

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	3
2	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	3
3	NIVEL DE CONTENCIÓN ASIGNADO.	4
4	SELECCIÓN DE LA ANCHURA DE TRABAJO Y DEFLEXIÓN DINÁMICA.	5
5	JUSTIFICACIÓN DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN EMPLEADO	6
6	JUSTIFICACIÓN DE LAS PANTALLAS ANTI-VIENTO EMPLEADAS	6
6.1	CÁLCULO VELOCIDAD DEL VIENTO	6
6.2	CÁLCULO PRESIÓN DE VIENTO	6
6.3	PROPUESTA DE PANTALLA ANTI-VIENTO.....	7
6.4	PROPUESTA DE PANTALLA ANTI-VIENTO – ZONA PILAS.....	8
7	JUSTIFICACIÓN DE OTROS TRABAJOS.....	8
8	BASES DE CÁLCULO	9
8.1	NORMATIVA APLICABLE	9
8.2	ACCIONES CONSIDERADAS	9
8.2.1	Acciones permanentes	9
8.2.2	Acciones variables	9
8.3	COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE MATERIALES	10
8.4	COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES.....	10
8.5	COMBINACIÓN DE ACCIONES	10
8.6	MATERIALES.....	10
9	CÁLCULO PANTALLA ANTIVIENTO	11
9.1	MODELOS DE CÁLCULO	11
9.2	SECCIÓN ORIGINAL.....	11
10	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	12
10.1	MODELOS DE CÁLCULO	12
10.2	COMPROBACIÓN SECCIÓN	13
11	CONCLUSIONES	13
	APÉNDICE 1. CÁLCULOS Y COMPROBACIONES DEL ANCLAJE DE LA PANTALLA	
	APÉNDICE 2.CÁLCULOS Y COMPROBACIONES DEL ANCLAJE DE LA BARRERA	
	APÉNDICE 3.EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE EXISTENTE	

1 INTRODUCCIÓN

El presente proyecto se centra en la adecuación de los sistemas de contención del puente a lo exigido por la normativa actual, OC 35/2014. Para aumentar la seguridad vial en este tramo, se plantea instalar unas nuevas barreras de contención y unas pantallas anti-viento a ambos lados de la calzada.

A partir de los criterios establecidos en la citada Orden Circular, se deduce el nivel de contención necesario en cada una de las estructuras, según el tipo de accidente que se pretende limitar, y se propone la solución de contención.

Es importante destacar que la definición de un sistema de contención de vehículos eficaz es muy compleja y que, hasta hace unos años, se trataba de un problema insuficientemente resuelto, hasta la llegada de la Orden Circular 35/2014 sobre Criterios de Aplicación de Sistemas de Contención de Vehículos. Reflejo de ello, tanto a nivel español como internacional, era el estado de la reglamentación que, aunque fue evolucionando en los últimos lustros, daba muestras aún de contradicciones y lagunas debidas a la falta de sincronía entre la reglamentación para el proyecto de puentes nuevos, Instrucción IAP-11, órdenes circulares de la Administración y normativa europea.

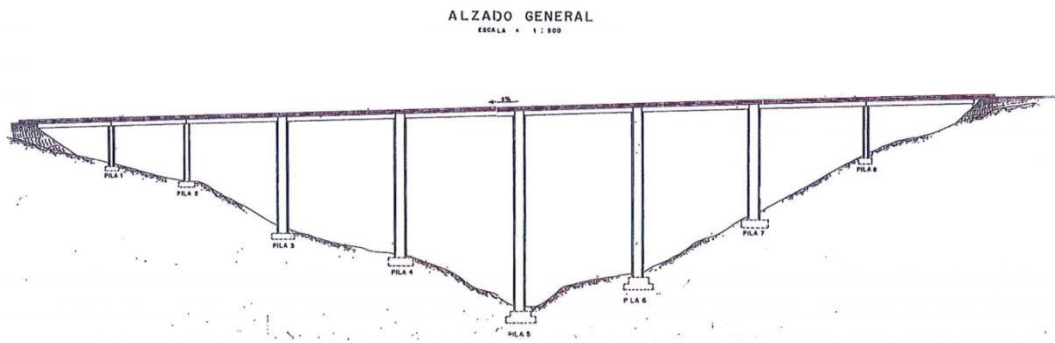
A eso se unía el que los sistemas de contención comerciales estén bajo patente y que, en la práctica, las homologaciones se hayan otorgado, siempre por la vía experimental (UEN-EN 1317), para unas condiciones de ensayo que, desde el punto de vista del anclaje al soporte, distan mucho, lamentablemente, de la realidad de los puentes.

La situación empeora cuando los técnicos se enfrentan con la necesidad de adecuar los sistemas de contención de puentes ya existentes, dispuestos con arreglo a criterios de otros tiempos, legales en su momento, y de una variada casuística. El ingeniero se encuentra con estructuras de geometría, materiales y armaduras dados (aunque no siempre conocidos) y ha de pronunciarse acerca de la validez de lo existente, formulando las correspondientes propuestas de actuación, tanto para reparar o adecuar lo que existe, como para sustituirlo, en su caso, por un sistema válido.

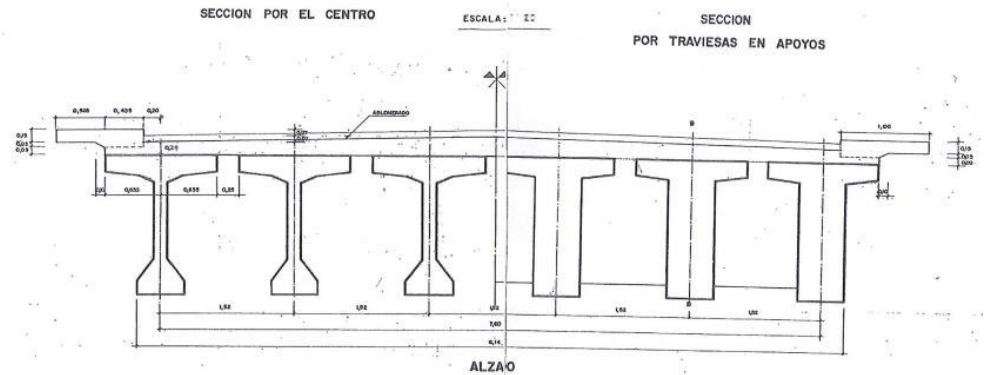
2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El presente anejo contiene una descripción de la estructura sobre el río Cofio de la carretera M-505 entre los P.K. 43+100 y 43+400, aproximadamente.

El puente consta de 9 vanos isostáticos con luces entre ejes pilas de 35.985+37.485+39.00+39.00+39.00+39.00+32.00+25.00+25.00, para una longitud total entre ejes de estribos de 311.47 m. La alineación es recta, con una pendiente longitudinal del 3%.



El tablero está constituido por seis vigas doble T prefabricadas postesas de 1.6 m de canto separadas 1.52m entre ejes. La losa de forjado sobre vigas tiene 20cm de espesor constante con un ancho total de 8.87m.



La plataforma total del tablero tiene 10 m., 8 de los cuales están ocupados por los dos carriles y la defensa semirrígida y los dos metros restantes, uno a cada lado, conforman la acera que tiene una barandilla metálica en el borde. La acera es una pieza prefabricada anclada al tablero y que vuela 0.565 m a cada lado.

Las pilas descansan sobre aparatos de neopreno zunchado en pilas y estribos. Las pilas, con altura comprendida entre 14 y 60 m de altura aproximadamente tienen dos tipologías distintas, las cinco más altas son tipo cajón huecas y las más bajas son tipo pórtico con fustes y un dintel.

Los estribos son cerrados de hormigón armado.

Todas las cimentaciones son directas mediante zapata.

Las juntas de dilatación, en todas las líneas de apoyo, se limitan a un corte en el pavimento, sin disposición de juntas propiamente dichas.

Según los datos que figuran en el Archivo General del Ministerio de Fomento, el puente se construyó en el año 1977.

En cuanto al sistema de contención del puente es una barrera semirrígida, que no cumple con lo exigido por la norma vigente, y que parece razonable sustituir debido a la peligrosidad de los accidentes que se han producido recientemente en esta carretera.

Señalar que a ambos lados del puente existen terraplenes de escasa longitud que dan acceso a la misma con alturas máximas en torno a 7m, ensanchadas con plataformas de descanso que permiten el estacionamiento de vehículo pero sin firme ejecutado.

El tramo tiene una limitación de velocidad de 50 km/h y señalización de peligro por fuertes vientos.

3 NIVEL DE CONTENCIÓN ASIGNADO.

Para la determinación del nivel de contención reglamentario de cada una de las estructuras, se han seguido los criterios establecidos en la vigente Orden Circular 35/2014, atendiendo al riesgo de accidente y a la IMD e IMDp.

En la figura siguiente se observan los diferentes niveles de contención que establece la orden circular en función de la clase de contención, que se definen en la norma UNE-EN 1317.

TABLA 2. CLASES Y NIVELES DE CONTENCIÓN PARA SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE VEHÍCULOS (UNE-EN 1317).

CLASE DE CONTENCIÓN		NIVEL DE CONTENCIÓN
Normal		N1
		N2
Alta		H1
		H2
		H3
Muy alta		H4a
		H4b

Figura 1. Clases y niveles de contención según la Orden Circular 35/2014

Se considera el riesgo de accidente relacionado con la probabilidad del suceso y con la magnitud de los daños y lesiones previsible, tanto para los ocupantes del vehículo como para otras personas o bienes situados en las proximidades.

Para cualquier tipo de carretera, y velocidad de proyecto, cuando el tramo estudiado salva zonas singulares (grandes cursos de agua, embalses, valles de muy difícil acceso) el riesgo de accidente se considerará como muy grave.

Se considera que el valle del Cofio en la zona del viaducto es de muy difícil acceso y el accidente deber clasificarse como muy grave.

Se han obtenido los datos de intensidad del tráfico sobre el puente del mapa provincial de tráfico de 2016.

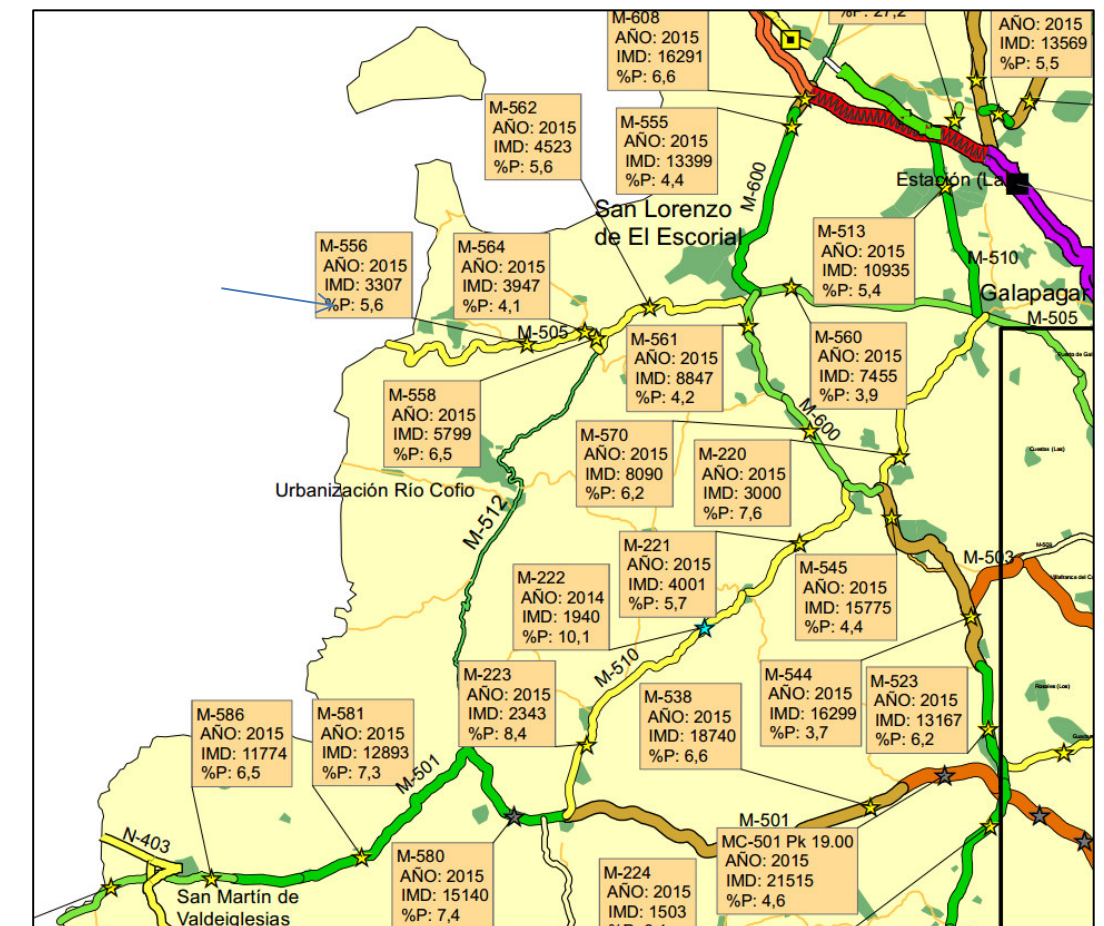


Figura 2. Mapa intensidad de tráfico –Madrid 2016

La estación más cercana al tramo de estudio es la M-556, que registró en 2015 una IMD de 3,307 vehículo por día, con un porcentaje de vehículos pesados del 5,6%, es decir, IMDp de 185.

En la figura se aprecian los niveles de contención recomendados en función del riesgo de accidente y de la IMD e IMDp por sentido.

TABLA 6. SELECCIÓN DEL NIVEL DE CONTENCIÓN RECOMENDADO PARA SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE VEHÍCULOS, SEGÚN EL RIESGO DE ACCIDENTE.

RIESGO DE ACCIDENTE ⁽¹⁾	IMD e IMDp POR SENTIDO	NIVEL DE CONTENCIÓN RECOMENDADO	
		BARRERAS	PRETILES
MUY GRAVE	IMDp ≥ 5000	H3 – H4b	H4b
	5000 > IMDp ≥ 2000	H2 – H3	H4b
	IMDp < 2000	H2	H3
GRAVE	IMD ≥ 10000	H1 – H2	H3
	IMDp ≥ 2000	H2	H3
	400 ≤ IMDp < 2000	H1	H2
	IMDp < 400	N2 – H1	H1 – H2
NORMAL	IMDp ≥ 2000	H1	H1 – H2
	400 ≤ IMDp < 2000	N2 – H1	H1
	IMDp < 400	N2	N2 – H1
	IMDp < 50 y Vp ≤ 80 km/h	N1 – N2	N2

⁽¹⁾ Definición del riesgo de accidente según Apartado 2.2 "Criterios de instalación" del Capítulo 2.

Aunque no se sitúa en los bordes, sino entre la calzada y la acera, se considera que la contención debe ser catalogada como pretil. Según la tabla, y considerando la alta gravedad del accidente y la baja intensidad del tráfico en la zona, el pretil recomendado requiere un nivel de contención H3 mínimo.

Se definen en la Orden Circular 35/2014, las condiciones de contención para las que esta ensayada una barrera de contención H3. Como se puede ver, las velocidades de ensayo superan las velocidades permitidas en el tramo del puente (50 km/h). Además, está prevista la ejecución de bandas transversales de alerta con resaltos de pintura (BTA) en el pavimento de los accesos a la estructura para reducir la velocidad de los vehículos.

TABLA 3. CARACTERÍSTICAS DE LOS ENSAYOS DE IMPACTO (NORMA UNE-EN 1317).

NIVEL DE CONTENCIÓN	DENOMINACIÓN DE LOS ENSAYOS	TIPO DE VEHÍCULO	CONDICIONES DE LOS ENSAYOS		
			MASA DEL VEHÍCULO (kg)	VELOCIDAD (km/h)	ÁNGULO DE IMPACTO (°)
N1	TB31	Ligero	1 500	80	20
N2	TB32	Ligero	1 500	110	20
	TB11 ⁽¹⁾	Ligero	900	100	20
H1	TB42	Pesado no articulado	10 000	70	15
	TB11 ⁽¹⁾	Ligero	900	100	20
H2	TB51	Autobús	13 000	70	20
	TB11 ⁽¹⁾	Ligero	900	100	20
H3	TB61	Pesado no articulado	16 000	80	20
	TB11 ⁽¹⁾	Ligero	900	100	20
H4a	TB71	Pesado no articulado	30 000	65	20
	TB11 ⁽¹⁾	Ligero	900	100	20
H4b	TB81	Pesado articulado	38 000	65	20
	TB11 ⁽¹⁾	Ligero	900	100	20

⁽¹⁾ el ensayo TB11 tiene por objeto verificar que el nivel de contención del vehículo pesado es compatible con la seguridad de los ocupantes de los vehículos ligeros.

El índice de seguridad debe ser A o B para reducir los riesgos de los ocupantes del vehículo.

4 SELECCIÓN DE LA ANCHURA DE TRABAJO Y DEFLEXIÓN DINÁMICA.

La sección transversal del puente incluye una acera de aproximadamente 1 m de ancho detrás de la contención. Se considera por tanto que la deflexión dinámica Dmáxima admisible es de 100cm y la anchura de trabajo W será de 160 cm (W5 según Orden Circular 35/2014).

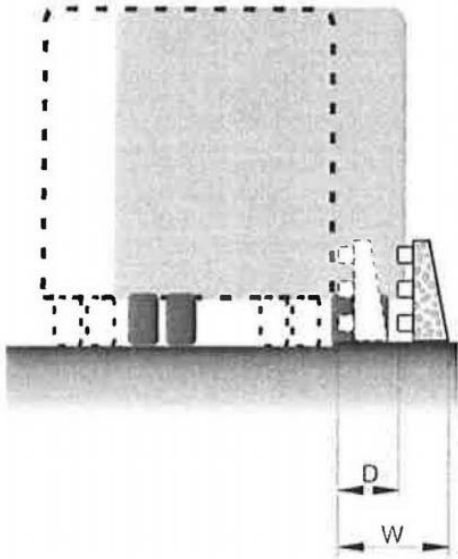


Figura 3. Deflexión dinámica (D) y anchura de trabajo (W)

5 JUSTIFICACIÓN DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN EMPLEADO

El sistema de contención propuesto consiste en una barrera de seguridad prefabricada de hormigón simple, con nivel de contención mínimo H3, deflexión dinámica máxima de 100cm y anchura de trabajo de 160 cm como máximo.

Dentro de los pretiles que cumplan estas condiciones, se consideran los más adecuados los que cumplan las siguientes características:

- Fácil implantación. A ser posible mediante anclajes químico o similar, evitando así tener que demoler parcialmente la losa del tablero para materializar los anclajes y refuerzos necesarios de acuerdo al ensayo realizado para homologación del pretil.
- Estar en posesión del marcado CE, obligatorio desde el 1 de enero de 2011. No se consideran adecuados los pretiles que son variantes de uno que tenga marcado CE y que tienen comportamiento similar pero no han sido objeto de ensayos con choque de vehículos, tal y como se indica en la norma europea UNE-EN 1317.

Debido a la antigüedad de la estructura (algo más de 40 años) se opta por un pretil de hormigón por su facilidad de instalación sobre la estructura, así como por la reducción de la afección al tablero existente.

Los pretiles de hormigón apenas requieren conexión al tablero y se caracterizan por modelos de fácil instalación, frente a los pretiles metálicos cuyos anclajes al tablero son importantes para asegurar la transmisión del impacto y, por tanto, afectarían de modo invasivo a la losa superior del tablero.

Los pretiles de hormigón de este tipo trabajan por desplazamiento, por lo que necesitan un espacio libre entre su cara posterior (la opuesta al tráfico) y el obstáculo más próximo (la pantalla en este caso) que permita este desplazamiento, denominado deflexión dinámica del pretil, obtenido en el ensayo de homologación y que en este caso es de 100 cm.

Por lo tanto el pretil se debe disponer a la misma cota que la acera existente para poder permitir este desplazamiento. Esto obliga a hacer un recrecido de hormigón sobre el tablero, para disponer el pretil de hormigón a la cota adecuada. En este recrecido de hormigón se pone una cuantía de armadura necesaria para adecuarse a las condiciones de homologación y se conecta al tablero existente mediante una armadura en horquilla Ø12 cada 0.15 metros para transmitir los esfuerzos de impacto que se generan en el momento del choque.

6 JUSTIFICACIÓN DE LAS PANTALLAS ANTI-VIENTO EMPLEADAS

6.1 CÁLCULO VELOCIDAD DEL VIENTO

Las velocidades del viento obtenidas según la IAP-11 y las obtenidas mediante datos meteorológicos históricos de la zona son del mismo orden.

Se han tabulado estas velocidades para varios periodos de retorno y para una altura media sobre el terreno de 50 m y un terreno tipo I.

Velocidad del viento (IAP-11)				Velocidad del viento (Datos históricos)			
T	V _b (T) [m/s]	V _m (z) [m/s]	V _p (T) [m/s]	T	V _b (T) [m/s]	V _m (z) [m/s]	V _p (T) [m/s]
4	21.8	34.7	45.8	4	18.6	29.7	39.2
10	23.5	37.4	49.4	10	21.4	34.0	45.0
25	25.0	39.7	52.5	25	24.0	38.1	50.4
50	26.0	41.4	54.7	50	25.9	41.2	54.5
100	27.0	43.0	56.8	100	27.8	44.2	58.5
200	28.0	44.5	58.9	200	29.7	47.3	62.5

Como se puede observar, para un periodo normativo de retorno de 100 años se obtienen velocidades punta superior a los 200 km/h.

6.2 CÁLCULO PRESIÓN DE VIENTO

La colocación de una barrera estándar de 2.5 m de altura supone una modificación del coeficiente de forma de la sección transversal del tablero que pasaría a tener una relación h/b = 2.4 aproximadamente. Esto conlleva un valor del coeficiente de forma en torno a cf = 1.5.

