



DOCUMENTO N°1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N° 7. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Contenido

1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	5
2	OBJETO DEL ESTUDIO.....	10
3	DATOS DE PARTIDA.....	11
4	BASES DE CÁLCULO	11
4.1	NORMATIVA APLICABLE Y RECOMENDACIONES.....	11
4.2	CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y COEFICIENTES DE MINORACIÓN	12
4.3	ACCIONES.....	12
4.3.1	ACCIONES PERMANENTES.....	12
4.3.2	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE	13
4.3.3	ACCIONES VARIABLES – SOBRECARGAS DE USO.....	13
4.3.4	ACCIONES VARIABLES – ACCIÓN DEL VIENTO.....	17
4.3.5	ACCIONES VARIABLE – ACCIÓN TÉRMICA.....	19
4.3.6	ACCIÓN ACCIDENTAL – ACCIÓN SÍSMICA.....	19
4.3.7	ACCIÓN ACCIDENTAL – DESCARRILAMIENTO DE VEHÍCULOS FERROVIARIOS	20
4.4	VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES.....	21
4.4.1	ACCIONES PERMANENTES (G)	21
4.4.2	ACCIONES VARIABLES (Q).....	21
4.4.3	ACCIONES ACCIDENTALES (A)	21
4.5	VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES.....	21
4.5.1	VALORES DE CÁLCULO PARA LAS COMPROBACIONES EN ELU	21
4.5.2	VALORES DE CÁLCULO PARA LAS COMPROBACIONES EN ELS.....	23
4.6	COMBINACIONES DE ACCIONES	23
4.6.1	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	23
4.6.2	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	24
4.7	PROGRAMAS INFORMÁTICOS UTILIZADOS	24
4.8	MODELO DE CÁLCULO DEL PUENTE.....	25
4.9	CONSIDERACIONES INICIALES.....	25
4.10	PRINCIPALES RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	27
4.10.1	SUSTITUCIÓN DE PERFILES. FASES CONSTRUCTIVAS.....	27
4.10.2	RIGIDIZADORES PARA LA FASE DE GATEO.....	53
4.10.3	ELU. TREN DE CARGAS DE LA IAPF (CORREGIDO SEGÚN ETS)	62
4.10.4	COMPROBACIÓN A PANDEO DE LOS PERFILES DURANTE LAS FASES CONSTRUCTIVAS Y PARA TREN DE CARGAS DE LA IAPF (CORREGIDO SEGÚN ETS)	63
4.10.5	CHAPAS DE UNIÓN ENTRE MÓDULOS.	65
4.10.6	CÁLCULO DE NEOPRENOS.....	66

4.10.7 CÁLCULO DE UNIÓN DE DIAGONALES REFORZADAS DE CELOSÍAS EXTERIOR
CON CORDONES SUPERIOR E INFERIOR. 66

ANEXOS:

ANEXO 1. CHAPAS DE UNIÓN ENTRE MÓDULOS

ANEXO 2. NEOPRENOS

ANEXO 3. UNIÓN DE DIAGONALES REFORZADAS DE CELOSÍA EXTERIOR CON CORDONES
SUPERIOR E INFERIOR

1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura objeto del presente proyecto se encuentra en el PK 079/036 de la línea Bilbao-Donostia, en el municipio de Zumaia, y salva el río Urola en su tramo final.

A continuación, se muestra la localización de la estructura:

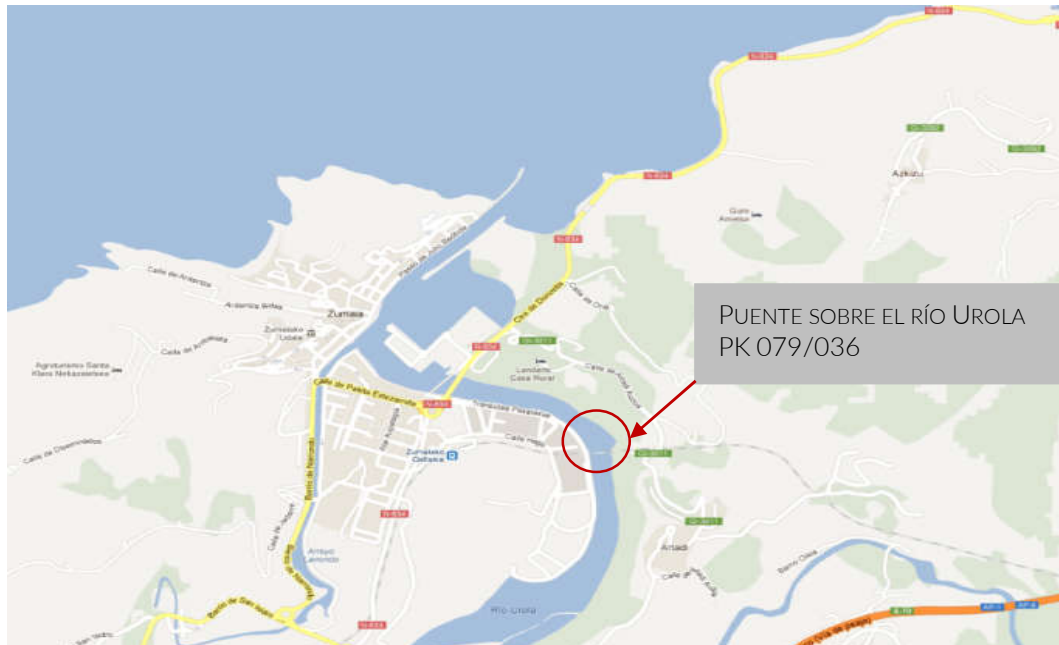


Figura 1. Ubicación del puente sobre el río Urola.



Figura 2. Alzado derecho desde margen izquierda.

La estructura es recta en planta, sin pendiente en alzado, con una sección transversal de 4,00 m de ancho en el paramento inferior. En el paramento superior la sección transversal se encuentra cerrada por una chapa superior nervada hasta alcanzar una anchura total de 5,88 m, con dos hilos para la circulación ferroviaria (vía única) y paseos laterales en ambos lados de la plataforma.

El material de vía es convencional, con traviesas de hormigón y banqueta de balasto dispuesta directamente sobre la chapa del tablero, con un murete guardabalasto metálico.

La obra de paso está formada por dos vanos hiperestáticos idénticos, con una longitud total de 102,00 m, medida entre ejes de apoyo de estribos, es decir con dos vanos de 51,00 m de luz cada uno.

El tablero está formado por dos vigas principales continuas en celosía tipo Town con su característica alma cerrada en celosía múltiple, que posteriormente fueron reforzadas en una intervención posterior de la estructura principal original mediante una celosía central de tipo Warren constituida por perfiles metálicos formando una serie de triángulos isósceles, de manera que todas las diagonales tienen la misma longitud.

En las imágenes siguientes se muestran los alzados de la estructura, tanto el alzado lateral como el central por el eje de la estructura:

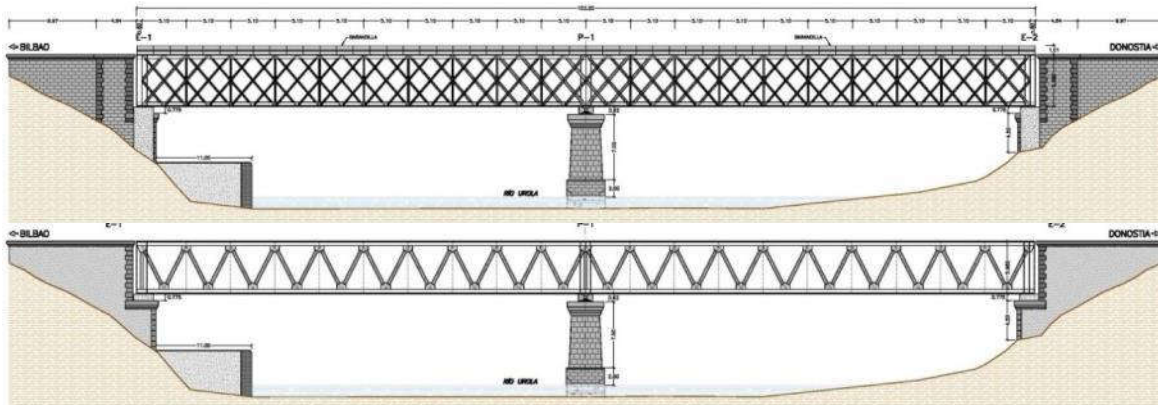


Figura 3. Alzado lateral y central del puente sobre el río Urola

Las cerchas principales presentan un canto máximo de 5,985 m aproximadamente, es decir con una relación canto/luz de 1/8,5. Los cordones superior e inferior están reforzados tanto en centro de vano como sobre la pila.



Figura 4. Vista en escorzo desde lado izquierdo del estribo 1.

El tablero está constituido por un emparrillado de viguetas y largueros, resueltos como vigas armadas formadas por un alma llena y dos angulares formando cada una de las alas. La separación de las viguetas transversales es de 5,10 m, ya que coinciden con la posición de los montantes de las vigas principales.

Los cordones inferiores están conectados mediante arriostramientos en cruz de San Andrés. También hay arriostramientos en los recuadros situados bajo las viguetas transversales, con la misma tipología de cruces de San Andrés, en todos los módulos.

La pila y los estribos son de sillería caliza. La pila tiene 3,80 m de canto, con una anchura de 9,40 m totales, y que vuela 1,70 m por cada lado del tablero. La altura de la pila que queda libre de la carrera de marea es de 7,50 m aproximadamente. La altura total es de unos 12,50 m, teniendo en cuenta la parte sumergida permanente o temporalmente.



Figura 5. Alzado de pila 1 desde estribo 1.

Los estribos tienen una altura de unos 4,50 m desde su cimentación hasta la meseta de apoyo del tablero y una anchura del estribo de fábrica original de 6,20 m. Están rematados por muros en vuelta de la misma fábrica que el cuerpo central. Estos muros en vuelta tienen un tramo previo de 4,64 m en el caso del estribo 1 y de 4,84 m en el caso del estribo 2, y un tramo posterior de 9,97 m, separados por un retranqueo hacia el interior. Los estribos presentan unos recrecidos de hormigón ejecutados durante la última intervención, con lo que la anchura total actual es de 7,80 m.



Figura 6. Alzado de estribo 1.

Como se ha comentado, existen durmientes de hormigón, contruidos en la reparación de 1989, con el objetivo de repartir las reacciones de los apoyos de la celosía central en toda la anchura de la pila y los estribos.



Figura 7. Cargadero de hormigón de pila 1 desde vano 2.

Los aparatos de apoyo de las vigas principales laterales situados sobre la pila son fijos, de rótula metálica. Los situados sobre los estribos de las cerchas principales laterales y todos los de la viga principal central son apoyos elastoméricos.



Figura 8. Aparato de apoyo izquierda de pila 1.

La vía está electrificada. El puente soporta un poste de catenaria, con dos postes adicionales en los accesos a la estructura, sobre los muros en vuelta de los estribos. La plataforma ferroviaria está formada por la banqueta de balasto dispuesta sobre la chapa superior del tablero, traviesas de hormigón y carril convencional de ancho métrico.



Figura 9. Vista de la plataforma en sentido PK decreciente desde el estribo 2.

2 OBJETO DEL ESTUDIO

El puente sobre el río Urola fue ejecutado en el año 1900, formando parte del tramo Deba-Zarautz, que fue inaugurado el 1 de Enero de 1901.

En el año 1989 se acometió una obra de refuerzo del puente original, ejecutado en 1900, que consistió en la disposición de una celosía central para descargar a las dos celosías originales, que presentaban entonces y ahora deformaciones importantes.

Posteriormente, en 2003, se procedió con el repintado general del puente y se sustituyó la mayor parte de los perfiles de los arriostramientos de la estructura, empleando tanto uniones atornilladas como soldadas en los diferentes elementos.

La UTE INFHEIN, compuesta por INJELAN, FHECOR e INTEMAC, desarrolló en 2011 y 2012 los trabajos del contrato de “SERVICIO PARA LA REDACCIÓN DE PROYECTOS DE REFORMA Y REFUERZO DE PUENTES Y VIADUCTOS DE LA RED DE EUSKAL TRENBIDE SAREA EN GIPUZKOA”. El alcance del contrato incluía la realización de trabajos de inventario, inspecciones principales, inspecciones especiales y redacción de proyectos de reparación.

El puente sobre el río Urola formaba parte de los puentes a inspeccionar, inventariado con el código BI-DO-079/036-U. En otoño de 2011 se realizó una inspección especial del mismo, junto con una inspección subacuática de la pila, que desembocó en mayo de 2012 en la redacción de un proyecto de reparación de la estructura.

Posteriormente, en febrero de 2020, ETS redactó el Informe de Revisión del Proyecto citado, para determinar si el proyecto estaba en condiciones de ser licitado o si requería de una actualización teniendo en cuenta el tiempo transcurrido desde la redacción del proyecto, concluyendo que era necesario acometer una revisión del proyecto para tener en cuenta los cambios normativos y las posibles modificaciones en los precios de mercado de las actuaciones de reparación.

Por tanto, como punto de partida para la actualización del proyecto, ETS adjudicó a FHECOR, con la colaboración de INJELAN, la realización de una inspección especial y la redacción de un informe de evaluación y propuesta de reparación, en el que se puso de manifiesto el estado de conservación actual de la estructura, se enunciaron las actuaciones de reparación necesarias y se realizó una estimación de la actualización del presupuesto de ejecución de las obras. Dicho informe fue entregado en noviembre de 2020.

Tras esto, en febrero de 2021, ETS licitó los trabajos de “SERVICIO PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO CONSTRUCTIVO DE REHABILITACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO UROLA EN ZUMAIA, EN EL PK 79+036 DE LA LÍNEA BILBAO – DONOSTIA”, siendo la adjudicataria de los trabajos la UTE formada por FHECOR e INJELAN, con fecha de adjudicación 22 de abril de 2021, y habiéndose firmado el acta de inicio de los trabajos el 18 de mayo de 2021. Los trabajos a realizar comprenden dos fases diferenciadas: por un lado, los trabajos previos, que incluye la inspección especial de la estructura y la redacción de un estudio de alternativas que determine cuál es la opción de reparación más adecuada y, por otro lado, el desarrollo en detalle de la alternativa seleccionada en un proyecto de reparación y refuerzo.

De esta manera, como paso previo a la redacción del estudio de alternativas, el pasado 1 de junio se realizó la inspección subacuática de la pila, que vino a completar la inspección especial del viaducto realizada en julio de 2020. Con fecha 11 de junio de 2021 la UTE FHECOR-INJELAN remitió a ETS el informe de inspección especial en el que se presentaba un resumen de los trabajos de inspección realizados en el último año, incluyendo una descripción e interpretación de los daños encontrados durante las inspecciones, así como las conclusiones más relevantes extraídas.

Tomando como base los estudios e inspecciones descritos anteriormente, se redactó en julio de 2021 un estudio de alternativas en el que se desarrollaba un análisis de las tres alternativas de reparación y refuerzo que se consideraban más adecuadas, realizando un análisis estructural de cada una de las alternativas y un estudio de los procedimientos constructivos asociados a cada una de ellas. Estos análisis, junto con el estudio de otras variables intervinientes en la toma de decisiones, permitió desarrollar un análisis multicriterio que finalmente conduce a la selección de la alternativa más adecuada, que es la que se desarrolla en el presente proyecto.

De esta manera, tomando como base de partida las premisas anteriores, se desarrolla en el presente anejo el cálculo de estructuras que justifica la validez de los refuerzos y reparaciones propuestas, así como las comprobaciones de las diferentes fases del proceso de ejecución.

3 DATOS DE PARTIDA

La documentación de partida consiste en la información existente facilitada por ETS y la documentación generada por FHECOR-INJELAN durante las inspecciones realizadas previamente a la redacción del presente documento:

- [1] *CROQUIS DEL PUENTE METÁLICO SOBRE EL RÍO UROLA P.K. 79/036 DE LA LÍNEA BILBAO-DONOSTIA.*
Realizado por Tecnología e investigación ferroviaria S.A. (TIFSA). Junio de 1988.
- [2] *PROYECTO DE REPARACIÓN. PUENTE METÁLICO SOBRE RÍO UROLA P.K. 79/036 DE LA LÍNEA BILBAO-DONOSTIA.*
Redactado por Rafael Martínez Lasheras. Tetrametal ingeniería S.A. Mayo de 1989.
En este proyecto se definen las reparaciones y refuerzos necesarios a ejecutar sobre la estructura original para que sea capaz de soportar el peso de los vehículos ferroviarios, eliminando de esta forma las limitaciones de carga y de velocidad.
El proyecto contiene memoria y planos.
- [3] *ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO RESISTENTE Y DE LOS REFUERZOS DEL PUENTE METÁLICO SOBRE EL RÍO UROLA. P.K. 79/036 DE LA LÍNEA BILBAO-DONOSTIA.*
Redactado por Rafael Martínez Lasheras. Septiembre de 2003.
En este estudio se realiza un análisis del comportamiento resistente de la estructura teniendo en cuenta los refuerzos y reparaciones llevadas a cabo según el proyecto de 1989, al objeto de determinar los refuerzos y reposiciones necesarias en los elementos de la estructura.
- [4] *TREN DE CARGAS* suministrado por ETS.
A partir del definido en la IAPF-07 Orden FOM/3671/2007. Octubre de 2011.
- [5] *REPORTAJE FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN ESPECIAL SUBACUÁTICA.*
Realizada por la empresa Galacuatric, bajo la supervisión de la U.T.E. INFHEIN. Octubre de 2011.
- [6] *FICHAS DE INVENTARIO E INSPECCIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO UROLA*, con código BI-DO-079/036-U.
U.T.E. INTEMAC-FHECOR. Noviembre de 2011.
- [7] *PROYECTO DE REPARACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO UROLA EN EL P.K. 079/036 DE LA LÍNEA BILBAO-DONOSTIA. ZUMAIA. GUIPÚZCOA*
Redactado por la U.T.E. INFHEIN. Febrero de 2012.
- [8] *PESOS DE LOS TRENES EN CIRCULACIÓN*, suministrado por ETS.
- [9] *INFORME DE EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REPARACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO UROLA EN EL PK 079/036 DE LA LÍNEA BILBAO-DONOSTIA EN ZUMAIA, GUIPÚZCOA*
Redactado por FHECOR-INJELAN. Noviembre de 2020.
- [10] *INFORME DE INSPECCIÓN ESPECIAL*
Redactado por la UTE FHECOR-INJELAN en junio de 2021 a partir de la inspección especial llevada a cabo en julio de 2020 y de la inspección subacuática realizada por la empresa DEMOLICIONES SUBMARINAS el 01 de junio de 2021, centrada en el estudio de la posible socavación de la pila central.
- [11] *ESTUDIO DE ALTERNATIVAS*
Redactado por la UTE FHECOR-INJELAN en julio de 2021 a partir de las inspecciones realizadas previamente.

4 BASES DE CÁLCULO

4.1 NORMATIVA APLICABLE Y RECOMENDACIONES

Para el análisis de la estructura se han considerado las prescripciones y recomendaciones de los siguientes documentos técnicos:

Acciones

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-07). Orden FOM/3671/2007. Ministerio de Fomento 2007.
- NCSP-07. Norma de construcción sismorresistente. Puentes. Ministerio de Fomento.

Estructura de acero

- EAE-10 Instrucción de acero estructural.
- Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero
- RPM-95. Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Metálicos en carreteras.
- Propuesta de Recomendación para la Evaluación de Puentes Metálicos antiguos de carretera. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Secretaría de Estado de Política Territorial y Obras Públicas.

4.2 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y COEFICIENTES DE MINORACIÓN

De conformidad con la documentación consultada, se han adoptado los valores siguientes para el acero estructural, teniendo en cuenta que en la estructura existen tres tipos de acero: el acero original de la estructura, el acero de los refuerzos realizados en 1989 y el de los refuerzos del año 2003.

El primero de ellos es un acero no normalizado fabricado en torno al año 1900. De acuerdo con los ensayos realizados en 1989, tiene un límite elástico nominal de 235 N/mm². En lo que respecta al acero de los refuerzos de 1989, es del tipo A-42, con un límite elástico nominal de 255 N/mm². El último refuerzo realizado presenta un límite elástico de 275 N/mm².

Por lo tanto, la tensión máxima admisible en ELU para cada uno de los aceros serán las siguientes:

$$\text{Acero estructura original (S235)} = \sigma_u = \frac{235}{\gamma_s} = 188 \text{ N/mm}^2$$

La bibliografía consultada recomienda un valor para el coeficiente de seguridad para la resistencia del acero antiguo igual a $\gamma_s = 1,25$.

$$\text{Acero primer refuerzo (S255)} = \sigma_u = \frac{255}{\gamma_s} = 232 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Acero segundo refuerzo (S275)} = \sigma_u = \frac{275}{\gamma_s} = 250 \text{ N/mm}^2$$

En el caso del acero de refuerzo el coeficiente de seguridad es igual a $\gamma_s = 1,10$.

Los materiales a usar en esta rehabilitación y en el presente informe son:

- Chapas de acero de refuerzo y perfiles metálicos de acero S275
- Tornillos de alta resistencia de calidad 8.8 y cabeza esférica.

4.3 ACCIONES

Se han seguido con carácter general los criterios y acciones definidas por la citada Instrucción IAPF-07, de acuerdo con el desglose siguiente.

4.3.1 ACCIONES PERMANENTES

Peso propio

Para la estimación del peso propio de la estructura se ha supuesto un peso específico del acero estructural de 78,50 kN/m³ aumentado en un 10% para considerar el peso de uniones y roblones. Por lo tanto, el peso considerado del acero estructural es igual a 86,35 kN/m³.

Carga muerta

Carriles + traviesas

La carga total considerada para las dos vías es:

$$q_{\text{carriles}} = 2 \times 0,54 = 1,08 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{traviesas}} = 3,20/0,60 = 5,33 \text{ kN/m}$$

Se han considerado los carriles con un peso de 0,54 kN/m y una separación de traviesas de 0,60 m

Balasto

Se ha considerado un peso específico de 18 kN/m³, una altura máxima de balasto de 0,4 m y un ancho de 2,80 m, correspondiente a la separación entre muretes guardabalasto:

$$q_{\text{balasto}} = 18 \times 0,4 \times 2,80 = 20,16 \text{ kN/m}$$

Dada la posible diferencia entre los espesores estimados en este proyecto y los reales de construcción, se definen dos valores extremos para esta acción:

- Valor inferior: se obtiene con la geometría prevista en proyecto y se minora un 30%.
- Valor superior: se obtiene incrementando en un 30% el espesor teórico

Muretes guardabalasto

Se disponen dos muretes de acuerdo a los planos de la sección tipo, de 0,20 m de ancho y 0,45 m de altura. Se estima una carga lineal de 2,00 kN/m.

Barandilla

Se considera una carga por barandilla igual a 1,00 kN/m.

Canalización de servicios

Existe una tubería que está apoyada en el cordón inferior de la cercha de eje central con un diámetro de 400 mm. Suponiendo esta tubería llena de agua se considera una carga lineal de 1,76 kN/m.

$$\text{Peso tubería: } \pi \cdot 400 \cdot 5 \cdot 0,00785 = 49 \text{ kg/m} \approx 0,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso agua: } 1000 \cdot 0,4^2 \cdot \pi / 4 = 125,66 \text{ kg/m} = 1,26 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso de tubería + peso agua: } 0,5 + 1,26 = 1,76 \text{ kN/m}$$

4.3.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE

Dada la tipología de la estructura no es necesario considerar estas acciones.

4.3.3 ACCIONES VARIABLES – SOBRECARGAS DE USO

SOBRECARGAS DE USO. CARGAS VERTICALES:

La IAPF considera como carga vertical la correspondiente al esquema de cargas denominado tren UIC 71 "Union Internationale des Chemins de Fer. Fiche 702 – OR. Schema des charges a prendre en consideration dans le calcul des ouvrages sous rail sur les lignes internationales" 1-7-74.

El citado tren de cargas representa el efecto estático correspondiente a una sola vía, y está constituido por las acciones siguientes, actuando simultáneamente:

- Cuatro ejes de doscientos cincuenta kilonewton – $Q_{vk}=250 \text{ kN}$ – dispuestos en el eje de la vía, separados entre sí 1,60 m, en la posición que resulte más desfavorable para el elemento en estudio.

- Una sobrecarga uniformemente repartida de ochenta kilonewtons por metro lineal – $q_{vk}=80$ kN/m – extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el efecto estudiado. Podrán ser situadas por tramos, existiendo, por tanto, zonas de la estructura sin sobrecarga aplicada si ello resulta más desfavorable. No se dispondrá esta sobrecarga uniforme en una longitud de 6,40 m centrada con los cuatro ejes anteriormente citados.
- Además se considerará una sobrecarga uniforme de cinco kilonewtons por metro cuadrado – $q_{fk}=5$ kN/m² – en aceras, paseos de servicio y zonas de tablero no afectadas por el tráfico ferroviario directamente, extendida en la superficie más desfavorable.

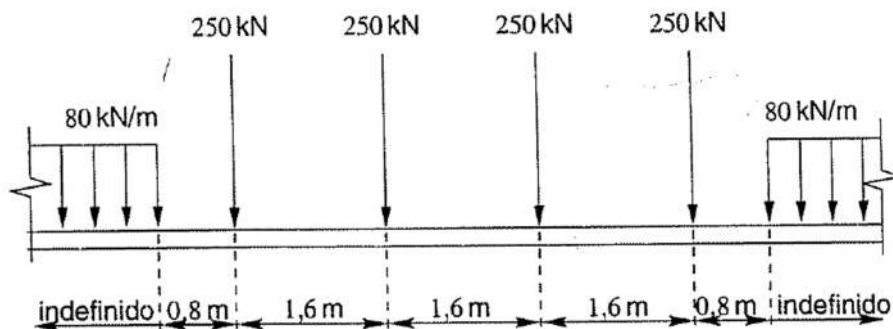


Figura 10. Esquema del tren de carga IAPF.

En este caso el tren de cargas empleado es una particularización del anteriormente descrito y que se refleja a continuación:

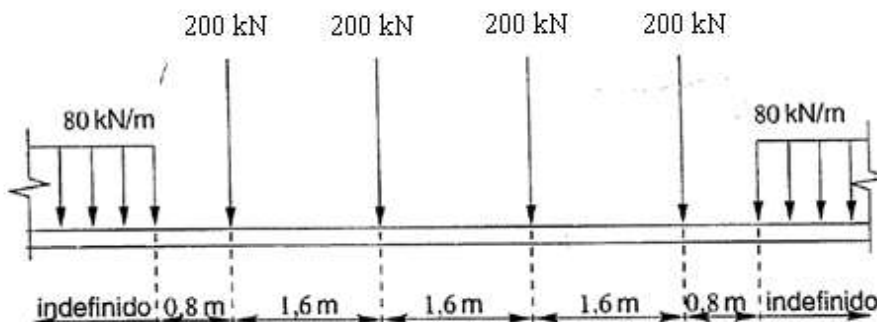


Figura 11. Esquema del tren de carga empleado en el presente proyecto, suministrado por ETS.

