

Contorno de sección parcial

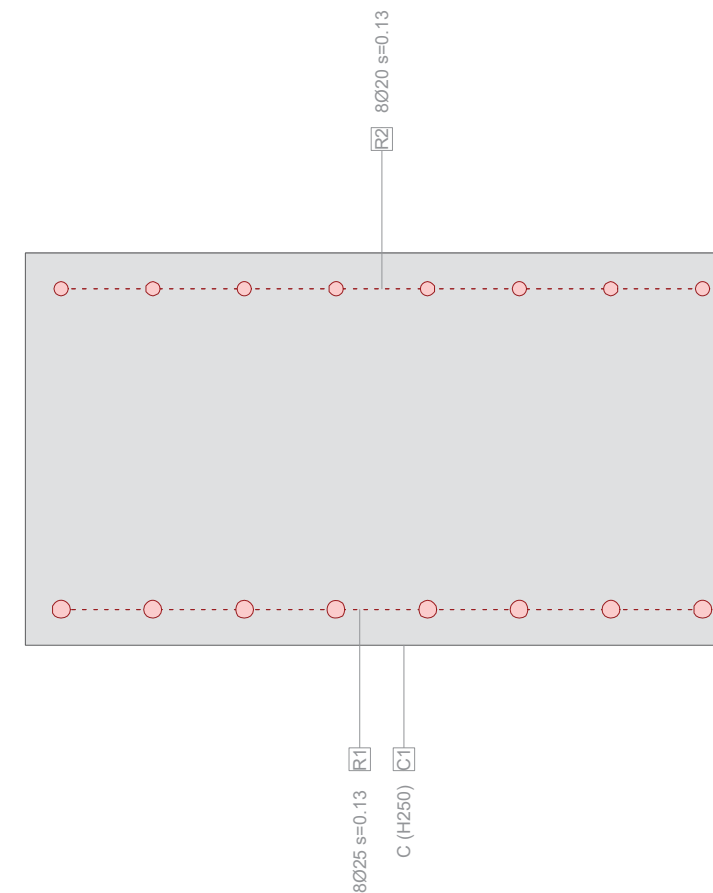
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y _q [m]	z _q [m]	No.	y _q [m]	z _q [m]
C1	C	H250	Polígono	1 3	0 1.00	0 0.55	2 4	1.00 0	0 0.55

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr., Ángulo [m]	Masa espec. [kg/m]
Ax	0.5500	Ix 0.036387	ys 0.50	M _{sec} 1375.0
Ay	(=Ax)	Iy 0.013865	zs 0.28	
Az	(=Ax)	Iz 0.045833	β 0 [°]	

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1:10.0



Sección (Viga): HASTIAL

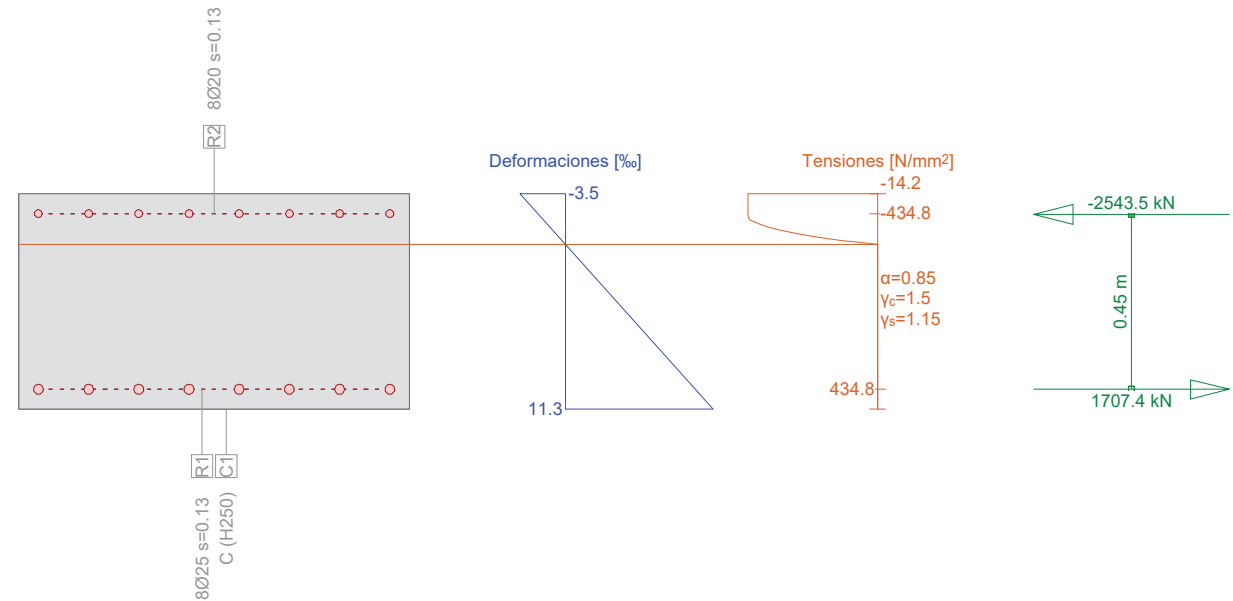
Armadura G0 Σ A_s = 6440 mm², ρ = 1.2 %

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	n, Ø	exist A _s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.50	0.95	0.50	8Ø20	2513
R1	R	AEH500	2	PL	0.05	0.05	0.95	0.05	8Ø25	3927

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensional bajo tracción y compresión 2=dimensional bajo tracción unicamente
Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Explotación $N_x=-800.0; M_y=910.0$; $eff(M,N) = 0.96$ OK Escala 1 :18.3



Cálc. capacidad última Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones / Factores de eficiencia: $eff(M,N) = 0.96$ OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N)	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T)
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		-800.0	910.0	0	0.96				

Parámetros de análisis "!"ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

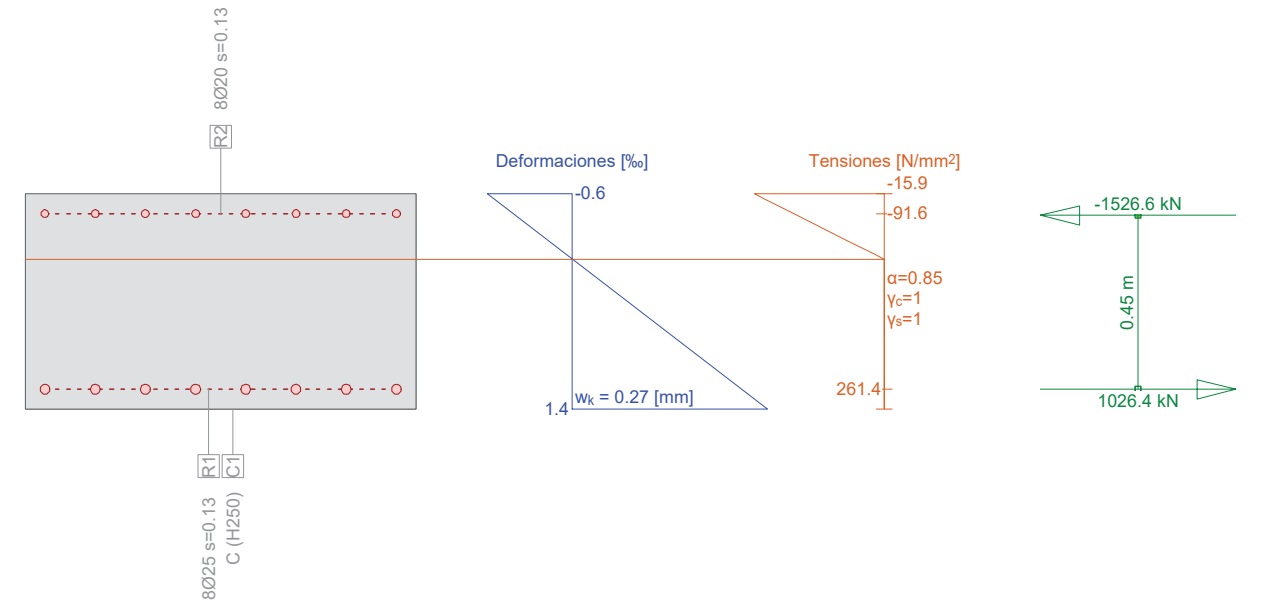
Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.55	-3.5	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	11.3	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.50	-2.1	-434.8	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

Estado Último "!"ELU"

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-836.1	950.6	-0.0	3.9	27.0	0.0	2.130E+5	35211.76	1.153E+5

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $N_x=-500.0; M_y=567.0$; Escala 1 :18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión	Observaciones
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		
1	!ELS		-500.0	567.0	0		-

Parámetros de análisis "!"ELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.55	-0.6	-15.9	1.18
C1	H250	0	0	1.4	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.50	-0.4	-91.6	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	1.2	261.4	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y _q [m]	z _q [m]	σ _{elas.} [N/mm ²]
C1	1.00	1.00	0.55	-12.2
C1	1.00	0	0	10.3

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-500.2	567.0	0.0	0.4	3.7	-0.0	1.237E+6	1.518E+5	68955.90

Nr.:

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	550.0 mm	zona compresión (no fisurado)	297.2 mm
d	500.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	84.3 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	84257 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k_4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	567.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3927 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	261.4 N/mm ²
Diámetro \varnothing_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.24 o/o
ρ_{eff}	4.661 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.22 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.27 mm

Nr.:


PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: A-76 A Veiga - O Barco
 Fecha: 08/06/2017
 Hora: 16:12:56

Cálculo de secciones a cortante
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
 Tipo de acero : B-500-S
 fck [MPa] = 25.00
 fyk [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

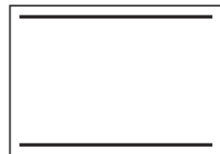
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LOSAPI
 b0 [m] = 1.00
 h [m] = 0.70


2 Dimensionamiento

 Esfuerzo cortante de cálculo V_d [kN] = 600

Inclinación de las bielas [°] = 45
 Inclinación de los cercos [°] = 90.0
 ρ_l [$\cdot 1.E-3$] = 5
 $\rho_{compresionada}$ [$\cdot 1.E-3$] = 0.0
 N_d [kN] = 0.0
 σ_{xd} [MPa] = 0.0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0
 θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm ² /m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
∅ 6	----	----	----	----	----	----
∅ 8	0.10	4	20.1	2	470.5	705.01
∅ 10	0.20	4	15.7	2	367.6	602.10
∅ 12	0.25	4	18.1	2	423.4	657.97

Área estricta [cm²/m] = 15.5
 V_{u1} [kN] = 3250.0
 V_{cu} [kN] = 234.5


PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: A-76 A Veiga - O Barco
 Fecha: 08/06/2017
 Hora: 16:13:53

Cálculo de secciones a cortante
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 25.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

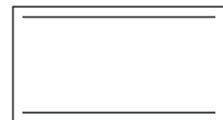
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : HASTIALPI
 b_0 [m] = 1.00
 h [m] = 0.55


2 Dimensionamiento

 Esfuerzo cortante de cálculo V_d [kN] = 450

Inclinación de las bielas [°] = 45
 Inclinación de los cercos [°] = 90.0
 ρ_l [$\cdot 1.E-3$] = 7
 $\rho_{compresida}$ [$\cdot 1.E-3$] = 0.0
 N_d [kN] = 0.0
 σ_{xd} [MPa] = 0.0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0
 θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm ² /m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
∅ 6	----	----	----	----	----	----
∅ 8	0.15	4	13.4	2	241.3	453.19
∅ 10	0.20	4	15.7	2	282.7	494.66
∅ 12	0.30	4	15.1	2	271.4	483.35

Área estricta [cm²/m] = 13.2
 V_{u1} [kN] = 2500.0
 V_{cu} [kN] = 211.9

APÉNDICE 2.4. OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL 5

1. HIPÓTESIS DE CARGA

Geometría general

A =	5.20 m
B =	4.00 m
e =	0.35 m
ehastial =	0.35 m
γ =	25 kN/m ³

Relleno

H =	4.30 m	
γ =	20 kN/m ³	
φ =	30.0°	$\varphi = 0.52$ rad
c =	0 kN/m ²	
δ =	0.0°	$\delta = 0.00$ rad

Coef. empuje horizontal activo: k_{ah} =	0.333
Coefficiente empuje reposo: k_p =	0.500

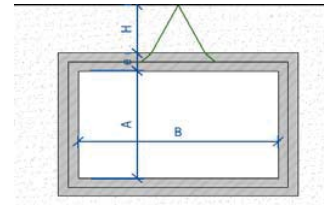
Pavimento

γ_1 =	24 kN/m ³
Espesor 1 =	0.10 m
γ_2 =	0 kN/m ³
Espesor 2 =	0.00 m

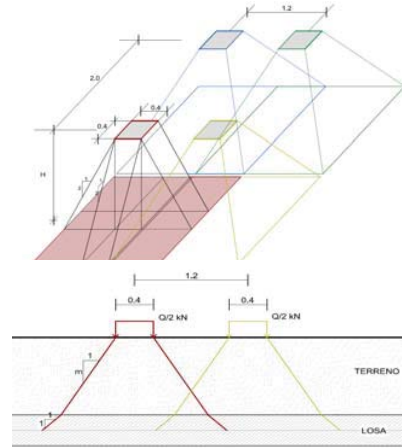
Tráfico

Q =	600 kN	Vehículo pesado
Reparto terreno =	2V:1H	
Reparto losa =	1V:1H	
ancho aplicación 1 =	1.40 m	
ancho aplicación 2 =	2.40 m	
q =	9 kN/m ²	Sobrecarga uniforme
q =	10 kN/m ²	Sobrecarga para empuje


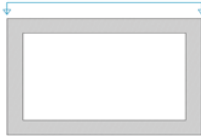
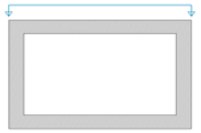
SISMO Kinematic compatibility





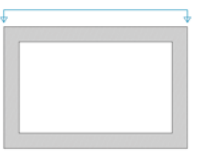

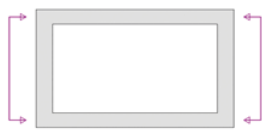


Esquema distribución de cargas



CARGAS

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CTE (G)		
Peso propio	173.25 kN/m	
Cargas muertas	2.40 kN/m ²	
ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)		
Peso Terreno	86.00 kN/m ²	

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)			
Empuje tierras activo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1
A eje de losa superior	28.67 kN/m ²	En Hastial 1 25.80 kN/m ²	En Hastial 2 31.53 kN/m ²
A eje de losa inferior	66.83 kN/m ²	60.15 kN/m ²	73.52 kN/m ²
			
Empuje tierras en reposo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1
A eje de losa superior	43.00 kN/m ²	En Hastial 1 38.70 kN/m ²	En Hastial 2 47.30 kN/m ²
A eje de losa inferior	100.25 kN/m ²	90.23 kN/m ²	110.28 kN/m ²
			
Empuje de tierras en construcción		En Hastial 1	En Hastial 2
A eje de losa superior	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²
1.73 m por debajo del eje de la losa superior	17.33 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²
A eje de losa inferior	53.75 kN/m ²	34.67 kN/m ²	0.00 kN/m ²
			2 m por debajo del eje de la losa superior
Rozamiento negativo			
En la losa superior	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²
En la losa de cimentación	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²
			
ACCIONES VARIABLES (Q)			
Cargas verticales			
Sobrecarga uniforme	9.00 kN/m ²	9.00 kN/m ²	
Carro	14.07 kN/m ²	14.07 kN/m ²	
Ancho 1 aplicación carro	6.05 m		
Ancho 2 aplicación carro	7.05 m		
Empuje sobrecarga	5.00 kN/m ²	5.00 kN/m ²	5.00 kN/m ²
			

2. MODELO DE CÁLCULO

ESTRUCTURA 3D

DATOS DE NUDOS

Id	Coordenadas			Apoyos							Especial
	X [m]	Y [m]	Z [m]	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ		
K_1	-0.53	0	0	B	B	E				F	
K_2	0	0	0		B	E	B			F	
K_3	4.35	0	0		B	E				F	
K_4	4.88	0	0		B	E				F	
K_5	0.68	0	0		B	E				F	
K_6	1.68	0	0		B	E				F	
K_7	2.67	0	0		B	E				F	
K_8	3.67	0	0		B	E				F	
!1	0.00	0	5.55								
!2	4.35	0	5.55								

B / E : Bloqueado / Sobre resortes elásticos
F : Apoyos con resortes (ver 'Nudos con apoyos elásticos')

Nudos con apoyos elásticos

Id	DX [kN/m]	DY [kN/m]	DZ [kN/m]	RX [kNm]	RY [kNm]	RZ [kNm]
K_1		B	2650.000			
K_2		B	6025.000		B	
K_3		B	6025.000			
K_4		B	2650.000			
K_5		B	8375.000			
K_6		B	10000.000			
K_7		B	10000.000			
K_8		B	8375.000			

B : Bloqueado

ENTRADA DE LA BARRA

Id	Sección Nombre>Variante	Nudos		Longitud [m]	Status	Especial
		Inicio	Final			
S_1	LOSAS	K_2	K_1	0.53		
S_2	HASTIALES	K_2	!1	5.55		
S_3	LOSAS	K_2	K_3	4.35		
S_4	LOSAS	!1	!2	4.35		
S_5	HASTIALES	K_3	!2	5.55		
S_6	LOSAS	K_3	K_4	0.53		

Mediciones C

Nom ScT / (Nom ScT2)	Area [m²]	Perimeter [m]	Length [m]	No	Ltot [m]	Superficie [m²]	Masa [t]
HASTIALES	0.3500	2.70	5.55	2	11.10	29.97	9.71
LOSAS	0.3500	2.70	var		9.75	26.32	8.53
por longitud:			0.53	2			
			4.35	2			
Total						56.30	18.24

Secciones: Geometría

Nombre	Variante	Materiales	Tipo	Dimensiones [m]
HASTIALES		C	S-R	B=1.00, H=0.35 Y _L =-0.50, Y _R =0.50, z _B =-0.17, z _T =0.17
LOSAS		C	S-R	B=1.00, H=0.35 Y _L =-0.50, Y _R =0.50, z _B =-0.17, z _T =0.17

Materiales : ver tabla 'Materiales'

Secciones: Rigidez de las secciones

Nombre	Variante	β	EA _x GA _y GA _z [kN]	GJ _x EJ _y EJ _z [kNm²]	e _y e _z [m]	Masa secc. Masa adicional [t/m]	Materiales
HASTIALES		0	11235000.00 4188316.58 4188316.58	160031.54 114690.63 936250.00	0 0	0.88	C
LOSAS		0	11235000.00 4188316.58 4188316.58	160031.54 114690.63 936250.00	0 0	0.88	C

Nr.:

β : Angulo entre el eje Y de la barra y el 1er eje principal eje de la sección
e_y e_z : Distancia centro de gravedad - punto de eje
Materiales : ver tabla 'Materiales'

Sección, valores de Sección

Nombre	Variantes	Materiales E _{ref} G _{ref}	Valores ideales de la sección					
			A _{x,id} = EA _x /E _{ref} [m²]	J _{y,id} = EJ _y /E _{ref} [m⁴]	J _{z,id} = EJ _z /E _{ref} [m⁴]	J _{x,id} = GJ _x /G _{ref} [m⁴]	A _{y,id} = GA _y /G _{ref} [m²]	A _{z,id} = GA _z /G _{ref} [m²]
HASTIALES		C	0.3500	0.003573	0.029167	0.011144	0.2917	0.2917
LOSAS		C	0.3500	0.003573	0.029167	0.011144	0.2917	0.2917

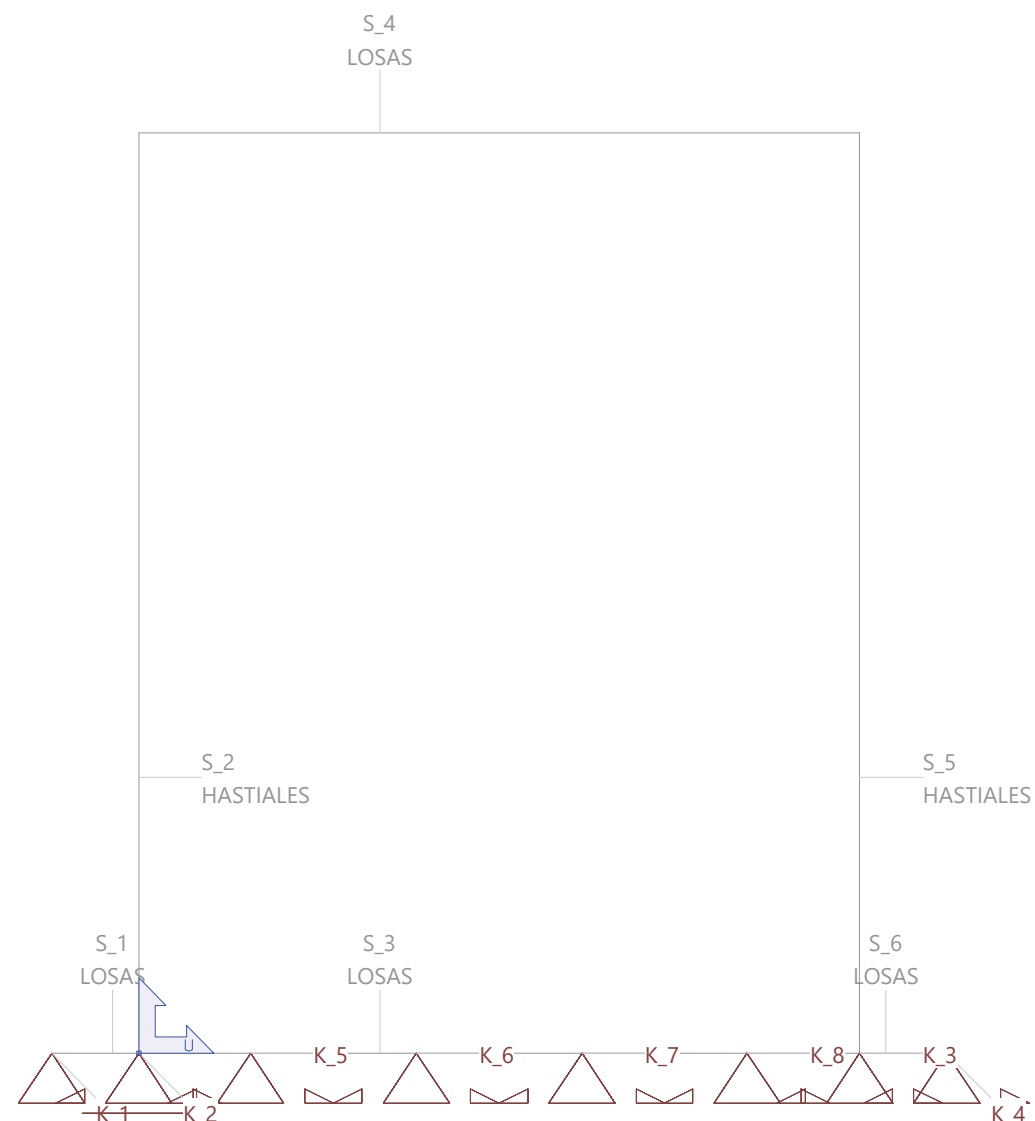
Materiales : s. tabla 'Materiales'

Materiales

ID	Tipo	Elemento	E [kN/mm²]	G [kN/mm²]	v	ρ [t/m³]	α [%]	Clase	f [N/mm²]	f _{ck}
C	Hormigón	(general)	32	14	0.17	2.5	0.010	H250	-25.0	f _{ck}

Estructura

Escala 1:43.0



Nr.:

LISTA DE HIPOTESIS DE CARGA

ID	Tipo	Acción	Lista de hipótesis de carga
CM	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Carga muerta. Pavimento
ESC1	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 1
ESC2	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 2
ETA1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 1
ETA2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 2
ETC1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion1
ETC2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion2
ETR1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo1
ETR2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo2
PP	Hipótesis de c..	Peso propio	Peso propio
PT	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Peso propio terreno
SCP	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Sobrecarga puntual
SCU	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Sobrecarga uniforme

Hipótesis de carga 'PP': Peso propio

Cargas de masa: peso propio

Nombre	Aceleraciones			X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
	a _x [m/s ²]	a _y [m/s ²]	a _z [m/s ²]			
G1 (6 Barras, 0 SLA)			10.00	0	0	-182.44

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PP	0	0	-182.44

Hipótesis de carga PP: Peso propio

Escala 1 :60.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'CM': Carga muerta. Pavimento

Cargas lineales: Fuerzas

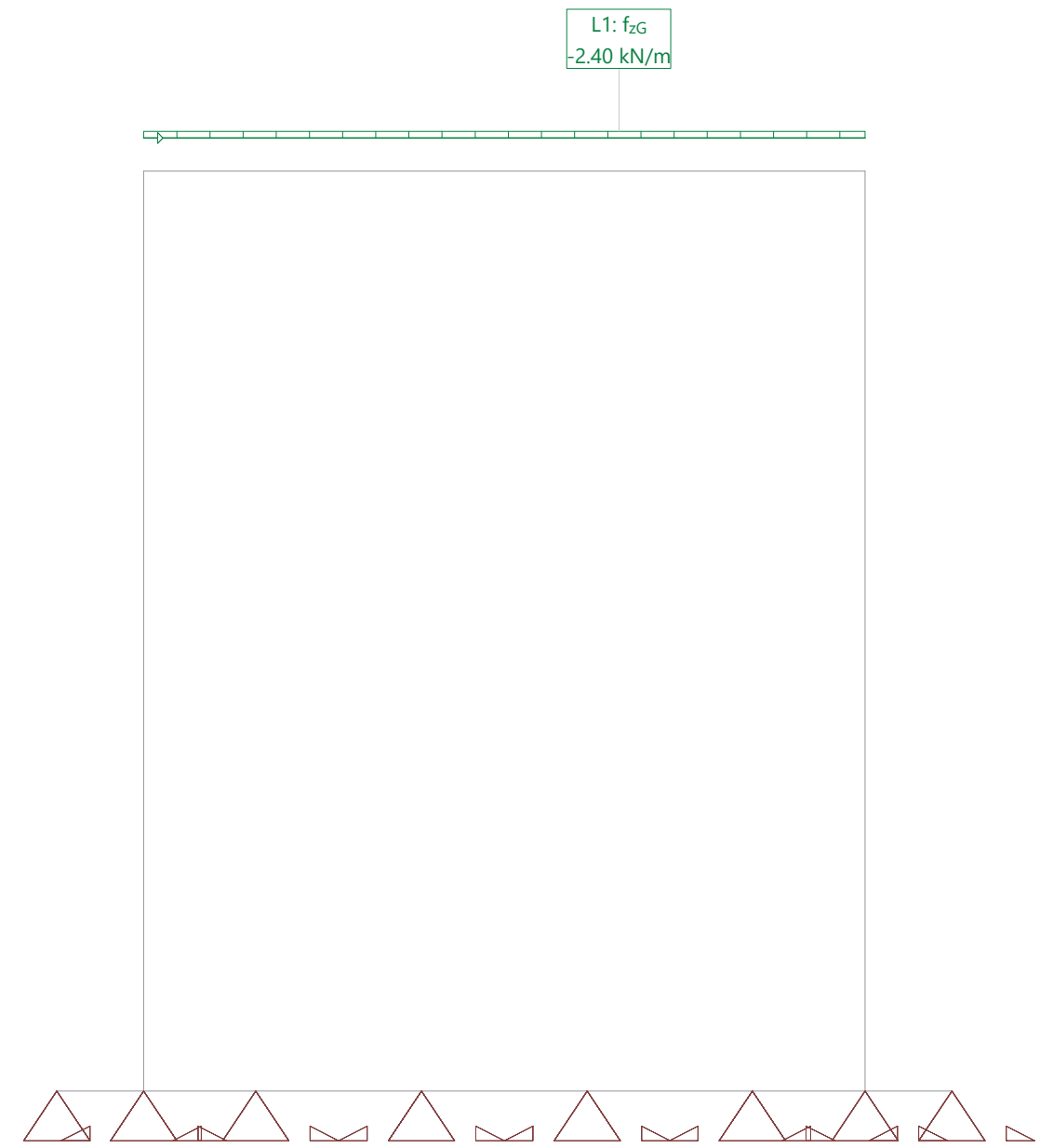
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.35	-2.40		0	0	-10.44

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC CM	0	0	-10.44

Hipótesis de carga CM: Carga muerta. Pavimento

Escala 1 :40.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'PT': Peso propio terreno

Cargas lineales: Fuerzas

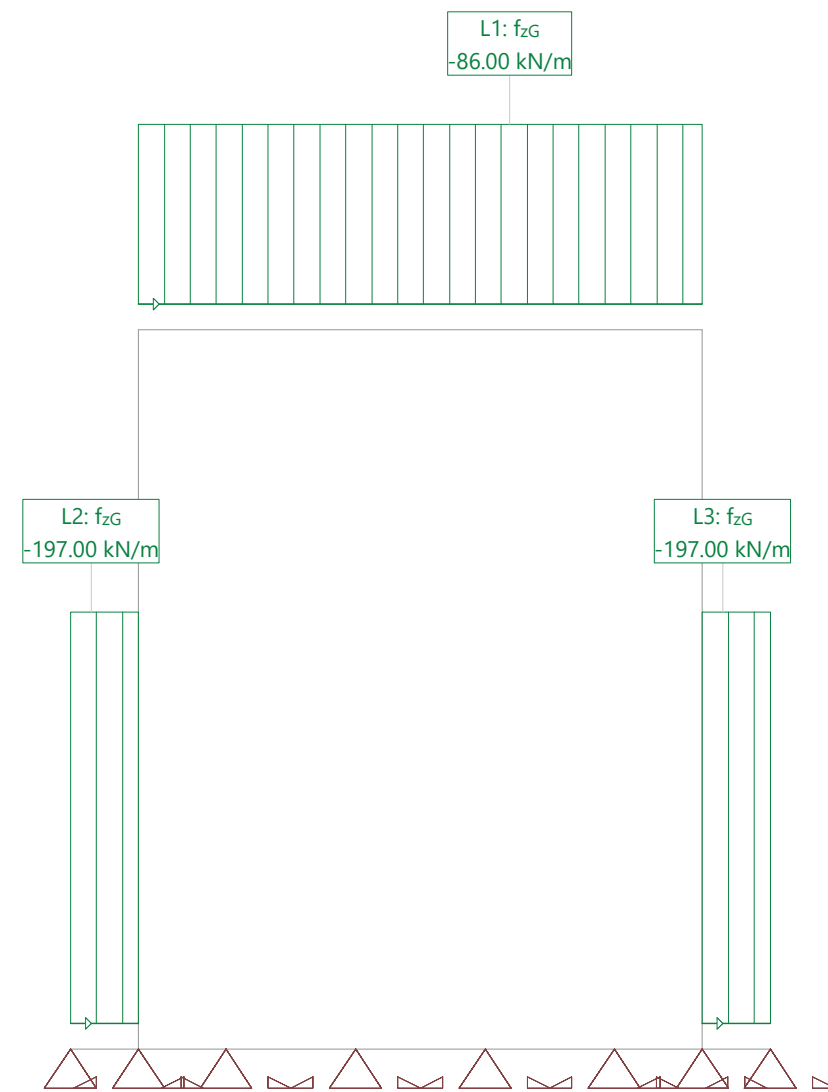
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.35	-86.00		0	0	-374.10
L2	Z Global	0.53	-197.00		0	0	-103.43
L3	Z Global	0.53	-197.00		0	0	-103.43

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PT	0	0	-580.95

Hipótesis de carga PT: Peso propio terreno

Escala 1 :55.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA1': Empuje terreno activo 1

Cargas lineales: Fuerzas

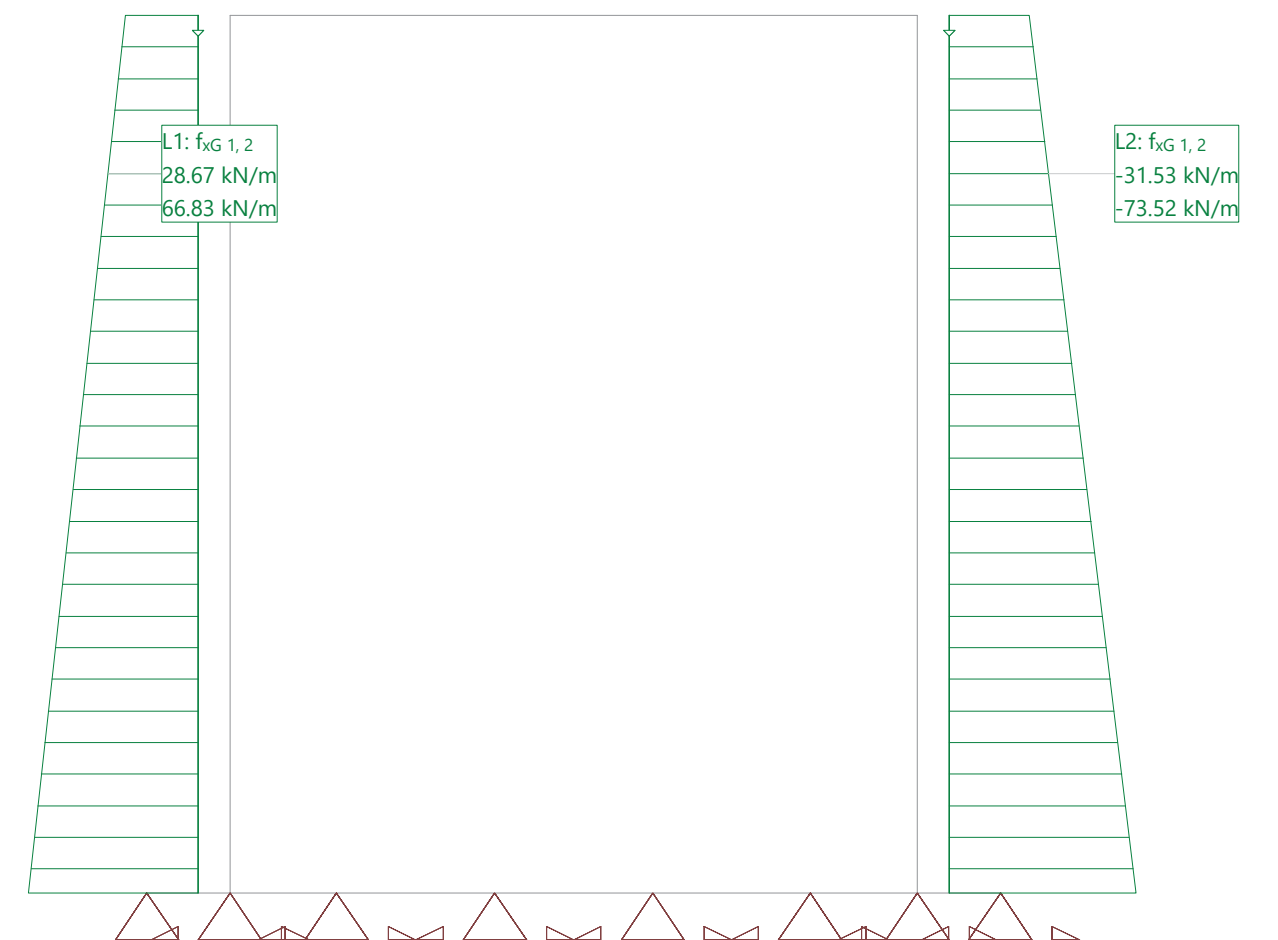
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	28.67	66.83	265.01	0	0
L2	X Global	5.55	-31.53	-73.52	-291.51	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA1	-26.50	0	0

Hipótesis de carga ETA1: Empuje terreno activo 1

Escala 1 :45.1



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA2': Empuje terreno activo 2

Cargas lineales: Fuerzas

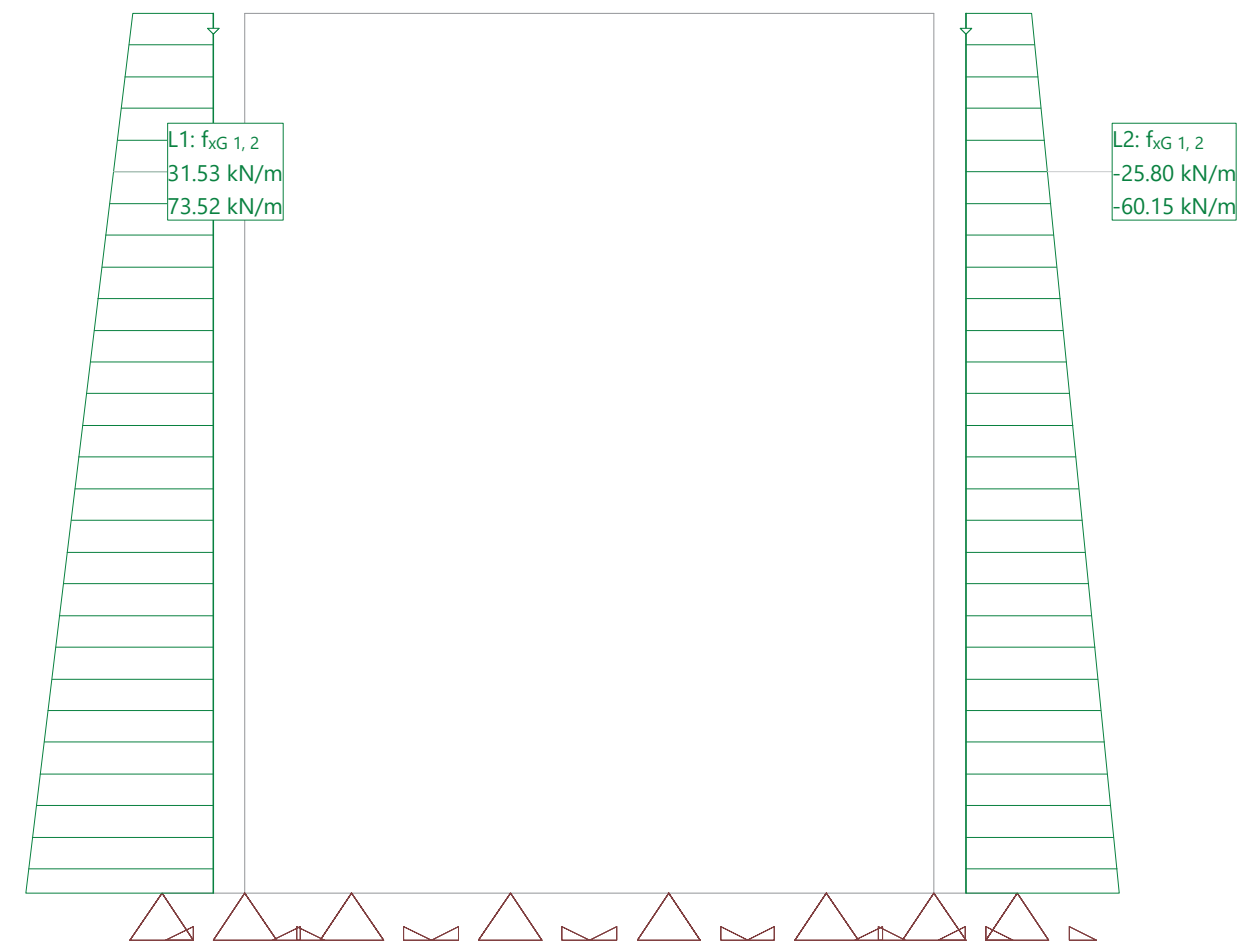
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	31.53	73.52	291.51	0	0
L2	X Global	5.55	-25.80	-60.15	-238.51	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA2	53.00	0	0

Hipótesis de carga ETA2: Empuje terreno activo 2

Escala 1:45.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR1': Empuje terreno reposo1

Cargas lineales: Fuerzas

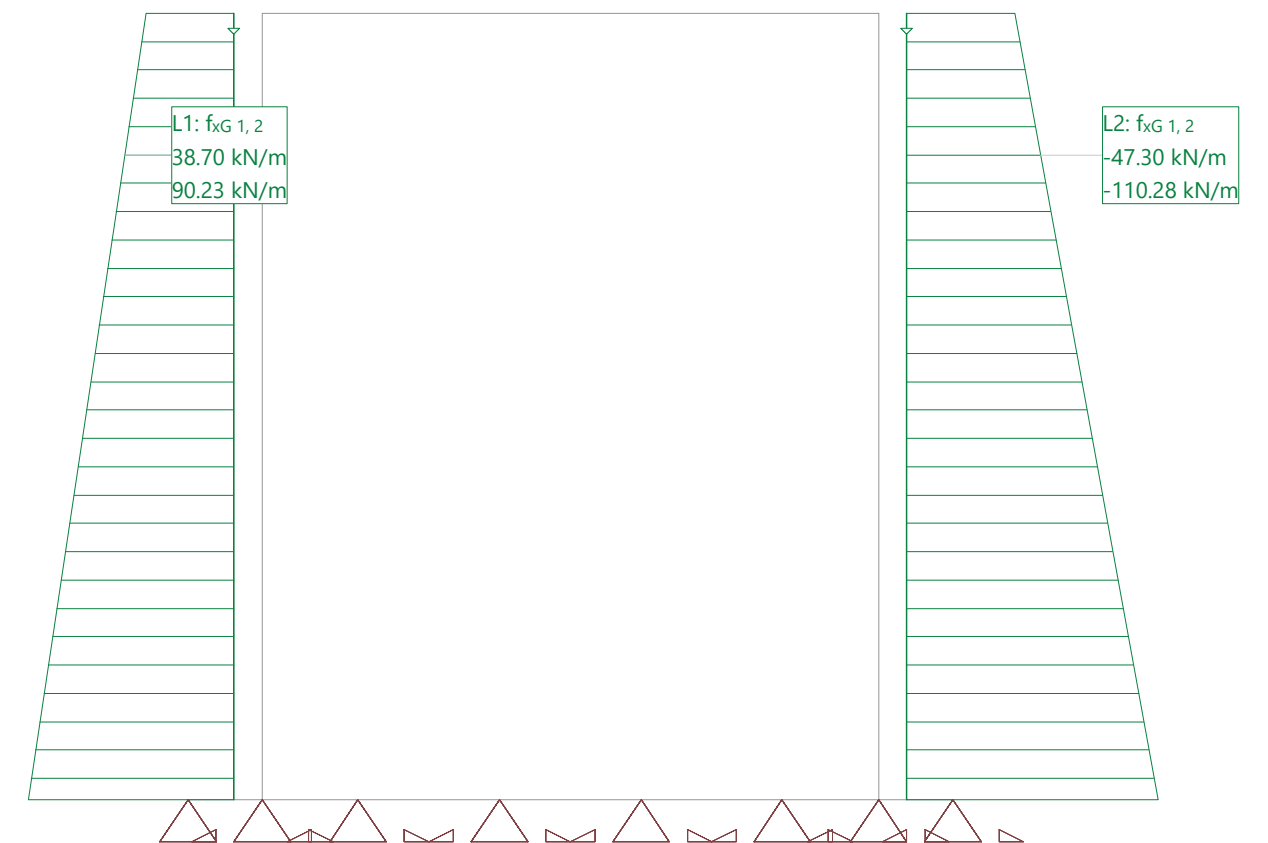
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	38.70	90.23	357.78	0	0
L2	X Global	5.55	-47.30	-110.28	-437.28	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR1	-79.50	0	0

Hipótesis de carga ETR1: Empuje terreno reposo1

Escala 1:50.3



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR2': Empuje terreno reposo2

Cargas lineales: Fuerzas

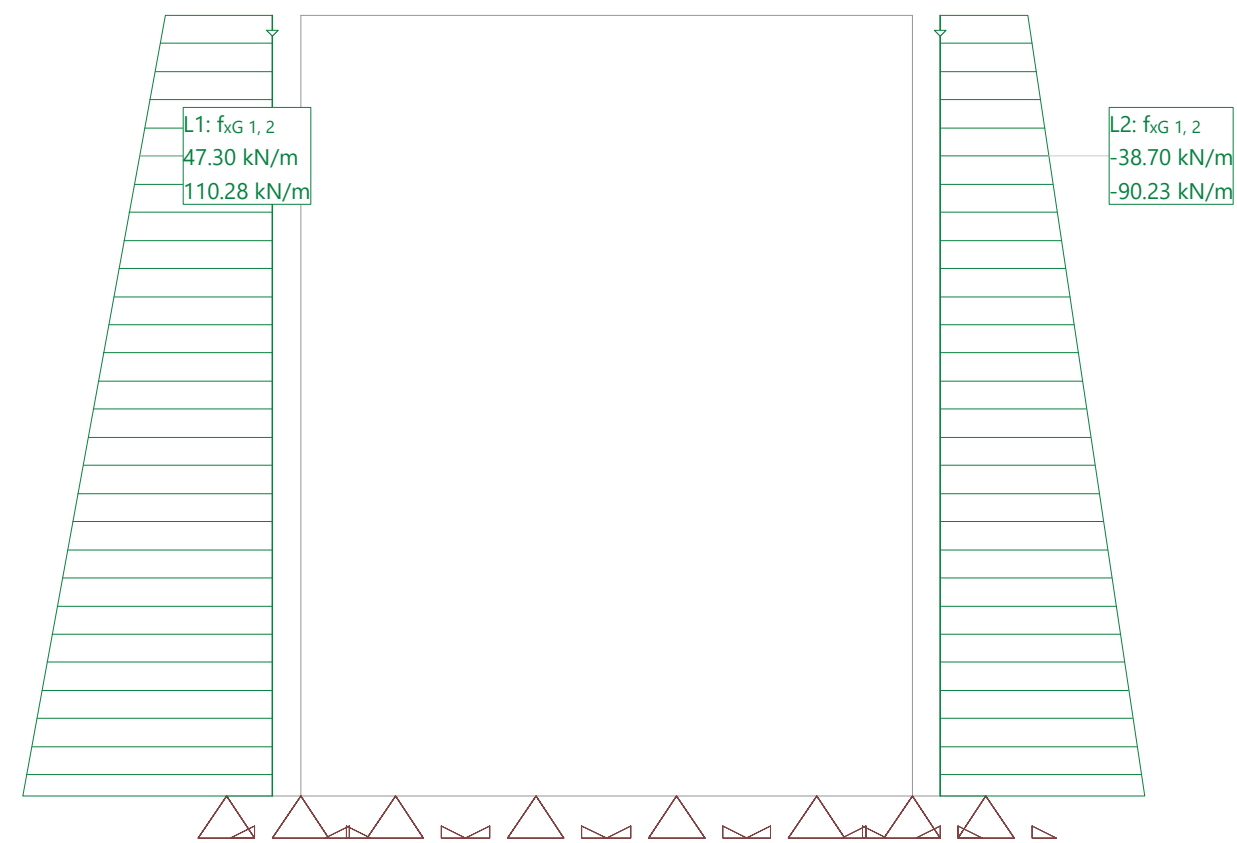
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	47.30	110.28	437.28	0	0
L2	X Global	5.55	-38.70	-90.23	-357.78	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR2	79.50	0	0

Hipótesis de carga ETR2: Empuje terreno reposo2

Escala 1 :50.7



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC1': Empuje terreno construccion1

Cargas lineales: Fuerzas

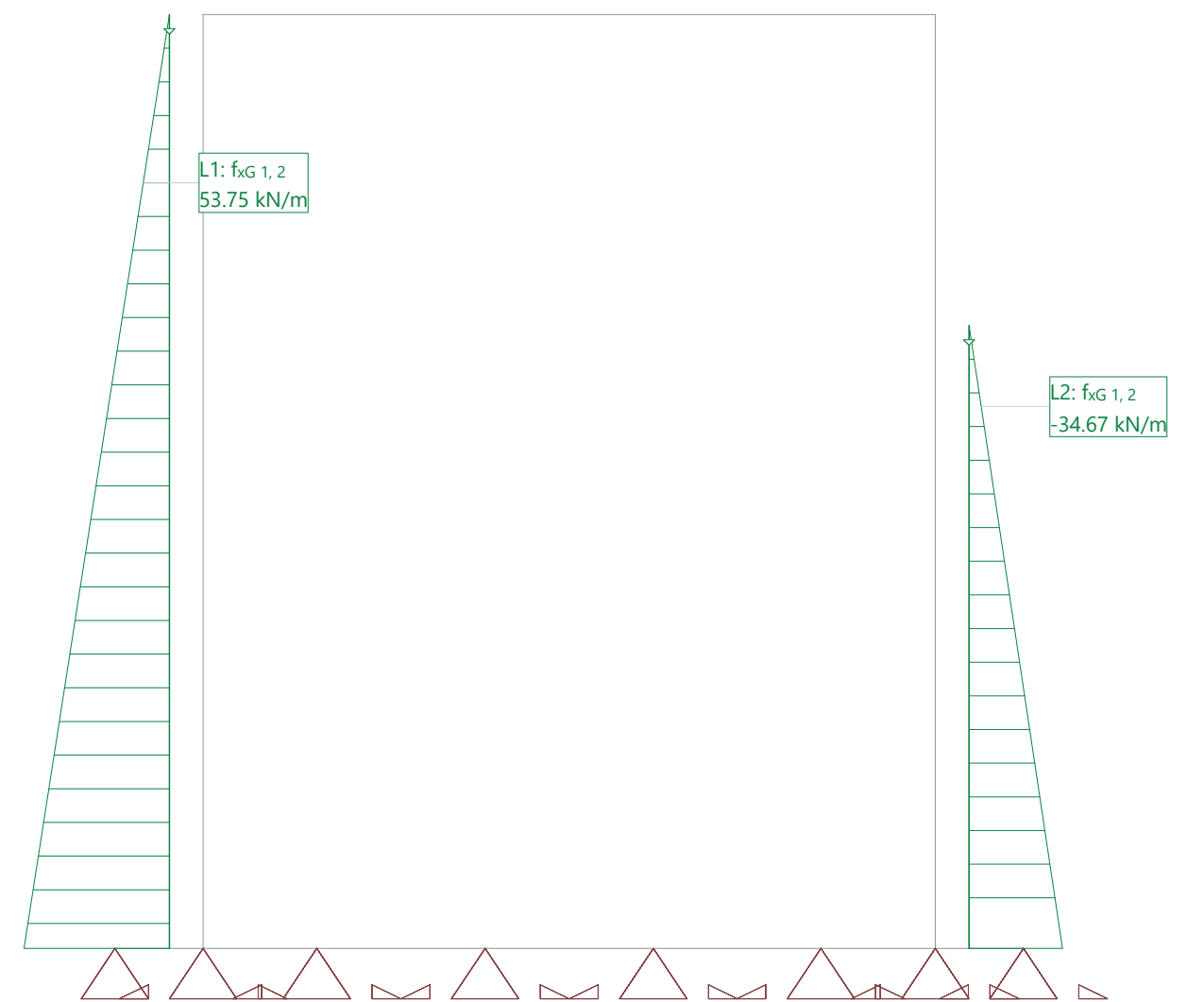
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	0	53.75	149.16	0	0
L2	X Global	3.70	0	-34.67	-64.14	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC1	85.02	0	0

Hipótesis de carga ETC1: Empuje terreno construccion1

Escala 1 :40.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC2': Empuje terreno construccion2

Cargas lineales: Fuerzas

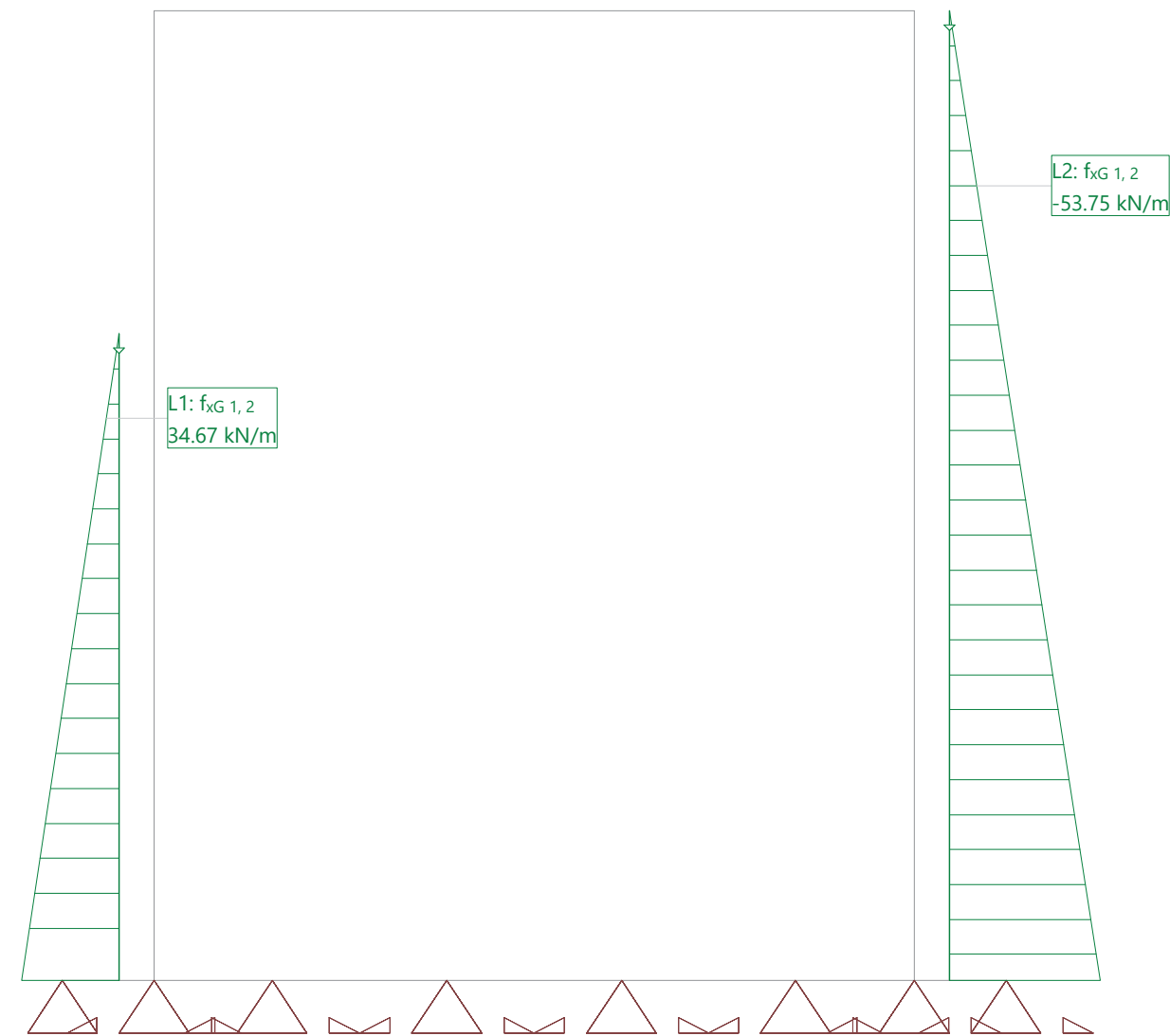
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	3.70	0	34.67	64.14	0	0
L2	X Global	5.55	0	-53.75	-149.16	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC2	-85.02	0	0