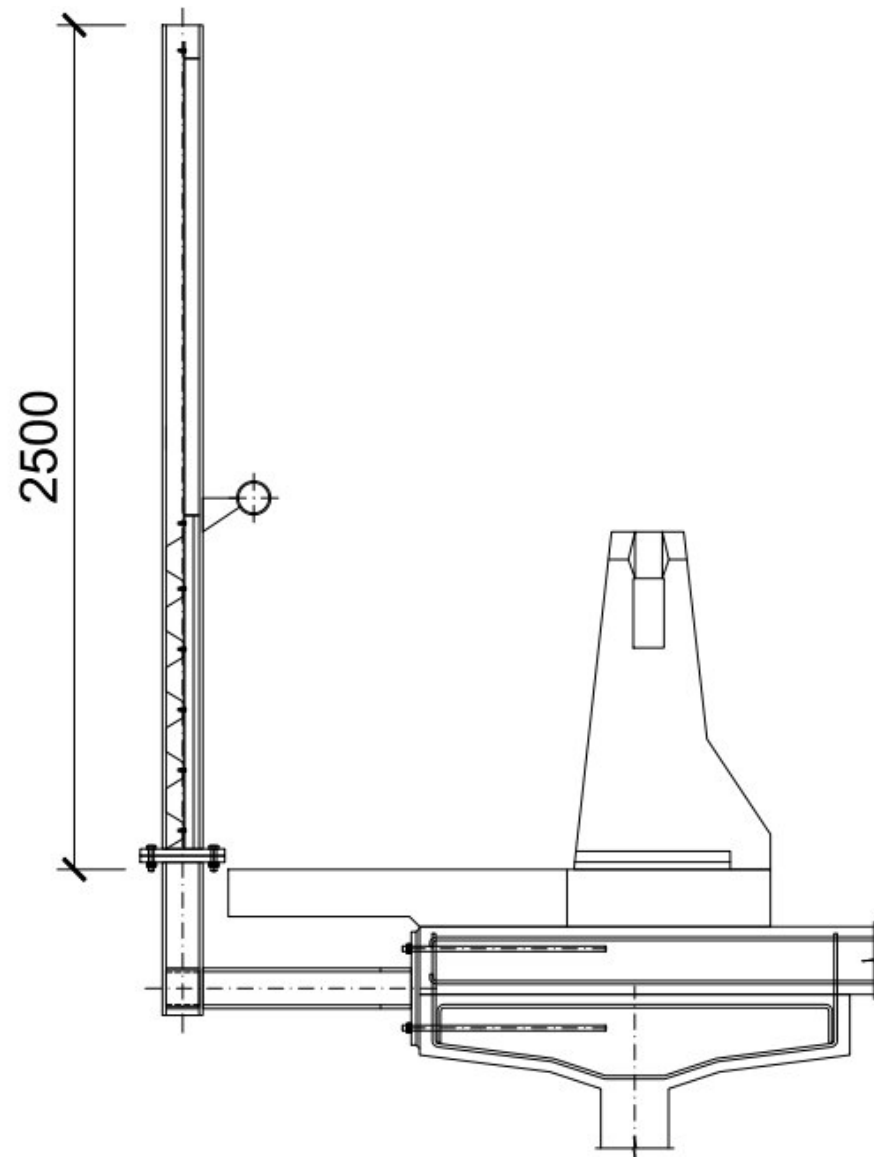
Se han tabulado las presiones básica y de pico para varios periodos de retorno y para una altura sobre el terreno de 50 m y un terreno tipo I.

Presión del viento (IAP-11)				Presión del viento (Datos históricos)			
T	q _b [N/m²]	q _p [N/m²]	q _p *c _f [N/m²]	T	q _b [N/m²]	q _p [N/m²]	q _p *c _f [N/m²]
4	296	1314	2050	4	217	960	1498
10	344	1525	2379	10	285	1264	1972
25	389	1725	2690	25	359	1589	2479
50	423	1873	2921	50	418	1854	2892
100	456	2019	3150	100	482	2138	3335
200	489	2166	3379	200	551	2440	3807

Como se puede observar, para un periodo de retorno de 100 años se obtienen presiones de diseño superiores a los 330 kg/m².

6.3 PROPUESTA DE PANTALLA ANTI-VIENTO

El sistema anti-viento propuesto consiste en una pantalla anclada al lateral del tablero existente.



La altura de la pantalla, al igual que su modulación (cada 1,80 m), se ha elegido por ser medidas habituales en este tipo de pantallas usadas en el ADIF con mucha asiduidad. Además se considera que esa altura es suficiente para incidir en una reducción de las turbulencias en el tablero y poder ser considerada una pantalla anti-viento.

Cualquier cambio en esta dimensión (o en su modulación) deberá ir acompañado de su justificación correspondiente por técnico competente y aprobada por los Directores de Proyecto.

El anclaje se situaría en la zona de la losa y el ala superior de la viga de borde. Ahí se anclan unas ménsulas horizontales a las que posteriormente se conecta la pantalla. Se prevé una unión embridada para facilitar el transporte y montaje de la pantalla.

No es posible anclar la pantalla sobre la acera existente, al carecer ésta de armado en su cara inferior, no pudiendo resistir momentos flectores positivos.

Esta conexión en L permite salvar la acera actual, ahorrando así los costes de su demolición y sustitución.

Se sitúa la pantalla en el extremo del tablero y no entre la calzada y la acera. De este modo no se elimina el acceso a las aceras desde la calzada.

Los paneles de la barandilla serán porosos en su parte final para reducir las turbulencias y mejorar el comportamiento frente al viento, ya que está demostrado que una pantalla opaca genera mayores turbulencias en el tablero.

Independientemente de esto, los perfiles estructurales de la pantalla serán calculados para resistir la presión indicada en el punto anterior y considerando (del lado de la seguridad) que toda la pantalla es opaca.

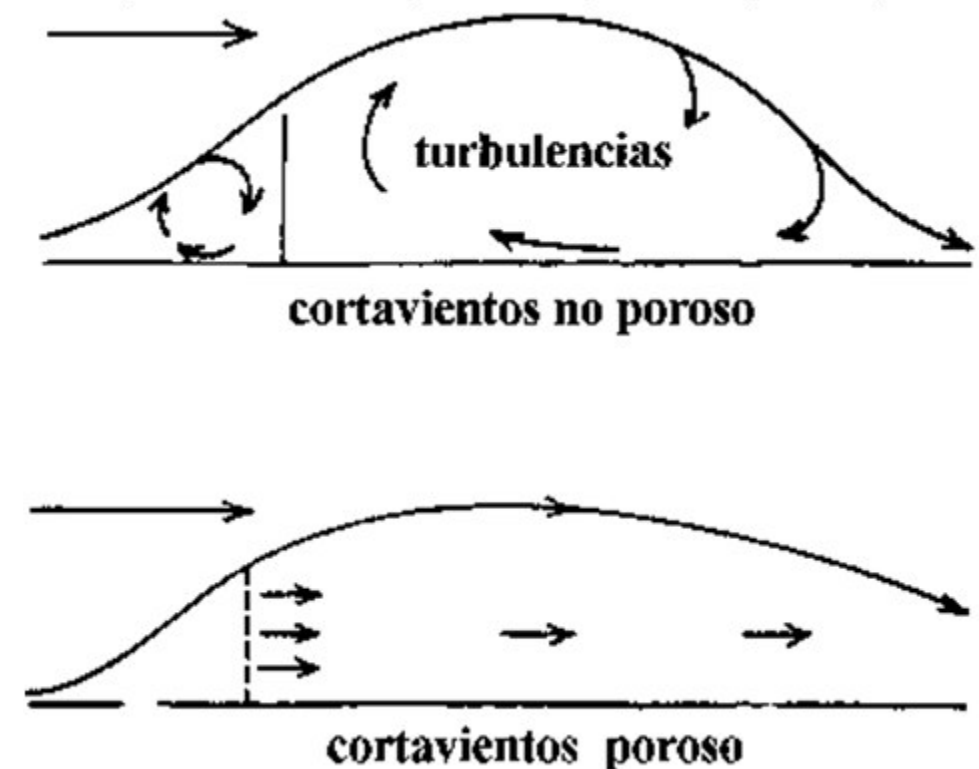
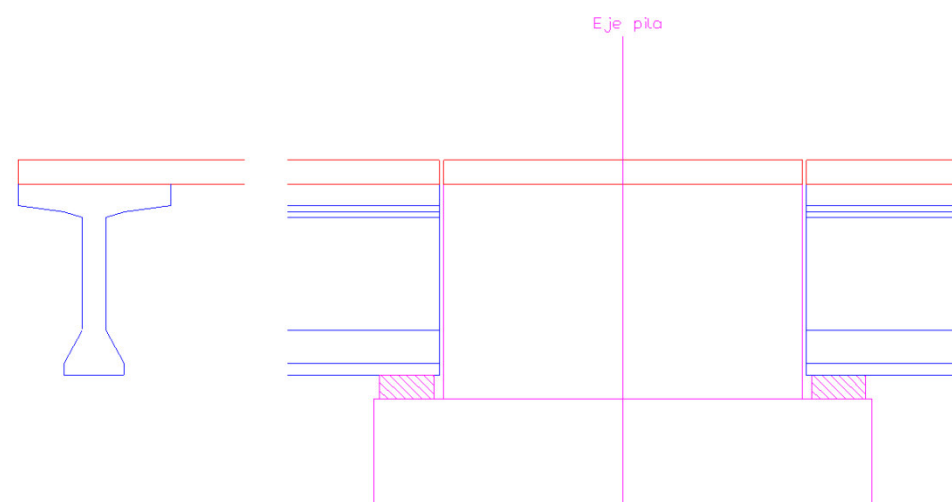


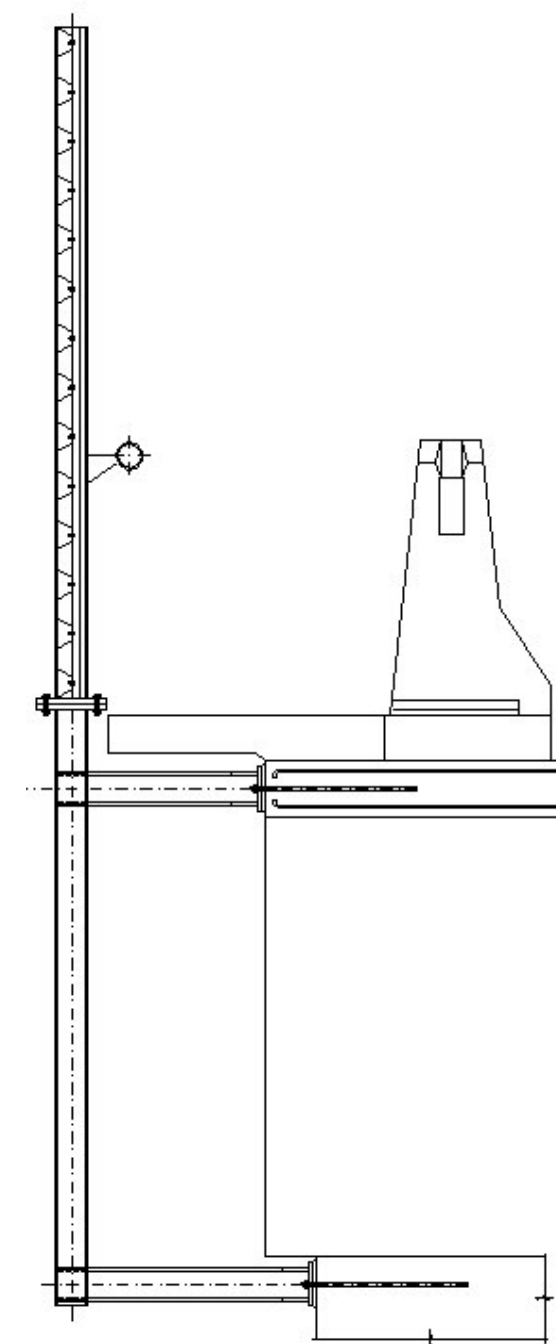
Figura 4. Comportamiento cortavientos porosos/no porosos frente al viento

6.4 PROPUESTA DE PANTALLA ANTI-VIENTO – ZONA PILAS

Sobre las pilas P3, P4, P5, P6 y P7 el tablero dispone de una doble junta. Los planos disponibles del proyecto original de la estructura son limitados y la solución estructural que se ha dado al tablero en la zona entre juntas sobre la pila se desconoce.



Se observa que en una amplia zona sobre la pila no hay viga. Puesto que se desconoce la resistencia estructural de la zona, no se considera seguro el anclaje de la pantalla anti-viento típica. Se plantea una variante con su anclaje superior en la losa y el inferior en el dintel de pila.



7 JUSTIFICACIÓN DE OTROS TRABAJOS

Como actuaciones complementarias a la sustitución del sistema de contención de vehículos y del pavimento se prevén otros trabajos de mejora en el puente consistentes en:

- Renovar la impermeabilización del tablero. Para ello es necesario remover todo el pavimento existente y transportarlo a un centro autorizado de gestión de residuos.
- Disposición de juntas de dilatación para pequeños movimientos.
- Retirada de barandilla actual e incorporación de un pasamanos en la pantalla anti-viento.
- Señalización y balizamiento.
- Extendido y compactado de mezcla bituminosa en caliente sobre el tablero.

8 BASES DE CÁLCULO

A continuación se definen las bases de cálculo tomadas para el cálculo del proyecto.

8.1 NORMATIVA APLICABLE

De acuerdo a lo expuesto en el apartado anterior, se aplica la normativa vigente en el momento de la construcción de la estructura original para el cálculo de esfuerzos.

- OC-35/2014 sobre criterios de aplicación de sistemas de contención de vehículos
- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP-11.
- Instrucción del Hormigón Estructural. EHE-08.
- Instrucción del Acero Estructural. EAE-12.

8.2 ACCIONES CONSIDERADAS

Las cargas aplicadas se obtienen de la IAP-11.

8.2.1 Acciones permanentes

Se han empleado los siguientes pesos específicos:

- Hormigón armado: 25,0 kN/m³
- Acero: 78,5 kN/m²
- Mezcla bituminosa/firme: 24,0 kN/m³

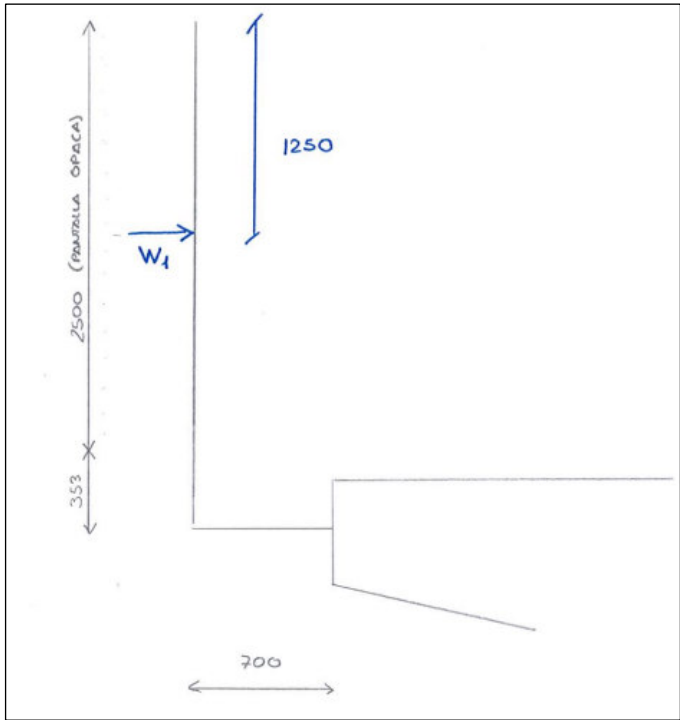
En consecuencia se obtiene:

- Carga muerta:
 - Pantalla antiviento: 0.8 kN/m
 - Pretil de hormigón prefabricado: 7.7kN/m
 - Firme actual (e = 15cm, valor medio): 3.25 kN/m²
 - Firme propuesto (e = 13.5cm, valor medio): 3.6 kN/m²

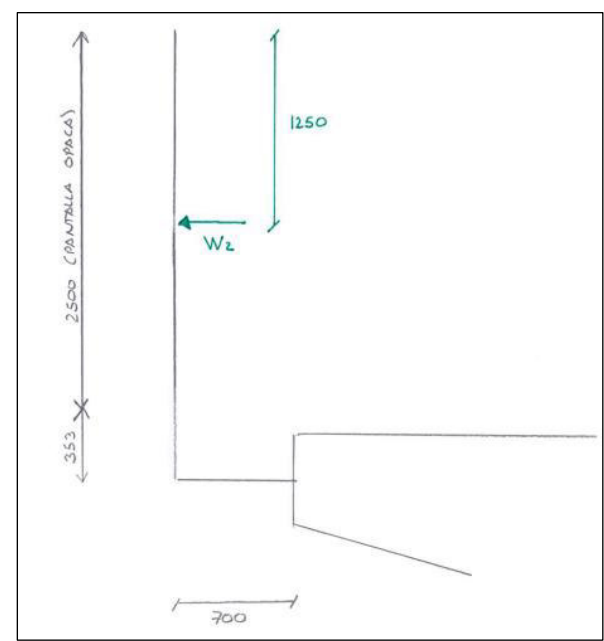
8.2.2 Acciones variables

Se han considerado los siguientes valores de acciones variables, de acuerdo con los valores establecidos en la IAP-11.

- Viento:
 - Velocidad básica (T=100): 27.8 m/s
 - Velocidad media (z=50;terreno tipo I): 44.2 m/s
 - Coeficiente de forma : 1.5
 - Presión de cálculo: 3.3 kN/m²
 - Coeficiente de ocultamiento : 0.46



W1=3.3 kN/m² * 2.5 m =8.25 kN/m



$W2=3.3\text{ kN/m}^2 \cdot 0.46 \cdot 2.5\text{ m} =3.8\text{ kN/m}$

- Empuje sobre barandilla/pasamanos:
 - 1.5 kN/m

8.3 COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE MATERIALES

Los coeficientes de minoración de los materiales se han tomado:

- γ_c : 1.50 (Coeficiente de minoración del hormigón).
- γ_s : 1.15 (Coeficiente de minoración del acero de armaduras).
- γ_{Mo} : 1.10 (Coeficiente de minoración del acero estructural-secciones).
- γ_{M2} : 1.25 (Coeficiente de minoración del acero estructural-uniones).

8.4 COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES

Se ha considerado el siguiente coeficiente de mayoración de acciones:

- Efecto favorable:
 - γ_F : 1 (Acciones permanentes)
 - γ_F : 0 (Viento)
- Efecto desfavorable:
 - γ_F : 1.35 (Acciones permanentes)
 - γ_F : 1.50 (Viento)

8.5 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Estados límites últimos

Situaciones persistentes

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

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

- donde:
- $G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente
 - $G_{k,i}$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
 - $Q_{k,i}$ valor representativo (valor característico) de la acción variable dominante
 - $\psi_{o,i} Q_{k,i}$ valores representativos (valores de combinación) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

Estados límites de servicio

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

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación casi-permanente:

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

8.6 MATERIALES

Los materiales utilizados para la reparación serán los siguientes:

- Mortero tixotrópico para reparaciones localizadas.
- Hormigón: HA-30
- Acero pasivo B500S: $f_{yk}=500\text{ MPa}$
- Acero estructural S355: $f_y=355\text{ MPa}$

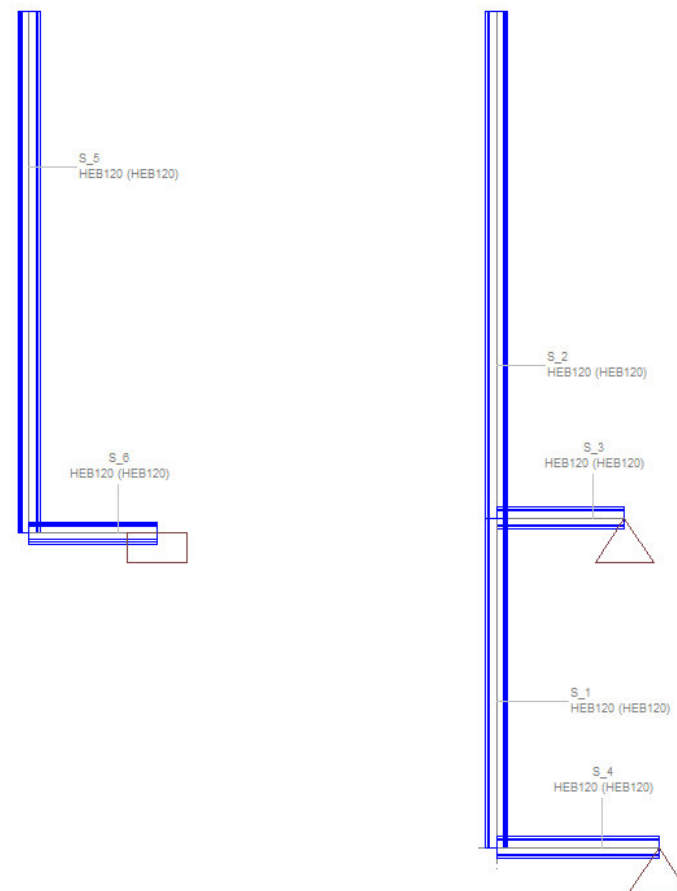
Los materiales utilizados en proyecto (y usados en la comprobación del tablero) de acuerdo a los planos disponibles fueron:

- Hormigón pretensado vigas: $f_c=350 \text{ kg/m}^2$
- Hormigón armado losa: $f_c=240 \text{ kg/m}^2$

9 CÁLCULO PANTALLA ANTIVIENTO

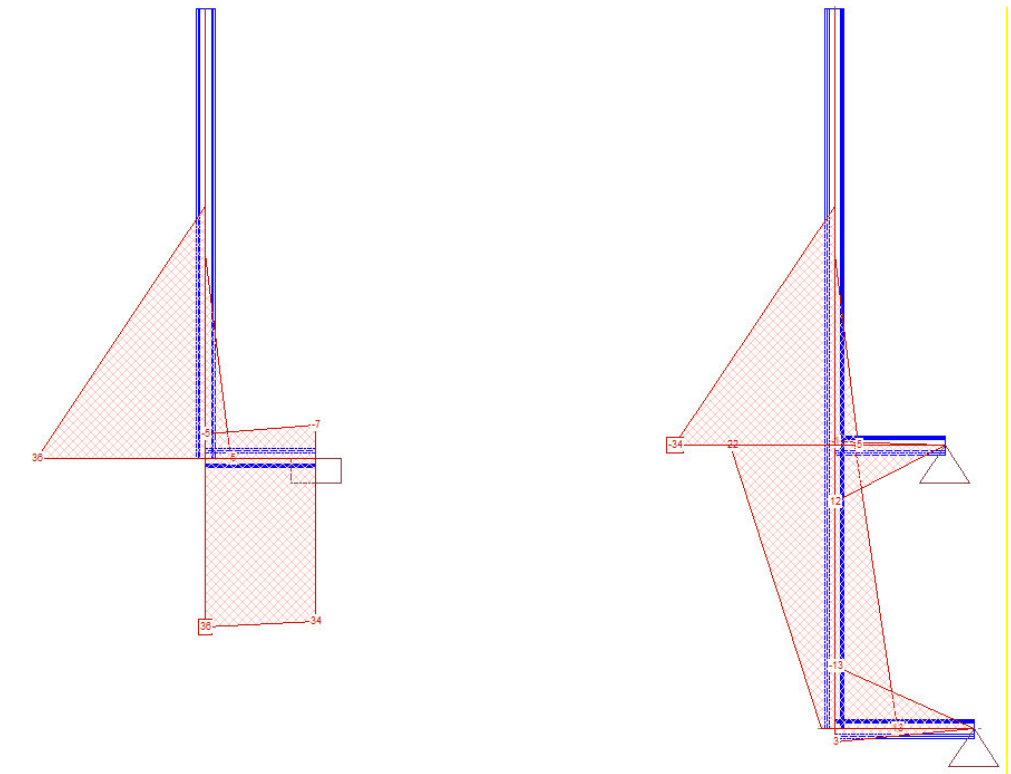
9.1 MODELOS DE CÁLCULO

Se ha realizado un modelo de barras para cada uno de los tipo de pantalla usando el software STATIK-6, de la plataforma CUBUS A.G.