Como se aprecia en la figura anterior se han empleado las mismas distancias y el mismo valor para la carga uniforme, sin embargo, varía la carga por eje, bajando de 250 kN a 200 kN, según las indicaciones aportadas por ETS.

Cada una de las cargas puntuales citadas se puede repartir en tres traviesas consecutivas, asignando el 50% de la carga a la central y el 25 % a cada una de las extremas.

Las cargas descritas deben afectarse por un coeficiente de clasificación α , que para el ancho de vía métrico toma un valor $\alpha=0,91$.

Para recoger los efectos dinámicos se mayor por el coeficiente de impacto:

Coeficiente de impacto $\phi = 1,312$ (Mantenimiento normal)

Este último valor se ha determinado mediante el método simplificado propuesto en la IAPF del coeficiente de impacto envolvente, obtenido para un valor de la longitud determinante (L_ϕ) igual a 3 veces la separación entre viguetas transversales $3 \times 5,10 = 15,30$ m y considerando un mantenimiento normal de la vía según la expresión:

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,20} + 0,73$$

Se considera además una posible excentricidad de la carga y de la propia vía. La excentricidad máxima considerada de la vía es de 200 mm y la excentricidad máxima de la carga considerada es igual a $e=r/18$, siendo r el ancho de la vía más 65 mm. Por lo tanto, la excentricidad máxima considerada en el presente informe es igual a: $e= 200 + 1065/18 = 259$ mm.

Adicionalmente, como se ha indicado, junto con el esquema del tren de carga de la IAPF, se ha considerado una sobrecarga en cada uno de los pasos de servicio de la estructura de 5,0 kN/m², siempre que su efecto sea desfavorable.

SOBRECARGAS DE USO. CARGAS HORIZONTALES:

El valor α , indicado en el punto anterior, permite definir el valor de la fuerza de frenado o arranque correspondiente a una sola vía:

$$\text{Frenado: } Q_{l,k} = \alpha \cdot 20 [\text{kN/m}] \cdot L [\text{m}]; \quad Q_{l,k} \leq \alpha \cdot 6000 [\text{kN}]$$

$$\text{Arranque: } Q_{l,k} = \alpha \cdot 33 [\text{kN/m}] \cdot L' [\text{m}]; \quad Q'_{l,k} \leq \alpha \cdot 6000 [\text{kN}]$$

Donde L y L' son las longitudes en las que se supone uniformemente repartida la fuerza de frenado o arranque, iguales en este caso a la longitud total de la estructura, es decir, 102 m respectivamente. Por lo tanto, el valor del frenado y del arranque por metro lineal será igual a:

$$\text{Frenado: } q = 0,91 \cdot 20 \text{ kN/m} = 18,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Arranque: } q = 0,91 \cdot 33 \text{ kN/m} = 30,03 \text{ kN/m}$$

SOBRECARGAS DE USO. CARGA POR EFECTO LAZO:

Se considera una carga puntual de valor $Q_{sk}=100$ kN, actuando horizontalmente y en dirección transversal al eje de la vía, hacia el exterior de la misma, y a la altura superior del carril en la posición que resulte más desfavorable para el elemento de estudio.

SOBRECARGAS DE USO DURANTE PROCESO CONSTRUCTIVO. CARGAS VERTICALES:

Para el estudio de los esfuerzos durante el proceso constructivo se van a emplear los pesos de los trenes reales que actualmente transcurren por la vía, tanto de pasajeros como de mercancías.

- Tren de pasajeros de 3 vehículos: Está formado por 3 vehículos, los dos exteriores de 17,73 m y el interior de 17 m. Cada vehículo tiene dos bogies separados entre ellos 11,24 m y cada bogie está formado por 2 ejes. El peso máximo de cada eje con el vehículo cargado con pasajeros, suponiendo una capacidad de 6 personas/m², es de 120 kN. Del lado de la seguridad se tomará un peso por eje de 150 kN. Por lo tanto, el peso del vehículo completo será de 1800 kN.

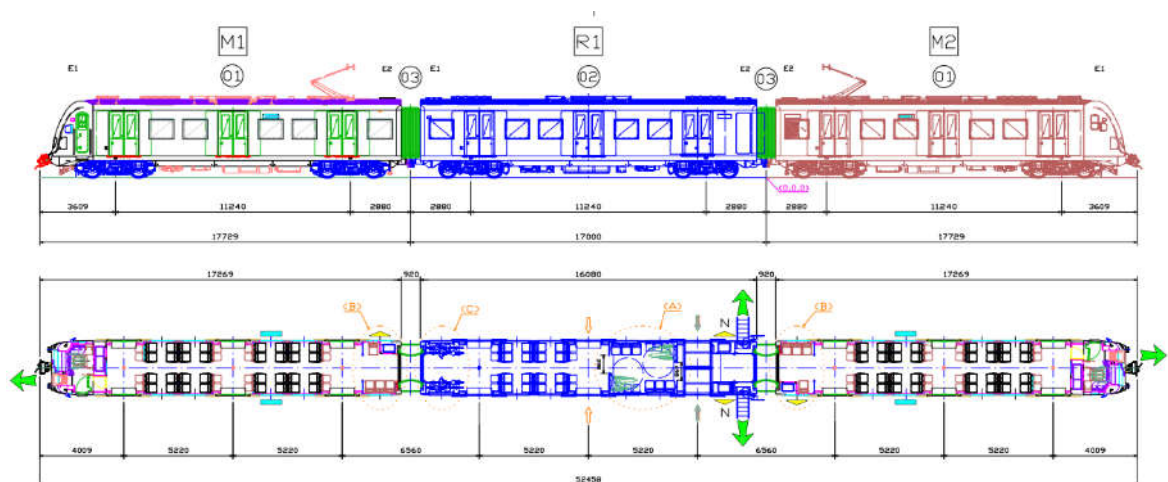


Figura 12. Esquema del tren de carga de pasajeros de 3 vehículos, suministrado por ETS.

- Tren de pasajeros de 4 vehículos: Está formado por 4 vehículos, los dos exteriores de 17,73 m y los dos interiores 17 m. Cada vehículo tiene dos bogies separados entre ellos 11,24 m y cada bogie está formado por 2 ejes. El peso máximo de cada eje con el vehículo cargado con pasajeros, suponiendo una capacidad de 6 personas/m², es de 120 kN. Del lado de la seguridad se tomará un peso por eje de 150 kN. Por lo tanto el peso del vehículo completo será de 2400 kN.

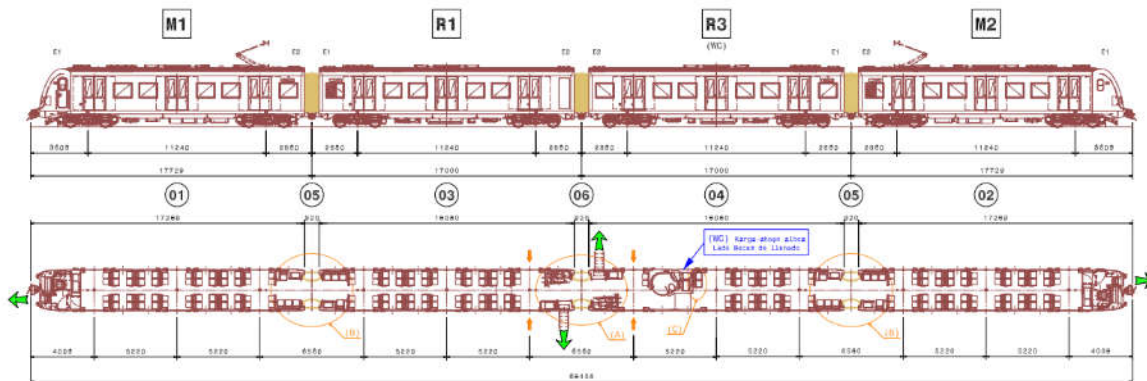


Figura 13. Esquema del tren de carga de pasajeros de 4 vehículos, suministrado por ETS.

- Tren de mercancías: Está formado por dos cabezas tractoras y por vagones de mercancías. La longitud de las cabezas tractoras es de 16,73 m y la distancia entre ejes de bogies de 9,50 m y la longitud de los vagones de mercancías es de 12,0 con una distancia entre ejes de bogies de 9,00 m. El peso por eje está limitado durante las obras a 150 kN, con lo que éste es el valor a considerar en los cálculos y comprobaciones.

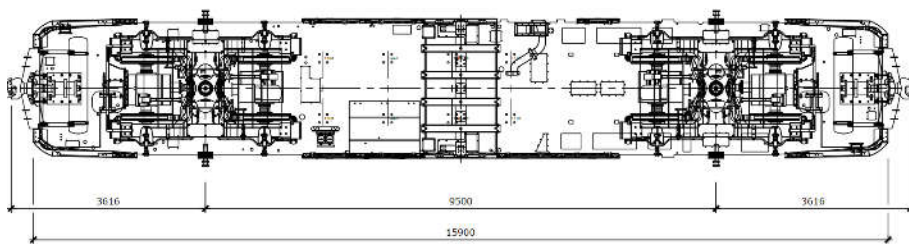


Figura 14. Planta de la locomotora del tren de mercancías, suministrado por ETS.

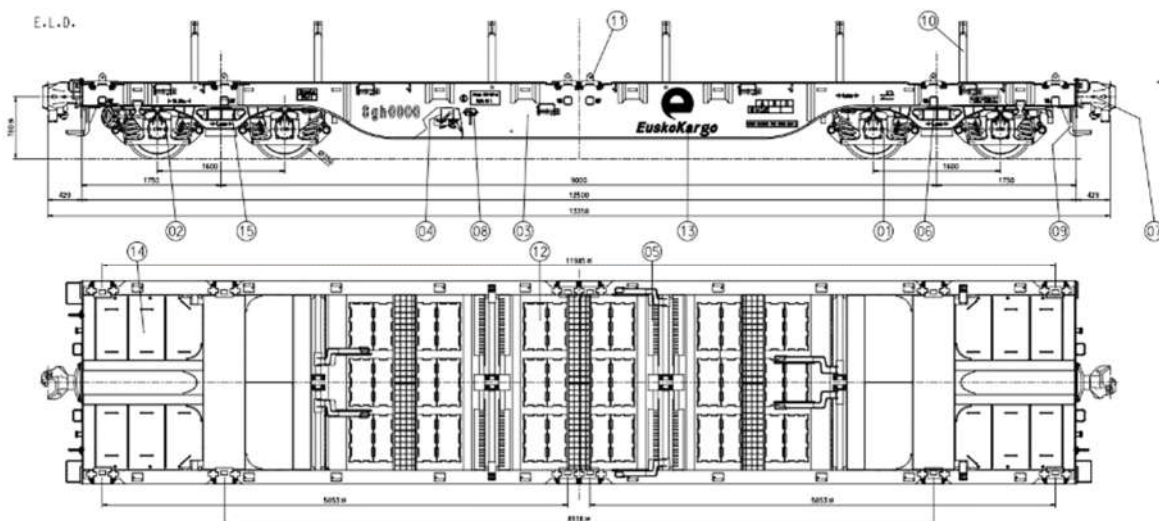


Figura 15. Alzado y planta de los vagones del tren de mercancías, suministrado por ETS.

En los casos en los que se emplean los pesos reales de los vehículos que pueden circular por la vía, no se ha tenido en cuenta la sobrecarga uniforme de 80 kN/m, ya que no existe en la realidad y, sobre todo, teniendo en cuenta que los vehículos anteriores ocupan una buena parte de la longitud de la estructura. Sí que se ha tenido en cuenta una sobrecarga constructiva de 1,5 kN/m², para representar las posibles cargas de andamios, medios de acceso, personal y pequeña maquinaria que pueda existir sobre la estructura durante las labores de reparación y refuerzo. Adicionalmente, se ha mantenido la sobrecarga de 5 kN/m² en los paseos de servicio.

Además, para tratar de liberar la celosía sobre la que se realiza la reparación y refuerzo, se ha propuesto el ripado de las vías actuales en una magnitud de 0,50 m en la dirección contraria a la celosía sobre la que se actúa. Este ripado de la vía implica que ésta se encuentra apeada y, por tanto, no existe carga de balasto, por lo que esta carga permanente puede ser eliminada de las comprobaciones del proceso constructivo.

Por otro lado, la velocidad de paso de los vehículos por la estructura durante la ejecución de las obras será claramente inferior a la velocidad normal de operación, del orden de los 10 km/h, por lo que el coeficiente de impacto se puede eliminar en las comprobaciones del proceso constructivo.

4.3.4 ACCIONES VARIABLES – ACCIÓN DEL VIENTO

La obtención de la carga equivalente de viento se efectúa de acuerdo con la IAPF, concretamente en su apartado 2.3.7.

El primer paso, consiste en obtener la velocidad de cálculo del viento.

$$V_c = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot V_{ref}$$

La velocidad de referencia se obtiene del mapa de isotacas siendo el valor para el municipio de Zumaia igual a 28 m/s.



Figura 16. Mapa de la velocidad referencia del viento en función de la ubicación geográfica según la IAPF.

Para la evaluación de la estructura se han considerado dos valores de viento:

- El viento durante la vida útil de la estructura.
- El viento durante el periodo de reparación

Viento durante la vida útil de la estructura

Se considera un tipo de entorno II por lo que los valores de k_z , z_0 , z_{min} serán iguales a:

$$k_z = 0,19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 2 \text{ m}$$

Los coeficientes C_t , C_r , C_z y C_g son iguales a:

$$C_t = 1,0$$

$$C_r = 1,04 \text{ (Período de retorno de 100 años)}$$

$$C_z = k_z \cdot \ln(z/z_0) = 0,19 \ln(14,4/0,05) = 1,08$$

$$C_g = (1 + 7k_z/C_z \cdot C_t)^{1/2} = (1 + 7 \cdot 0,19/1,08 \cdot 1,00)^{1/2} = 1,50$$

$$V_c = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot V_{ref} = 28 \cdot 1 \cdot 1,04 \cdot 1,08 \cdot 1,50 = 47,17 \text{ m/s}$$

$$F_{Hk} = C_D \cdot A \cdot (1/2 \rho V_c^2) \rightarrow q = C_D \cdot 1,39 \text{ kN/m}^2$$

Como coeficiente C_D se toma un valor igual a 1,8 definido en la IAPF para celosías con perfiles con caras planas.

$$q = 1,8 \cdot 1,39 \text{ kN/m}^2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Viento durante el periodo de reparación

Se considera un tipo de entorno II por lo que los valores de k_z , z_0 , z_{min} serán iguales a:

$$k_z = 0,19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 2 \text{ m}$$

Los coeficientes C_t , C_r , C_z y C_g son iguales a:

$$C_t = 1,0$$

$$C_r = 0,84 \text{ (Período de retorno de 4 años)}$$

$$C_z = k_z \cdot \ln(z/z_0) = 0,19 \ln(14,4/0,05) = 1,08$$

$$C_g = (1 + 7k_z/C_z \cdot C_t)^{1/2} = (1 + 7 \cdot 0,19/1,08 \cdot 1,00)^{1/2} = 1,50$$

$$V_c = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot V_{ref} = 28 \cdot 1 \cdot 0,84 \cdot 1,08 \cdot 1,50 = 34,02 \text{ m/s}$$

$$F_{Hk} = C_D \cdot A \cdot (1/2 \rho V_c^2) \rightarrow q = C_D \cdot 0,72 \text{ kN/m}^2$$

Como coeficiente C_D se toma un valor igual a 1,8 definido en la IAPF para celosías con perfiles con caras planas.

$$q = 1,8 \cdot 0,72 \text{ kN/m}^2 = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

Se obtiene a continuación el factor de ocultamiento para los elementos no expuestos directamente a la acción del viento.

La relación de solidez de los elementos es igual a 1,0 y el espaciamiento relativo es mayor a 6 por lo que se obtiene un factor de ocultamiento igual a $\eta = 1,0$.

ESPACIAMIENTO RELATIVO (s_r)	RELACIÓN DE SOLIDEZ (λ)					
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	$\geq 0,6$
0,5	0,75	0,40	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1,00	0,82	0,64	0,46	0,28	0,10
2	1,00	0,84	0,68	0,52	0,36	0,20
3	1,00	0,86	0,72	0,59	0,45	0,31
4	1,00	0,89	0,78	0,68	0,57	0,46
5	1,00	1,00	0,92	0,85	0,77	0,69
6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Figura 17. Coeficiente de ocultamiento definido en la IAPF.

4.3.5 ACCIONES VARIABLE - ACCIÓN TÉRMICA

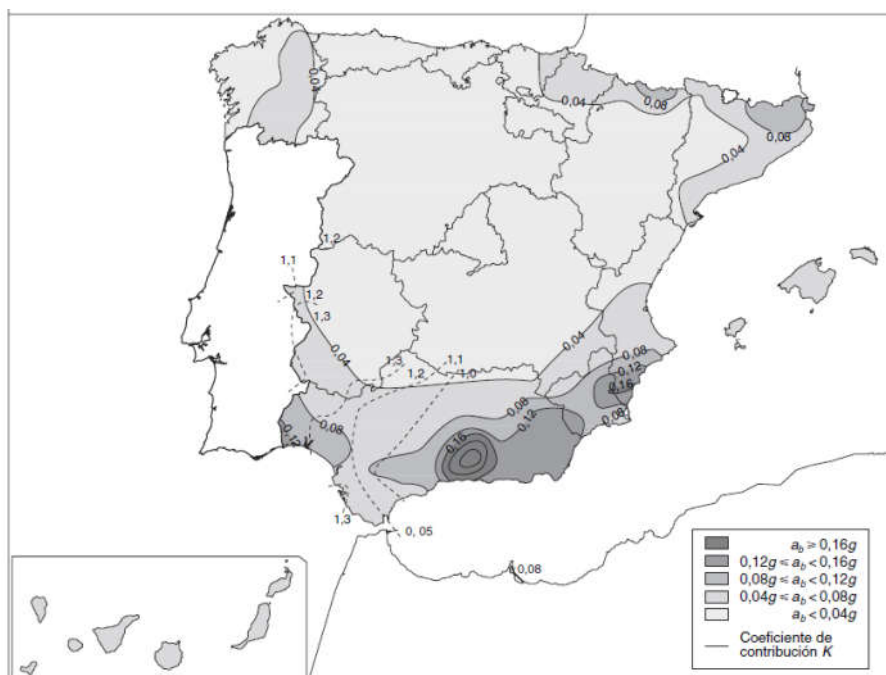
Se considera un coeficiente de dilatación para el acero de valor $\alpha_s = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Se tiene en este caso una variación uniforme anual de temperatura de la celosía ΔT de unos $35,30^\circ\text{C}$, diferencia entre los valores medios mínimos y máximos a lo largo del año. Como valor de cálculo se toma $(\Delta T / 2) + 5$, es decir $22,65^\circ\text{C}$.

4.3.6 ACCIÓN ACCIDENTAL - ACCIÓN SÍSMICA

La NCSP-07 establece que será necesaria la consideración de la acción sísmica cuando la aceleración básica sísmica horizontal del emplazamiento sea igual o superior a $0,04g$.

En el mapa de peligrosidad sísmica de la NCSP, se puede ver que en Zumaia se cumple esta condición y por lo tanto sí es necesaria la aplicación del sismo en el modelo, aunque no sea condicionante porque la magnitud de la acción sísmica es pequeña.



4.3.7 ACCIÓN ACCIDENTAL – DESCARRILAMIENTO DE VEHÍCULOS FERROVIARIOS

La obtención de la carga equivalente al descarrilamiento se efectúa de acuerdo con la IAPF-07. Se trata de una acción claramente conservadora, ya que la estructura dispone de encarriladora, con lo que no es posible que se produzca un descarrilamiento del tren. Existen dos situaciones que han de comprobarse, de acuerdo con la normativa vigente.

SITUACIÓN DE PROYECTO I:

Descarrilamiento de un vehículo ferroviario, quedando una alineación de ruedas entre los dos carriles de la vía. En esta situación sólo se admitirán daños locales que no comprometan la capacidad resistente de la estructura y que puedan ser reparados sin interrupción del tráfico, aunque sea con limitaciones de velocidad.

La acción se asimilará a una serie de cargas verticales, concentradas y distribuidas linealmente (Q_{A1d} , q_{A1d}), de valor $\alpha \times 0,7 \times \text{UIC71}$, repartidas en dos alineaciones iguales y paralelas a la vía, separadas entre sí el ancho de ésta. Transversalmente se situarán en la posición más desfavorable dentro de una banda de ancho igual a 1,5 veces el ancho de la vía a cada lado del eje. Este ancho se podrá reducir en el caso de disponer de un contra-carril, o bien de un murete de contención longitudinal con su coronación por encima del plano de rodadura del carril más próximo, y con capacidad para resistir la fuerza definida en el apartado 2.4.2.2.1 de la IAPF-07 y para impedir el vuelco de los vehículos.

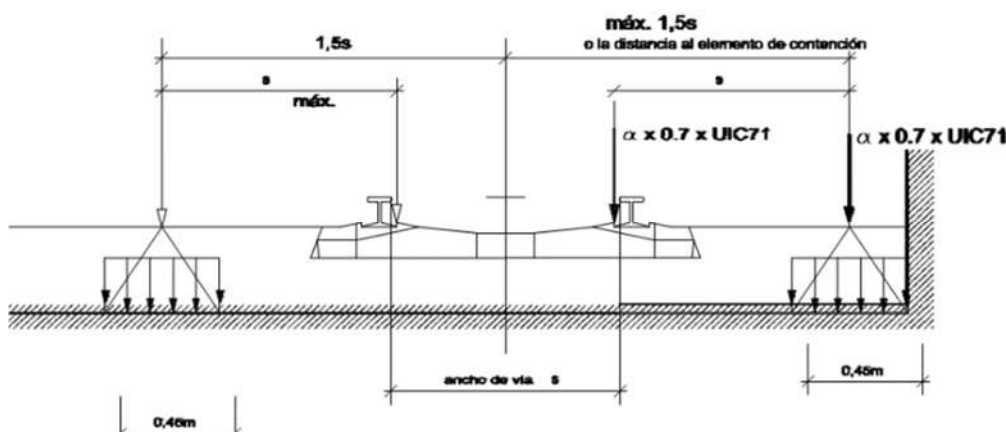


Figura 19. Situación de proyecto I.

SITUACIÓN DE PROYECTO II

Descarrilamiento de un vehículo ferroviario, quedando apoyado en una única alineación de ruedas al borde de la plataforma ferroviaria, es decir, excluyendo los elementos no estructurales, aceras, etc.

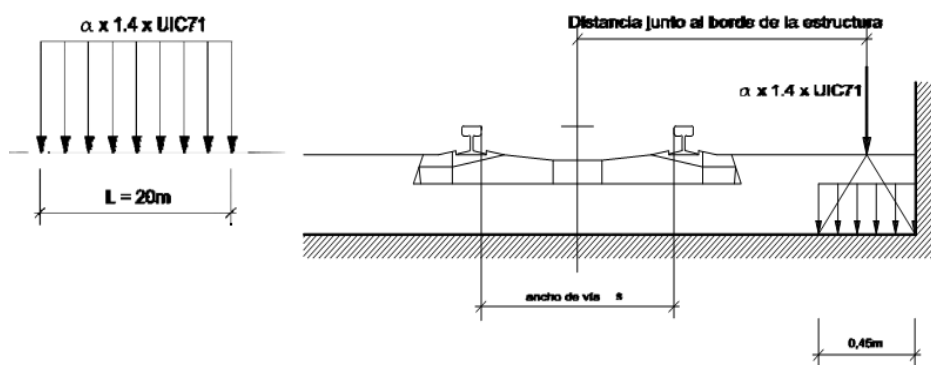


Figura 20. Situación de proyecto II.

La acción se asimilará a una serie de cargas verticales, concentradas y distribuidas linealmente (Q_{A2d} , q_{A2d}), de valor $\alpha \times 1.4 \times \text{UIC71}$, aplicadas en una alineación de longitud 20,0 m, junto al borde de la plataforma ferroviaria y en la posición longitudinal más desfavorable.

4.4 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la IAPF-07. 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.

4.4.1 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 balasto, para la que se considerarán dos valores representativos con $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos anteriormente.

4.4.2 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, que ha sido ya definido.
- Valor de combinación $\Psi_0 Q_k$: valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\Psi_1 Q_k$: valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi-permanente $\Psi_2 Q_k$: 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:

Acción	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Tráfico	0,80	0,80 (1 vía) 0,60 (2 vías)	0,00
Resto de acciones	0,60	0,50	0,20

4.4.3 ACCIONES ACCIDENTALES (A)

Se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico A_k .

4.5 VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la instrucción IAPF-07 relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril.

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

4.5.1 VALORES DE CÁLCULO PARA LAS COMPROBACIONES EN ELU

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

Concepto		Situaciones persistentes y transitorias		Situaciones accidentales	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes (1),(2)		$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Acciones permanentes de valor no constante	Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.35$	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
	Acciones del terrero	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.50$	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
Acciones variables		$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$
Acciones accidentales		--	--	$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

Los coeficientes $\gamma_G = 1,00$ y $\gamma_G = 1,35$, 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 $\gamma_{G1} = 0,90$
- Para la parte desfavorable de la acción $\gamma_{G2} = 1,10$

La estructura objeto de estudio es poco sensible a 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.

Sin embargo, para la evaluación estructural del tablero se han considerado los siguientes coeficientes parciales de seguridad de las acciones, aplicables a los Estados Límites Últimos. Estos valores son diferentes de los que aparecen en la IAPF-07, pero es preciso tener en cuenta que esos valores están referidos al proyecto de obra nueva. Dado que en este caso se trata de una estructura existente, la incertidumbre sobre el valor de las acciones es claramente menor, sobre todo en el caso de las cargas permanentes, por lo que se pueden relajar ligeramente los coeficientes de seguridad. De esta forma, se ha seguido lo indicado en la "PROPUESTA DE RECOMENDACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE PUENTES METÁLICOS ANTIGUOS DE CARRETERA", en la que se incluye una tabla con una propuesta de coeficientes de seguridad para las acciones en el caso de estructuras ya existente, cuyos valores se basan en las hipótesis para el método linealizado de Hasofer-Lind:

- El peso propio medio corresponde a su valor nominal.
- El tipo de distribución de la variable es normal.
- El coeficiente de variación v se determina con un máximo de veinte resultados.

		Coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes γ_{Gj} en función del coeficiente de variación $v^{(1)}$							
v		0,01	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15
Efecto desfavorable	γ_{Gj}	1,02	1,04	1,06	1,08	1,10	1,13	1,15	1,17
Efecto favorable	γ_{Gj}	0,98	0,96	0,94	0,92	0,89	0,87	0,85	0,83

	Coeficientes parciales de seguridad para acciones variables γ_Q y coeficientes de combinación ψ_0	
	γ_Q	ψ_0
Acción preponderante	1,5	-
Acción concomitante	1,5	0,6
Efecto favorable	0	-

Con los datos que se tienen de la geometría de la estructura, el valor del coeficiente de variación v es de 0,15, por lo tanto:

$$\gamma_G = 1,17$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$\psi_0 = 0,6$$

4.5.2 VALORES DE CÁLCULO PARA LAS COMPROBACIONES EN ELS

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

Concepto	Situaciones persistentes y transitorias	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Acciones permanentes Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
De valor no constante Acciones del terreno	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
Acciones variables	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$

4.6 COMBINACIONES DE ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la IAPF-07, relativos a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril. 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.

4.6.1 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Situaciones persistentes y transitorias

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

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

Dónde:

- $G_{k,j}$ 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

- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ valores representativos (valores de combinación) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

Se han analizado todas las combinaciones que resultan de considerar como acciones dominantes, las siguientes acciones variables:

- Sobrecarga de uso
- Viento

Además, se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

- Si la acción de la sobrecarga de uso es considerada como dominante, se tomará ésta con su valor representativo y la acción del viento con su valor reducido.
- Si la acción de viento es considerada como dominante, se tomará ésta con su valor representativo y se considerará a la sobrecarga de uso con su valor reducido.

Situaciones accidentales

Además del sismo la única acción a considerar es la provocada por el descarrilamiento de vehículos.

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

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

Dónde:

- $G_{k,j}, G^*_{k,i}$ valor representativo de cada acción permanente o permanente de valor no constante.
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ valor representativo (valor frecuente) de la acción variable dominante
- $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ valores representativos (valores casi-permanentes) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental
- A_k valor representativo (valor característico) de la acción accidental

4.6.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para estos estados se consideran únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales. Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, se realizará de acuerdo con el siguiente criterio:

Combinación característica (poco probable o rara):

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

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:

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

4.7 PROGRAMAS INFORMÁTICOS UTILIZADOS

Para el cálculo y comprobación de todos los elementos resistentes de la estructura se han utilizado los siguientes programas del paquete CUBUS AG:

- Statik-8: programa de elementos finitos de tipo barra que sirve para realizar el análisis estructural empleando modelo en 3D.

- Fagus-8: programa especializado en el análisis seccional y comprobación de la capacidad resistente de secciones de elementos estructurales.

4.8 MODELO DE CÁLCULO DEL PUENTE

Para modelar la estructura se ha realizado un modelo de elementos finitos de tipo barra, con ayuda del programa STATIK-8 de la casa CUBUS AG, para calcular los principales esfuerzos que actúan sobre los elementos del puente a partir de las solicitaciones exteriores.

Se ha analizado el modelo de la estructura suponiendo que todos los elementos han entrado en carga a la vez, dado que existen muy pocos elementos de la estructura original y dado que una parte de los que quedan se propone también su sustitución.

Se han modelado cada uno de los elementos que conforman las celosías según la sección definida en la información recopilada y contrastada en campo en cuanto a su geometría exterior medible.

En la siguiente imagen se presenta una vista 3D del modelo de cálculo empleado para el estudio del puente:

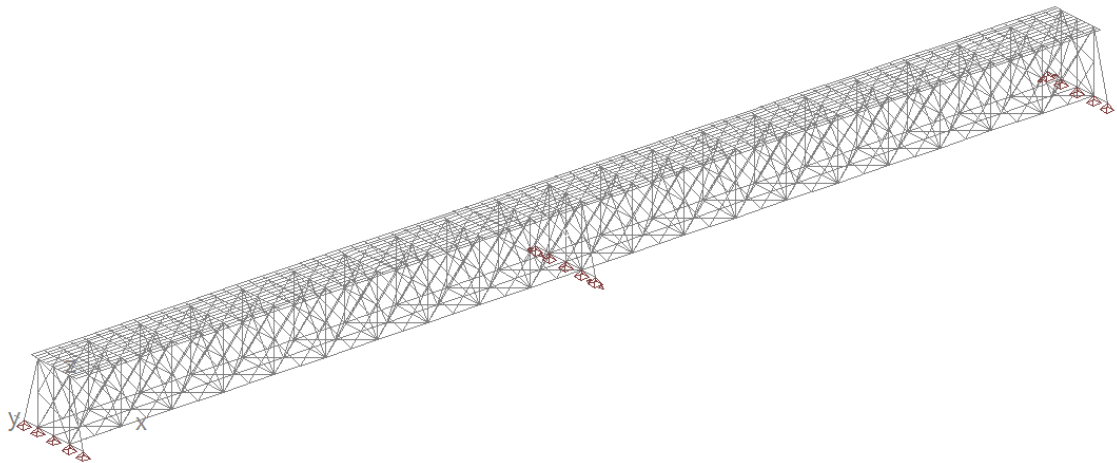


Figura 21. Modelo de Statik-8 de la estructura.

A partir de este modelo de cálculo, se han desarrollado diferentes modelos para representar las distintas fases constructivas a las que se va a someter la obra de paso durante el desarrollo de las obras, así como para estudiar la situación final una vez reparada y reforzada la estructura.

4.9 CONSIDERACIONES INICIALES

En primer lugar, es preciso tener en cuenta que las comprobaciones del estado actual de la estructura han sido realizadas con la geometría actual y por lo tanto no se ha considerado ninguno de los refuerzos que son necesarios en la estructura, como se justifica más adelante.

Hay que destacar que se ha considerado la geometría de las secciones existentes definidas en los proyectos de reparación de 1989 y 2003 para el caso de las celosías originales. Esta consideración es conservadora ya que, como se puede ver en las siguientes imágenes, en los proyectos de reparación se consideraba un espesor de alma de 8 mm del cordón inferior cuando la realidad es que el alma del cordón inferior está formada por cinco chapas. Al no poderse dilucidar cuántas de esas cinco chapas presentan continuidad y cuántas tiene como finalidad solapar el resto de chapas o ser cubrejuntas se ha optado por considerar únicamente una de las chapas, la central, con un espesor de 8 mm, tal como se realizó en los proyectos de 1989 y 2003. Este espesor de chapa es constante a lo largo de toda la longitud del cordón inferior.

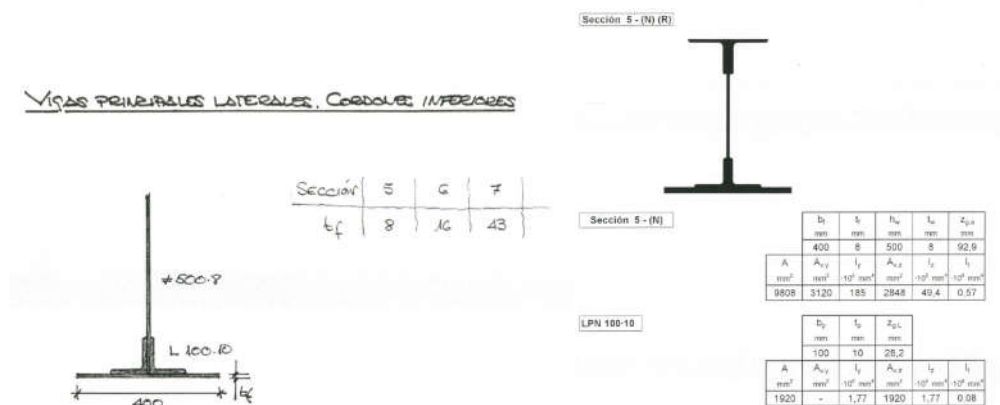


Figura 22. A la izquierda sección del cordón inferior antes de reforzar, extraída del proyecto de reparación de 2003. A la derecha, sección reforzada, extraída del mismo proyecto. Se puede apreciar que el espesor de alma considerado en ambos casos es el mismo, de 8 mm.

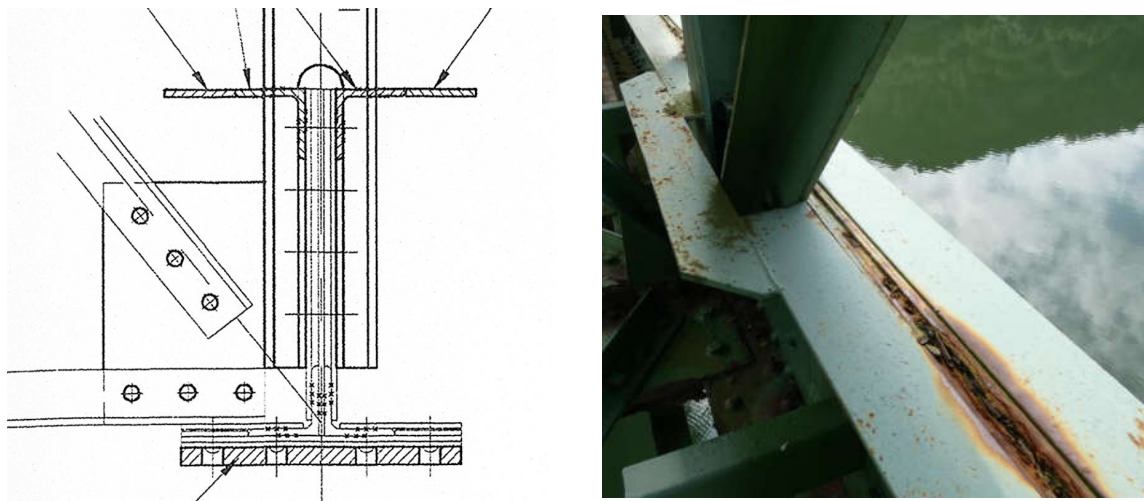


Figura 23. A la izquierda, detalle del refuerzo del cordón inferior con chapa de 25 mm conectada mediante tornillos, extraída del proyecto de reparación de 2003, en el que se puede apreciar que el alma presenta 5 chapas, aunque en los cálculos del mismo proyecto sólo se considera como útil la central, de 8 mm, conservadoramente. A la derecha, vista de las 5 chapas del alma del cordón inferior, que coincide con el detalle de la izquierda.

Una situación idéntica se da en el ala inferior del cordón inferior de las celosías exteriores, donde en el detalle de la figura anterior se puede apreciar que existen hasta cuatro chapas antes del refuerzo de 25 mm conectado mediante tornillos al resto de las chapas. Como sucedía con el caso del alma, existe una gran incertidumbre sobre cómo están conectadas las cuatro del ala inferior, dado que algunas de ellas pueden ser simples cubrejuntas o ser utilizadas para solapar otras chapas en las zonas en las que se interrumpen. Por, ello se ha considerado también los mismos espesores que en el proyecto de 2003, de manera conservadora.

Como se ha mencionado, se trata de hipótesis conservadoras, aunque permite tener un margen de seguridad adicional teniendo en cuenta las pérdidas de sección de acero que existen en el cordón inferior, de forma que las chapas que no se han considerado en los cálculos puedan puentear la zona corroída.

Adicionalmente, el cordón inferior de la celosía central presenta un aumento de rigidez en su encuentro con el diafragma de pila. Dichos aumentos de rigidez se han considerado en el modelo.

En las siguientes imágenes puede verse el detalle del cordón inferior de la celosía central sobre la pila.

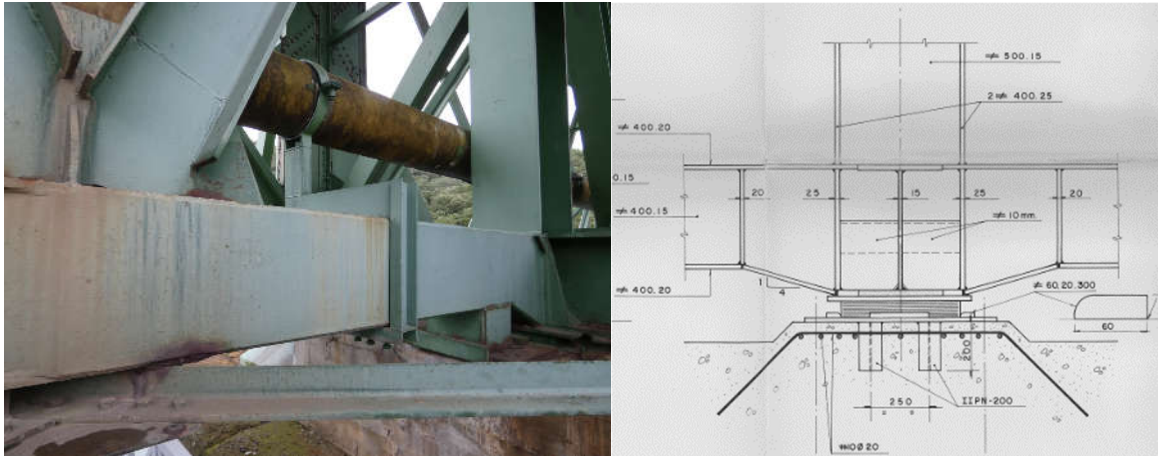


Figura 24. A la izquierda imagen del encuentro del cordón inferior de la celosía central con el diafragma de pila, donde se puede apreciar que, además del incremento de canto sobre pila, el perfil pasa a ser un perfil cerrado, en lugar del perfil abierto HEA-340 del resto del cordón inferior. A la derecha dicho detalle definido en los planos del proyecto de reparación de 1989.

Por otro lado, como consideraciones iniciales importantes, es preciso tener en cuenta que ya en el proyecto de reparación de 2012 se apuntaba que existían perfiles en los que la tensión de trabajo en ELU era superior al límite elástico minorado, con perfiles que presentaban problemas de inestabilidad por pandeo. Por tanto, la capacidad resistente de la estructura se podía considerar muy estricta.

Además, el cordón inferior de las celosías exteriores, que es uno de los elementos estructurales más importantes del puente y con mayores tensiones de trabajo, presenta en la actualidad un estado de conservación muy deteriorado debido a la corrosión existente, con pérdidas de sección importantes en una buena parte de su longitud, como se ha podido constatar en la inspección especial realizada. Esta pérdida de sección conlleva una disminución de su capacidad resistente variable en función de la sección de acero perdida, aunque no es posible cuantificarla por la imposibilidad de determinar fehacientemente el grado de corrosión.

4.10 PRINCIPALES RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

En este apartado se va a realizar una evaluación estructural de la obra de paso en su situación actual y definitiva. Se estudiarán las envolventes de:

- ELU para las diferentes fases constructivas de reparación que incluyen:
 - Cambio de mamparos en pila y estribo 2
 - Cambio de ala inferior de cordones inferiores de las celosías laterales
- ELU y de ELS para los trenes de la IAPF corregidos según ETS y para los pesos de los trenes de pasajeros y mercancías que actualmente circulan por la vía.

En ELU se realizará una comprobación de agotamiento para verificar que los perfiles tengan capacidad suficiente para resistir los esfuerzos solicitantes y en ELS se comprobará que no existen plastificaciones en las secciones.

Los refuerzos se han definido para que, en la situación final, la estructura trabaje en régimen elástico sin que se produzcan plastificaciones en los perfiles.

4.10.1 SUSTITUCIÓN DE PERFILES. FASES CONSTRUCTIVAS

A continuación, se realizará un análisis estructural con las diferentes fases y subfases constructivas necesarias para la sustitución de los elementos estructurales dañados o corroídos.

Las fases y subfases constructivas serán las siguientes:

- 1) Fase 1: Sustitución del mamparo en estribo 2
 - a) Subfase 1a. Nudo superior
 - b) Subfase 1b. Nudo intermedio
 - c) Subfase 1c. Gateo de estructura
 - d) Subfase 1d. Nudo inferior
- 2) Fase 2. Sustitución del mamparo en pila
 - a) Subfase 2a. Nudo superior
 - b) Subfase 2b. Nudo intermedio
 - c) Subfase 2c. Gateo de estructura
 - d) Subfase 2d. Nudo en inferior
- 3) Sustitución del ala inferior de los cordones inferiores de las celosías laterales.

Señalar que para las fases 1 y 2, en las cuales se sustituyen los mamparos de pila y estribo 2, será necesario la instalación de un sistema de apeo.

Fase 1. Sustitución del mamparo en estribo 2:

El mamparo situado en el diafragma de estribo 2 presenta importantes corrosiones. Estas corrosiones producen una disminución de su capacidad resistente y con ello una pérdida de seguridad estructural. Se propone para su reparación la extracción de la chapa que compone el mamparo. Esta sustitución se realizará en tres subfases constructivas.

Subfase 1a:

Consiste en la sustitución del mamparo en la zona colindante al nudo superior.

Esta sustitución puede ser atacada en ambas cerchas a la vez para un mismo vano.

Para representar esta situación en el modelo, se ha asignado a las barras marcadas una rigidez prácticamente nula.

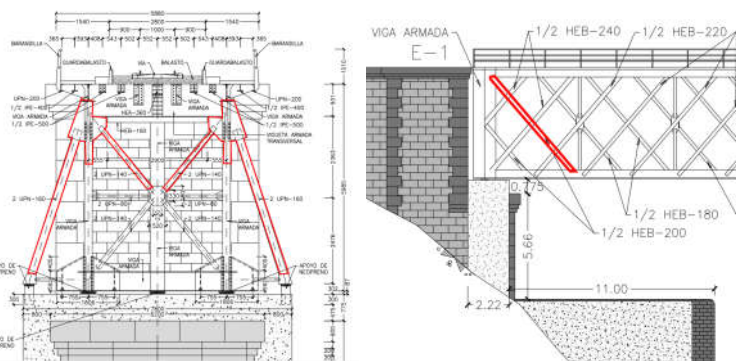
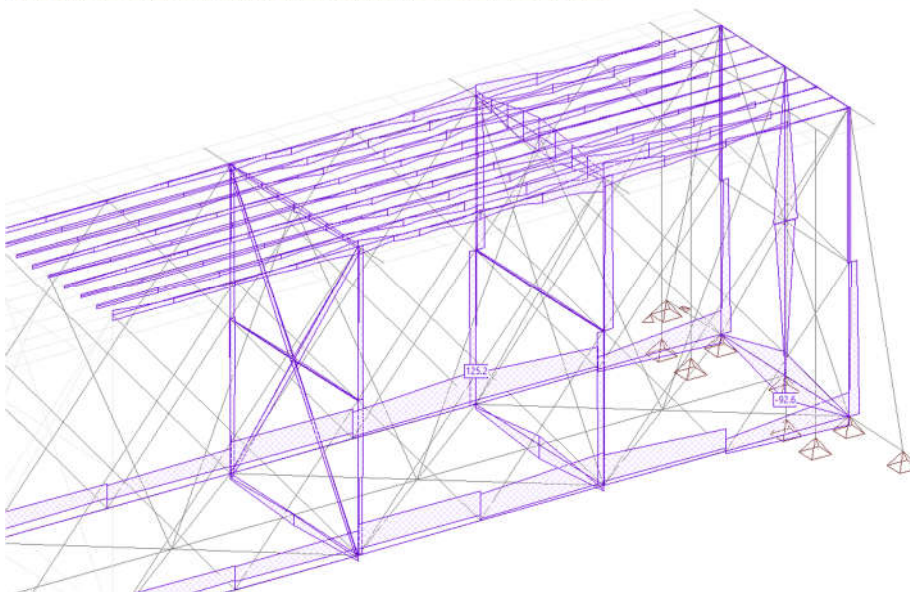


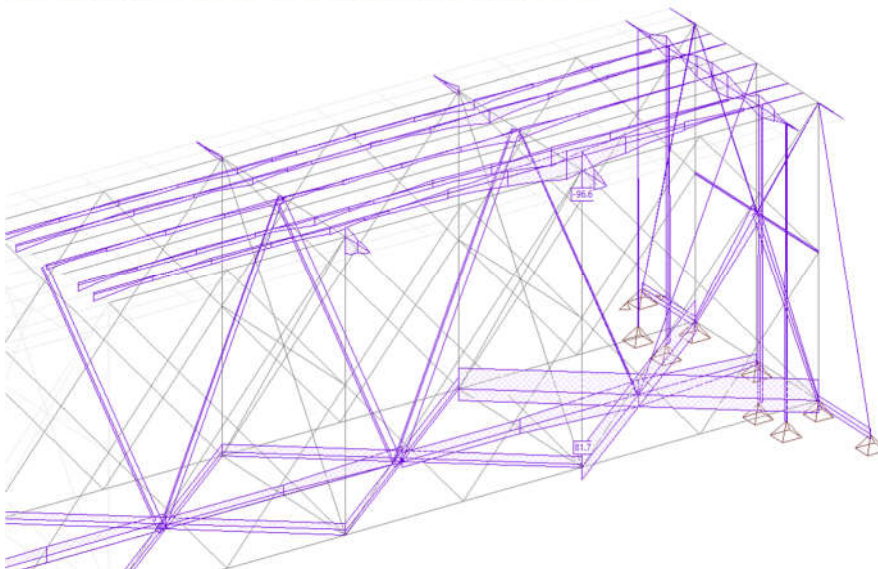
Figura 25. Perfiles con rigidez nula. Alzado y Perfil.

A continuación, se muestran los valores de las tensiones en los elementos resistentes:

VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S [N/mm²] Cargas: ELU-TRABAJO, Sistema parcial: RESULTADOS



VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S2 [N/mm²] Cargas: ELU-TRABAJO, Sistema parcial: RESULTADOS



Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo.

Subfase 1b:

Consiste en la sustitución del mamparo en la zona colindante al nudo intermedio.

Esta sustitución puede ser atacada en ambas cerchas a la vez para un mismo vano.

Para representar esta situación en el modelo, se ha asignado a las barras marcadas una rigidez prácticamente nula.

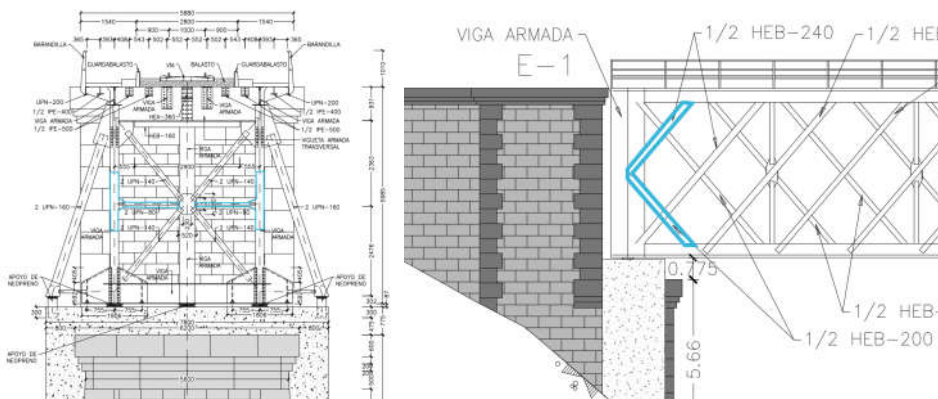


Figura 27. Perfiles con rigidez nula. Alzado y Perfil.

A continuación, se muestran los valores de las tensiones en los elementos resistentes.

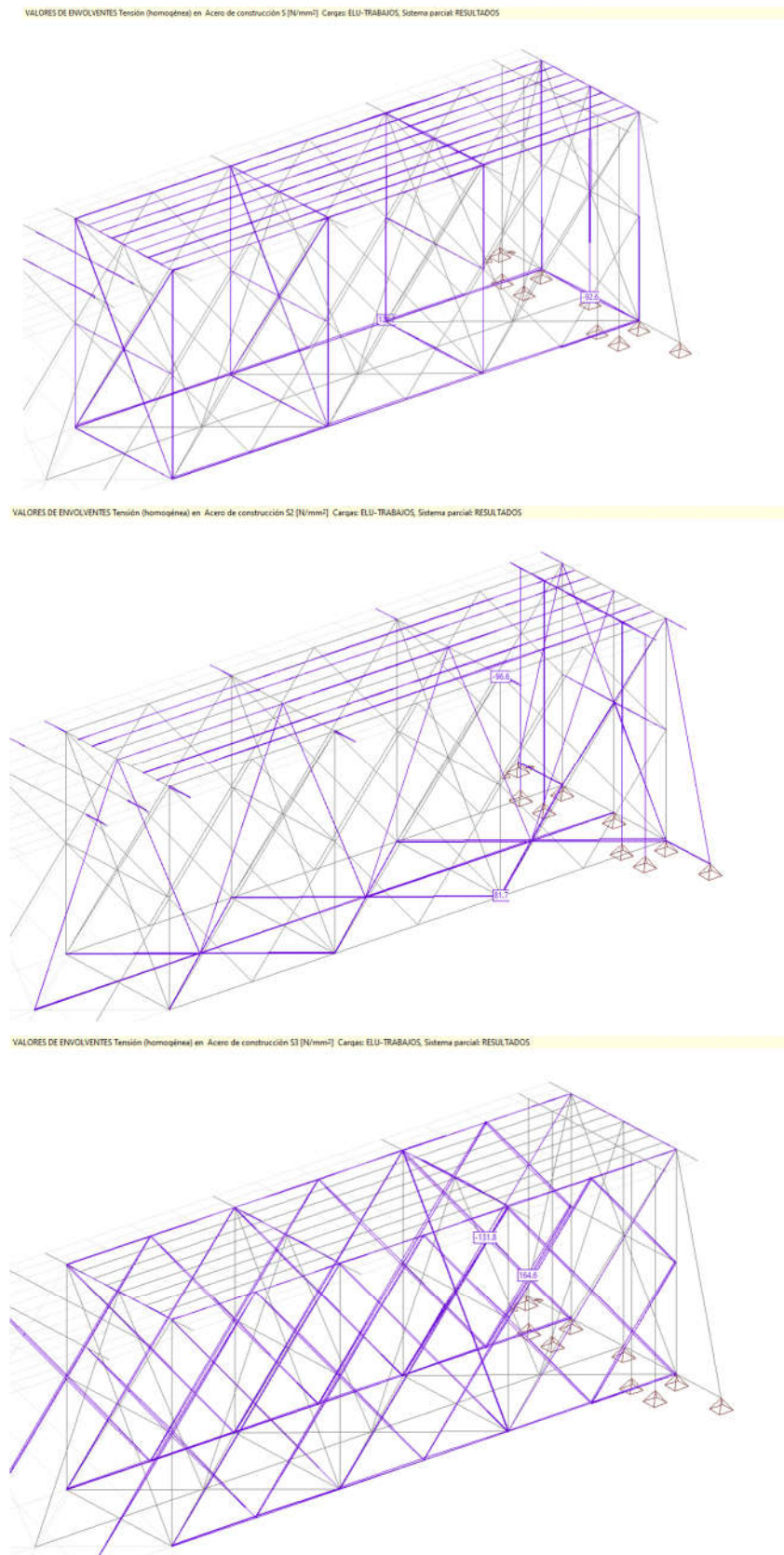


Figura 28. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo.

Subfase 1c:

Una vez sustituidos los nudos superiores e intermedio será necesario el gateo de la estructura para la sustitución del nudo inferior.