Hipótesis de carga ETC2: Empuje terreno construccion2

Escala 1:38.7



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCU': Sobrecarga uniforme

Cargas lineales: Fuerzas

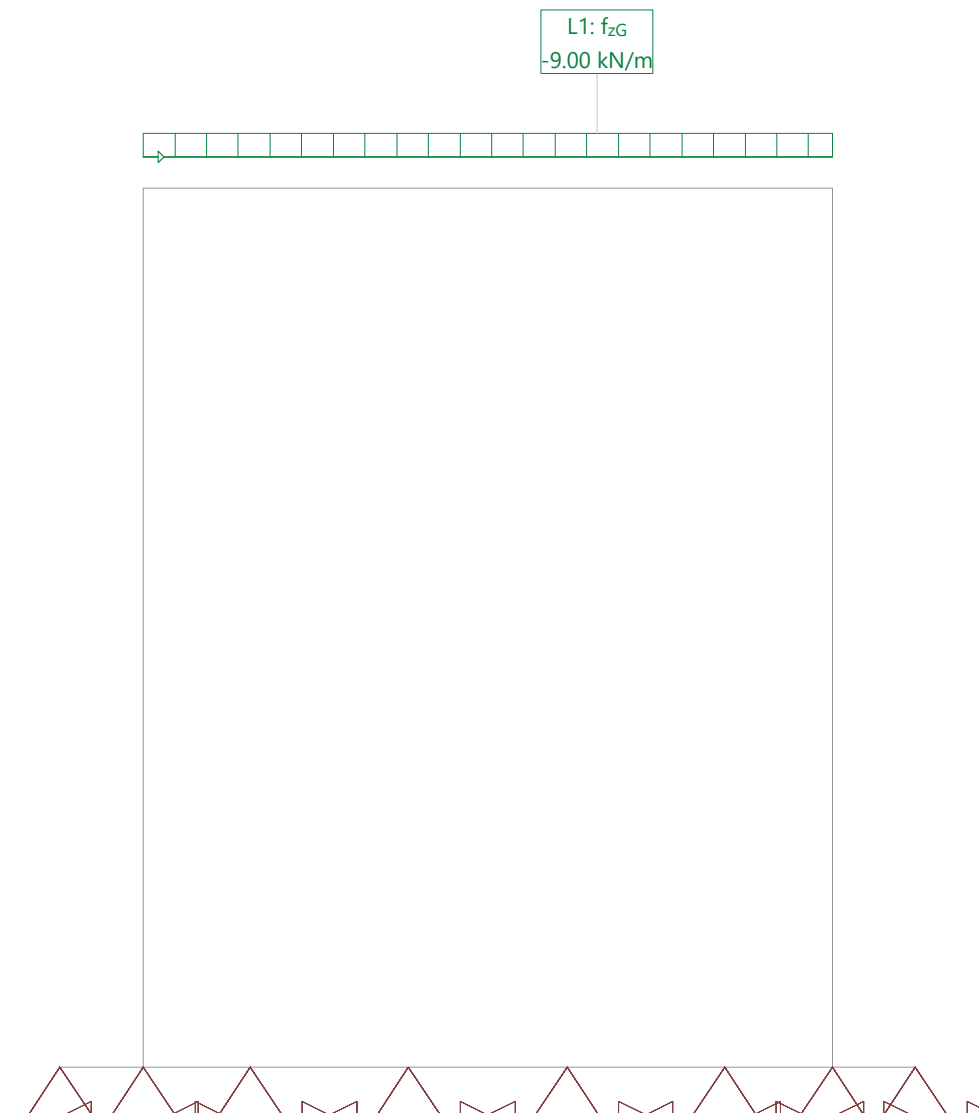
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.35	-9.00		0	0	-39.15

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCU	0	0	-39.15

Hipótesis de carga SCU: Sobrecarga uniforme

Escala 1:45.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP': Sobrecarga puntual

Cargas lineales: Fuerzas

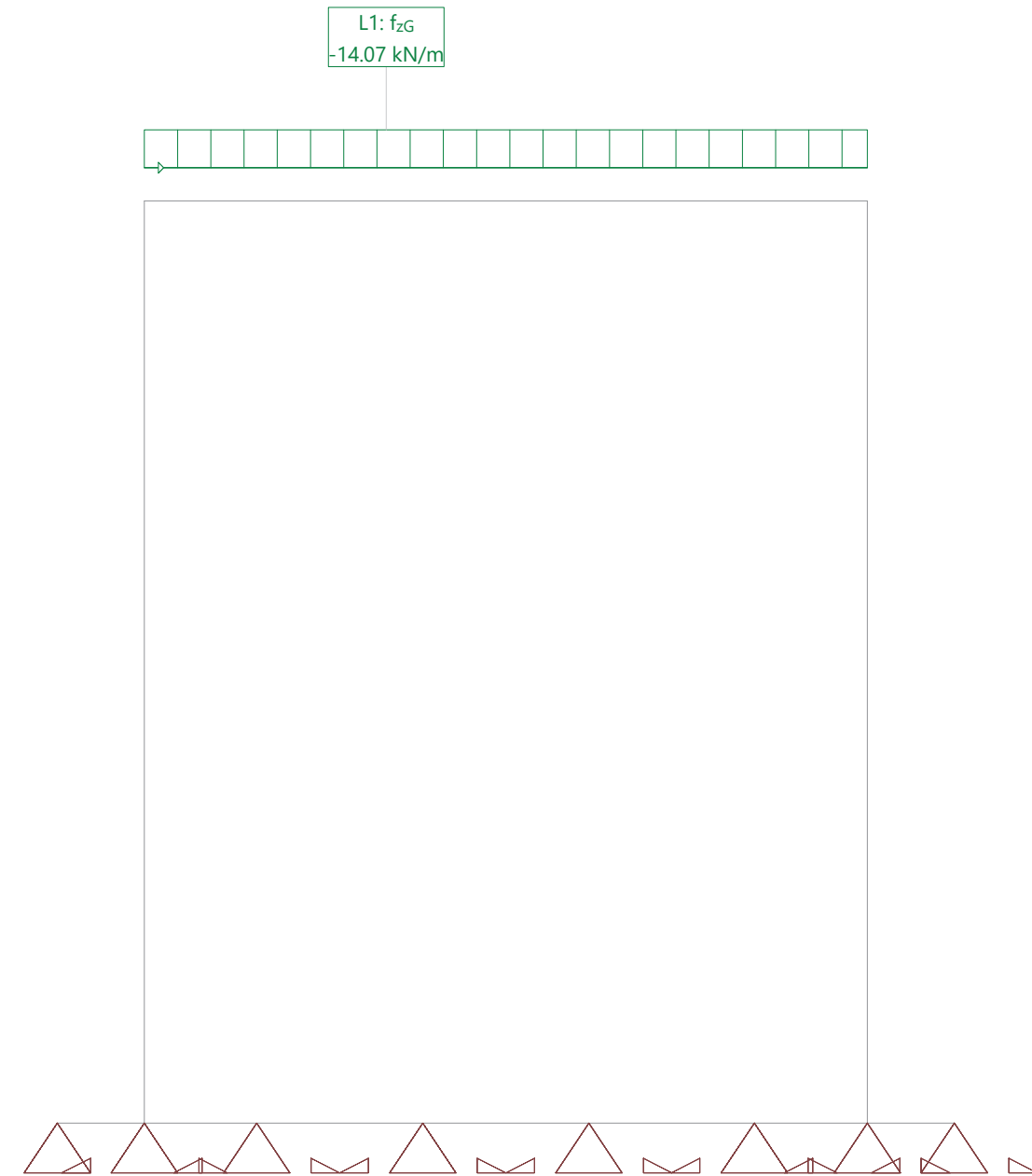
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.35	-14.07		0	0	-61.20

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP	0	0	-61.20

Hipótesis de carga SCP: Sobrecarga puntual

Escala 1 :40.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC1': Empuje de sobrecarga 1

Cargas lineales: Fuerzas

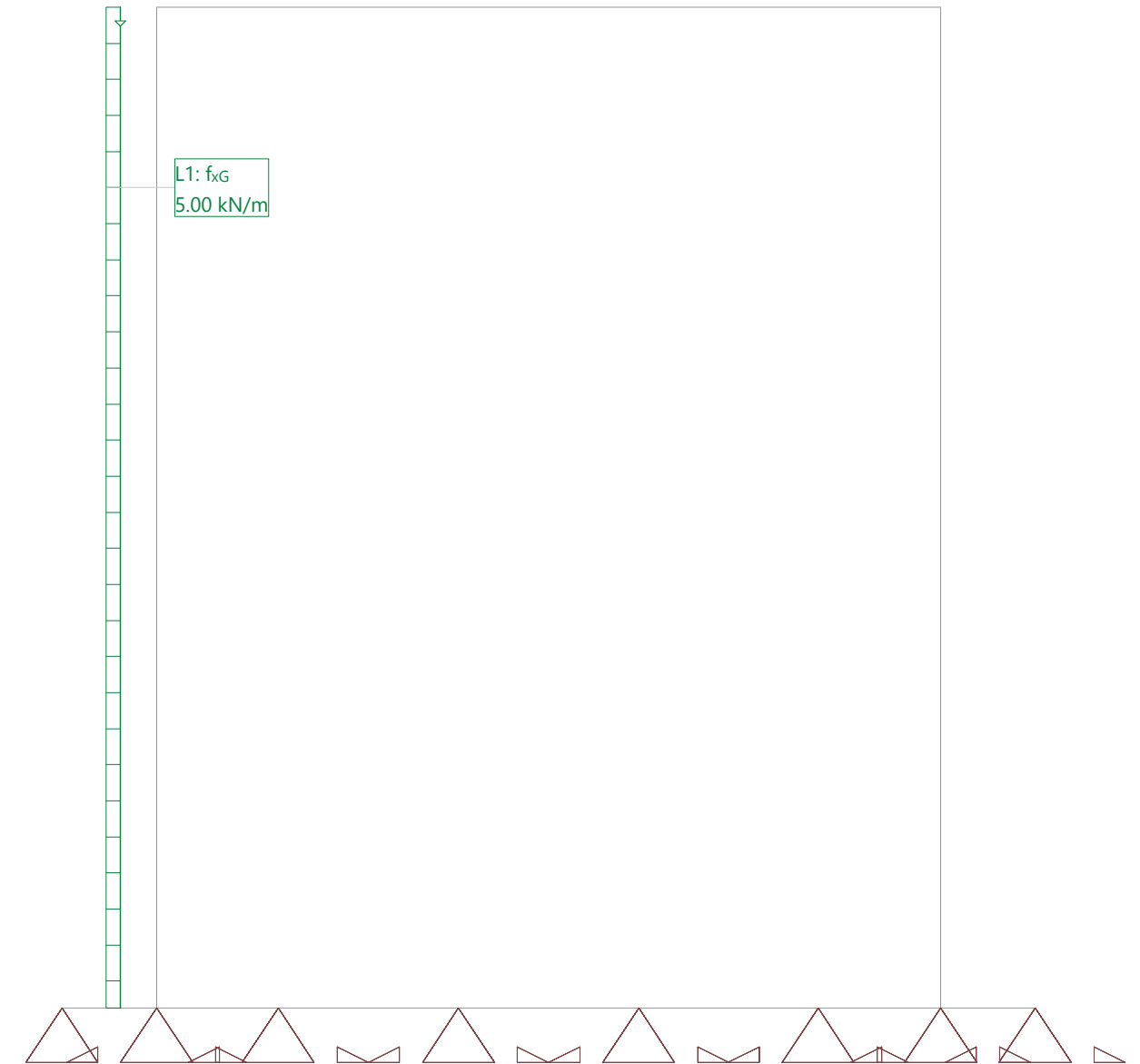
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	5.00		27.75	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC1	27.75	0	0

Hipótesis de carga ESC1: Empuje de sobrecarga 1

Escala 1 :35.9



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC2': Empuje de sobrecarga 2

Cargas lineales: Fuerzas

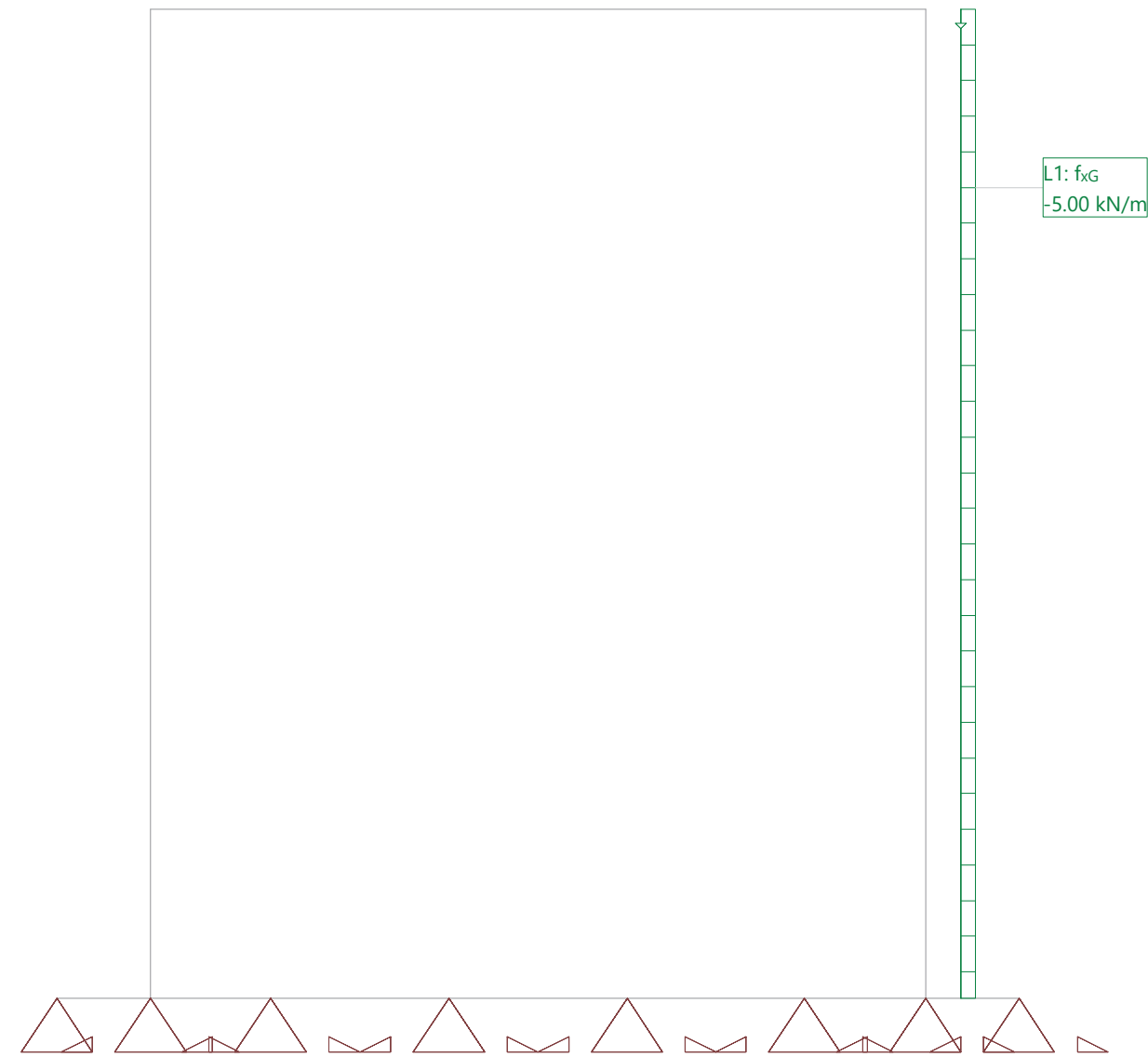
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	-5.00		-27.75	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC2	-27.75	0	0

Hipótesis de carga ESC2: Empuje de sobrecarga 2

Escala 1 :37.2



Nr.:

Especificación de envolventes: ELU

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1.5	1.5	
4	Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1.5	1.5	
5	Cargas horizontales	1	1.5	1.5	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

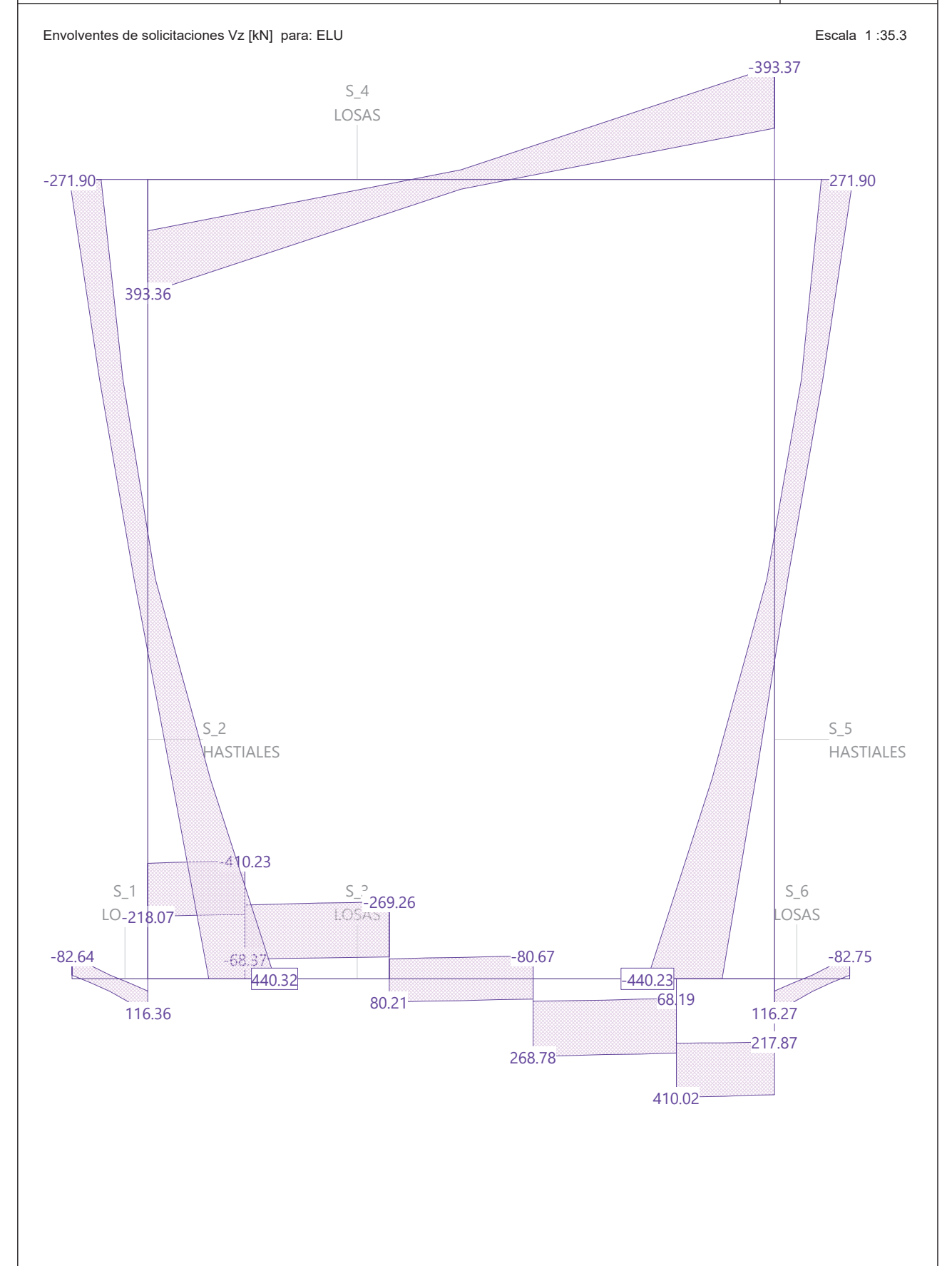
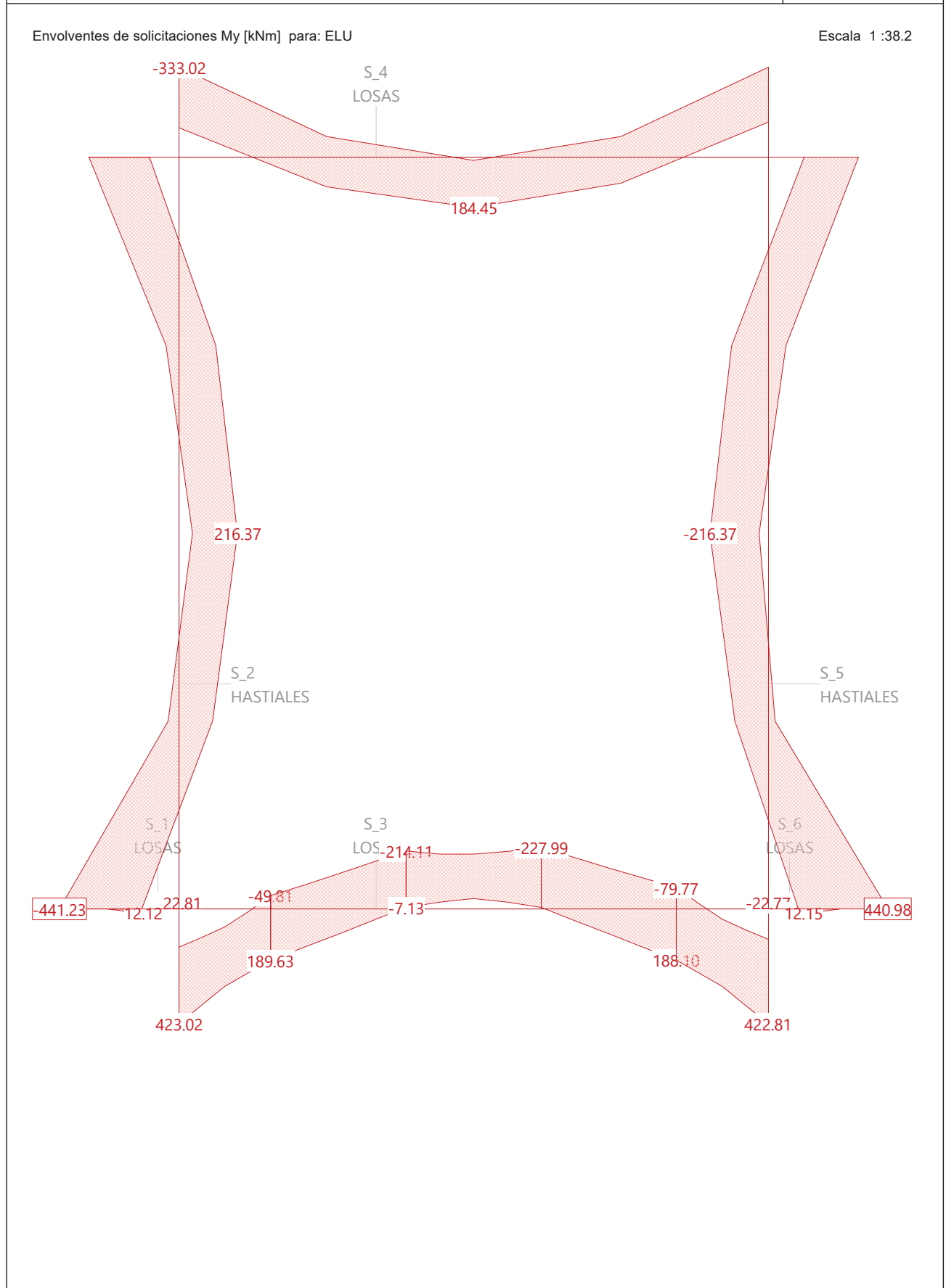
Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ELU

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
Modelo de carga 1 Q (si es crítico		SCP Sobrecarga puntual	1.000	
Modelo de carga 1 q (si es crítico		ESC1 Empuje de sobrecarga 1	1.000	
		p&plus si es crí		ESC2 Empuje de sobrecarga 2	1.000	
		p&plus si es crí		SCU Sobrecarga uniforme	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Nr.:



Especificación de envolventes: ELUconstruccion

Descripción

Situación de diseño estándar: Estado límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Cargas horizontales	1	1.5	1.5	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ELUconstruccion

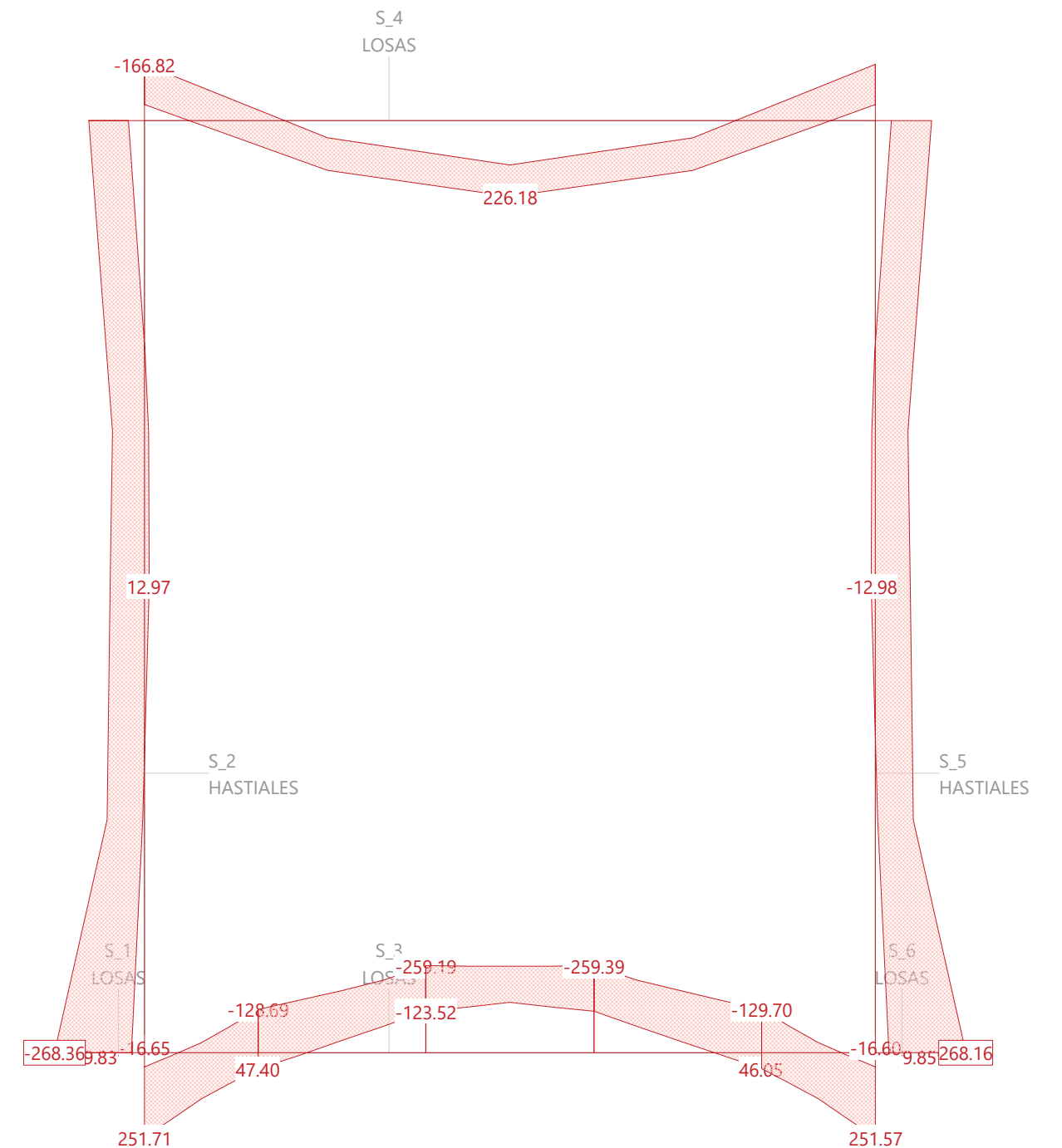
Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
Cargas horizontales		si es crítico	ya sea	ETC1 Empuje terreno construccion1	1.000	
			o	ETC2 Empuje terreno construccion2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Nr.:

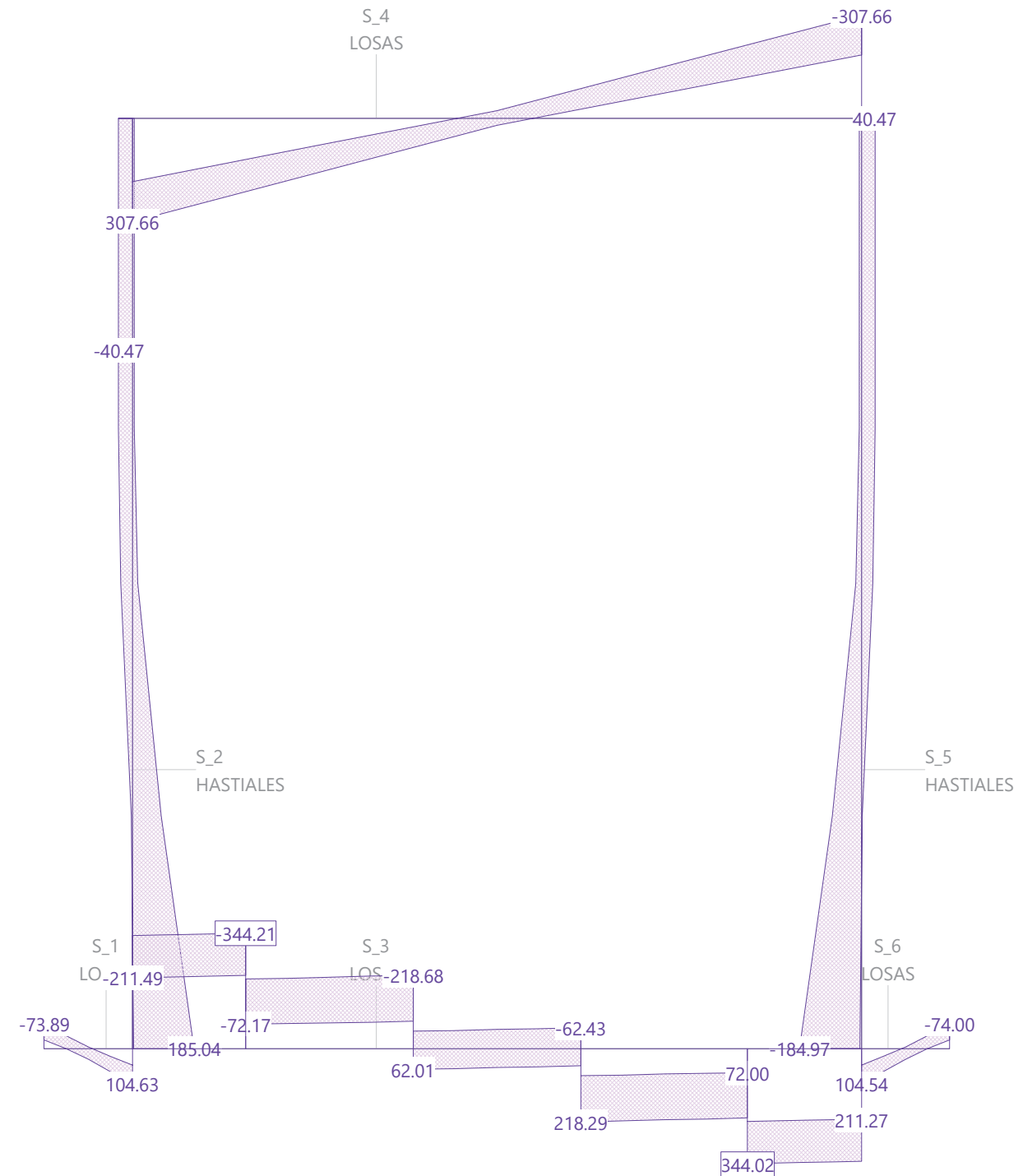
Envolventes de solicitaciones My [kNm] para: ELUconstruccion

Escala 1:35.2



Nr.:

Envoltorios de solicitudes Vz [kN] para: ELUconstruccion Escala 1 :35.0



Nr.:

Especificación de envoltorios: ELScuasi

Descripción
 Situación de diseño estándar: ELS Estado límite servicio, combinación característica

Especificación de envoltorios

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1	
3	Cargas horizontales	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envoltorios ELScuasi

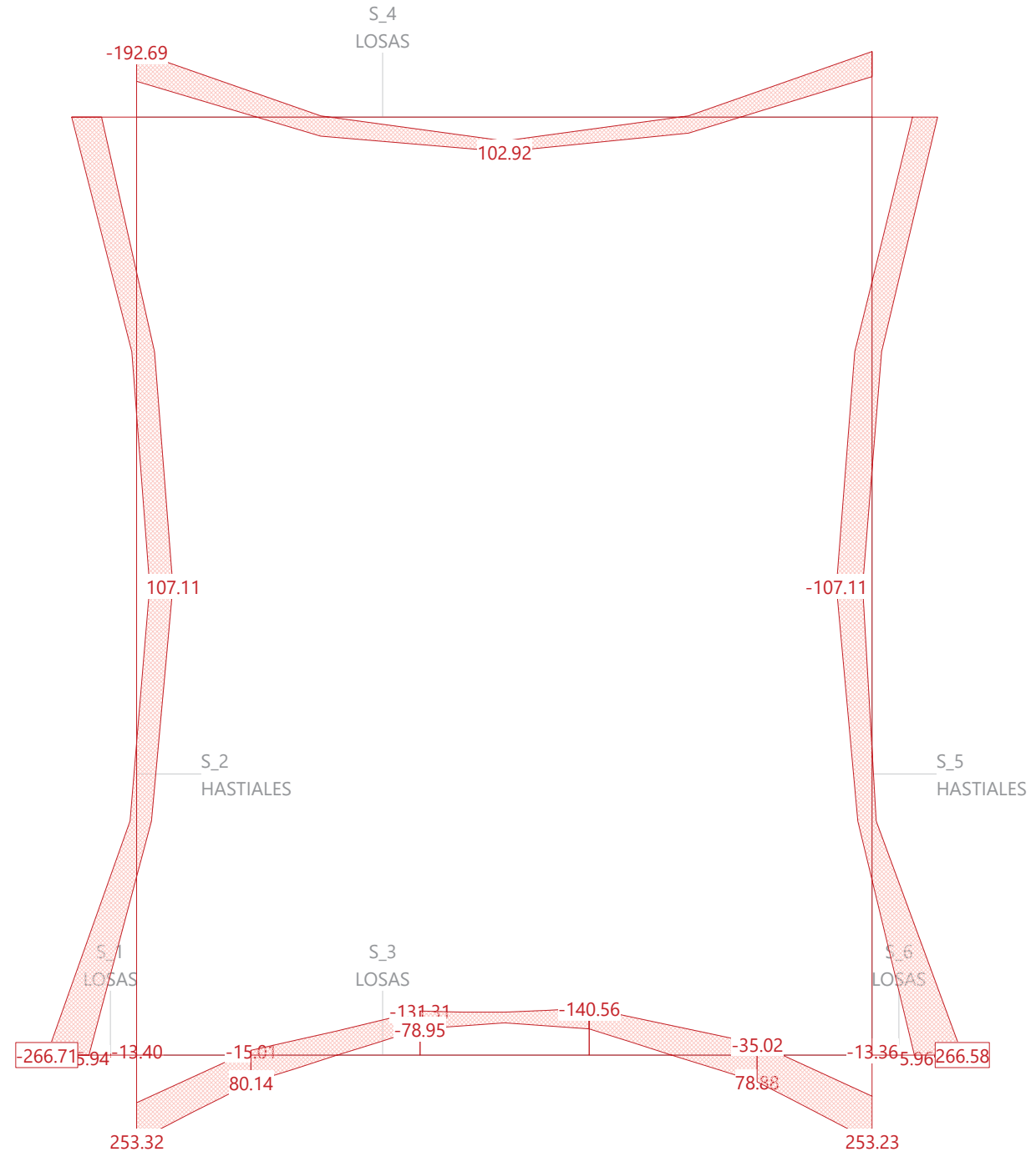
Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Nr.:

Envolventes de solicitaciones My [kNm] para: ELScuasi

Escala 1 :35.2



Nr.:

3. COMPROBACIÓN

Sección (Viga): LOSA

Contorno de sección parcial

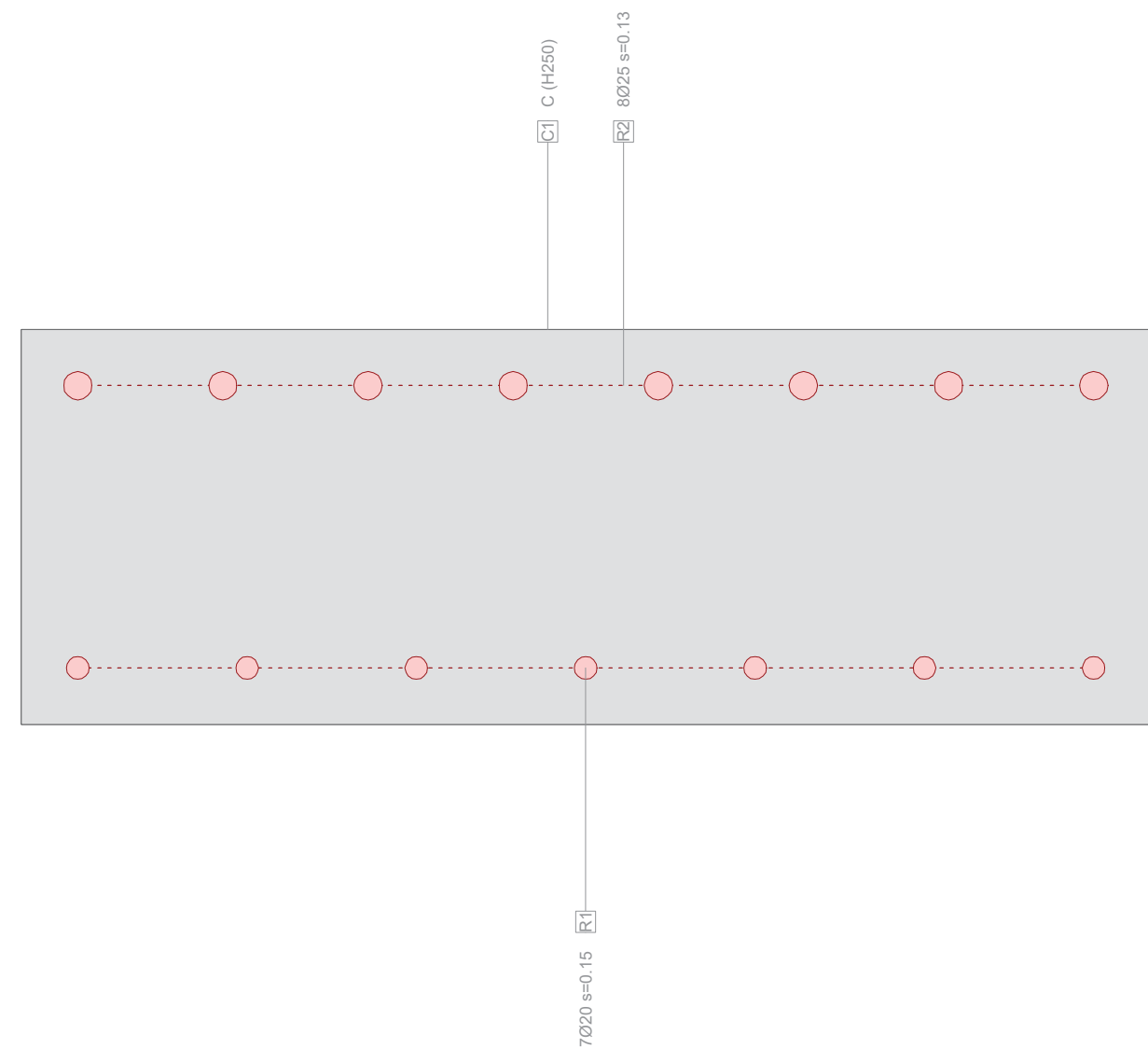
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]
C1	C	H250	Polígono	1	0	0	2	1.00	0
				3	1.00	0.35	4	0	0.35

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr. [m]	Ángulo [°]	Masa espec. [kg/m]
A_x	0.3500	I_x	y_s	0.50	M_{sec} 875.0
A_y	(= A_x)	I_y	z_s	0.17	
A_z	(= A_x)	I_z	β	0 [°]	

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1 : 5.9



Nr.:

Sección (Viga): LOSA

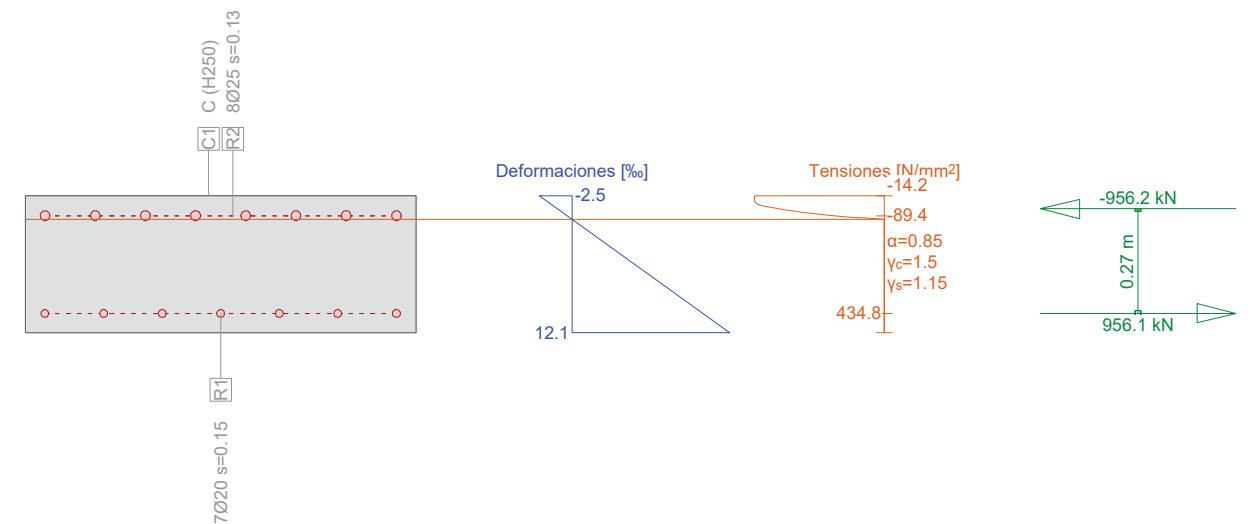
Armadura G0 $\Sigma A_s = 6126 \text{ mm}^2$, $\rho = 1.8 \%$

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	n,Ø	exist A_s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.30	0.95	0.30	8Ø25	3927
R1	R	AEH500	2	PL	0.05	0.05	0.95	0.05	7Ø20	2199

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensionar bajo tracción y compresión 2=dimensionar bajo tracción únicamente
Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación $M_y=228.0$; $eff(M,N) = 0.89$ OK

Escala 1 : 18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: $eff(M,N) = 0.89$ OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal				Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa $eff(M,N,V,T)$ [-]
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	$eff(M,N)$ [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	228.0	0	0.89				

Parámetros de análisis "ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ - ϵ -Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia			Otros valores		
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.35	-2.5	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	12.1	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.30	-0.4	-89.4	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

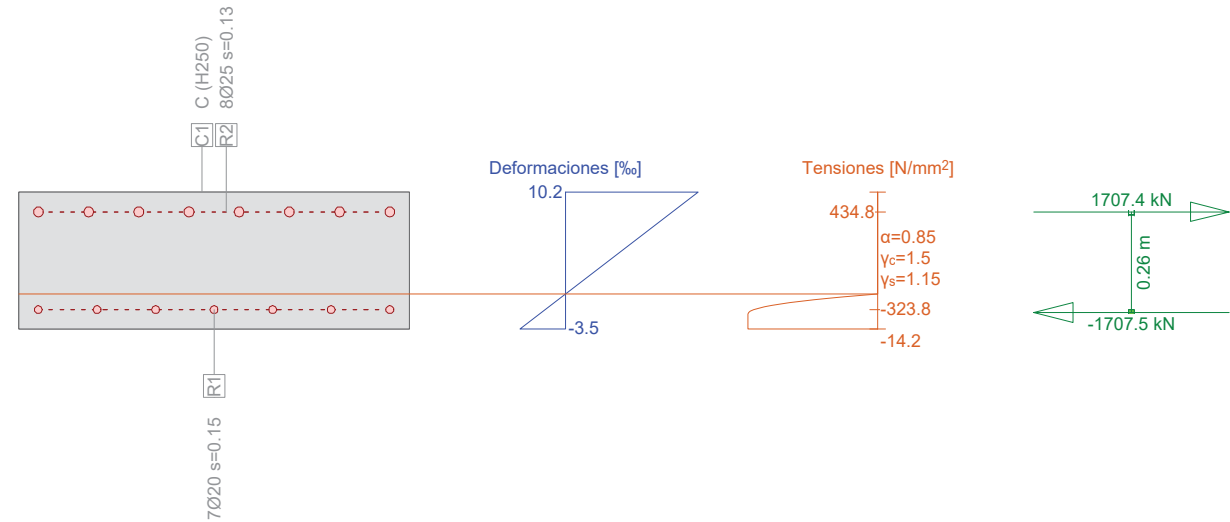
Nr.:

Estado Último "IELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.0	255.6	-0.0	4.8	41.7	-0.0	4.94	6129.29	74475.87

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación My=-423.0; eff(M,N) = 0.96 OK

Escala 1 :18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.96 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N)	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	-423.0	0	0.96				

Parámetros de análisis "IELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0	200.0	0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	Z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-3.5	-14.2	1.76
C1	H250	1.00	0.35	10.2	0	1.76
R1	AEH500	0.05	0.05	-1.5	-323.8	1.15
R2	AEH500	0.05	0.30	8.2	434.8	1.15

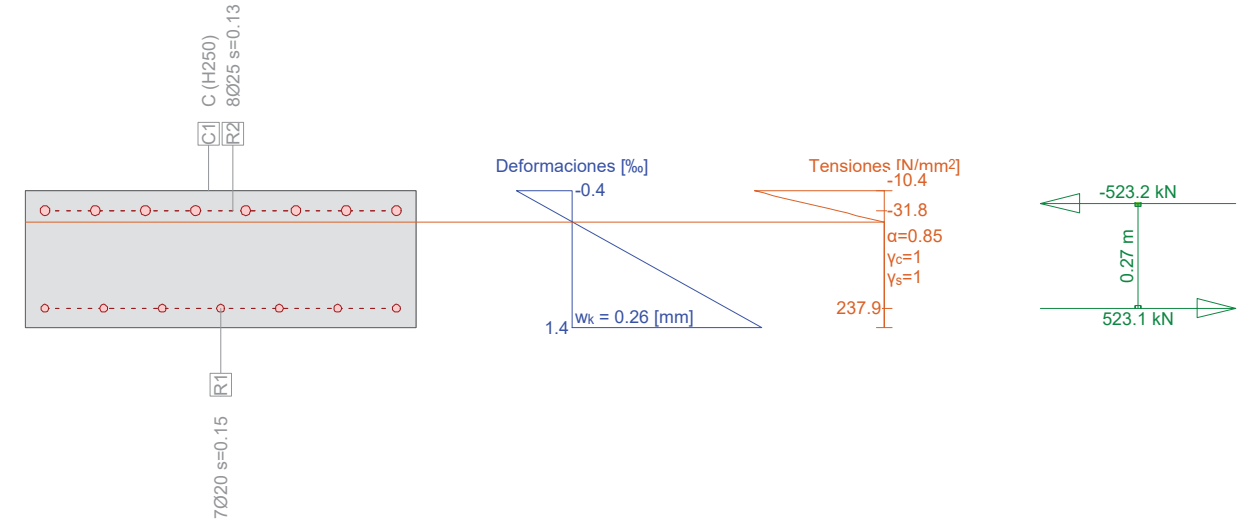
Estado Último "IELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.1	-440.0	-0.0	3.4	-39.2	0.0	23.59	11234.11	41762.09

Nr.:

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=140.5;

Escala 1 :18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	140.5	0				

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	Z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.35	-0.4	-10.4	1.18
C1	H250	0	0	1.4	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.30	-0.2	-31.8	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	1.1	237.9	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y _q [m]	Z _q [m]	σ _{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	1.00	0.35	-6.9
C1	1.00	0	0	6.9

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

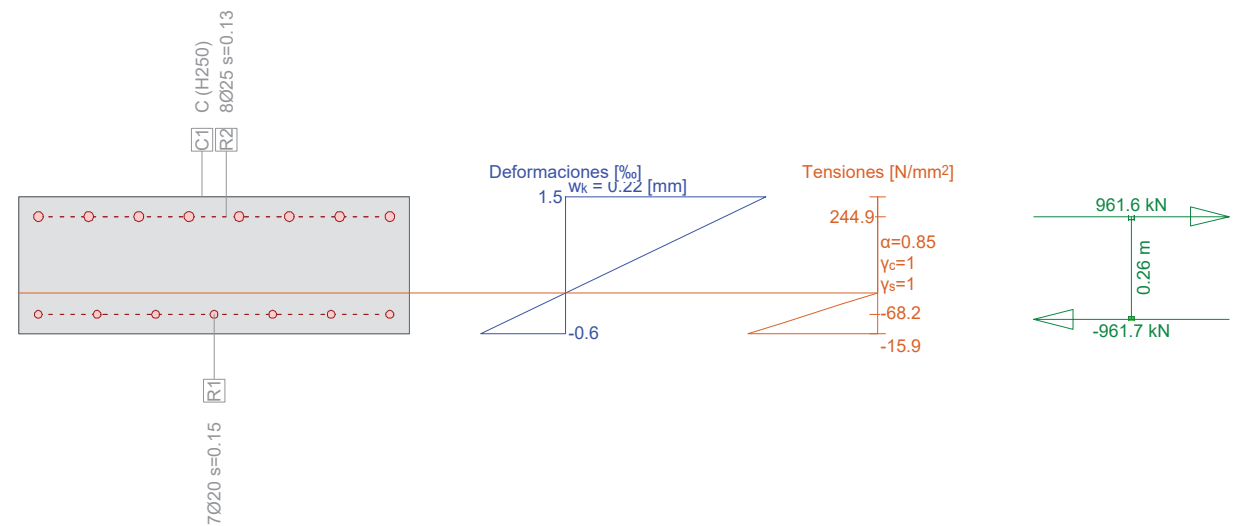
N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			N/ε _x [kN]	Valores rigidez	
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]		M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.1	140.5	-0.0	0.5	5.1	-0.0	165.47	27356.59	93528.89

Nr.:

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	350.0 mm	zona compresión (no fisurado)	175.0 mm
d	300.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	40.0 mm	$h_{c,eff}$	58.3 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	58333 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k_4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	140.5 kNm
A_s (zona de tracción)	2199 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	237.9 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	20.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.13 o/o
ρ_{eff}	3.770 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.23 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.26 mm

Sección transversal LOSA (H250/AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $M_y=-253.0$; Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	-253.0	0				-

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ - ϵ -Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [%]	ϵ_{cu3} [%]	ϵ_{ud} [%]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 ϕ : Coef. de fluencia

Nr.:

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [%]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-0.6	-15.9	1.18
C1	H250	1.00	0.35	1.5	0	1.18
R1	AEH500	0.95	0.05	-0.3	-68.2	1.00
R2	AEH500	0.05	0.30	1.2	244.9	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	0	0	-12.4
C1	1.00	1.00	0.35	12.4

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

N [kN]	Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M_y [kNm]	M_z [kNm]		ϵ_x [%]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.1	-253.0	-0.0		0.4	-6.0	0.0	170.70	42425.41	62335.39

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	350.0 mm	zona compresión (no fisurado)	175.0 mm
d	300.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	58.3 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	58333 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	0.500
f_{ctm}	0 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k_4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	-253.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3927 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	244.9 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.17 o/o
ρ_{eff}	6.732 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.19 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.22 mm

Nr.:

Sección (Viga): HASTIAL

Contorno de sección parcial

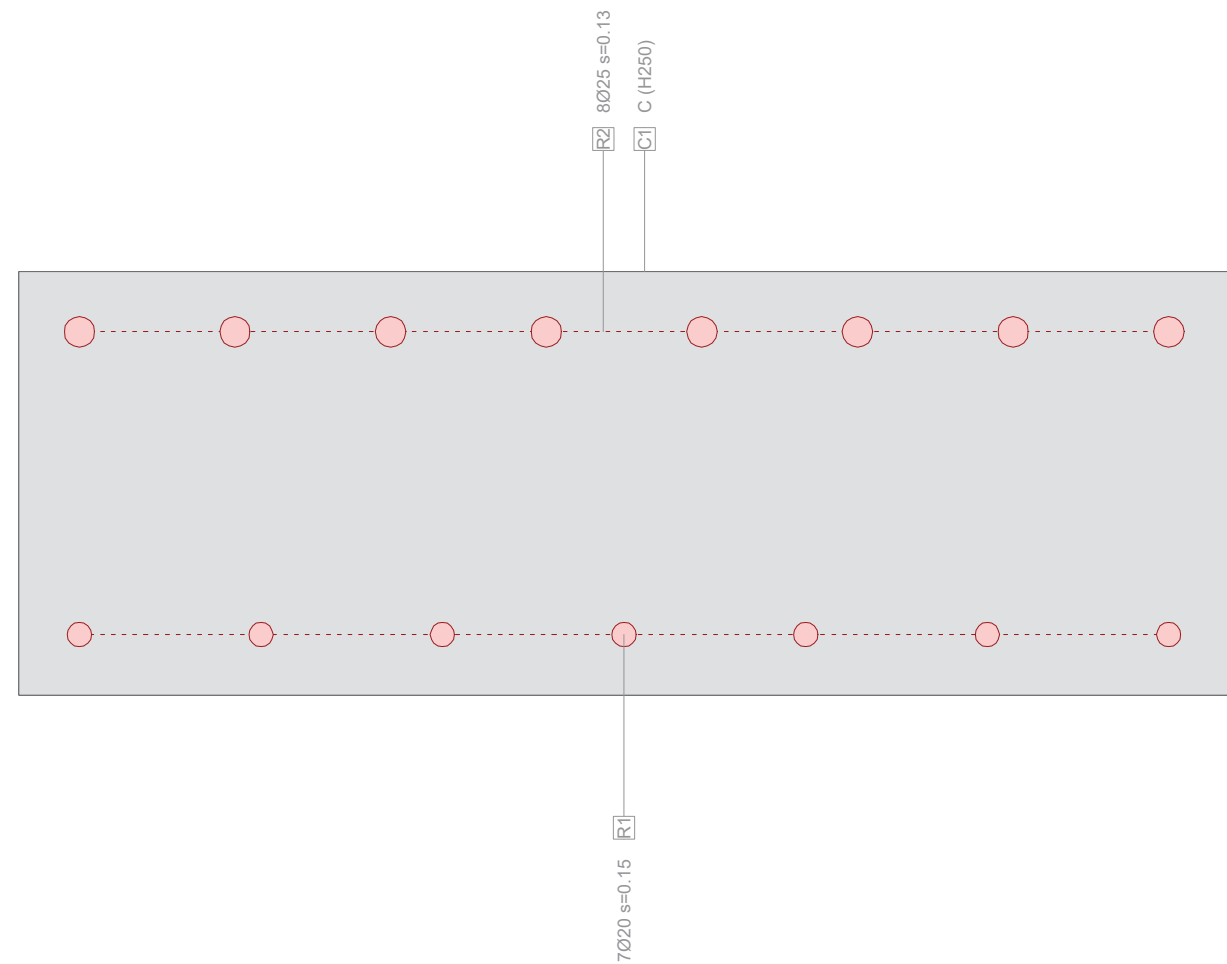
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]
C1	C	H250	Polígono	1	0	0	2	1.00	0
				3	1.00	0.35	4	0	0.35