PANTALLA ANTI-VIENTO: TÍPICA

PANTALLA ANTI-VIENTO: ZONA SOBRE PILAS



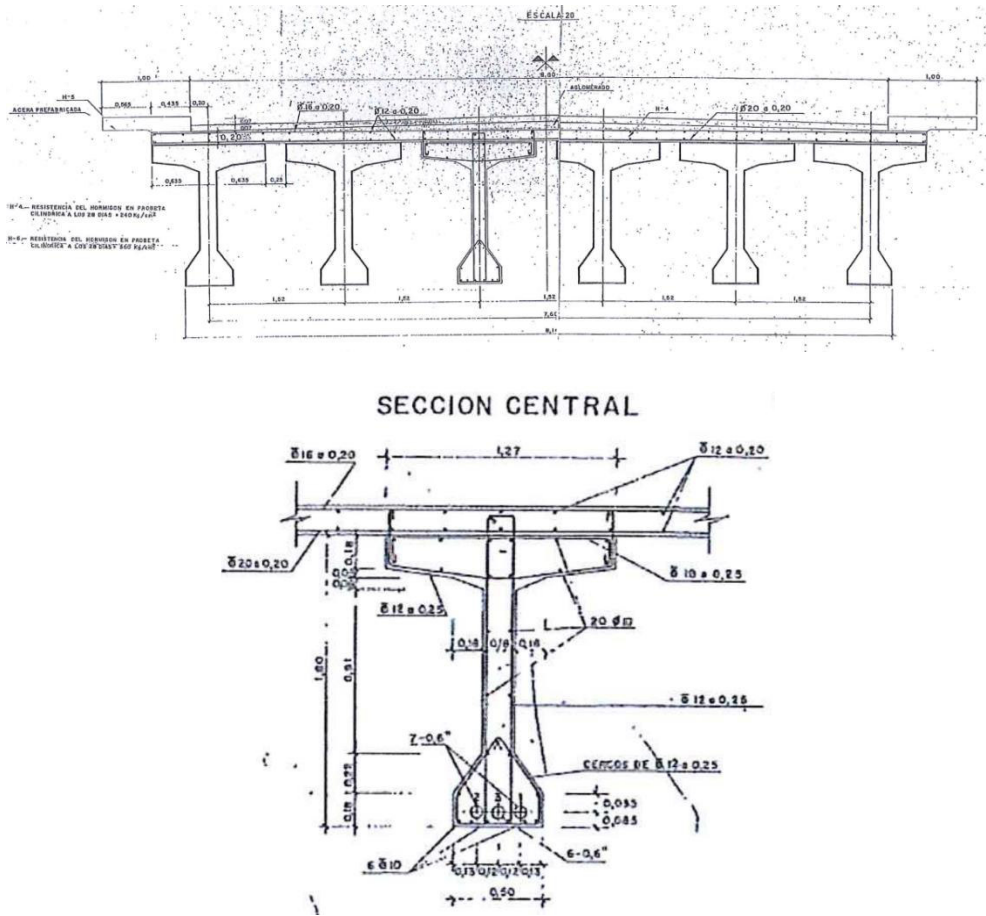
La totalidad de las cargas introducidas, las envolventes y los esfuerzos y resultados obtenidos del modelo se incluyen en el apéndice 1 de cálculo.

Para los cálculos seccionales se ha utilizado el programa PIEM, desarrollado en FHECOR.

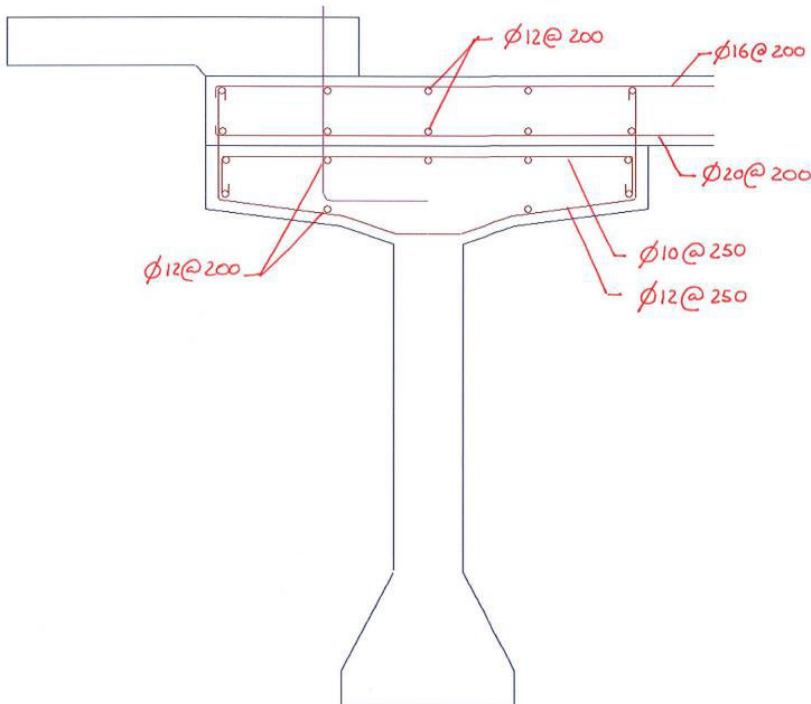
Las comprobaciones de la capacidad de las uniones se han realizado a mano. Los cálculos se incluyen en el apéndice 1 de cálculo.

9.2 SECCIÓN ORIGINAL

Se ha obtenido de los planos originales información relativa a las dimensiones y armado del tablero del puente.



Se ha considerado la siguiente armadura:



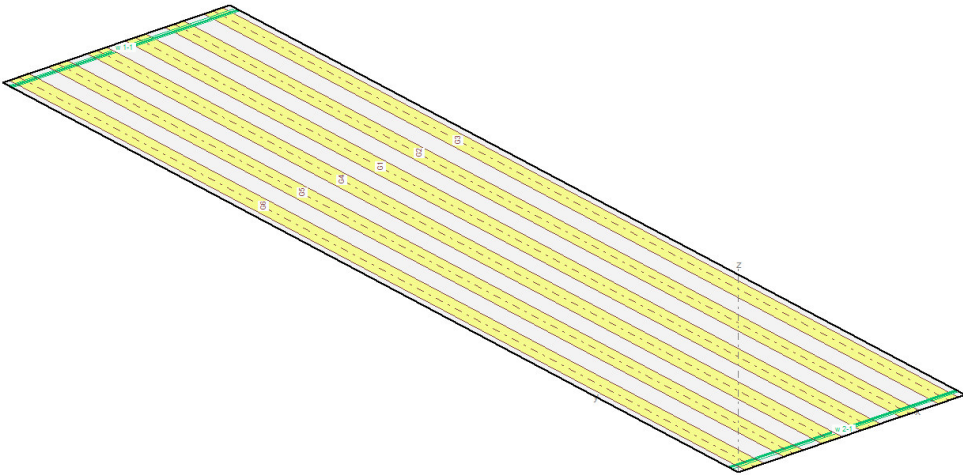
- Armadura longitudinal cara superior losa: Ø12 @ 200
- Armadura transversal cara superior losa: Ø16 @ 200
- Armadura longitudinal cara inferior losa: Ø12 @ 200
- Armadura transversal cara inferior losa: Ø20 @ 200
- Armadura longitudinal cara superior de cabeza de viga: Ø12 @ 200
- Armadura transversal cara superior de cabeza de viga: Ø10 @ 250
- Armadura longitudinal cara inferior de cabeza de viga: Ø12 @ 200
- Armadura transversal cara inferior de cabeza de viga: Ø12 @ 250

10 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Se efectúa una evaluación de la estructura existente bajo las nuevas cargas permanentes impuestas por el recredido de la acera, la instalación de la pantalla anti-viento y de los nuevos sistemas de contención de vehículos.

10.1 MODELOS DE CÁLCULO

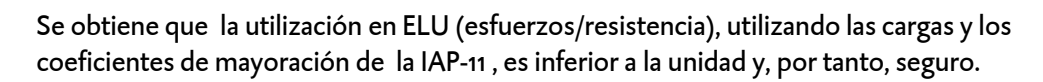
Se han modelizado la losa y las vigas del vano de mayor luz usando el software CEDRUS-CUBUS.



Las cargas consideradas en el análisis han sido las de la IAP-11:

- Peso propio vigas y losa (25kN/m3)
- Peso pavimento (24kN/m3)
- Peso acera y recredido (25kN/m3)
- Peso pretil: 7.7kN/m
- Peso pantalla: 0.8kN/m
- Sobrecarga de tráfico: dos carriles virtuales de 3m y un área remanente de 2m.

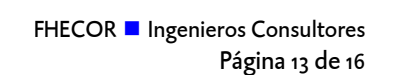
Se comprueba la sección del centro de vano de la viga de borde. Se toma como base para la geometría, la armadura y el pretensado la información disponible en los planos del proyecto original.



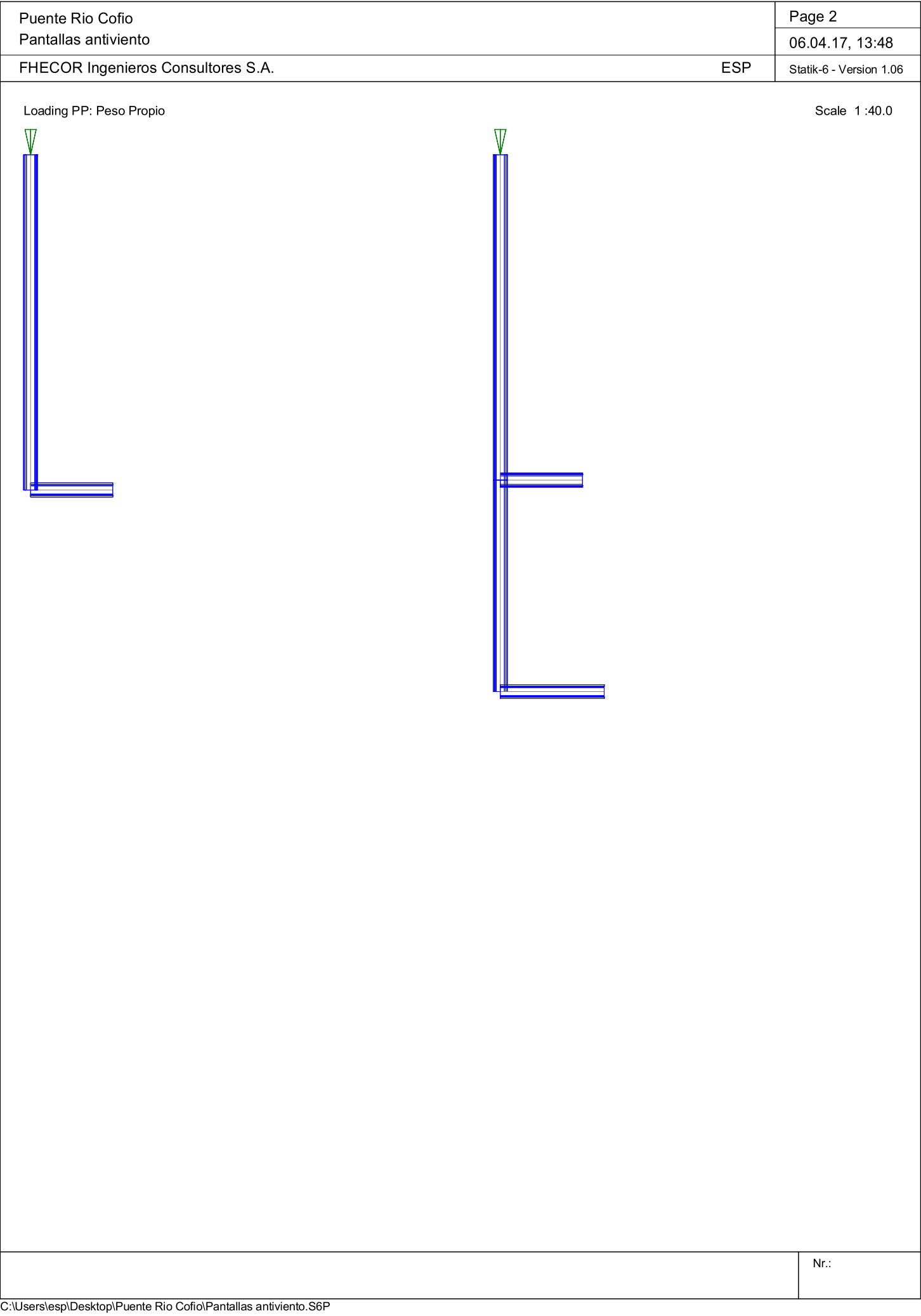
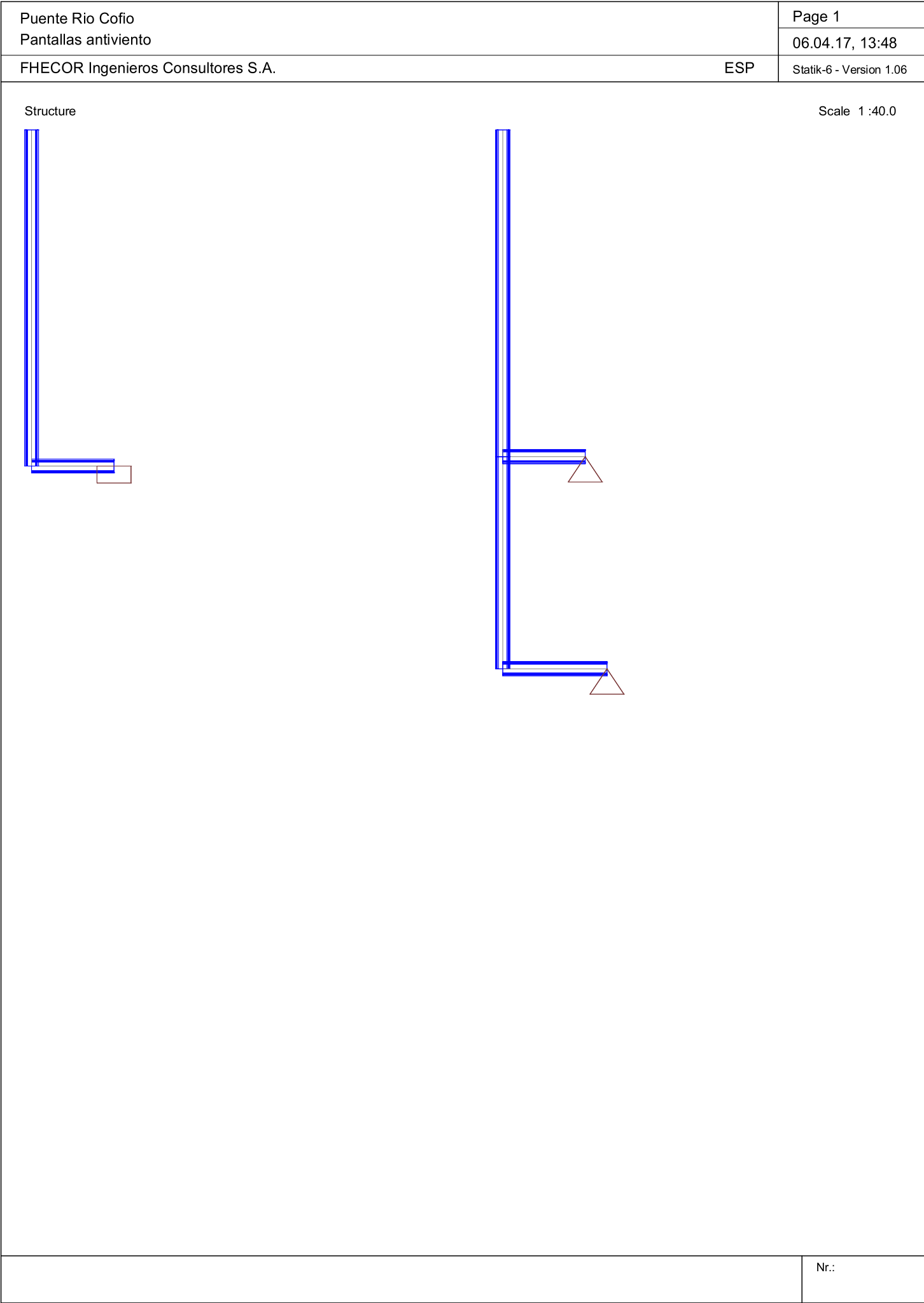
La instalación del pretil y la pantalla anti-viento propuestos, conllevan un aumento de la seguridad vial en la estructura, y una actualización de los sistemas de contención a la normativa actual.

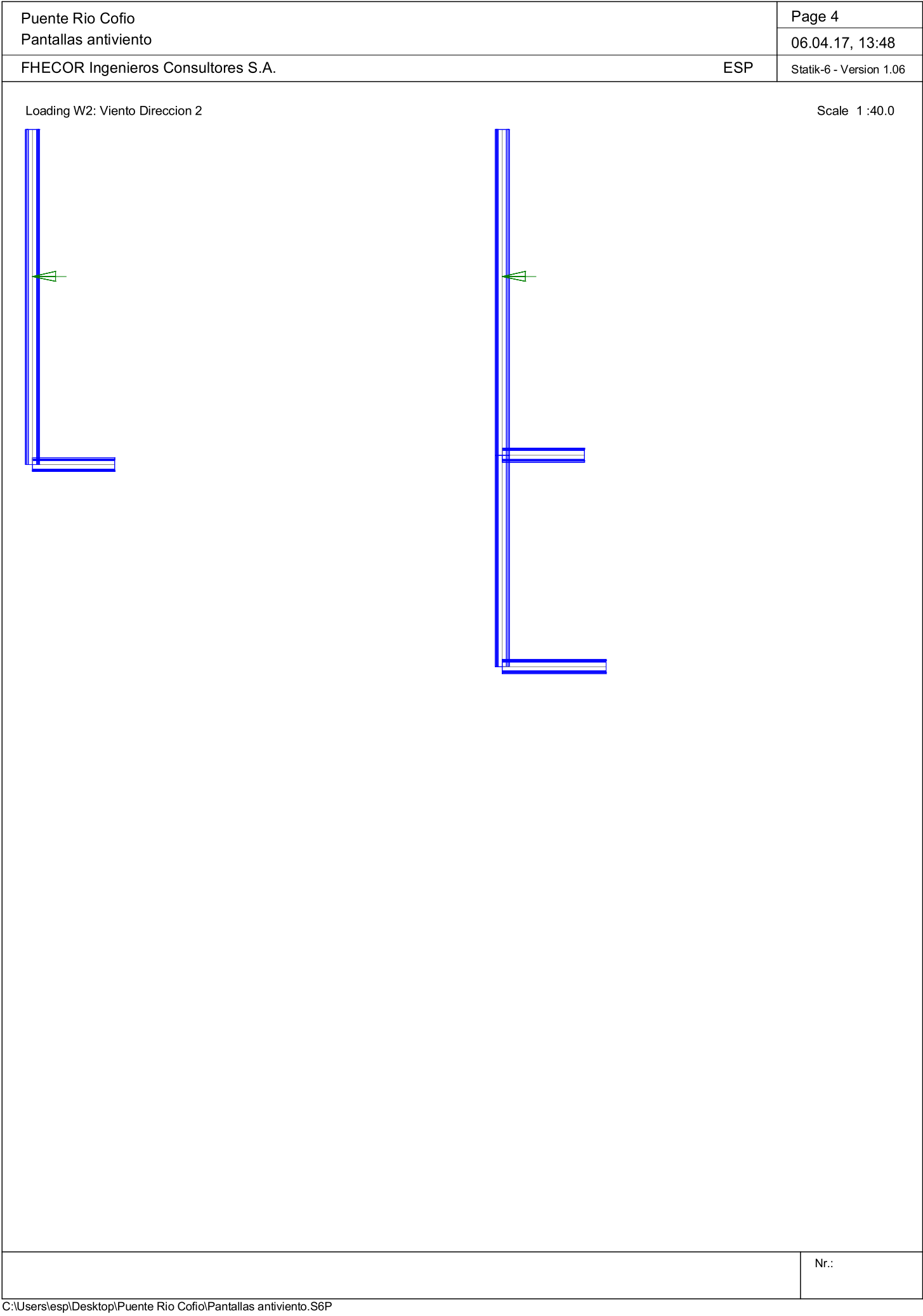
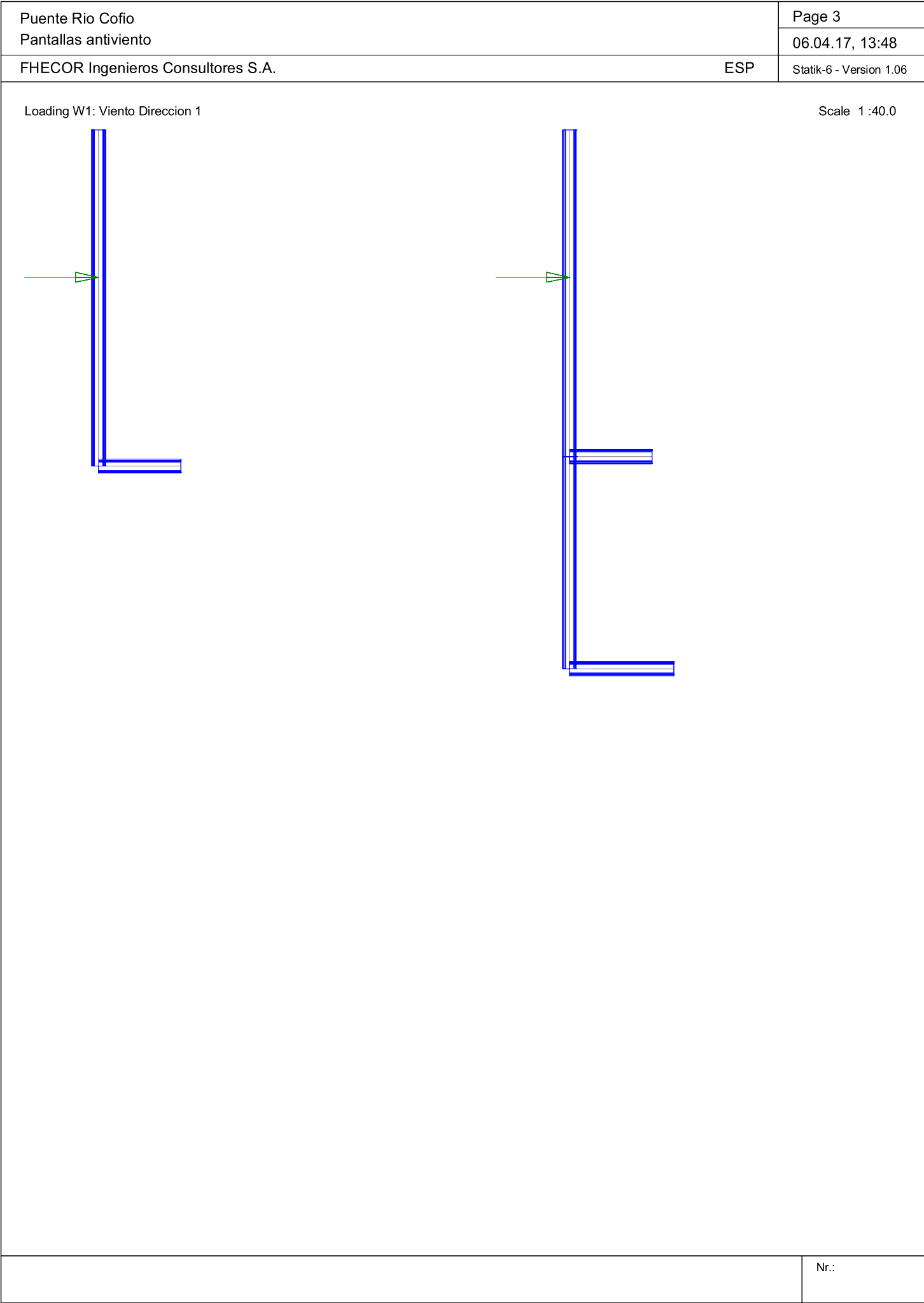
Se adjuntan anejos de cálculo.