Esta subfase representa el gateo de la estructura y las tensiones en los elementos son los siguientes:

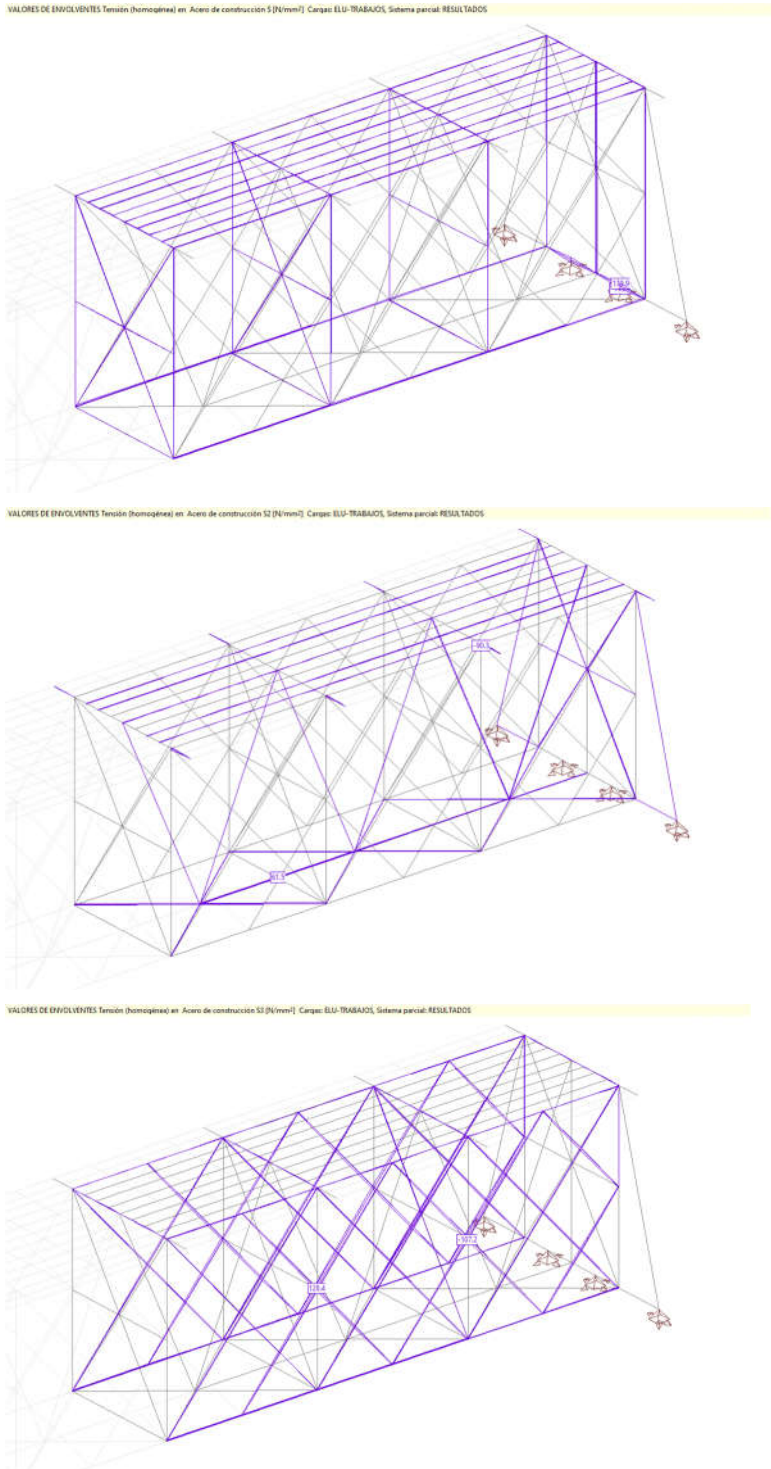


Figura 29. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo.

Subfase 1d:

Consiste en la sustitución del mamparo en la zona colindante al nudo inferior

Esta sustitución puede ser atacada en ambas cerchas a la vez para un mismo vano.

Para representar esta situación en el modelo, se ha asignado a las barras marcadas una rigidez prácticamente nula.

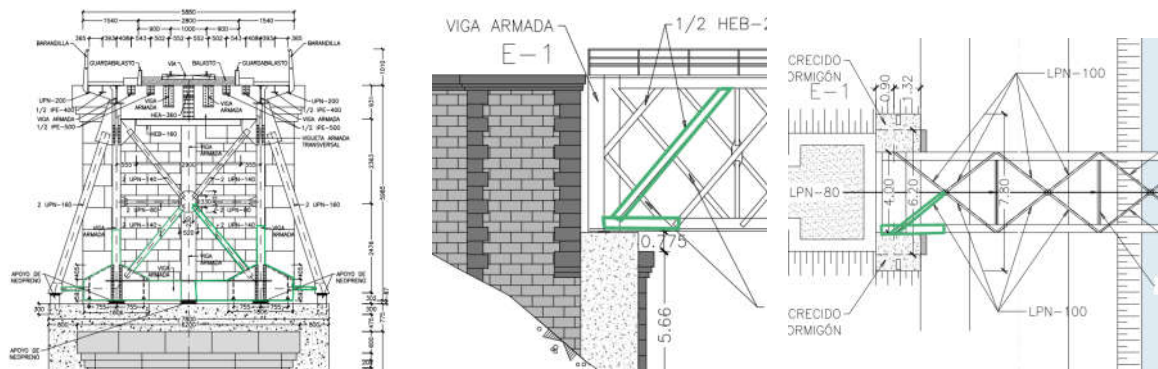
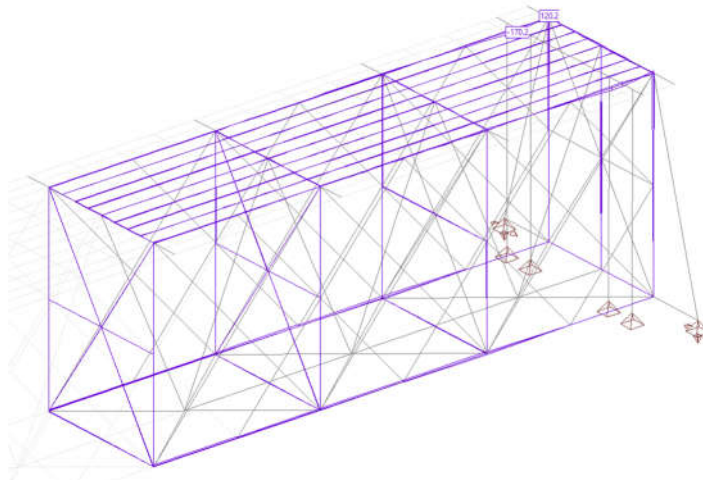


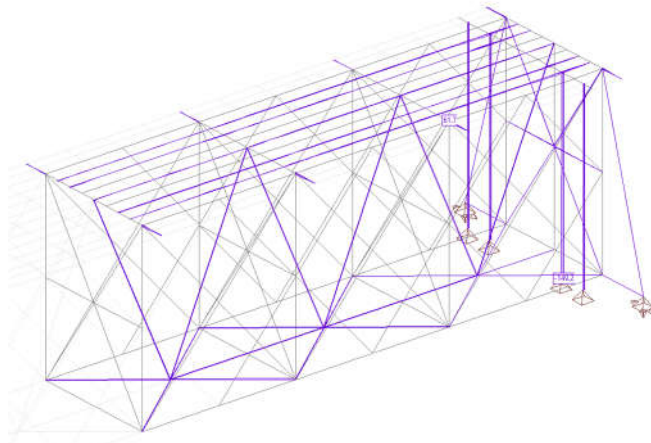
Figura 30. Perfiles con rigidez nula. Alzado, Perfil y Planta.

A continuación, se muestran los valores de las tensiones en los elementos resistentes.

VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S [N/mm²] Cargas ELU-TRABAJO, Sistema parcial RESULTADOS



VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S2 [N/mm²] Cargas ELU-TRABAJO, Sistema parcial RESULTADOS



VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S3 [N/mm²] Cargas: ELU-TRABAJO, Sistema parcial: RESULTADOS

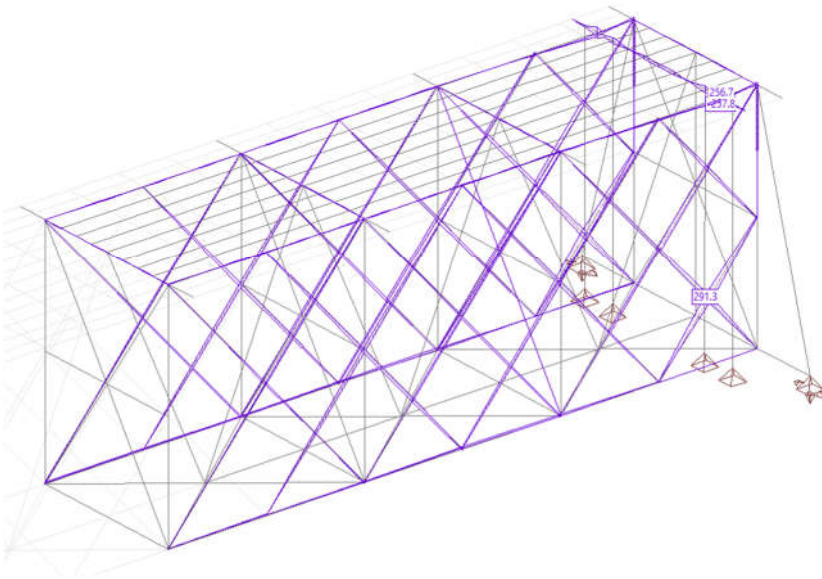


Figura 31. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo para los aceros S235 y S255.

Para el acero S275 aparecen dos picos de tensiones que se analizan a continuación.

Al tratarse de un modelo de barras, dónde las uniones entre barras se materializan en un punto, aparecen picos de tensiones que disminuyen apenas nos alejamos del nudo. Como se puede apreciar en las imágenes siguientes extraídas de la gráfica anterior, apenas nos alejamos del nudo 30 cm y la tensión entra dentro de los rangos admisibles:

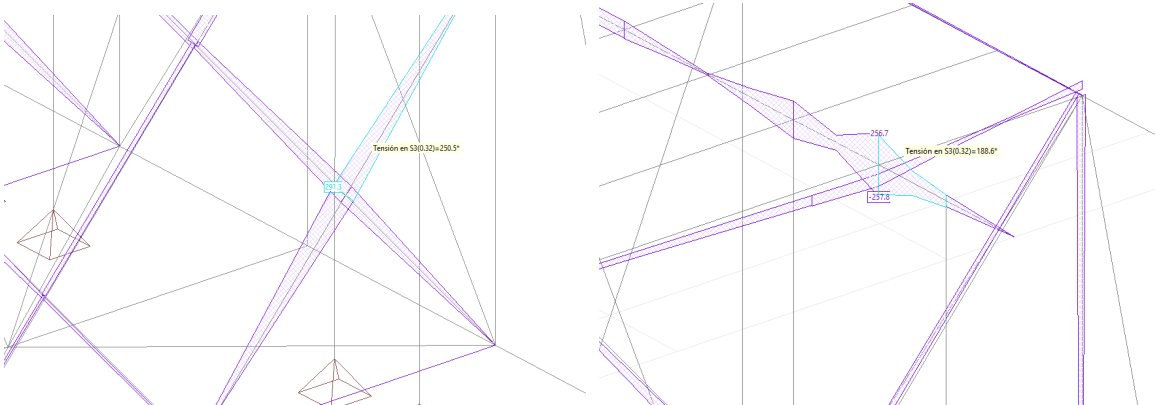


Figura 32. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Zoom de los picos de tensiones para el acero tipo S275.

Por tanto, podemos afirmar que los perfiles cumplen con su estado tensional.

Fase 2. Sustitución del mamparo en pila:

El mamparo situado en el diafragma de pila presenta importantes corrosiones. Estas corrosiones producen una disminución de su capacidad resistente y con ello una pérdida de seguridad estructural. Se propone para su reparación la extracción de la chapa que compone el mamparo. Esta sustitución se realizará en tres subfases constructivas.

Subfase 2a:

Consiste en la sustitución del mamparo en la zona colindante al nudo superior.

Esta sustitución puede ser atacada en ambas cerchas a la vez para un mismo vano.

Para representar esta situación en el modelo, se ha asignado a las barras marcadas una rigidez prácticamente nula.

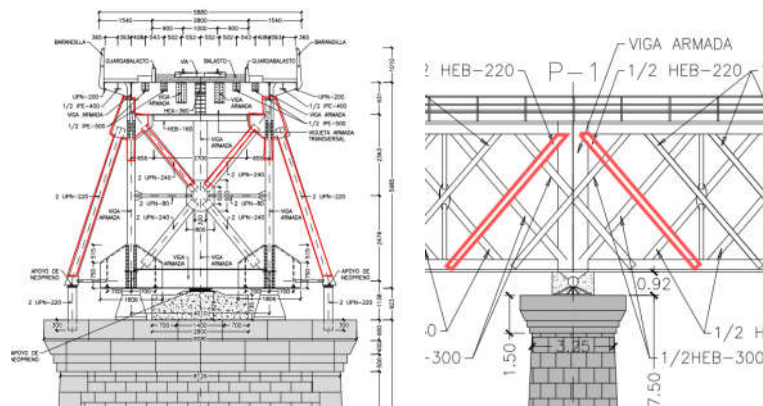
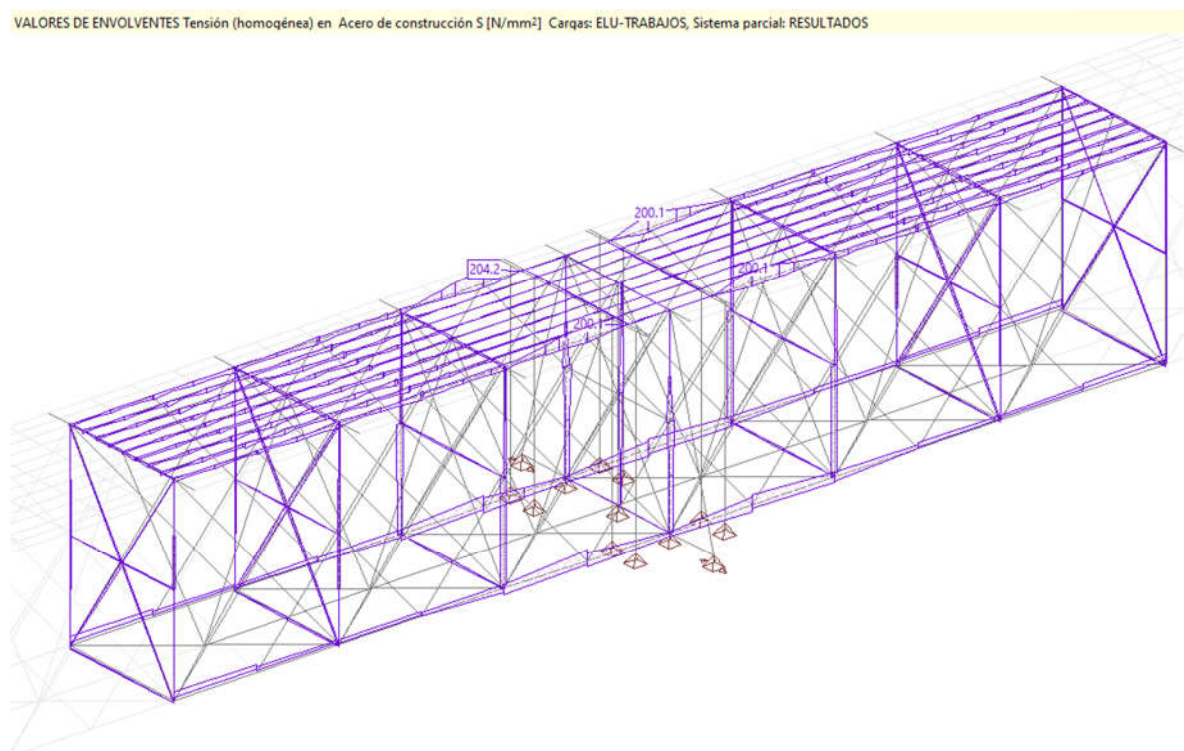


Figura 33. Perfiles con rigidez nula. Alzado y Perfil.

A continuación, se muestran los valores de las tensiones en los elementos resistentes.



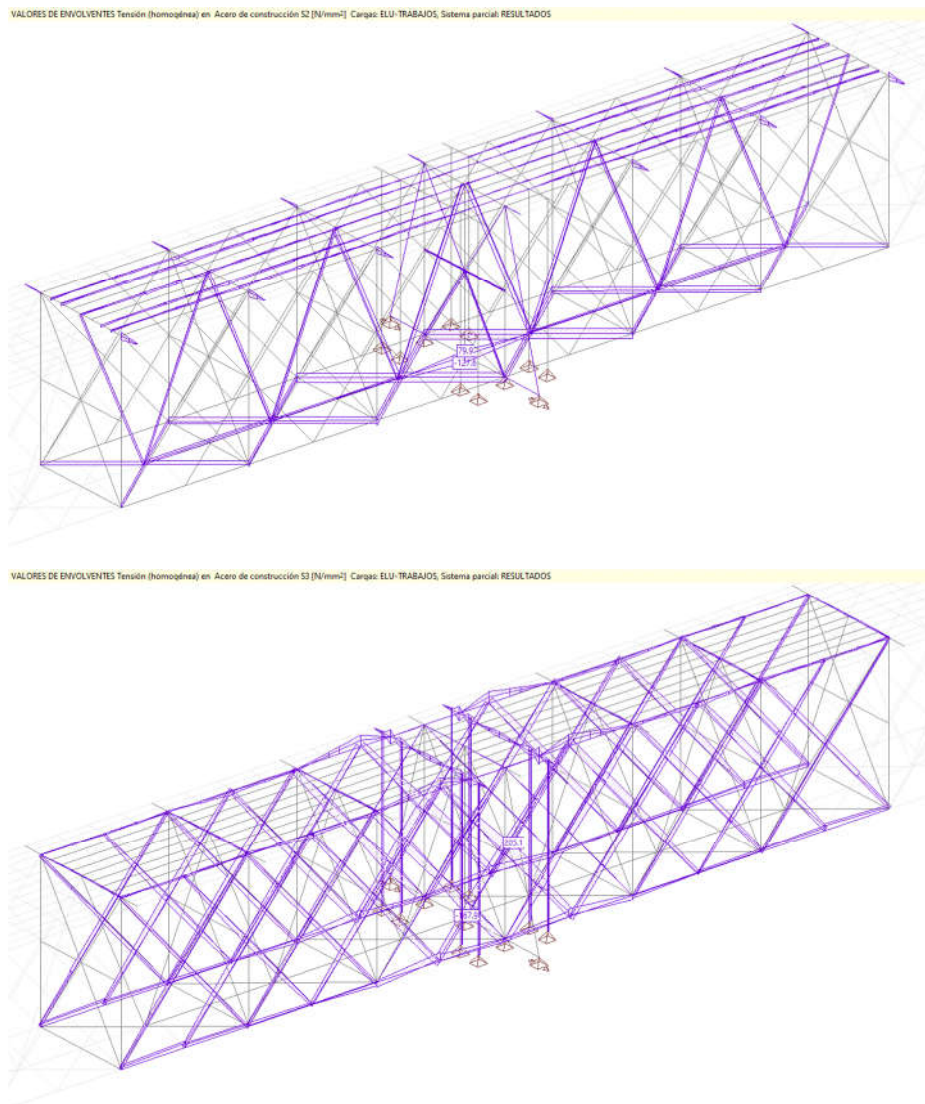


Figura 34. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo excepto para un caso puntual para el acero S235.

Al tratarse de un modelo de barras con uniones materializadas en un punto, se produce este pico de tensiones, que apenas alejarse de este punto, la tensión baja hasta llegar dentro de los límites.

En la siguiente imagen se muestra un zoom de los picos de tensiones. Se puede apreciar que apenas alejándonos 70 cm de la unión del larguero con la diagonal la tensión entra dentro de los límites, es decir, que fuera del nudo de conexión las tensiones son admisibles. Hay que tener en cuenta que el modelo de cálculo se representan los perfiles como barras situadas en el centro de gravedad, con lo que en el modelo no se tiene en cuenta la verdadera magnitud de los perfiles metálicos, lo que está del lado de la seguridad, ya que conduce a picos de tensión en los nudos de conexión que no son reales en la práctica.

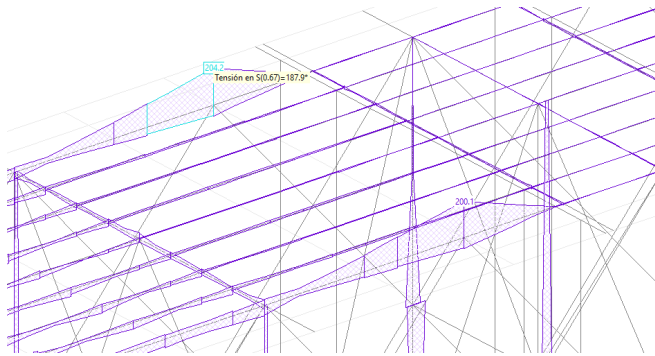


Figura 35. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Zoom de los picos de tensiones para el acero tipo S235.

Subfase 2b:

Consiste en la sustitución del mamparo en la zona colindante al nudo intermedio.

Esta sustitución puede ser atacada en ambas cerchas a la vez para un mismo vano.

Para representar esta situación en el modelo, se ha asignado a las barras marcadas una rigidez prácticamente nula.

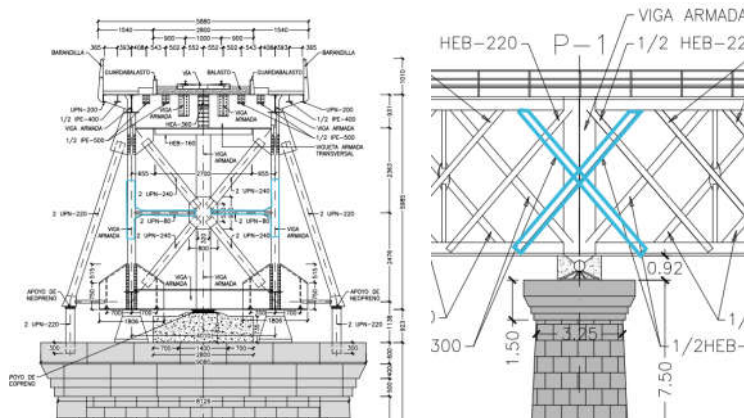
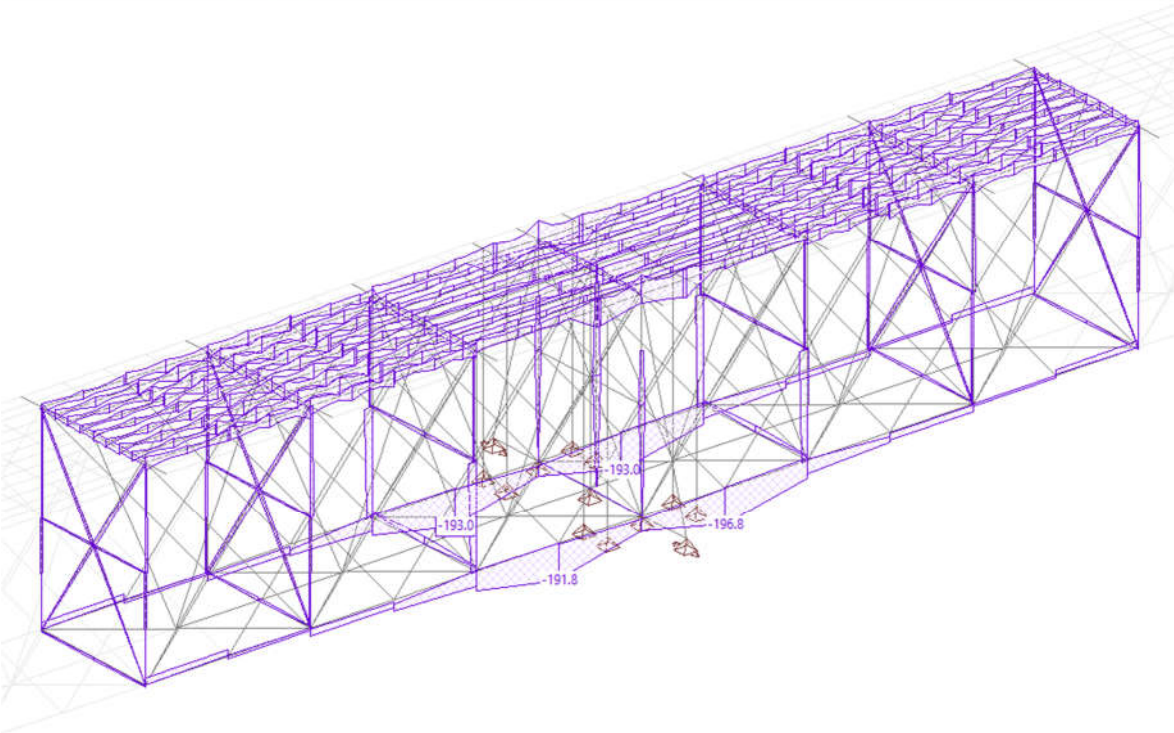


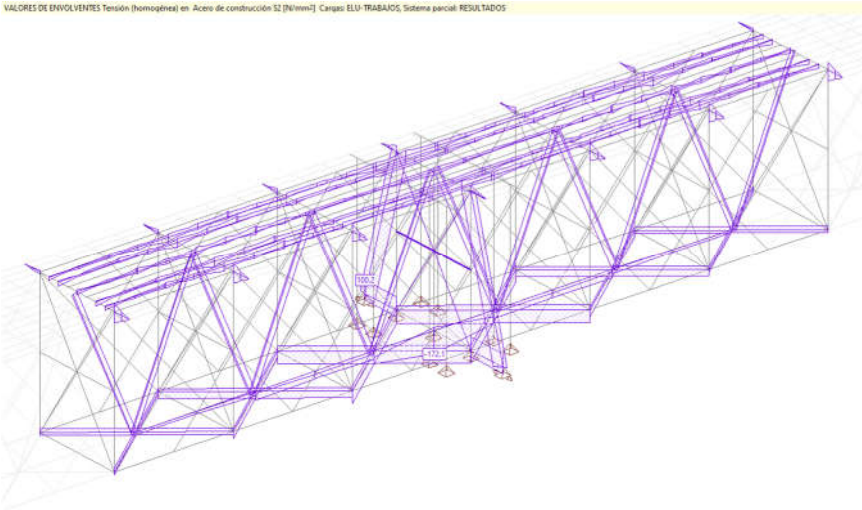
Figura 36. Perfiles con rigidez nula. Alzado y Perfil.

A continuación, se muestran los valores de las tensiones en los elementos resistentes.

VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S [N/mm²] Cargas: ELU-TRABAJO, Sistema parcial: RESULTADOS



VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S2 [N/mm²] Cargas: ELU-TRABAJO, Sistema parcial: RESULTADOS



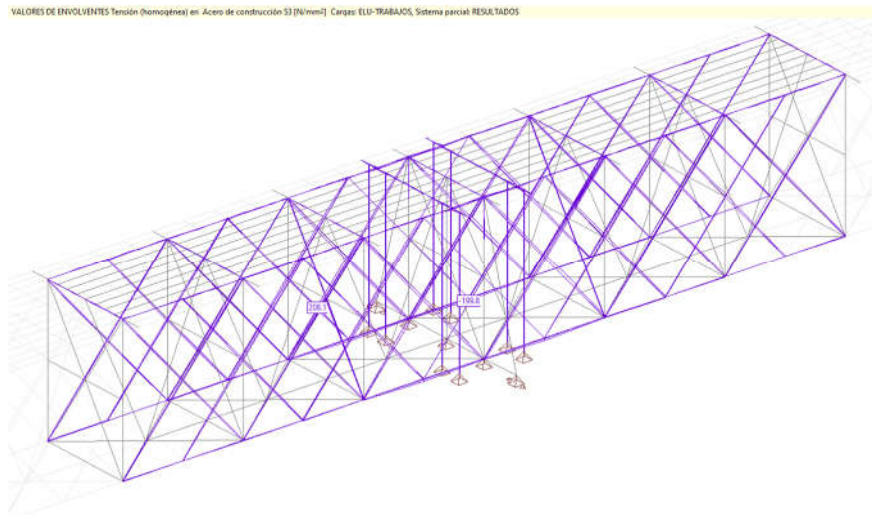


Figura 37. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo excepto para un caso puntual para el acero S235.

Al tratarse de un modelo de barras con uniones materializadas en un punto, se produce este pico de tensiones, que apenas alejarse de este punto, la tensión baja hasta llegar dentro de los límites, como se ha explicado anteriormente.

En la siguiente imagen se muestra un zoom de los picos de tensiones. Se puede apreciar que apenas alejándonos 25 cm de la unión del larguero con la diagonal la tensión entra dentro de los límites

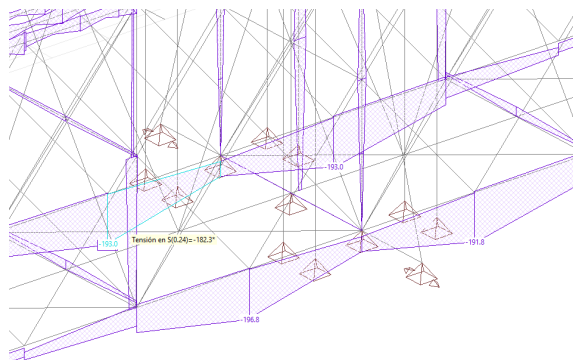


Figura 38. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Zoom de los picos de tensiones para el acero tipo S235.

Subfase 2c:

Una vez sustituidos los nudos superiores e intermedio será necesario el ganeo de la estructura para la sustitución del nudo inferior.

Esta subfase representa el ganeo de la estructura y las tensiones en la estructura son los siguientes:

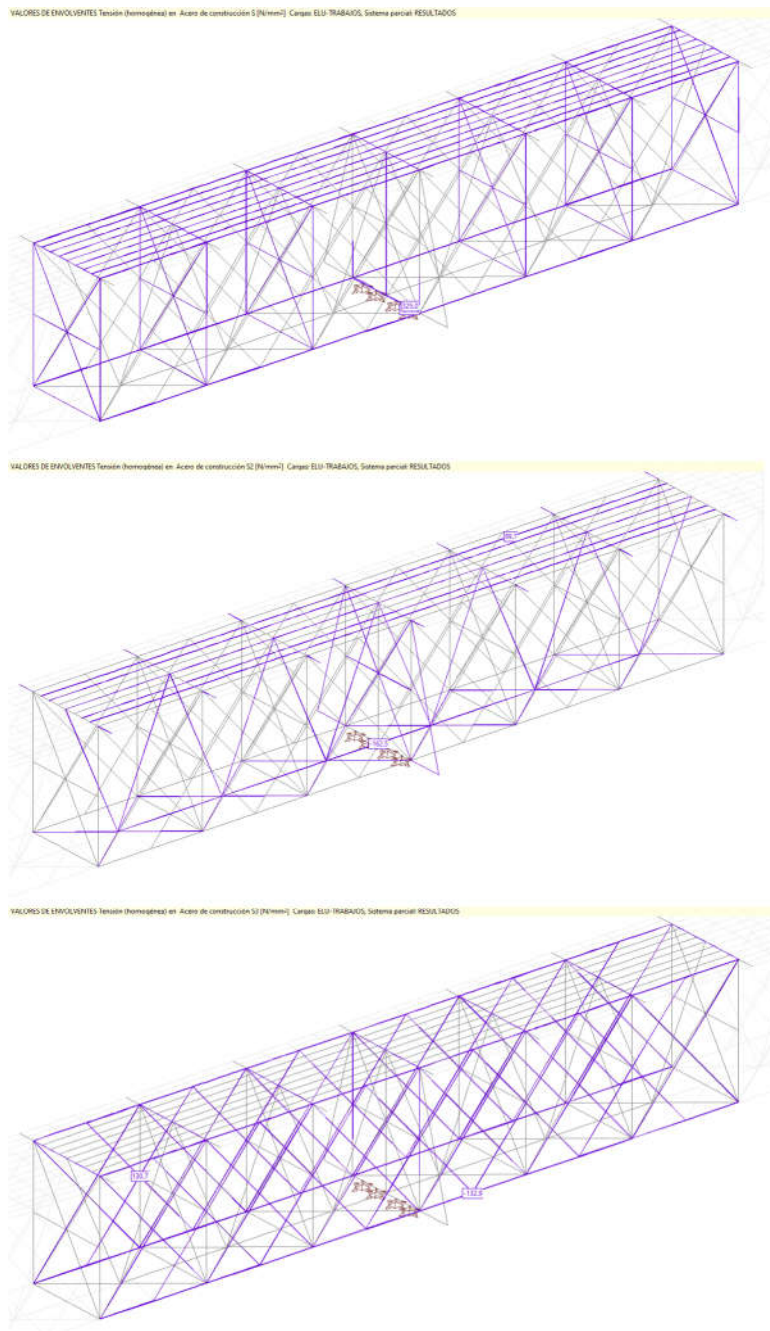


Figura 39. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo excepto para un caso puntual para el acero S235.

En este caso, al tratarse de cargas concentradas debido a los gatos, se va a reforzar la sección con rigidizadores en esos puntos. Los cálculos se encuentran recogidos en este informe.

Subfase 2d:

Consiste en la sustitución del mamparo en la zona colindante al nudo inferior

Esta sustitución puede ser atacada en ambas cerchas a la vez para un mismo vano.

Para representar esta situación en el modelo, se ha asignado a las barras marcadas una rigidez prácticamente nula.

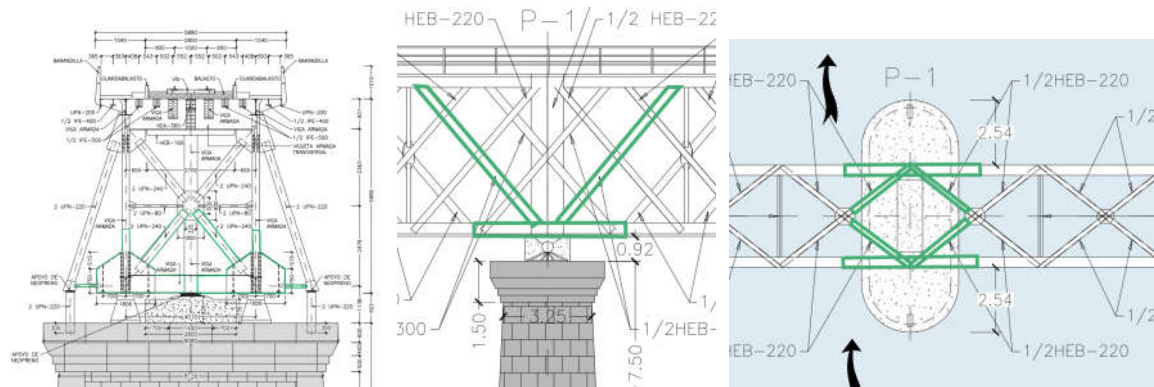
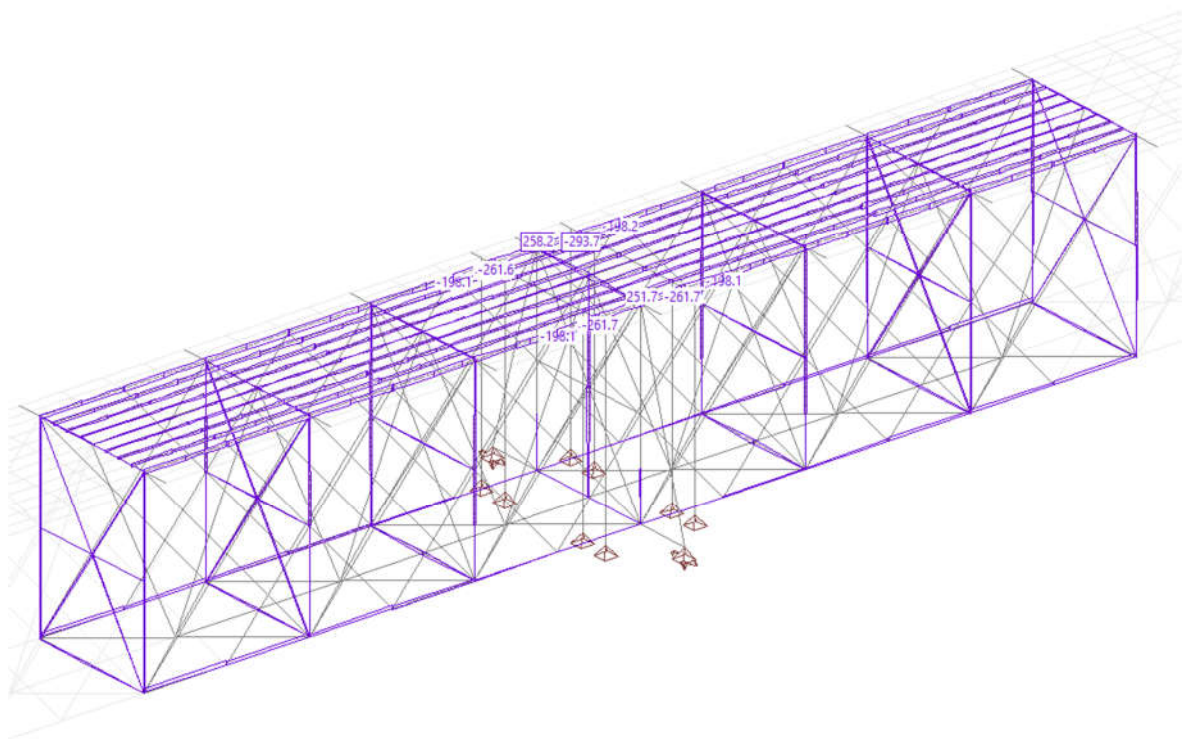


Figura 40. Perfiles con rigidez nula. Alzado, Perfil y Planta.

A continuación, se muestran los valores de las tensiones en los elementos resistentes.

VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S [N/mm²] Cargas: ELU-TRABAJO, Sistema parcial: RESULTADOS



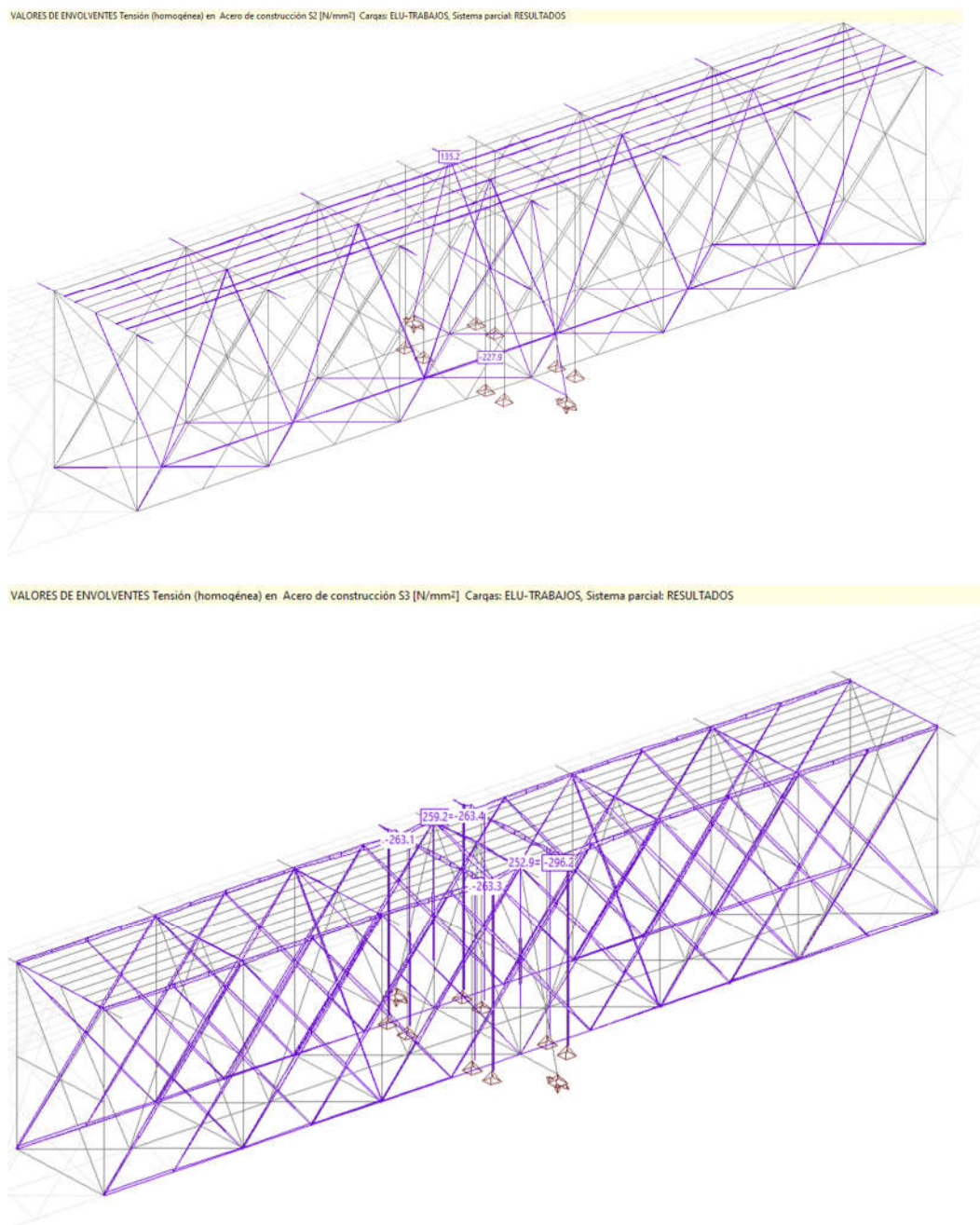


Figura 41. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo excepto para unos casos puntual para los aceros S235 y S275.

Al tratarse de un modelo de barras con uniones materializadas en un punto, se produce este pico de tensiones, que apenas alejarse de este punto, la tensión baja hasta llegar dentro de los límites.

En el caso del acero S235, estos picos no son relevantes debido a que se trata de un elemento continuo formado por una chapa ortótropa que rigidiza todo el conjunto y que distribuye los esfuerzos. Adicionalmente, no existe ningún indicio de problemas estructurales de esos elementos que puedan disminuir su capacidad estructural.

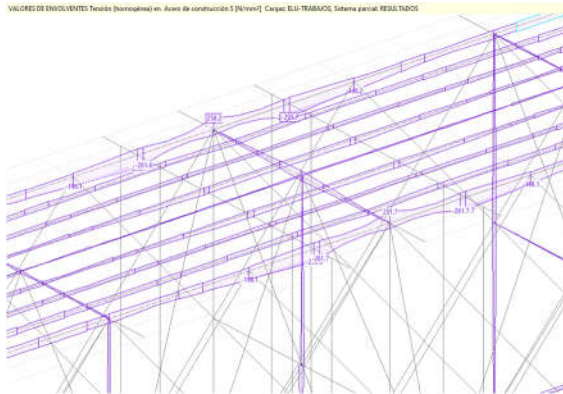


Figura 42. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Zoom de los picos de tensiones para el acero tipo S235.

Para el acero S275 se puede ver en la siguiente imagen que apenas alejarnos 52 cm del nudo, la tensión entra dentro de los límites. (Longitud de la barra 1.17m, punto de lectura a 0.65 desde el inicio de la barra, distancia al nudo = $1.17 - 0.65 = 0.52$ m)

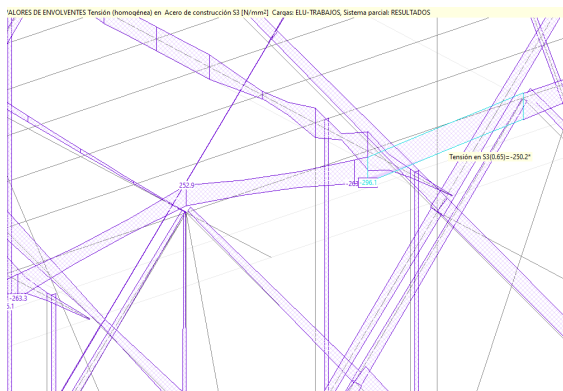


Figura 43. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Zoom de los picos de tensiones para el acero tipo S275.

Fase 3. Sustitución del ala inferior de los cordones inferiores de las celosías laterales

La sustitución del ala inferior de los cordones inferiores de las celosías laterales, esta prevista que se realice por módulos de 5.10m.

Como se comenta en el anejo correspondiente al proceso constructivo, se pueden atacar hasta 3 módulos consecutivos a la vez en ambas cerchas.

Para modelar esta situación, se han introducido las secciones de los largueros sin su ala inferior.

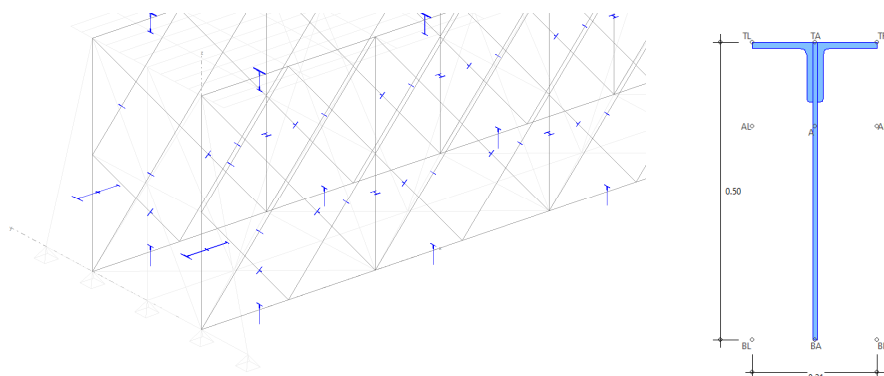
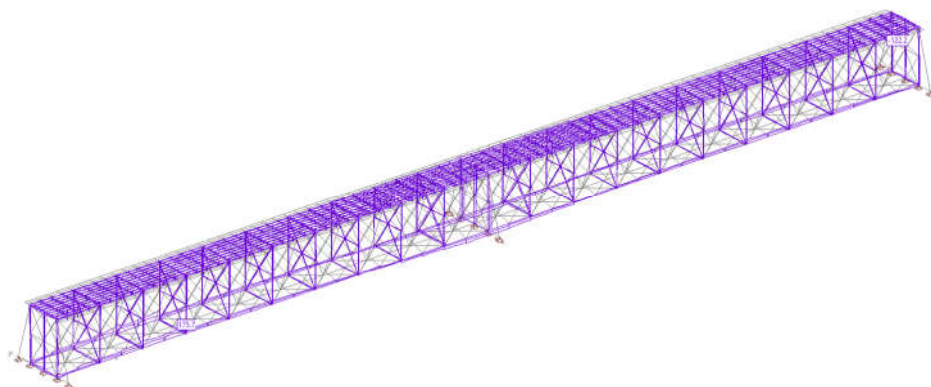


Figura 44. Secciones asignadas al modelo de cálculo. Sustitución del ala inferior de la celosía lateral

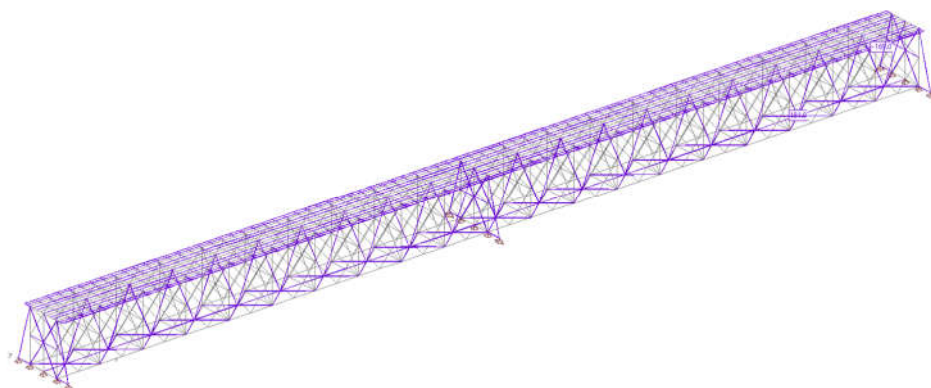
A continuación, se muestran los esfuerzos para estas situaciones, más desfavorable que si se sustituye solo un módulo en ambas cerchas a la vez.

Sustitución de módulos 1, 2 y 3 del vano 1:

VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S2 (N/mm²) Cargas ELU-TRABAJO



VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S2 (N/mm²) Cargas ELU-TRABAJO



VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S3 (N/mm²) Cargas ELU-TRABAJO

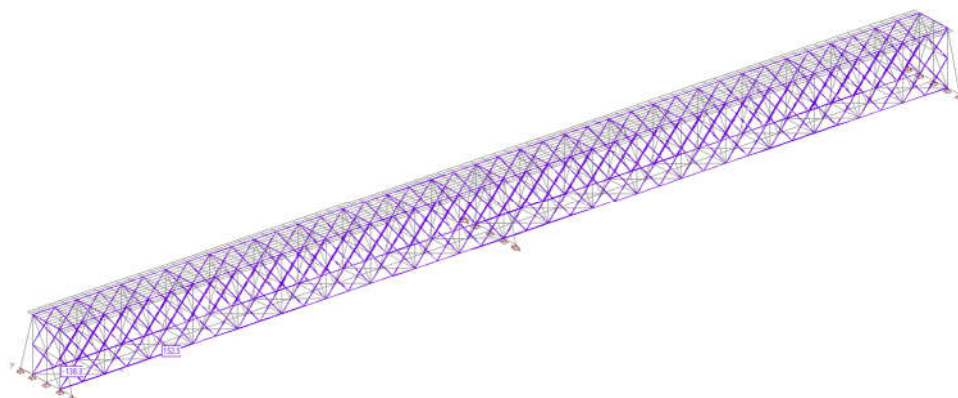


Figura 45. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo.

Adicionalmente se realiza una comparativa de desplazamientos verticales en la estructura debido a la retirada del ala inferior del cordón inferior de las celosías laterales.

A continuación, se muestran unas imágenes de los desplazamientos verticales de la estructura para su situación actual y la situación con cambio de ala inferior para los módulos 1,2 y 3. Estos desplazamientos se han calculado para la combinación de cargas durante la fase de trabajos.

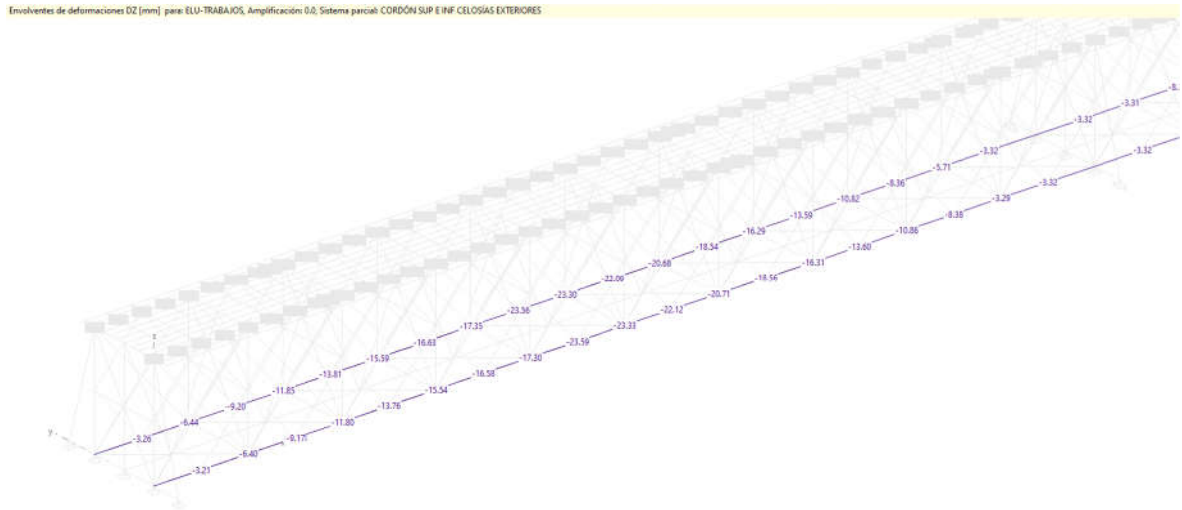


Figura 46. Desplazamiento vertical de los largueros. Situación actual.

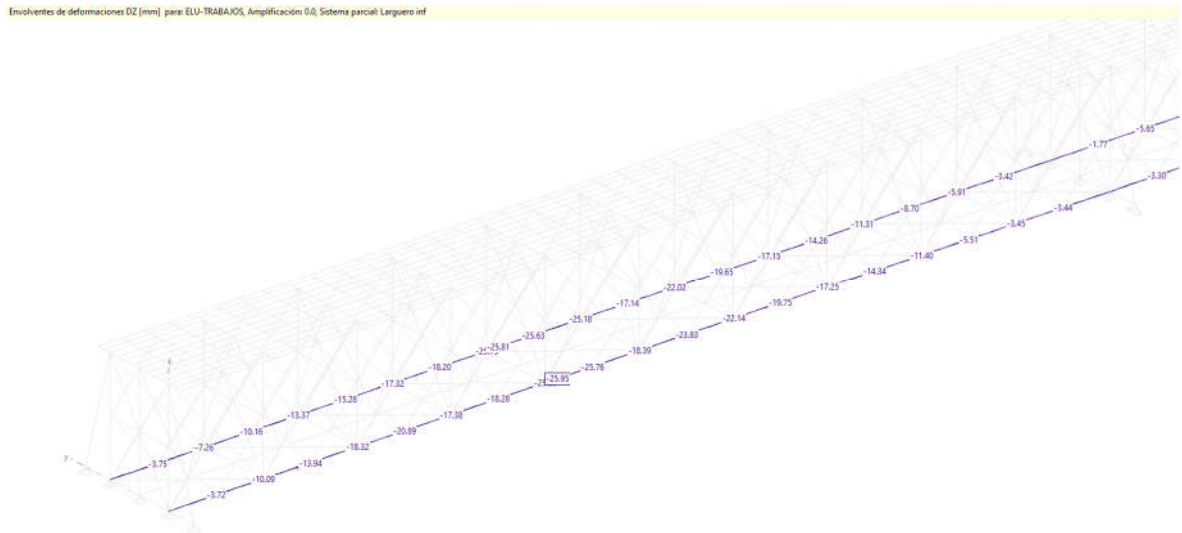


Figura 47. Desplazamiento vertical de los largueros. Situación con cambio de ala inferior de largueros para módulos 1, 2 y 3 simultáneamente.