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr. [m]	Ángulo [°]	Masa espec. [kg/m]
Ax	0.3500	Ix	ys	0.50	M _{sec} 875.0
Ay	(=Ax)	Iy	zs	0.17	
Az	(=Ax)	Iz	β	0	

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1 : 5.9



Nr.:

Sección (Viga): HASTIAL

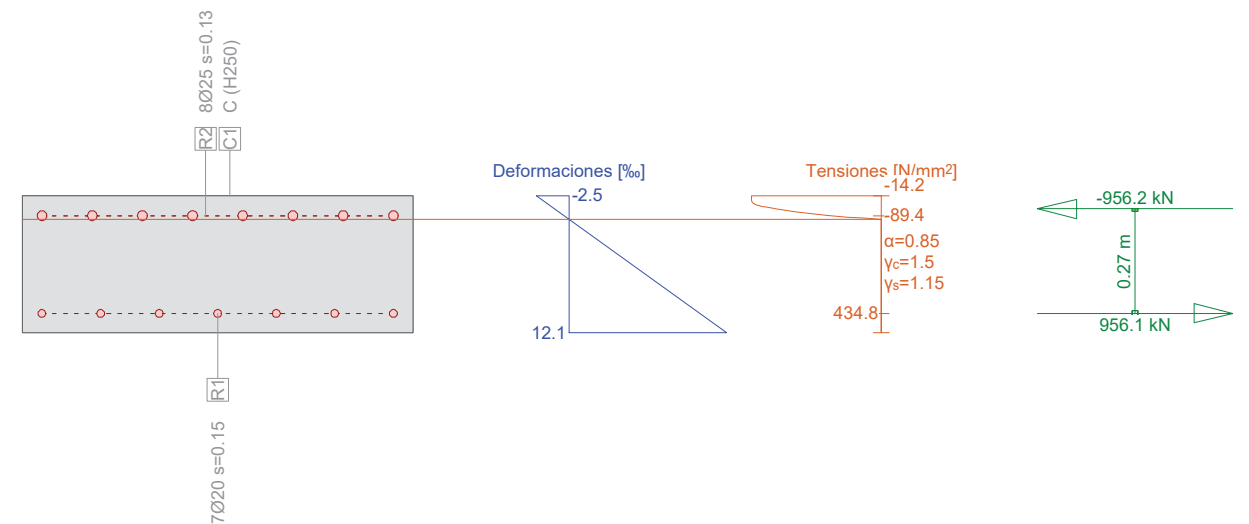
Armadura G0 $\Sigma A_s = 6126 \text{ mm}^2, \rho = 1.8 \%$

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	n,Ø	exist A _s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.30	0.95	0.30	8Ø25	3927
R1	R	AEH500		PL	0.05	0.05	0.95	0.05	7Ø20	2199

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensionar bajo tracción y compresión 2=dimensionar bajo tracción únicamente
Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Explotación My=216.4; eff(M,N) = 0.85 OK

Escala 1 : 18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.85 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N)	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T)
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	216.4	0	0.85				

Parámetros de análisis "ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama	Límites de deformación			Factores de la resistencia			Otros valores		
		ε _{c2} [%]	ε _{cu3} [%]	ε _{ud} [%]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0 1	-2.0	-3.5	10.0	0.85	1.50	1.15		45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

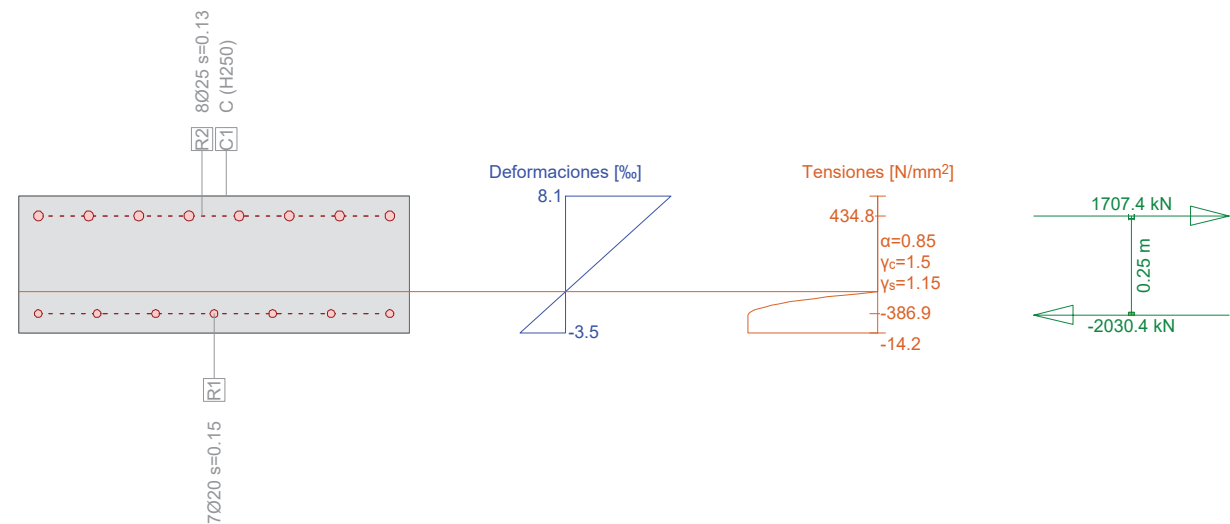
Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ε [%]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.35	-2.5	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	12.1	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.30	-0.4	-89.4	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

Nr.:

Estado Último "IELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.0	255.6	0.0	4.8	41.7	-0.0	4.94	6129.29	23068.89

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Explotación Nx=-300.0;My=-441.2; eff(M,N) = 0.93 OK Escala 1 :18.3



Cálc. capacidad última Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.93 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N)	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		-300.0	-441.2	0	0.93				

Parámetros de análisis "IELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0	200.0	0.85	1.50	1.15	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	Z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-3.5	-14.2	1.76
C1	H250	1.00	0.35	8.1	0	1.76
R1	AEH500	0.05	0.05	-1.8	-386.9	1.15
R2	AEH500	0.05	0.30	6.4	434.8	1.15

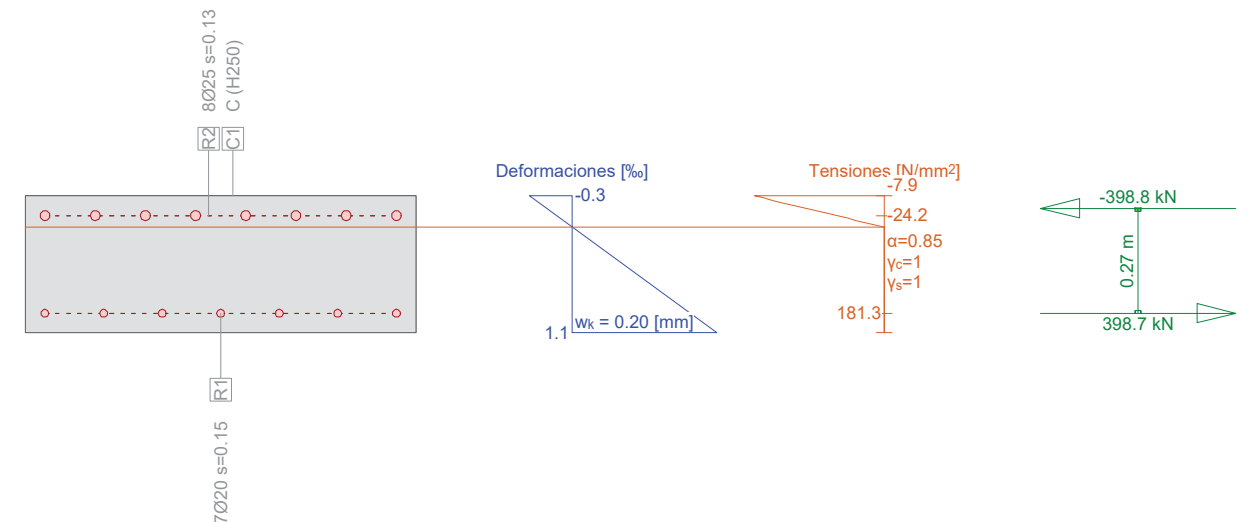
Estado Último "IELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-323.0	-474.6	-0.0	2.3	-33.2	0.0	1.402E+5	14309.45	3775.22

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=107.1;

Escala 1 :18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	107.1	0				

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	Z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.35	-0.3	-7.9	1.18
C1	H250	0	0	1.1	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.30	-0.1	-24.2	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	0.9	181.3	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y _q [m]	Z _q [m]	σ _{elast} [N/mm ²]
C1	1.00	1.00	0.35	-5.2
C1	1.00	0	0	5.2

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

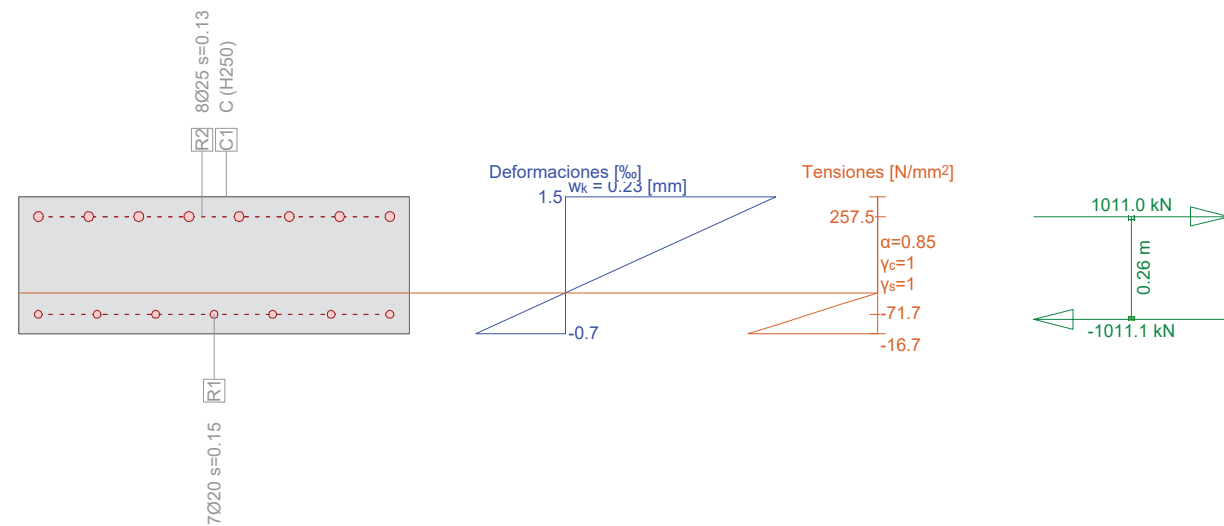
Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.1	107.1	-0.0	0.4	3.9	-0.0	165.47	27356.59	1.570E+5

Nr.:

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	350.0 mm	zona compresión (no fisurado)	175.0 mm
d	300.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	40.0 mm	$h_{c,eff}$	58.3 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	58333 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	107.1 kNm
A_s (zona de tracción)	2199 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	181.3 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	20.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	0.86 o/o
ρ_{eff}	3.770 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.23 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.2 mm

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $M_y=-266.0$; Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	-266.0	0				-

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ -Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [%]	ϵ_{cu3} [%]	ϵ_{ud} [%]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 ϕ : Coef. de fluencia

Nr.:

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [%]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-0.7	-16.7	1.18
C1	H250	1.00	0.35	1.5	0	1.18
R1	AEH500	0.05	0.05	-0.3	-71.7	1.00
R2	AEH500	0.05	0.30	1.2	257.5	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm ²]
C1	1.00	0	0	-13.0
C1	1.00	1.00	0.35	13.0

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

N [kN]	Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M_y [kNm]	M_z [kNm]		ϵ_x [%]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.1	-266.0	0.0		0.4	-6.3	0.0	170.70	42425.41	1.835E+5

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	350.0 mm	zona compresión (no fisurado)	175.0 mm
d	300.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	58.3 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	58333 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	-266.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3927 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	257.5 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.23 o/o
ρ_{eff}	6.732 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.19 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.23 mm

Nr.:


PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: A-76 A Veiga - O Barco
 Fecha: 09/06/2017
 Hora: 14:42:12

Cálculo de secciones a cortante
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 25.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

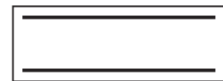
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LOSAODT5
 b_0 [m] = 1.00
 h [m] = 0.35


2 Dimensionamiento

 Esfuerzo cortante de cálculo V_d [kN] = 356

Inclinación de las bielas [°] = 45
 Inclinación de los cercos [°] = 90.0
 ρ_l [$\cdot 1.E-3$] = 11
 $\rho_{compresida}$ [$\cdot 1.E-3$] = 0.0
 N_d [kN] = 0.0
 σ_{xd} [MPa] = 0.0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0
 θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm ² /m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
∅ 6	----	----	----	----	----	----
∅ 8	0.10	4	20.1	2	217.1	381.63
∅ 10	0.15	4	20.9	2	226.2	390.68
∅ 12	0.15	4	30.2	2	325.7	490.21

Área estricta [cm²/m] = 17.7
 V_{ul} [kN] = 1500.0
 V_{cu} [kN] = 164.5

APÉNDICE 2.5. OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL 12

1. HIPÓTESIS DE CARGA

Geometría general

A =	5.20 m
B =	4.50 m
e =	0.40 m
ehastial =	0.40 m
γ =	25 kN/m ³

Relleno

H =	6.10 m	
γ =	20 kN/m ³	
φ =	30.0°	$\varphi = 0.52$ rad
c =	0 kN/m ²	
δ =	0.0°	$\delta = 0.00$ rad

Coef. empuje horizontal activo: k_{ah} =	0.333
Coefficiente empuje reposo: k_p =	0.500

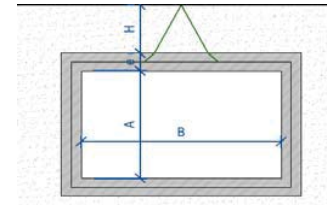
Pavimento

γ_1 =	24 kN/m ³
Espesor 1 =	0.10 m
γ_2 =	0 kN/m ³
Espesor 2 =	0.00 m

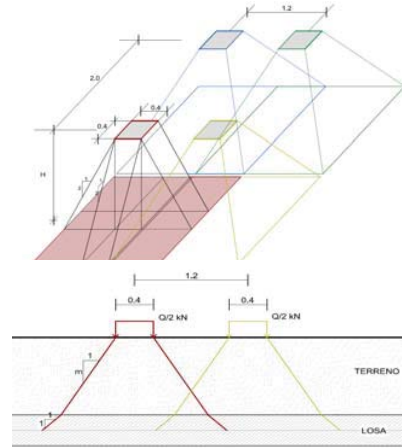
Tráfico

Q =	600 kN	Vehículo pesado
Reparto terreno =	2V:1H	
Reparto losa =	1V:1H	
ancho aplicación 1 =	1.40 m	
ancho aplicación 2 =	2.40 m	
q =	9 kN/m ²	Sobrecarga uniforme
q =	10 kN/m ²	Sobrecarga para empuje

SISMO Kinematic compatibility



Esquema distribución de cargas



CARGAS

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CTE (G)		
Peso propio	210.00 kN/m	
Cargas muertas	2.40 kN/m ²	
ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)		
Peso Terreno	122.00 kN/m ²	

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CTE (G*)

Empuje tierras activo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1	
A eje de losa superior	40.67 kN/m ²	En Hastial 1	En Hastial 2	
A eje de losa inferior	79.33 kN/m ²	36.60 kN/m ²	44.73 kN/m ²	
Empuje tierras en reposo	IAP 11 4.1.6	0.9	1.1	
A eje de losa superior	61.00 kN/m ²	En Hastial 1	En Hastial 2	
A eje de losa inferior	119.00 kN/m ²	54.90 kN/m ²	67.10 kN/m ²	
Empuje de tierras en construcción		En Hastial 1	En Hastial 2	
A eje de losa superior	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
1.73 m por debajo del eje de la losa superior	17.33 kN/m ²	0.00 kN/m ²	0.00 kN/m ²	
A eje de losa inferior	54.00 kN/m ²	34.67 kN/m ²		
Rozamiento negativo				
En la losa superior	42.12 kN/m ²			
En la losa de cimentación	0.00 kN/m ²			

ACCIONES VARIABLES (Q)

Cargas verticales		
Sobrecarga uniforme	9.00 kN/m ²	
Carro	8.53 kN/m ²	
Ancho 1 aplicación carro	7.90 m	
Ancho 2 aplicación carro	8.90 m	
Empuje sobrecarga	5.00 kN/m ²	

2. MODELO DE CÁLCULO

ESTRUCTURA 3D

DATOS DE NUDOS

Id	Coordenadas			Apoyos							Especial
	X [m]	Y [m]	Z [m]	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ		
K_1	-0.53	0	0	B	B	E				F	
K_2	0	0	0		B	E	B			F	
K_3	4.85	0	0		B	E				F	
K_4	5.38	0	0		B	E				F	
K_5	0.93	0	0		B	E				F	
K_6	1.93	0	0		B	E				F	
K_7	2.92	0	0		B	E				F	
K_8	3.92	0	0		B	E				F	
!1	0.00	0	5.55								
!2	4.85	0	5.55								

B / E : Bloqueado / Sobre resortes elásticos
F : Apoyos con resortes (ver 'Nudos con apoyos elásticos')

Nudos con apoyos elásticos

Id	DX [kN/m]	DY [kN/m]	DZ [kN/m]	RX [kNm]	RY [kNm]	RZ [kNm]
K_1		B				
K_2		B	2650.000		B	
K_3		B	9025.000			
K_4		B	9025.000			
K_5		B	2650.000			
K_6		B	9650.000			
K_7		B	10000.000			
K_8		B	10000.000			

B : Bloqueado

ENTRADA DE LA BARRA

Id	Sección Nombre>Variante	Nudos		Longitud [m]	Status	Especial
		Inicio	Final			
S_1	LOSAS	K_2	K_1	0.53		
S_2	HASTIALES	K_2	!1	5.55		
S_3	LOSAS	K_2	K_3	4.85		
S_4	LOSAS	!1	!2	4.85		
S_5	HASTIALES	K_3	!2	5.55		
S_6	LOSAS	K_3	K_4	0.53		

Mediciones C

Nom ScT / (Nom ScT2)	Area [m²]	Perimeter [m]	Length [m]	No	Ltot [m]	Superficie [m²]	Masa [t]
HASTIALES	0.4000	2.80	5.55	2	11.10	31.08	11.10
LOSAS	0.4000	2.80	var		10.75	30.10	10.75
por longitud:			0.53	2			
			4.85	2			
Total						61.18	21.85

Secciones: Geometría

Nombre	Variante	Materiales	Tipo	Dimensiones [m]
HASTIALES		C	S-R	B=1.00, H=0.40 Y _L =-0.50, Y _R =0.50, Z _B =-0.20, Z _T =0.20
LOSAS		C	S-R	B=1.00, H=0.40 Y _L =-0.50, Y _R =0.50, Z _B =-0.20, Z _T =0.20

Materiales : ver tabla 'Materiales'

Secciones: Rigidez de las secciones

Nombre	Variante	β	EA _x GA _y GA _z [kN]	GJ _x EJ _y EJ _z [kNm²]	e _y e _z [m]	Masa secc. Masa adicional [t/m]	Materiales
HASTIALES		0	12840000.00 4786647.52 4786647.52	229310.43 171200.00 1070000.00	0 0 0	1.00	C
LOSAS		0	12840000.00 4786647.52 4786647.52	229310.43 171200.00 1070000.00	0 0 0	1.00	C

Nr.:

β : Angulo entre el eje Y de la barra y el 1er eje principal eje de la sección
e_y e_z : Distancia centro de gravedad - punto de eje
Materiales : ver tabla 'Materiales'

Sección, valores de Sección

Nombre	Variantes	Materiales E _{ref} G _{ref}	Valores ideales de la sección					
			A _{x,id} = EA _x /E _{ref} [m²]	J _{y,id} = EJ _y /E _{ref} [m⁴]	J _{z,id} = EJ _z /E _{ref} [m⁴]	J _{x,id} = GJ _x /G _{ref} [m⁴]	A _{y,id} = GA _y /G _{ref} [m²]	A _{z,id} = GA _z /G _{ref} [m²]
HASTIALES		C	0.4000	0.005333	0.033333	0.015969	0.3333	0.3333
LOSAS		C	0.4000	0.005333	0.033333	0.015969	0.3333	0.3333

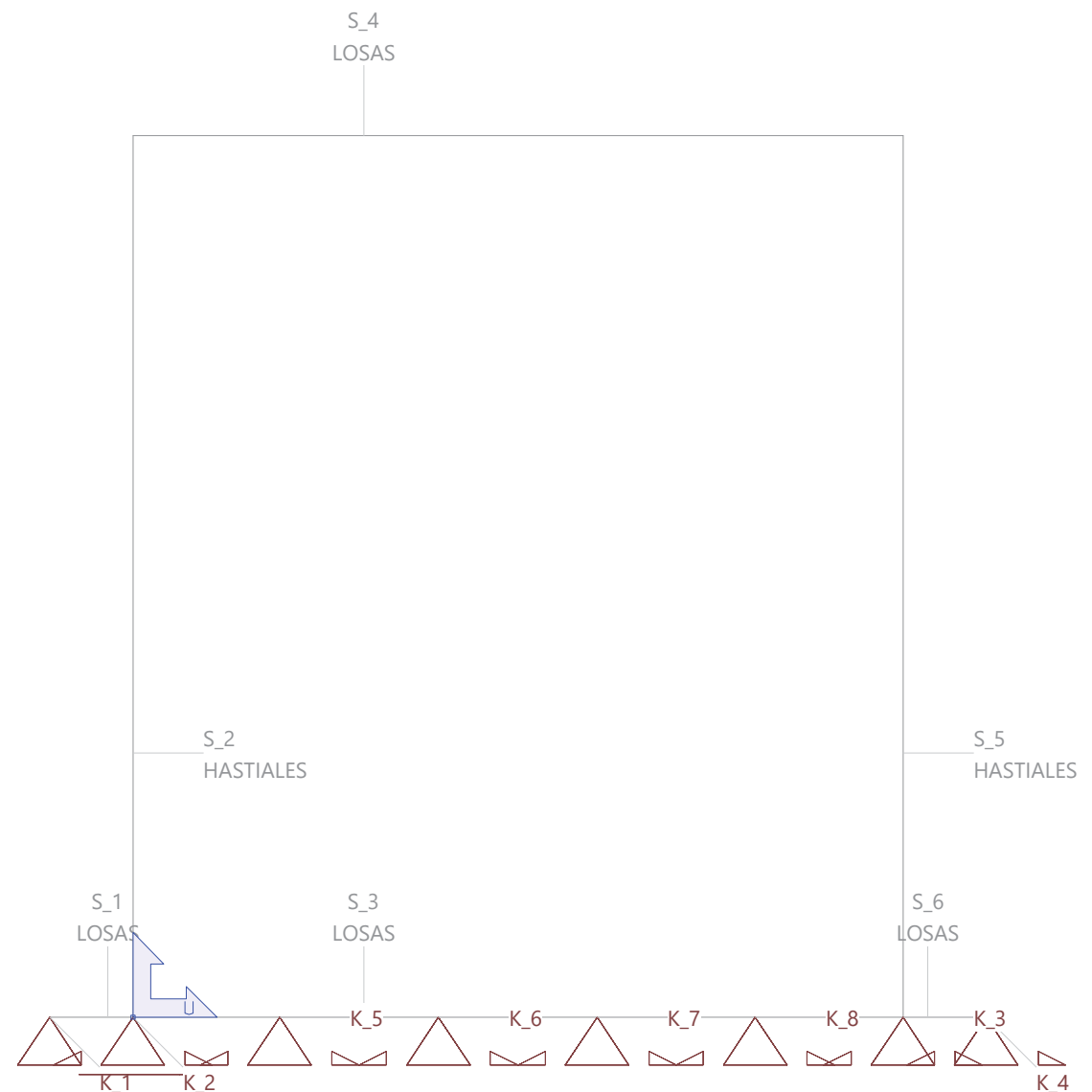
Materiales : s. tabla 'Materiales'

Materiales

ID	Tipo	Elemento	E [kN/mm²]	G [kN/mm²]	v	ρ [t/m³]	α [%]	Clase	f [N/mm²]	f _{ck}
C	Hormigón	(general)	32	14	0.17	2.5	0.010	H250	-25.0	f _{ck}

Estructura

Escala 1:43.0



Nr.:

LISTA DE HIPOTESIS DE CARGA

ID	Tipo	Acción	Lista de hipótesis de carga
CM	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Carga muerta. Pavimento
ESC1	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 1
ESC2	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Empuje de sobrecarga 2
ETA1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 1
ETA2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno activo 2
ETC1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion1
ETC2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno construccion2
ETR1	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo1
ETR2	Hipótesis de c..	Cargas horizontales	Empuje terreno reposo2
PP	Hipótesis de c..	Peso propio	Peso propio
PT	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Peso propio terreno
RN	Hipótesis de c..	Cargas Muertas	Rozamiento negativo
SCP	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 Q ..	Sobrecarga puntual
SCU	Hipótesis de c..	Modelo de carga 1 q ..	Sobrecarga uniforme

Hipótesis de carga 'PP': Peso propio

Cargas de masa: peso propio

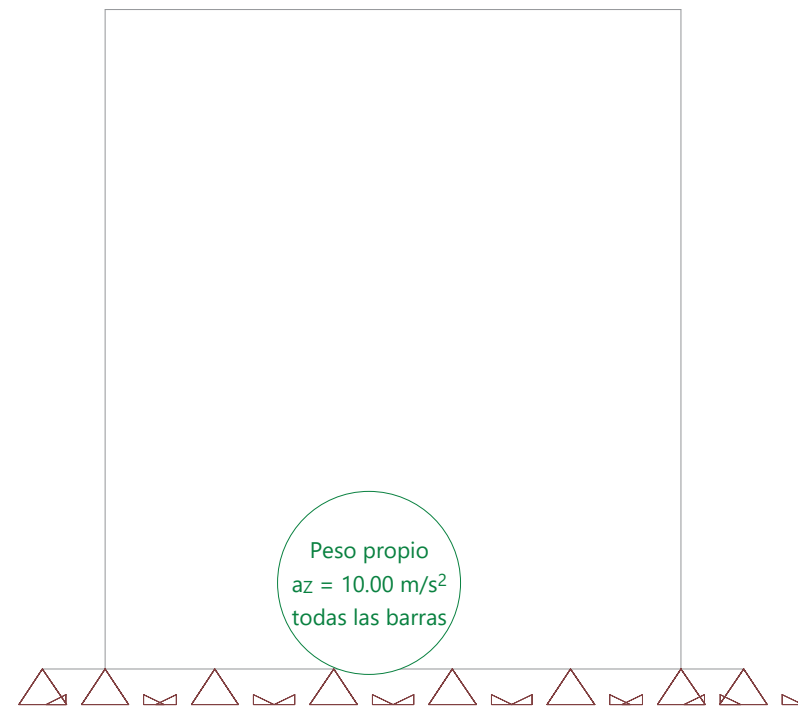
Nombre	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_z [m/s ²]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
G1 (6 Barras, 0 SLA)			10.00	0	0	-218.50

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PP	0	0	-218.50

Hipótesis de carga PP: Peso propio

Escala 1 :60.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'CM': Carga muerta. Pavimento

Cargas lineales: Fuerzas

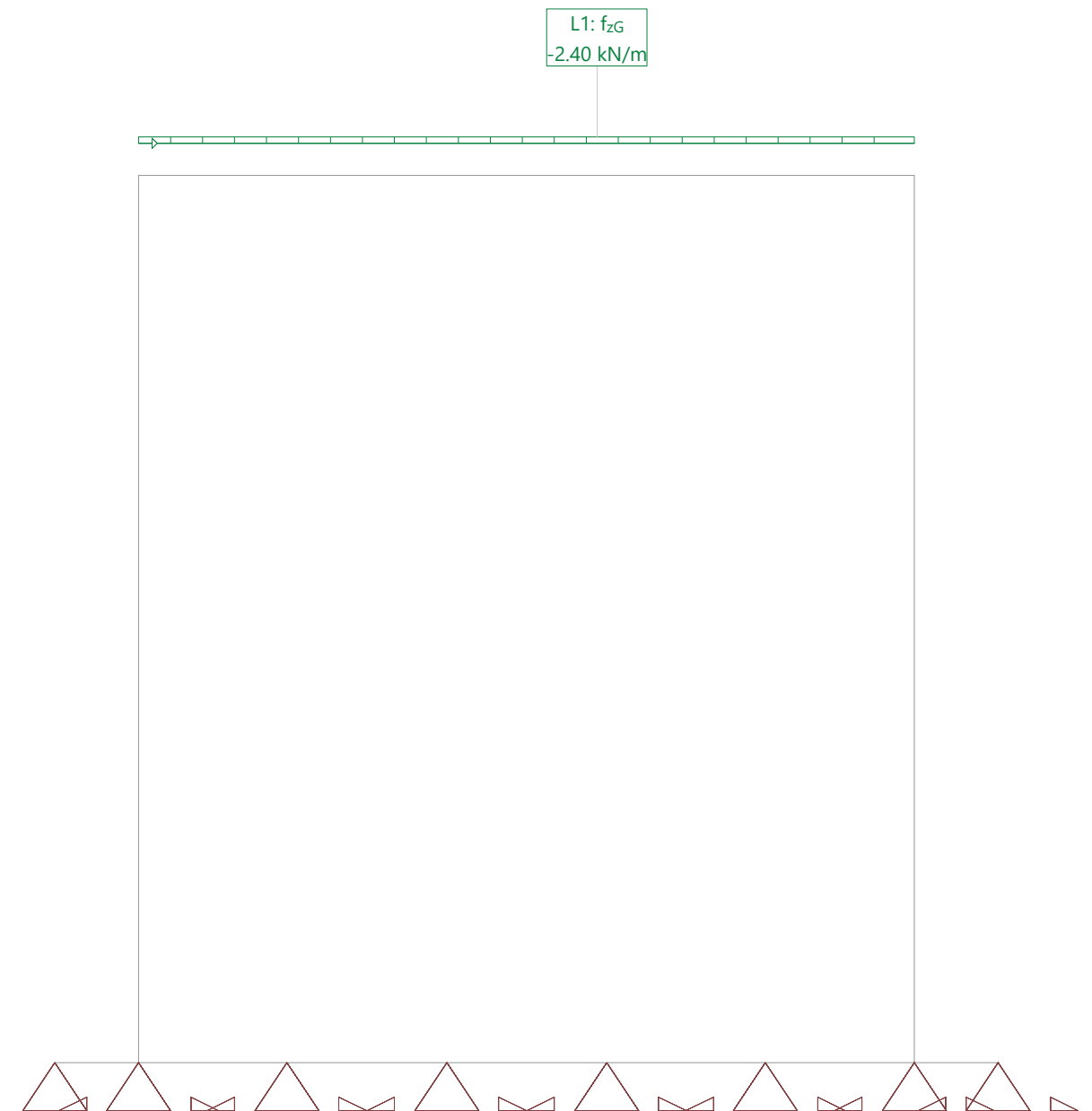
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.85	-2.40		0	0	-11.64

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC CM	0	0	-11.64

Hipótesis de carga CM: Carga muerta. Pavimento

Escala 1 :40.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'PT': Peso propio terreno

Cargas lineales: Fuerzas

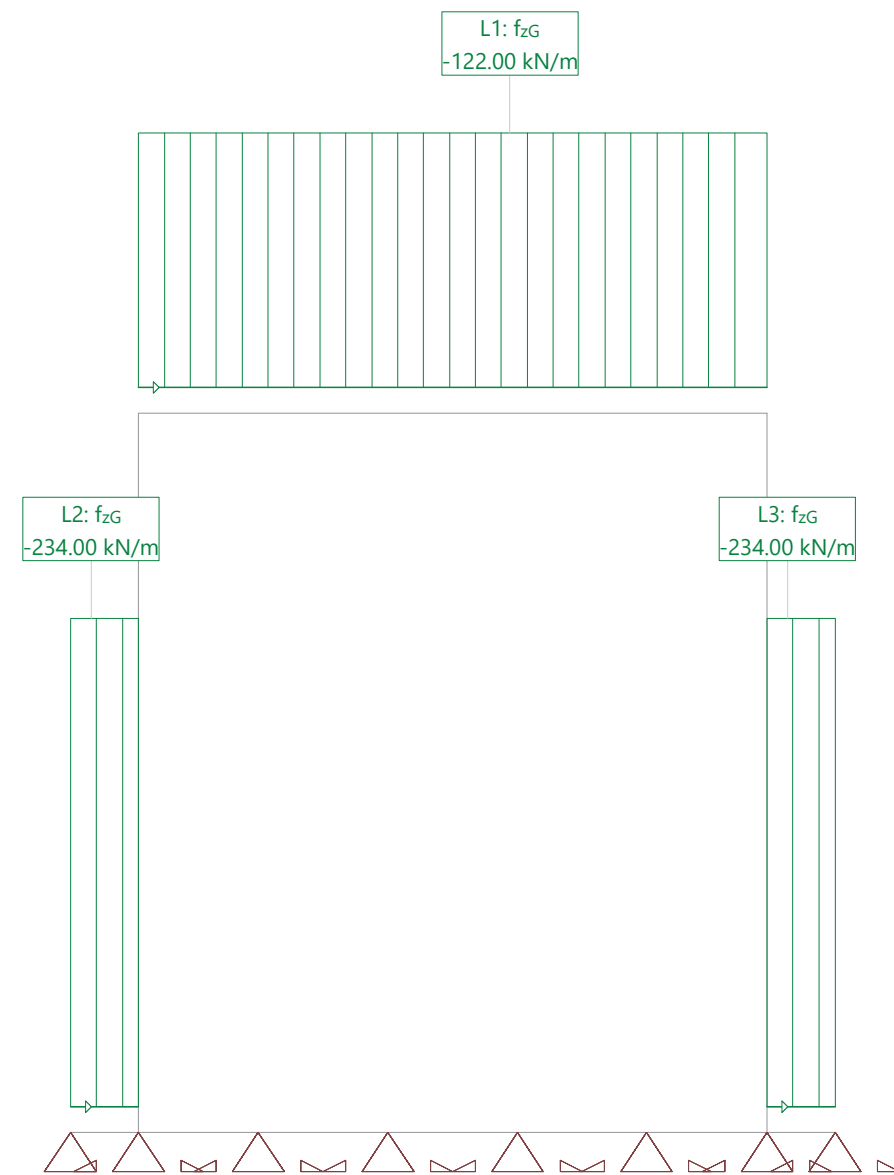
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.85	-122.00		0	0	-591.70
L2	Z Global	0.53	-234.00		0	0	-122.85
L3	Z Global	0.53	-234.00		0	0	-122.85

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC PT	0	0	-837.40

Hipótesis de carga PT: Peso propio terreno

Escala 1:55.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA1': Empuje terreno activo 1

Cargas lineales: Fuerzas

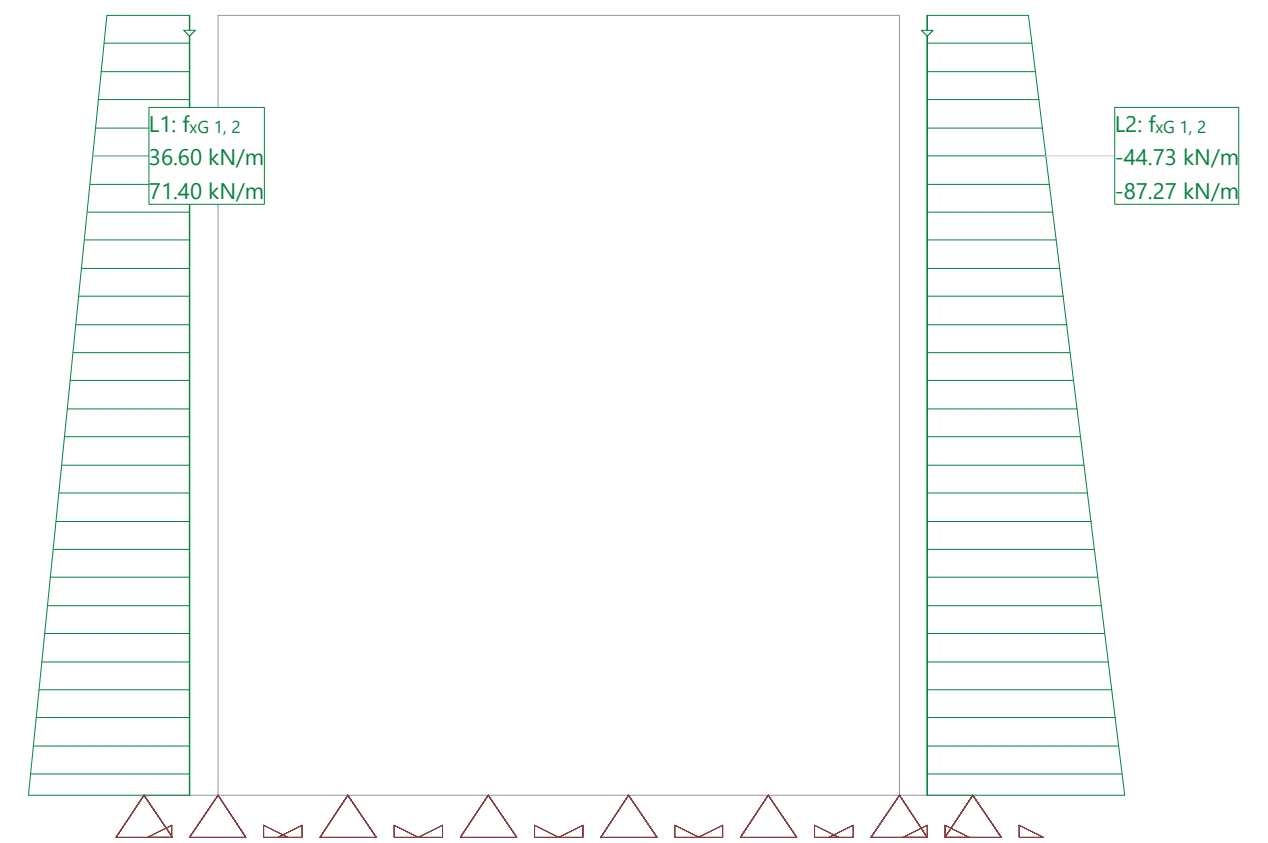
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	36.60	71.40	299.70	0	0
L2	X Global	5.55	-44.73	-87.27	-366.30	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA1	-66.60	0	0

Hipótesis de carga ETA1: Empuje terreno activo 1

Escala 1:50.7



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETA2': Empuje terreno activo 2

Cargas lineales: Fuerzas

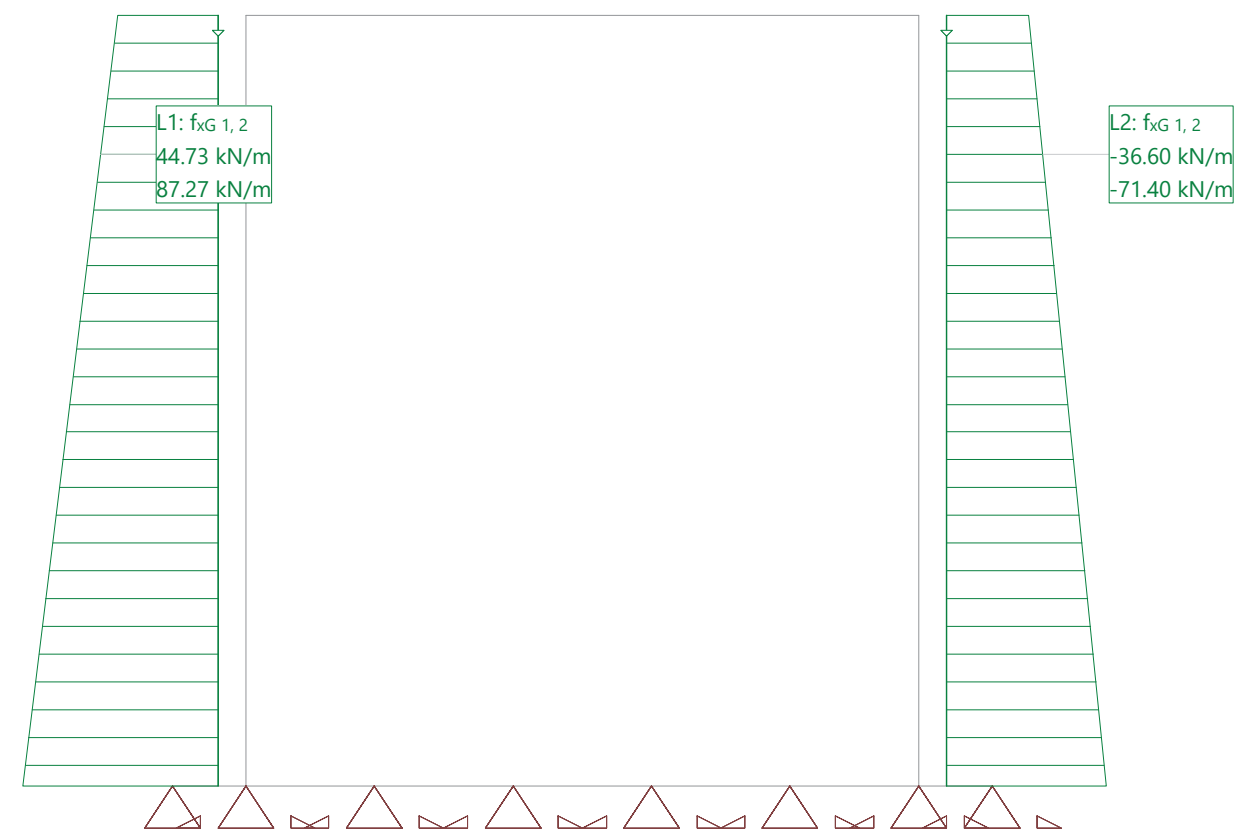
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	44.73	87.27	366.30	0	0
L2	X Global	5.55	-36.60	-71.40	-299.70	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETA2	66.60	0	0

Hipótesis de carga ETA2: Empuje terreno activo 2

Escala 1 :51.3



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR1': Empuje terreno reposo 1

Cargas lineales: Fuerzas

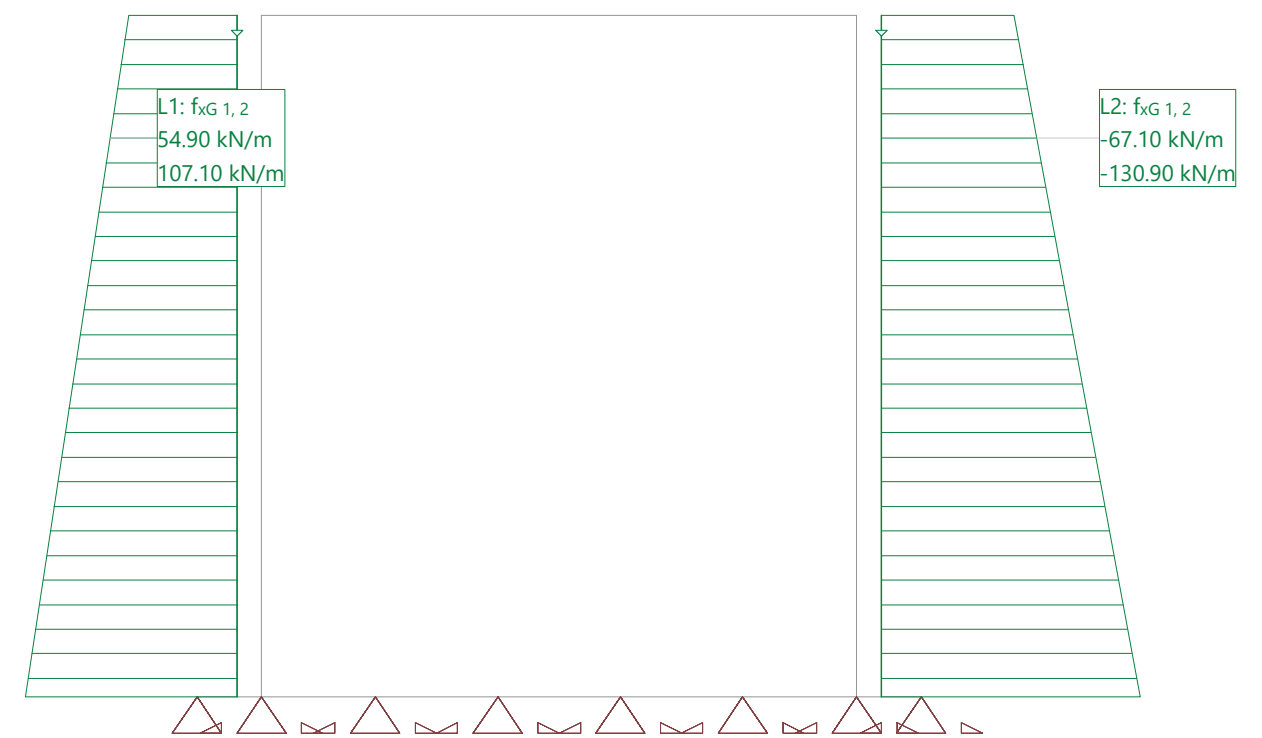
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	54.90	107.10	449.55	0	0
L2	X Global	5.55	-67.10	-130.90	-549.45	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETR1	-99.90	0	0

Hipótesis de carga ETR1: Empuje terreno reposo 1

Escala 1 :58.1



Nr.:

Hipótesis de carga 'ETR2': Empuje terreno reposo2

Cargas lineales: Fuerzas

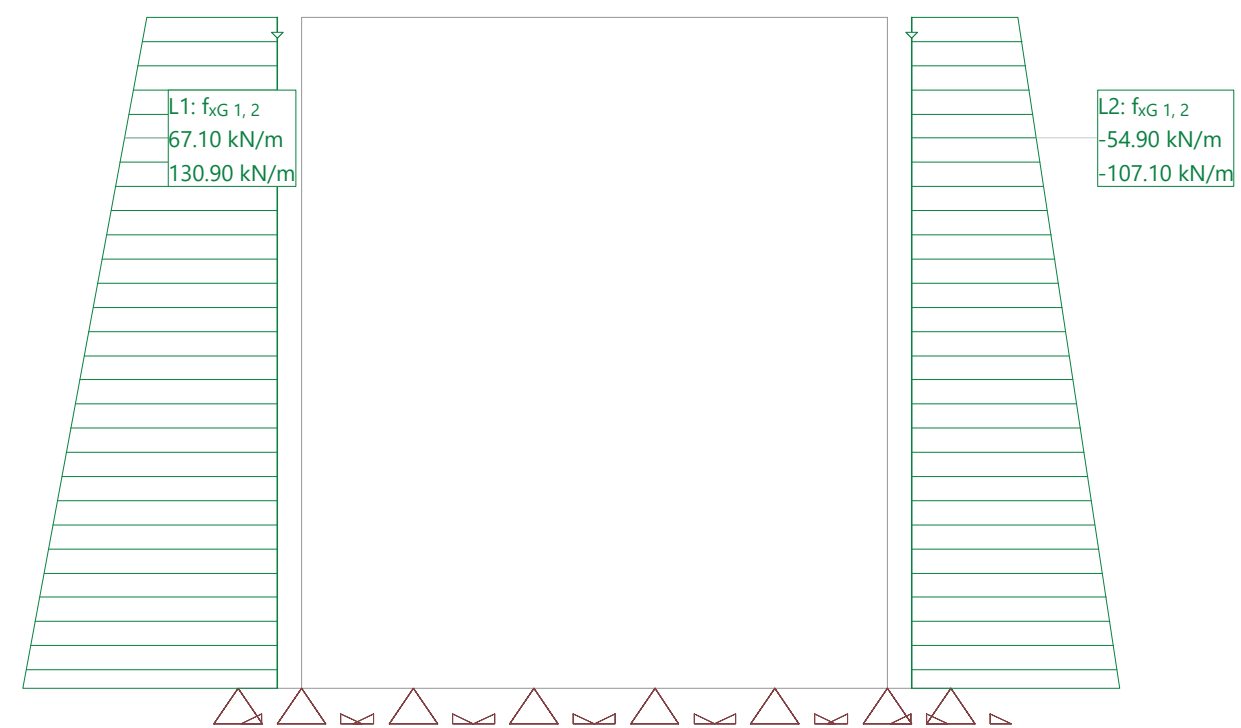
Nombre	Tipo	Long [m]	p1 [kN/m]	p2 [kN/m]	XSuma [kN]	YSuma [kN]	ZSuma [kN]
L1	X Global	5.55	67.10	130.90	549.45	0	0
L2	X Global	5.55	-54.90	-107.10	-449.55	0	0

Suma de cargas

	XSuma [kN]	YSuma [kN]	ZSuma [kN]
Suma de cargas HC ETR2	99.90	0	0

Hipótesis de carga ETR2: Empuje terreno reposo2

Escala 1:59.0



L1: $f_{xG 1, 2}$
67.10 kN/m
130.90 kN/m

L2: $f_{xG 1, 2}$
-54.90 kN/m
-107.10 kN/m

Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC1': Empuje terreno construccion1

Cargas lineales: Fuerzas

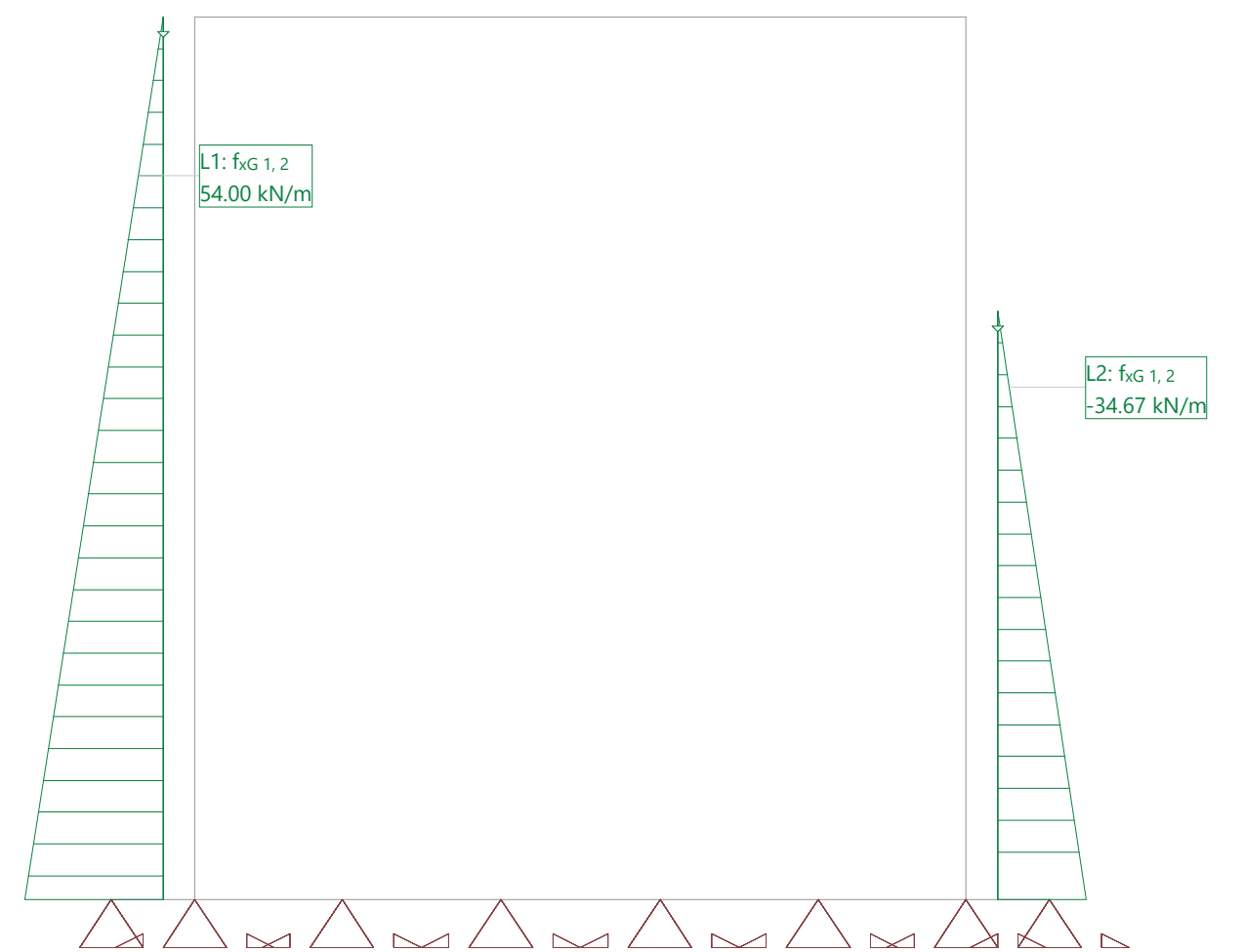
Nombre	Tipo	Long [m]	p1 [kN/m]	p2 [kN/m]	XSuma [kN]	YSuma [kN]	ZSuma [kN]
L1	X Global	5.55	0	54.00	149.85	0	0
L2	X Global	3.70	0	-34.67	-64.14	0	0

Suma de cargas

	XSuma [kN]	YSuma [kN]	ZSuma [kN]
Suma de cargas HC ETC1	85.71	0	0

Hipótesis de carga ETC1: Empuje terreno construccion1

Escala 1:43.8



L1: $f_{xG 1, 2}$
54.00 kN/m

L2: $f_{xG 1, 2}$
-34.67 kN/m

Nr.:

Hipótesis de carga 'ETC2': Empuje terreno construccion2

Cargas lineales: Fuerzas

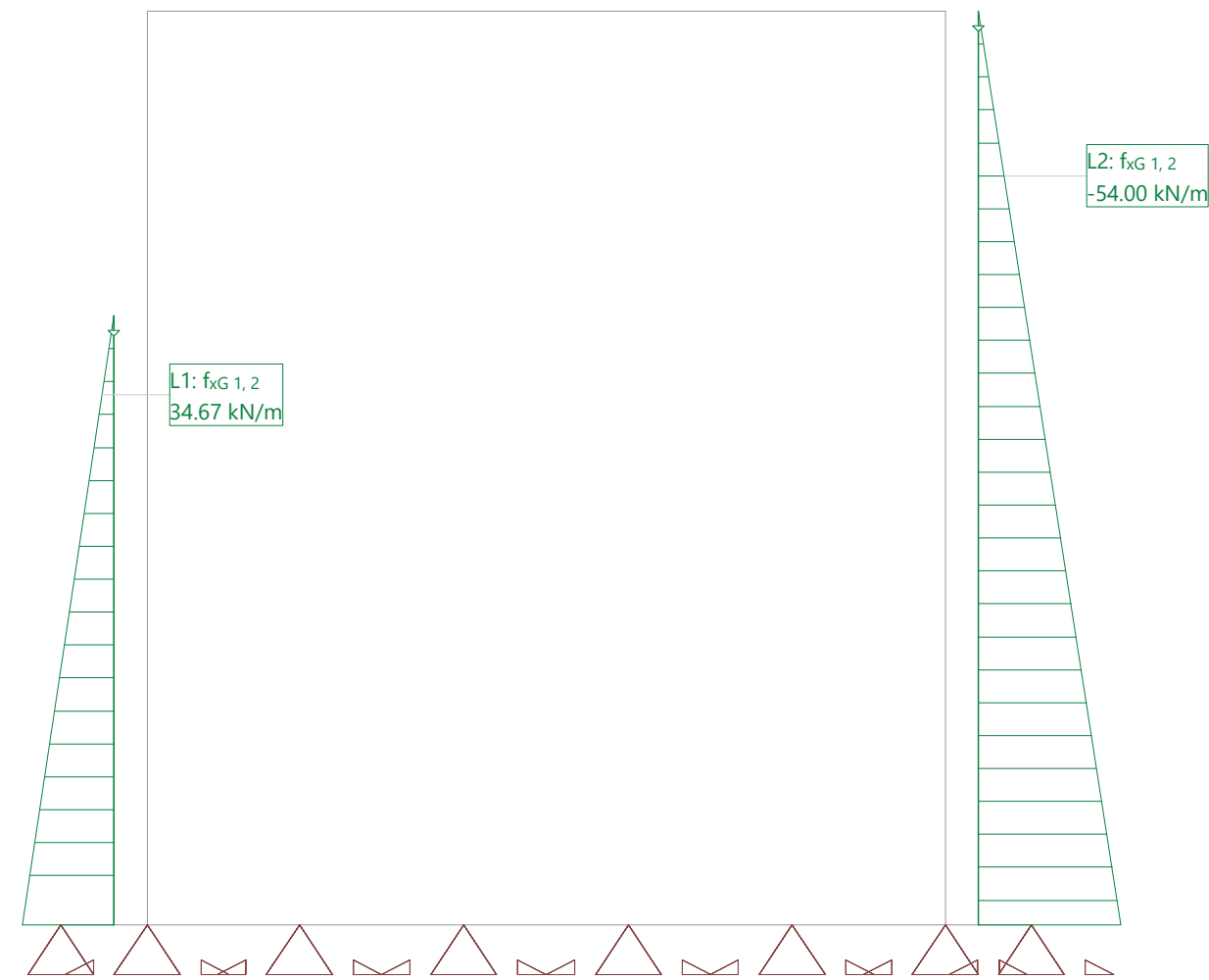
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	3.70	0	34.67	64.14	0	0
L2	X Global	5.55	0	-54.00	-149.85	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ETC2	-85.71	0	0

Hipótesis de carga ETC2: Empuje terreno construccion2

Escala 1 :42.4



Nr.:

Hipótesis de carga 'RN': Rozamiento negativo

Cargas lineales: Fuerzas

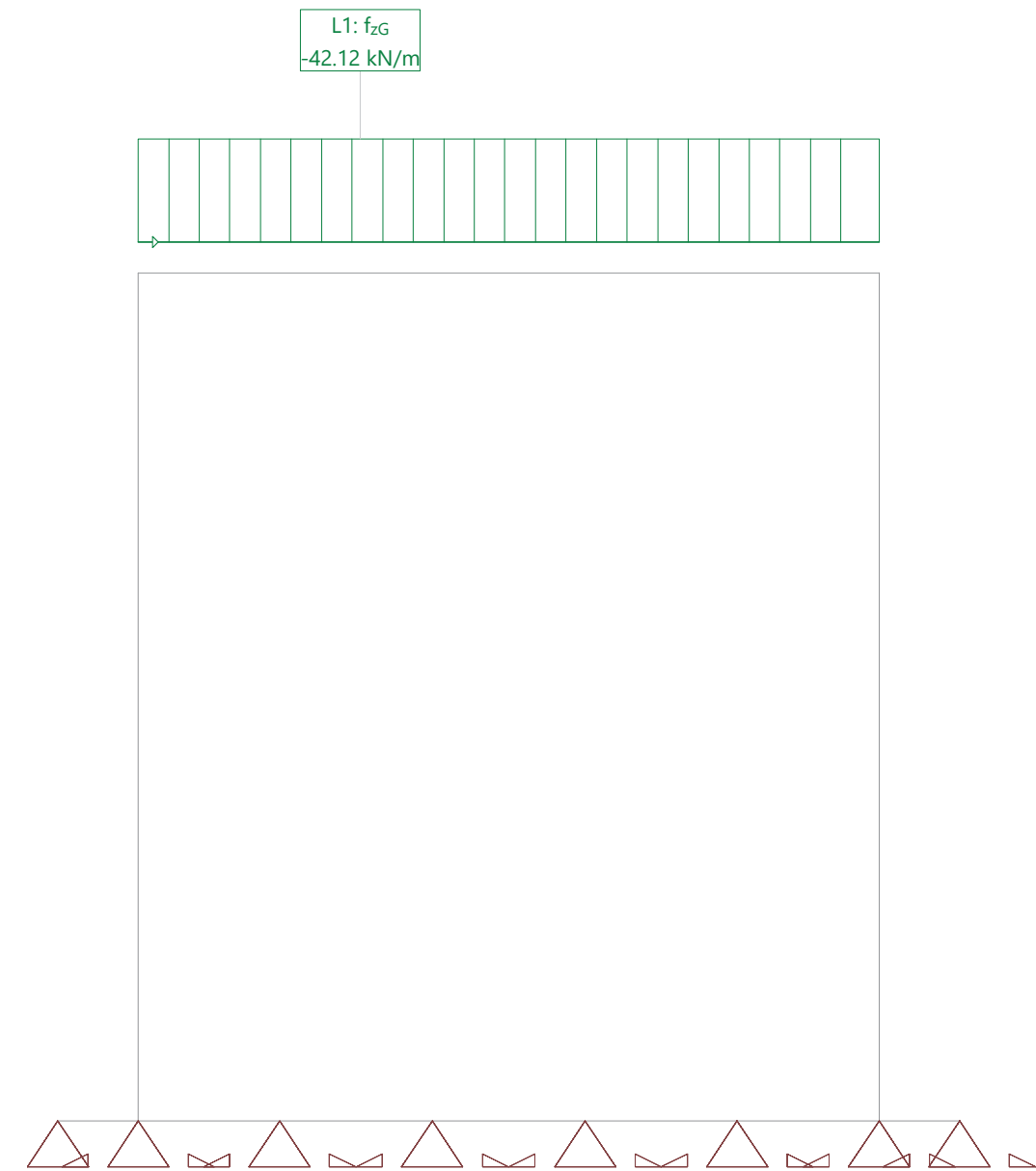
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.85	-42.12		0	0	-204.28

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC RN	0	0	-204.28

Hipótesis de carga RN: Rozamiento negativo

Escala 1 :45.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCU': Sobrecarga uniforme

Cargas lineales: Fuerzas

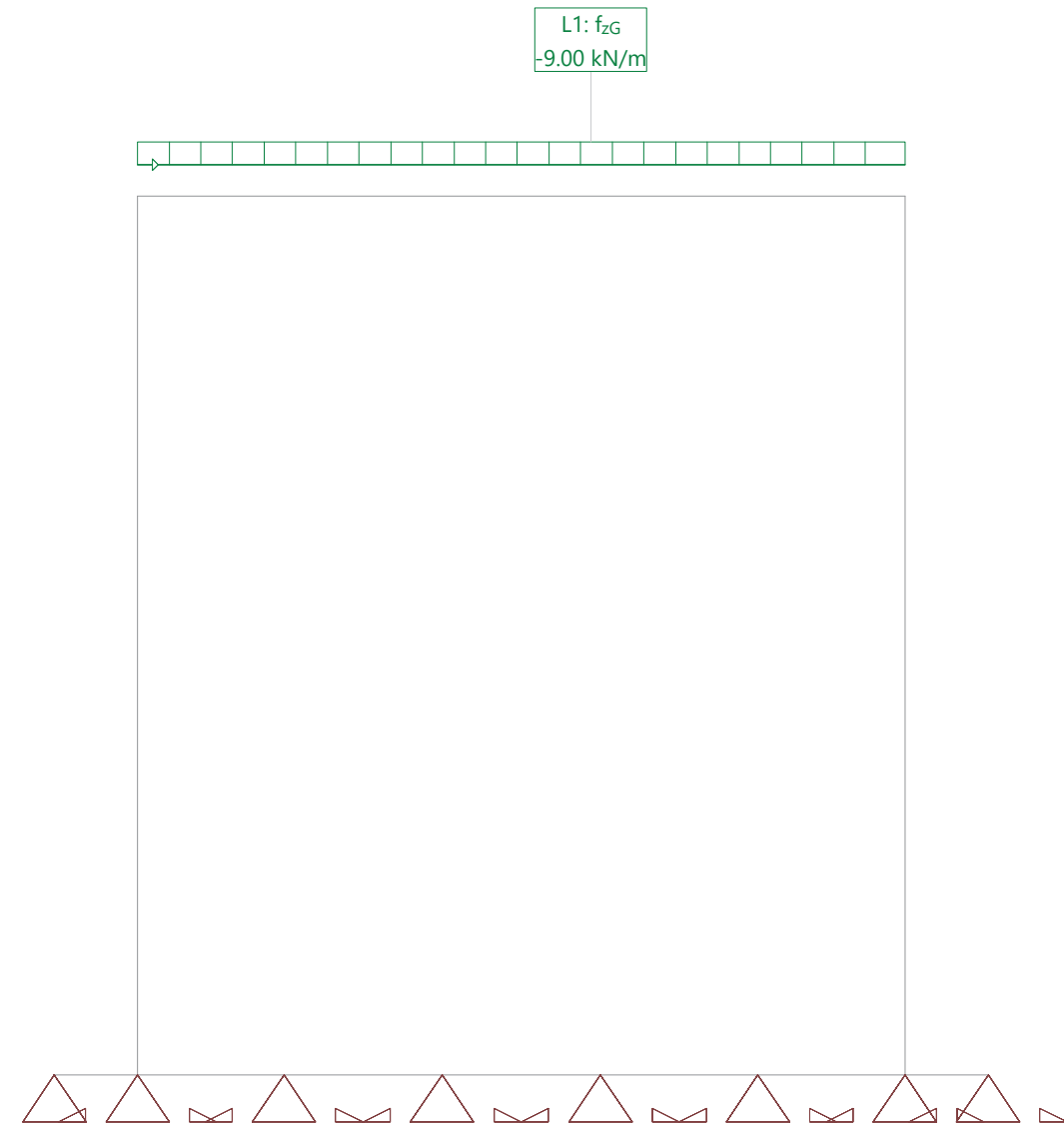
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.85	-9.00		0	0	-43.65

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCU	0	0	-43.65

Hipótesis de carga SCU: Sobrecarga uniforme

Escala 1 :45.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'SCP': Sobrecarga puntual

Cargas lineales: Fuerzas

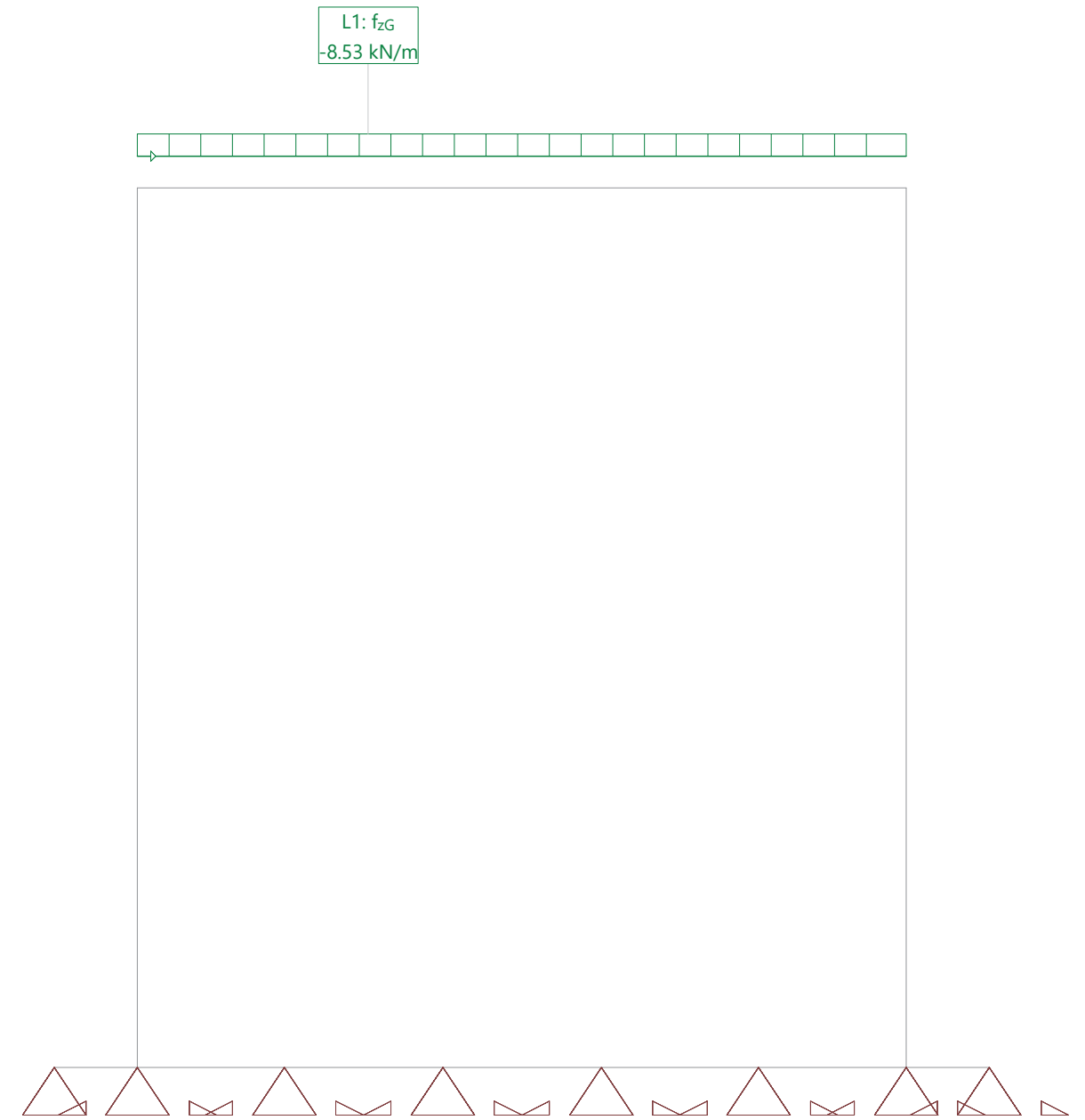
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	Z Global	4.85	-8.53		0	0	-41.37

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC SCP	0	0	-41.37

Hipótesis de carga SCP: Sobrecarga puntual

Escala 1 :40.0



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC1': Empuje de sobrecarga 1

Cargas lineales: Fuerzas

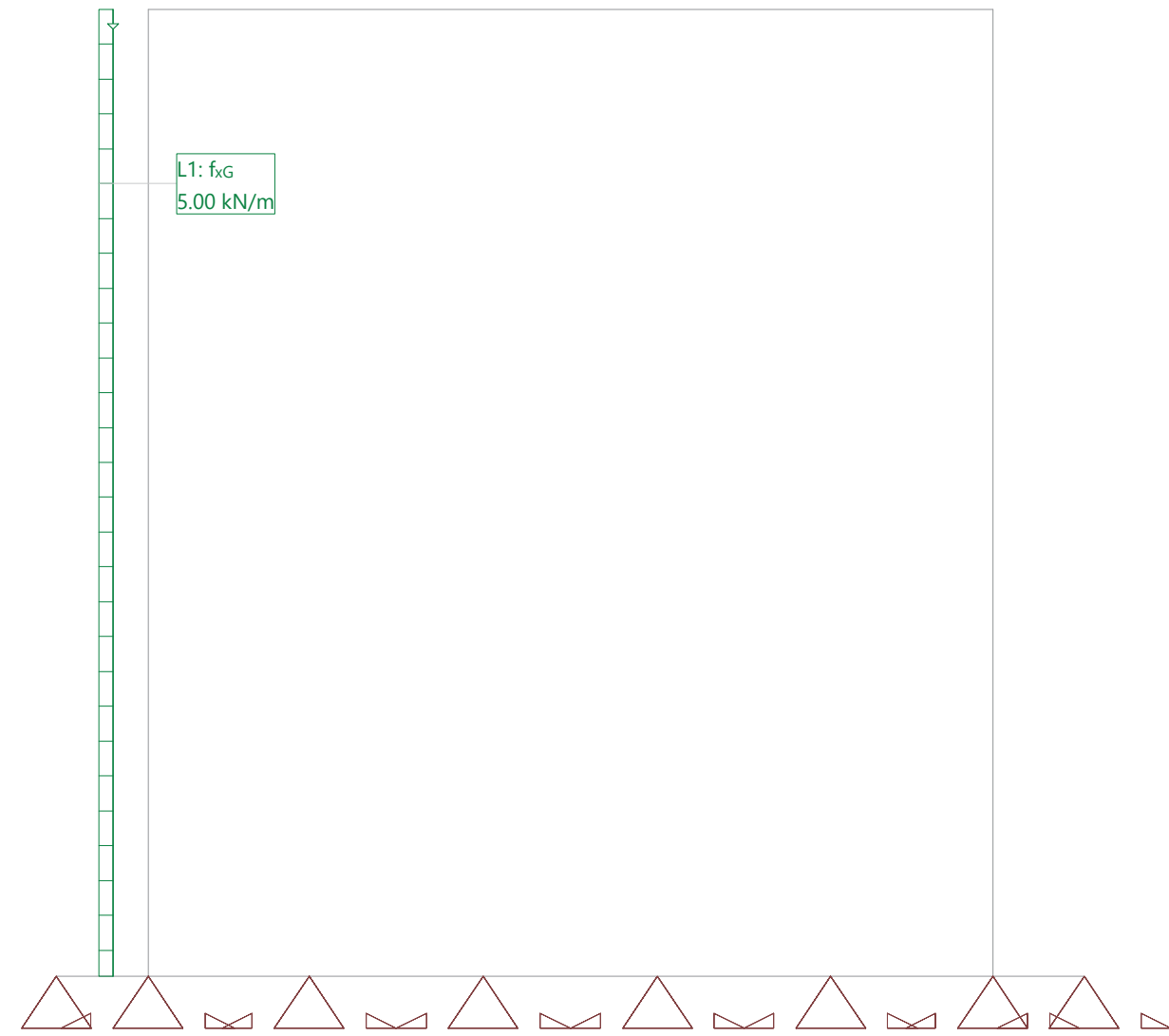
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	5.00		27.75	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC1	27.75	0	0

Hipótesis de carga ESC1: Empuje de sobrecarga 1

Escala 1 :38.9



Nr.:

Hipótesis de carga 'ESC2': Empuje de sobrecarga 2

Cargas lineales: Fuerzas

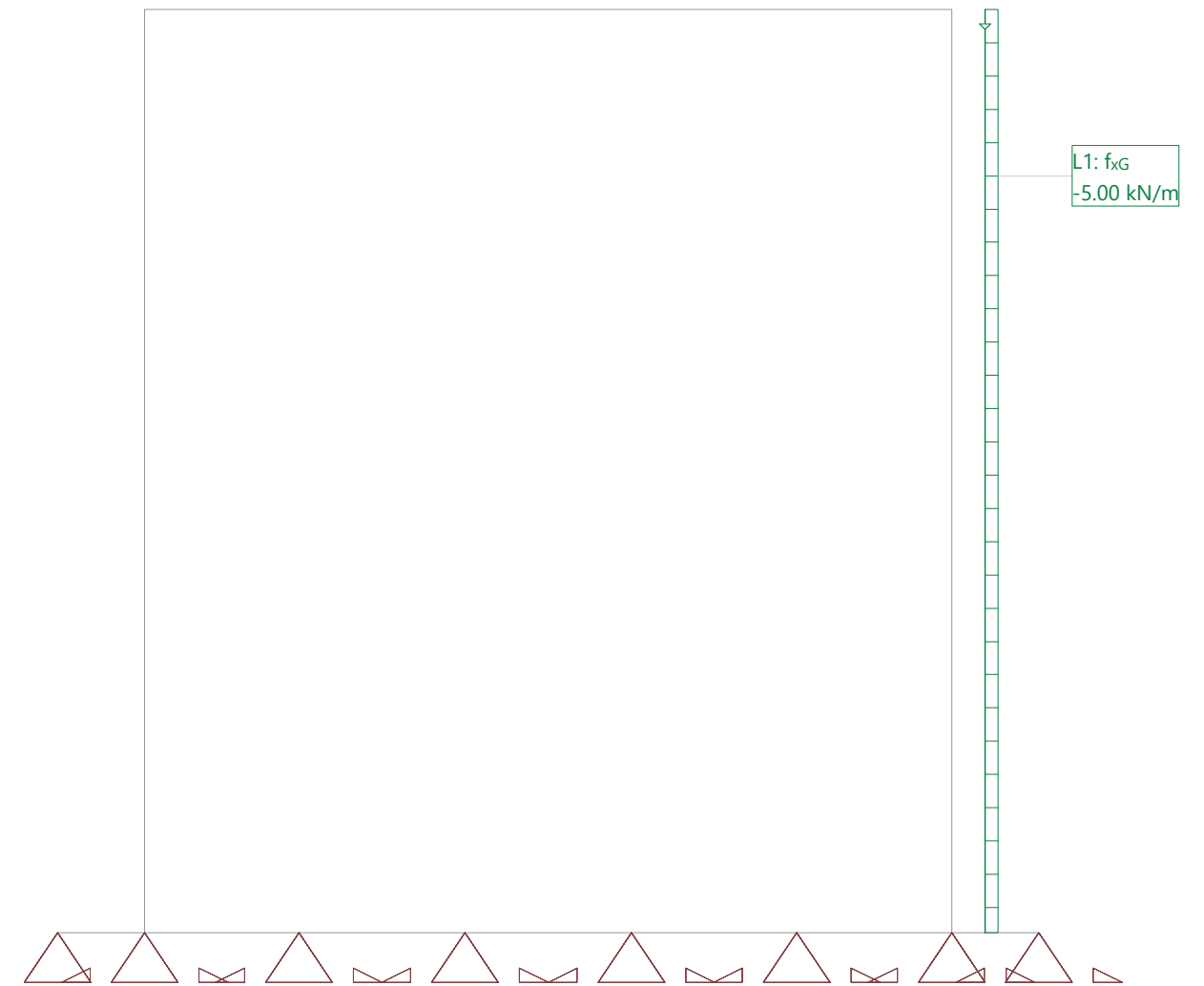
Nombre	Tipo	Long [m]	p ₁ [kN/m]	p ₂ [kN/m]	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
L1	X Global	5.55	-5.00		-27.75	0	0

Suma de cargas

	X _{Suma} [kN]	Y _{Suma} [kN]	Z _{Suma} [kN]
Suma de cargas HC ESC2	-27.75	0	0

Hipótesis de carga ESC2: Empuje de sobrecarga 2

Escala 1 :40.9



Nr.:

Especificación de envolventes: ELU

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado Límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1.5	1.5	
4	Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1.5	1.5	
5	Cargas horizontales	1	1.5	1.5	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ELU

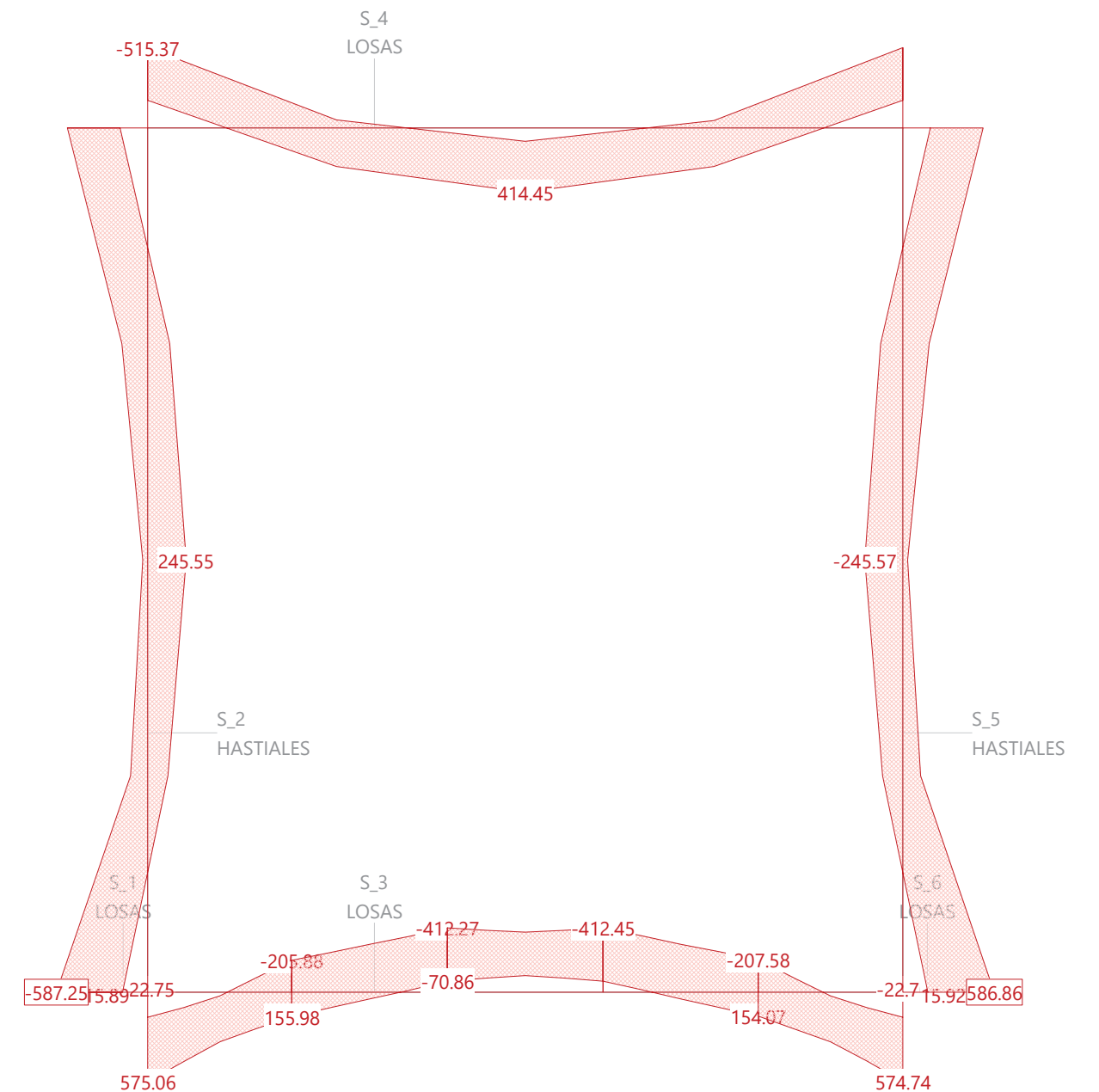
Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		p&lus si es crí		RN Rozamiento negativo	1.000	
Modelo de carga 1 Q (si es crítico		SCP Sobrecarga puntual	1.000	
		si es crítico		ESC1 Empuje de sobrecarga 1	1.000	
Modelo de carga 1 q (p&lus si es crí		ESC2 Empuje de sobrecarga 2	1.000	
		p&lus si es crí		SCU Sobrecarga uniforme	1.000	
		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
Cargas horizontales			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

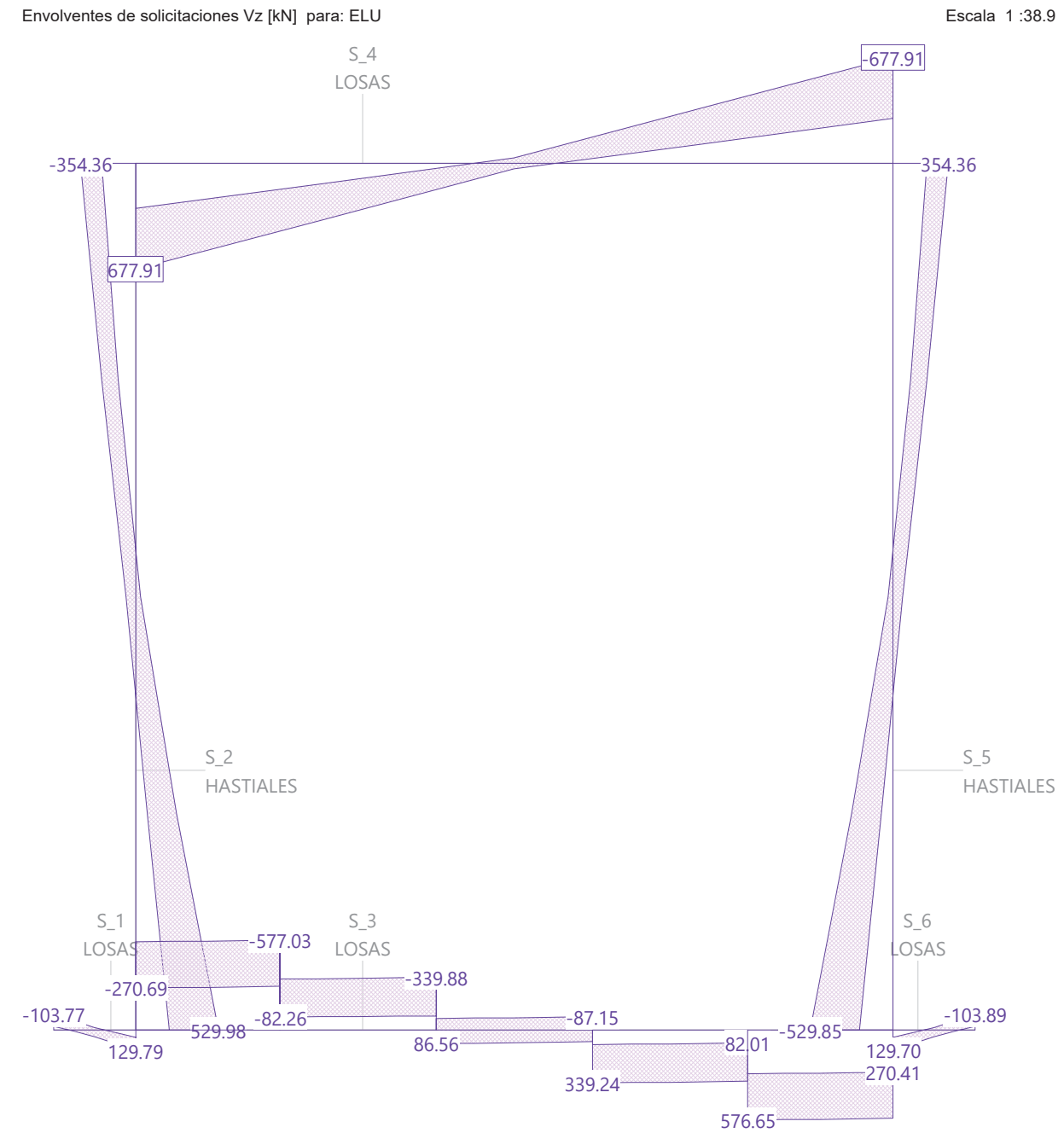
Nr.:

Envolventes de solicitaciones My [kNm] para: ELU

Escala 1:39.4



Nr.:



Nr.:

Especificación de envoltentes: ELUconstruccion

Descripción
Situación de diseño estándar: Estado Límite último tipo 2 (1B)

Especificación de envoltentes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1.35	1	
3	Cargas horizontales	1	1.5	1.5	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

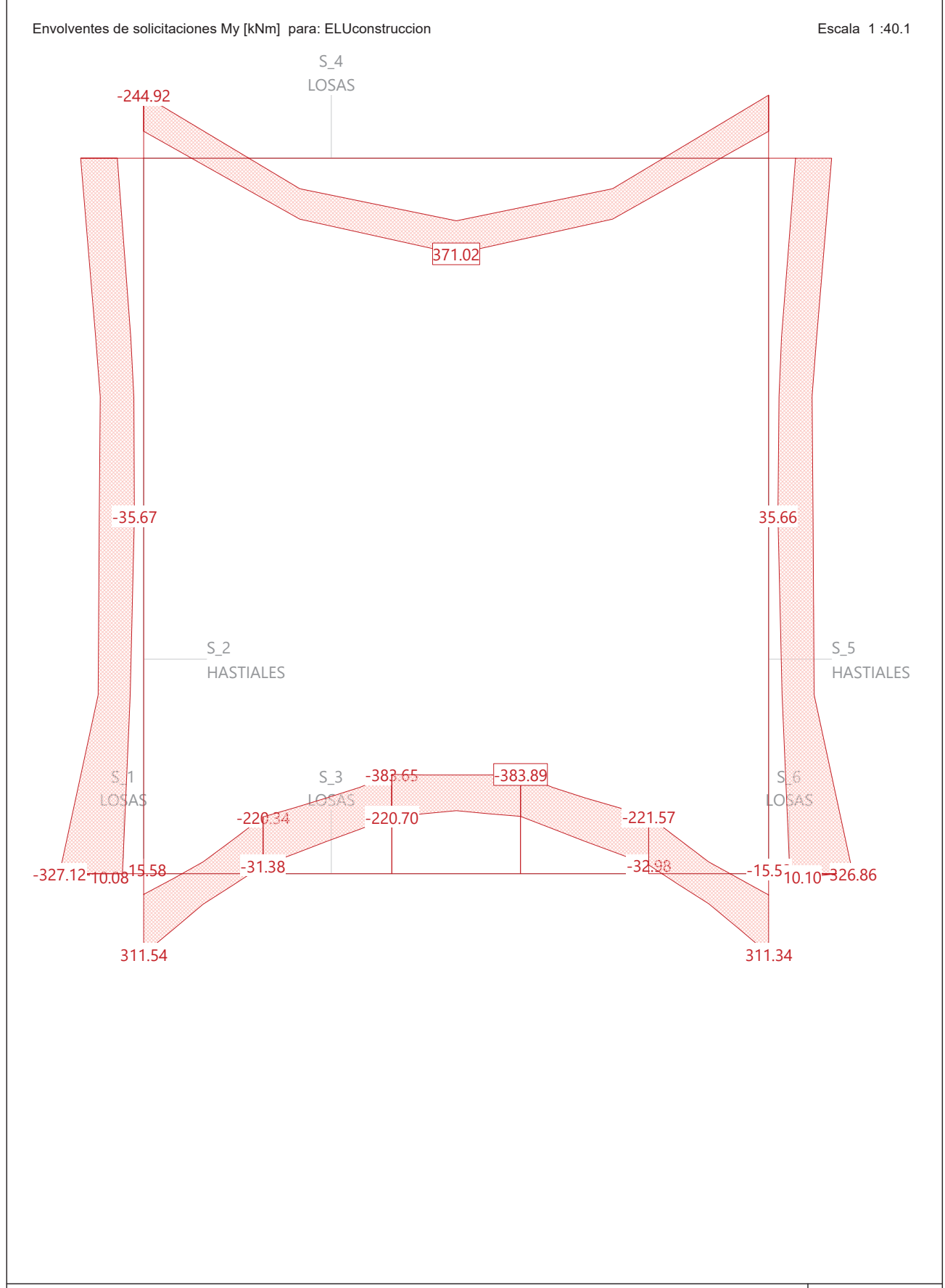
Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envoltentes ELUconstruccion

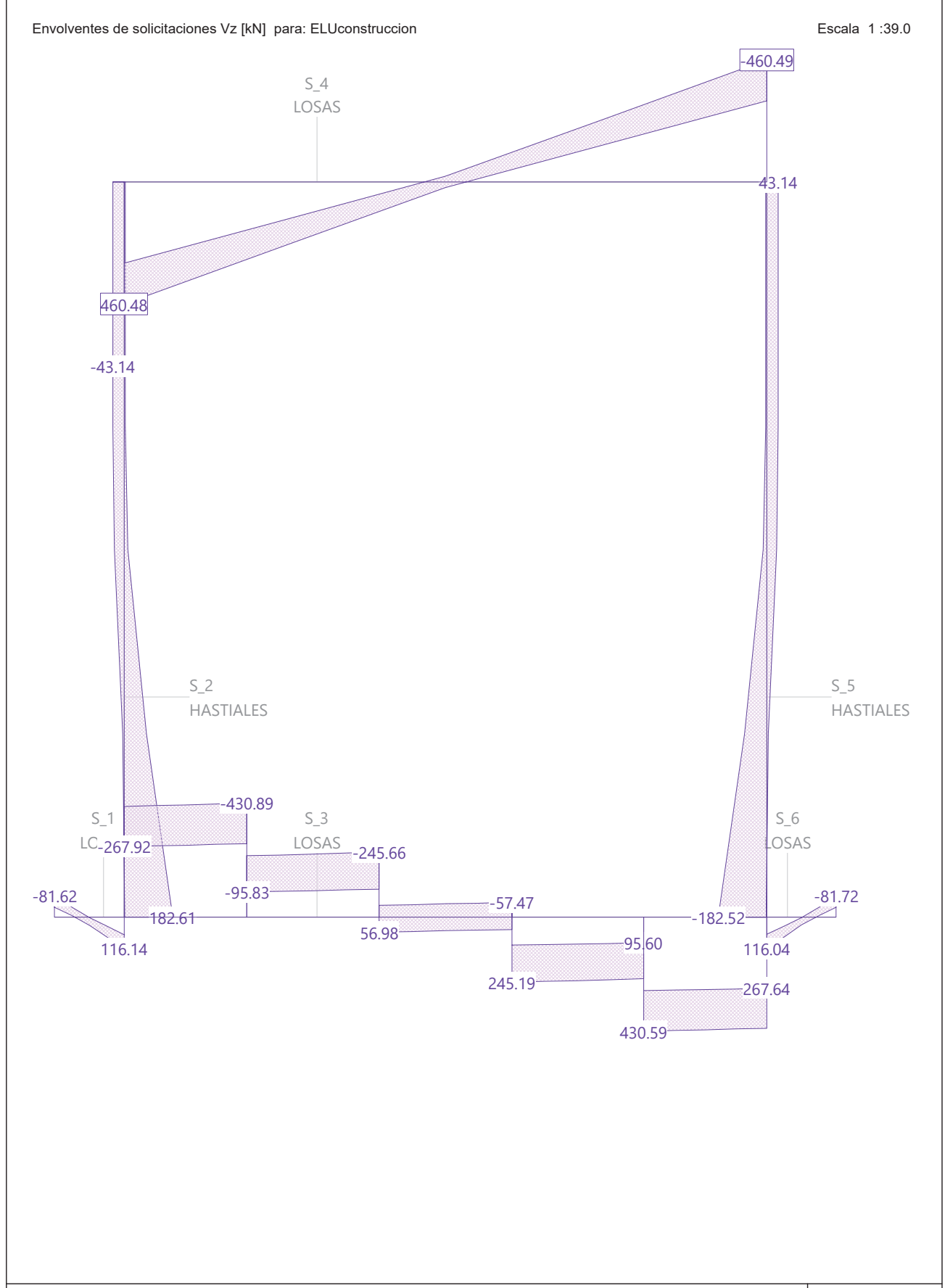
Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
Cargas horizontales		si es crítico	ya sea	ETC1 Empuje terreno construccion1	1.000	
			o	ETC2 Empuje terreno construccion2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Nr.:



Nr.:



Nr.:

Especificación de envolventes: ELScuasi

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado Límite servicio, combinación característica

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1	
2	Cargas Muertas Conjunto Tráfico	1	1	
3	Cargas horizontales	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para la especificación de envolventes ELScuasi

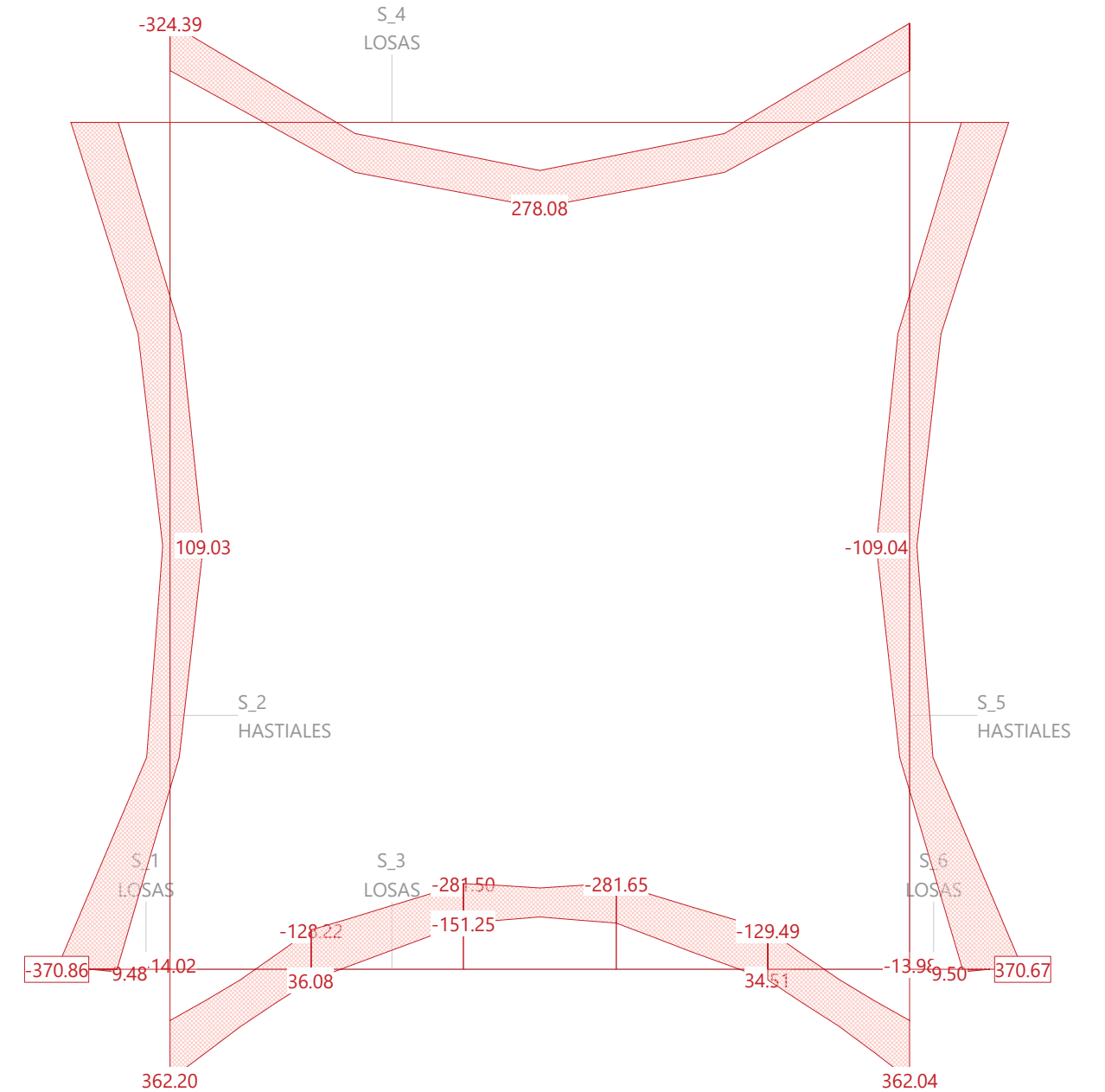
Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PT Peso propio terreno	1.000	
		Permanente		CM Carga muerta. Pavimento	1.000	
		p&lus si es crí		RN Rozamiento negativo	1.000	
Cargas horizontales		Permanente	ya sea	ETA1 Empuje terreno activo 1	1.000	
			o	ETA2 Empuje terreno activo 2	1.000	
			o	ETR1 Empuje terreno reposo1	1.000	
			o	ETR2 Empuje terreno reposo2	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Nr.:

Envolventes de solicitaciones My [kNm] para: ELScuasi

Escala 1:40.4



Nr.:

3. COMPROBACIÓN

Sección (Viga): LOSA

Contorno de sección parcial

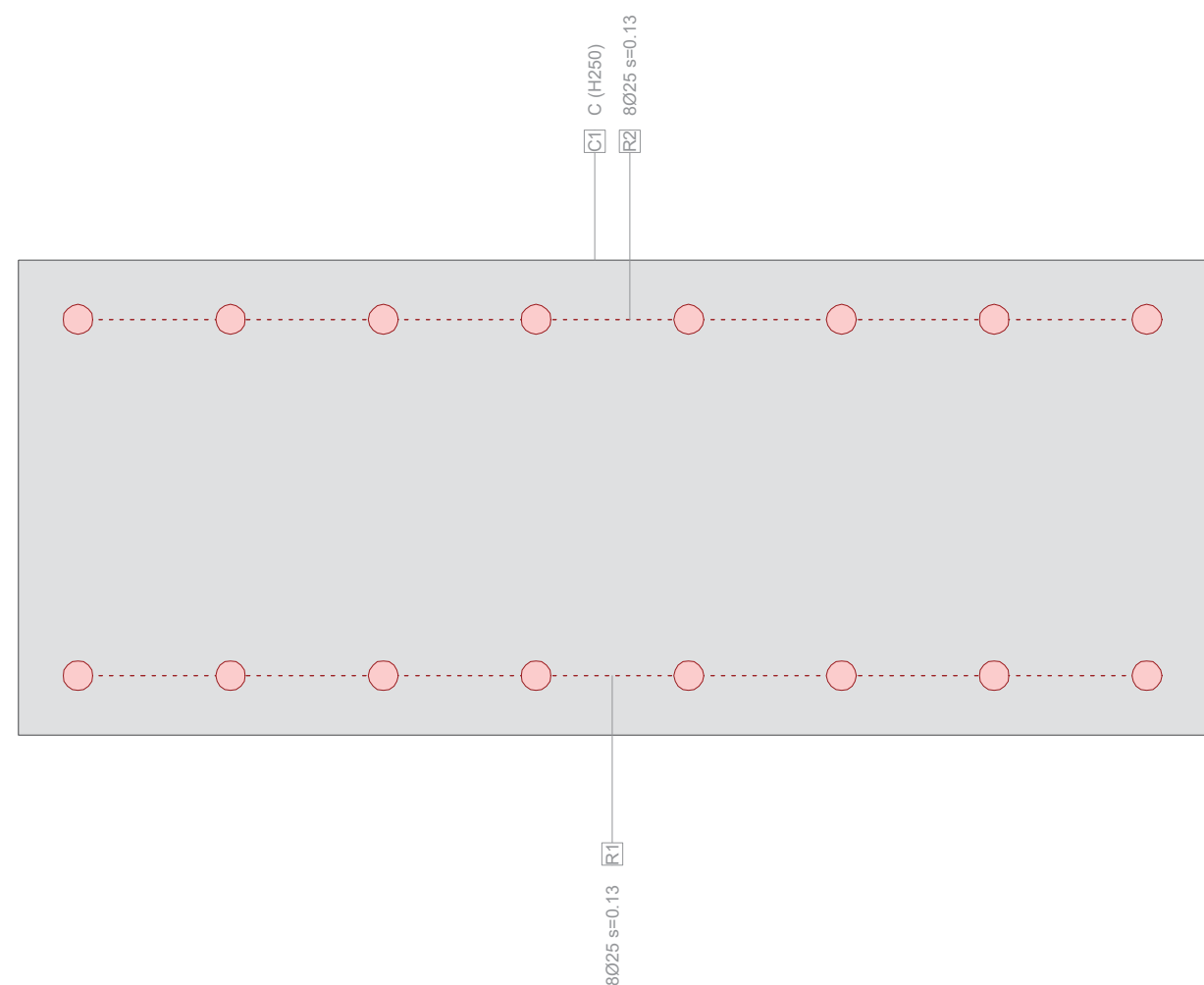
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]
C1	C	H250	Polígono	1	0	0	2	1.00	0
				3	1.00	0.40	4	0	0.40

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr. [m]	Ángulo [°]	Masa espec. [kg/m]
A_x	0.4000	I_x 0.015969	y_s 0.50		1000.0
A_y	(= A_x)	I_y 0.005333	z_s 0.20		
A_z	(= A_x)	I_z 0.033333	β 0		

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1 : 5.9



Nr.:

Sección (Viga): LOSA

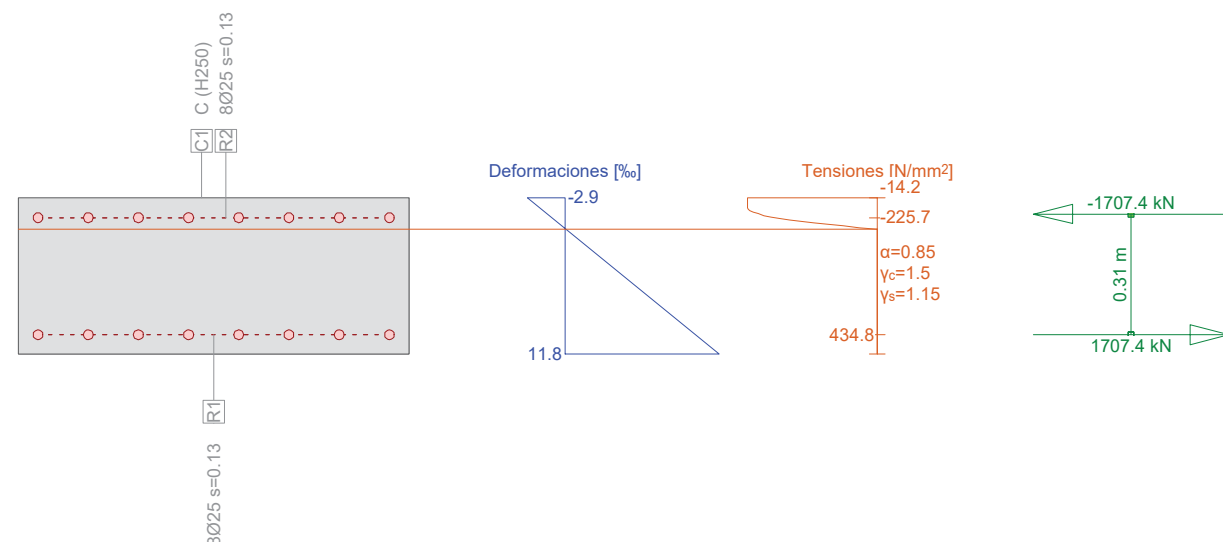
Armadura G0 $\Sigma A_s = 7854 \text{ mm}^2$, $\rho = 2.0 \%$

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	n,Ø	exist A_s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.35	0.95	0.35	8Ø25	3927
R1	R	AEH500		PL	0.05	0.05	0.95	0.05	8Ø25	3927

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensionar bajo tracción y compresión 2=dimensionar bajo tracción únicamente
Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación $M_y=414.4$; $\text{eff}(M,N) = 0.78$ OK

Escala 1 : 18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: $\text{eff}(M,N) = 0.78$ OK

No.	AP	P	N [kN]	Flexión y esfuerzo normal			$\text{eff}(M,N)$ [-]	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa $\text{eff}(M,N,V,T)$ [-]
				M_y [kNm]	M_z [kNm]			V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	414.4	0	0.78					

Parámetros de análisis "ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ - ϵ -Diagrama		Límites de deformación			σ_s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.40	-2.9	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	11.8	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.35	-1.1	-225.7	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

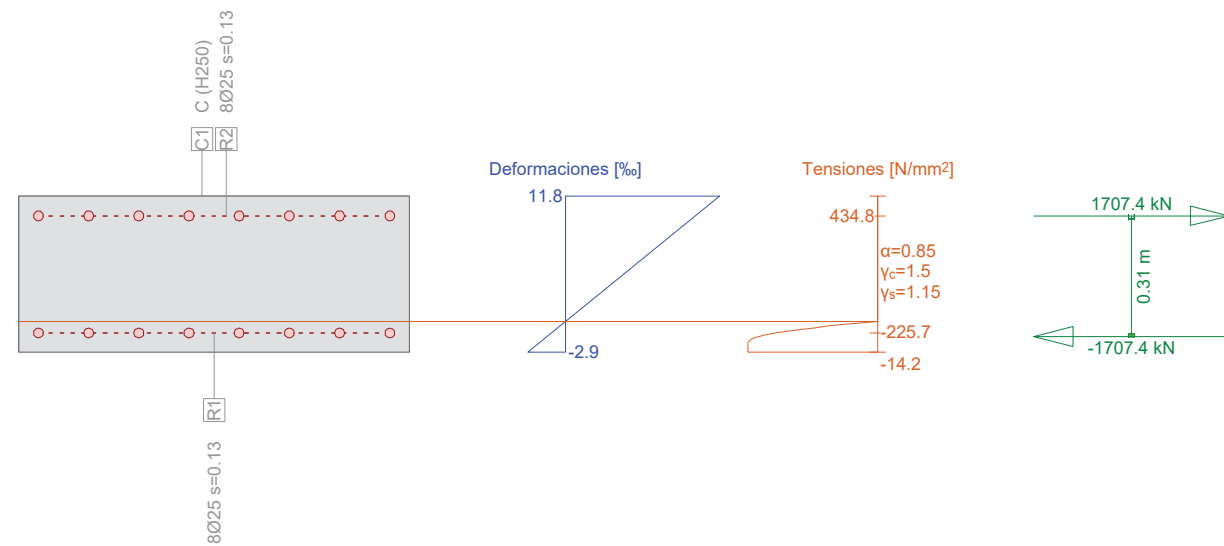
Nr.:

Estado Último "!ELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.0	527.9	-0.0	4.5	36.9	0.0	9.64	14300.46	1.869E+5

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación My=-515.4; eff(M,N) = 0.98 OK

Escala 1:18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.98 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal				Esfuerzos de corte y torsión				Sección completa eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N) [-]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	
1	!ELU		0	-515.4	0	0.98					

Parámetros de análisis "!ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-2.9	-14.2	1.76
C1	H250	1.00	0.40	11.8	0	1.76
R1	AEH500	0.95	0.05	-1.1	-225.7	1.15
R2	AEH500	0.05	0.35	10.0	434.8	1.15

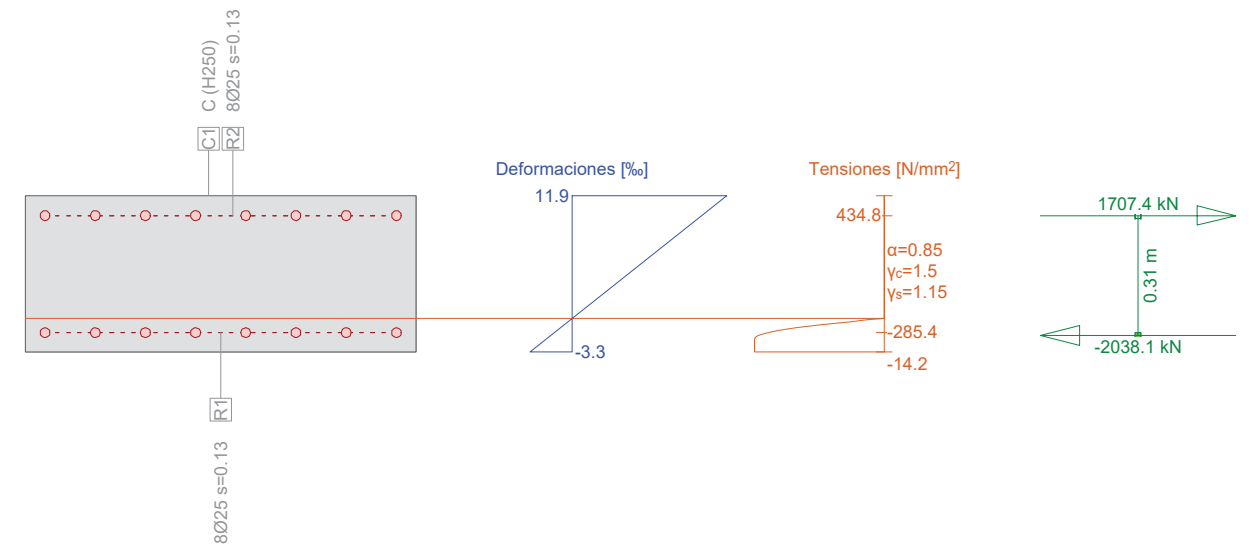
Estado Último "!ELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.0	-527.9	-0.0	4.5	-36.9	0.0	9.64	14300.46	46872.97

Nr.:

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Explotación Nx=-330.0;My=-575.0; eff(M,N) = 1.00 OK

Escala 1:18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 1.00 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal				Esfuerzos de corte y torsión				Sección completa eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N) [-]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	
1	!ELU		-330.0	-575.0	0	1.00					

Parámetros de análisis "!ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

Deformaciones y tensiones extremas

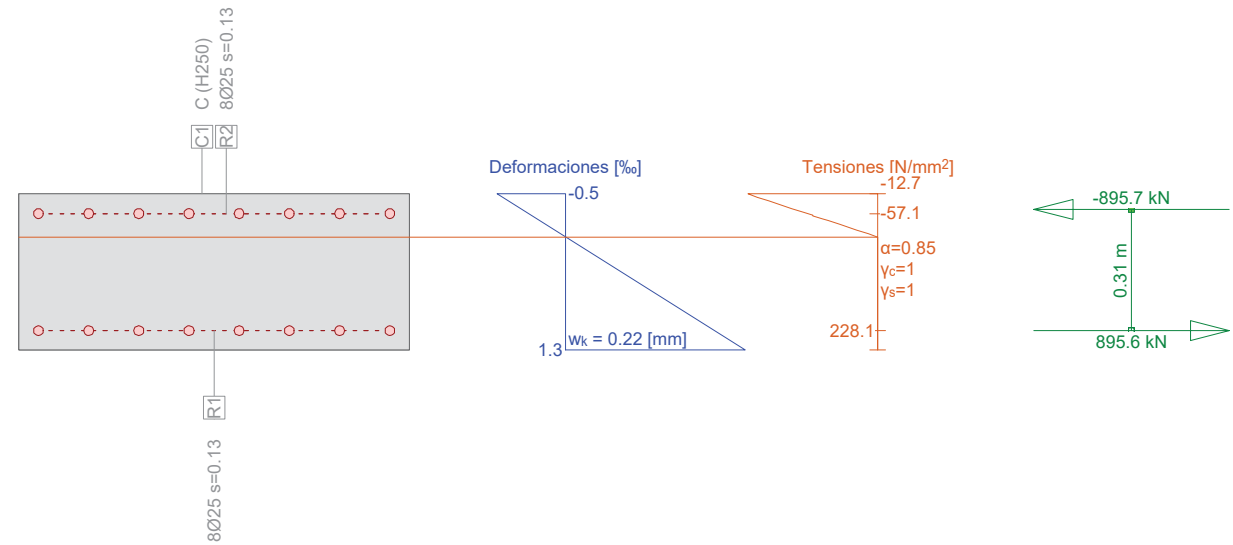
Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-3.3	-14.2	1.76
C1	H250	1.00	0.40	11.9	0	1.76
R1	AEH500	0.05	0.05	-1.4	-285.4	1.15
R2	AEH500	0.05	0.35	10.0	434.8	1.15

Estado Último "!ELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-330.8	-576.1	-0.0	4.3	-37.9	0.0	76551.29	15214.36	20033.41

Nr.:

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=278.0; Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	278.0	0				

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	εc2 [%]	εcu3 [%]	εud [%]	σs [N/mm²]	αcc [-]	γc [-]	γs [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	yq [m]	Zq [m]	ε [%]	σd [N/mm²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.40	-0.5	-12.7	1.18
C1	H250	0	0	1.3	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.35	-0.3	-57.1	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	1.1	228.1	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	yq [m]	Zq [m]	σelas [N/mm²]
C1	1.00	1.00	0.40	-10.4
C1	1.00	0	0	10.4

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

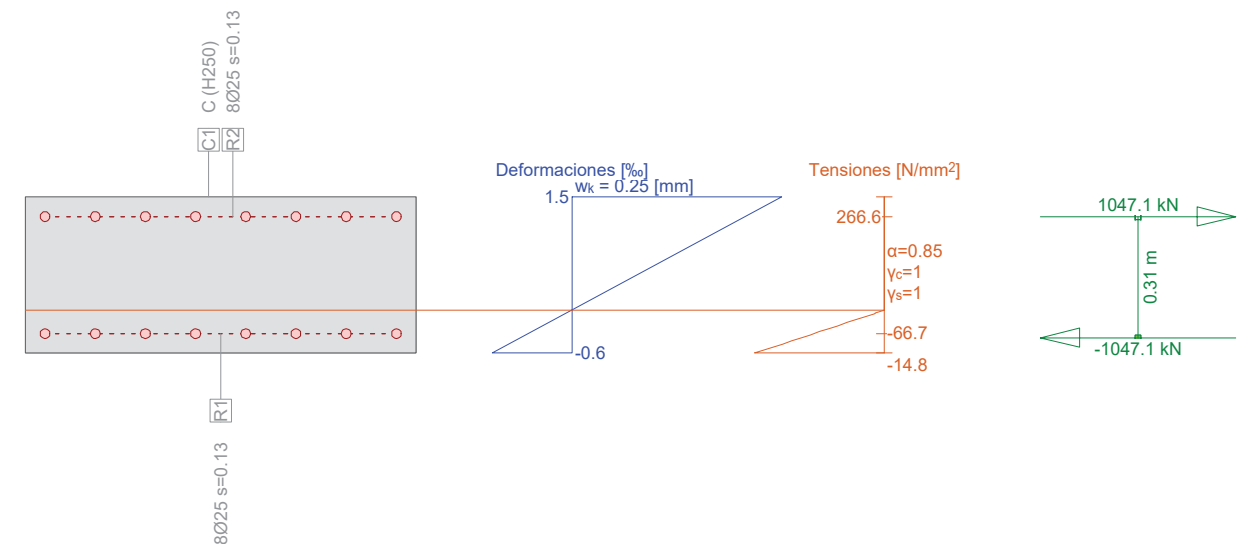
N [kN]	Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	My [kNm]	Mz [kNm]		εx [%]	χy [km⁻¹]	χz [km⁻¹]	N/εx [kN]	My/χy [kNm²]	Mz/χz [kNm²]
-0.1	278.0	0.0		0.4	4.5	0.0	169.57	61424.65	18468.32

Nr.:

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	400.0 mm	zona compresión (no fisurado)	200.0 mm
d	350.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	hc,eff	66.7 mm
Ac,eff (zona de tracción)	66667 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
Ec	30000.0 N/mm²	Duración aplicación carga kc	0.40
αe (Es/Ec)	7.00	Factor de adherencia k1	0.800
Coef. de fluencia φ	0	Distribución de deformación	0.500
fctm	0 N/mm²	k3	3.400
fct,eff	0 N/mm²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
Es	210000.0 N/mm²	Momento	278.0 kNm
As (zona de tracción)	3927 mm²	Tensión en la armadura σs	228.1 N/mm²
Diámetro Øeq	25.0 mm	εsm-εcm (7.9)	1.09 o/o
ρeff	5.890 o/o	Separación de fisuras sr,max	0.20 m
		Ancho de fisuras wk	0.22 mm

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=-325.0; Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	-325.0	0				

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	εc2 [%]	εcu3 [%]	εud [%]	σs [N/mm²]	αcc [-]	γc [-]	γs [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Nr.:

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-0.6	-14.8	1.18
C1	H250	1.00	0.40	1.5	0	1.18
R1	AEH500	0.05	0.05	-0.3	-66.7	1.00
R2	AEH500	0.05	0.35	1.3	266.6	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm ²]
C1	1.00	0	0	-12.2
C1	1.00	1.00	0.40	12.2

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

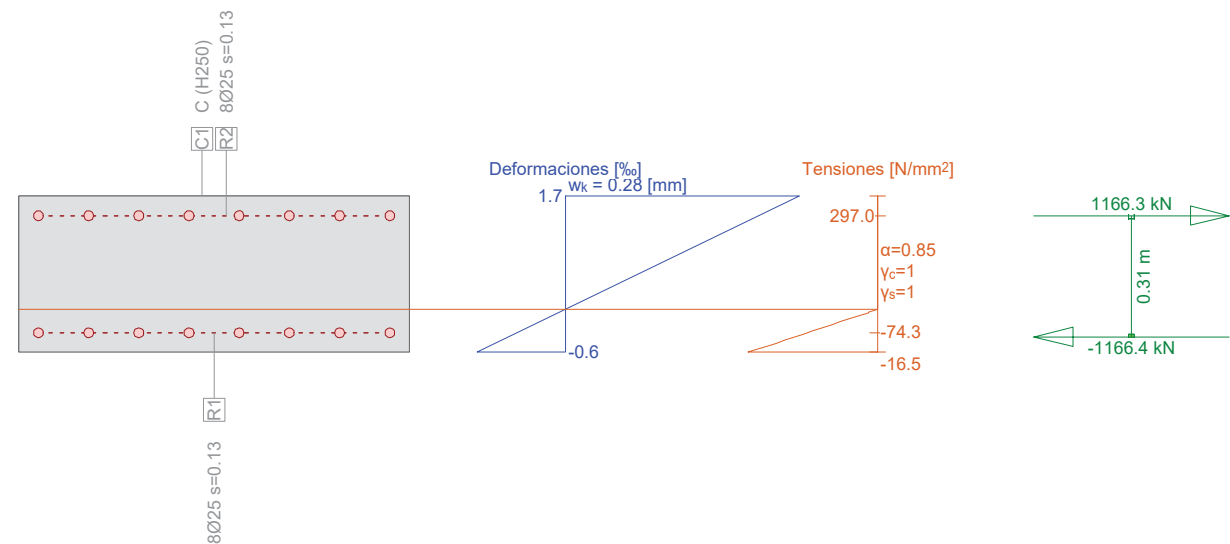
Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.1	-325.0	-0.0	0.5	-5.3	0.0	169.57	61424.65	1150.49

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos			
Sección			
h	400.0 mm	zona compresión (no fisurado)	200.0 mm
d	350.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	66.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	66667 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Hormigón			
E_c	30000.0 N/mm ²	Parámetros adicionales	
α_e (E_g/E_c)	7.00	Duración aplicación carga k_t	0.40
Coef. de fluencia ϕ	0	Factor de adherencia k_l	0.800
f_{ctm}	0 N/mm ²	Distribución de deformación	0.500
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k3	3.400
		k4	0.425
Armadura			
E_s	210000.0 N/mm ²	Resultados	
A_s (zona de tracción)	3927 mm ²	Momento	-325.0 kNm
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	Tensión en la armadura σ_s	266.6 N/mm ²
ρ_{eff}	5.890 o/o	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.27 o/o
		Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.20 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.25 mm

Sección transversal LOSA (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $M_y=-362.0$;

Escala 1:18.3



Nr.:

Verif. estado de tens. Sección (Viga): LOSA

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	-362.0	0				-

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ -Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 ϕ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-0.6	-16.5	1.18
C1	H250	1.00	0.40	1.7	0	1.18
R1	AEH500	0.05	0.05	-0.4	-74.3	1.00
R2	AEH500	0.05	0.35	1.4	297.0	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm ²]
C1	1.00	0	0	-13.6
C1	1.00	1.00	0.40	13.6

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.1	-362.0	0.0	0.5	-5.9	0.0	169.57	61424.65	1.093E+6

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos			
Sección			
h	400.0 mm	zona compresión (no fisurado)	200.0 mm
d	350.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	66.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	66667 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Hormigón			
E_c	30000.0 N/mm ²	Parámetros adicionales	
α_e (E_g/E_c)	7.00	Duración aplicación carga k_t	0.40
Coef. de fluencia ϕ	0	Factor de adherencia k_l	0.800
f_{ctm}	0 N/mm ²	Distribución de deformación	0.500
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k3	3.400
		k4	0.425
Armadura			
E_s	210000.0 N/mm ²	Resultados	
A_s (zona de tracción)	3927 mm ²	Momento	-362.0 kNm
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	Tensión en la armadura σ_s	297.0 N/mm ²
ρ_{eff}	5.890 o/o	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.41 o/o
		Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.20 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.28 mm

Nr.:

Sección (Viga): HASTIAL

Contorno de sección parcial

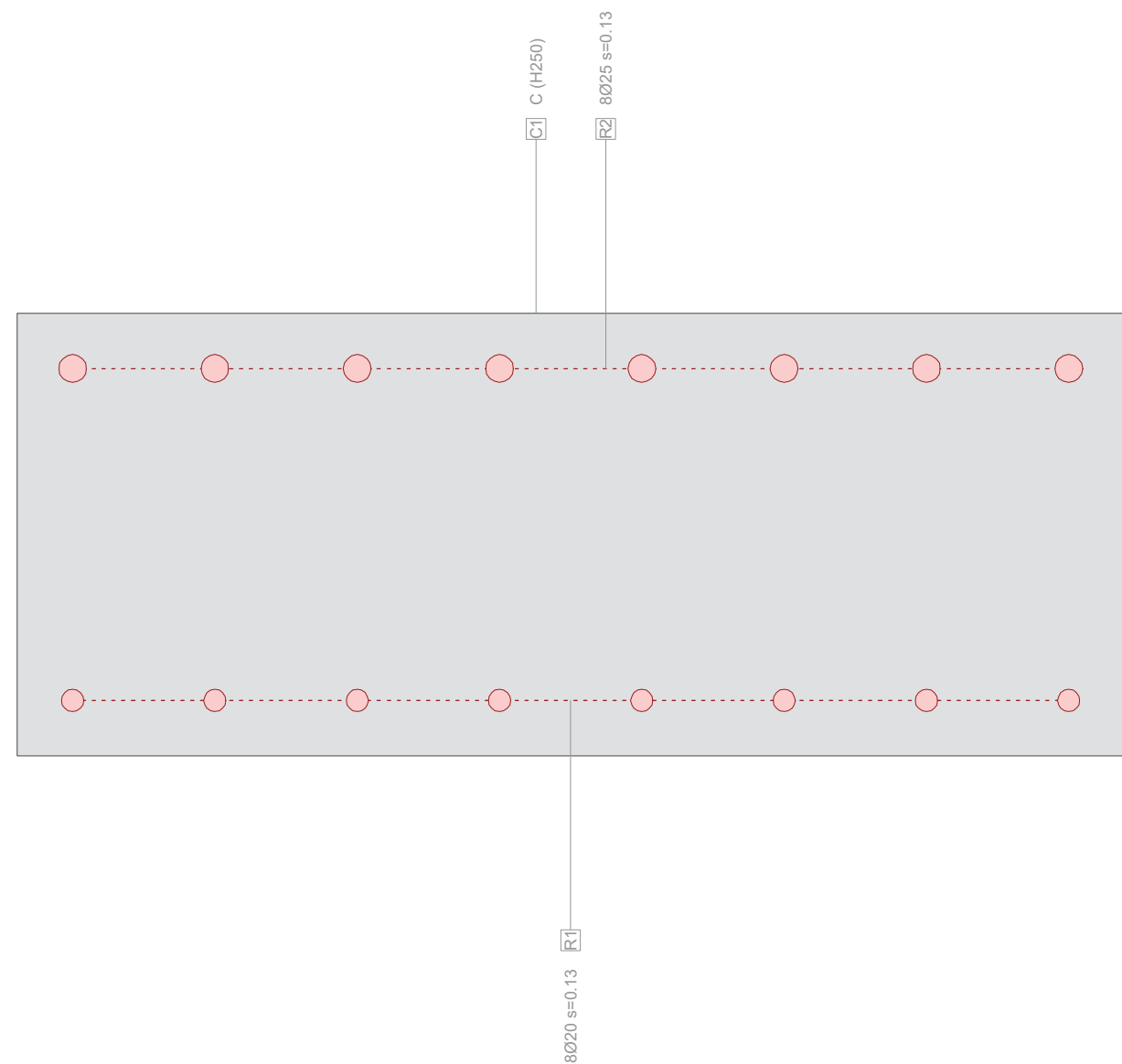
Nombre	Material	Clase	Tipo	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]
C1	C	H250	Polígono	1	0	0	2	1.00	0
				3	1.00	0.40	4	0	0.40

Características mecánicas: (sin la contribución de la armadura, material de referencia: C)

	Area [m ²]	Momento de inercia [m ⁴]	Centro Gr., Ángulo [m]	Masa espec. [kg/m]
A_x	0.4000	I_x 0.015969	y_s 0.50	M_{sec} 1000.0
A_y	(=Ax)	I_y 0.005333	z_s 0.20	
A_z	(=Ax)	I_z 0.033333	β 0 [°]	

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Contorno, Armaduras

Escala 1 : 5.9



Nr.:

Sección (Viga): HASTIAL

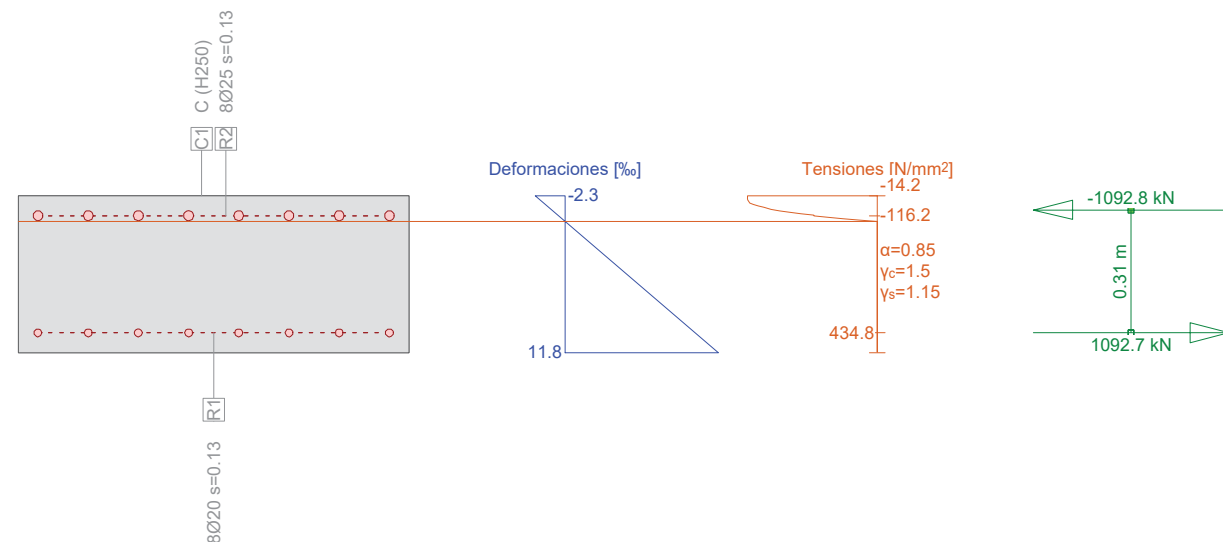
Armadura G0 $\Sigma A_s = 6440 \text{ mm}^2, \rho = 1.6 \%$

Nombre	Material	Clase	BC	Tipo	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	n,Ø	exist A_s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	0.05	0.35	0.95	0.35	8Ø25	3927
R1	R	AEH500	2	PL	0.05	0.05	0.95	0.05	8Ø20	2513

BC : BC: 0=área constante, 1=dimensionar bajo tracción y compresión 2=dimensionar bajo tracción unicamente
Tipo : Definición armadura: P = Punto, L = Línea, R = De forma circular

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Explotación $M_y=245.5$; $eff(M,N) = 0.71$ OK

Escala 1 : 18.3



Cálculo capacidad última Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones / Factores de eficiencia: $eff(M,N) = 0.71$ OK

No.	AP	P	N [kN]	Flexión y esfuerzo normal			$eff(M,N)$ [-]	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa $eff(M,N,V,T)$ [-]
				M_y [kNm]	M_z [kNm]	$eff(V,T)$ [-]		V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		0	245.5	0	0.71					

Parámetros de análisis "ELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ - ϵ -Diagrama		Límites de deformación			σ_s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [%]	ϵ_{cu3} [%]	ϵ_{ud} [%]		α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

Deformaciones y tensiones extremas

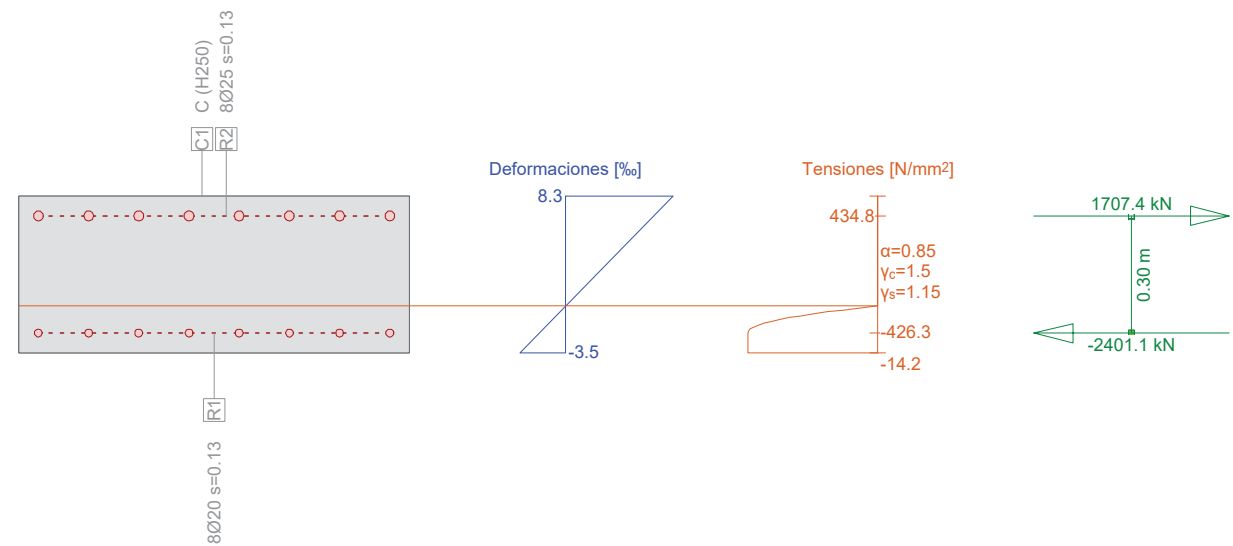
Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [%]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.40	-2.3	-14.2	1.76
C1	H250	0	0	11.8	0	1.76
R2	AEH500	0.05	0.35	-0.6	-116.2	1.15
R1	AEH500	0.05	0.05	10.0	434.8	1.15

Nr.:

Estado Último "IELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.1	344.2	-0.0	4.7	35.2	-0.0	11.76	9784.08	1.965E+5

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Explotación Nx=-650.0;My=-578.3; eff(M,N) = 0.94 OK Escala 1 :18.3



Cálc. capacidad última Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones / Factores de eficiencia: eff(M,N) = 0.94 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			eff(M,N) [-]	Esfuerzos de corte y torsión			Sección completa eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELU		-650.0	-578.3	0	0.94				

Parámetros de análisis "IELU" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELU	2/0	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	45.00	0

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-3.5	-14.2	1.76
C1	H250	1.00	0.40	8.3	0	1.76
R1	AEH500	0.05	0.05	-2.0	-426.3	1.15
R2	AEH500	0.05	0.35	6.8	434.8	1.15

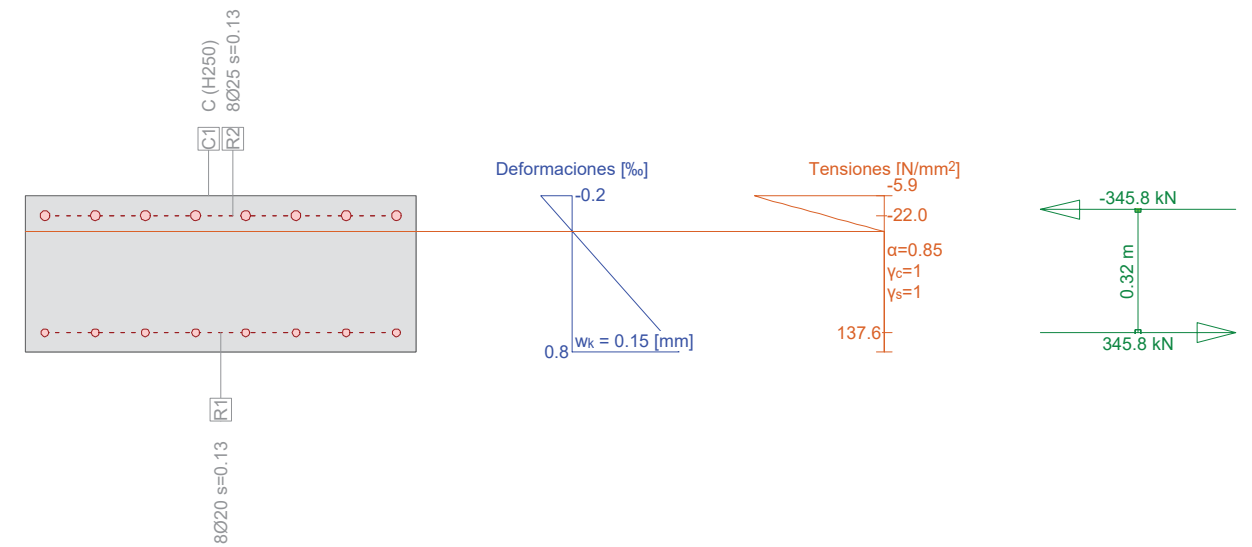
Estado Último "IELU"

Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-693.7	-616.9	-0.0	2.4	-29.4	0.0	2.913E+5	20978.49	67921.97

Nr.:

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas My=109.0;

Escala 1 :18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	109.0	0				-

Parámetros de análisis "IELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ-ε-Diagrama		Límites de deformación			σ _s [N/mm ²]	Factores de la resistencia			Otros valores	
	c	s	ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	θ [-]	φ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
φ : Coef. de fluencia

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	1.00	0.40	-0.2	-5.9	1.18
C1	H250	0	0	0.8	0	1.18
R2	AEH500	0.05	0.35	-0.1	-22.0	1.00
R1	AEH500	0.05	0.05	0.7	137.6	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coeficiente de homogeneización	y _q [m]	z _q [m]	σ _{elas.} [N/mm ²]
C1	1.00	1.00	0.40	-4.1
C1	1.00	0	0	4.1

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

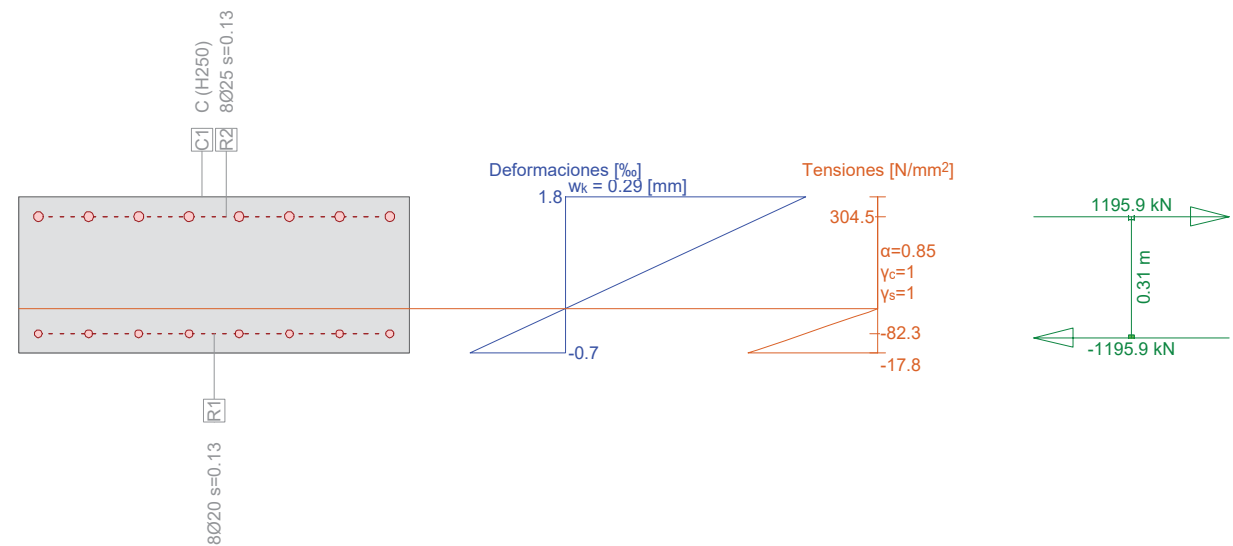
Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.1	109.0	-0.0	0.3	2.5	0.0	222.35	43030.22	1.642E+6

Nr.:

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	400.0 mm	zona compresión (no fisurado)	200.0 mm
d	350.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	40.0 mm	$h_{c,eff}$	66.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	66667 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	109.0 kNm
A_s (zona de tracción)	2513 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	137.6 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	20.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	0.66 o/oo
ρ_{eff}	3.770 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.23 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.15 mm

Sección transversal HASTIAL (H250;AEH500): Análisis de tensiones dadas las fuerzas $M_y=-371.0$; Escala 1:18.3



Verif. estado de tens. Sección (Viga): HASTIAL

Solicitaciones

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!ELS		0	-371.0	0				

Parámetros de análisis "!"ELS" Código: EHE-08. Instr.Hormigón Estruct.

ID	σ - ϵ -Diagrama		Límites de deformación			Factores de la resistencia				Otros valores	
	c	s	ϵ_{c2} [%]	ϵ_{cu3} [%]	ϵ_{ud} [%]	σ_{cc} [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
!ELS	1/0	1				200.0	0.85	1.00	1.00	45.00	0

θ : Inclinación de las bielas de compresión
 ϕ : Coef. de fluencia

Nr.:

Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [%]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	H250	0	0	-0.7	-17.8	1.18
C1	H250	1.00	0.40	1.8	0	1.18
R1	AEH500	0.95	0.05	-0.4	-82.3	1.00
R2	AEH500	0.05	0.35	1.5	304.5	1.00

Tensión en sección homogénea (Material lineal)

Nombre	Coefficiente de homogeneización	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.00	0	0	-13.9
C1	1.00	1.00	0.40	13.9

Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

N [kN]	Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M_y [kNm]	M_z [kNm]		ϵ_x [%]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.0	-371.0	0.0		0.5	-6.1	0.0	28.30	60423.34	325.17

Verificación de las fisuras

Texto	Valor	Texto	Valor
Principios básicos	EN 1992-1-1 7.3		
Sección			
h	400.0 mm	zona compresión (no fisurado)	200.0 mm
d	350.0 mm	h-d	50.0 mm
Recubrimiento c	37.5 mm	$h_{c,eff}$	66.7 mm
$A_{c,eff}$ (zona de tracción)	66667 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Hormigón		Parámetros adicionales	
E_c	30000.0 N/mm ²	Duración aplicación carga k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	7.00	Factor de adherencia k_l	0.800
Coef. de fluencia ϕ	0	Distribución de deformación	
f_{ctm}	0 N/mm ²	k3	3.400
$f_{ct,eff}$	0 N/mm ²	k4	0.425
Armadura		Resultados	
E_s	210000.0 N/mm ²	Momento	-371.0 kNm
A_s (zona de tracción)	3927 mm ²	Tensión en la armadura σ_s	304.5 N/mm ²
Diámetro ϕ_{eq}	25.0 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	1.45 o/oo
ρ_{eff}	5.890 o/o	Separación de fisuras $s_{r,max}$	0.20 m
		Ancho de fisuras w_k (7.8)	0.29 mm

Nr.:


PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: A-76 A Veiga - O Barco
 Fecha: 09/06/2017
 Hora: 15:05:28

Cálculo de secciones a cortante
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 25.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

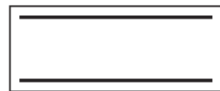
Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LOSAODT12
 b_0 [m] = 1.00
 h [m] = 0.40


2 Dimensionamiento

 Esfuerzo cortante de cálculo V_d [kN] = 550

Inclinación de las bielas [°] = 45
 Inclinación de los cercos [°] = 90.0
 ρ_l [$\cdot 1.E-3$] = 11
 $\rho_{compresida}$ [$\cdot 1.E-3$] = 0.0
 N_d [kN] = 0.0
 σ_{xd} [MPa] = 0.0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0
 θ_e [°] = 45.0

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm ² /m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
∅ 6	----	----	----	----	----	----
∅ 8	----	----	----	----	----	----
∅ 10	0.10	4	31.4	2	395.8	581.34
∅ 12	0.15	4	30.2	2	380.0	565.51

Área estricta [cm²/m] = 29.4
 V_{u1} [kN] = 1750.0
 V_{cu} [kN] = 185.5

ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS

APÉNDICE 3. MUROS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. NORMATIVA UTILIZADA	3
2.1. NORMAS DE ACCIONES.....	3
2.2. NORMAS DE CONSTRUCCIÓN	3
2.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA	3
3. MATERIALES	3
4. DURABILIDAD	4
4.1. CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	4
4.1.1. Clase específica de exposición	4
4.1.2. Recubrimientos	4
4.2. CRITERIOS GENERALES Y CONDICIONANTES PREVIOS.....	4
4.2.1. Vida útil	4
4.2.2. Condicionantes geotécnicos	4
5. ACCIONES CONSIDERADAS EN EL CÁLCULO	5
5.1. ACCIONES PERMANENTES	5
5.2. ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO.....	5
5.3. ACCIONES VARIABLES	6
5.4. ACCIONES ACCIDENTALES.....	6
5.5. COMBINACIONES DE ACCIONES	7
6. METODOLOGÍA	9
6.1. MUROS EN MÉNSULA	9
6.2. MUROS PANTALLA	9
6.3. MUROS DE ESCOLLERA	10

1. INTRODUCCIÓN

En el presente apéndice se incluyen los cálculos realizados en el dimensionamiento de los seis muros que forman parte de este proyecto.

En la siguiente tabla se resumen la tipología, ubicación y longitud de los citados muros:

MURO	P.K.	TIPOLOGÍA	LONGITUD [m]
M-1	0+653,50 - 0+669,90	Pantalla de pilotes Ø1,00 / 1,50 m	25,80
M-2	0+863,40 - 0+875,25	Pantalla de micropilotes Ø0,30 / 0,40 m	26,20
M-3	0+985,00 - 1+055,00	Muro de escollera	76,90
M-4	6+854,75 - 6+884,85	Pantalla de pilotes Ø0,50 / 0,75 m	35,80
M-5	0+050,00 - 0+205,00 (Eje 70)	Muro ménsula hormigón	156,20
M-6	7+730,00 - 7+790,00	Muro ménsula hormigón	60,60

2. NORMATIVA UTILIZADA

Para la elaboración del proyecto se emplearán las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

2.1. NORMAS DE ACCIONES

- “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Ministerio de Fomento (Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre).
- “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes. (NCSP-07)”. Ministerio de Fomento (Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo).

2.2. NORMAS DE CONSTRUCCIÓN

- “Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)”. Ministerio de la Presidencia (Real Decreto 1247/2008 de 18 de julio).
- “Instrucción de Acero Estructural (EAE)”. Ministerio de la Presidencia (Real Decreto 751/2011 de 27 de mayo).

2.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

- Guía de cimentaciones en obras de carretera. Dirección General de Carreteras (Ministerio de Fomento, 2002).

- Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera. Dirección General de Carreteras (Ministerio de Fomento, 2005).
- Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera. Dirección General de Carreteras (Ministerio de Fomento, 2006).

3. MATERIALES

- HORMIGONES

- Hormigón de limpieza y nivelación en cimentaciones: HL-150/B/20
- Hormigón para armar cimentaciones de muros M-5 y M-6: HA-25/B/20/Ila
- Hormigón para armar alzados de muros M-5 y M-6: HA-25/B/20/Ila
- Hormigón para armar en pilotes: HA-30/F/20/Ila
- Hormigón para armar en vigas: HA-30/B/20/Ila

- ACERO PASIVO

- El acero pasivo será del tipo B 500 S, siguiendo las recomendaciones de la instrucción EHE-08. El límite elástico será $f_y=500 \text{ N/mm}^2$ y la carga unitaria de rotura $f_u \geq 550 \text{ N/mm}^2$.

- ACERO ESTRUCTURAL

- El acero estructural en las armaduras de los micropilotes del muro M-2 será Acero S355 JR. El límite elástico será de $f_y= 355 \text{ N/mm}^2$ y la carga unitaria de rotura será $490 < f_u < 680 \text{ N/mm}^2$.

- COEFICIENTES PARCIALES DE MINORACIÓN

En los cálculos de comprobación y dimensionamiento de los elementos de hormigón estructural se han considerado los coeficientes parciales de minoración de resistencia establecidos en la tabla 15.3 de la Instrucción EHE-08.

Tabla 15.3
Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Para el cálculo de la resistencia estructural de la armadura tubular de los micropilotes se ha considerado un coeficiente de minoración $\gamma_a = 1,10$, de acuerdo con el apartado 3.6 de la Guía de Micropilotes.

4. DURABILIDAD

4.1. CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN

Según la tabla 8.2.2 de la Instrucción EHE-08, la clase general de exposición de los muros será IIa, tanto para las cimentaciones como para los elementos no enterrados (alzados de muros y pilotes en muros pantalla).

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	- Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa.	- Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos.	- Elementos estructurales en sótanos no ventilados. - Cimentaciones. - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	- Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. - Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km).	- Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. - Puentes en las proximidades de la costa. - Zonas aéreas de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	- Zonas sumergidas de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	- Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.

4.1.1. Clase específica de exposición

De acuerdo con lo indicado en el Anejo nº7 Estudio Geotécnico ni el agua ni los suelos presentan agresividad, por lo que no se ha considerado ninguna clase específica de exposición.

4.1.2. Recubrimientos

Se considera nivel intenso de ejecución. El recubrimiento nominal para la vida útil de proyecto, establecida en 100 años, se obtiene siguiendo las indicaciones de las tablas 37.2.4.1.a y 37.2.4.1.c de la Instrucción EHE-08. Los valores considerados son los siguientes:

- Pilotes (Clase de exposición IIa): $r_{nom}=75$ mm
- Cimentaciones (Clase de exposición IIa): $r_{nom}=50$ mm
- Alzados (Clase de exposición IIa): $r_{nom}=30$ mm

4.2. CRITERIOS GENERALES Y CONDICIONANTES PREVIOS

4.2.1. Vida útil

De acuerdo con el apartado 2.2 de la IAP-11 y con la tabla 5 de la Instrucción EHE-08 se ha considerado una vida útil de 100 años.

Tabla 5
Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura⁽¹⁾

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

⁽¹⁾ Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.

⁽²⁾ En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años.

4.2.2. Condicionantes geotécnicos

Parámetros de cálculo de muros ménsula

- Parámetros geotécnicos de los rellenos de trasdós
 - Densidad aparente: $20,0$ kN/m³
 - Cohesión: $c = 0$ kPa
 - Ángulo de rozamiento interno: $\phi = 30^\circ$
 - Ángulo de rozamiento muro-tierras: $\delta = 0^\circ$
- Tensión admisible del terreno

En los cálculos de comprobación y dimensionamiento de los muros ménsula se ha considerado una tensión admisible de valor 0,20 MPa.

Parámetros de cálculo de muros pantalla

En el cálculo de los muros M-1 (pantalla de pilotes Ø1000) y M-2 (pantalla de micropilotes Ø300) se ha considerado un perfil estratigráfico compuesto por una capa de terciario, caracterizada por los siguientes parámetros:

- Densidad aparente: 19,0 kN/m³
- Cohesión: c = 10 kPa
- Ángulo de rozamiento interno: $\phi = 25^\circ$
- Módulo de balasto horizontal, K_H. Se considera un módulo de valor constante igual a 25 MN/m³.

Para el cálculo del muro M-4 (pantalla de pilotes Ø500) se ha considerado un terreno caracterizado por los siguientes parámetros:

- Densidad aparente: 18,0 kN/m³
- Cohesión: c = 0 kPa
- Ángulo de rozamiento interno: $\phi = 30^\circ$
- Módulo de balasto horizontal, K_H. Se considera un módulo de valor constante igual a 10 MN/m³.

Condicionantes de Estabilidad

En los cálculos de comprobación y dimensionamiento de los muros ménsula se han realizado las comprobaciones de seguridad al vuelco y deslizamiento, considerando los coeficientes de seguridad establecidos por la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras (Tabla 6.9).

TABLA 6.9. COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS NORMALES PARA LAS CIMENTACIONES DE MUROS

MODO DE FALLO	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE(*) F ₁	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F ₂	COMBINACIÓN ACCIDENTAL F ₃	MÉTODO DE EVALUACIÓN (APARTADO DE ESTA GUÍA)
Estabilidad global	1,50	1,30	1,10	4.4 ⁽¹⁾ , 5.2.1 ⁽²⁾
Hundimiento	3,00	2,60	2,20	4.5 ⁽¹⁾ , 5.10 ⁽²⁾
Deslizamiento	1,50	1,30	1,10	4.6 ⁽¹⁾
Resistencia horizontal	3,00	2,60	2,20	5.12 ⁽²⁾
Vuelco plástico	1,50	1,30	1,10	4.7 ⁽¹⁾
Vuelco rígido	2,00	1,80	1,50	4.7 ⁽¹⁾

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F₂ (véase apartado 2.10).

⁽¹⁾ Sólo en cimentaciones superficiales.

⁽²⁾ Sólo en cimentaciones profundas.

5. ACCIONES CONSIDERADAS EN EL CÁLCULO
5.1. ACCIONES PERMANENTES
Peso Propio

Para considerar el peso propio de los elementos resistentes se multiplica su área por el peso específico del material correspondiente. En el caso del hormigón estructural se ha considerado un peso específico de 25.0 kN/m³, y en el caso del acero estructural se ha considerado un peso específico de 78.5 kN/m³.

Carga Muerta

Se ha considerado el peso del pretil de contención dispuesto en la coronación de los muros, con un valor de 10,00 kN/m.

5.2. ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO

En este apartado se consideran las acciones originadas por el terreno natural o de relleno, sobre los elementos estructurales en contacto con él.

La acción del terreno sobre la estructura es doble: peso sobre elementos horizontales y empuje sobre elementos verticales.

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

El empuje es función de las características del terreno y de la interacción terreno-estructura, de acuerdo con la formulación que se describe más adelante. En ningún caso, en que su actuación sea desfavorable para el efecto estudiado, el valor del empuje será inferior al equivalente empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a 5.00 kN/m³.

En el caso en que exista una incertidumbre sobre la posible actuación del empuje de tierras, deberá no considerarse en los casos en que su actuación sea favorable para el efecto en estudio.

Empuje activo

A efectos del cálculo de estabilidad y tensiones en el terreno, se considera una ley triangular, actuando sobre un plano vertical desde la parte final del talón. La ley de empujes es efectiva desde la superficie del terreno. Los coeficientes de empuje considerados han sido los que proporciona el Estado de Rankine:

$$\lambda_h = \cos^2 \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \Rightarrow \text{Coef. de empuje horizontal}$$

$$\lambda_v = \sin \beta \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \Rightarrow \text{Coef. de empuje vertical}$$

siendo:

φ ángulo de rozamiento interno del relleno.

β ángulo que forma el talud de coronación con la horizontal.

A efectos del cálculo estructural del alzado del muro, se considera una ley triangular actuando desde la sección inferior del mismo hasta su coronación. Se admite que el relleno del trasdós es de la suficiente calidad como para suponer que el empuje es el correspondiente al Estado de Coulomb, con un ángulo de rozamiento tierras-muro de δ .

$$\lambda_h = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha - \beta)}} \right]^2} \Rightarrow \text{Coef. de empuje horizontal}$$

siendo:

δ ángulo de rozamiento tierras-muro

α ángulo que forma el trasdós con la horizontal

Empuje pasivo

Para la evaluación del empuje pasivo se supone una ley triangular actuando desde la parte superior de la puntera, sin tener en cuenta, por tanto, el relleno situado sobre la misma.

$$\lambda_h = 0,5 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \Rightarrow \text{Coef. de empuje horizontal}$$

Se considera un coeficiente parcial de seguridad de 0,5 en la formulación de Rankine, para tener en cuenta la incertidumbre en el valor de esta acción.

5.3. ACCIONES VARIABLES

Sobrecarga de uso

De acuerdo con el apartado 4.1.6 de la Instrucción IAP-11 se ha considerado una sobrecarga uniforme de 10,00 kN/m² actuando en el trasdós de los muros.

Acciones térmicas

La disposición de juntas de dilatación entre los módulos implica que no sea necesario considerar los efectos de estas acciones.

5.4. ACCIONES ACCIDENTALES

Impacto contra sistemas de contención de vehículos

Los muros M-5 y M-6 cuenta con un pretil de nivel H2 en su coronación. El posible impacto lateral de un vehículo contra este sistema de contención instalado se ha asimilado a una carga horizontal de 225 kN aplicada a una altura de 1,00 m. Este valor se ha determinado a partir de la resistencia característica del sistema de anclaje del pretil proyectado (Artículo 5.1.2 de la IAP-11).

En la página siguiente se adjunta la evaluación de esta resistencia característica definida por una carga horizontal actuando a una determinada altura del pavimento (se ha considerado una altura de 1,00 m).

DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE IMPACTO		
Proyecto:	A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado	
Cálculo:	Muro M-6	

1. DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE IMPACTO

IAP -11. Art 5.1.2. Impacto contra sistemas de contención de vehículos

La norma IAP-11 dicta que las cargas a considerar en el impacto de un vehículo contra un sistema de contención, serán las máximas resistidas por dicho sistema, el cual deberá haber sido ensayado siguiendo las directrices de la Norma UNE-EN 1317.

En los cálculos que siguen se determina el valor de la fuerza horizontal F_{IMPACTO} aplicada a la altura h_{IMPACTO} que agota el sistema de anclaje del pretil. Para ello se comprueba la interacción cortante-tracción de los elementos de anclaje más solicitados.

1. DATOS

Calidad Acero de Anclajes:	8.8		
Métrica Anclajes [mm]:	22		
Nº anclajes a cortante, n_Q [uds]:	6.00	Brazo del sistema de anclaje, d_{anclaje} [m]:	0.30
Nº anclajes a tracción, n_T [uds]:	4.00	Altura aplicación de F_{IMPACTO} , h_{IMPACTO} [m]:	1.00

2. CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ANCLAJES

2.1. RESISTENCIA A CORTANTE DE UN ANCLAJE

EAE. Art 58.6		Plano de corte por zona roscada:	NO
f_{ub} [MPa]:	800		
A_s [mm ²):	380.1	← Área resistente	
γ_{M2} :	1.25		
$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}$		$F_{v,Rd}$ [kN]:	145.97

2.2. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE UN ANCLAJE

EAE. Art 58.7			
f_{ub} [MPa]:	800	MPa	
A_s [mm ²):	303	← Área resistente a tracción (tabla 58.7 EAE)	
γ_{M2} :	1.25		
$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}$		$F_{t,Rd}$ [kN]:	174.53

3. DETERMINACIÓN FUERZA FIMPACTO, F_{IMPACTO}

Los esfuerzos de cálculo del sistema de anclaje son los siguientes:

- Esfuerzo cortante, Q_d [kN] = F_{IMPACTO}
 - Momento flector, M_d [mkn] = $F_{\text{IMPACTO}} \cdot h_{\text{IMPACTO}}$
- Este momento se reparte en un par de fuerzas considerando el brazo d_{anclaje} .

DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE IMPACTO		
Proyecto:	A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado	
Cálculo:	Muro M-6	

En consecuencia, los esfuerzos individuales por anclaje son:

- Cortante $Q_{d,i} = F_{\text{IMPACTO}} / n_Q$
- Tracción $T_{d,i} = (M_d / d_{\text{anclaje}}) / n_T = (F_{\text{IMPACTO}} \cdot h_{\text{IMPACTO}}) / (d_{\text{anclaje}} \cdot n_T)$

El cálculo de la fuerza horizontal que produce el agotamiento del sistema de anclaje se basa en la verificación de la interacción cortante-tracción sobre el perno más solicitado (Art.58.7.1 EAE):

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{Q_{d,i}}{F_{v,Rd}} + \frac{T_{d,i}}{1.40 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{F_{\text{IMPACTO}} / n_Q}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{\text{IMPACTO}} \cdot h_{\text{IMPACTO}}}{1.40 \cdot F_{t,Rd} \cdot (d_{\text{anclaje}} \cdot n_T)} = 1.00$$

Con los datos considerados, la máxima fuerza horizontal que puede transmitir el sistema de anclaje es:

F_{IMPACTO} [kN]:	225.00	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$:	0.26	
$F_{t,Ed} / 1.4 \cdot F_{t,Rd}$:	0.77	
	1.02	← Suma

En ambos muros, M-5 y M-6, constituidos por módulos de 10 m de longitud, se ha considerado que dicha acción se reparte en una longitud de 5,60 m, es decir, se ha tenido en cuenta una fuerza horizontal de 40 kN/m ($\approx 225 \text{ kN} / 5,60 \text{ m}$) aplicada a una altura de 1,00 m sobre la coronación de los muros.

5.5. COMBINACIONES DE ACCIONES

Estado Límite Último

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

Situaciones permanentes o transitorias:

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

Situaciones accidentales:

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

donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.

$G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.

$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.

A_k Valor característico de la acción accidental.

Estado Límite de Servicio

Para estos Estados Límite se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. Las combinaciones de acciones se definen de acuerdo con los siguientes criterios:

Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinación frecuente:

$$\sum \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinación cuasipermanente:

$$\sum \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Coefficientes de mayoración

Se consideran los valores establecidos en las tablas 6.2-b y 6.2-c de la Instrucción IAP-11.

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

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

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

ACCIÓN	EFECTO		
	FAVORABLE	DESFAVORABLE	
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G')	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
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

6. METODOLOGÍA

6.1. MUROS EN MÉNSULA

Los cálculos de comprobación y dimensionamiento de los muros en ménsula se han llevado a cabo con hojas de cálculo de desarrollo propio, que incluyen las siguientes verificaciones:

- Seguridad frente al deslizamiento
- Seguridad frente al vuelco
- Tensiones transmitidas al terreno
- Dimensionamiento de armadura en cimentación y alzado del muro

El proyecto incluye cinco muros en ménsula tipo, en función de la altura máxima del alzado:

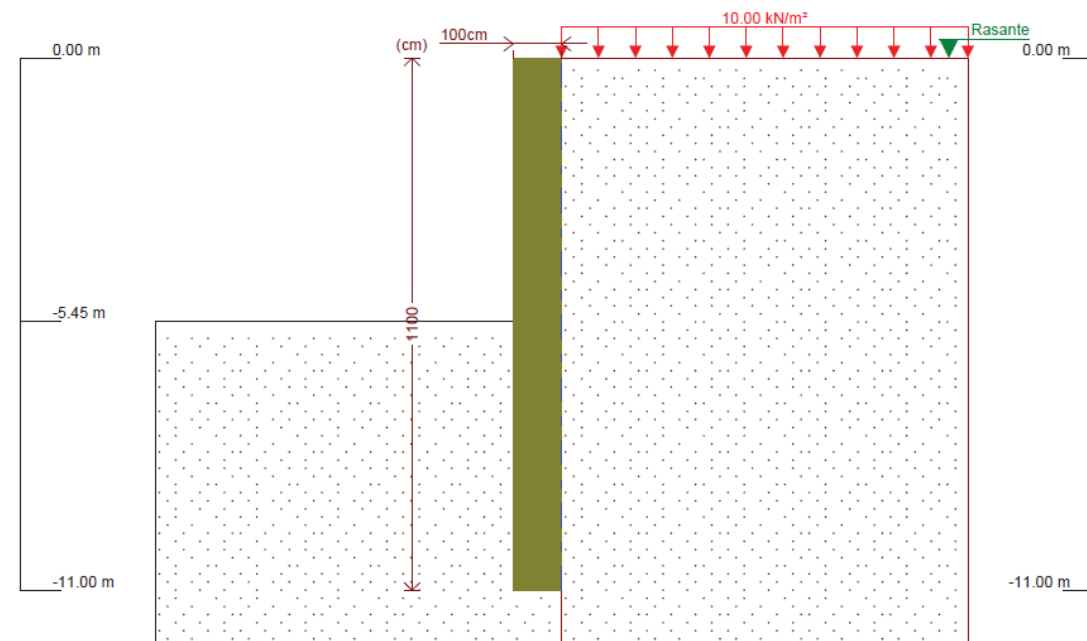
- Muro M-5. Tipo 1: $2,00 < H \leq 3,00$ m
- Muro M-5. Tipo 2: $3,05 < H \leq 4,30$ m
- Muro M-6. Tipo 1: $1,00 < H \leq 2,00$ m
- Muro M-6. Tipo 2: $2,05 < H \leq 2,55$ m
- Muro M-6. Tipo 3: $1,80 < H \leq 2,50$ m

Las secciones tipo de los muros M-5 y M-6 han sido analizadas tanto para la situación persistente como para la situación accidental correspondiente al impacto de un vehículo en el pretil dispuesto en coronación.