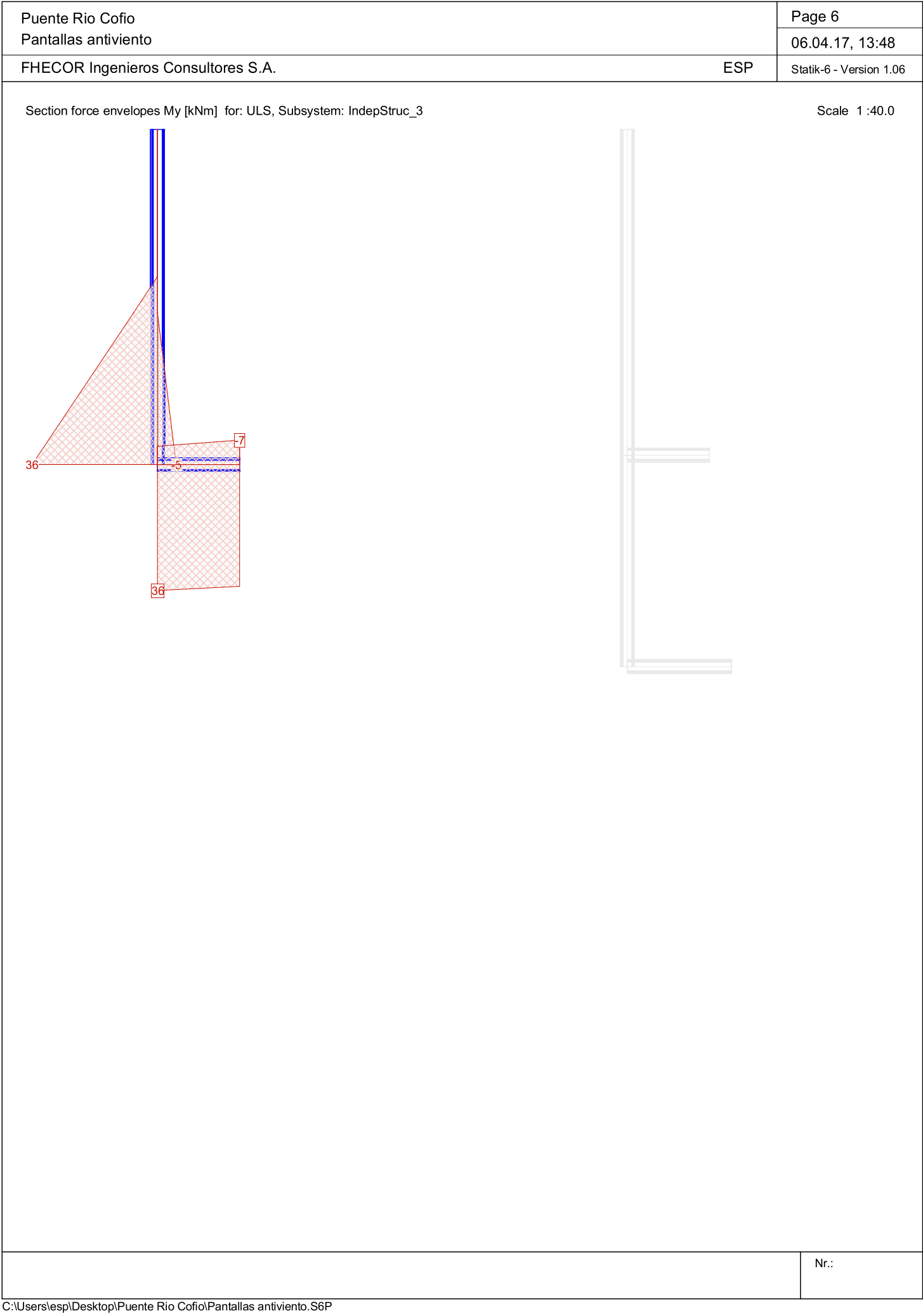
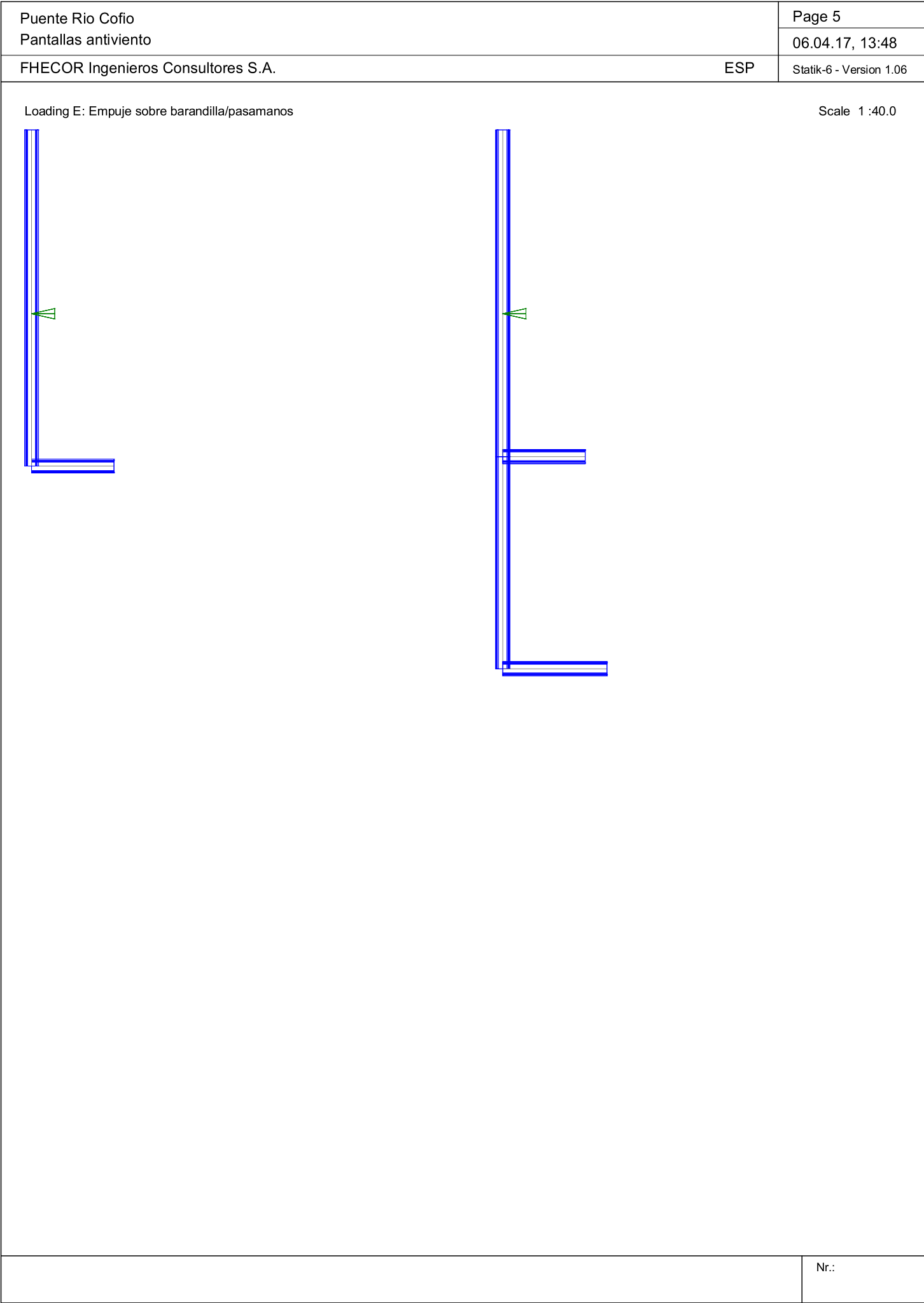
Se estudia la sección usando el software FAGUS-CUBUS.



APÉNDICE Nº 1. CÁLCULOS Y COMPROBACIONES DEL ANCLAJE DE LA PANTALLA

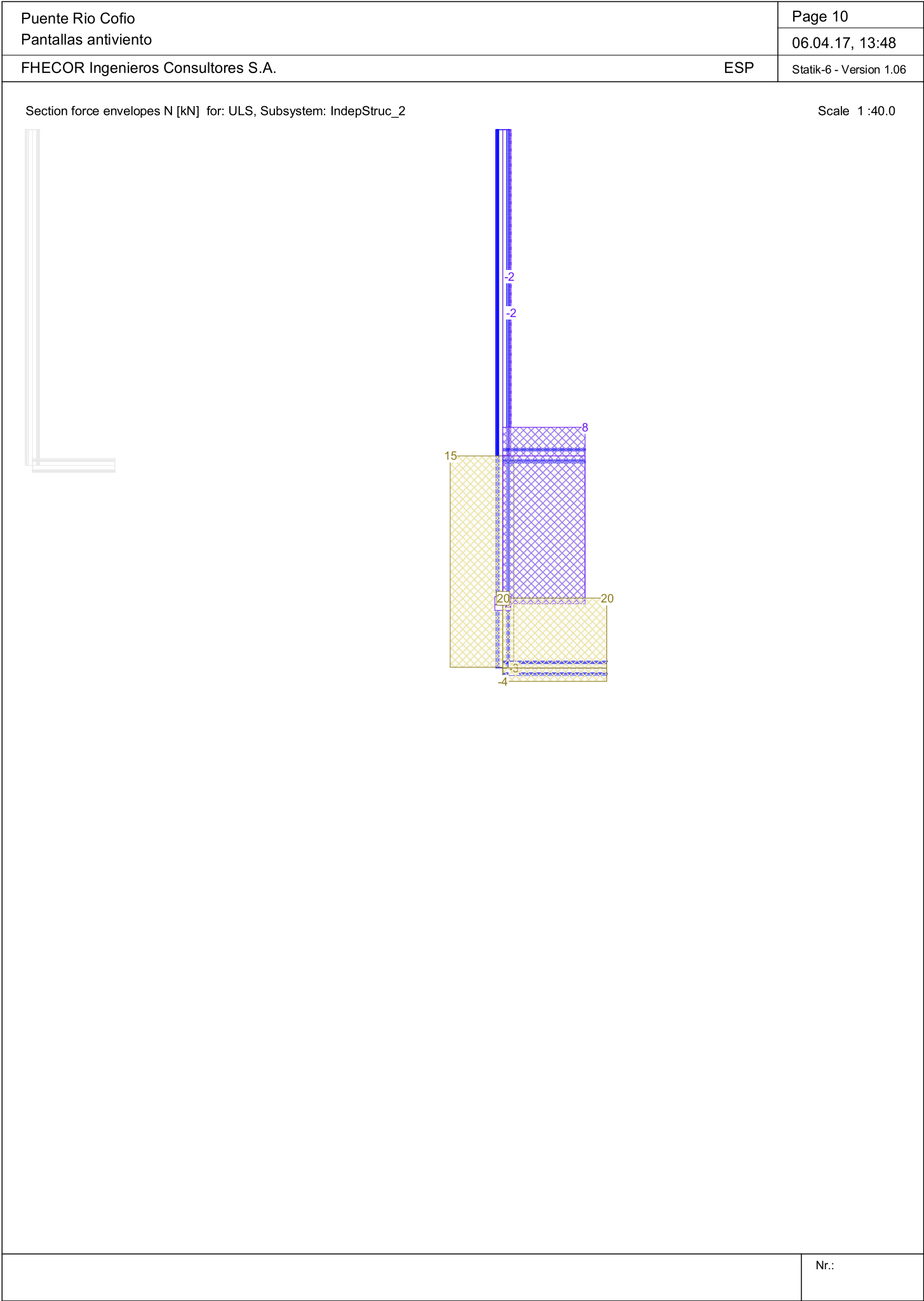
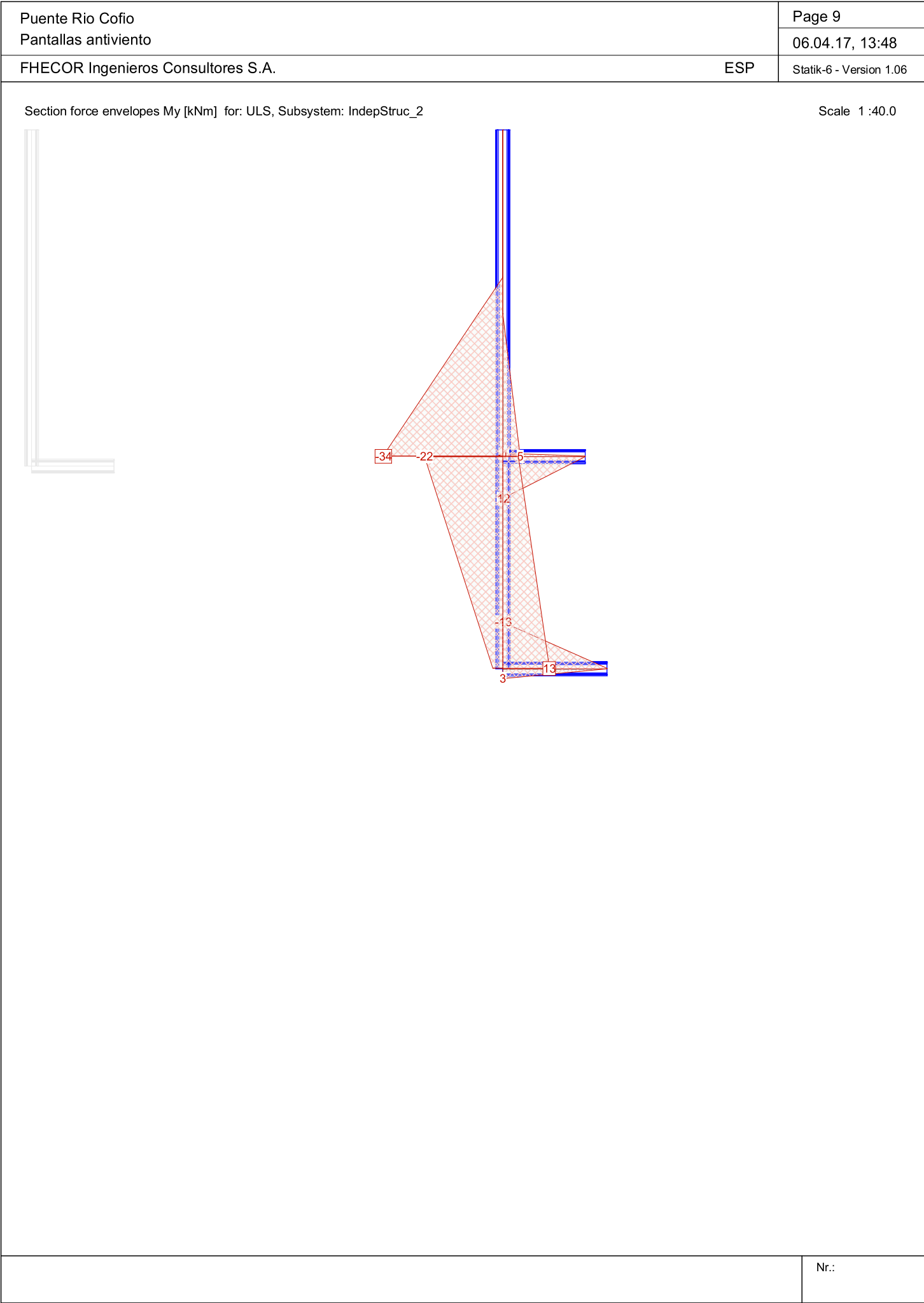


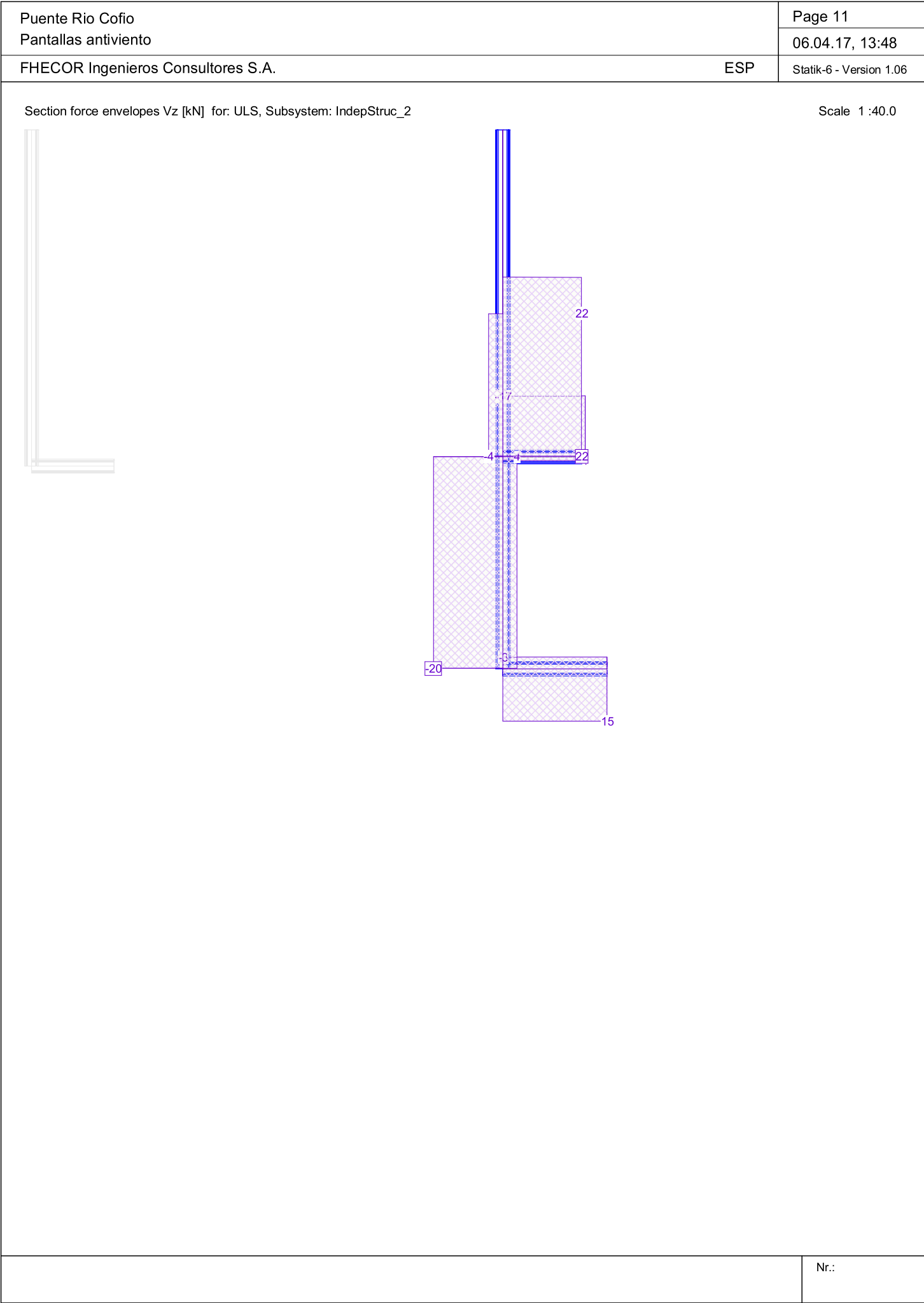




C:\Users\esp\Desktop\Puente Rio Cofio\Pantallas antiviento.S6P

C:\Users\esp\Desktop\Puente Rio Cofio\Pantallas antiviento.S6P





ÍNDICE

1	SECCIÓN - HE 120 B S-355 1.1-V	2
1.1	GEOMETRÍA	2
1.2	PROPIEDADES	2
2	ELU - HE 120 B S-355 1.1	3
2.1	N-My	3
2.1.1	PARÁMETROS DE INESTABILIDAD	3
2.1.2	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	3
2.1.3	SOLICITACIONES INDICADAS	4

1 Sección - HE_120_B_S-355_1.1-V

1.1 Geometría

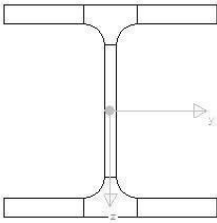


Figura 1.1.1- Sección

1.2 Propiedades

Parte	E [MPa]	n	A [cm ²]	ymin [cm]	zmin [cm]	Iy [cm ⁴]	Iz [cm ⁴]	Wy,sup [cm ³]	Wy,inf [cm ³]	Wz,der [cm ³]	Wz,izq [cm ³]	b [cm]	h [cm]	Grupo
1	200000	1	34.06	-6	-6	865.4	317.56	144.23	144.23	52.93	52.93	12	12	1
Sección	200000	1	34.06	-6	-6	865.4	317.56	144.23	144.23	52.93	52.93	12	12	

2 ELU - HE_120_B_S-355_1.1

2.1 N-My

2.1.1 Parámetros de inestabilidad

Ioy [m]	alpha _y	ksi _y	Ioz [m]	alpha _z	ksi _z	alpha _{LT}	ksiLT _y (+)	ksiLT _y (-)	ksiLT _z (+)	ksiLT _z (-)
3.00	0.34	0.73	3.00	0.49	0.38	0.49	0.76	0.76	-	-