El incremento de flecha que se produce en el punto más desfavorable es de:

$$\Delta z = z_{inicial} - z_{final} = -17.30 - (-25.95) = 8.65 \text{ mm}$$

Como se puede apreciar, el incremento de flecha no llega a ser de 1 cm, por lo que se puede considerar dentro de las tolerancias.

Sustitución de módulos 4, 5 y 6 del vano 1:

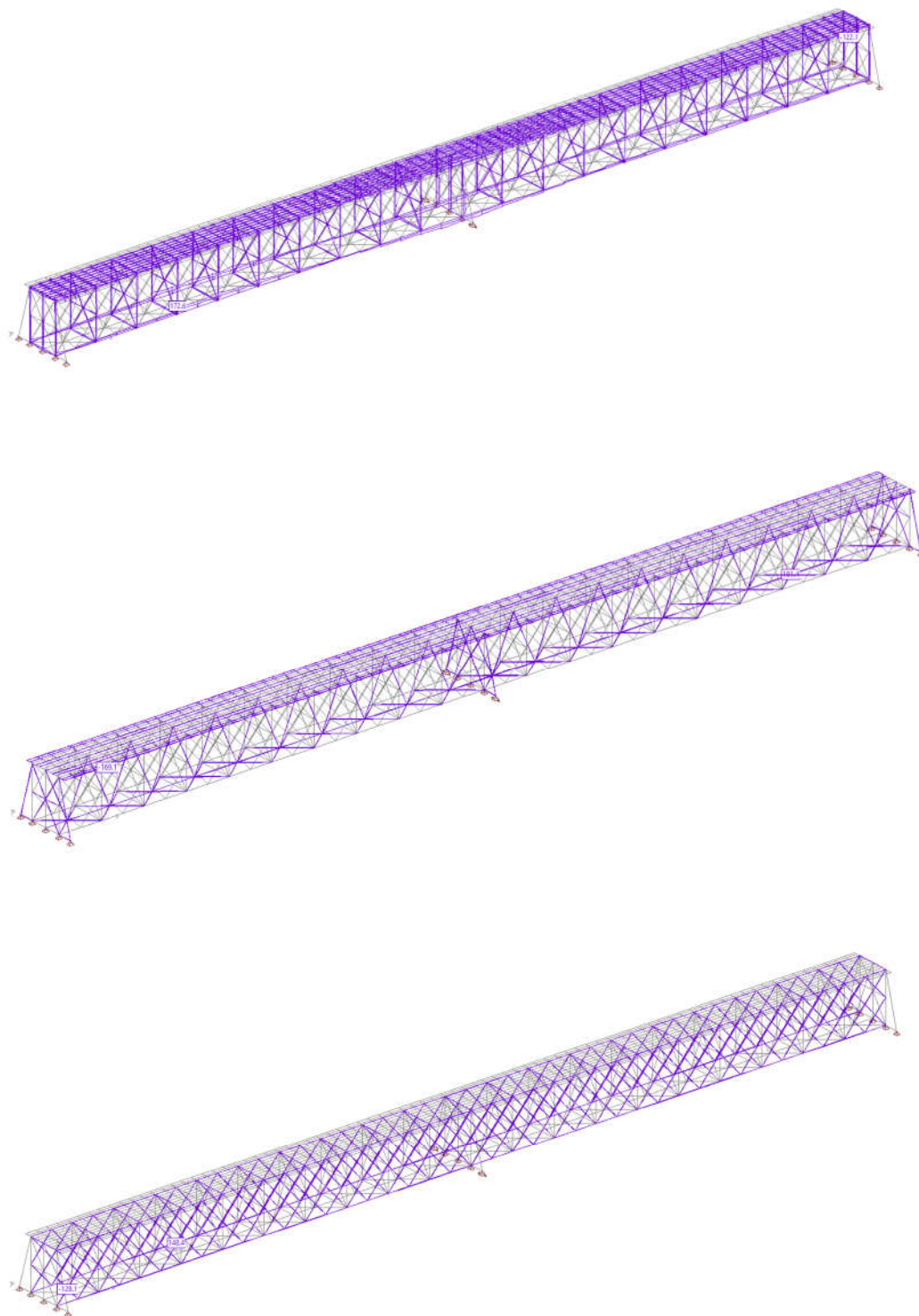


Figura 48. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo.

Adicionalmente se realiza una comparativa de desplazamientos verticales en la estructura debido a la retirada del ala inferior del cordón inferior de las celosías laterales.

A continuación, se muestran unas imágenes de los desplazamientos verticales de la estructura para su situación actual y la situación con cambio de ala inferior para los módulos 4,5 y 6. Estos desplazamientos se han calculado para la combinación de cargas durante la fase de trabajos.

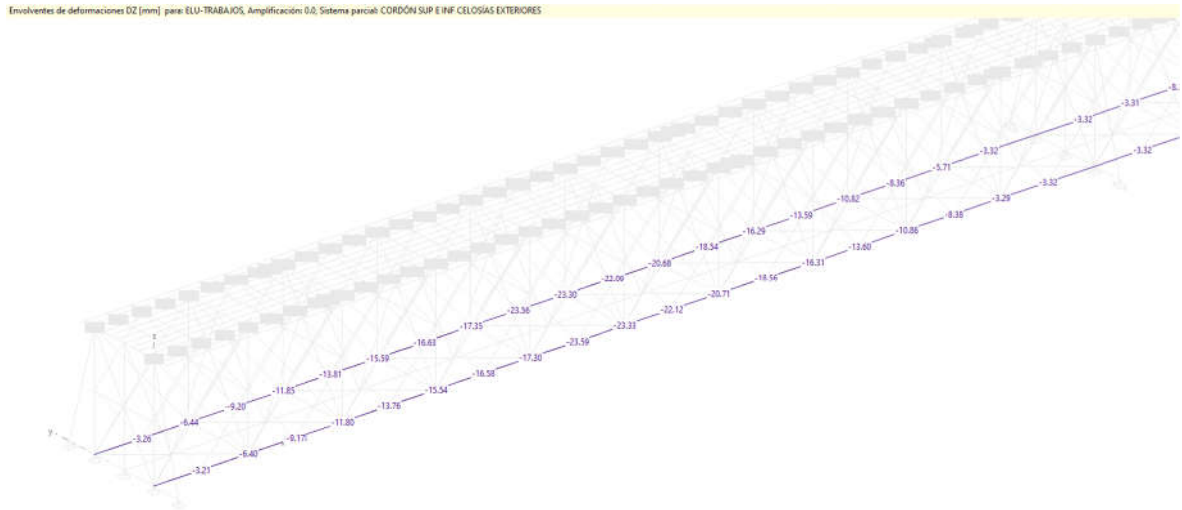


Figura 49. Desplazamiento vertical de los largueros. Situación actual.

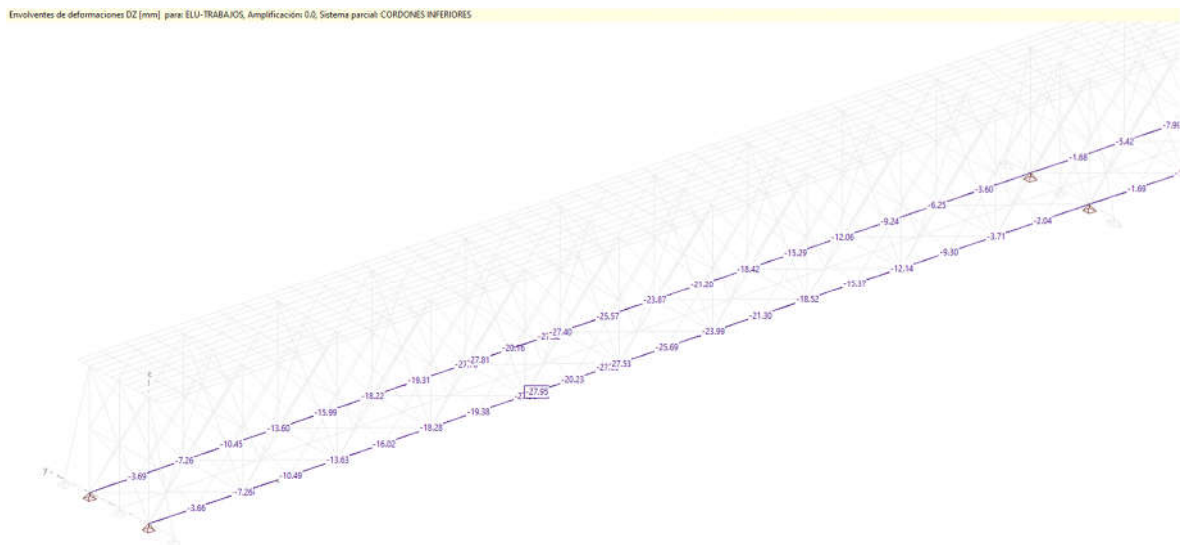


Figura 50. Desplazamiento vertical de los largueros. Situación con cambio de ala inferior de largueros para módulos 4, 5 y 6 simultáneamente.

El incremento de flecha que se produce en el punto más desfavorable es de:

$$\Delta z = z_{inicial} - z_{final} = -17.30 - (-27.95) = 10.65 \text{ mm}$$

Como se puede apreciar, el incremento de flecha aproximadamente es de 1 cm, por lo que se puede considerar dentro de las tolerancias.

Sustitución de módulos 7, 8 y 9 del vano 1:

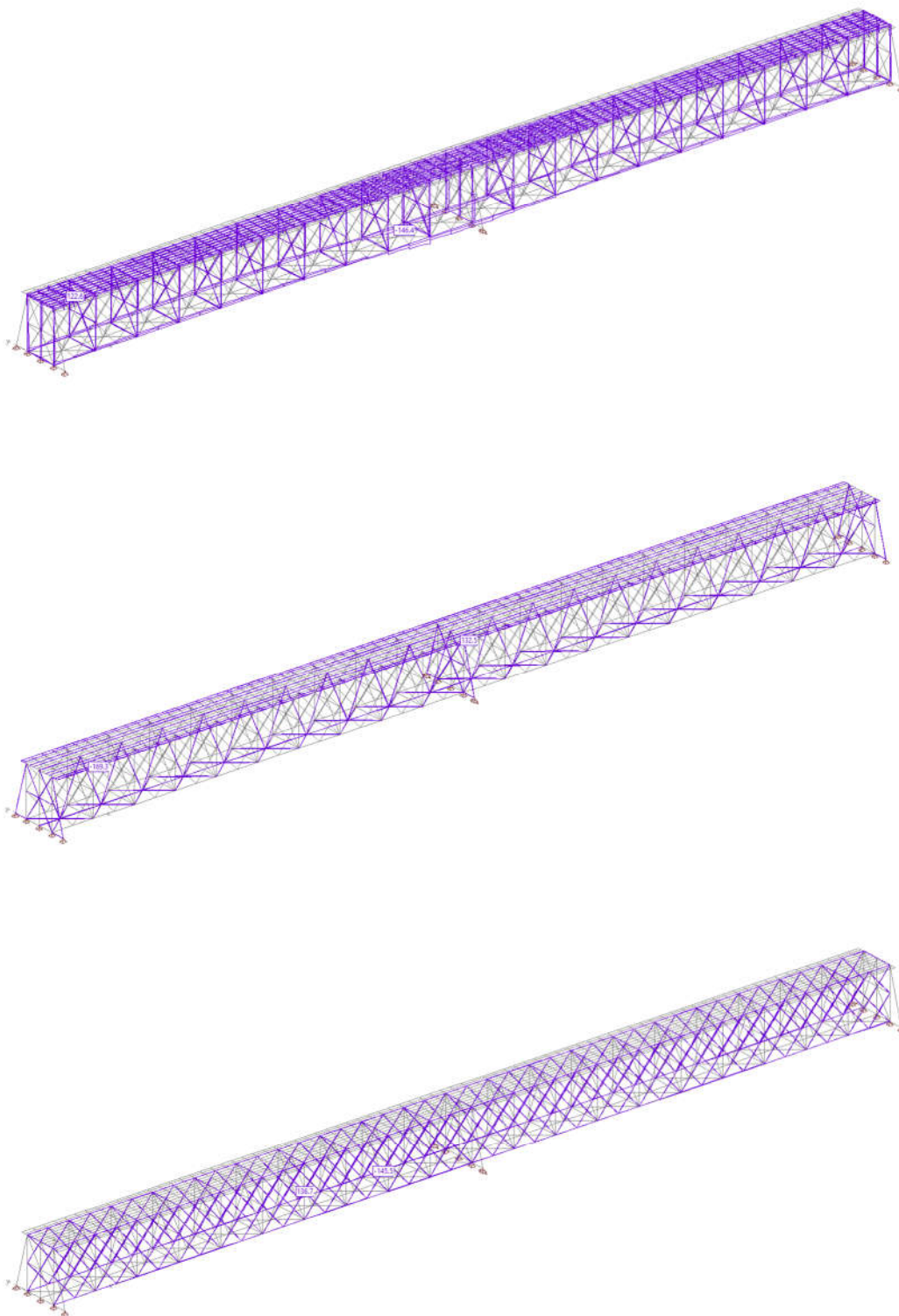


Figura 51. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los perfiles no superan la tensión admisible de cálculo.

Adicionalmente se realiza una comparativa de desplazamientos verticales en la estructura debido a la retirada del ala inferior del cordón inferior de las celosías laterales.

A continuación, se muestran unas imágenes de los desplazamientos verticales de la estructura para su situación actual y la situación con cambio de ala inferior para los módulos 7,8 y 9. Estos desplazamientos se han calculado para la combinación de cargas durante la fase de trabajos.

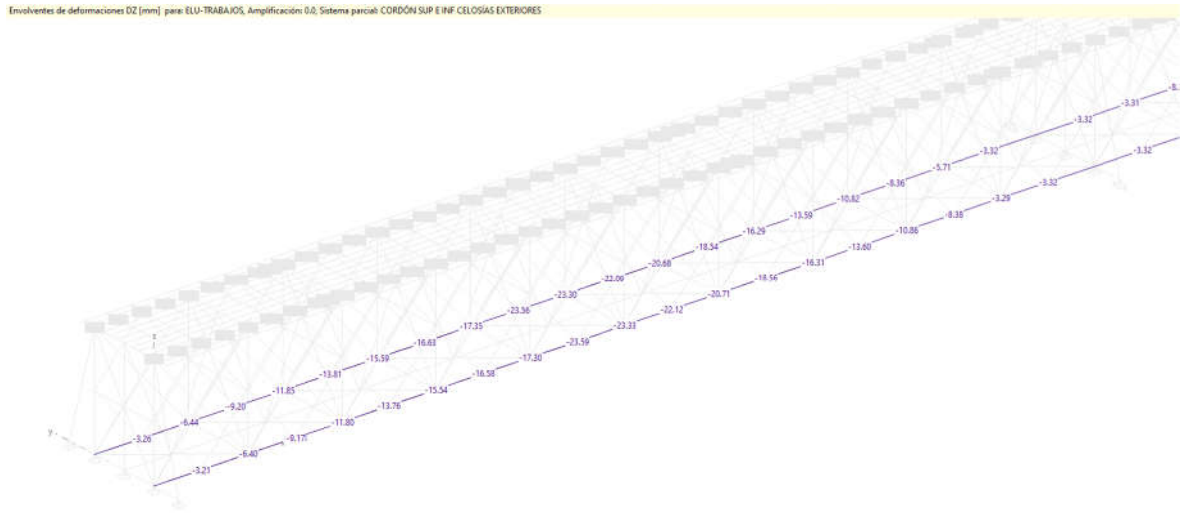


Figura 52. Desplazamiento vertical de los largueros. Situación actual.

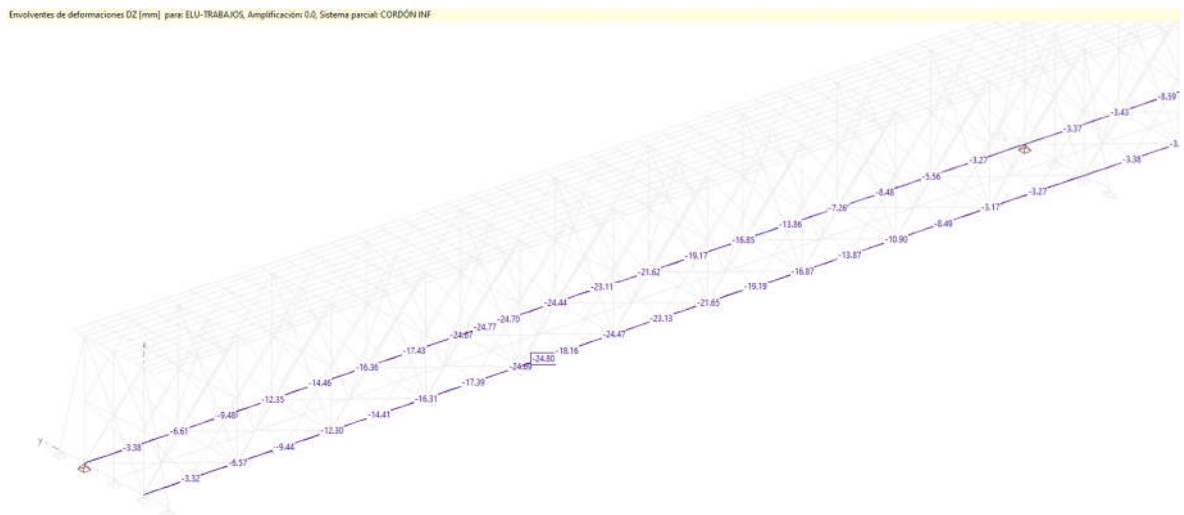


Figura 53. Desplazamiento vertical de los largueros. Situación con cambio de ala inferior de largueros para módulos 7, 8 y 9 simultáneamente.

El incremento de flecha que se produce en el punto más desfavorable es de:

$$\Delta z = z_{inicial} - z_{final} = -17.30 - (-24.80) = 7.50 \text{ mm}$$

Como se puede apreciar, el incremento de flecha aproximadamente no llega a ser de 1 cm, por lo que se puede considerar dentro de las tolerancias.

Sustitución del módulo 10 del vano 1:

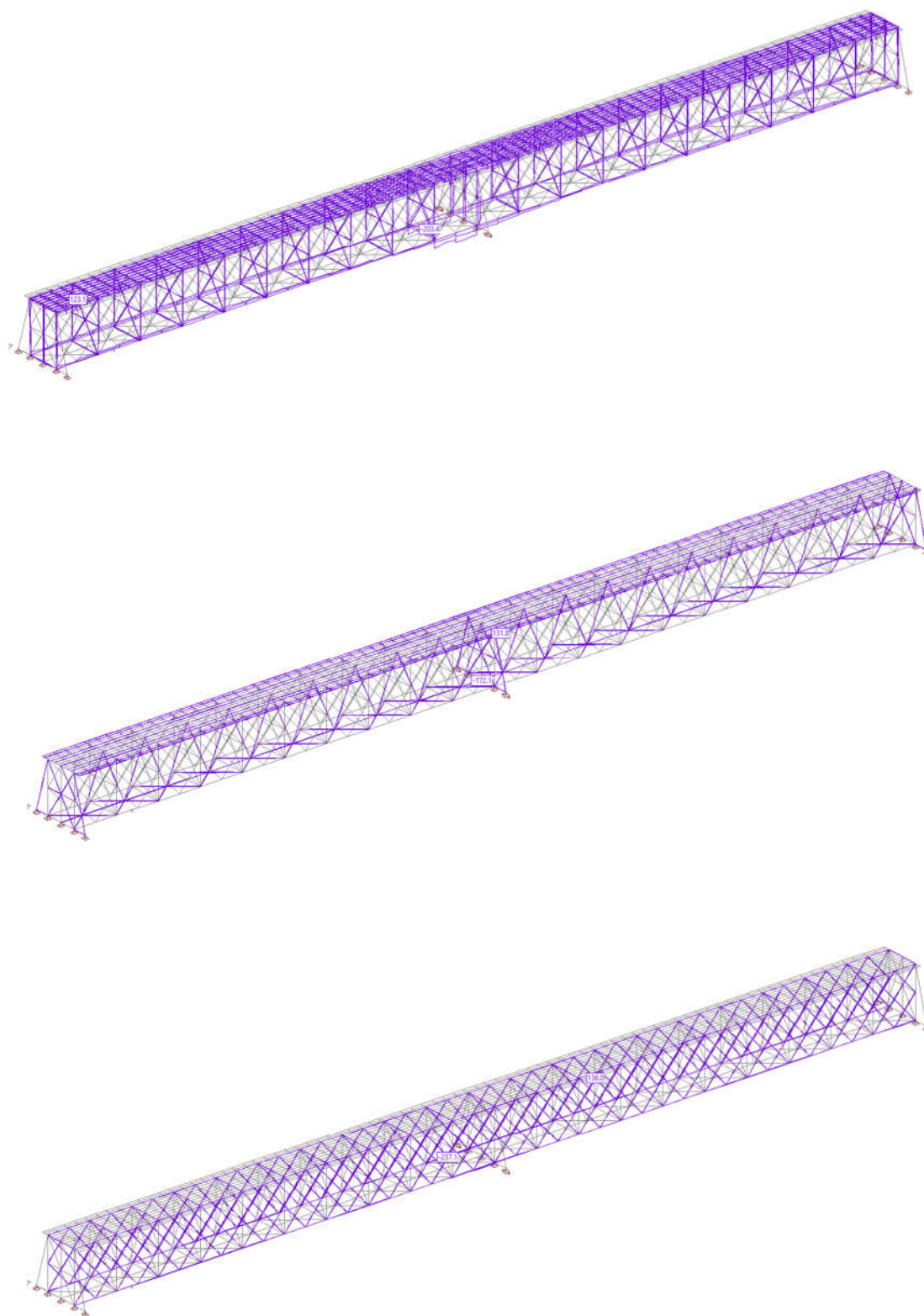
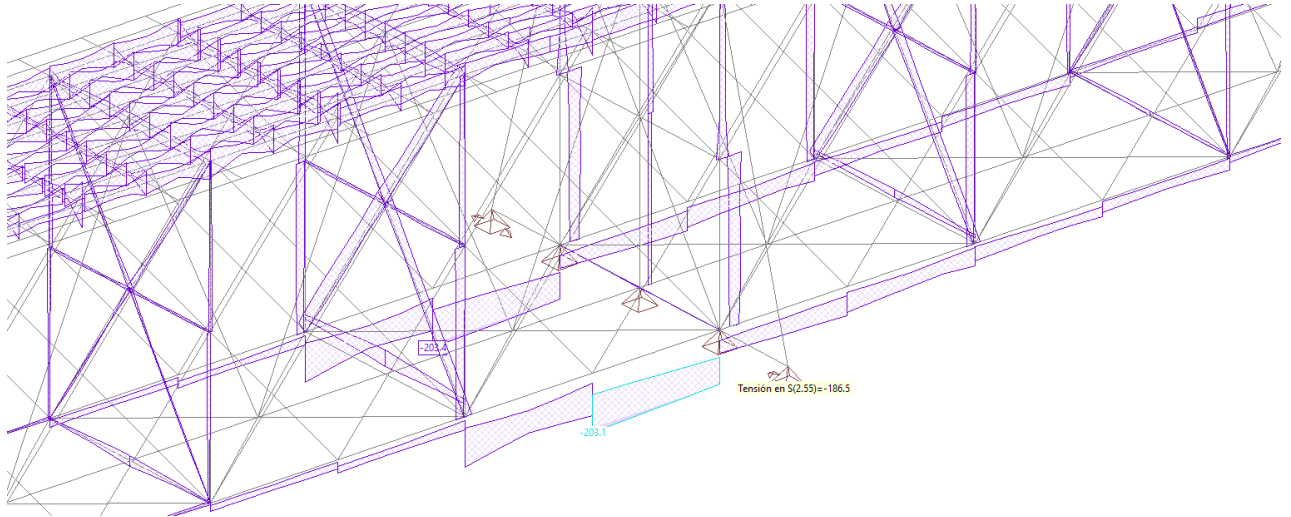


Figura 54. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

En este caso se trata de una situación transitoria que apenas dura unos días. Adicionalmente hay que destacar que los cálculos se han realizado en régimen elástico, por tanto, podría considerarse la plastificación de este perfil para obtener un margen de seguridad adicional.



Adicionalmente se realiza una comparativa de desplazamientos verticales en la estructura debido a la retirada del ala inferior del cordón inferior de las celosías laterales.

Envolventes de deformaciones DZ [mm] para: ELU-TRABAJO, Amplificación 0,2, Sistema parcial CORDON SUP E INF CELOSÍAS EXTERIORES

7.Estruct
Enero 2022

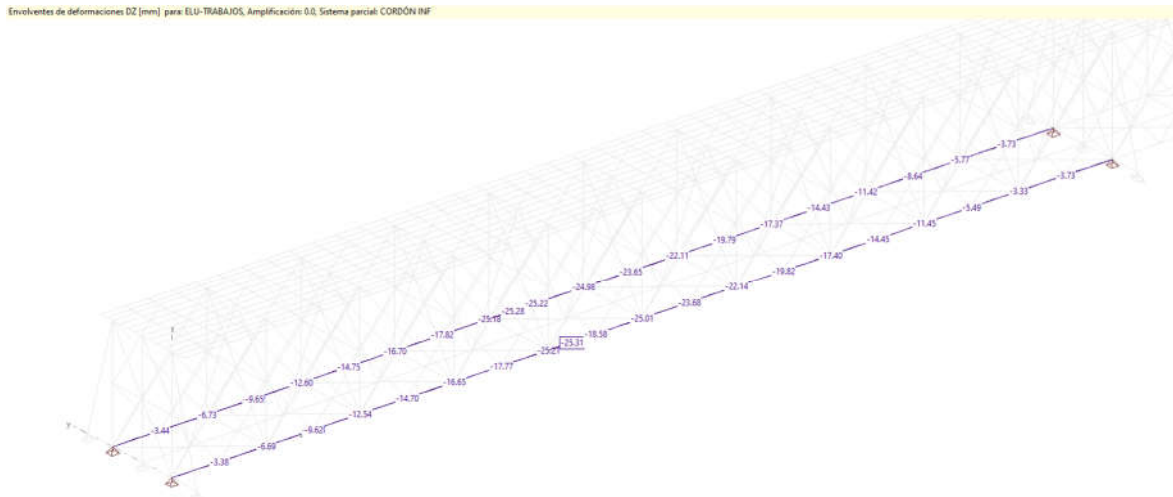


Figura 57. Desplazamiento vertical de los largueros. Situación con cambio de ala inferior de largueros para módulos 7, 8 y 9 simultáneamente.