6.2. MUROS PANTALLA

Los muros pantalla proyectados en los muros M-1, M-2 y M-4 se han dimensionado con modelos de cálculo desarrollados con el módulo MUROS PANTALLA del programa CYPECAD, basado en la teoría de viga elástica que simula la respuesta del terreno mediante coacciones elásticas determinadas con el módulo de balasto horizontal (método de Winkler).

Se ha considerado un esquema en voladizo, sin arriostramientos ni anclajes al terreno. La siguiente figura muestra uno de los modelos de cálculo en el que se puede observar el modelo que se ha utilizado para el dimensionamiento de las pantallas.



Modelo de cálculo Muro M-1.

6.3. MUROS DE ESCOLLERA

Los cálculos de comprobación y dimensionamiento de los muros de escollera proyectados en el muro M-3 se han llevado a cabo con hojas de cálculo de desarrollo propio, que incluyen las siguientes verificaciones:

- Seguridad frente al deslizamiento
- Seguridad frente al vuelco
- Tensiones transmitidas al terreno

APÉNDICE 3.1. MUROS EN MÉNSULA

APÉNDICE 3.1.1 MURO M-5

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1. Situación accidental

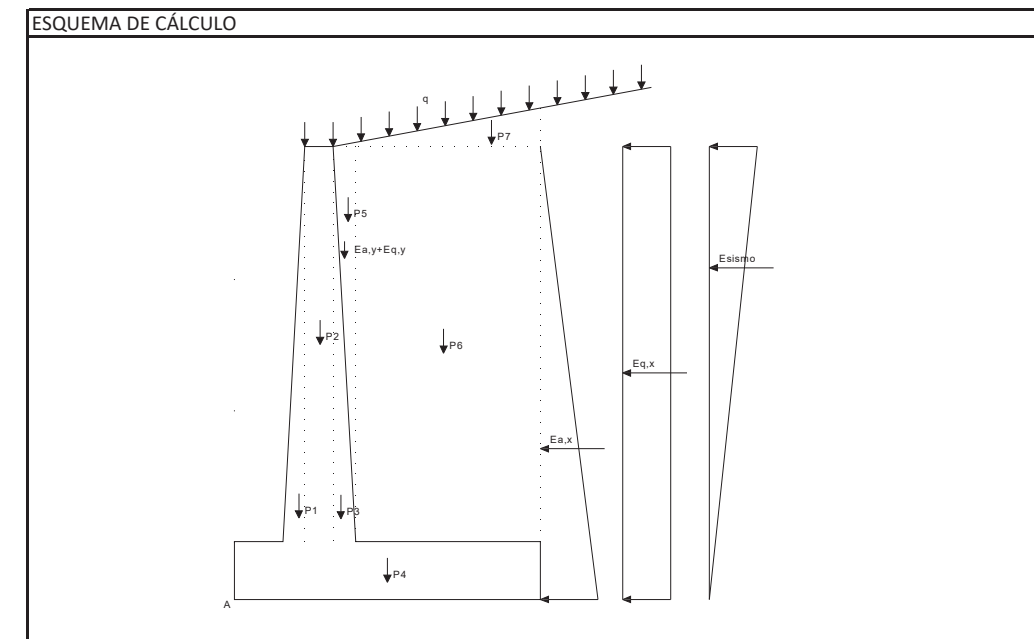
DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	250 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. ($ac/2g$)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1. Situación accidental

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	3.00 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	2.60 m
Longitud total de zapata	L	3.40 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	3.80 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.00		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1. Situación accidental

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	60.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	68.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	156.00 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	34.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	8.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		326.00 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	1.70 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	2.10 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	2.53 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	1.70 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		48.13 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		48.13 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		12.67 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		12.67 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		40.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		1.27 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		1.90 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		2.53 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		4.80 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



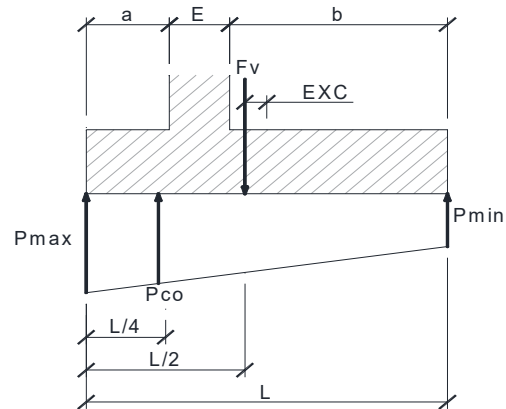
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1. Situación accidental

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1. Situación accidental

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	528.20	m·kN
Momento volcador:	MV	277.04	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		0.77	m
Excentricidad	EXC	0.93	m
Tipo de distribución	L/6	0.57	Triangular
Ancho apoyado	L1	2.31	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	282.09	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	0.00	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	211.57	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

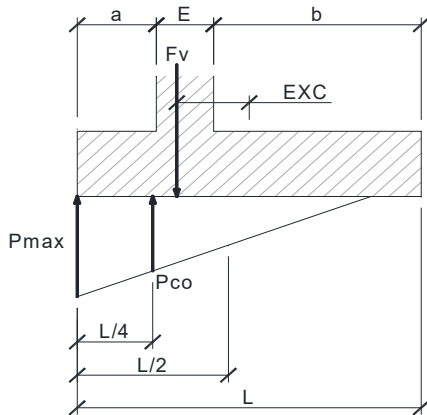


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	1.84	
Vuelco	C.V. =	1.91	

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1. Situación accidental

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		30.00	kN
Eax = Ea · cos δ		30.00	kN
Eq = Ka · q · H		10.00	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		160.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	205.00	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	205.00	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.24	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	7.89	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	2.07	cm
	A _s	6.36	cm ²
Armadura requerida	A _s	7.89	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	80.00	kN
	V _d	80.00	kN
	ξ	1.516	
	ρ _i	0.001	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1. Situación accidental

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	282.09 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	0.00 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	211.57 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	272.13 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	225.67 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	2.01 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	2.01 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	323.14 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-100.09 mkN
Momento en talón MB1	MB1	223.04 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	223.04 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coefficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	0.09 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.02 cm
	A _s	0.06 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coefficiente reductor	α	1.22
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	8.43 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	2.26 cm
	A _s	6.92 cm ²
- Armadura requerida	A _s	8.43 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1. Situación accidental

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	282.09 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	92.92 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{punt}	0.00 kN/m2
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	80.55 kN/m2
Puntera		
	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón		
	V _{Bd}	80.552 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1

DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	200 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. ($ac/2g$)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

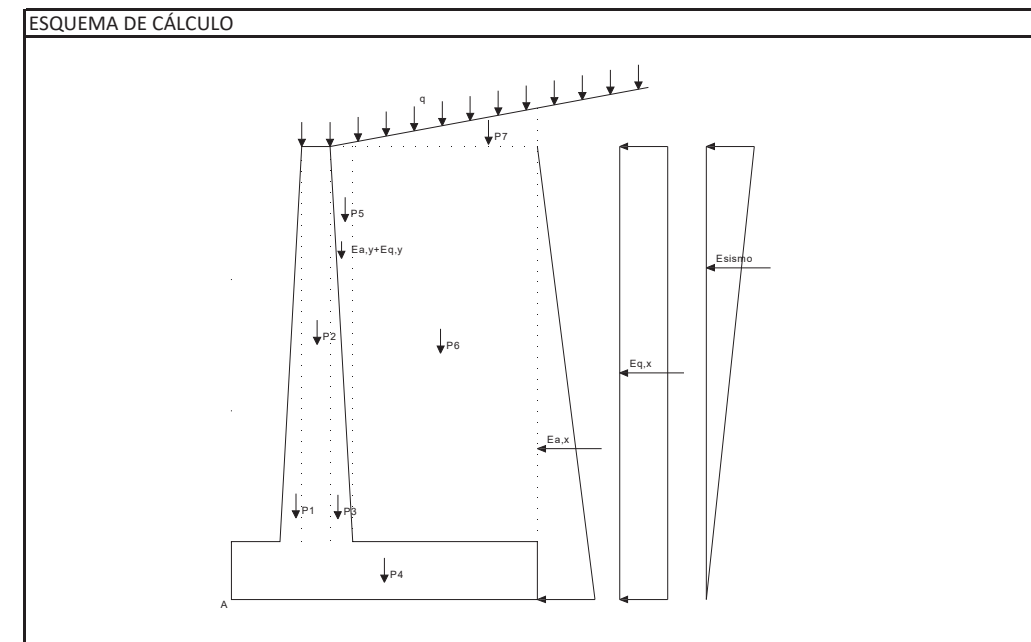
CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	3.00 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	2.60 m
Longitud total de zapata	L	3.40 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	3.80 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.50		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	60.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	68.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	156.00 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	34.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	0.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		318.00 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	1.70 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	2.10 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	2.53 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	1.70 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		48.13 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		48.13 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		12.67 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		12.67 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		0.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		1.27 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		1.90 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		2.53 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		0.00 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



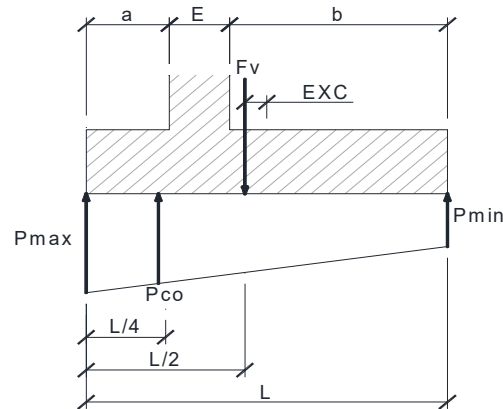
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	525.00	m·kN
Momento volcador:	MV	85.04	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		1.38	m
Excentricidad	EXC	0.32	m
Tipo de distribución	L/6	0.57	Trapezoidal
Ancho apoyado	L1	3.40	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	145.76	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	41.30	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	119.65	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

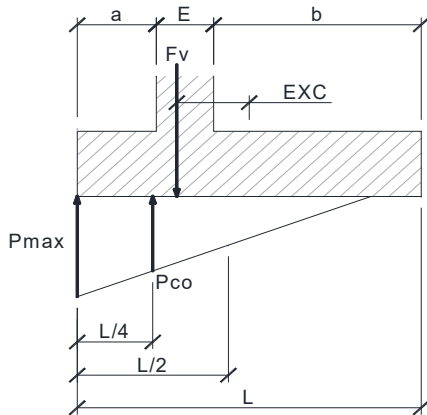


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	2.98	
Vuelco	C.V. =	6.17	

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		30.00	kN
Eax = Ea · cos δ		30.00	kN
Eq = Ka · q · H		10.00	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		0.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	45.00	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	67.50	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.42	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	2.94	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.68	cm
	A _s	2.08	cm ²
Armadura requerida	A _s	7.20	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	40.00	kN
	V _d	60.00	kN
	ξ	1.516	
	ρ _l	0.001	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	145.76 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	41.30 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	119.65 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	142.08 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	124.87 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	1.04 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	1.56 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	323.14 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-255.81 mkN
Momento en talón MB1	MB1	67.32 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	100.98 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s α	0.07 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.02 cm
	A _s	0.05 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.37
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s α	4.28 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	1.02 cm
	A _s	3.11 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 1

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	145.76 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	98.14 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{punt}	0.00 kN/m ²
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	37.52 kN/m ²
Puntera	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón	V _{Bd}	56.284 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2. Situación accidental

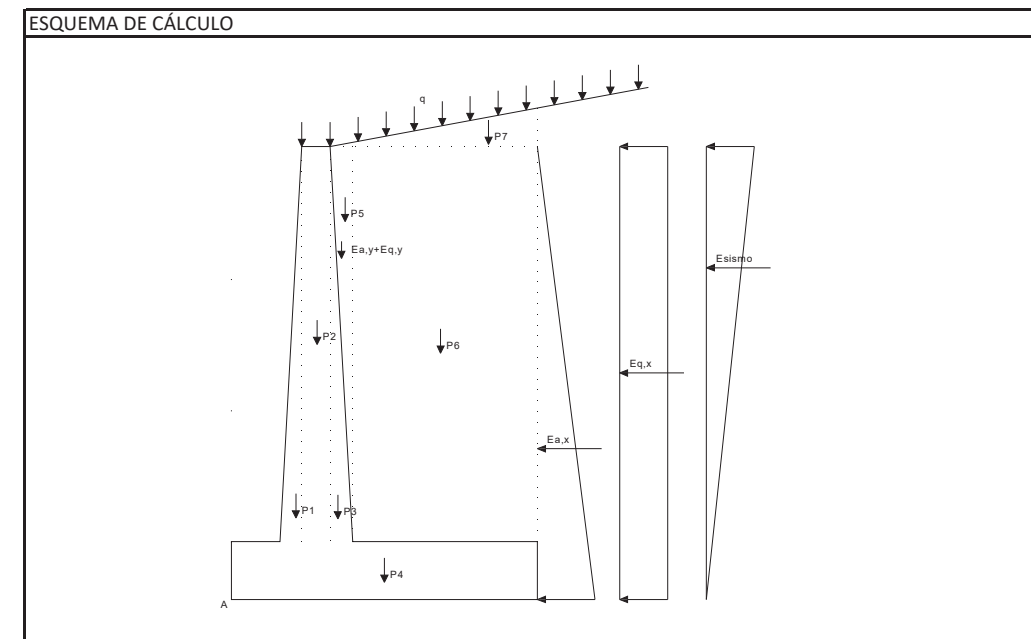
DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	250 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. (ac/2g)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2. Situación accidental

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	4.30 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	3.40 m
Longitud total de zapata	L	4.20 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	5.10 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.00		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2. Situación accidental

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	86.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	84.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	292.40 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	42.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	8.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		512.40 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	2.10 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	2.50 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	3.07 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	2.10 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		86.70 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		86.70 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		17.00 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		17.00 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		40.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		1.70 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		2.55 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		3.40 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		6.10 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



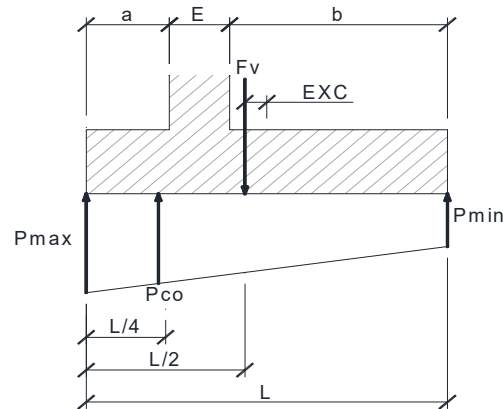
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2. Situación accidental

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2. Situación accidental

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	1033.20	m·kN
Momento volcador:	MV	434.74	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		1.17	m
Excentricidad	EXC	0.93	m
Tipo de distribución	L/6	0.70	Triangular
Ancho apoyado	L1	3.50	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	292.48	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	0.00	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	219.36	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

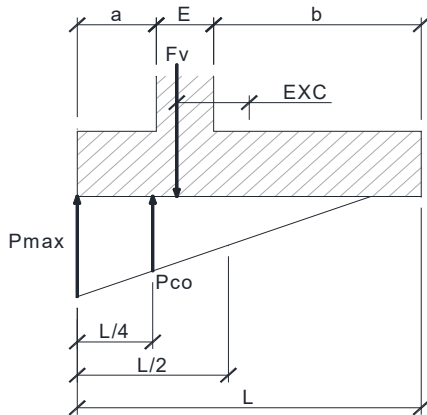


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	2.03	
Vuelco	C.V. =	2.38	

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2. Situación accidental

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		61.63	kN
Eax = Ea · cos δ		61.63	kN
Eq = Ka · q · H		14.33	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		212.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	331.16	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	331.16	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.08	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	11.15	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	3.37	cm
	A _s	10.34	cm ²
Armadura requerida	A _s	11.15	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	13.40	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	115.97	kN
	V _d	115.97	kN
	ξ	1.516	
	ρ _t	0.002	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2. Situación accidental

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	292.48 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	0.00 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	219.36 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	284.12 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	245.12 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	2.09 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	2.09 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	700.48 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-325.78 mkN
Momento en talón MB1	MB1	374.70 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	374.70 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coefficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	0.10 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.02 cm
	A _s	0.06 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	13.40 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coefficiente reductor	α	1.02
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	11.99 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	3.83 cm
	A _s	11.73 cm ²
- Armadura requerida	A _s	11.99 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	13.40 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2. Situación accidental

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	292.48 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	163.09 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{puntera}	0.00 kN/m ²
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	91.30 kN/m ²
Puntera	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.002
	V _{cu}	350.12 kN
Talón	V _{Bd}	91.300 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.002
	V _{cu}	350.12 kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2

DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	200 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. (ac/2g)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

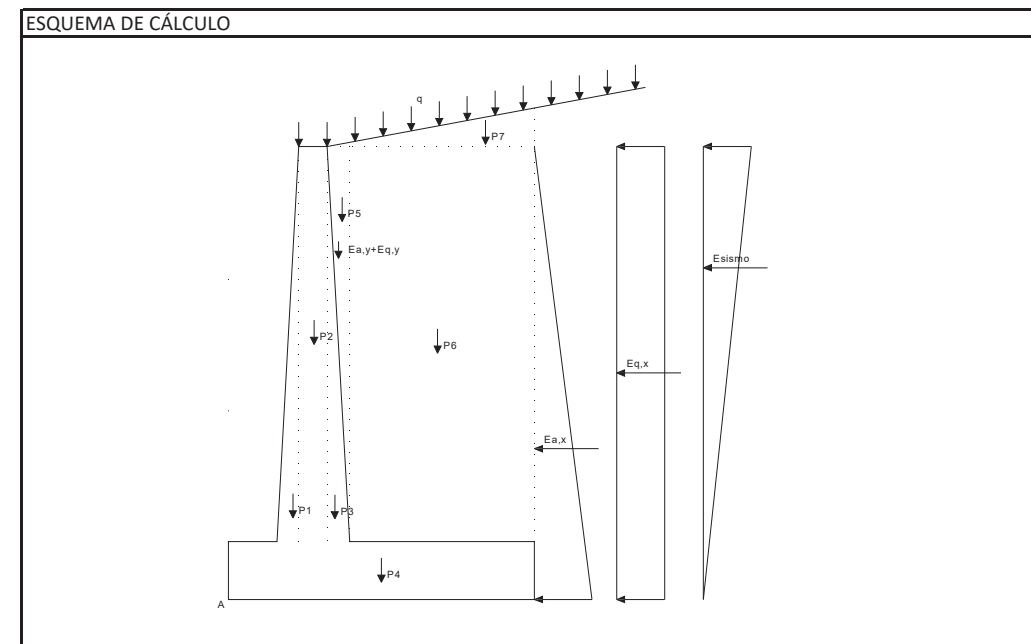
CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	4.30 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	3.40 m
Longitud total de zapata	L	4.20 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	5.10 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.50		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	86.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	84.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	292.40 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	42.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	0.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		504.40 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	2.10 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	2.50 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	3.07 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	2.10 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		86.70 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		86.70 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		17.00 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		17.00 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		0.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		1.70 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		2.55 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		3.40 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		0.00 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

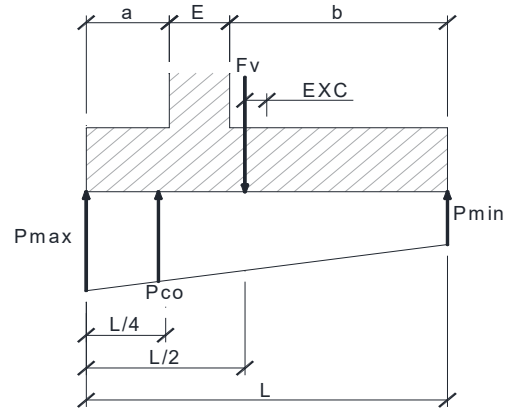
CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	1030.00	m·kN
Momento volcador:	MV	190.74	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		1.66	m
Excentricidad	EXC	0.44	m
Tipo de distribución	L/6	0.70	Trapezoidal
Ancho apoyado	L1	4.20	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	194.92	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	45.27	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	157.51	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

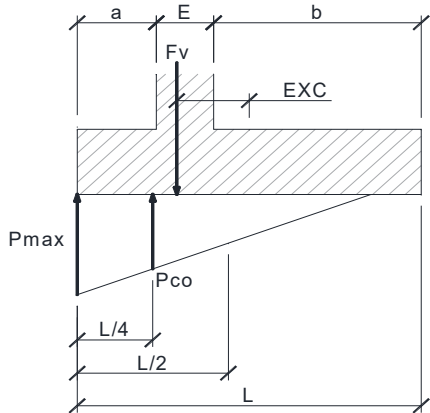


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	2.77	
Vuelco	C.V. =	5.40	

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		61.63	kN
Eax = Ea · cos δ		61.63	kN
Eq = Ka · q · H		14.33	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		0.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	119.16	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	178.74	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.27	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	7.05	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	1.80	cm
	A _s	5.53	cm ²
Armadura requerida	A _s	7.20	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	75.97	kN
	V _d	113.95	kN
	ξ	1.516	
	ρ _t	0.001	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	194.92 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	45.27 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	157.51 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	190.64 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	170.69 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	1.39 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	2.09 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	700.48 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-539.47 mkN
Momento en talón MB1	MB1	161.01 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	241.52 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	0.10 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.02 cm
	A _s	0.06 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.19
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	8.96 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	2.45 cm
	A _s	7.50 cm ²
- Armadura requerida	A _s	8.96 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-5. Tipo 2

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	194.92 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	139.69 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{punt}	0.00 kN/m2
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	62.32 kN/m2
Puntera	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón	V _{Bd}	93.484 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

APÉNDICE 3.1.2 MURO M-6

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1. Situación accidental.

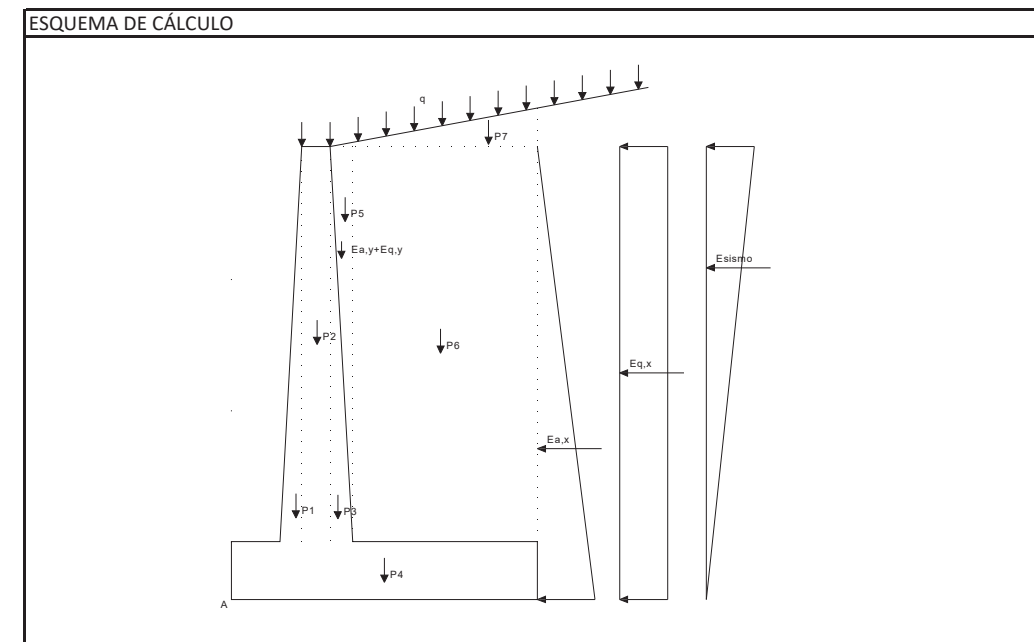
DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	275 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. (ac/2g)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1. Situación accidental.

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	2.00 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	2.00 m
Longitud total de zapata	L	2.80 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	2.80 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.00		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1. Situación accidental.

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	40.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	56.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	80.00 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	28.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	8.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		212.00 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	1.40 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	1.80 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	2.13 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	1.40 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		26.13 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		26.13 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		9.33 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		9.33 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		40.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		0.93 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		1.40 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		1.87 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		3.80 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



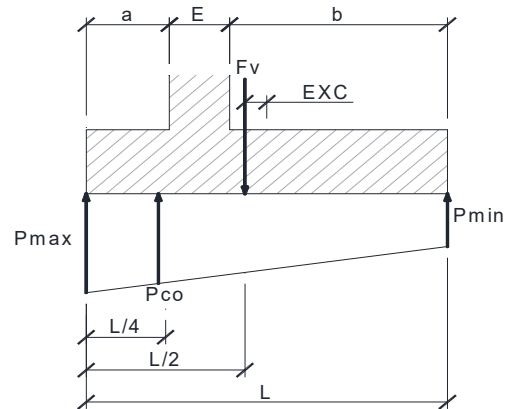
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1. Situación accidental.

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1. Situación accidental.

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	280.80	m·kN
Momento volcador:	MV	189.46	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		0.43	m
Excentricidad	EXC	0.97	m
Tipo de distribución	L/6	0.47	Triangular
Ancho apoyado	L1	1.29	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	328.03	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	0.00	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	246.02	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

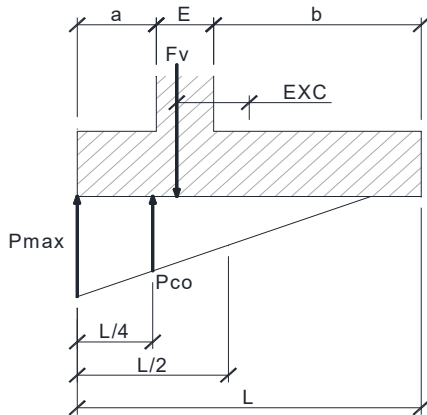


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	1.60	
Vuelco	C.V. =	1.48	

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1. Situación accidental.

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		13.33	kN
Eax = Ea · cos δ		13.33	kN
Eq = Ka · q · H		6.67	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		120.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	135.56	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	135.56	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.33	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	5.57	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	1.37	cm
	A _s	4.19	cm ²
Armadura requerida	A _s	7.20	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	60.00	kN
	V _d	60.00	kN
	ξ	1.516	
	ρ _i	0.001	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1. Situación accidental.

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	328.03 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	0.00 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	246.02 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	313.97 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	248.36 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	2.33 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	2.33 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	152.22 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-15.53 mkN
Momento en talón MB1	MB1	136.68 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	136.68 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	0.11 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.02 cm
	A _s	0.07 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.33
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	5.61 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	1.38 cm
	A _s	4.22 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1. Situación accidental.

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	328.03 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	-65.33 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{puntera}	0.00 kN/m ²
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	128.33 kN/m ²
Puntera	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón	V _{Bd}	128.330 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1

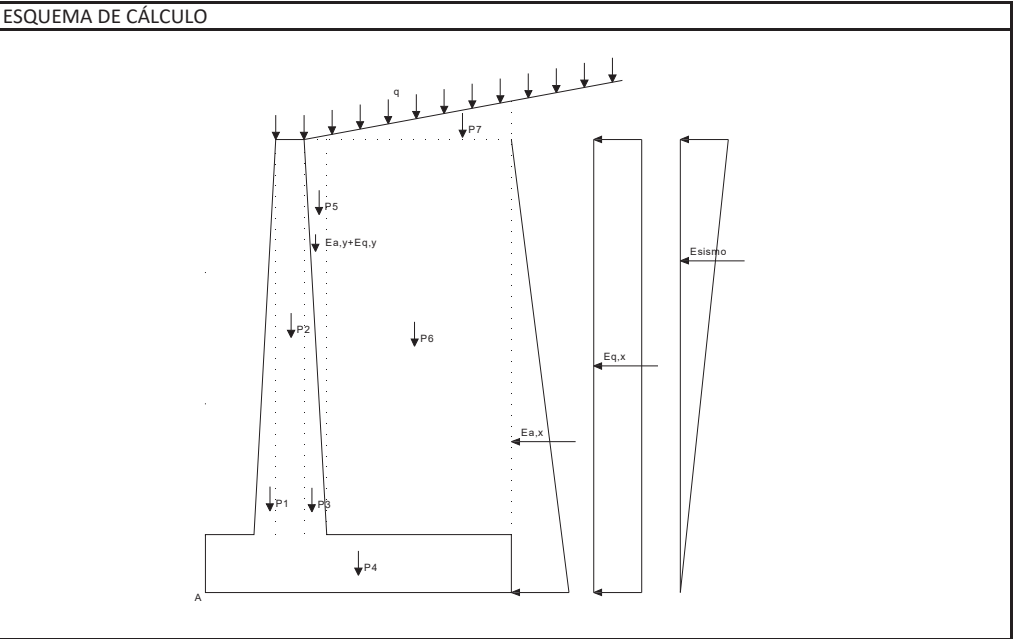
DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	200 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. ($ac/2g$)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	2.00 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	2.00 m
Longitud total de zapata	L	2.80 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	2.80 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.50		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	40.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	56.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	80.00 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	28.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	8.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		212.00 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	1.40 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	1.80 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	2.13 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	1.40 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		26.13 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		26.13 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		9.33 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		9.33 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		0.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		0.93 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		1.40 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		1.87 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		0.00 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



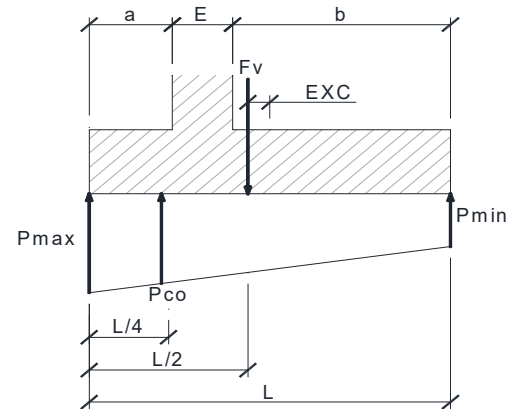
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO
Momento estabilizador:	ME	280.80 m·kN
Momento volcador:	MV	37.46 m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		1.15 m
Excentricidad	EXC	0.25 m
Tipo de distribución	L/6	0.47 Trapecial
Ancho apoyado	L1	2.80 m
Tensión en extremo de puntera:	PA	116.63 kN/m²
Tensión en extremo de talón:	PB	34.80 kN/m²
Tensión de comparación	Pco	96.17 kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

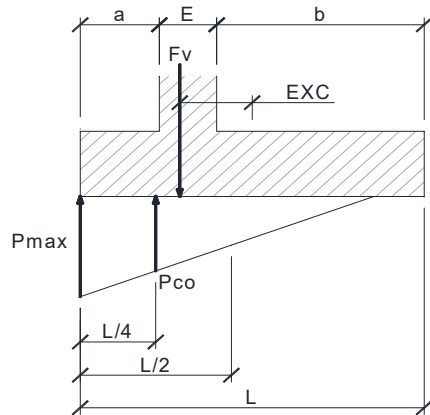


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO
Deslizamiento:	C.D. =	3.41
Vuelco	C.V. =	7.50

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		13.33 kN
Eax = Ea · cos δ		13.33 kN
Eq = Ka · q · H		6.67 kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00 kN
Impacto		0.00 m·kN
Momento en base de alzado	M _i	15.56 m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	23.33 m·kN
	fcd	16666.67 kN/m ²
	fyd	434782.61 kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coefficiente reductor	α	1.47
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	1.05 cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.23 cm
	A _s	0.72 cm ²
Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm²
Esfuerzo cortante actuante	V	20.00 kN
	V _d	30.00 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12 kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	116.63 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	34.80 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	96.17 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	113.12 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	96.75 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	0.83 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	1.25 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	152.22 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-124.61 mkN
Momento en talón MB1	MB1	27.60 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	41.40 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coefficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	0.06 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.01 cm
	A _s	0.04 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coefficiente reductor	α	1.45
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	1.84 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.41 cm
	A _s	1.27 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 1

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	116.63 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	71.33 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{punt}	0.00 kN/m ²
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	21.17 kN/m ²
Puntera	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón	V _{Bd}	31.750 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2. Situación accidental.

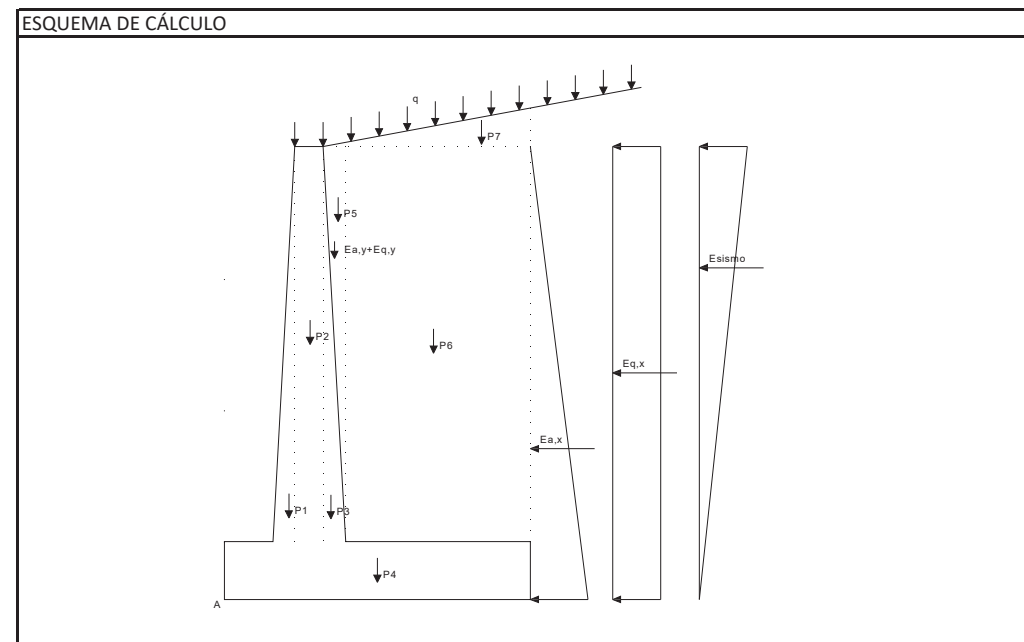
DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	275 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. (ac/2g)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2. Situación accidental.

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	2.55 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	2.30 m
Longitud total de zapata	L	3.10 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	3.35 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.00		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2. Situación accidental.

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	51.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	62.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	117.30 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	31.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	8.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		269.30 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	1.55 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	1.95 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	2.33 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	1.55 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		37.41 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		37.41 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		11.17 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		11.17 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		40.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		1.12 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		1.68 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		2.23 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		4.35 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



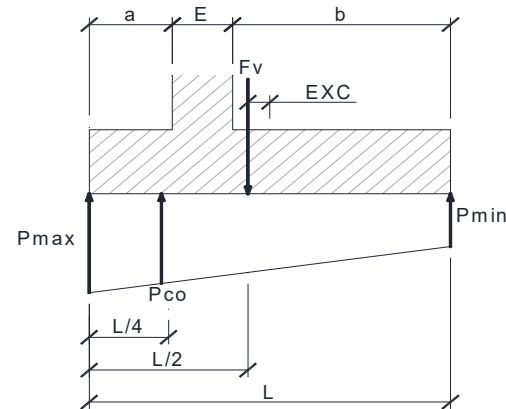
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2. Situación accidental.

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2. Situación accidental.

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	396.49	m·kN
Momento volcador:	MV	234.48	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		0.60	m
Excentricidad	EXC	0.95	m
Tipo de distribución	L/6	0.52	Triangular
Ancho apoyado	L1	1.80	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	298.43	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	0.00	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	223.82	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

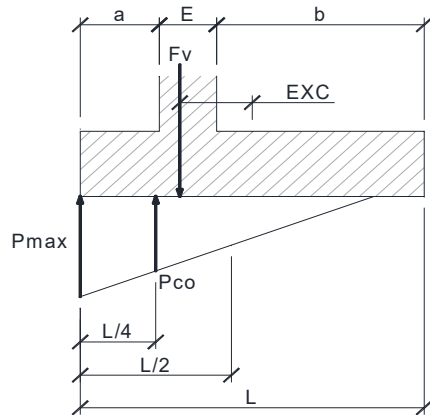


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	1.73	
Vuelco	C.V. =	1.69	

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2. Situación accidental.

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · P _t		21.68	kN
Eax = Ea · cos δ		21.68	kN
Eq = Ka · q · H		8.50	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · P _t · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		142.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	171.26	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	171.26	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.28	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	6.81	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	1.73	cm
	A _s	5.30	cm ²
Armadura requerida	A _s	7.20	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	70.18	kN
	V _d	70.18	kN
	ξ	1.516	
	ρ _i	0.001	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2. Situación accidental.

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	298.43 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	0.00 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	223.82 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	286.88 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	232.97 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	2.12 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	2.12 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	229.78 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-49.12 mkN
Momento en talón MB1	MB1	180.66 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	180.66 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s α	0.10 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.02 cm
	A _s	0.07 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.27
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s α	7.12 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	1.82 cm
	A _s	5.59 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2. Situación accidental.

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	298.43 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	42.13 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{punt}	0.00 kN/m ²
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	92.90 kN/m ²
Puntera	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón	V _{Bd}	92.901 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2

DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	200 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. ($ac/2g$)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

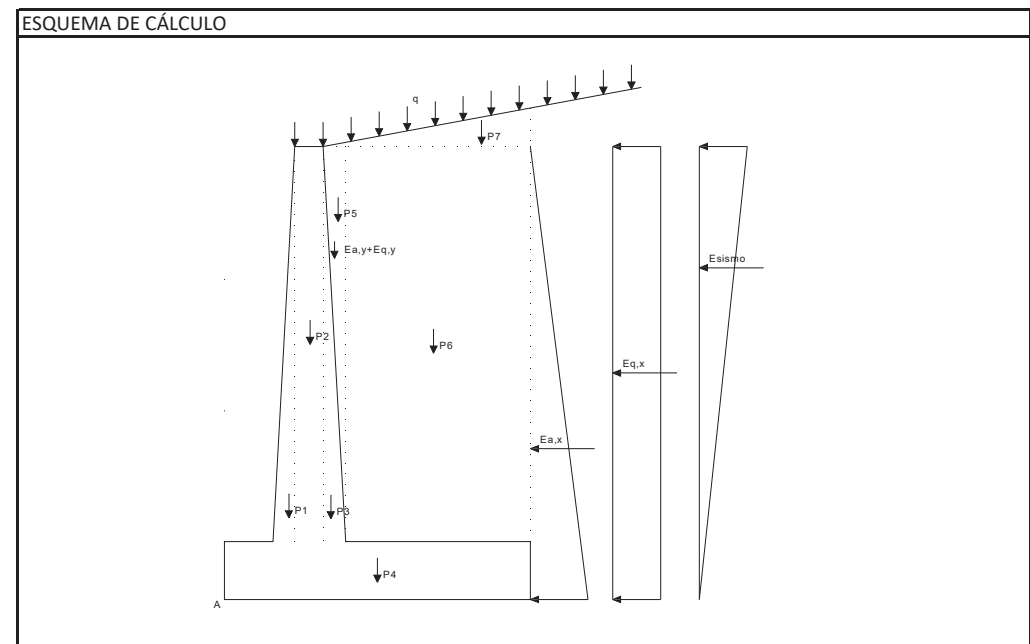
CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	2.55 m
Sobreecho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobreecho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	2.30 m
Longitud total de zapata	L	3.10 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	3.35 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.50		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	51.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	62.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	117.30 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	31.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	8.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		269.30 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	1.55 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	1.95 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	2.33 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	1.55 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		37.41 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		37.41 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		11.17 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		11.17 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		0.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		1.12 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		1.68 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		2.23 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		0.00 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



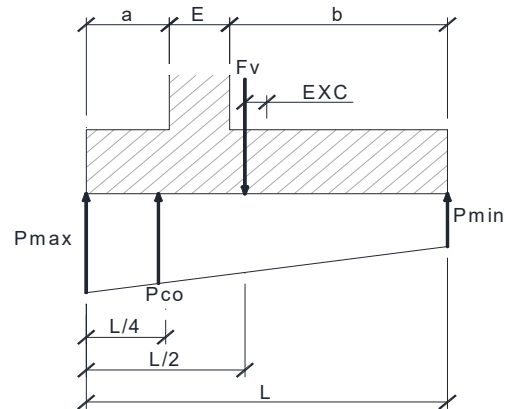
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	396.49	m·kN
Momento volcador:	MV	60.48	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		1.25	m
Excentricidad	EXC	0.30	m
Tipo de distribución	L/6	0.52	Trapezoidal
Ancho apoyado	L1	3.10	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	137.70	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	36.04	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	112.28	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

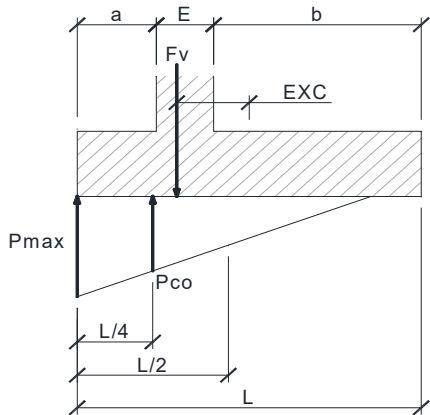


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L} \right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L} \right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L} \right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	3.16	
Vuelco	C.V. =	6.56	

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		21.68	kN
Eax = Ea · cos δ		21.68	kN
Eq = Ka · q · H		8.50	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		0.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	29.26	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	43.89	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.45	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	1.95	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.44	cm
	A _s	1.35	cm ²
Armadura requerida	A _s	7.20	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	30.18	kN
	V _d	45.26	kN
	ξ	1.516	
	ρ _i	0.001	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	137.70 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	36.04 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	112.28 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	133.76 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	115.40 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	0.98 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	1.47 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	229.78 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-183.00 mkN
Momento en talón MB1	MB1	46.78 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	70.17 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s α	0.07 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.01 cm
	A _s	0.05 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.41
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s α	3.05 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.70 cm
	A _s	2.16 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 2

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	137.70 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	86.87 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{puntera}	0.00 kN/m ²
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	30.29 kN/m ²
Puntera	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón	V _{Bd}	45.436 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3. Situación accidental

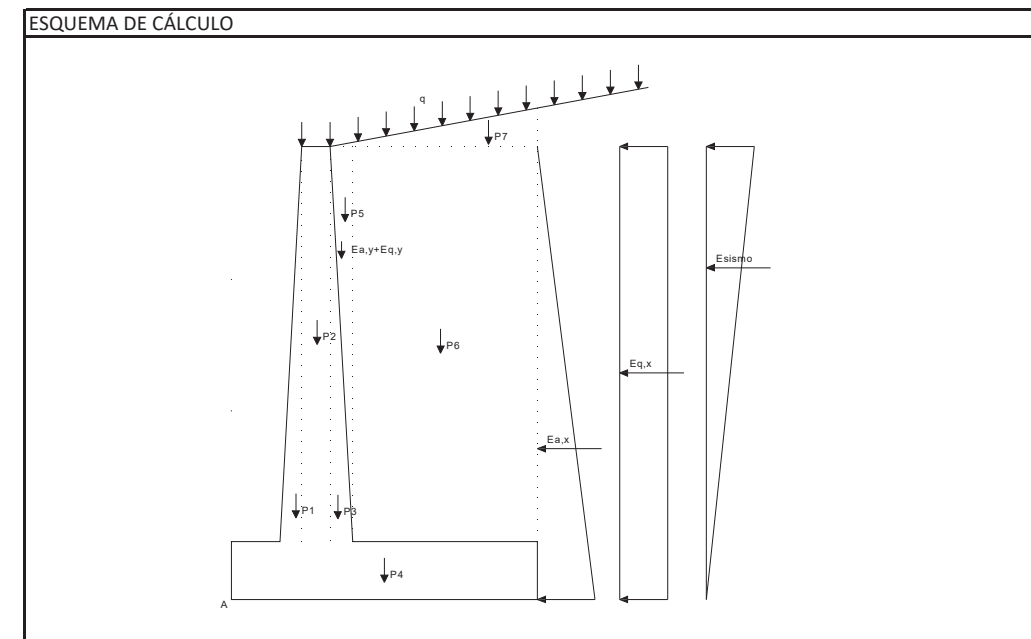
DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	137.5 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. ($ac/2g$)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3. Situación accidental

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	2.50 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	4.10 m
Longitud total de zapata	L	4.90 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	3.30 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.00		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3. Situación accidental

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	50.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	98.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	205.00 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	49.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	8.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		410.00 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	2.45 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	2.85 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	3.53 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	2.45 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		36.30 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		36.30 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		11.00 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		11.00 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		40.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		1.10 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		1.65 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		2.20 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		4.30 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



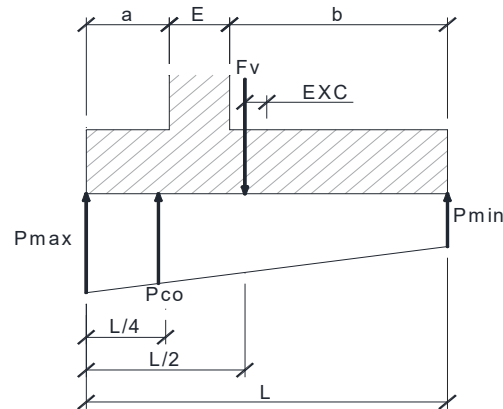
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3. Situación accidental

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3. Situación accidental

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	967.60	m·kN
Momento volcador:	MV	230.08	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		1.80	m
Excentricidad	EXC	0.65	m
Tipo de distribución	L/6	0.82	Trapezoidal
Ancho apoyado	L1	4.90	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	150.39	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	16.96	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	117.03	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

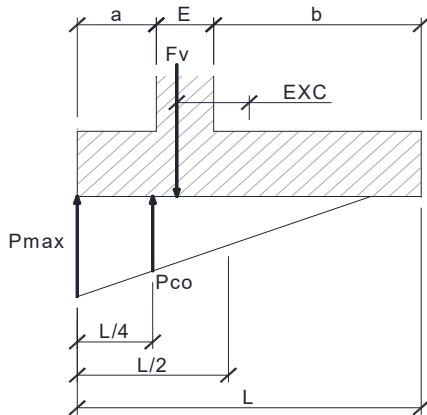


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	2.68	
Vuelco	C.V. =	4.21	

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3. Situación accidental

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		20.83	kN
Eax = Ea · cos δ		20.83	kN
Eq = Ka · q · H		8.33	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		140.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	167.78	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	167.78	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.29	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	6.69	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	1.69	cm
	A _s	5.19	cm ²
Armadura requerida	A _s	7.20	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	69.17	kN
	V _d	69.17	kN
	ξ	1.516	
	ρ _l	0.001	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3. Situación accidental

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	150.39 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	16.96 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	117.03 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	147.12 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	131.87 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	1.07 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	1.07 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	699.68 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-492.06 mkN
Momento en talón MB1	MB1	207.61 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	207.61 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	0.05 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.01 cm
	A _s	0.03 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.24
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	7.97 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	2.10 cm
	A _s	6.44 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.97 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3. Situación accidental

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	150.39 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	108.18 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{puntera}	0.00 kN/m ²
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	58.39 kN/m ²
Puntera		
	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón		
	V _{Bd}	58.394 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3

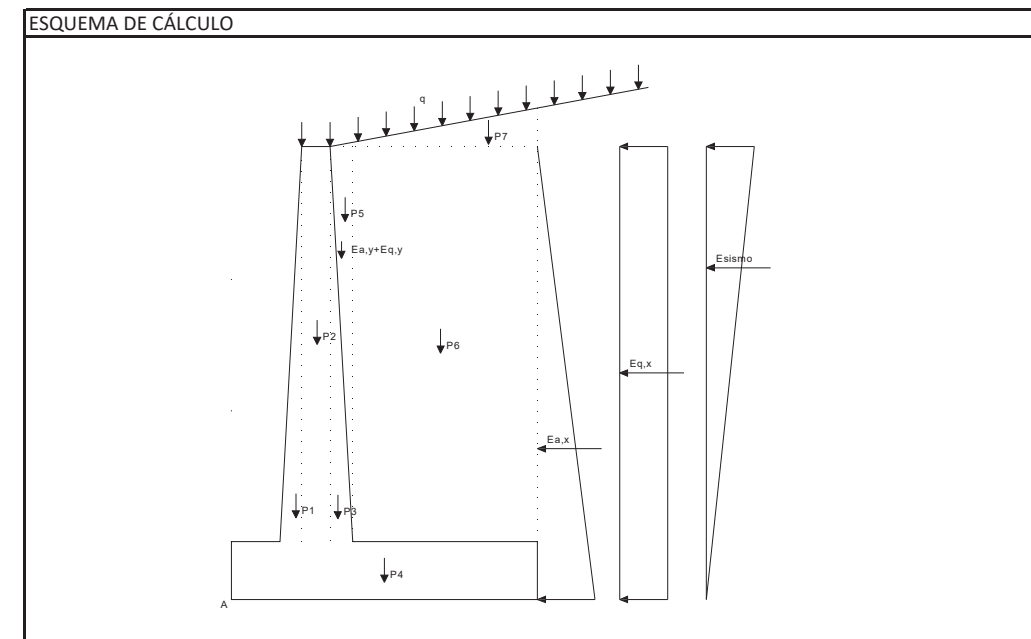
DATOS DEL TERRENO	ESTÁTICO	
Peso del relleno de tierras	P_t	20 kN/m ³
Tensión admisible	σ_{adm}	100 kN/m ²
Sobrecarga en el terreno	q	10 kN/m ²
Ángulo de rozamiento interno	Φ	30 °
Ángulo talud de relleno	i	0 °
Ángulo de rozamiento relleno-muro	δ	0 °
Ángulo del paramento del muro	β	0 °
Coef. Rozam. Zapata-suelo (tg Φ)	μ	0.57 (máx. 0.60)
Aceleración de cálculo	ac	0.00 g
Coef. Aceleración horiz. ($ac/2g$)	kh	0.000
Coeficiente de aceleración vertical	kv	0.000
$\theta = \arctg kh$	θ	0.00 °

COEFICIENTES DE EMPUJE	ESTÁTICO	
Coefficientes de empuje estáticos		
Coeficiente de empuje activo		
$\cos^2(\Phi-\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i)$		0.25
$\cos(\delta+\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AE}	0.333
	K_{AEx}	0.333
	K_{AEy}	0.000
Coeficiente de empuje pasivo:		
Ángulo talud de relleno	i	0.00
Ángulo rozamiento relleno-muro	δ	0.00
$\cos^2(\Phi+\beta)$		0.75
$\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta-\beta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi-\delta) \cdot \text{sen}(\Phi+i)$		0.25
$\cos(\delta-\beta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{PE}	3.000
Coefficientes de empuje dinámicos		
Coeficiente de empuje activo		
$(1+kv) \cdot \cos^2(\Phi-\beta-\theta)$		0.75
$\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)$		1.00
$\text{sen}(\Phi+\delta) \cdot \text{sen}(\Phi-i-\theta)$		0.25
$\cos(\delta+\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta)$		1.00
	K_{AD}	0.333
	$K_{AD}-K_{AE}$	0.000

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3

GEOMETRÍA	ESTÁTICO	
Altura de alzado	H	2.50 m
Sobrancho exterior de alzado	e_1	0.00 m
Ancho de coronación	e_2	0.80 m
Sobrancho interior de alzado	e_3	0.00 m
Canto de zapata	C	0.80 m
Longitud de puntera	a	0.00 m
Longitud de talón	b	4.10 m
Longitud total de zapata	L	4.90 m
Ancho de base de alzado	E	0.80 m
$(e_3+b) \cdot \tan i$	H_i	0.00 m
Altura total (C+H+ H_i)	H_1	3.30 m
Recubrimiento mecánico en cimentaciones	r_{cim}	0.05 m
Recubrimiento mecánico en alzados	r_{alz}	0.05 m

MATERIALES	ESTÁTICO	
Resistencias características de los materiales:		
Hormigón en zapata	f_{ck}	25.00 MPa
Acero	f_{yk}	500.00 MPa
Hormigón en alzado	f_{ck}	25.00 MPa
Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c	1.50
Coeficiente de minoración del acero	γ_s	1.15
Coeficiente de mayoración de cargas: 1.50		
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		
Coeficiente de seguridad al vuelco:		



CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3

FUERZAS VERTICALES	ESTÁTICO	
$P1 = 1/2 \cdot H \cdot e1 \cdot 25$	P1	0.00 kN
$P2 = H \cdot e2 \cdot 25$	P2	50.00 kN
$P3 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot 25$	P3	0.00 kN
$P4 = C \cdot L \cdot 25$	P4	98.00 kN
$P5 = 1/2 \cdot H \cdot e3 \cdot P_t$	P5	0.00 kN
$P6 = H \cdot b \cdot P_t$	P6	205.00 kN
$P7 = 1/2 \cdot H_i \cdot (e3+b) \cdot P_t$	P7	0.00 kN
$P8 = q \cdot (e3+b)$	P8	49.00 kN
$P9 = Eay$	P9	0.00 kN
$P10 = Eqy$	P10	0.00 kN
P11 = Peso muro+pretil de contención	P11	8.00 kN
P12 = Peso pantalla acustica	P12	0.00 kN
Suma de fuerzas verticales = P		410.00 kN

BRAZOS MECÁNICOS	ESTÁTICO	
Brazos de fuerzas verticales respecto del punto "A"		
$X1 = a+2/3 \cdot e1$	X1	0.00 m
$X2 = a+e1+e2/2$	X2	0.40 m
$X3 = a+e1+e2+e3/3$	X3	0.80 m
$X4 = L/2$	X4	2.45 m
$X5 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X5	0.80 m
$X6 = a+E+b/2$	X6	2.85 m
$X7 = a+e1+e2+2/3 \cdot (e3+b)$	X7	3.53 m
$X8 = a+e1+(e2+e3+b)/2$	X8	2.45 m
$X9 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X9	0.80 m
$X10 = a+e1+e2+2/3 \cdot e3$	X10	0.80 m
X11	X11	0.40 m
X12	X12	0.00 m