2.1.2 Diagrama de interacción

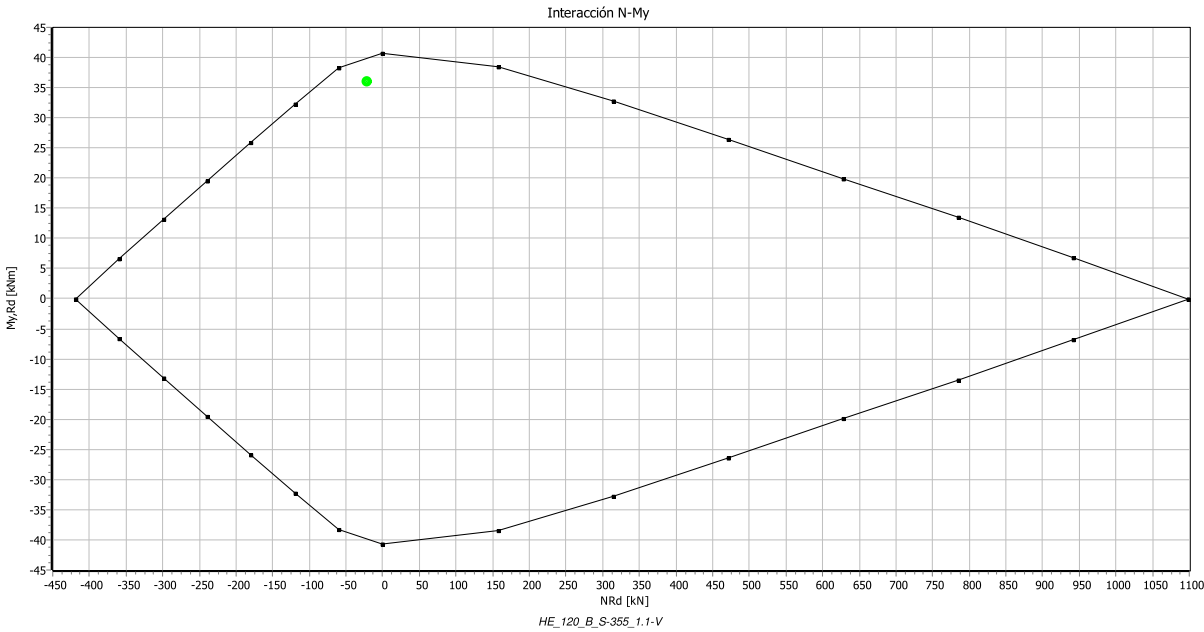


Figura 2.1.2.1- Diagrama de interacción

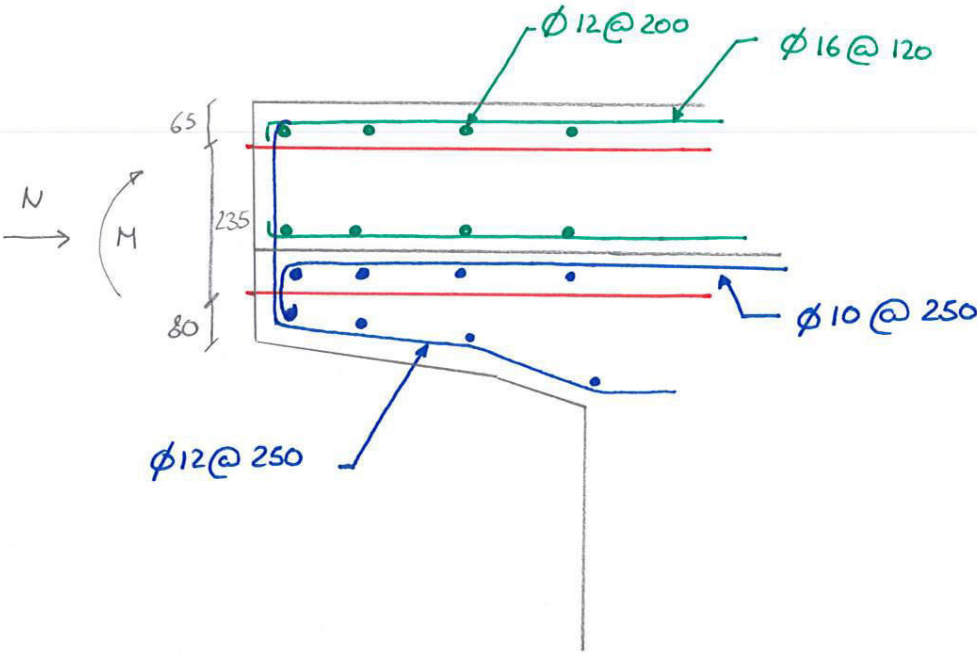
Punto	NRd [kN]	My,Rd [kNm]	Mz,Rd [kNm]	1/r [km ⁻¹]	x [cm]	eps,sup [mm/m]	eps,inf [mm/m]	Clase (EN 1993)	k _{yy}	k _{zy}
1	-419.31	0.00	0.00	0.000	1000000.00	-8.875	-8.875	1	1.654	0.522->1
2	-359.41	6.67	0.00	68.488	12.95	-8.866	-0.647	1	1.502	0.519->1
3	-299.51	13.17	0.00	73.301	12.10	-8.866	-0.070	1	1.394	0.526->1
4	-239.61	19.59	0.00	77.996	11.37	-8.866	0.493	1	1.303	0.528->1
5	-179.70	25.98	0.00	82.691	10.72	-8.866	1.057	1	1.221	0.525->1
6	-119.80	32.30	0.00	87.151	10.17	-8.866	1.592	1	1.136	0.519->1
7	-59.90	38.29	0.00	93.959	9.44	-8.866	2.409	1	1.063	0.510->1
8	0.00	40.75	0.00	147.775	6.00	-8.866	8.867	1	1.000	0.500->1

9	157.02	38.53	0.00	205.758	2.29	-4.711	19.980	1	1.00 0	0.500 ->1
10	314.04	32.76	0.00	186.744	1.30	-2.429	19.980	1	1.00 0	0.500 ->1
11	471.06	26.43	0.00	180.640	0.94	-1.697	19.980	1	1.00 0	0.500 ->1
12	628.07	19.94	0.00	175.710	0.63	-1.105	19.980	1	1.00 0	0.500 ->1
13	785.09	13.43	0.00	170.781	0.30	-0.514	19.980	1	1.00 0	0.500 ->1
14	942.11	6.84	0.00	165.381	-0.08	0.134	19.980	1	1.00 0	0.500 ->1
15	1099.13	0.00	0.00	0.000	1999999988. 00	20.000	20.000	1	1.00 0	0.500 ->1
16	1099.13	0.00	0.00	0.000	1999999988. 00	20.000	20.000	1	1.00 0	0.500 ->1
17	942.11	-6.84	0.00	-165.381	12.08	19.980	0.134	1	1.00 0	0.500 ->1
18	785.09	-13.43	0.00	-170.781	11.70	19.980	-0.514	1	1.00 0	0.500 ->1
19	628.07	-19.94	0.00	-175.710	11.37	19.980	-1.105	1	1.00 0	0.500 ->1
20	471.06	-26.43	0.00	-180.640	11.06	19.980	-1.697	1	1.00 0	0.500 ->1
21	314.04	-32.76	0.00	-186.744	10.70	19.980	-2.429	1	1.00 0	0.500 ->1
22	157.02	-38.53	0.00	-205.758	9.71	19.980	-4.711	1	1.00 0	0.500 ->1
23	0.00	-40.75	0.00	-147.775	6.00	8.867	-8.866	1	1.00 0	0.500 ->1
24	-59.90	-38.29	0.00	-93.959	2.56	2.409	-8.866	1	1.06 3	0.511 ->1
25	-119.80	-32.30	0.00	-87.151	1.83	1.592	-8.866	1	1.13 6	0.519 ->1
26	-179.70	-25.98	0.00	-82.691	1.28	1.057	-8.866	1	1.22 1	0.525 ->1
27	-239.61	-19.59	0.00	-77.996	0.63	0.493	-8.866	1	1.30 3	0.528 ->1
28	-299.51	-13.17	0.00	-73.301	-0.10	-0.070	-8.866	1	1.39 4	0.526 ->1
29	-359.41	-6.67	0.00	-68.488	-0.95	-0.647	-8.866	1	1.50 2	0.517 ->1
30	-419.31	0.00	0.00	0.000	8874999988. 00	-8.875	-8.875	1	1.65 4	0.499 ->1

2.1.3 Solicitaciones Indicadas

Punto	NSd [kN]	MSd [kNm]	Ed/Rd (e->k)
	-22	36	0.906

ANCLAJE PANTALLA



$M = 34 \text{ kN (ELU)}$
 $N = 22.3 \text{ kN (ELU)}$
 $\Rightarrow T_{max} = 118 \text{ kN} \rightarrow t_{max} = 59 \text{ kN/tornillo}$

LONGITUD SOLAPE (PARA BARRAS DE INSTALACIÓN POSTERIOR)

$\phi = 16 \text{ mm}$
 $A_s = \pi (16/2)^2 = 201 \text{ mm}^2$
 $A_{sreq} = 59 \times 10^3 / 500 \times 1.15 = 135 \text{ mm}^2$
 $\sigma_{sd} = 135 / 201 \times 500 / 1.15 = 292 \text{ N/mm}^2$
 $f_{bd} = 2.7 \text{ N/mm}^2 \text{ (ETA ; C25/30)}$
 $\Rightarrow l_{b,req} = (\phi/4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (16/4) (292 / 2.7) = 433 \text{ mm}$
 $l_o = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 \times l_{b,req} \geq l_{o,min}$

$$\alpha_1 = 1 \quad (\text{Straight bar})$$

$$\alpha_2 = 0.7 \quad (\text{for } c_d = \min(c_y/2, c_1, c) = \min(250/2; 65 - 16/2) = 57)$$

$$\alpha_3 = 1$$

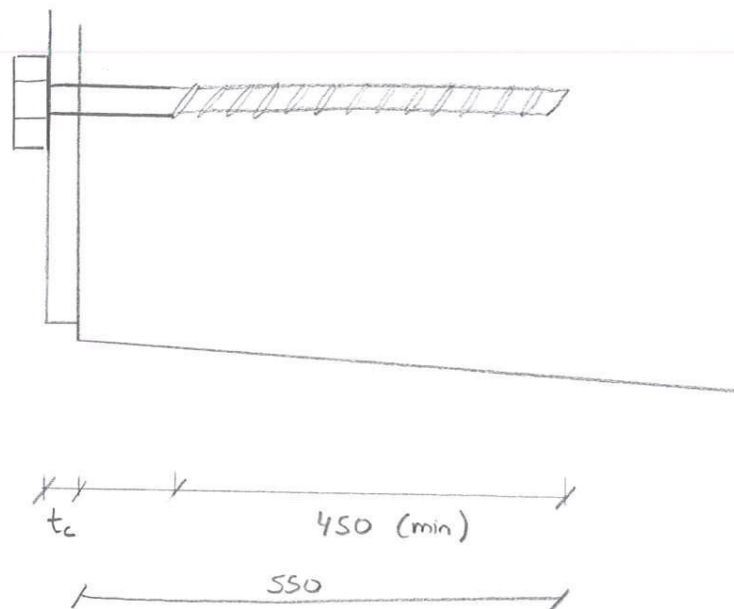
$$\alpha_5 = 1$$

$$\alpha_6 = 1.5 \quad (100\% \text{ reinforcement lapped})$$

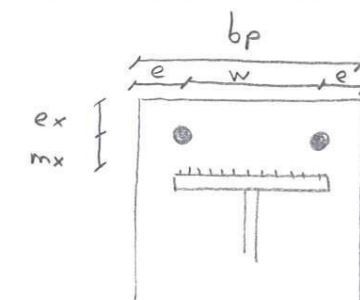
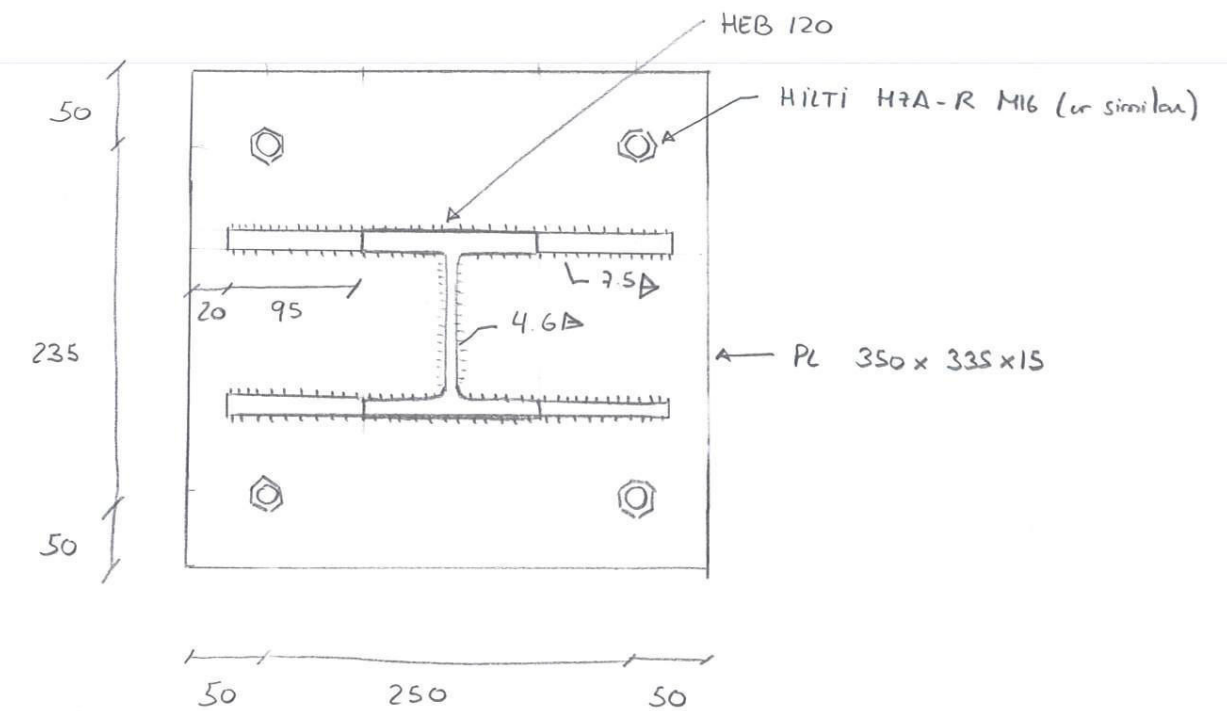
$$l_0 = 1 \times 0.7 \times 1 \times 1 \times 1.5 \times 433 = \underline{454 \text{ mm}}$$

$$l_{0, \min} = 1.5 \times \max(0.3 \alpha_6 l_{brad}; 15 \phi; 200 \text{ mm})$$

$$= 360 \text{ mm}$$



a) COMPROBACIÓN FLEXIÓN CHAPA - MÉTODO CASQUILLO EN T EQUIVALENTE



Definición parámetros:

$$\left\{ \begin{array}{l} b_p = 350 \\ e = 50 \\ w = 250 \\ e_x = 50 \\ m_x = 50 - 0.8 \times 75 = 44 \end{array} \right.$$

Cálculo de la longitud eficaz:

PATRON CIRCULAR:

$$l_{effcp1} = 2\pi m_x = 276 \text{ mm}$$

$$l_{effcp2} = \pi m_x + 2e_x = 238 \text{ mm}$$

$$l_{effcp3} = \pi m_x + w = 388 \text{ mm}$$

POTRÓN NO CIRCULAR

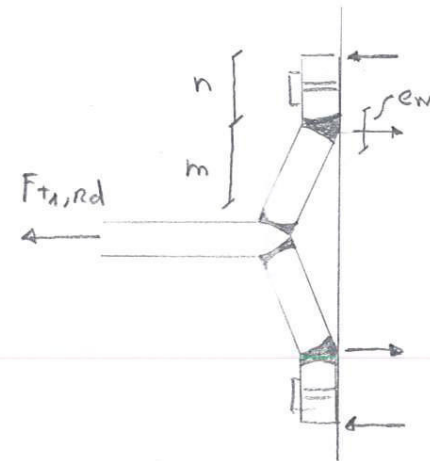
$$l_{eff\ n1} = 6p/2 = 175\text{ mm}$$

$$l_{eff\ n2} = 4m + 1.25e = 238\text{ mm}$$

$$l_{eff\ n3} = 2m + 0.625e + e = 169\text{ mm} \triangleq \text{MIN}$$

$$l_{eff\ n4} = 2m + 0.625e + w/2 = 244\text{ mm}$$

MODOS DE FALLO DEL CASQUILLO:



MODO 1: PLASTIFICACIÓN DEL ALA

$$\begin{aligned} M_{pl1,rd} &= 0.25 \times l_{eff1} \times t^2 \times f_y / \gamma_{M0} \\ &= 0.25 \times 169 \times 15^2 \times 355 / 1.1 \\ &= 3.07\text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t1,rd} &= \frac{(8n - 2ew) M_{pl1,rd}}{2mn - ew(m+n)} = 337\text{ kN} \\ &> 118\text{ kN} \end{aligned}$$

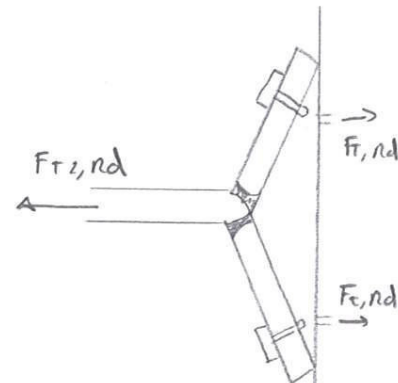
OK

$$m = 44$$

$$n = 50$$

$$ew = 40/4 = 10$$

MODO 2: FALLO DE LOS TORNILLOS CON PLASTIFICACIÓN DEL ALA



$$\begin{aligned} M_{pl2,rd} &= 0.25 \times l_{eff2} \times t^2 \times f_y / \gamma_{M0} \\ &= 3.07\text{ kNm} \end{aligned}$$

$$F_{t2,rd} = \frac{2M_{pl2,rd} + n \sum F_{t,rd}}{m+n}$$

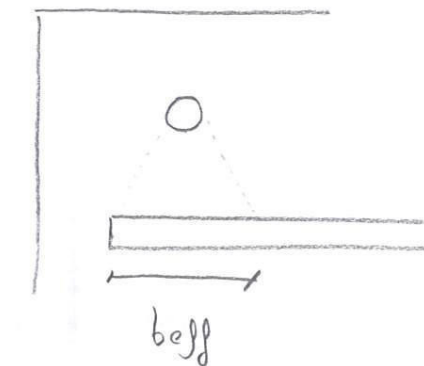
$$\begin{aligned} F_{t,rd} &= \pi (16/2)^2 \times 500 / 1.15 \\ &= 87\text{ kN} \end{aligned}$$

$$= 178\text{ kN} > 118\text{ kN} \quad \text{OK}$$

MODO 3: FALLO DE LOS TORNILLOS:

$$F_{t3,rd} = \pi r^2 \times 500 / 1.15 \times 2 = 175\text{ kN} > 118\text{ kN} \quad \text{OK}$$

b) COMPROBACION ALA EN TRACCION



$$F_{t,rd} = l_{eff} \times t \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$l_{eff} = l_{eff} = 169\text{ mm}$$

$$F_{t,rd} = 169 \times 10 \times 355 / 1.1 = 545 > 118 \quad \text{OK}$$

COMPROBACIÓN DE CARTELAS

Preparado: IGQ

Validado: IGQ

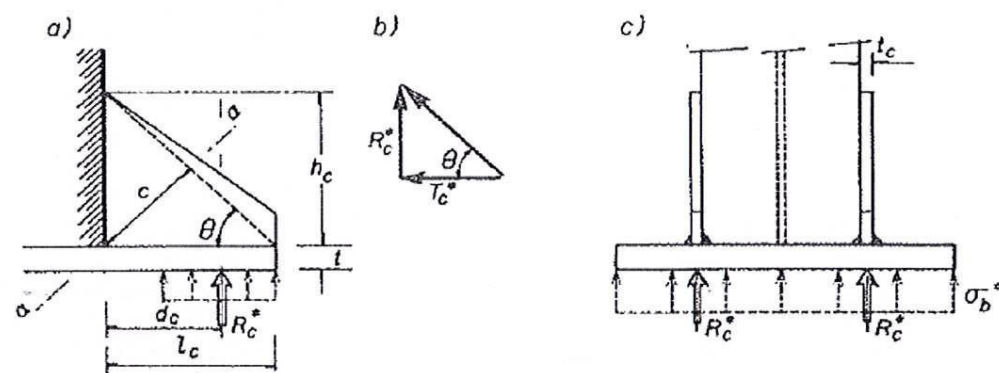
Ejemplo de validación: EJ. 11.1. Estructuras de Acero (Tomo 2). Argüelles Álvarez.

o. NORMATIVA APLICADA

Método de Arnedo

Obra:	Río Cofio
Elemento:	Anclaje pantalla

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA, MATERIALES Y ACCIONES:



1.1 Geometría Cartela:

Ho [m]:	0.05	Altura mínima cartela.
Hc [m]:	0.125	Altura máxima de la cartela
Lc [m]:	0.095	Longitud de la cartela
tw [m]:	0.01	Espesor de la cartela
theta [°]:	52.77	
c [m]:	0.076	

1.2 Características del Material:

fy [N/mm²]:	355	Límite elástico del acero de la cartela
E [kN/mm²]:	2.10E+08	Módulo de elasticidad.
G [kN/mm²]:	8.08E+07	Módulo de elasticidad transversal.

1.3 Esfuerzos de Cálculo:

Rc* [kN]	60	Resultante de acciones sobre la cartela.
dc [m]	0.058	Distancia del punto de aplicación de la carga.

2. COMPROBACIÓN DE LA CARTELA:

Para que no se produzca el agotamiento de la cartela debe cumplirse la siguiente ecuación:

$$R_c^* \cdot d_c < c_E \cdot M_p$$

$$\bar{\lambda} = 2.53 \cdot \frac{c}{\pi \cdot t_c \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = 0.250$$

$$c_E = 0.14 \cdot \bar{\lambda}^2 - 1.07 \cdot \bar{\lambda} + 2.3 = 2.04$$

$$M_p = t_c \cdot c^2 \cdot f_y / 4 = 5.08$$

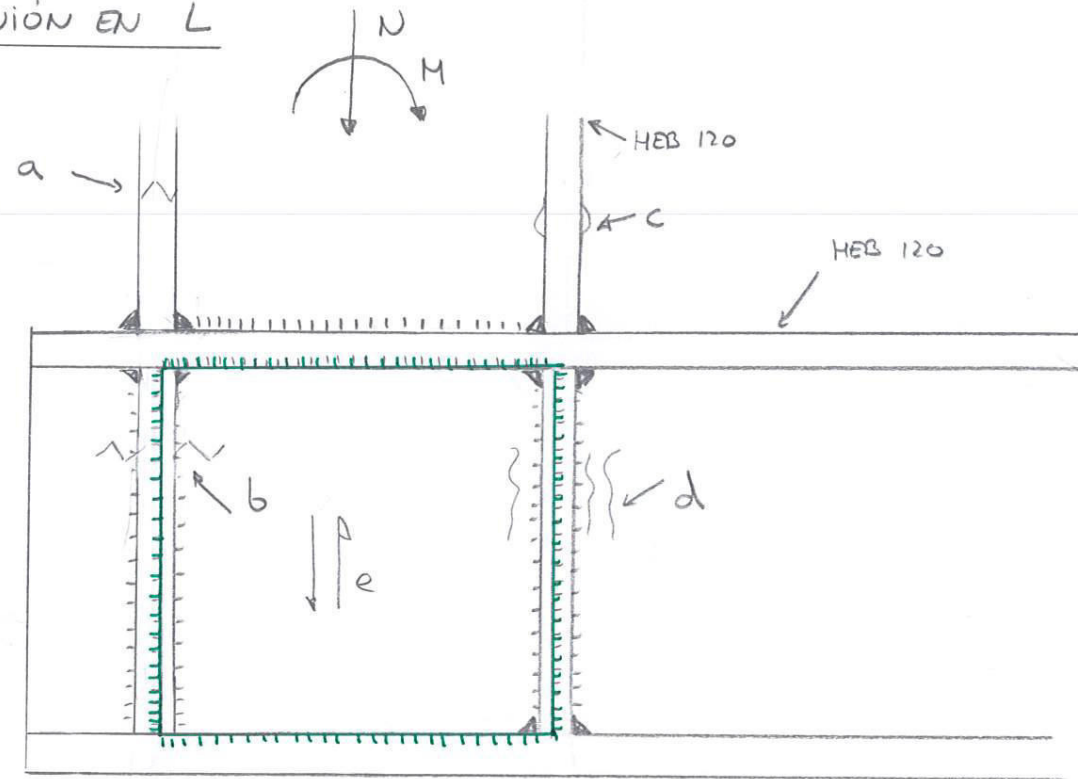
Coeficiente de escuadra

Momento de agotamiento de la sección [kN·m]

$$R_c^* \cdot d_c = 3.48$$

$$< c_E M_p = 10.36 \text{ O.K.}$$

UNIÓN EN L



$$\begin{cases} M = 34 \text{ kNm} \\ N = 22.3 \text{ kN (Comp.)} \end{cases} \quad h = 120 - 11 = 109 \text{ mm}$$

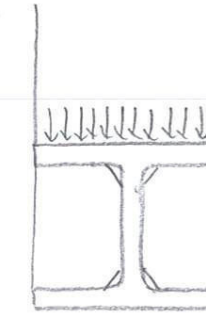
- | | |
|-------------------------------------|------------------------|
| ① ALA EN TRACCIÓN | 426 kN > 301 <u>OK</u> |
| ② ALMA TRACCIÓN ACTUAL (RIGIDIZADA) | 527 kN > 301 <u>OK</u> |
| ③ ALA EN COMPRESIÓN | 426 kN > 323 <u>OK</u> |
| ④ ALMA EN COMPRESIÓN (RIGIDIZADA) | 704 kN > 323 <u>OK</u> |
| ⑤ CORTANTE EN EL ALMA (RIGIDIZADA) | 347 kN > 301 <u>OK</u> |

$$T_{\max} = -N/2 + M/h = 301 \text{ kN}$$

$$C_{\max} = -N/2 - M/h = -323 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 301 \text{ kN}$$

①



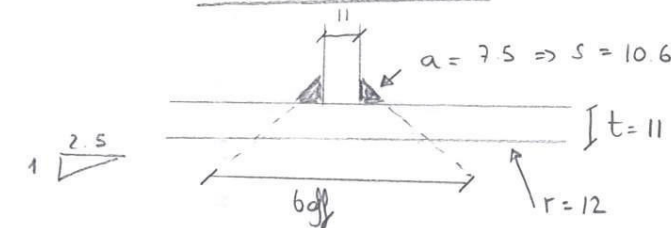
→ DEBIDO A LA PRESENCIA DE LOS RIGIDIZADORES.

$$b_{eff} = b$$

$$F_t = \frac{b_{eff} \times t \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{120 \times 11 \times 355}{1.1} = 426 \text{ kN}$$

②

Resistencia alma



$$b_{eff} = 11 + 10.6 \times 2 + (11 + 12) \times 2.5 \times 2 = 147 \text{ mm}$$

$$F_t = w_{b_{eff}} \times t \times f_y / \gamma_{M0} = \begin{cases} w = w_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 (b_{eff} \times t / A_{vc})^2}} = 0.58 \\ A_{vc} = 120 \times 6.5 = 780 \text{ mm} \end{cases}$$

$$= 0.58 \times 147 \times 6.5 \times 355 / 1.1 = 179 \text{ kN}$$

Resistencia rigidizadores

$$F_t = A \times f_y / \gamma_{M0} = 45 \times 12 \times 355 / 1.1 = 174 \text{ kN}$$

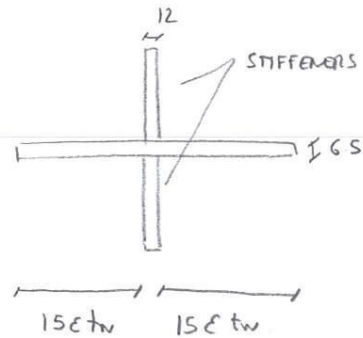
$$\text{Resistencia total} = 179 + 2 \times 174 = 527 \text{ kN}$$

③

→ Debido a la presencia de rigidizadores $\Rightarrow b_{eff} = b$

$$F_c = 120 \times 11 \times 355 / 1.1 = 462 \text{ kN}$$

d)



$$\epsilon = \sqrt{235/355} = 0.81$$

$$b_{sg}/t_s = 45/12 = 3.75 \leq 14\epsilon \text{ OK.}$$

$$A_{eff} = (30\epsilon t_w + t_s) t_w + 2b_s t_s$$

$$= (30 \times 0.81 \times 6.5 + 12) 6.5 + 2 \times 45 \times 12 = 2184 \text{ mm}^2$$

$$I_{eff} = (2b_s + t_w)^3 t_s / 12$$

$$= (2 \times 45 + 6.5)^3 12 / 12 = 898632 \text{ mm}^4$$

$$i_s = \sqrt{I_{eff}/A_{eff}} = 20.2 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = 933 \times \epsilon = 76.4$$

$$l = 98 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = 98 / (20.2 \times 76.4) = 0.06 < 0.2 \Rightarrow \text{NO PANDEN.}$$

$$N = A_{eff} \times f_y / \gamma_{M0} = 2184 \times 355 / 1.1 = 704 \text{ kN.}$$

e)

$$V_{rd} = \frac{0.9 \times f_y \times A_{ve}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{0.9 \times 355 \times (1095)}{1.1 \times \sqrt{3}} = 183 \text{ kN}$$

→ NO ES SUFICIENTE, incluimos rigidizadores de alma:

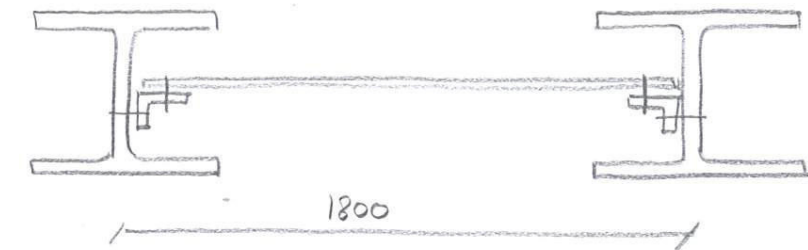
$$2 \times PL5 \Rightarrow V_{rd} = \frac{0.9 \times 355 \times (98 \times 5)}{1.1 \times \sqrt{3}} = 82 \text{ kN (por rigidizador)}$$

$$TOTAL: 183 + 2 \times 82 = 347 \text{ kN}$$

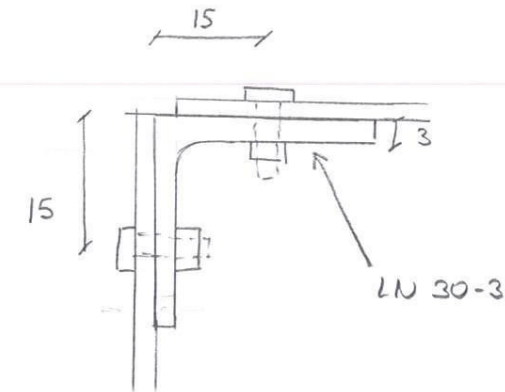
CHAPA ENTRE POSTES

$$\rightarrow q = 3.3 \text{ kN/m}^2$$

a) CONEXIÓN A POSTES:



$$R_{\text{tornillo}} = 3.3 \text{ kN/m} \times 1.8 \times 0.18 \times \frac{15}{8} = 1.6 \text{ kN (por tornillo)}$$



$$M = 1.6 \times 0.015 = 0.024$$

$$T_{max} \approx 0.024 / 0.010 = 2.4 \text{ kN.}$$

$$M_{rd} = W_{pl} \times \sigma = \frac{1}{4} b h^2 \times 355 / 1.1 = \frac{1}{4} 36 \times 3^2 \times 355 / 1.1 = 0.026 > 0.024$$

Comprobamos el tornillo para:

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 2.4 \text{ kN} \\ V = 1.6 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$F_{t,rd} = 0.9 \times f_b \times A_s / \gamma_{M2} = 0.9 \times 800 \times 0.167 \times 10^2 / 1.25$$

$$= 961 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 f_b \times A_s \times n_v \times \beta_f \times \beta_p}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times 800 \times 0.167 \times 10^2 \times 1}{1.25} = 6.4 \text{ kN}$$

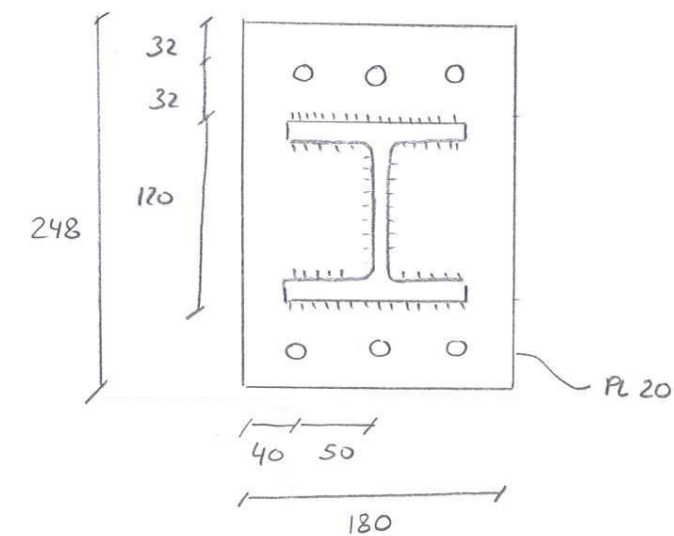
→ INTERACCIÓN:

$$\frac{F_v}{F_{v,rd}} + \frac{F_t}{1.4 F_{t,rd}} \leq 1$$

$$\frac{16}{6.4} + \frac{2.4}{1.4 \times 961} = 0.42 \leq 1 \quad \text{OK}$$

CONEXIÓN EMBRIDADA

$$M = 29.7 \text{ kN (ELU)}$$



$$h = 147 \text{ mm} \Rightarrow T_{max} = \frac{29.7}{0.147} = 200 \text{ kN}$$

$$3 \times H16(8.8) \Rightarrow 3 \times 90.4 = 271 \text{ kN}$$

a) CÁLCULO SIMPLIFICADO

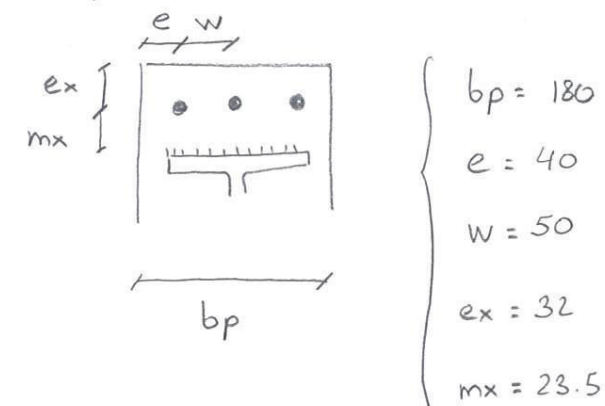


$$M_{ed} = 200 \times 23.5 = 4.75 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = W_{pl} \times \sigma / \gamma_{M0} = \frac{b \times h^2}{4} \times 355 / 1.1 = \frac{164 \times 20^2}{4} \times 355 / 1.1$$

$$= 5.3 \text{ kN} > 4.75 \quad \text{OK}$$

b) CÁLCULO CASQUILLO EN T EQUIVALENTE



$$b_p = 180$$

$$e = 40$$

$$h = 120$$

$$e_x = 32$$

$$m_x = 23.5$$

Cálculo de la longitud eficaz:

PATRON CIRCULAR

$$l_{effcp1} = 148 \text{ mm}$$

$$l_{effcp2} = 138 \text{ mm}$$

$$l_{effcp3} = 124 \text{ mm}$$

PATRON NO CIRCULAR

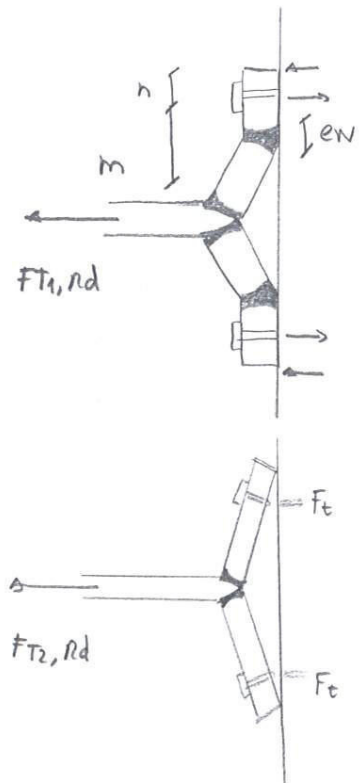
$$l_{effnc1} = 90 \text{ mm} \rightarrow \text{MIN}$$

$$l_{effnc2} = 134 \text{ mm}$$

$$l_{effnc3} = 107 \text{ mm}$$

$$l_{effnc4} = 92 \text{ mm}$$

MODOS DE FALLO DEL CASQUILLO:



MODO 1: PLASTIFICACIÓN DEL ALA

$$M_{pl1,rd} = 0.25 l_{eff1} t^2 f_y / \gamma_{mo}$$

$$= 0.25 \times 90 \times 20^2 \times 355 / 1.1 = 2.9 \text{ kNm}$$

$$F_{t1,rd} = \frac{(8n - 2e_w) M_{pl1,rd}}{2mn - e_w(m+n)} = 644 \text{ kN}$$

MODO 2: FALLO TORNILLOS con PLASTIFICACIÓN DEL ALA

$$M_{pl2,rd} = 2.9 \text{ kNm}$$

$$F_{t2,rd} = \frac{2M_{pl2,rd} + n \sum F_t}{m+n} = 261 \text{ kN}$$

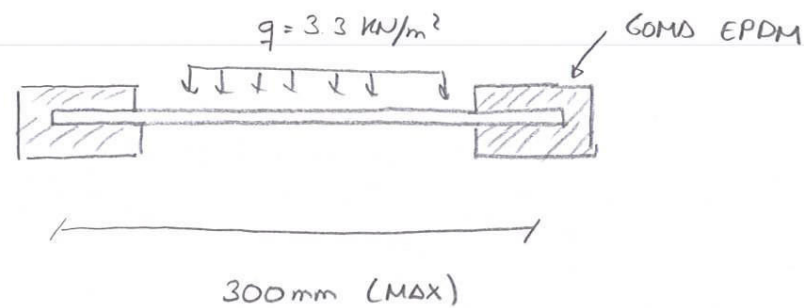
MODO 3: FALLO DEL TORNILLO:

$$F_{t3,rd} = 3 \times 90.4 = 271 \text{ kN}$$

→ Comprobación ala en tracción:

$$\left. \begin{aligned} F_{t,rd} &= b_{eff} \times t \times f_y / \gamma_{mo} = 319 \text{ kN} \\ b_{eff} &= l_{eff} = 90 \end{aligned} \right\}$$

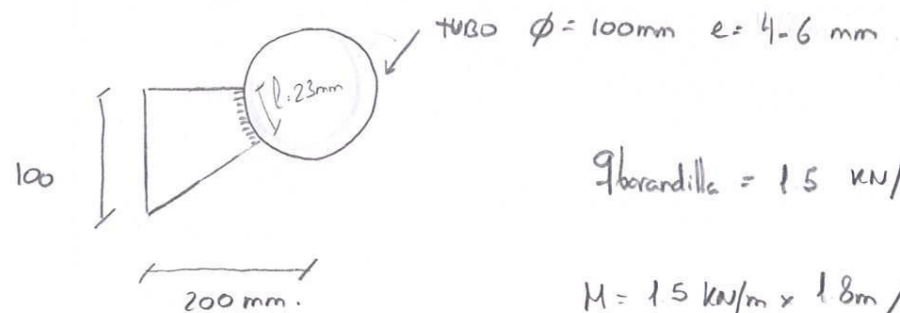
CHAPA ENTRE JUNTAS



$$\left\{ \begin{aligned} M &= \frac{q l^2}{8} = \frac{3.3 \times 0.3^2}{8} = 0.037 \text{ kNm} \\ M_{rd} &= W_{pl} \times \sigma = \frac{b h^2}{4} \times \frac{355}{1.1} = \frac{1000 \times h^2}{4} \times \frac{355}{1.1} \end{aligned} \right.$$

$$h_{min} = \sqrt{0.037 \times 10^6 \times 1.1 \times 4 / 355 / 1000} = 1 \text{ mm. OK}$$

PASAMANOS



$$q_{\text{barandilla}} = 1.5 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.5 \text{ kN/m} \times 1.8 \text{ m} / 2 \times 0.2 = 0.27 \text{ kNm}$$

$$V = 1.5 \text{ kN/m} \times 1.8 \text{ m} / 2 = 1.35 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_{rd} &= 100 \times t \times 355 / \sqrt{3} / 1.1 > 2 \times 1.35 \text{ kN} \\ M_{rd} &= \frac{t \times b^2}{6} \times 355 / 1.1 > 0.27 \text{ kNm} \end{aligned} \right. \quad \begin{aligned} t &= 5 \text{ OK} \\ (\text{CLASE 1}) \end{aligned}$$

La soldadura de 3.5 en ángulo y con una longitud de 23 mm:

$$F_{w,nd} = \frac{f_w / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \cdot a = \frac{470 / \sqrt{3}}{1.25} \times a = 217 \times 23 \times 2 = 9985 \text{ N} = 9.9 \text{ kN OK}$$

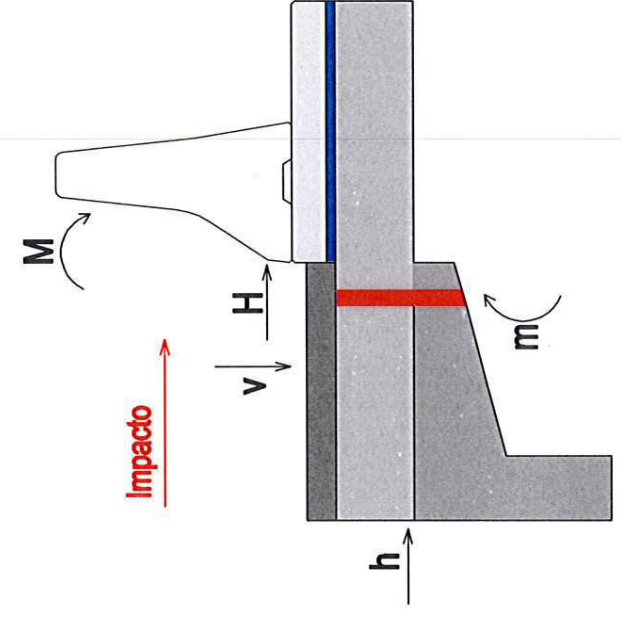
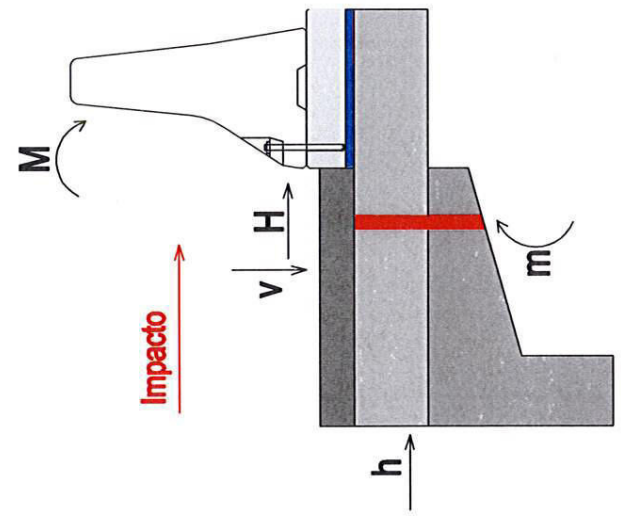
Madrid, Junio de 2017
LOS INGENIEROS AUTORES DEL CÁLCULO

APÉNDICE Nº 2. CÁLCULOS Y COMPROBACIONES DEL ANCLAJE DE LA BARRERA

Esfuerzos transmitidos a estructuras durante el impacto

DB 80 AS-A

DB 80 AS-R y DB 100 AS-R

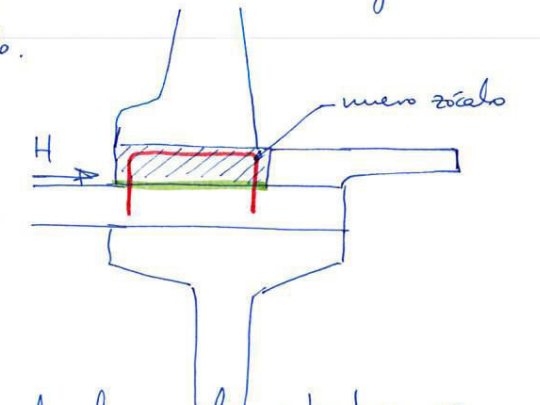


TIPO	H (KN/m)	M (KNm)	h (KN/m)	v (KN/m)	m (KNm/m)
DB 80AS-A H2	80	30	75	75	65
DB 80AS-R H2	75	0	70	70	75
DB 100AS-R H4b	75	0	70	100	100

CÁLCULO LOCAL DE CONEXIÓN ZÓCALO-TABLERO

Del fabricante (en este caso GLS) se obtienen las cargas de impacto según ensayo homologado.

Las cargas del ensayo vienen de la zona de contacto zócalo-estructura



H: 75 KN/m

S/IAP-11 la carga de la conexión local a la estructura se mayorará por 1.5.

Hd: $75 \times 1.5 = 112.5 \text{ KN/m}$

1 $\phi 12$ puede transmitir a constante 12.17 KN considerando efecto pasador
s/ Código Modelo CEB-FIP 1990.