EMPUJES	ESTÁTICO	
Empuje activo:		
$Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot (H+C)^2 \cdot P_t$		36.30 kN
$Eax = Ea \cdot \cos(\delta+\beta)$		36.30 kN
$Eay = Ea \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$Eq = Ka \cdot q \cdot (H+C)$		11.00 kN
$Eqx = Eq \cdot \cos(\delta+\beta)$		11.00 kN
$Eqy = Eq \cdot \sin(\delta+\beta)$		0.00 kN
$\Delta E_{AD} = 1/2 \cdot P_t \cdot (H+C)^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$		0.00 kN
E_{viento}		0.00 kN
$E_{impacto}$		0.00 kN

FUERZAS HORIZONTALES	ESTÁTICO	
Distancia a base de zapata de fuerzas horizontales:		
$Y1 = (H+C)/3$ (de Eax)		1.10 m
$Y2 = (H+C)/2$ (de Eq)		1.65 m
$Y3 = (H+C) \cdot 2/3$ (de ΔE_{AD})		2.20 m
Y_{viento}		0.00 m
$Y_{impacto}$		0.00 m

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



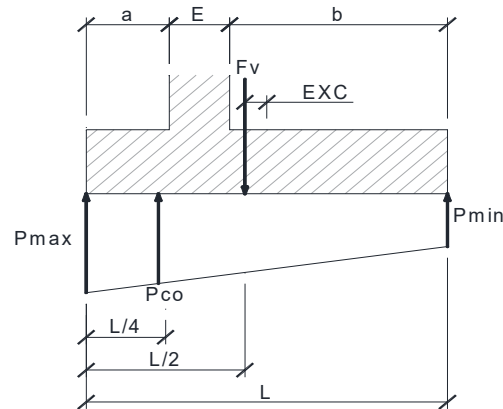
A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3

EMPUJE PASIVO	ESTÁTICO	
Altura del relleno de intradós	H_{pas}	0 m
Porcentaje del pasivo considerado		0.00 %
Empuje pasivo	E_p	0.00 kN
$Y4 = H_{pas}/3$		0.00 m

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3

TENSIONES SOBRE EL TERRENO		ESTÁTICO	
Momento estabilizador:	ME	967.60	m·kN
Momento volcador:	MV	58.08	m·kN
Distancia de resultante al punto "A":		2.22	m
Excentricidad	EXC	0.23	m
Tipo de distribución	L/6	0.82	Trapezoidal
Ancho apoyado	L1	4.90	m
Tensión en extremo de puntera:	PA	107.41	kN/m ²
Tensión en extremo de talón:	PB	59.94	kN/m ²
Tensión de comparación	Pco	95.54	kN/m ²

DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL: EXC ≤ L/6

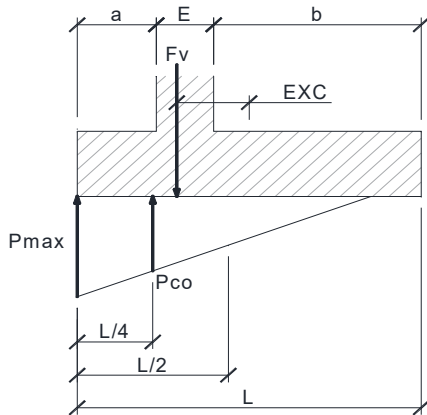


$$P_{max} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot EXC}{L}\right)$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot EXC}{L}\right)$$

DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR: EXC > L/6



$$P_{max} = \frac{4 \cdot \sum F_v}{3 \cdot (L + 2 \cdot EXC)}$$

$$P_{min} = 0$$

$$P_{co} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot EXC}$$

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD		ESTÁTICO	
Deslizamiento:	C.D. =	4.94	
Vuelco	C.V. =	16.66	

A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3

ARMADURA DE ALZADO		ESTÁTICO	
Eae = 1/2 · Ka · H ² · Pt		20.83	kN
Eax = Ea · cos δ		20.83	kN
Eq = Ka · q · H		8.33	kN
ΔE _{AD} = 1/2 · Pt · [(H-c) ² - c ²] · (K _{AD} - K _{AE})		0.00	kN
Impacto		0.00	m·kN
Momento en base de alzado	M _i	27.78	m·kN
Momento de diseño	M _{1d}	41.67	m·kN
	fcd	16666.67	kN/m ²
	fyd	434782.61	kN/m ²
Armadura mínima mecánica	A _s	12.27	cm ²
Coefficiente reductor	α	1.45	
Armadura mínima mecánica reducida	A _s · α	1.85	cm ²
Armadura mínima geométrica	A _s	7.20	cm ²
Cálculo de armadura por flexión simple			
Canto útil	d	0.75	m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.42	cm
	A _s	1.28	cm ²
Armadura requerida	A _s	7.20	cm ²
Armadura realmente colocada	A _s	10.05	cm ²
Esfuerzo cortante actuante	V	29.17	kN
	V _d	43.75	kN
	ξ	1.516	
	ρ _i	0.001	
Esfuerzo cortante resistente	V _{cu}	350.12	kN

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3

ARMADURA DE ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión Pmax (PA)	PA	107.41 kN/m ²
Tensión Pmin (PB)	PB	59.94 kN/m ²
Tensión de comparación (a L/4 de "A")	Pco	95.54 kN/m ²
Distancia de A a A1	L _{A1}	0.12 m
Distancia de A a B1	L _{B1}	0.68 m
Tensión PA1	P _{A1}	106.25 kN/m ²
Tensión PB1	P _{B1}	100.82 kN/m ²
Momento en puntera MA1	MA1	0.77 mkN
Momento en puntera de diseño	MA1 _d	1.16 mkN
Momento de las cargas en talón	MBT	699.68 mkN
Momento de la reacción del terreno	MBT'	-655.05 mkN
Momento en talón MB1	MB1	44.63 mkN
Momento en talón de diseño	MB1 _d	66.95 mkN
Resistencia minorada del hormigón	f _{cd}	16666.67 kN/m ²
Resistencia minorada del acero	f _{yd}	434782.61 kN/m ²
Armadura inferior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.50
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	0.05 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.01 cm
	A _s	0.04 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²
Armadura superior:		
- Armadura mínima mecánica	A _s	12.27 cm ²
Coeficiente reductor	α	1.42
- Armadura mínima mecánica reducida	A _s ·α	2.92 cm ²
- Armadura mínima geométrica	A _s	7.20 cm ²
- Cálculo de armadura por flexión simple		
Canto útil	d	0.75 m
Profundidad de la fibra neutra	x	0.67 cm
	A _s	2.06 cm ²
- Armadura requerida	A _s	7.20 cm²
- Armadura realmente colocada	A _s	10.05 cm ²

CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN



A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-6. Tipo 3

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA ZAPATA	ESTÁTICO	
Tensión PA2	PA2	107.41 kN/m ²
Tensión PB2	PB2	92.39 kN/m ²
Esfuerzo cortante en puntera	V _{punt}	0.00 kN/m2
Esfuerzo cortante en talón	V _{talón}	12.85 kN/m2
Puntera		
	V _{Ad}	0.000 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN
Talón		
	V _{Bd}	19.269 kN
	ξ	1.516
	ρ _i	0.001
	V _{cu}	350.12 kN

APÉNDICE 3.2. MUROS PANTALLA

APÉNDICE 3.2.1 MURO M-1

1.- NORMA Y MATERIALES.....	2
2.- ACCIONES.....	2
3.- DATOS GENERALES.....	2
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5.- GEOMETRÍA.....	2
6.- ESQUEMA DE LAS FASES.....	3
7.- CARGAS.....	4
8.- RESULTADOS DE LAS FASES.....	4
9.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD).....	5
10.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO).....	5



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: EHE-98-CTE (España)
 Hormigón: HA-30, Control Estadístico
 Acero: B 500 S, Control Normal
 Clase de exposición: Clase IIa
 Recubrimiento geométrico: 7.0 cm
 Tamaño máximo del árido: 20 mm

2.- ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60
 Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60
 Sin análisis sísmico
 Sin considerar acciones térmicas en puntales

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m
 Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
 Tipología: Pantalla de pilotes de hormigón

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 33.0 %
 Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 33.0 %

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1	0.00 m	Densidad aparente: 19.0 kN/m ³ Densidad sumergida: 10.0 kN/m ³ Ángulo rozamiento interno: 25 grados Cohesión: 10.00 kN/m ² Módulo de balasto empuje activo: 25000.0 kN/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 25000.0 kN/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m ⁴	Activo trasdós: 0.37 Reposo trasdós: 0.58 Pasivo trasdós: 3.08 Activo intradós: 0.37 Reposo intradós: 0.58 Pasivo intradós: 3.08

5.- GEOMETRÍA

Altura total: 11.00 m Diámetro: 100 cm Separación entre ejes: 1.50 m
--

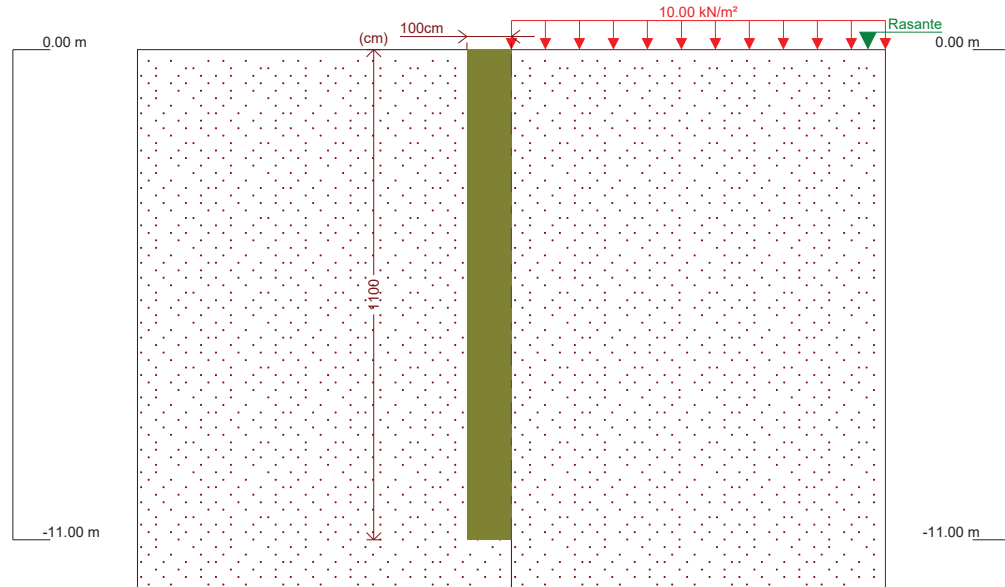


Selección de listados

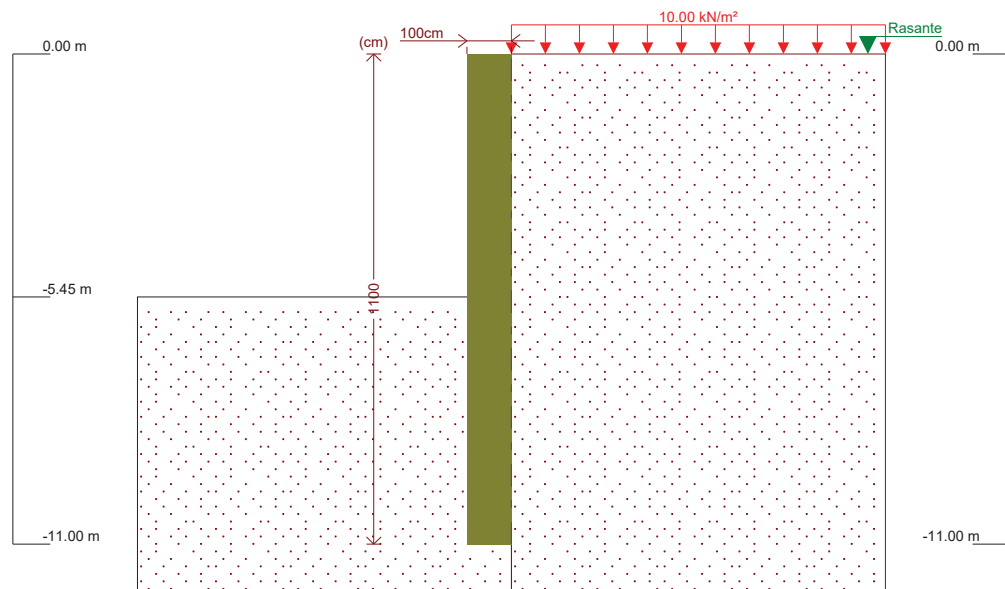
Autovía A-76. A Veiga de Cascallá - O Barco. Muro M-1

Fecha: 09/06/17

6.- ESQUEMA DE LAS FASES



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase 0. Situación Inicial	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 0.00 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Fase 1. Excavación -5.45 m	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -5.45 m



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá - O Barco. Muro M-1

Fecha: 09/06/17

7.- CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m²	Fase 0. Situación Inicial	Fase 1. Excavación -5.45 m

8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE 0. SITUACIÓN INICIAL

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.12	-0.00	0.34	-0.00	2.76	0.00
-1.00	-0.12	12.84	0.18	0.26	-0.17	0.00
-2.00	-0.12	25.68	0.04	0.35	-0.10	0.00
-3.00	-0.12	38.52	-0.04	0.34	-0.05	0.00
-4.00	-0.12	51.37	-0.07	0.28	-0.01	0.00
-5.00	-0.12	64.21	-0.08	0.20	0.01	0.00
-6.00	-0.12	77.05	-0.07	0.13	0.02	0.00
-7.00	-0.12	89.89	-0.05	0.07	0.02	0.00
-8.00	-0.12	102.73	-0.03	0.04	0.02	0.00
-9.00	-0.12	115.57	-0.02	0.01	0.01	0.00
-10.00	-0.12	128.41	-0.01	0.00	0.01	0.00
-11.00	-0.12	141.25	0.00	0.00	0.00	0.00
Máximos	-0.12	141.25	0.34	0.35	2.76	0.00
	Cota: -7.00 m	Cota: -11.00 m	Cota: -0.25 m	Cota: -2.25 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	-0.12	-0.00	-0.08	-0.00	-0.24	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: -4.75 m	Cota: 0.00 m	Cota: -0.25 m	Cota: 0.00 m

FASE 2: FASE 1. EXCAVACIÓN -5.45 M

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-11.25	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
-1.00	-10.00	12.84	-0.00	-0.00	0.00	0.00
-2.00	-8.76	25.68	1.61	0.58	5.69	0.00
-3.00	-7.52	38.52	9.96	6.86	12.78	0.00
-4.00	-6.28	51.37	25.39	25.91	19.87	0.00
-5.00	-5.06	64.21	47.92	64.83	26.95	0.00
-6.00	-3.92	77.05	54.84	122.65	-33.30	0.00
-7.00	-2.91	89.89	6.89	149.81	-48.60	0.00
-8.00	-2.06	102.73	-34.91	129.19	-31.31	0.00
-9.00	-1.36	115.57	-57.06	78.22	-2.24	0.00
-10.00	-0.73	128.41	-47.44	24.72	28.87	0.00
-11.00	-0.14	141.25	-7.35	0.00	58.78	0.00
Máximos	-0.14	141.25	61.84	149.81	58.78	0.00
	Cota: -11.00 m	Cota: -11.00 m	Cota: -5.50 m	Cota: -7.00 m	Cota: -11.00 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	-11.25	-0.00	-57.62	-0.00	-58.79	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: -9.25 m	Cota: -1.25 m	Cota: -6.50 m	Cota: 0.00 m



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá - O Barco. Muro M-1

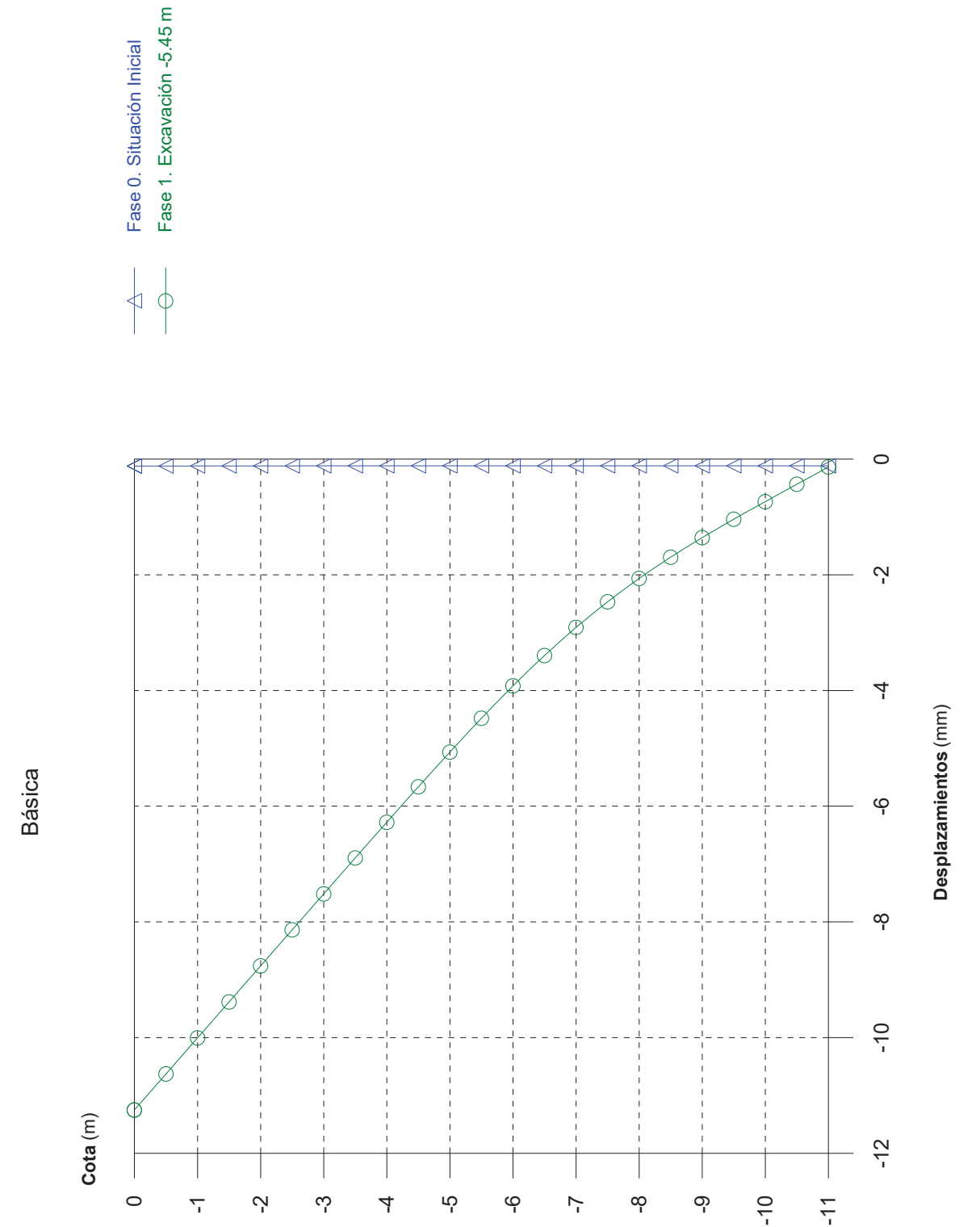
Fecha: 09/06/17

9.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

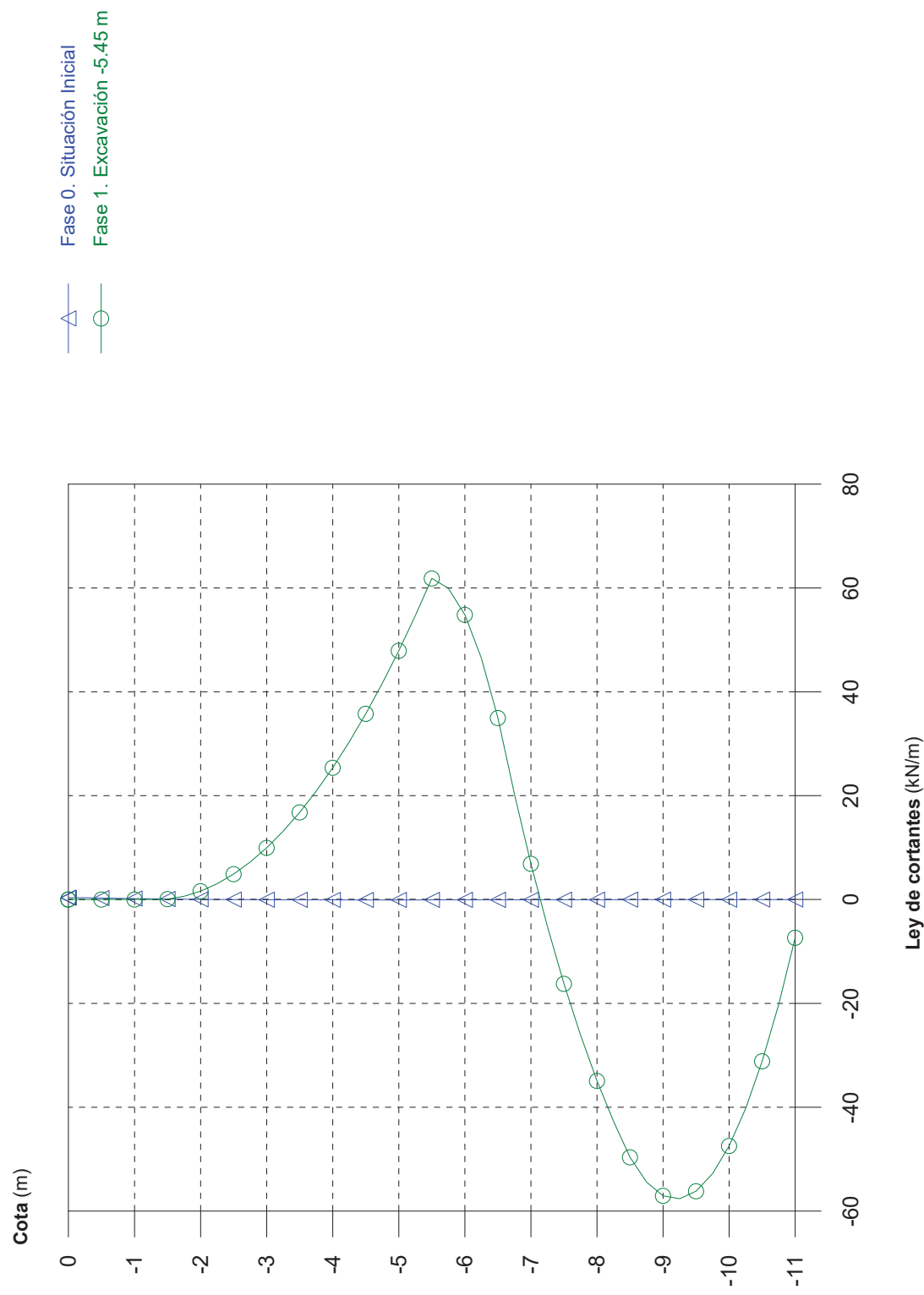
Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): Muro M-1_V2 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá - O Barco. Muro M-1)		
Comprobación	Valores	Estado
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67	
Hipótesis básica:		
- Fase 0. Situación Inicial:	Calculado: 13.541	Cumple
- Fase 1. Excavación -5.45 m:	Calculado: 2	Cumple
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67	
Hipótesis básica:		
- Fase 0. Situación Inicial:	Calculado: 5.647	Cumple
- Fase 1. Excavación -5.45 m:	Calculado: 2.647	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

10.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

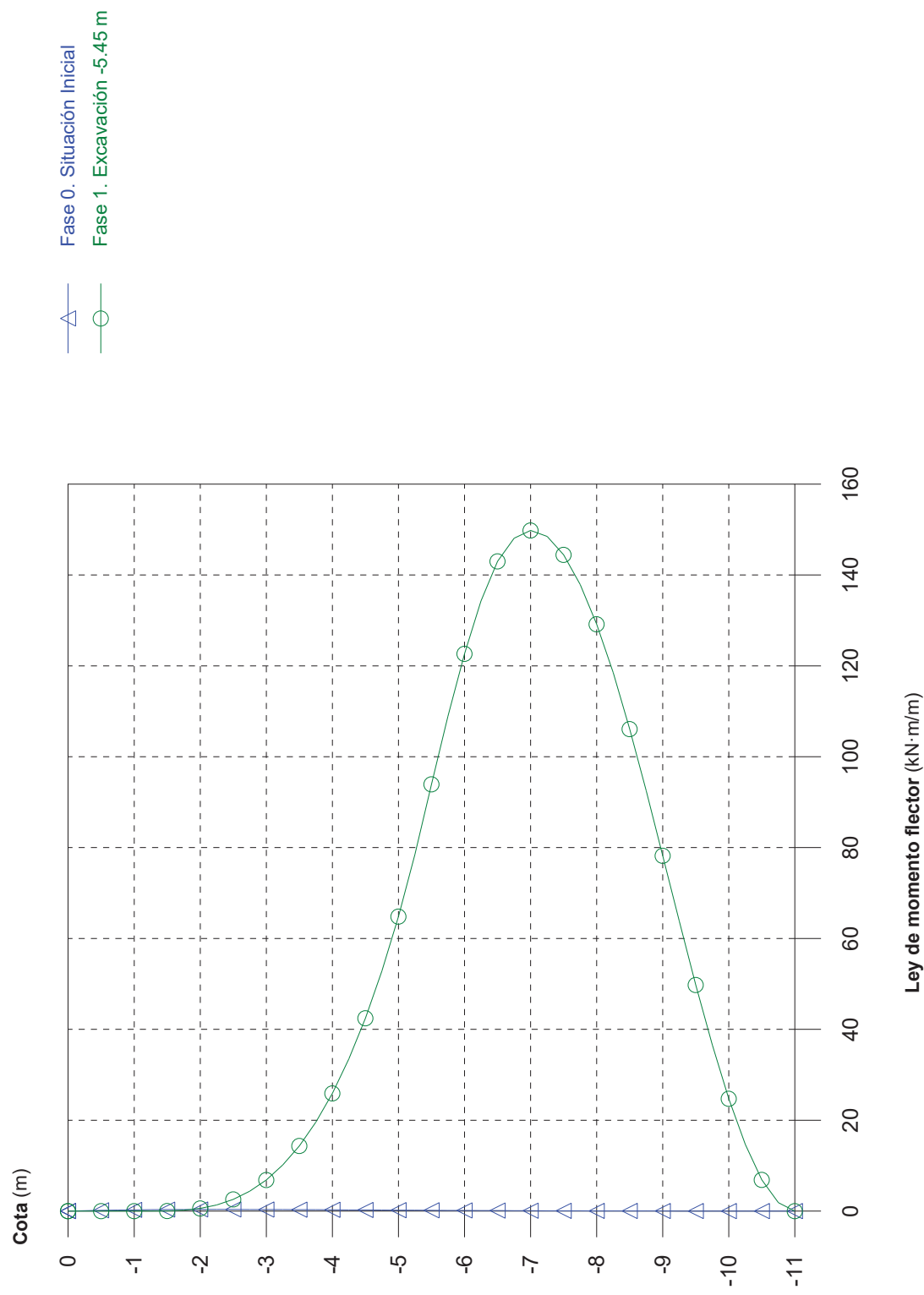
Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Muro M-1_V2 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá - O Barco. Muro M-1)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo:		
- Fase 1. Excavación -5.45 m: Coordenadas del centro del círculo (-2.96 m ; 3.69 m) - Radio: 15.09 m: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.822	Cumple
Errores		
- Fase 0. Situación Inicial: Combinaciones sin sismo - No se ha podido calcular el círculo de deslizamiento pésimo.		
Hay errores de comprobación		



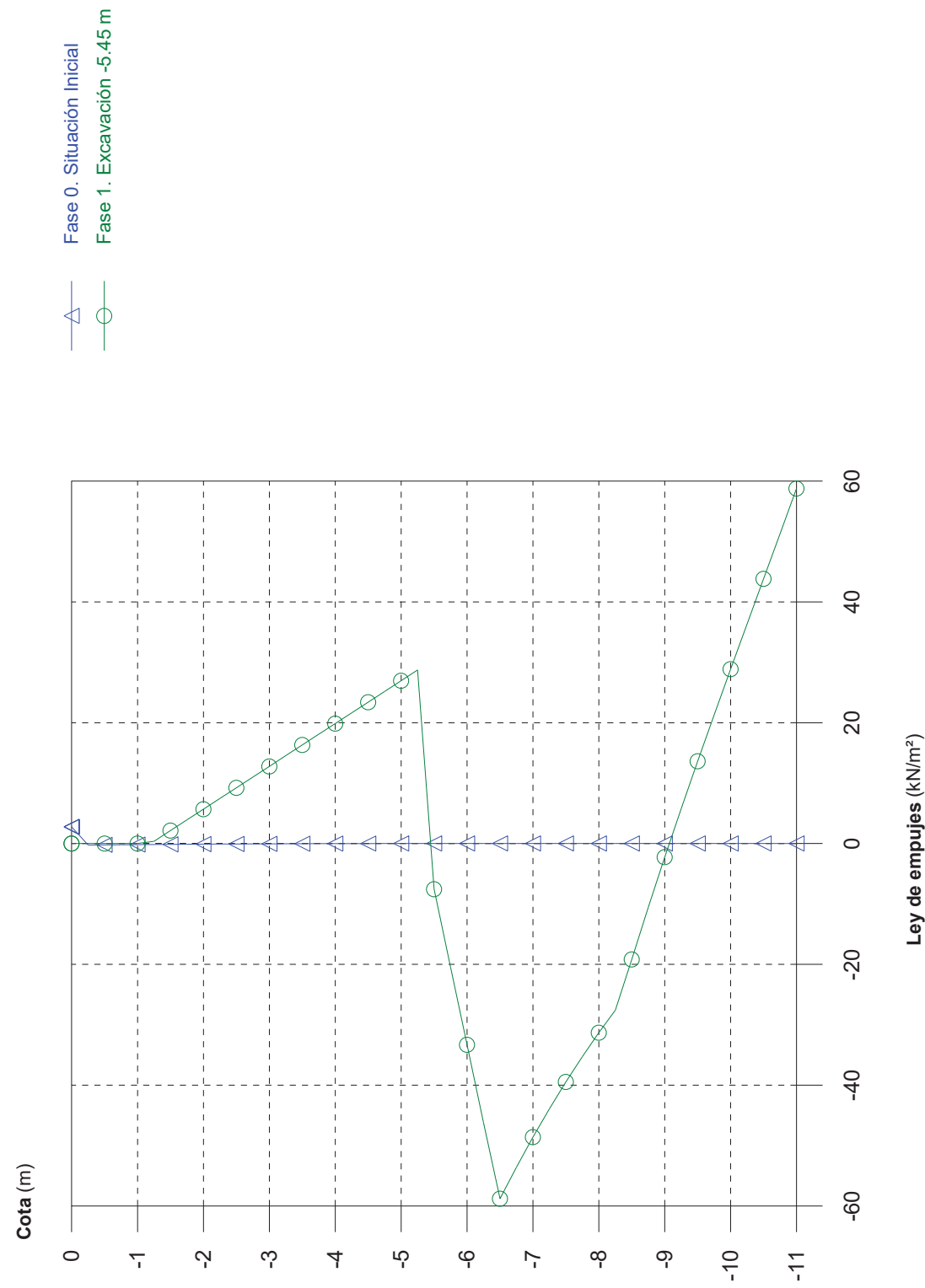
Básica



Básica



Básica



APÉNDICE 3.2.2 MURO M-2

1.- NORMA Y MATERIALES.....	2
2.- ACCIONES.....	2
3.- DATOS GENERALES.....	2
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5.- GEOMETRÍA.....	2
6.- COMPROBACIÓN DE LA GEOMETRÍA.....	3
7.- ESQUEMA DE LAS FASES.....	3
8.- CARGAS.....	5
9.- RESULTADOS DE LAS FASES.....	5
10.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD).....	6
11.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO).....	7



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: EHE-08 (España)

Hormigón: HA-30, $Y_c=1.5$

Clase de exposición: Clase IIa

2.- ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60

Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60

Sin análisis sísmico

Sin considerar acciones térmicas en puntales

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Tipología: Cortina de micropilotes

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 33.0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 33.0 %

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1	0.00 m	Densidad aparente: 19.0 kN/m ³ Densidad sumergida: 9.0 kN/m ³ Ángulo rozamiento interno: 25 grados Cohesión: 10.00 kN/m ² Módulo de balasto empuje activo: 25000.0 kN/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 25000.0 kN/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m ⁴	Activo trasdós: 0.37 Reposo trasdós: 0.58 Pasivo trasdós: 3.08 Activo intradós: 0.37 Reposo intradós: 0.58 Pasivo intradós: 3.08

5.- GEOMETRÍA

Altura total: 10.50 m
Diámetro: 22.00 cm
Separación: 40.00 cm
Serie de micropilotes: EA-96
Perfil: Ø219,10x12



Selección de listados

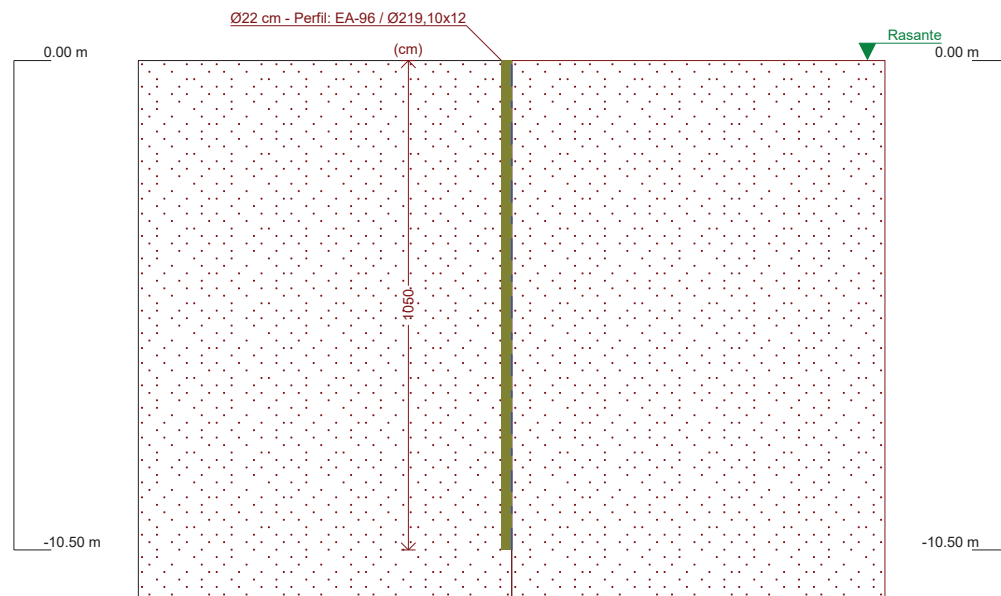
Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-2

Fecha: 09/06/17

6.- COMPROBACIÓN DE LA GEOMETRÍA

Referencia: Muro M-2 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-2)		
Comprobación	Valores	Estado
Esbeltez máxima:	Máximo: 200 Calculado: 140.9	Cumple
Tensión máxima:		
- Acero:	Máximo: 260 MPa Calculado: 142.1 MPa	Cumple
- Hormigón:	Máximo: 12 MPa Calculado: 7.2 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Avisos:		
- Para la comprobación del estado límite de inestabilidad se aplica el método aproximado, aunque la esbeltez calculada (140.909) es superior a la máxima recomendada para su aplicación (100). Norma EHE-98. Artículo 43.5		
Información adicional:		
- Esfuerzos para el cálculo de la tensión en el acero: Axil: 12.88 kN; Momento: 61.66 kN·m; Cortante: 3.71 kN		
- Esfuerzos para el cálculo de la tensión en el hormigón: Axil: 12.88 kN; Momento: 61.66 kN·m; Cortante: 3.71 kN		
- Esfuerzos mayorados por micropilote (Diámetro: 22.00 cm)		

7.- ESQUEMA DE LAS FASES



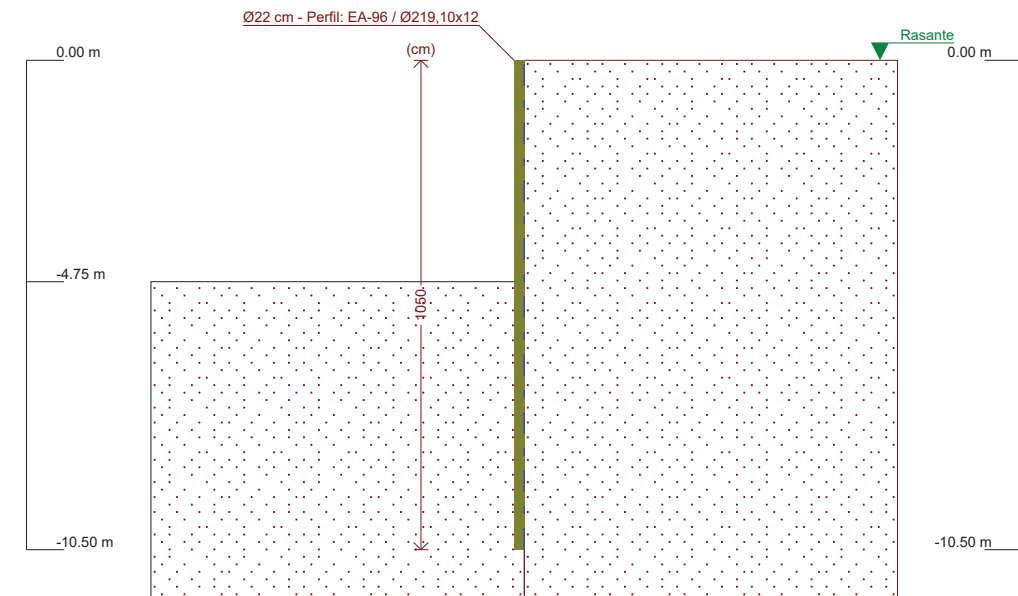
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase 0. Situación inicial	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 0.00 m



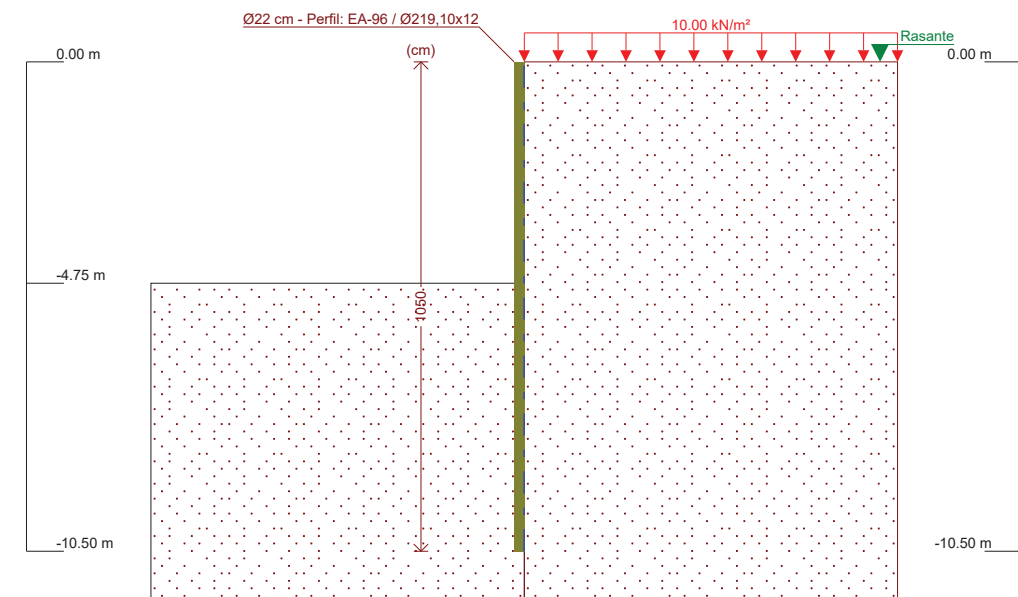
Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-2

Fecha: 09/06/17



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Fase 1. Excavación cota -4.75	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -4.75 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 3	Fase 2. Servicio	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -4.75 m



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-2

Fecha: 09/06/17

8.- CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m ²	Fase 2. Servicio	Fase 2. Servicio

9.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE 0. SITUACIÓN INICIAL

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.00	0.00	3.36	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.00	0.00	6.71	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.00	0.00	10.07	0.00	0.00	0.00	0.00
-4.00	0.00	13.42	0.00	0.00	0.00	0.00
-5.00	0.00	16.78	0.00	0.00	0.00	0.00
-6.00	0.00	20.13	0.00	0.00	0.00	0.00
-7.00	0.00	23.49	0.00	0.00	0.00	0.00
-8.00	0.00	26.84	0.00	0.00	0.00	0.00
-9.00	0.00	30.20	0.00	0.00	0.00	0.00
-10.00	0.00	33.55	0.00	0.00	0.00	0.00
Máximos	0.00 Cota: 0.00 m	35.23 Cota: -10.50 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: -0.25 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 2: FASE 1. EXCAVACIÓN COTA -4.75

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	-37.78	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
-1.00	-31.24	3.36	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.00	-24.70	6.71	0.05	0.01	1.96	0.00
-3.00	-18.17	10.07	4.66	2.39	9.05	0.00
-4.00	-11.77	13.42	16.37	13.82	16.14	0.00
-5.00	-6.07	16.78	35.16	41.38	-26.54	0.00
-6.00	-2.28	20.13	-8.66	52.42	-40.34	0.00
-7.00	-0.86	23.49	-29.16	26.74	9.11	0.00
-8.00	-0.73	26.84	-15.00	5.65	15.62	0.00
-9.00	-0.91	30.20	-2.52	-0.87	6.83	0.00
-10.00	-1.06	33.55	1.28	-0.40	-0.75	0.00
Máximos	-0.71 Cota: -7.75 m	35.23 Cota: -10.50 m	35.16 Cota: -5.00 m	54.58 Cota: -5.75 m	21.45 Cota: -4.75 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-37.78 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-29.16 Cota: -6.75 m	-1.07 Cota: -9.25 m	-57.04 Cota: -5.75 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 3: FASE 2. SERVICIO

BÁSICA



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-2

Fecha: 09/06/17

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
0.00	-70.94	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
-1.00	-58.76	3.36	-0.00	0.00	0.00	0.00
-2.00	-46.57	6.71	1.61	0.58	5.69	0.00
-3.00	-34.42	10.07	9.96	6.86	12.78	0.00
-4.00	-22.63	13.42	25.39	25.91	19.87	0.00
-5.00	-12.12	16.78	47.92	64.83	-22.81	0.00
-6.00	-4.63	20.13	5.79	90.44	-74.31	0.00
-7.00	-1.25	23.49	-46.67	58.23	-4.41	0.00
-8.00	-0.61	26.84	-32.60	17.14	27.62	0.00
-9.00	-0.84	30.20	-8.40	0.50	15.65	0.00
-10.00	-1.15	33.55	1.38	-0.58	0.54	0.00
Máximos	-0.61 Cota: -8.00 m	35.23 Cota: -10.50 m	47.92 Cota: -5.00 m	90.44 Cota: -6.00 m	27.62 Cota: -8.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-70.94 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-47.77 Cota: -7.25 m	-1.01 Cota: -9.50 m	-74.31 Cota: -6.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

10.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): Muro M-2 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-2)

Comprobación	Valores	Estado
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67	
Hipótesis básica:		
- Fase 0. Situación inicial:	Calculado: 16.517	Cumple
- Fase 1. Excavación cota -4.75:	Calculado: 3.019	Cumple
- Fase 2. Servicio:	Calculado: 2.535	Cumple
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós:		
Hipótesis básica:		
- Fase 0. Situación inicial ⁽¹⁾	Mínimo: 1.67	No procede
- Fase 1. Excavación cota -4.75: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Calculado: 3.204	Cumple
- Fase 2. Servicio: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67 Calculado: 2.921	Cumple

⁽¹⁾ No se ha movilizado el empuje pasivo en el intradós.

Se cumplen todas las comprobaciones



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-2

Fecha: 09/06/17

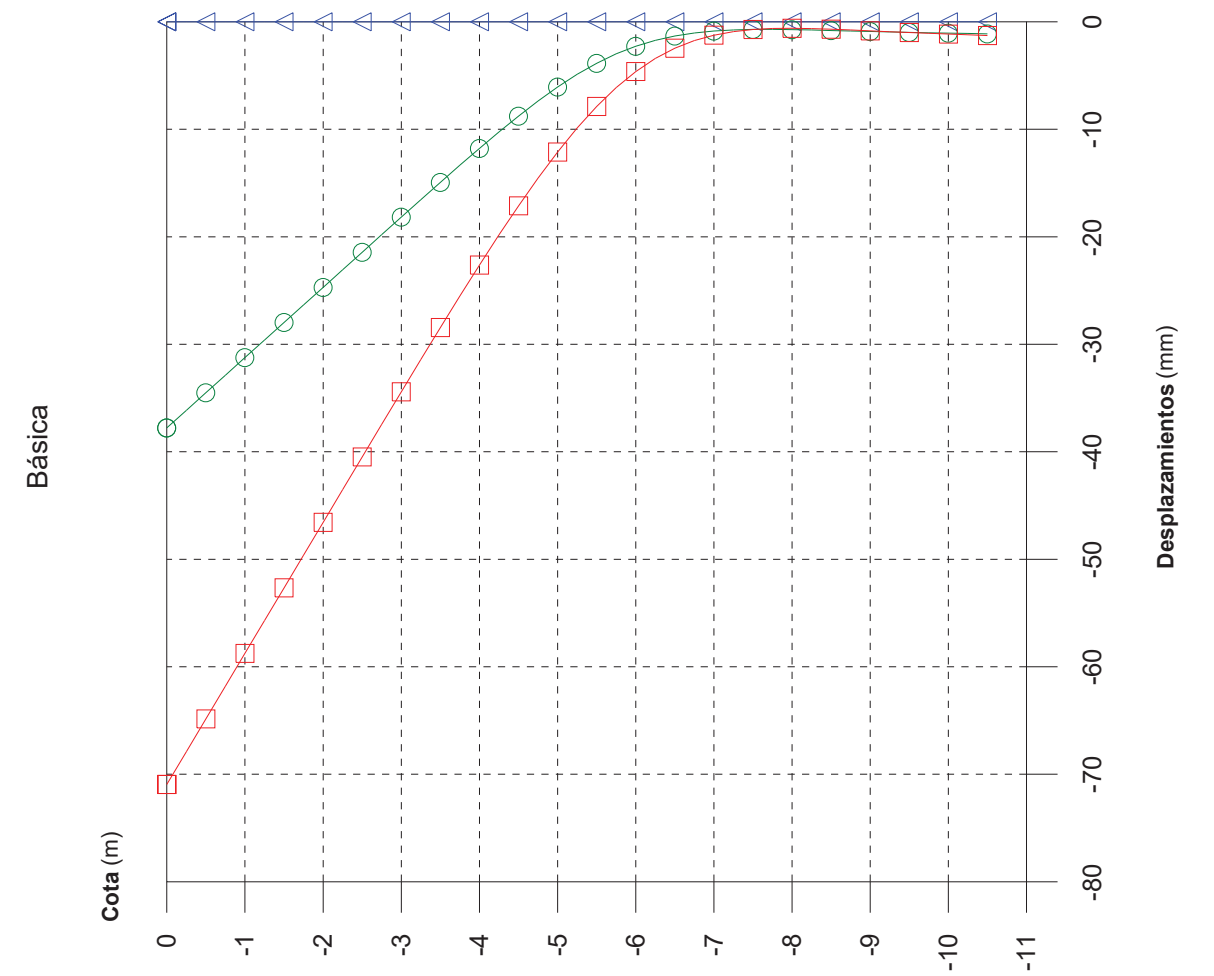
11.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Muro M-2 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-2)

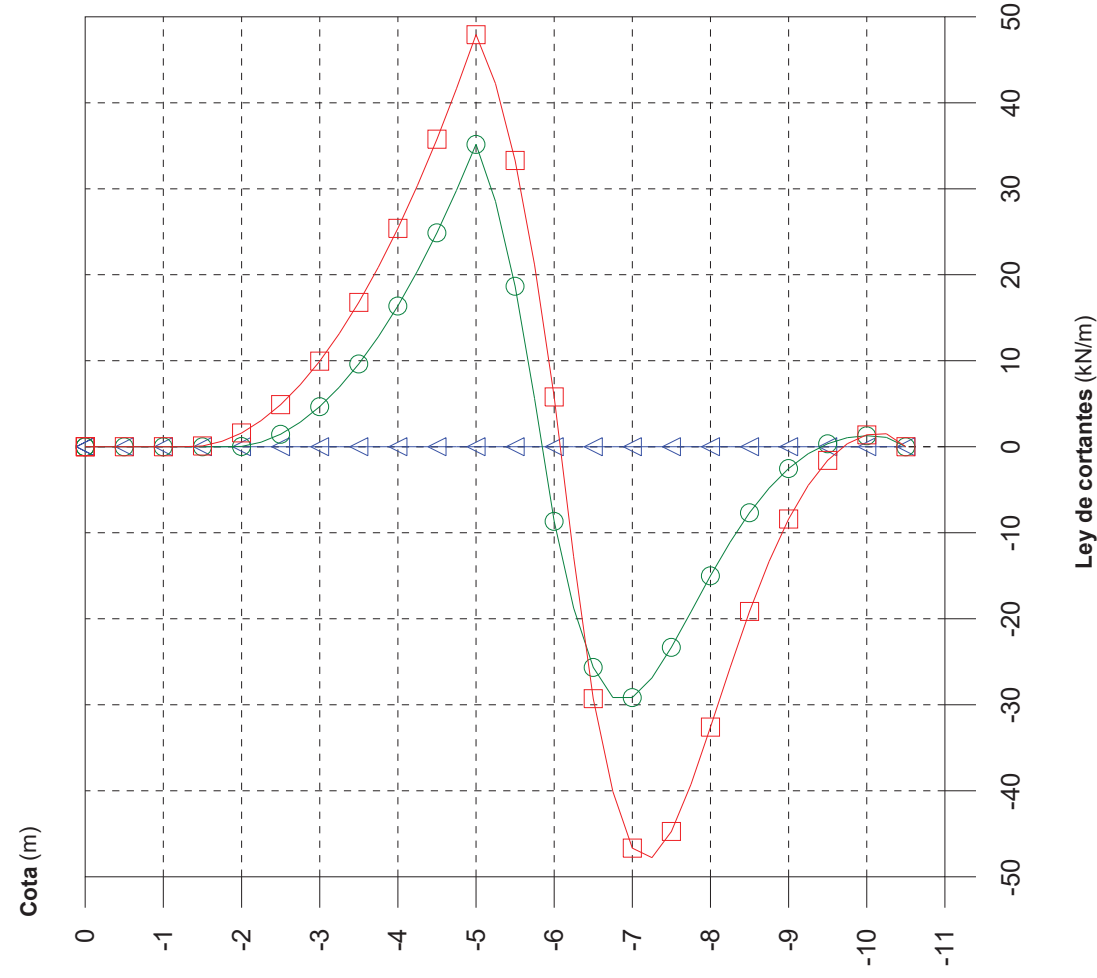
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8	
Combinaciones sin sismo: - Fase 1. Excavación cota -4.75: Coordenadas del centro del círculo (-2.45 m ; 3.05 m) - Radio: 13.80 m:	Calculado: 3.477	Cumple
- Fase 2. Servicio: Coordenadas del centro del círculo (-2.45 m ; 3.05 m) - Radio: 13.80 m:	Calculado: 3.194	Cumple

Errores
- Fase 0. Situación inicial: Combinaciones sin sismo - No se ha podido calcular el círculo de deslizamiento pésimo.
Hay errores de comprobación

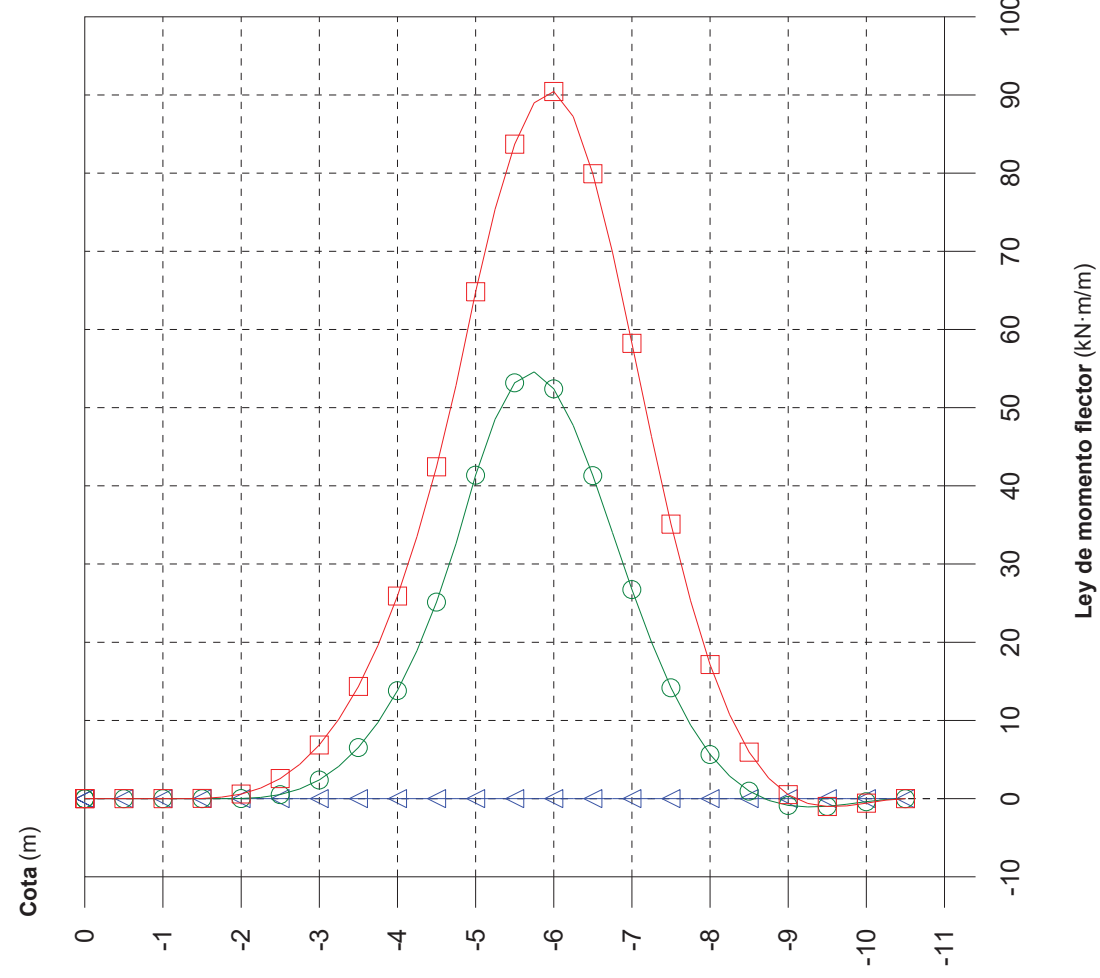
△ Fase 0. Situación inicial
○ Fase 1. Excavación cota -4.75
□ Fase 2. Servicio