Por tanto se necesitan: $\frac{112.5}{12.17} = 9.2 \phi 12/m \Rightarrow$ Se disponen baguillas $\phi 12/0.15$
(13 $\phi 12/m$)

Andaje mínimo: 26 mm

Capacidad de barras pasador

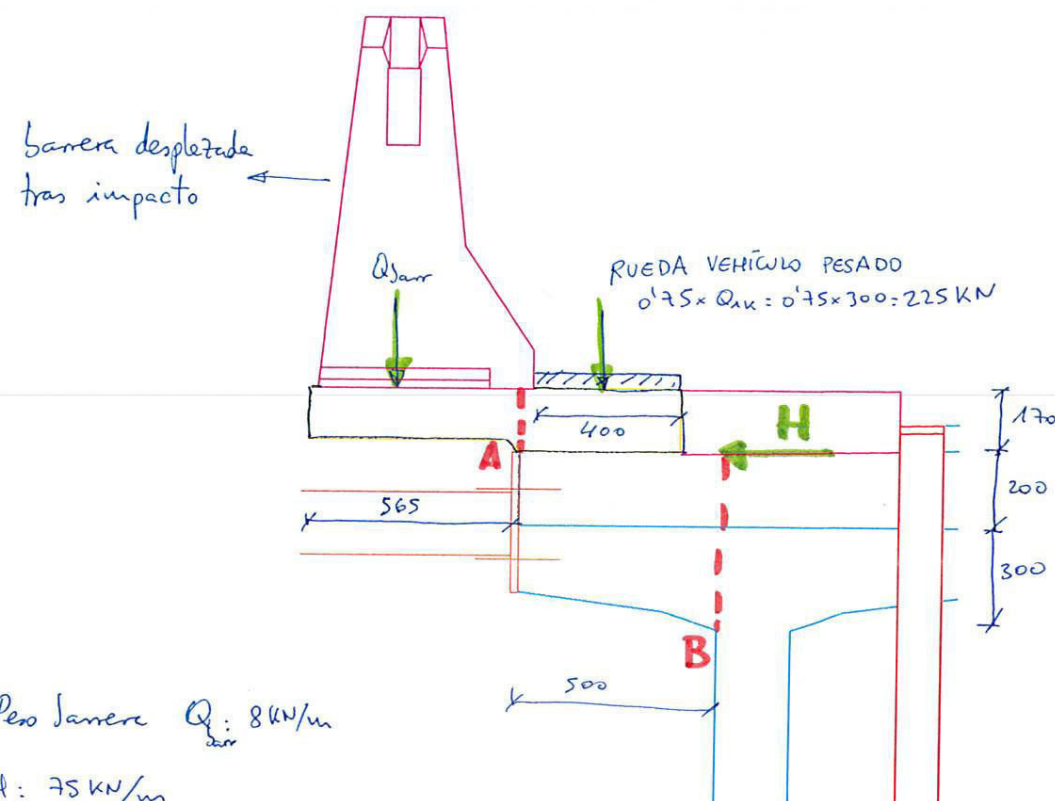
Código Modelo CEB-FIP 1990, 3.10 (Ver exposición en Hoja 2, solapa inferior)

f_{ck} [N/mm ²]	25		
f_{yk} [N/mm ²]	500		
γ_c	1.5		
γ_s	1.15		
f_{cd} [kN/m ²]	16666.67		
f_{yd} [kN/m ²]	434782.61		
σ_s [kN/m ²]	53000.00	ζ	0.1219
γ_{Rd}	1.30		

Diámetro [mm]	Excentricidad [mm]	ε	$r_{s,min}$ [mm]	$r_{i,min}$ [mm]	$r_{l,min}$ [mm]	l_a [mm]	Delta [mm]	$F_{ud,1}$ [kN]	τ [kN/m ²]
6	0	0.000	30	48	18	48	0.6	3.04	107577
6	5	0.489	30	48	18	48	0.6	1.67	59056
6	10	0.979	30	48	18	48	0.6	1.05	37209
6	15	1.468	30	48	18	48	0.6	0.75	26471
6	20.00	1.958	30	48	18	48	0.6	0.58	20375
8	0	0.000	40	64	24	64	0.8	5.41	107577
8	5	0.367	40	64	24	64	0.8	3.41	67860
8	10	0.734	40	64	24	64	0.8	2.31	46035
8	15	1.101	40	64	24	64	0.8	1.70	33850
8	20.00	1.468	40	64	24	64	0.8	1.33	26471
10	0	0.000	50	80	30	80	1.0	8.45	107577
10	5	0.294	50	80	30	80	1.0	5.82	74079
10	10	0.587	50	80	30	80	1.0	4.18	53209
10	15	0.881	50	80	30	80	1.0	3.17	40354
10	20.00	1.175	50	80	30	80	1.0	2.52	32088
12	0	0.000	60	96	36	96	1.2	12.17	107577
12	5	0.245	60	96	36	96	1.2	8.90	78664
12	10	0.489	60	96	36	96	1.2	6.68	59056
12	15	0.734	60	96	36	96	1.2	5.21	46035
12	20.00	0.979	60	96	36	96	1.2	4.21	37209
14	0	0.000	70	112	42	112	1.4	16.56	107577
14	5	0.210	70	112	42	112	1.4	12.65	82169
14	10	0.420	70	112	42	112	1.4	9.83	63864
14	15	0.629	70	112	42	112	1.4	7.85	50981
14	20.00	0.839	70	112	42	112	1.4	6.44	41848
16	0	0.000	80	128	48	128	1.6	21.63	107577
16	5	0.184	80	128	48	128	1.6	17.08	84927
16	10	0.367	80	128	48	128	1.6	13.64	67860
16	15	0.551	80	128	48	128	1.6	11.12	55291
16	20.00	0.734	80	128	48	128	1.6	9.26	46035
20	0	0.000	100	160	60	160	2.0	33.80	107577
20	5	0.147	100	160	60	160	2.0	27.96	88984
20	10	0.294	100	160	60	160	2.0	23.27	74079
20	15	0.441	100	160	60	160	2.0	19.59	62361
20	20.00	0.587	100	160	60	160	2.0	16.72	53209
25	0	0.000	125	200	75	200	2.5	52.81	107577
25	5	0.117	125	200	75	200	2.5	45.35	92396
25	10	0.235	125	200	75	200	2.5	39.09	79626
25	15	0.352	125	200	75	200	2.5	33.89	69044
25	20.00	0.470	125	200	75	200	2.5	29.62	60346

COMPROBACIÓN DE LOSA DE TABLERO TRAS IMPACTO

1/2



Peso lanera Q_{arr} 8 kN/m

H: 75 kN/m

1. Comprobación de acero existente

Se analiza la sección A-A con las cargas activas.

- Cargas:

- Peso lanera: 8 kN/m

- Peso acero: $0.565 \times 0.14 \times 25 = 1.98 \text{ kN/m}$

- Comprobación acero:

$M_d: 8 \times 0.3 + 1.98 \times 0.3 = 3 \text{ m kN/m}$

$A_{nec}: \frac{3}{0.08 \times 40} = 1 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{disp}: 7 \phi 20/\text{m} > A_{nec}$

- Comprobación anclaje acero - losa:

$M_d: 3 \text{ m kN/m}$

$T_d: \frac{3}{0.2 (5 \times 20)} = 15 \text{ kN/m} \Rightarrow A_{nec}: \frac{15}{40} = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{disp}: 2 \phi 16/\text{m} = 4 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{nec}$

2. Comprobación sección losa B

- Carga: Peso losa 8 kN/m

Rueda vehículo pesado 0'75 x 300 = 225 kN

Peso propio de acera, losa y ala superior de viga.

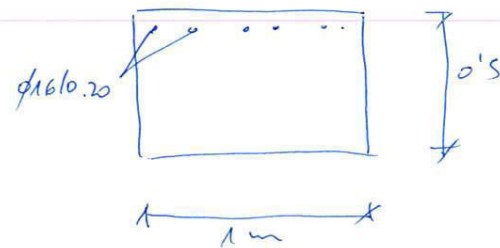
La rueda del vehículo pesado se supone repartida en una superficie de 0'4 x 0'4 m². Si se reparte con pendiente 1:1 hasta la mitad de la losa queda repartida en:

$$a = 0'4 + 2 \times (0'17 + 0'1) = 0'94 \text{ m}$$

De esta manera la carga quedará en $\frac{225}{0'94} = 239 \text{ kN/m}$

$$M_d = 8 \times 0'8 + 1 \times 0'15 \times 25 \times 0'5 + 239 \times 0'3 + 0'5 \times 0'26 \times 25 \times 0'25 = 81 \text{ mKN/m}$$

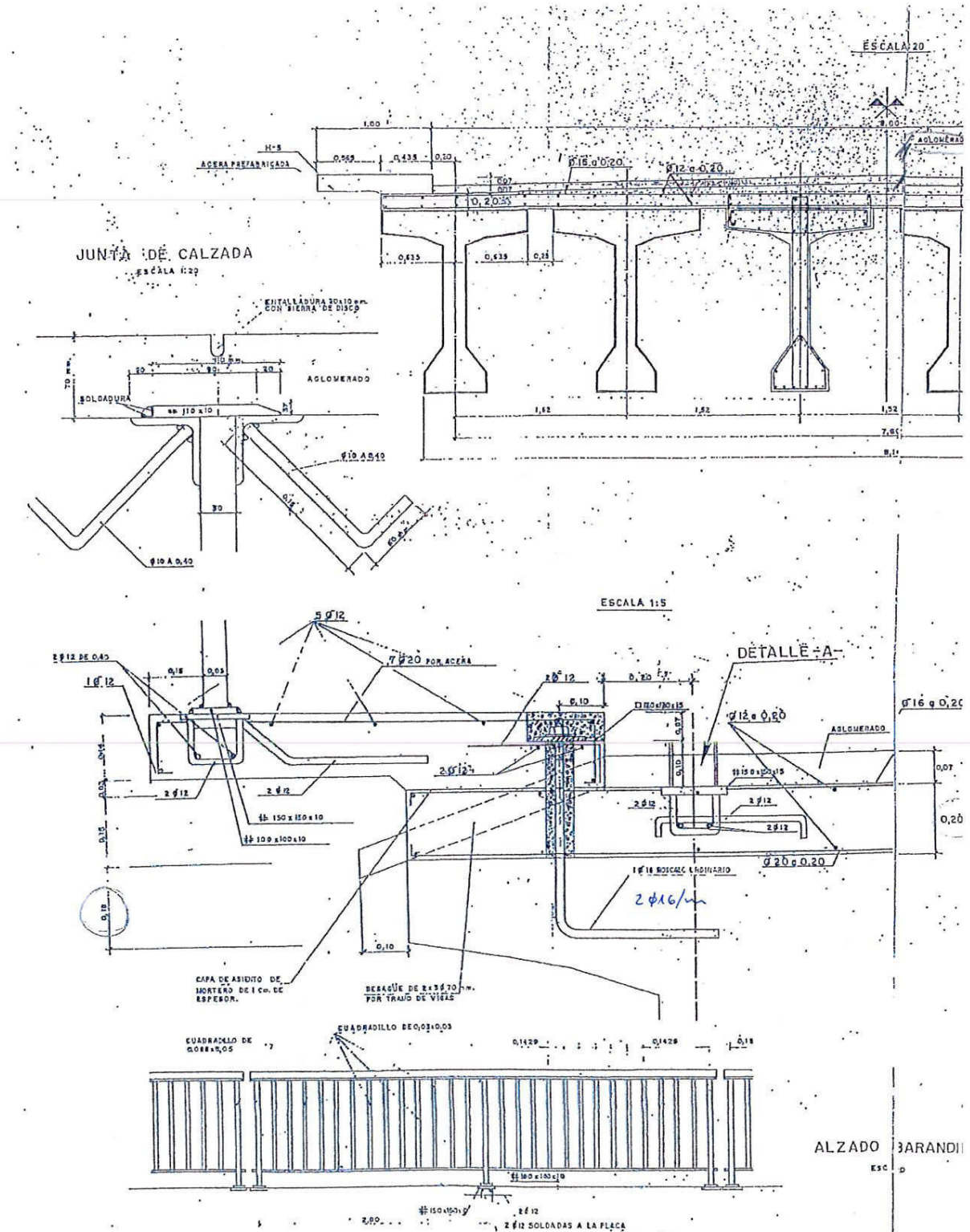
Sección B-B



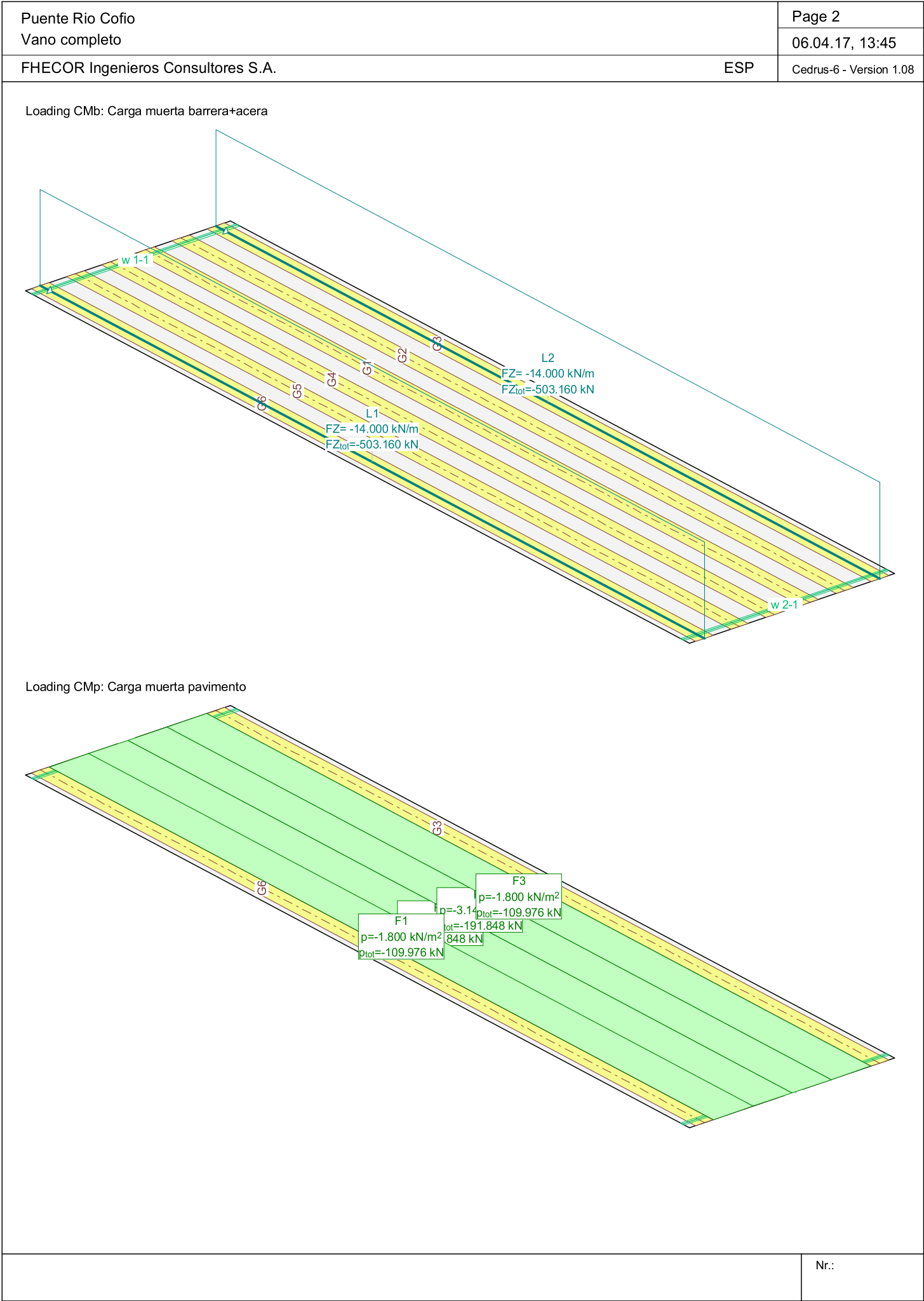
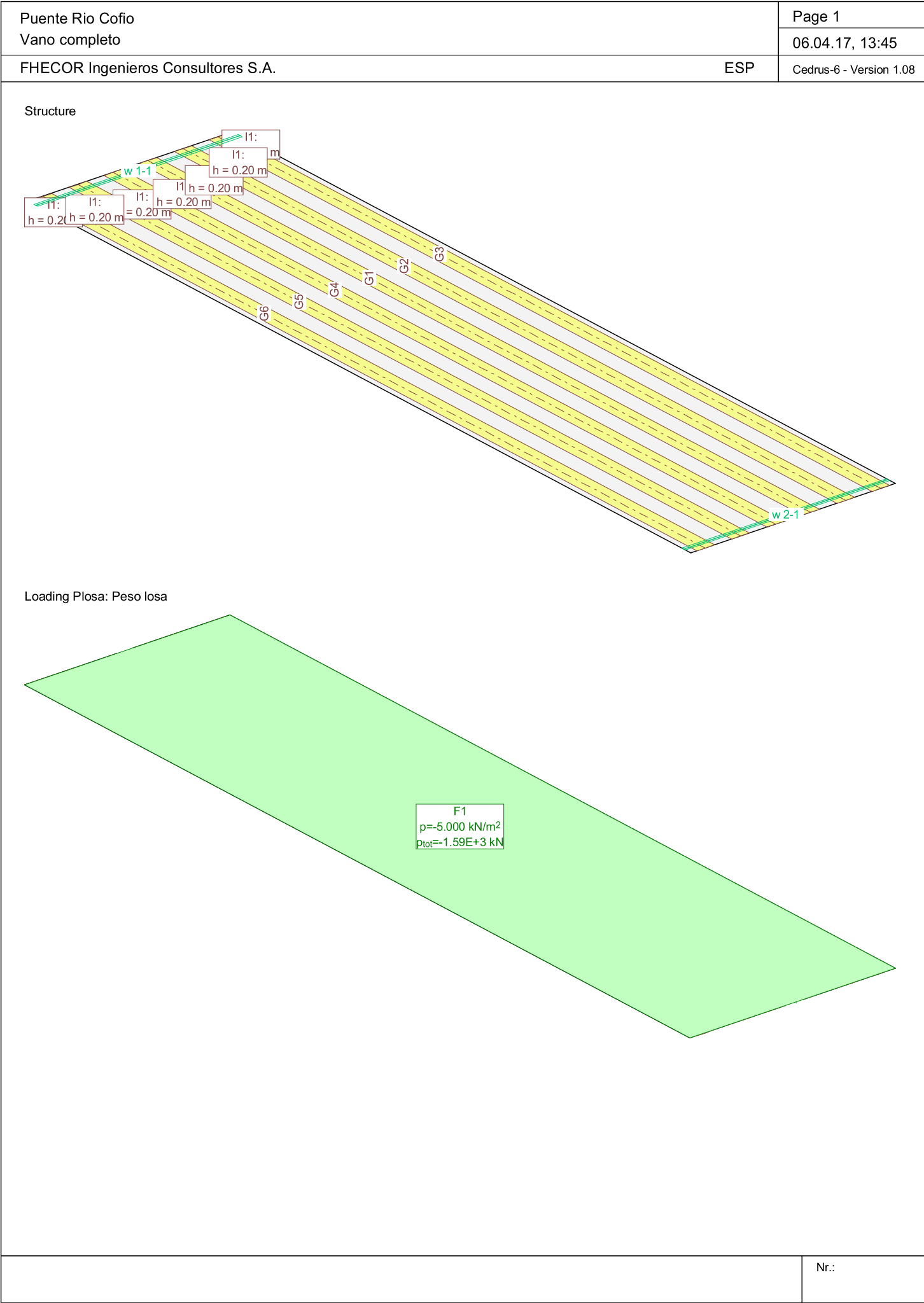
$$A_{nec} = \frac{81}{0'8 \times 0'5 \times 40} = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

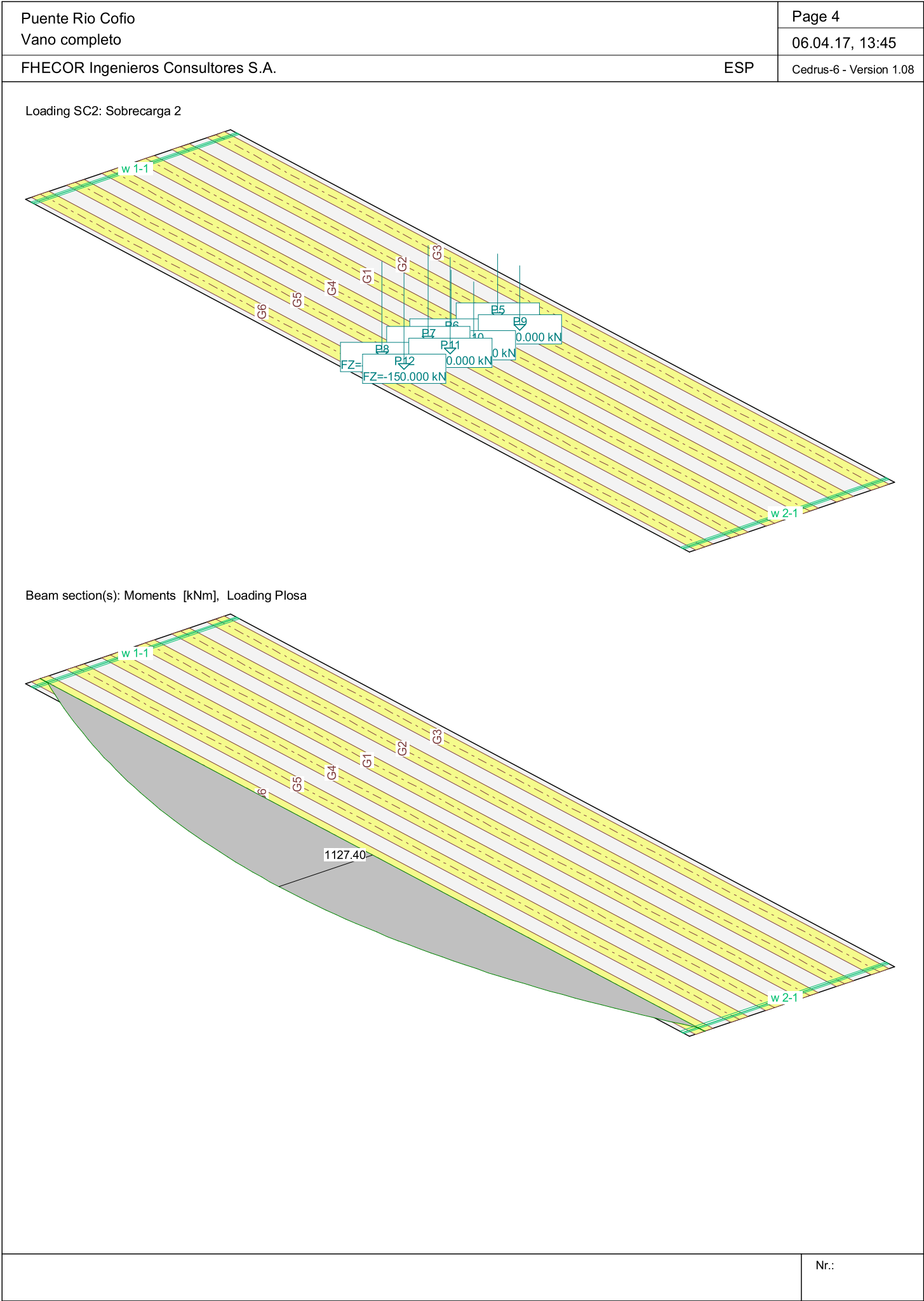
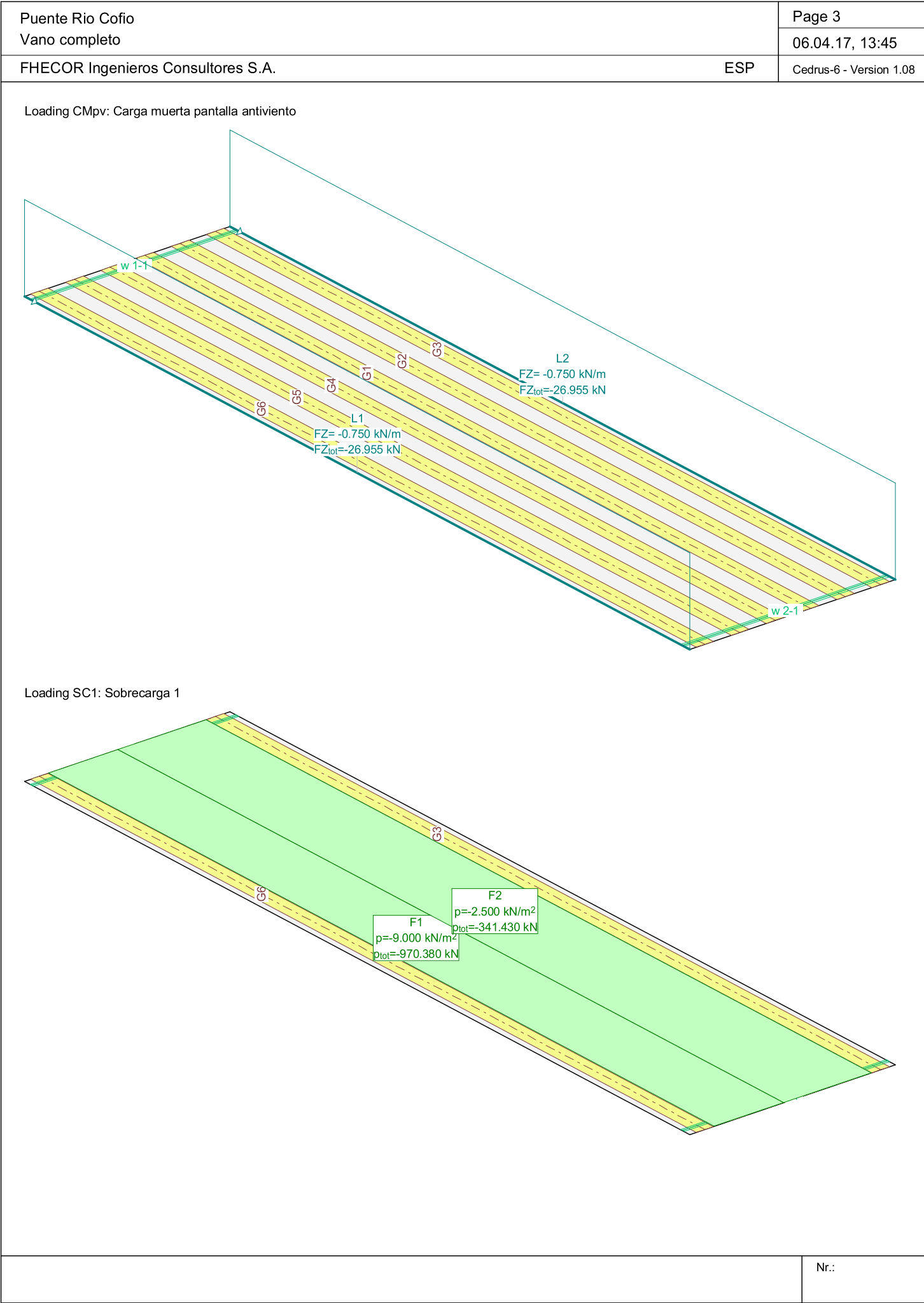
$$A_{disp} = \phi 16/220 : 10 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{nec}$$

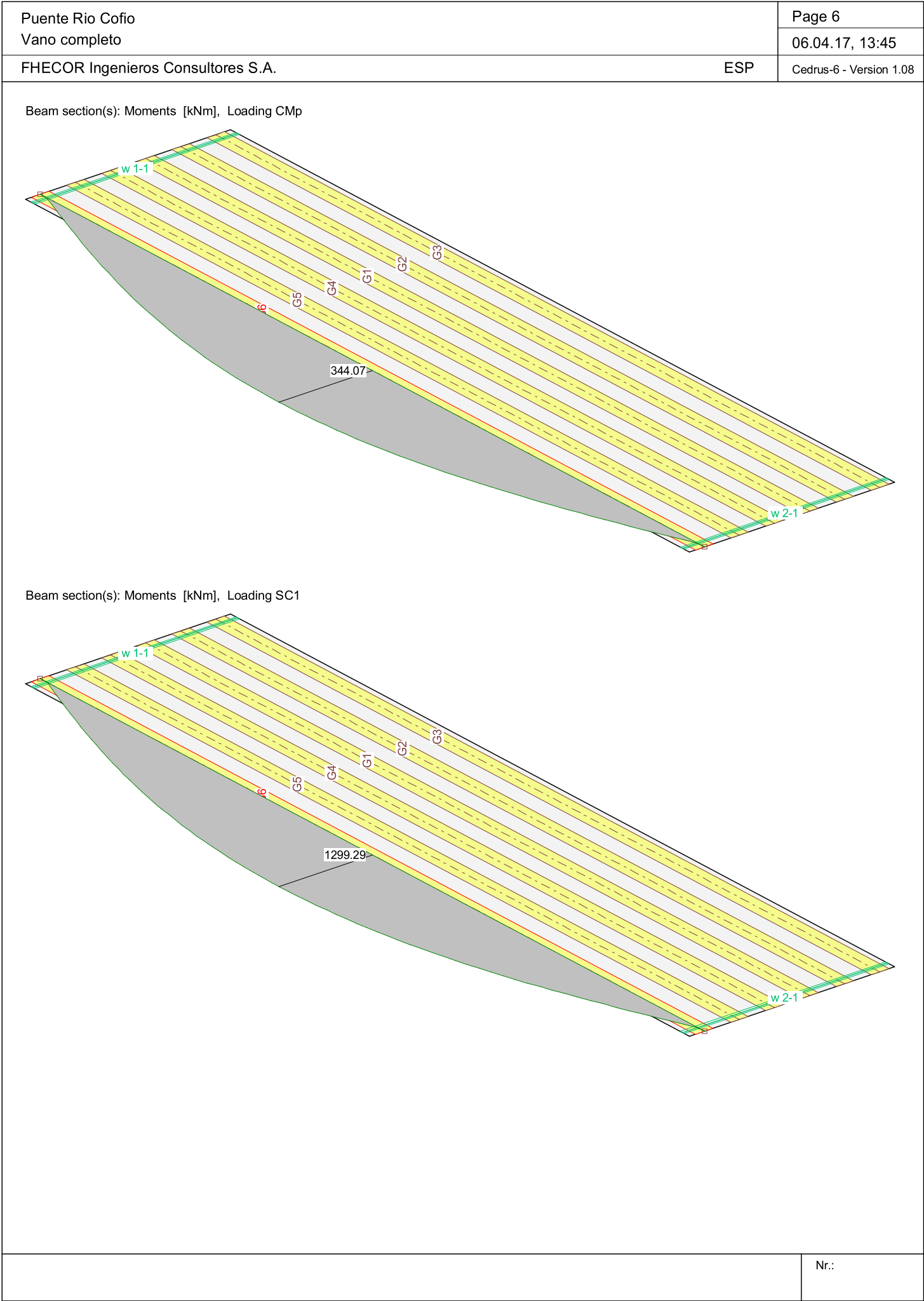
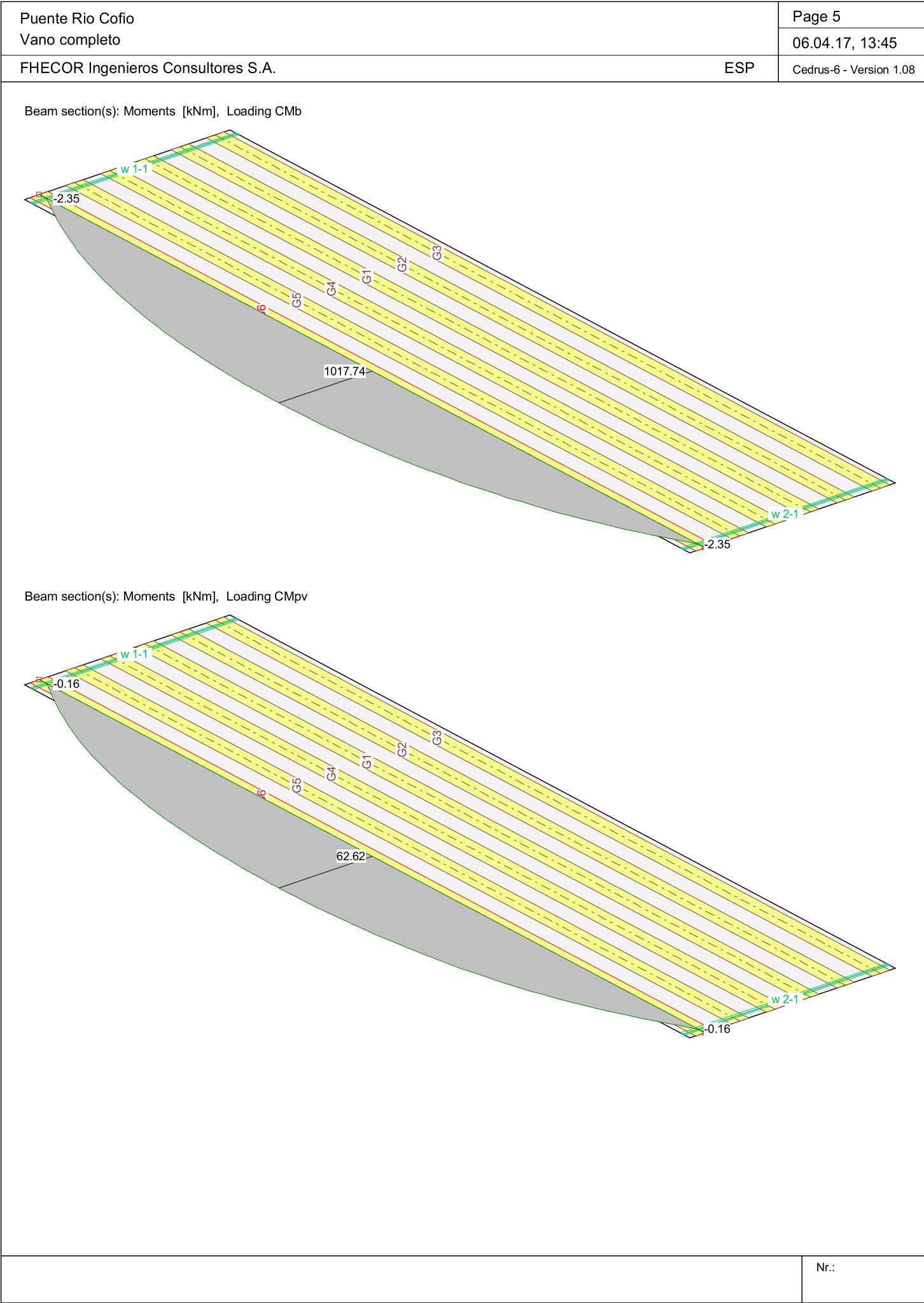
Madrid, Junio de 2017
LOS INGENIEROS AUTORES DEL CÁLCULO

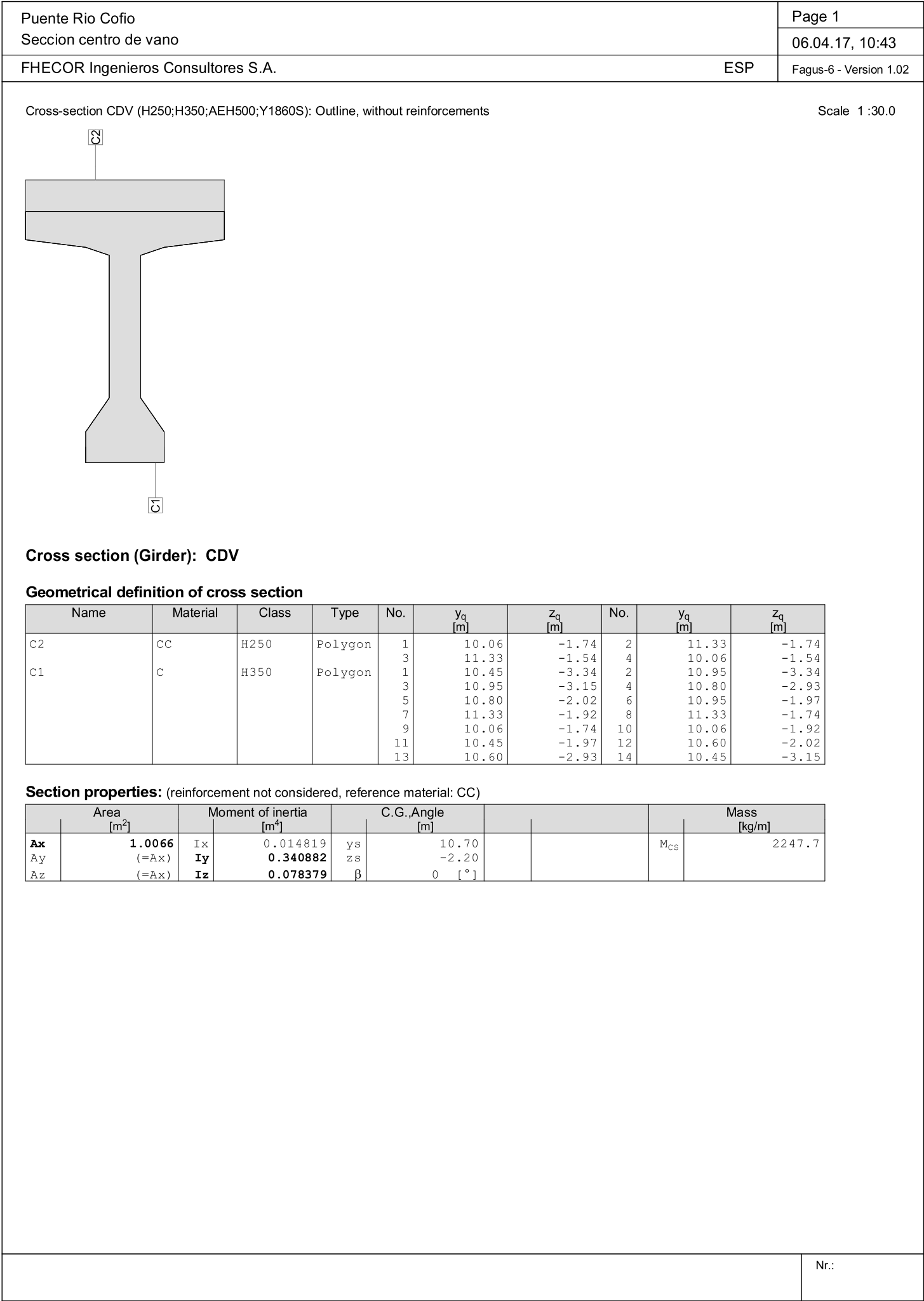
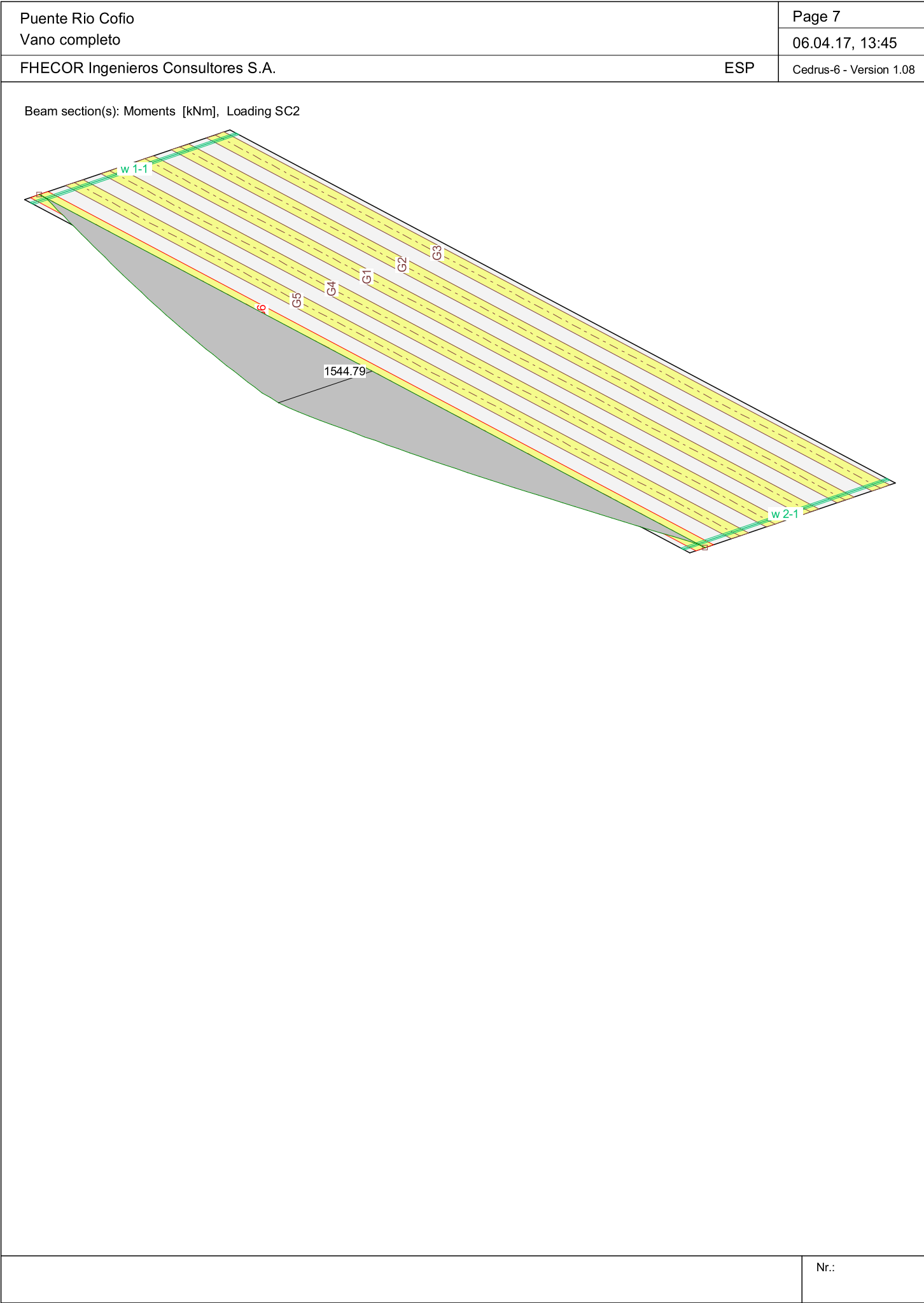


APÉNDICE Nº 3. EVALUCIÓN ESTRUCTURAL









Puente Rio Cofio

Seccion centro de vano

Page 2

06.04.17, 10:43

FHECOR Ingenieros Consultores S.A.

ESP

Fagus-6 - Version 1.02

Cross-section CDV (H250;H350;AEH500;Y1860S): Efficiency My=10540.0; eff(M,N) = 0.99 OK

Scale 1 :50.0

The drawing shows a cross-section of a beam with reinforcement details. Top reinforcement includes 2Ø10 s=0.35, CC (H250), 6Ø12 s=0.23, 6Ø10 s=0.23, 6Ø12 s=0.23, and 2Ø10 s=0.35. Bottom reinforcement includes 4Ø10 s=0.32 (R6), 4Ø10 s=0.32 (R5), 6Ø14 s=0.08, As1960, 5As2940, P (Y1860S) 5.5%, Yes, P (Y1860S) 5.5%, and Ø10. Stress-strain diagrams show strain limits (3.0, 1.5, 10.4) and stress values (-14.2, -434.8, 434.8). A shear force diagram shows a constant shear force of -7112.8 kN over a height of 1.50 m, with a reaction of 7110.3 kN at the base. Material properties are listed: α=0.85, γc=1.5, γs=1.15, γp=1.15.

Ultimate strength analysis Cross section (Girder): CDV

Action forces / Efficiency: eff(M,N) = 0.99 OK

No.	AP	P	N [kN]	Bending and axial force			eff(M,N)	Vy [kN]	Shear forces and torsion		eff(V,T)	Complete CS eff(M,N,V,T)
				My [kNm]	Mz [kNm]			Vz	T			
								[kN]	[kNm]			
1	!ULS		0	10540.0	0	0.99						

Analysis-Parameters "!"ULS", Standard: Spanish Code EHE

ID	σ-ε-Diagram			Strain Limits			σs [N/mm²]	Partial safety factor				Various parameters		
	c	s	p	εc2 [‰]	εcu3 [‰]	εud [‰]		αcc	γc	γs	γp	θ [-]	φ [-]	P(t) [-]
!ULS	2/0	1	1	-2.0	-3.5	10.0		0.85	1.50	1.15	1.15	45.00	0	t=0

θ : Inclination of diagonal in compression

φ : Creep coefficient

P(t) : Initial value of PT force: P=P(t=0) or P=P(t=∞) 'with longterm-losses'

Extreme stresses and strain

Name	Class	yq [m]	Zq [m]	ε [‰]	σd [N/mm²]	γ [-]
C2	H250	11.33	-1.54	-3.0	-14.2	1.76
C1	H350	10.45	-3.34	10.4	0	1.76
R2	AEH500	10.11	-1.59	-2.6	-434.8	1.15
R1	AEH500	10.50	-3.29	10.0	434.8	1.15
PP2	Y1860S	10.70	-3.18	5.5	1100.0	1.15
PP1	Y1860S	10.70	-3.26	15.2	1452.2	1.15

Stresses and strain during the last iterations step = Ultimate state

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	εx [‰]	χy [km⁻¹]	χz [km⁻¹]	N/εx [kN]	My/χy [kNm²]	Mz/χz [kNm²]
-2.5	10674.1	0.0	1.9	7.4	-0.0	1338.71	1.438E+6	4.574E+6

Nr.:

C:\Users\esp\Desktop\Puente Rio Cofio\Seccion centro de vano.FG6

Madrid, Junio de 2017

LOS INGENIEROS AUTORES DEL CÁLCULO