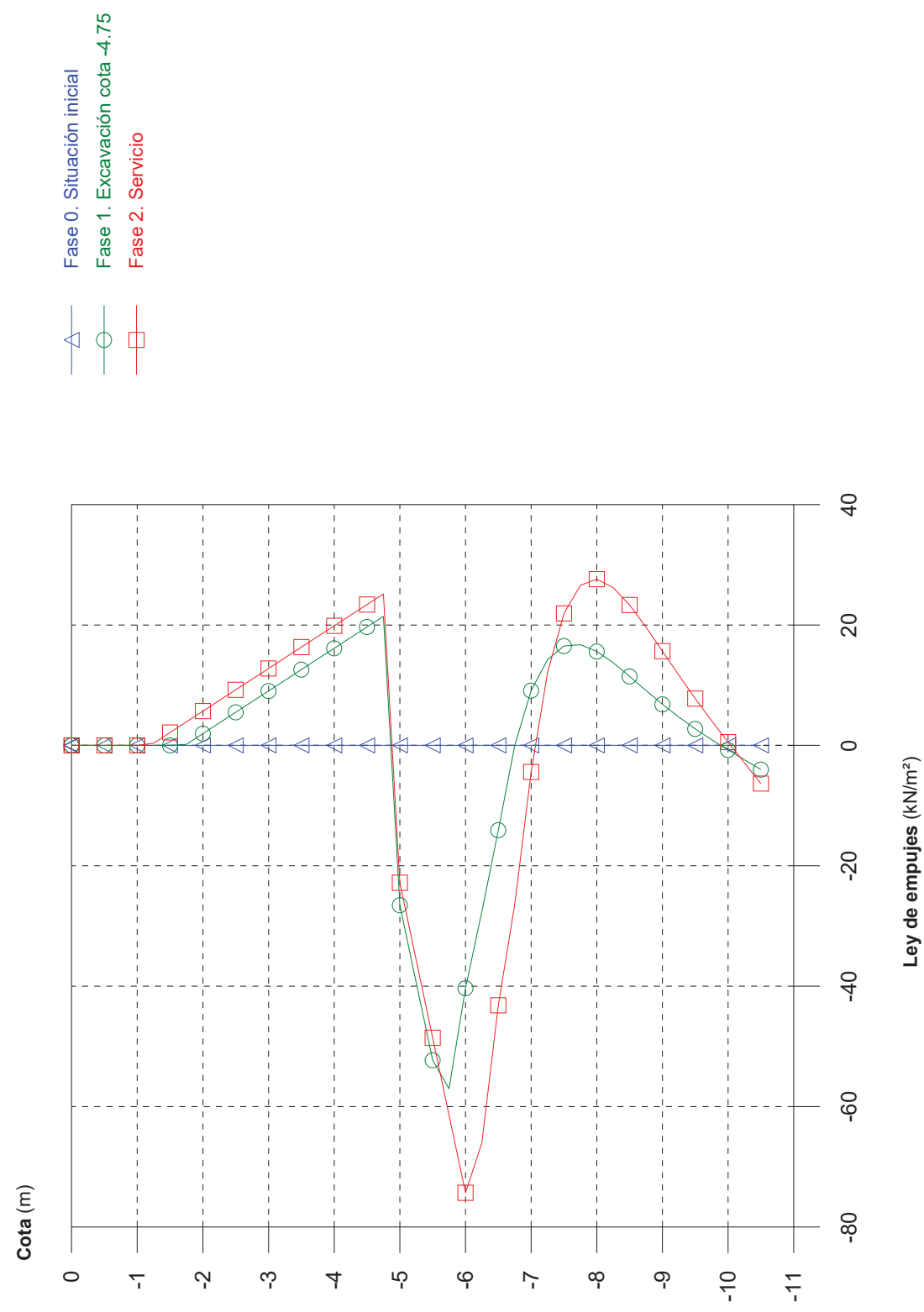
Básica



Básica



Básica



APÉNDICE 3.2.3 MURO M-4

1.- NORMA Y MATERIALES.....	2
2.- ACCIONES.....	2
3.- DATOS GENERALES.....	2
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5.- GEOMETRÍA.....	2
6.- ESQUEMA DE LAS FASES.....	3
7.- CARGAS.....	4
8.- RESULTADOS DE LAS FASES.....	4
9.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD).....	5
10.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO).....	5



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: EHE-08 (España)
 Hormigón: HA-30, Yc=1.5
 Acero: B 500 SD, Ys=1.15
 Clase de exposición: Clase IIa
 Recubrimiento geométrico: 7.0 cm
 Tamaño máximo del árido: 20 mm

2.- ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60
 Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60
 Sin análisis sísmico
 Sin considerar acciones térmicas en puntales

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m
 Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
 Tipología: Pantalla de pilotes de hormigón

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 33.0 %
 Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 33.0 %

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1	0.00 m	Densidad aparente: 18.0 kN/m ³ Densidad sumergida: 10.0 kN/m ³ Ángulo rozamiento interno: 30 grados Cohesión: 0.00 kN/m ² Módulo de balasto empuje activo: 10000.0 kN/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 10000.0 kN/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m ⁴	Activo trasdós: 0.30 Reposo trasdós: 0.50 Pasivo trasdós: 4.07 Activo intradós: 0.30 Reposo intradós: 0.50 Pasivo intradós: 4.07

5.- GEOMETRÍA

Altura total: 7.00 m Diámetro: 50 cm Separación entre ejes: 0.75 m
--

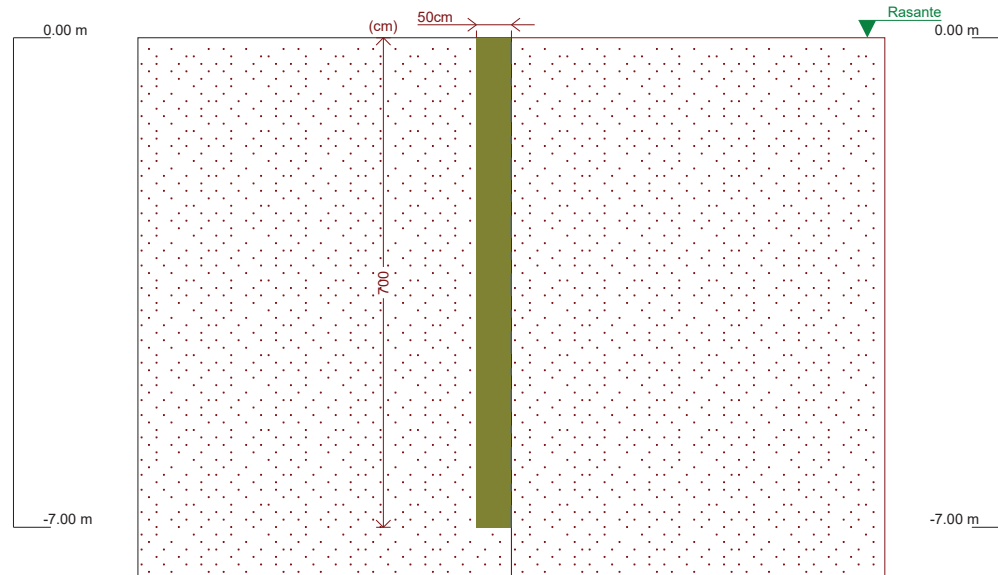


Selección de listados

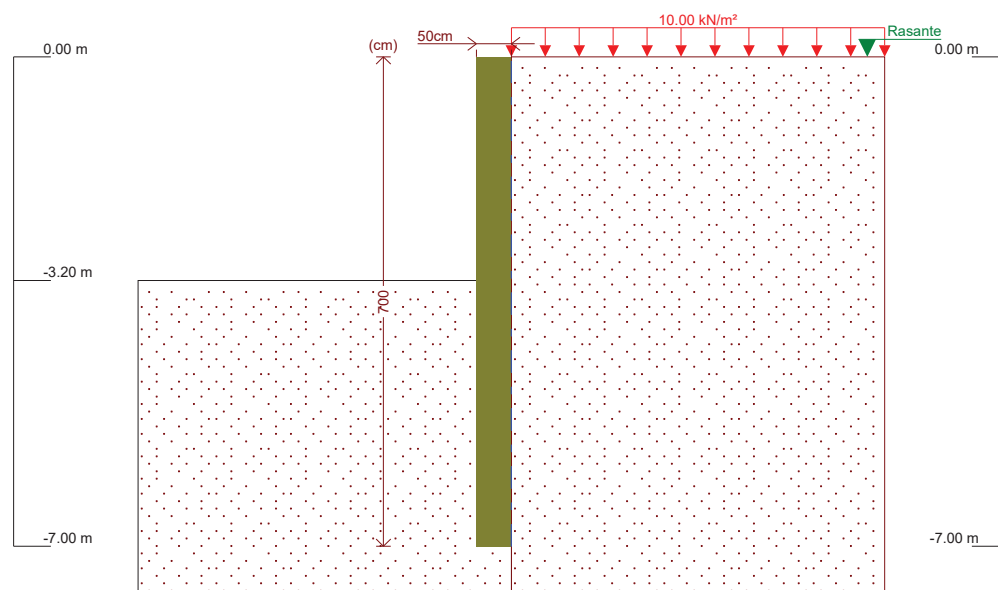
Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 1

Fecha: 09/06/17

6.- ESQUEMA DE LAS FASES



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase 0. Situación Inicial	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 0.00 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Fase 1. Excavación cota -3.20	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -3.20 m



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 1

Fecha: 09/06/17

7.- CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m²	Fase 1. Excavación cota -3.20	Fase 1. Excavación cota -3.20

8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE 0. SITUACIÓN INICIAL

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.50	0.00	3.21	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.00	0.00	6.42	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.50	0.00	9.63	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.00	0.00	12.84	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.50	0.00	16.05	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.00	0.00	19.26	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.50	0.00	22.47	0.00	0.00	0.00	0.00
-4.00	0.00	25.68	0.00	0.00	0.00	0.00
-4.50	0.00	28.89	0.00	0.00	0.00	0.00
-5.00	0.00	32.10	0.00	0.00	0.00	0.00
-5.50	0.00	35.31	0.00	0.00	0.00	0.00
-6.00	0.00	38.52	0.00	0.00	0.00	0.00
-6.50	0.00	41.73	0.00	0.00	0.00	0.00
-7.00	0.00	44.94	0.00	0.00	0.00	0.00
Máximos	0.00 Cota: 0.00 m	44.94 Cota: -7.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 2: FASE 1. EXCAVACIÓN COTA -3.20

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-43.83	-0.00	0.38	-0.00	3.04	0.00
-0.50	-39.99	3.21	1.48	0.47	5.78	0.00
-1.00	-36.15	6.42	4.71	2.38	8.51	0.00
-1.50	-32.31	9.63	9.31	6.41	11.25	0.00
-2.00	-28.49	12.84	15.28	13.26	13.99	0.00
-2.50	-24.70	16.05	22.61	23.61	16.72	0.00
-3.00	-20.95	19.26	31.32	38.14	19.46	0.00
-3.50	-17.29	22.47	40.47	57.30	0.23	0.00
-4.00	-13.75	25.68	36.35	76.52	-33.64	0.00
-4.50	-10.37	28.89	15.30	87.33	-67.51	0.00
-5.00	-7.18	32.10	-19.69	82.02	-57.63	0.00
-5.50	-4.17	35.31	-44.91	62.27	-29.29	0.00
-6.00	-1.30	38.52	-56.15	35.17	7.85	0.00
-6.50	1.50	41.73	-45.19	10.33	60.48	0.00
-7.00	4.28	44.94	-11.26	0.00	90.05	0.00
Máximos	4.28 Cota: -7.00 m	44.94 Cota: -7.00 m	40.53 Cota: -3.75 m	87.33 Cota: -4.50 m	90.05 Cota: -7.00 m	0.00 Cota: 0.00 m



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 1

Fecha: 09/06/17

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN-m/m)	Ley de empujes (kN/m ²)	Presión hidrostática (kN/m ²)
Mínimos	-43.83 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-56.15 Cota: -6.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-72.44 Cota: -4.75 m	0.00 Cota: 0.00 m

9.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

Comprobación	Valores	Estado
Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): Muro M-4_Tipo1 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 1)		
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67	
Hipótesis básica: - Fase 0. Situación Inicial: - Fase 1. Excavación cota -3.20:	Calculado: 13.377 Calculado: 1.732	Cumple Cumple
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós: Hipótesis básica: - Fase 0. Situación Inicial ⁽¹⁾ - Fase 1. Excavación cota -3.20: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67 Calculado: 2.972	No procede Cumple
⁽¹⁾ No se ha movilizado el empuje pasivo en el intradós.		
Se cumplen todas las comprobaciones		

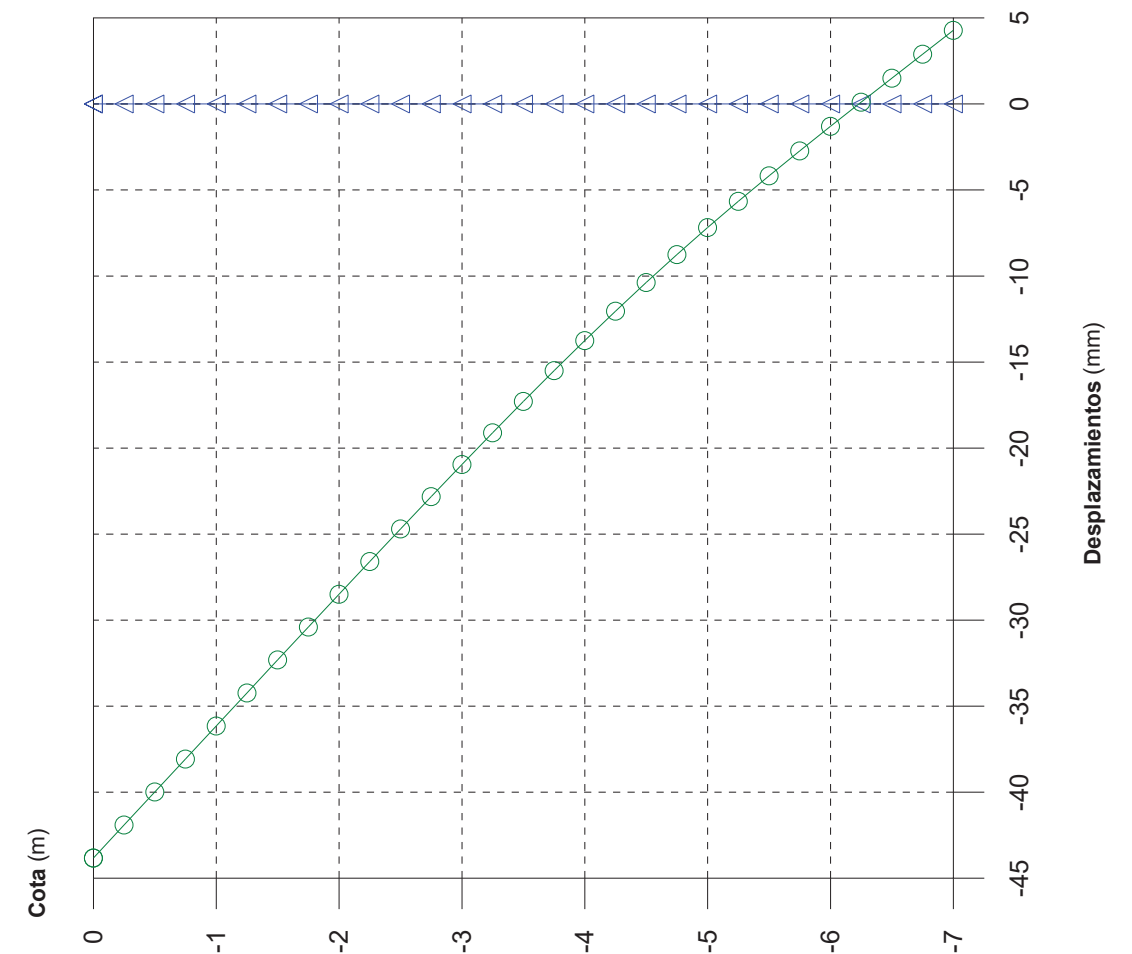
10.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Comprobación	Valores	Estado
Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Muro M-4_Tipo1 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 1)		
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase 1. Excavación cota -3.20: Coordenadas del centro del círculo (-2.08 m ; 3.87 m) - Radio: 11.07 m: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8 Calculado: 3.082	Cumple
Errores - Fase 0. Situación Inicial: Combinaciones sin sismo - No se ha podido calcular el círculo de deslizamiento pésimo.		
Hay errores de comprobación		

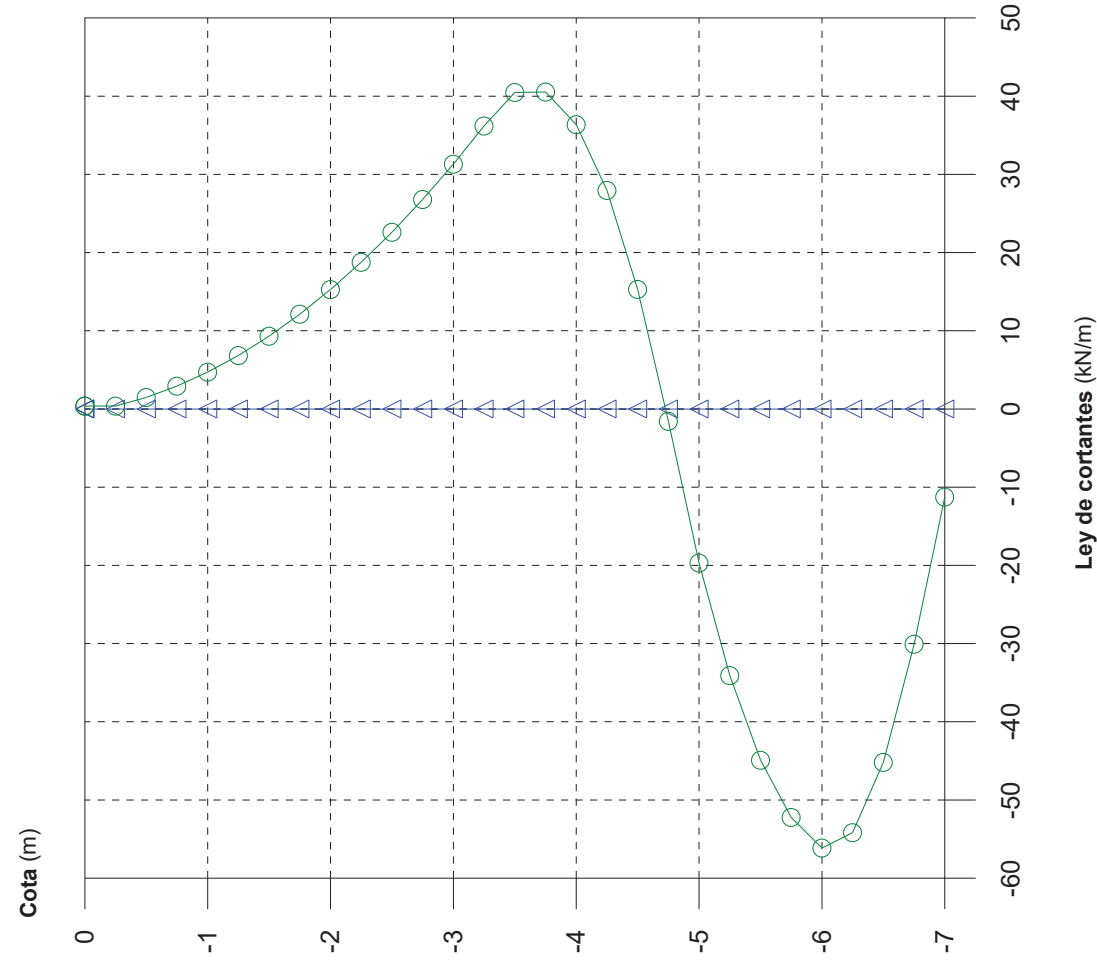
Fase 0. Situación Inicial
Fase 1. Excavación cota -3.20



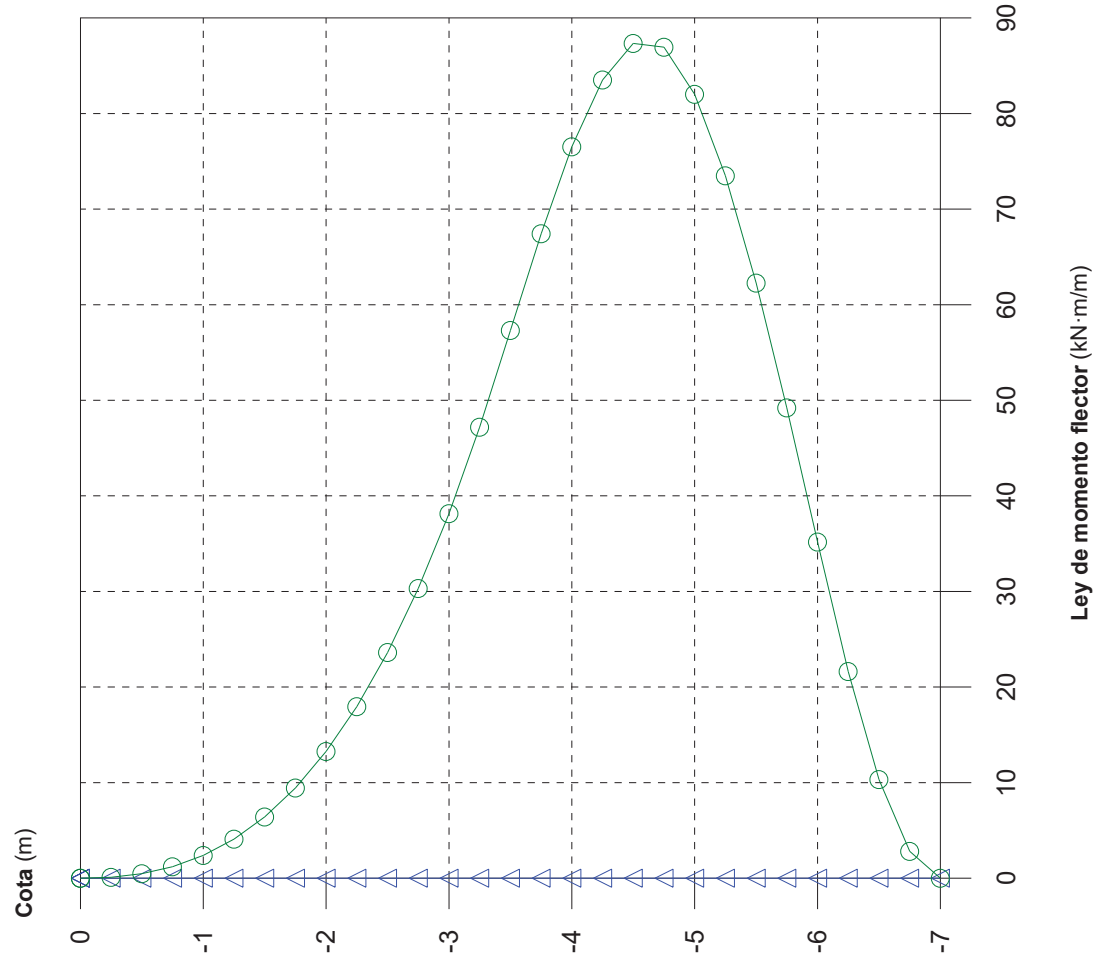
Básica



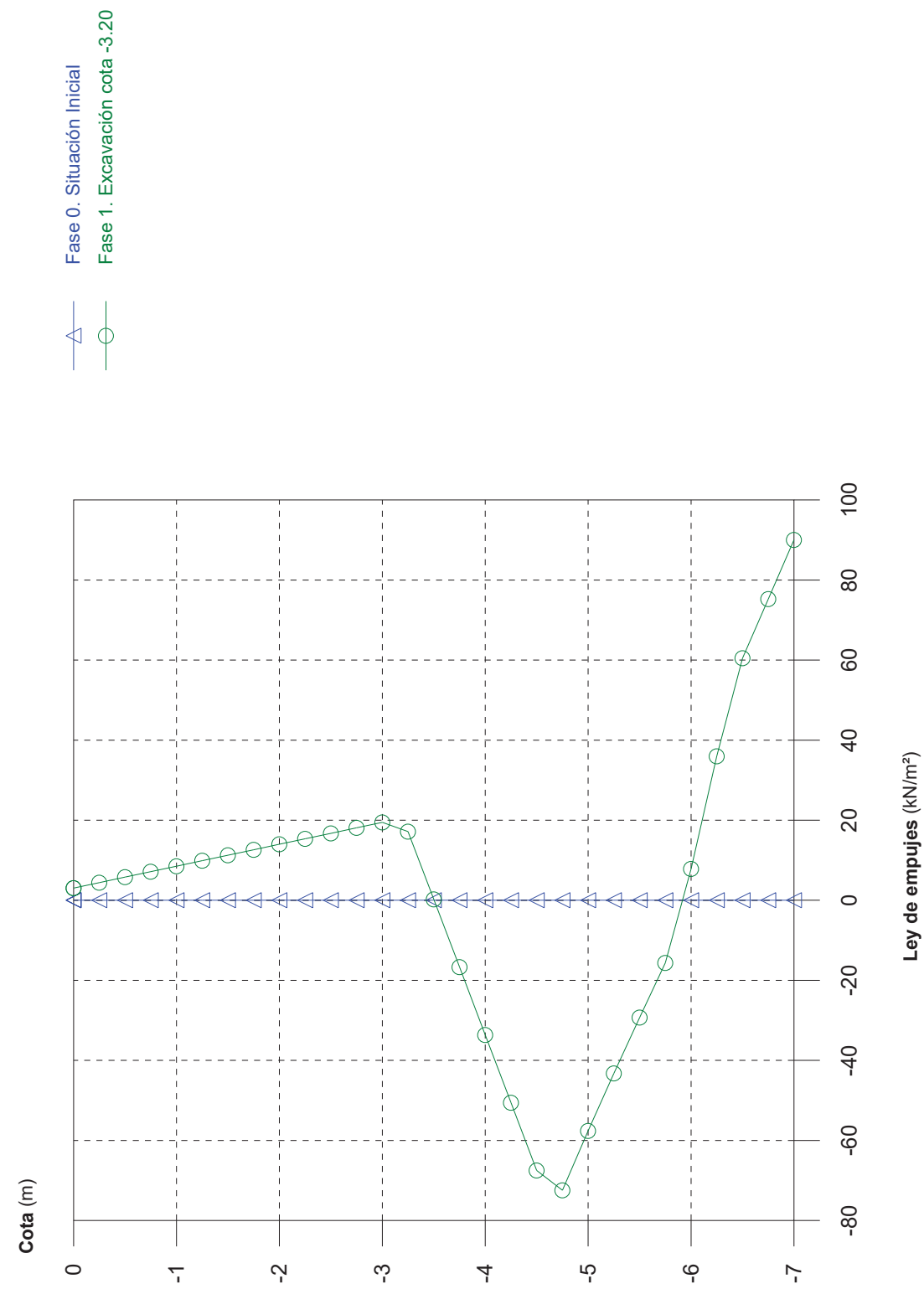
Básica



Básica



Básica



1.- NORMA Y MATERIALES.....	2
2.- ACCIONES.....	2
3.- DATOS GENERALES.....	2
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5.- GEOMETRÍA.....	2
6.- ESQUEMA DE LAS FASES.....	3
7.- CARGAS.....	4
8.- RESULTADOS DE LAS FASES.....	4
9.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD).....	5
10.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO).....	5



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: EHE-98-CTE (España)
 Hormigón: HA-30, Control Estadístico
 Acero: B 500 S, Control Normal
 Clase de exposición: Clase IIa
 Recubrimiento geométrico: 7.0 cm
 Tamaño máximo del árido: 20 mm

2.- ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60
 Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60
 Sin análisis sísmico
 Sin considerar acciones térmicas en puntales

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m
 Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
 Tipología: Pantalla de pilotes de hormigón

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 33.0 %
 Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 33.0 %

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1	0.00 m	Densidad aparente: 18.0 kN/m ³ Densidad sumergida: 10.0 kN/m ³ Ángulo rozamiento interno: 30 grados Cohesión: 0.00 kN/m ² Módulo de balasto empuje activo: 10000.0 kN/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 10000.0 kN/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m ⁴	Activo trasdós: 0.30 Reposo trasdós: 0.50 Pasivo trasdós: 4.07 Activo intradós: 0.30 Reposo intradós: 0.50 Pasivo intradós: 4.07

5.- GEOMETRÍA

Altura total: 6.00 m Diámetro: 50 cm Separación entre ejes: 0.75 m
--

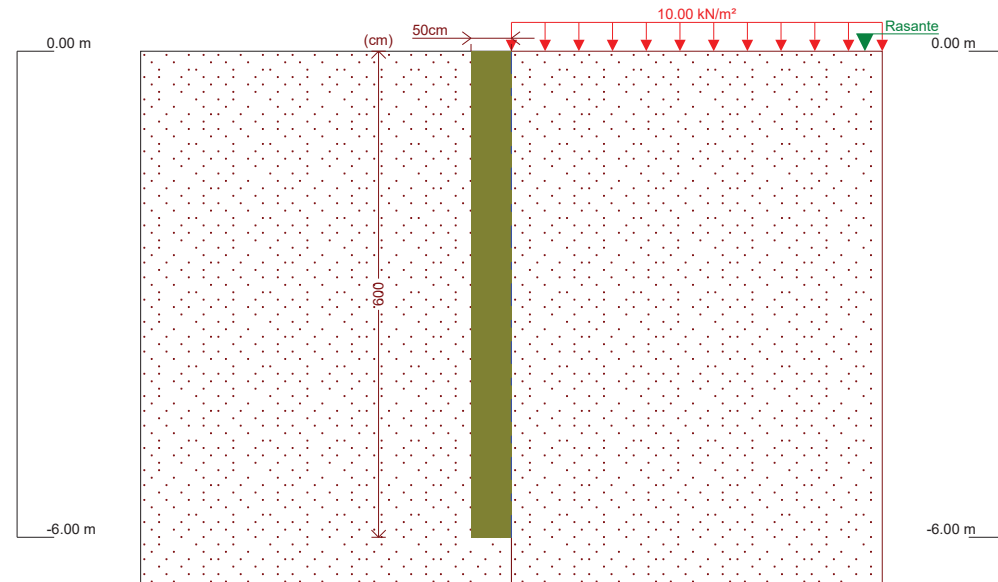


Selección de listados

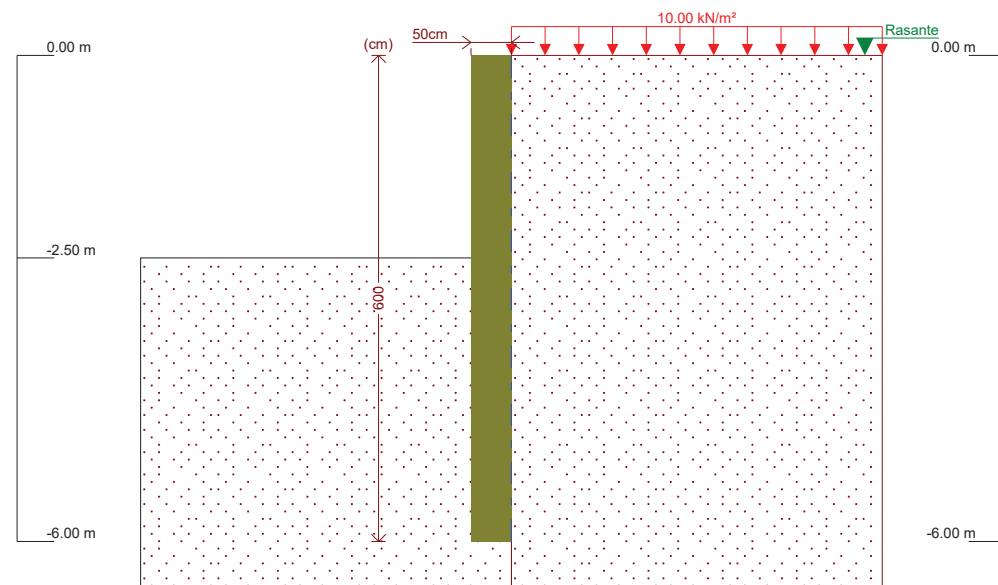
Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 2

Fecha: 09/06/17

6.- ESQUEMA DE LAS FASES



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase 0. Situación Inicial	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 0.00 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Fase 1. Excavación -2.50 m	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -2.50 m



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 2

Fecha: 09/06/17

7.- CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m²	Fase 0. Situación Inicial	Fase 1. Excavación -2.50 m

8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE 0. SITUACIÓN INICIAL

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-0.27	-0.00	0.38	0.00	3.04	0.00
-0.50	-0.27	3.21	0.29	0.17	-0.31	0.00
-1.00	-0.26	6.42	0.15	0.26	-0.23	0.00
-1.50	-0.26	9.63	0.04	0.29	-0.16	0.00
-2.00	-0.26	12.84	-0.03	0.29	-0.10	0.00
-2.50	-0.25	16.05	-0.07	0.25	-0.05	0.00
-3.00	-0.25	19.26	-0.10	0.21	-0.02	0.00
-3.50	-0.25	22.47	-0.10	0.16	0.00	0.00
-4.00	-0.25	25.68	-0.10	0.11	0.02	0.00
-4.50	-0.25	28.89	-0.08	0.07	0.04	0.00
-5.00	-0.25	32.10	-0.06	0.03	0.05	0.00
-5.50	-0.25	35.31	-0.04	0.01	0.06	0.00
-6.00	-0.25	38.52	0.00	-0.00	0.07	0.00
Máximos	-0.25 Cota: -6.00 m	38.52 Cota: -6.00 m	0.38 Cota: 0.00 m	0.29 Cota: -1.75 m	3.04 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-0.27 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-0.10 Cota: -3.50 m	-0.00 Cota: -6.00 m	-0.35 Cota: -0.25 m	0.00 Cota: 0.00 m

FASE 2: FASE 1. EXCAVACIÓN -2.50 M

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	-19.53	-0.00	0.38	-0.00	3.04	0.00
-0.50	-17.56	3.21	1.48	0.47	5.78	0.00
-1.00	-15.60	6.42	4.71	2.38	8.51	0.00
-1.50	-13.64	9.63	9.31	6.41	11.25	0.00
-2.00	-11.69	12.84	15.28	13.26	13.99	0.00
-2.50	-9.77	16.05	22.61	23.61	16.72	0.00
-3.00	-7.90	19.26	26.74	36.99	-17.15	0.00
-3.50	-6.11	22.47	13.93	46.09	-47.94	0.00
-4.00	-4.42	25.68	-8.11	44.55	-32.81	0.00
-4.50	-2.83	28.89	-22.72	34.79	-18.64	0.00
-5.00	-1.31	32.10	-30.35	20.36	1.23	0.00
-5.50	0.16	35.31	-26.03	6.34	30.73	0.00
-6.00	1.62	38.52	-7.01	-0.00	56.08	0.00
Máximos	1.62 Cota: -6.00 m	38.52 Cota: -6.00 m	-7.01 Cota: -2.75 m	-0.00 Cota: -3.75 m	56.08 Cota: -6.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	-19.53 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-30.35 Cota: -5.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	-47.94 Cota: -3.50 m	0.00 Cota: 0.00 m



Selección de listados

Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 2

Fecha: 09/06/17

9.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

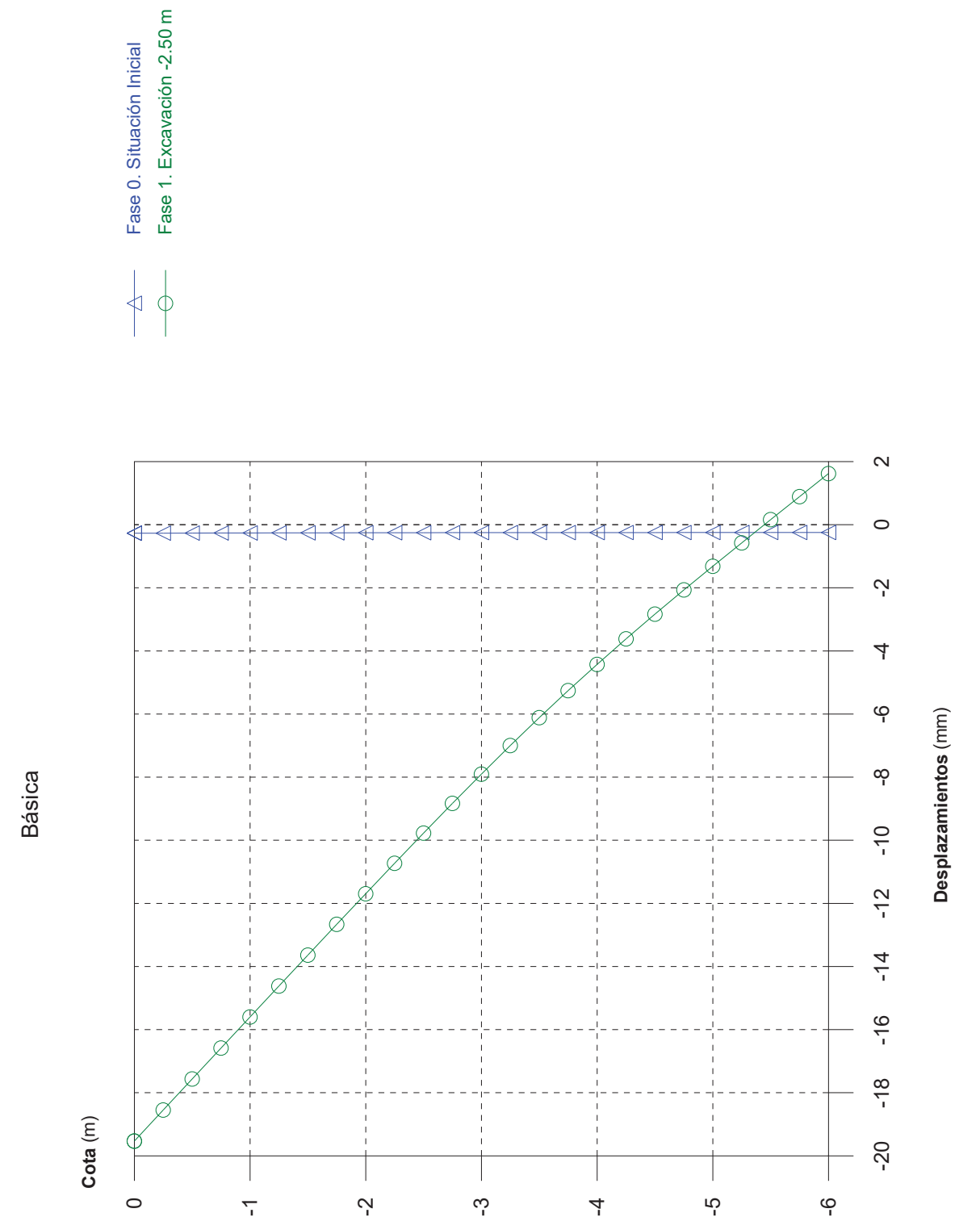
Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): Muro M-4_tipo 2 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 2)

Comprobación	Valores	Estado
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67	
Hipótesis básica:		
- Fase 0. Situación Inicial:	Calculado: 10.469	Cumple
- Fase 1. Excavación -2.50 m:	Calculado: 2.078	Cumple
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67	
Hipótesis básica:		
- Fase 0. Situación Inicial:	Calculado: 7.45	Cumple
- Fase 1. Excavación -2.50 m:	Calculado: 3.539	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

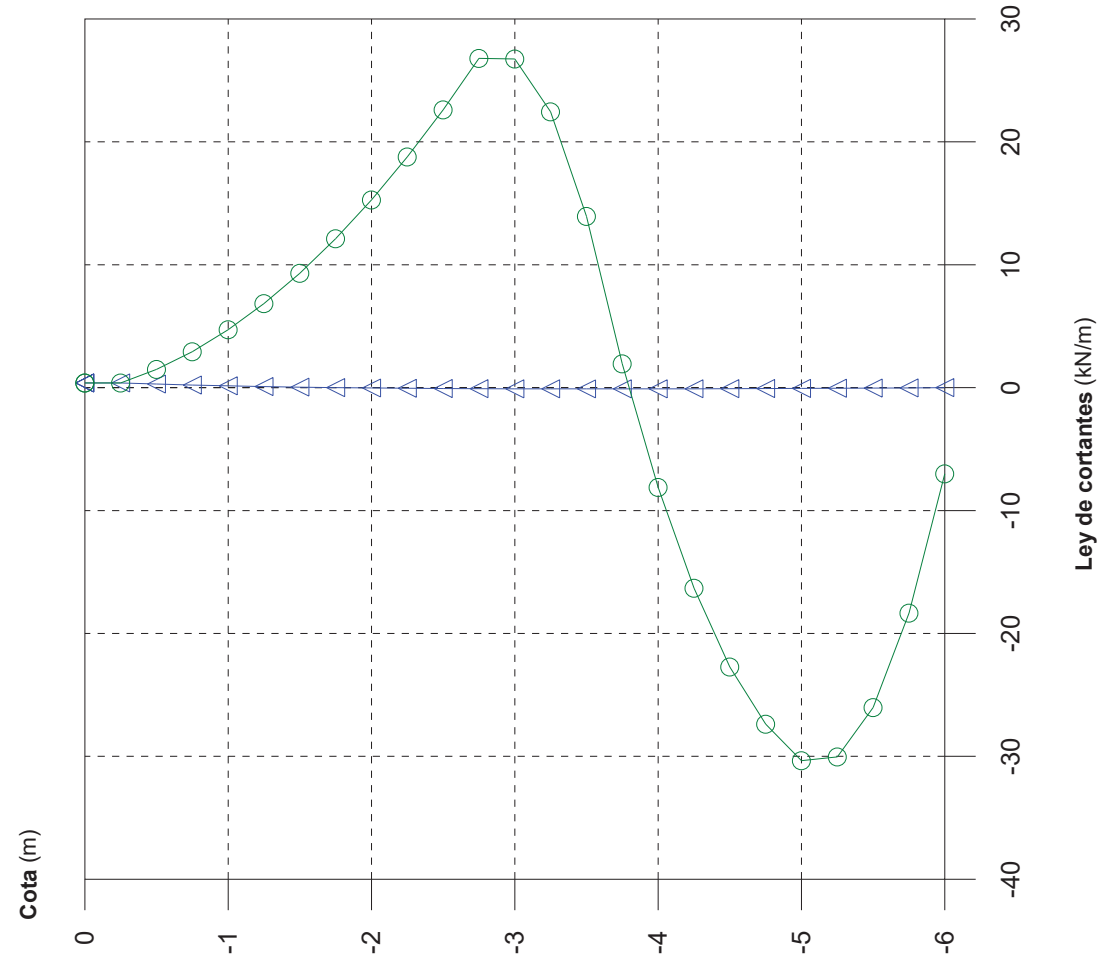
10.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Muro M-4_tipo 2 (Autovía A-76. A Veiga de Cascallá-O Barco. Muro M-4_Tipo 2)

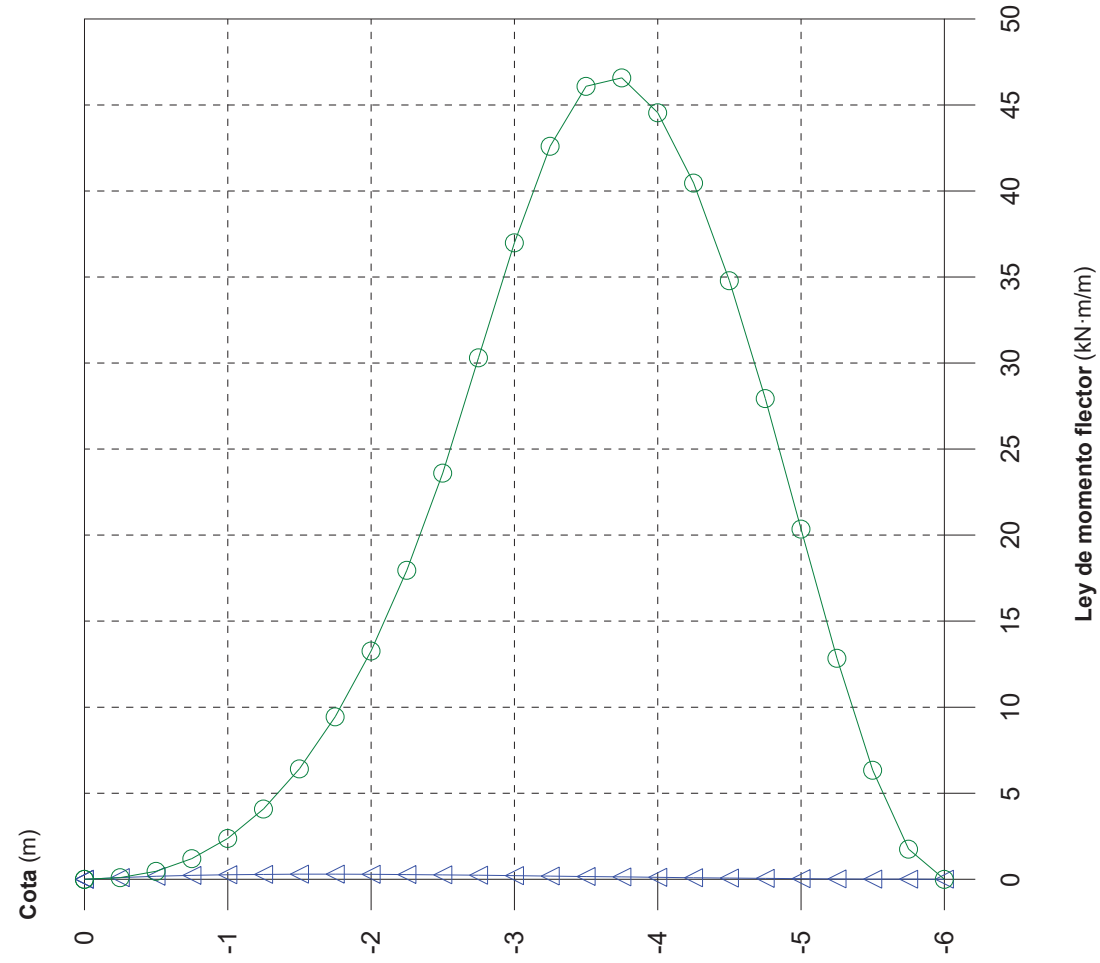
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo:		
- Fase 1. Excavación -2.50 m: Coordenadas del centro del círculo (-2.29 m ; 2.20 m) - Radio: 8.70 m: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8 Calculado: 3.545	Cumple
Errores		
- Fase 0. Situación Inicial: Combinaciones sin sismo - No se ha podido calcular el círculo de deslizamiento pésimo.		
Hay errores de comprobación		



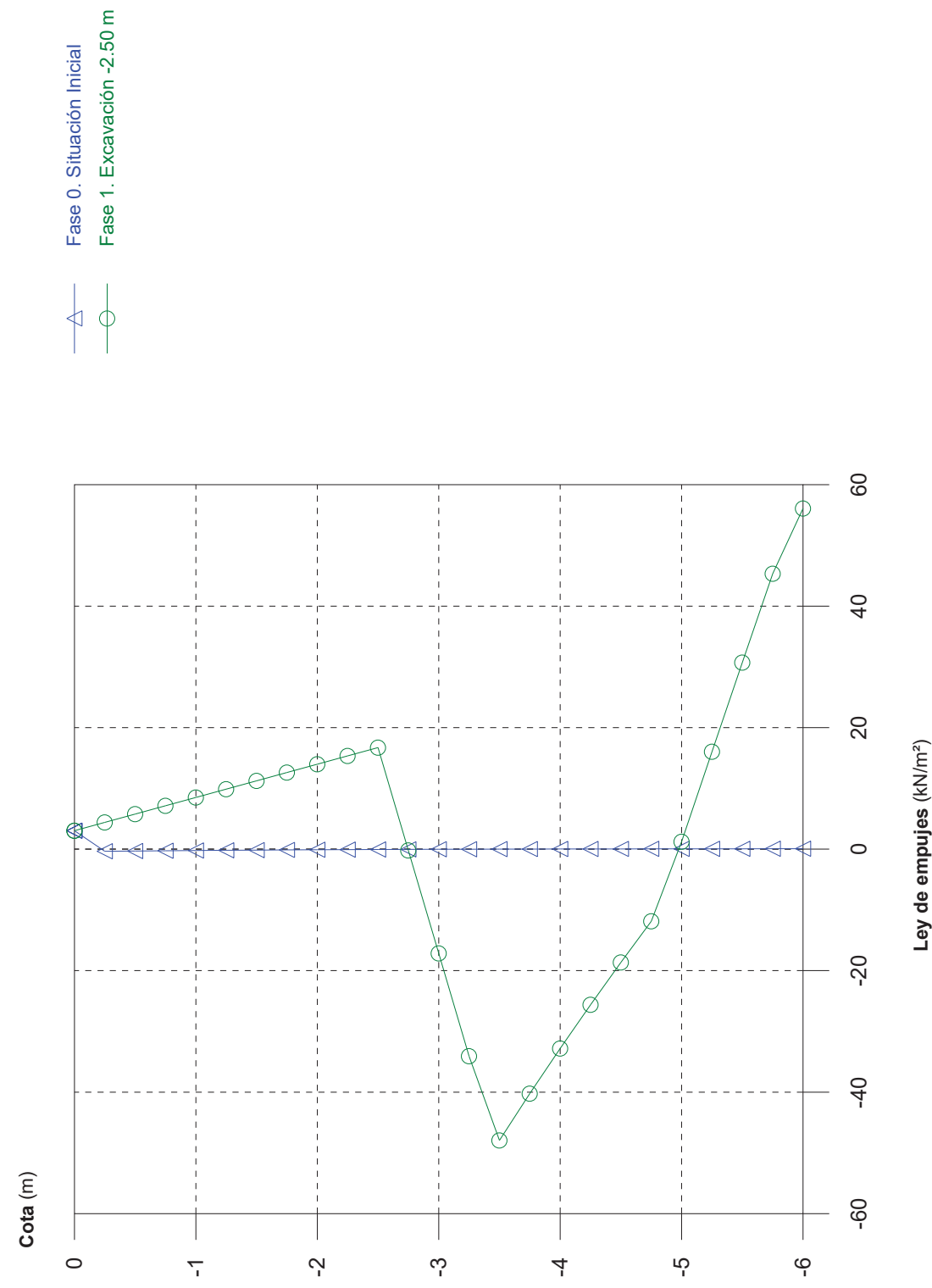
Básica



Básica



Básica



APÉNDICE 3.3. MURO DE ESCOLLERA

Cálculo Muro Escollera

 A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-3. Tipo 1
PARAMETROS DEL MURO

Altura desde cara superior de zapata	H	6.0	m
Ancho en coronación	a	1.5	m
Inclinación intradós n:10	n	3.0	-
Vuelo delantero de zapata	xo	0.5	m
Canto Zapata	m	1	m

PARAMETROS DEL RELLENO

Densidad del relleno	γ_t	1.9	t/m ³
Densidad del muro	γ_e	1.9	t/m ³
Angulo de rozamiento del relleno	ϕ_t	35	°
Angulo de rozamiento muro-baseterreno	ϕ_{tz}	25	°
Angulo del talud	β	33	°

CALCULOS

Ancho de la zapata	B	2.09	m
Angulo de rozamiento muro-relleno	$\delta (=2/3 \cdot \phi_t)$	23.3333	°
Angulo trasdós muro	α	-16.70	°
Coefficiente empuje activo	Ka	0.29	--
Altura total	Ht	7.86	m
Empuje activo	Ea	9.77	t/m
- componente transversal	Et	9.56	t/m
- componente normal	En	2.00	t/m
	z	0.70	m
	w1	13.68	t/m
	x1	2.10	m
	w2	17.10	t/m
	x2	3.65	m
	w3	10.26	t/m
	x3	3.80	m
	w4	4.94	t/m
	x4	1.3	m
	x5	1.72	t/m
	w5	1.73	m
	w6	0.82	t/m
	x6	2.43	m
Peso del muro	W	26.37	t/m
- componente transversal	Wt	8.34	t/m
- componente normal	Wn	25.02	t/m
Coefficiente seguridad deslizamiento	Fd	10.33	--
	d3	0.26	m
	d4	0.70	m
	d2	1.58	m
Momento volcador	Mv	15.46	tm/m
Momento estabilizador	Me	59.57	tm/m
Coefficiente seguridad vuelco	Fv	3.85	--

Cálculo Muro Escollera

 A-76. O Barco - Veiga. Fase 3. Proyecto de trazado
Muro M-3. Tipo 2

Altura desde cara superior de zapata	H	8.5	m
Ancho en coronación	a	2.0	m
Inclinación intradós n:10	n	3.0	-
Vuelo delantero de zapata	xo	0.5	m
Canto Zapata	m	1	m

PARAMETROS DEL RELLENO

Densidad del relleno	γ_t	1.9	t/m ³
Densidad del muro	γ_e	1.9	t/m ³
Angulo de rozamiento del relleno	ϕ_t	35	°
Angulo de rozamiento muro-baseterreno	ϕ_{tz}	25	°
Angulo del talud	β	33	°

CALCULOS

Ancho de la zapata	B	2.77	m
Angulo de rozamiento muro-relleno	$\delta (=2/3 \cdot \phi_t)$	23.3333	°
Angulo trasdós muro	α	-16.70	°
Coefficiente empuje activo	Ka	0.29	--
Altura total	Ht	10.59	m
Empuje activo	Ea	19.60	t/m
- componente transversal	Et	19.18	t/m
- componente normal	En	4.01	t/m
	z	0.92	m
	w1	27.46	t/m
	x1	2.77	m
	w2	32.30	t/m
	x2	4.90	m
	w3	20.59	t/m
	x3	5.05	m
	w4	6.365	t/m
	x4	1.675	m
	x5	2.94	t/m
	w5	2.23	m
	w6	1.06	t/m
	x6	3.16	m
Peso del muro	W	46.71	t/m
- componente transversal	Wt	14.77	t/m
- componente normal	Wn	44.31	t/m
Coefficiente seguridad deslizamiento	Fd	5.10	--
	d3	0.35	m
	d4	0.93	m
	d2	2.16	m
Momento volcador	Mv	42.26	tm/m
Momento estabilizador	Me	144.14	tm/m
Coefficiente seguridad vuelco	Fv	3.41	--