El incremento de flecha que se produce en el punto más desfavorable es de:

$$\Delta z = z_{inicial} - z_{final} = -17.30 - (-25.31) = 8.01 \text{ mm}$$

Como se puede apreciar, el incremento de flecha aproximadamente no llega a ser de 1 cm, por lo que se puede considerar dentro de las tolerancias.

4.10.2 RIGIDIZADORES PARA LA FASE DE GATEO.

Como se comentó anteriormente, se necesitarán rigidizadores en la zona de gateo, para aumentar la capacidad estructural local del perfil.

Aunque según el modelo de cálculo sólo es necesario rigidizar la sección en pila, se calcularán también rigidizadores para estribos, ya que existe el riesgo de que estas cargas locales y concentradas terminen agotando la capacidad estructural de la sección debido a la incertidumbre existente al tratarse de una obra de rehabilitación.

A continuación, se muestran las comprobaciones de dichos rigidizadores para estribos y para pilas.

PILA

Envoltorio de reacciones para FZ y los correspondientes componentes [kN]/[kNm], Especificación: ELU-TRABAJO

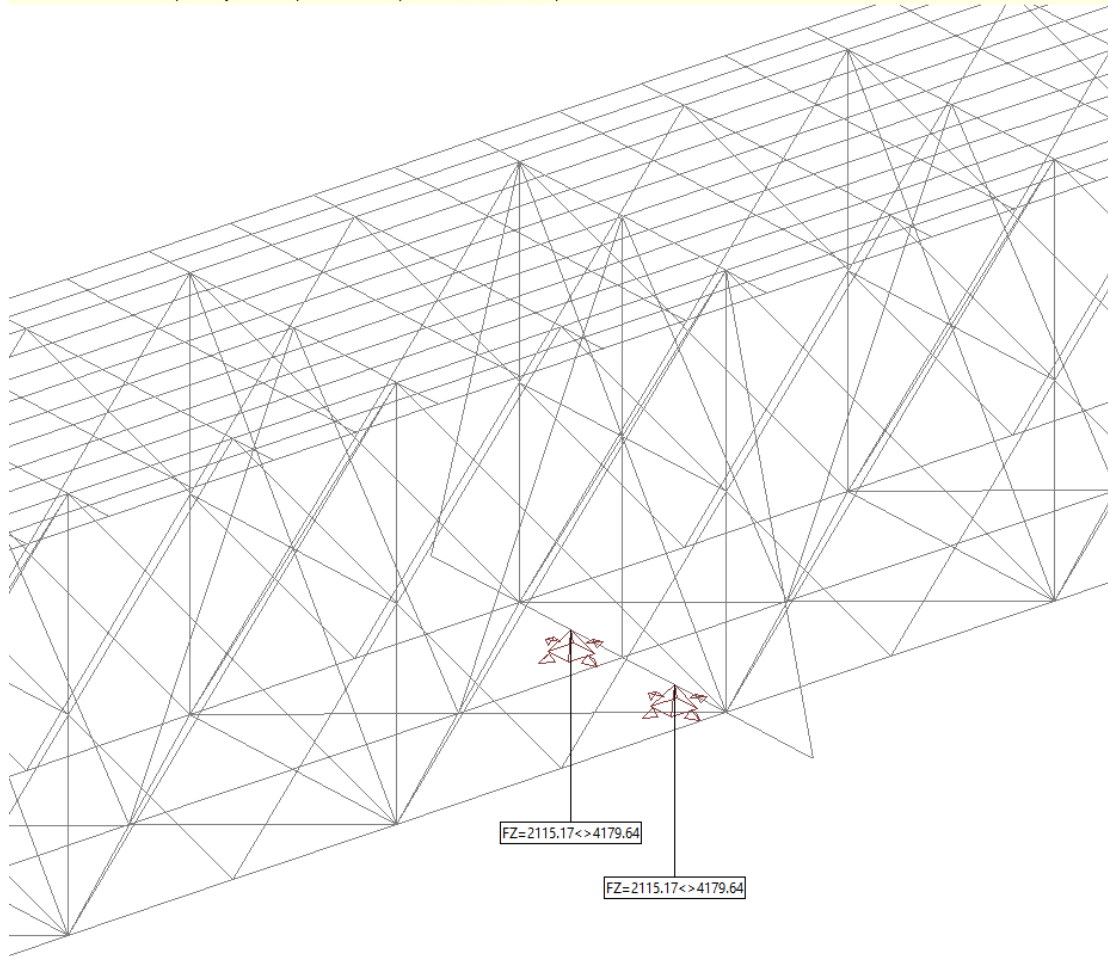
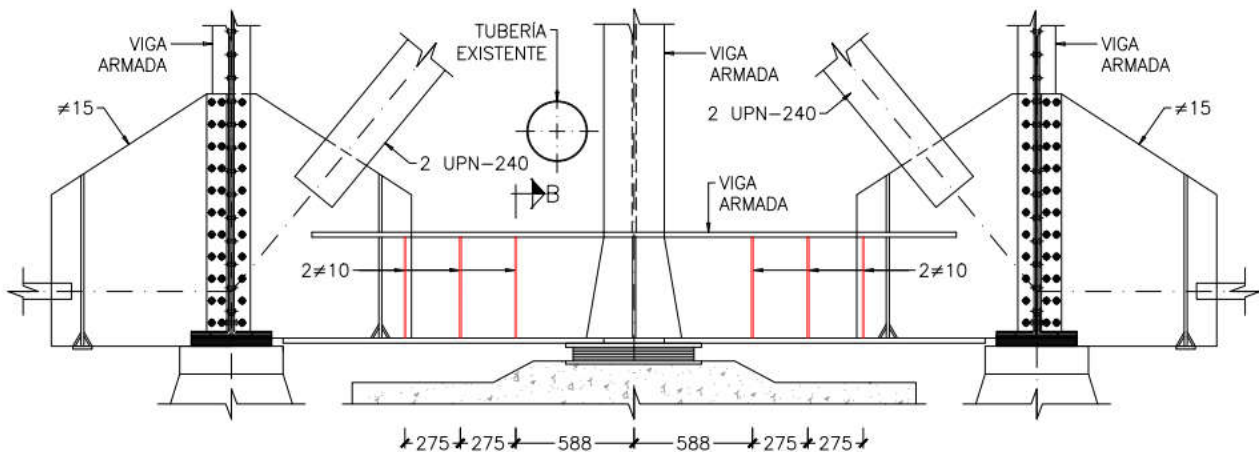
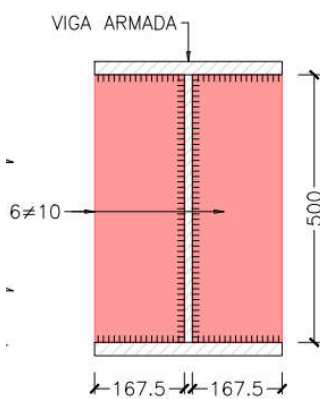


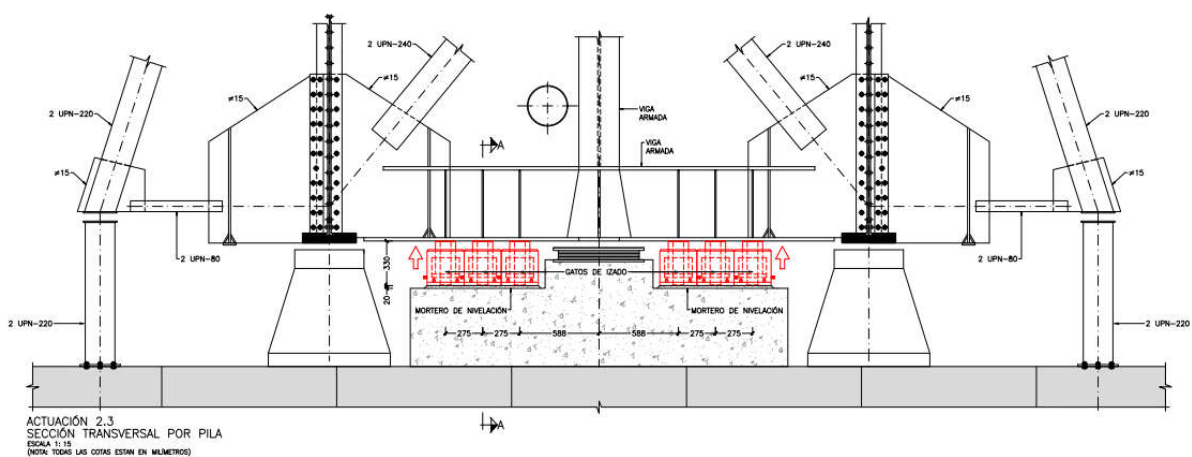
Figura 58. Reacciones en los gatos para la situación de gateo extraídas del modelo de cálculo.



ACTUACIÓN 1.3
SECCIÓN TRANSVERSAL POR PILA
ESCALA 1: 25
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTAN EN MILÍMETROS)



SECCIÓN B-B
ESCALA 1: 10
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTAN EN MILÍMETROS)



ACTUACIÓN 2.3
SECCIÓN TRANSVERSAL POR PILA
ESCALA 1: 15
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTAN EN MILÍMETROS)

Figura 59. Geometría de perfiles y posición de gatos

SECCIÓN RIGIDIZADA EN PILA PARA GATEO DE ESTRUCTURA

Características arriostramiento inferior pila

Geometría viga armada:		tf (mm)	bf (mm)
	ala	25	350
	alma	tw (mm)	hw (mm)
		15	500
Acero		fy	255 Mpa
		E	2.10E+05 Mpa

Reacción de levantamiento por apeo

Fz total de levantamiento	8360 kN
Capacidad gato comercial	1500 kN
Número de gatos totales	6 kN

ABOLLADURA DEL ALMA A CORTANTE

hw	500 mm
tw	15 mm
ϵ	0.96 -
η	1.2 -

Comprobación sin rigidizadores: SI $hw/tw > (72/\eta) * \epsilon \rightarrow$ Comprobar abolladura del alma a cortante

hw/tw	33.3 -
$(72/\eta) * \epsilon$	57.6 -

No se comprueba abolladura

ABOLLADURA DEL ALMA A CARGAS CONCENTRADAS TRANSVERSALES

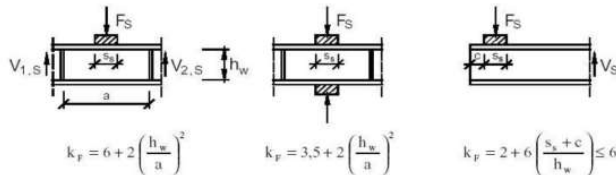


Figura 35.6.a. Coeficientes de abolladura para diferentes tipos de aplicación de la carga

Caso 1:

a	2000 mm	NOTA 1
Ss	450 mm	NOTA 2
kf	6.125 -	
Fcr	7814 kN	
m1	23.33	
m2	8	ly 779.88 mm
m2	0	ly 741.52 mm
λ_f	0.62	λ_f 0.62 OK
χ_f	0.81	λ_f 0.60 NO
γ_{M1}	1.05	
Frd	2299 kN	
Fed	4500 kN	NOTA 3

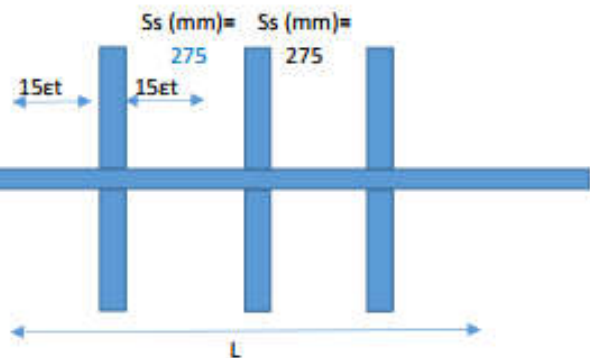
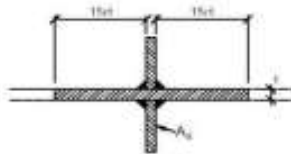
El alma se abolla frente a cargas concentradas --> Necesario rigidizar

NOTAS:

1. La distancia entre un mamparo y el apoyo de la celosía central
2. Cómo los tres gatos se colocan muy próximos, Ss será la superficie de los tres émbolos juntos
3. Al estar los gatos muy próximos, se considera como una sola carga (la mitad a cada lado de la celosía central)

CÁLCULO RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS

Disposición:



Nº de rigidizadores	3 uds
15et	216 mm
Espesor rigid. Tst	10 mm
Long rigidizador	167.5 mm
L	1012 mm

Propiedades de la sección:

I sección rigidizada	107463688 mm ⁴
As	25230 mm ²

a	570 mm
Ist min	1947715 mm ⁴

NOTA: Distancia entre el eje del primer y último rigidizador
OK -> Inercia secc. Rigidizada \geq Ist min

Comprobación por tensiones normales:

Fed	4500 kN
σ_n	178 Mpa
f _{yd}	232 MPa

OK -> $\sigma_n \leq f_{yd}$

Comprobación a pandeo:

Long pandeo	375 mm
I sección	107463688 mm ⁴

Clase perfil	1
--------------	---

N _{cr}	1583865 kN
A	0.02523 m ²
f _y	255000 kN/m ²
λ	0.06 -
γ_{M1}	1.1 -
curva pandeo	c -
α	0.49 -
ϕ	0.47 -
χ	1.00 -
N _{ed}	4500 kN
N _{b,Rd}	5849 kN
OK -> N _{ed} \leq N _{b,Rd}	

ESTRIBOS

Envolvente de reacciones para FZ y los correspondientes componentes [kN]/[kNm], Especificación: ELU-TRABAJO

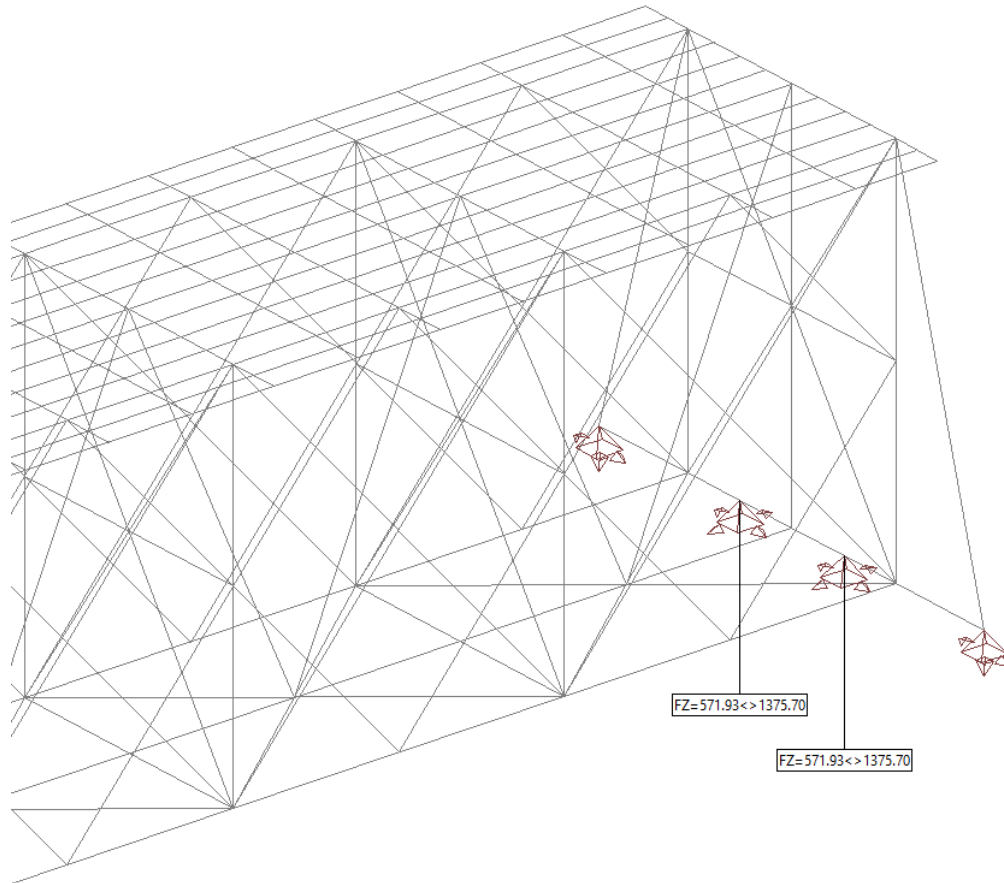
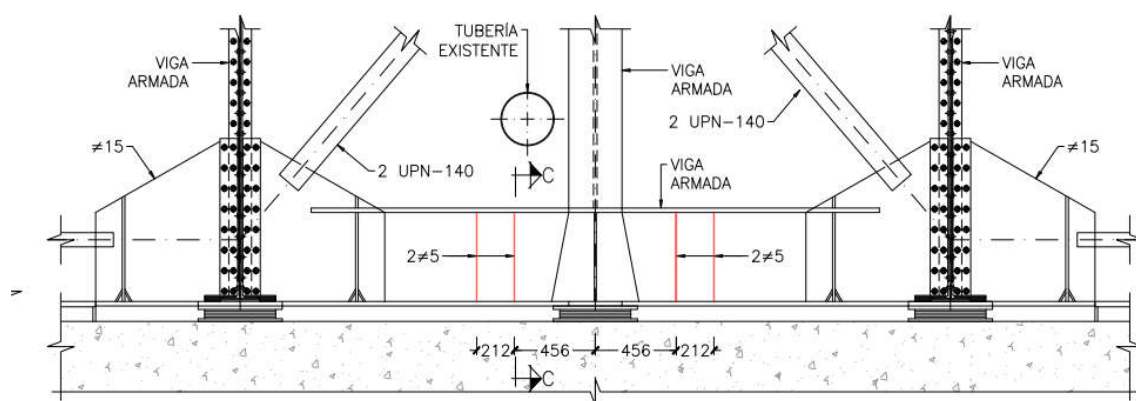


Figura 60. Reacciones en los gatos para la situación de gateo extraídas del modelo de cálculo.



ACTUACIÓN 1.3
SECCIÓN TRANSVERSAL POR ESTRIBO
ESCALA 1: 25
(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTAN EN MILIMETROS)

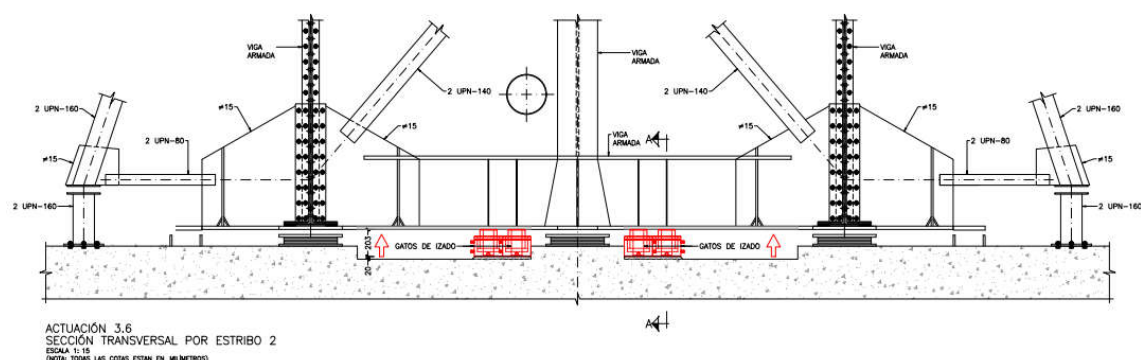
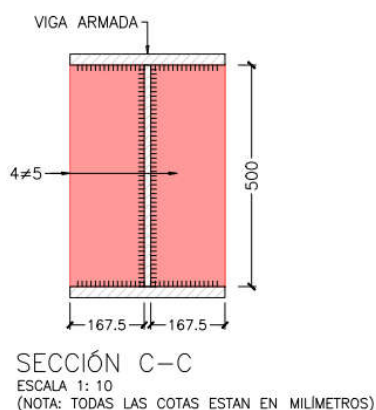


Figura 61. Geometría de perfiles y posición de gatos. Disposición estricta de gatos

Aunque se han planteado desde el punto de vista del cálculo 4 gatos, se ha considerado más conveniente disponer 8 gatos para poder distribuir mejor la carga en la sección transversal sobre el estribo, aunque estrictamente por cálculo baste con los 4 gatos centrales.

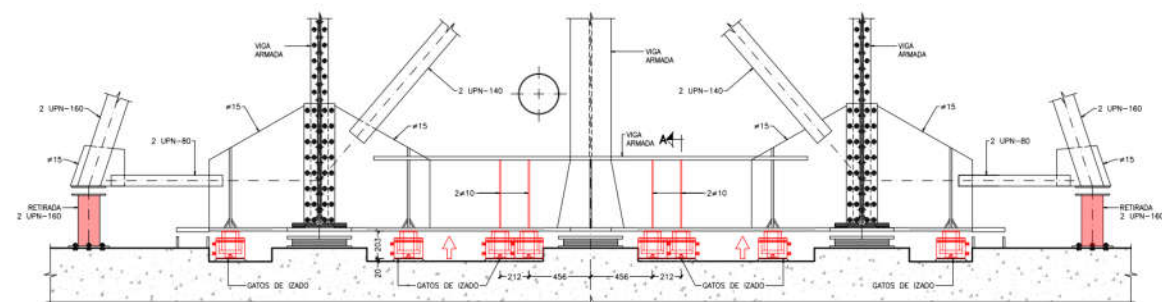


Figura 62. Geometría de perfiles y posición de gatos. Disposición propuesta en planos para repartir mejor la carga

SECCIÓN RIGIDIZADA EN ESTRIBO PARA GATEO DE ESTRUCTURA

Características arriostramiento inferior estribo

Geometría viga armada:	tf (mm)	bf (mm)
ala	25	350
	tw (mm)	hw (mm)
alma	15	500
Acero	fy	Mpa
	255	
	E	Mpa
	2.10E+05	

Reacción de levantamiento por apeo

Fz total de levantamiento	3100 kN
Capacidad gato comercial	1000 kN
Número de gatos totales	4 kN

ABOLLADURA DEL ALMA A CORTANTE

hw	500 mm
tw	15 mm
ϵ	0.96 -
η	1.2 -

Comprobación sin rigidizadores: SI $hw/tw > (72/\eta)*\epsilon$ -> Comprobar abolladura del alma a cortante

hw/tw	33.3 -
$(72/\eta)*\epsilon$	57.6 -

No se comprueba abolladura

ABOLLADURA DEL ALMA A CARGAS CONCENTRADAS TRANSVERSALES

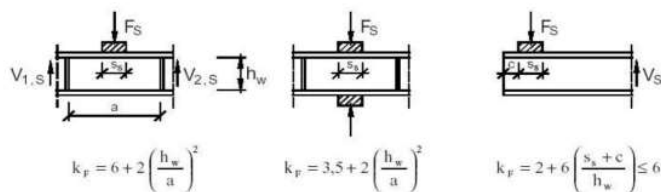


Figura 35.6.a. Coeficientes de abolladura para diferentes tipos de aplicación de la carga

Caso 1:

a	2000 mm	NOTA 1			
Ss	381 mm	NOTA 2			
kf	6.125 -				
Fcr	7814 kN				
m1	23.33				
m2	8	ly	710.88 mm	λf	0.59 OK
m2	0	ly	672.52 mm	λf	0.57 NO
λf	0.59				
χf	0.85				
γM1	1.05				
Frd	2195 kN				
Fed	2000 kN	NOTA 3			

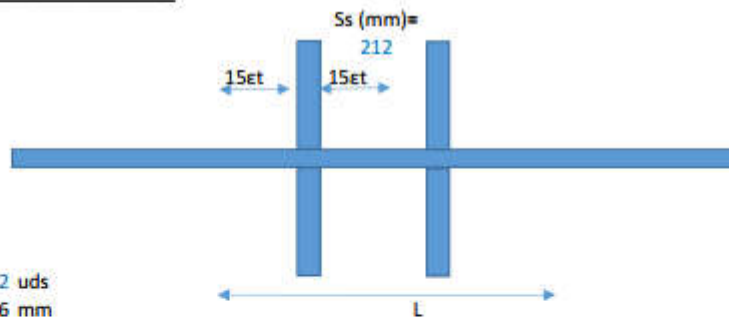
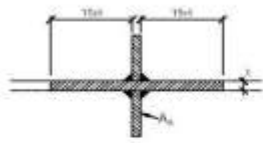
El alma resiste frente a cargas concentradas

NOTAS:

1. La distancia entre un mamparo y el apoyo de la celosía central
2. Cómo los tres gatos se colocan muy próximos, Ss será la superficie de los dos émbolos juntos
3. Al estar los gatos muy proximos, se considera como una sola carga (la mitad a cada lado de la celosía central)

CÁLCULO RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS

Disposición:



Nº de rigidizadores	2 uds
15et	216 mm
Espesor rigid. Tst	5 mm
Long rigidizador	167.5 mm
L	654 mm

Propiedades de la sección:

I sección rigidizada	35910291.7 mm ⁴
As	13160 mm ²

a	217 mm
Ist min	13438648 mm ⁴

NOTA: Distancia entre el eje del primer y último rigidizador
OK -> Inercia secc. Rigidizada >= Ist min

Comprobación por tensiones normales:

Fed	2000 kN
on	152 Mpa
fyd	232 MPa

OK -> on <= fyd

Comprobación a pandeo:

Long pandeo	375 mm
I sección	35910291.7 mm ⁴

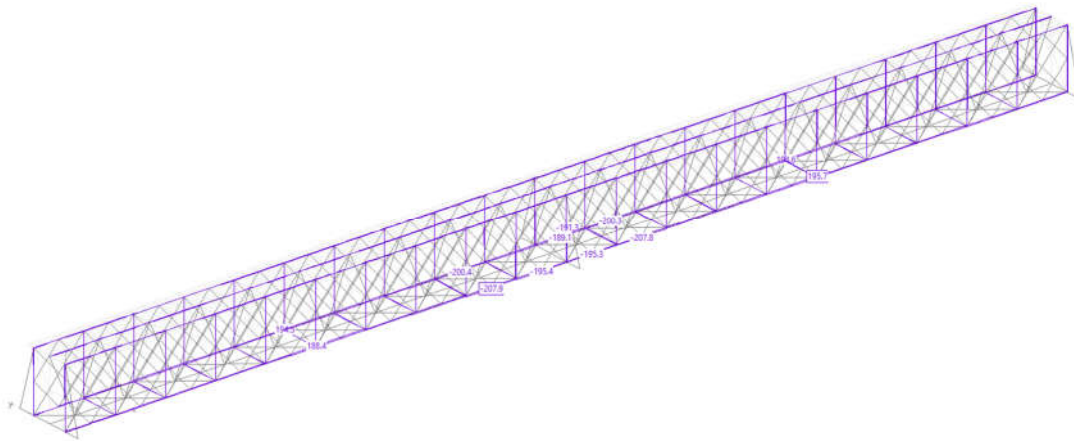
Clase perfil	1
--------------	---

Ncr	529268 kN
A	0.01316 m ²
fy	255000 kN/m ²
λ	0.08 -
γM1	1.1 -
curva pandeo	c -
α	0.49 -
φ	0.47 -
χ	1.00 -
N,ed	2000 kN
Nb,Rd	3051 kN

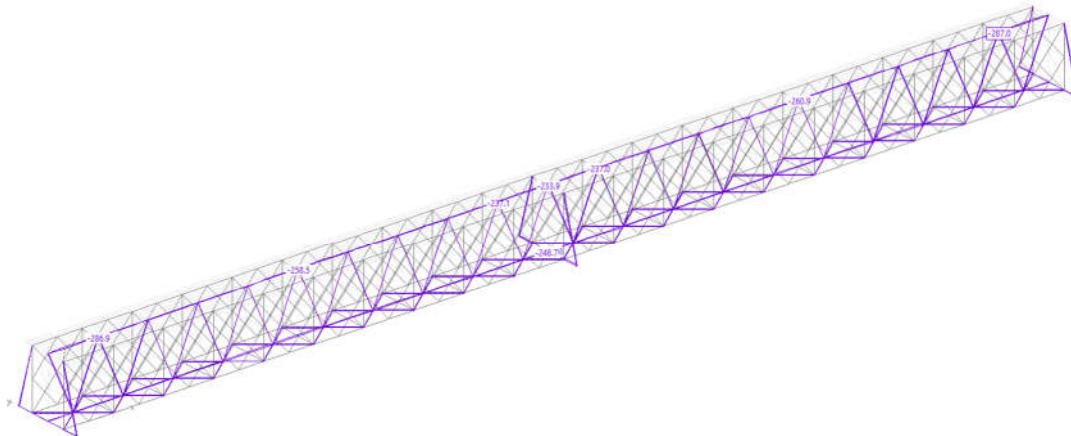
OK -> Ned <= Nb,Rd

A continuación, se muestra las tensiones para el estado final de la estructura, en la cual ya se han sustituido y/o reforzado los mamparos de pila y estribo 2, las alas inferiores de los cordones inferiores de las celosías laterales y las diagonales de arriostramientos transversales.

VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S [N/mm²] Cargas: ELU-TRAFICO-VIEN-IAPF, múltiples sistemas parciales



VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S2 [N/mm²] Cargas: ELU-TRAFICO-VIEN-IAPF, múltiples sistemas parciales



VALORES DE ENVOLVENTES Tensión (homogénea) en Acero de construcción S3 (N/mm²) Cargas ELU-TRAFICO-VIEN-IAPF, múltiples sistemas parciales

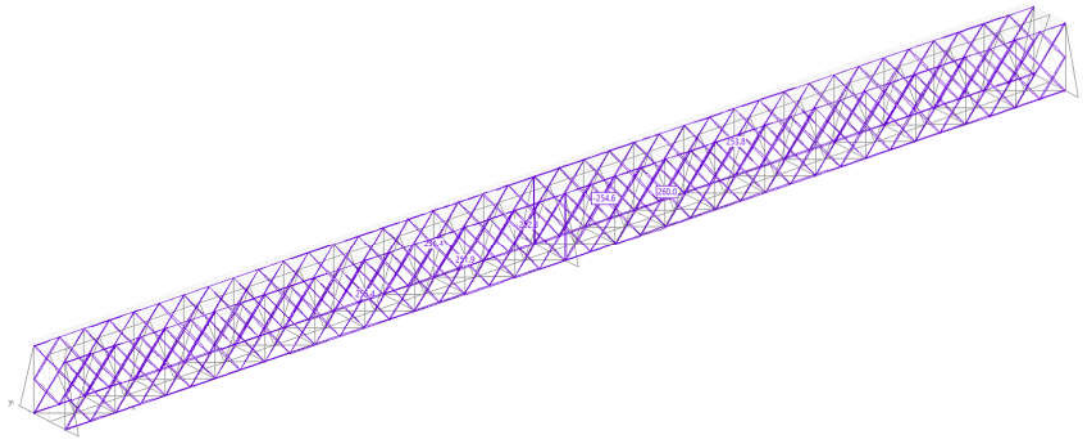


Figura 63. Tensiones debidas a los esfuerzos solicitantes. Imagen 1, acero tipo S235. Imagen 2, acero tipo S255, Imagen 3, acero tipo S275.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, sólo en casos puntuales los perfiles superan su límite de tensiones de cálculo.

Cabe destacar que estos picos de tensiones se producen en zonas de cruces de barras. Al tratarse de un modelo de barras dónde las uniones se materializan en un punto, las tensiones se disparan. A poco que nos alejemos de estos nudos las tensiones disminuyen cumpliendo con las tensiones de cálculo.

4.10.4 COMPROBACIÓN A PANDEO DE LOS PERFILES DURANTE LAS FASES CONSTRUCTIVAS Y PARA TREN DE CARGAS DE LA IAPF (CORREGIDO SEGÚN ETS)

Además de haber comprobado que los perfiles no superan su tensión de cálculo durante las fases constructivas y para la situación tal que cumpla con la normativa actual, se ha comprobado que debido a la redistribución de esfuerzos que se produce, los perfiles sometidos a compresión no alcanzan su axil crítico de pandeo.

Se define el axil crítico de pandeo como:

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI_{min}}{(\alpha \cdot L)^2}$$

Dónde:

E = Módulo elástico del acero

I_{min} = Inercia mínima de la sección

α = coeficiente de pandeo

L = Longitud de la barra

Para calcular el coeficiente de pandeo de cada elemento se ha procedido de la siguiente forma:

1. Se parte del modelo que simula la situación actual del puente.
2. Con el tráfico de trenes reales, se busca el coeficiente mínimo de pandeo para que todos los perfiles entren (ya que la estructura actual se mantiene estable para esta situación)
3. Este coeficiente será el que se usará para comprobaciones posteriores, tales como tráfico de la IAPF y situaciones constructivas

A continuación, se muestran los coeficientes de pandeo utilizados:

Elemento	Coeficiente α
Diagonales celosías laterales	0.37
Cordones celosías laterales	1.00
Montantes celosías laterales	0.52
Diagonales celosía interior	1.00
Largueros celosía interior	1.00
Diagonales arriostramiento inferior	0.46
Perfiles transversales arriostramiento inferior	1.00
Marcos transversales	0.84
Contravientos	1.00

Una vez calculados los coeficientes de pandeo, se comprueban los perfiles para las diferentes fases constructivas y para su situación final con el tráfico de la IAPF.

Si algún perfil pandeara, se procede a sustituirlo por otro de su misma tipología, pero de un calibre superior o se conserva el perfil y se sueldan chapas para aumentar su inercia y así aumentar su axil crítico de pandeo.

Concretamente, debido a las fases constructivas por cambio de los mamparos de pila y estribo 2, es necesario sustituir las diagonales de los marcos transversales en los módulos contiguos a pila y estribos.

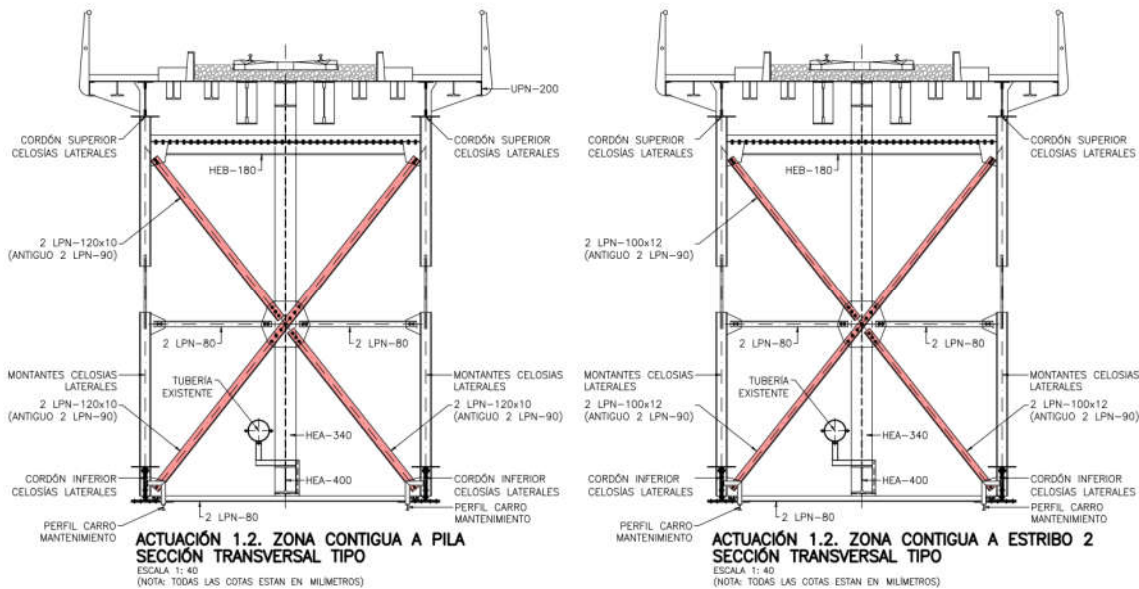


Figura 64. Diagonales del arriostramiento transversal a sustituir por pandeo.

Para la situación final del puente y que cumpla la normativa actual, es necesario reforzar/sustituir diagonales de las celosías exteriores y de los arriostramientos inferiores.

Las diagonales a reforzar por pandeo en los arriostramientos inferiores son aquellas marcadas en rojo.

Las diagonales a reforzar por pandeo en las celosías laterales son aquellas que se marcan en la siguiente figura:

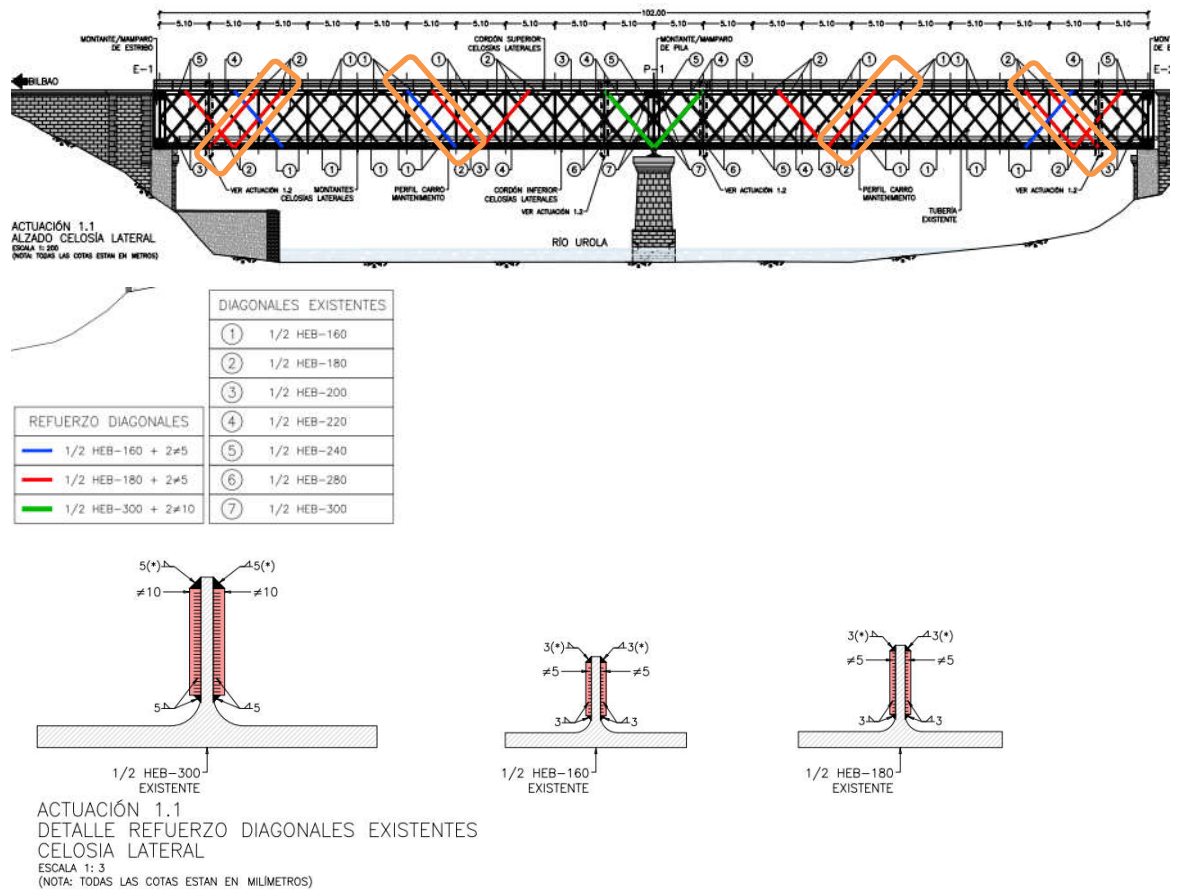


Figura 65. Diagonales de las celosías laterales a reforzar por pandeo

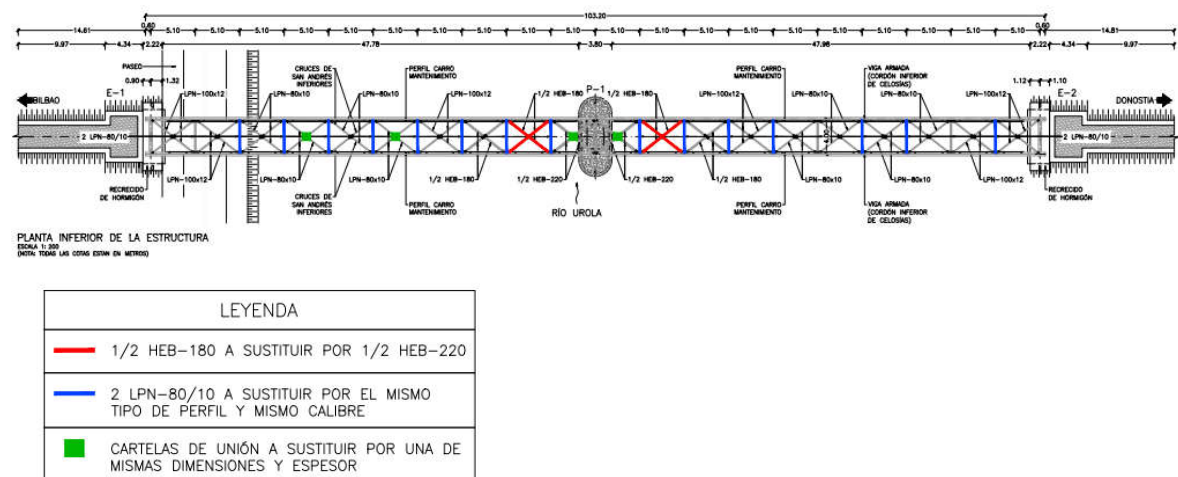


Figura 66. Diagonales del arriostramiento inferior a sustituir por pandeo.

4.10.5 CHAPAS DE UNIÓN ENTRE MÓDULOS.

En el anexo 1, se muestran los cálculos relativos a las chapas de unión entre módulos para el ala inferior de los cordones inferiores de las celosías laterales.

4.10.6 CÁLCULO DE NEOPRENOS

En el anexo 2, se muestran los cálculos relativos a Los aparatos de apoyo.

4.10.7 CÁLCULO DE UNIÓN DE DIAGONALES REFORZADAS DE CELOSÍAS EXTERIOR CON CORDONES SUPERIOR E INFERIOR.

En el anexo 3, se muestran los cálculos relativos a las uniones entre las nuevas diagonales reforzadas de las celosías exteriores con el cordón superior e inferior de las mismas.

Anexo No. 1

Chapas de unión entre módulos.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 1: 10-10

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-16
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 1.57

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

 γ_{M0} : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

 γ_{M2} : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 15.85
 F_{s,Sd} [kN]: 48.13

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1

Nº Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante

L [mm]: 220

Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)

Forros: NO

Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 60.29$$

Resistencia de un tornillo M-16 a cortante [kN].

F_{v,rd} > F_{t,sd} (48.125833333333 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 90.43 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-16 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (15.8519318181818 kN) O.K.

dm [mm]: 24

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 10

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 155.62 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (15.8519318181818 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.92$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 21.6 (Min); 36 (Min. Recomendado); 80 (Max).

e2 [mm]: 21.6 (Min); 27 (Min. Recomendado); 80 (Max).

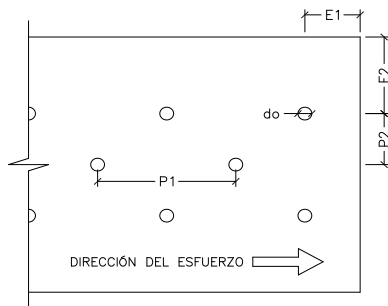
P1 [mm]: 39.6 (Min); 54 (Min. Recomendado); 140 (Max).

P2 [mm]: 43.2 (Min); 54 (Min. Recomendado); 140 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 80 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 140 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 32 mm.



Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 18

t [mm]: 10

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 36

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-16:

 α : 0.67 β : 2.50

d [mm]: 16

t' [mm]: 10

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 91.73$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (48.125833333333 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 512

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 10

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 18

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 4.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 18

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 3040

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 2500

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 5120

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 4400

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,Rd} = f_u \frac{A_u}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} f_y \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 1525.33

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 2: 10-20

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-20
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 2.45

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 3.03
 F_{s,Sd} [kN]: 70.25

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 440 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: SI Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios
 tp [mm]: 10 Mayor de los espesores de los forros intermedios.

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 0.97$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 0.95$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 86.01$$

Resistencia de un tornillo M-20 a cortante [kN].

F_{v,Rd} > F_{t,Sd} (70.2505 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 141.12 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-20 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (3.02830555555556 kN) O.K.

dm [mm]: 30

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 10

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 194.53 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (3.02830555555556 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.83$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 26.4 (Min); 44 (Min. Recomendado); 80 (Max).

e2 [mm]: 26.4 (Min); 33 (Min. Recomendado); 80 (Max).

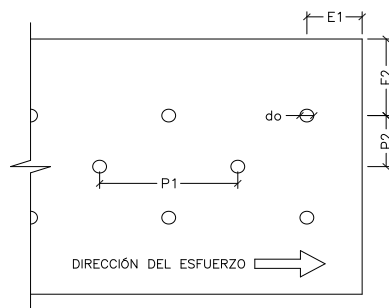
P1 [mm]: 48.4 (Min); 66 (Min. Recomendado); 140 (Max).

P2 [mm]: 52.8 (Min); 66 (Min. Recomendado); 140 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 80 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 140 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 40 mm.



Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 22

t [mm]: 10

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 44

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-20:

 α : 0.67 β : 2.50

d [mm]: 20

t' [mm]: 10

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 114.67$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,Rd > Ft,sd (70.2505 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 756

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 10

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 22

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 9.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 22

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 3040

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 2380

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 7560

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 5580

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff, Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 1662.48

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 3: 20-35

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-30
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 5.61

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 4.46
 F_{s,Sd} [kN]: 170.49

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 330 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: SI Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios
 tp [mm]: 15 Mayor de los espesores de los forros intermedios.

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 0.95$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 204.09$$

Resistencia de un tornillo M-30 a cortante [kN].

F_{v,rd} > F_{t,sd} (170.488125 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 323.14 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-30 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (4.46173295454545 kN) O.K.

dm [mm]: 46

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 20

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 596.55 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (4.46173295454545 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axil y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

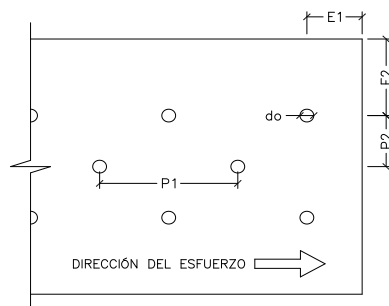
$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.85$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS



Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 39.6 (Min); 66 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 e2 [mm]: 39.6 (Min); 49.5 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 P1 [mm]: 72.6 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 79.2 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 120 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 60 mm.

Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 33

t [mm]: 20

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 66

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-30:

 α : 0.67 β : 2.12

d [mm]: 30

t' [mm]: 20

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 291.46$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,Rd > Ft,sd (170.488125 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 792

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 20

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 6.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 6080

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 4100

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 15840

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 11880

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 3206.78

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 4: 35-35

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-30
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 5.61

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 3.23
 F_{s,Sd} [kN]: 184.19

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 440 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: NO Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 215.42$$

Resistencia de un tornillo M-30 a cortante [kN].

F_{v,rd} > F_{t,sd} (184.1885 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 323.14 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-30 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (3.231184343434 kN) O.K.

dm [mm]: 46

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 20

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 596.55 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (3.231184343434 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.86$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

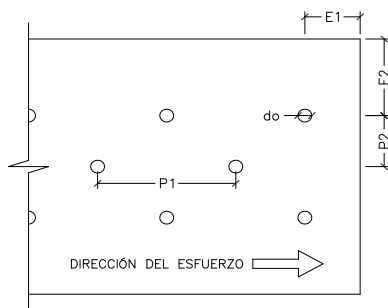
Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 39.6 (Min); 66 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 e2 [mm]: 39.6 (Min); 49.5 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 P1 [mm]: 72.6 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 79.2 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 120 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 60 mm.



Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 33

t [mm]: 20

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 66

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-30:

 α : 0.67 β : 2.12

d [mm]: 30

t' [mm]: 20

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 291.46$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (184.1885 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 1012

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 20

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 8.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 6080

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm²]: 4100

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 20240

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 14960

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff, Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 3672.51

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 5: 35-40

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-30
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 5.61

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 2.97
 F_{s,Sd} [kN]: 171.23

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 550 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: SI Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios
 tp [mm]: 5 Mayor de los espesores de los forros intermedios.

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 0.98$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 211.83$$

Resistencia de un tornillo M-30 a cortante [kN].

F_{v,rd} > F_{t,sd} (171.23375 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 323.14 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-30 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (2.96740185950413 kN) O.K.

dm [mm]: 46

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 20

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 596.55 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (2.96740185950413 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axil y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.81$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

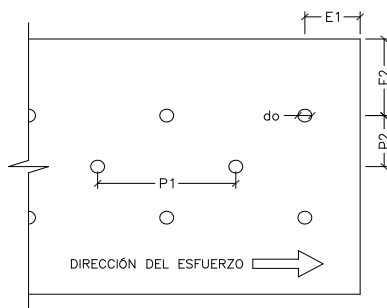
Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 39.6 (Min); 66 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 e2 [mm]: 39.6 (Min); 49.5 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 P1 [mm]: 72.6 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 79.2 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 120 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 60 mm.



Tipo de Agujero: **Normal**

C: 1

do [mm]: 33

t [mm]: 20

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 66

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-30:

 α : 0.67 β : 2.12

d [mm]: 30

t' [mm]: 20

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 291.46$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (171.23375 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 1232

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 20

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 10.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: **C**

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 6080

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 4100

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 24640

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 18040

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 4138.24

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 6: 35-25

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-30
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 5.61

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 3.50
 F_{s,Sd} [kN]: 174.79

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 330 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: SI Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios
 tp [mm]: 10 Mayor de los espesores de los forros intermedios.

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 215.42$$

Resistencia de un tornillo M-30 a cortante [kN].

F_{v,rd} > F_{t,sd} (174.7925 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 323.14 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-30 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (3.49732954545455 kN) O.K.

dm [mm]: 46

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 20

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 596.55 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (3.49732954545455 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axil y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.82$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

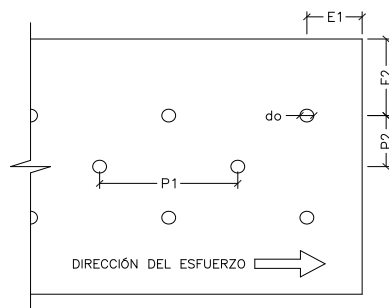
Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 39.6 (Min); 66 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 e2 [mm]: 39.6 (Min); 49.5 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 P1 [mm]: 72.6 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 79.2 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 120 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 60 mm.



Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 33

t [mm]: 20

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 66

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-30:

 α : 0.67 β : 2.12

d [mm]: 30

t' [mm]: 20

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 291.46$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (174.7925 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 792

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 20

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 6.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 6080

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm²]: 4100

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 15840

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 11880

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 3206.78

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 7: 25-15

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-24
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 3.53

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 2.51
 F_{s,Sd} [kN]: 109.46

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 330 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: SI Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios
 tp [mm]: 10 Mayor de los espesores de los forros intermedios.

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 0.97$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 131.89$$

Resistencia de un tornillo M-24 a cortante [kN].

F_{v,rd} > F_{t,sd} (109.4575 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 203.33 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-24 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (2.50549512987013 kN) O.K.

dm [mm]: 36

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 10

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 233.43 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (2.50549512987013 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.84$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

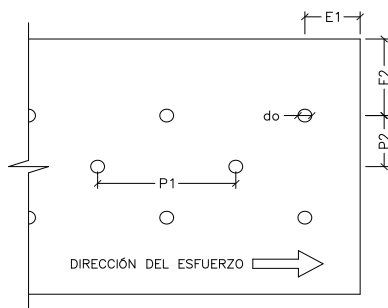
Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 31.2 (Min); 52 (Min. Recomendado); 80 (Max).
 e2 [mm]: 31.2 (Min); 39 (Min. Recomendado); 80 (Max).
 P1 [mm]: 57.2 (Min); 78 (Min. Recomendado); 140 (Max).
 P2 [mm]: 62.4 (Min); 78 (Min. Recomendado); 140 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 80 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 140 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 48 mm.



Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 26

t [mm]: 10

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 52

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-24:

 α : 0.67 β : 2.50

d [mm]: 24

t' [mm]: 10

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 137.60$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (109.4575 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 764

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 10

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 26

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 6.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 26

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 3040

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 2260

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 7640

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 6080

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 1696.80

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 8: 15-40

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-30
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 5.61

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 2.06
 F_{s,Sd} [kN]: 139.27

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 440 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: SI Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios
 tp [mm]: 25 Mayor de los espesores de los forros intermedios.

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 0.86$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 184.65$$

Resistencia de un tornillo M-30 a cortante [kN].

F_{v,Rd} > F_{t,Sd} (139.2695 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 323.14 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-30 a tracción [kN].}$$

F_{t,Rd} > F_{t,Sd} (2.05570202020202 kN) O.K.

dm [mm]: 46

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 15

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 447.41 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

B_{p,Rd} > F_{t,Sd} (2.05570202020202 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axil y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.76$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

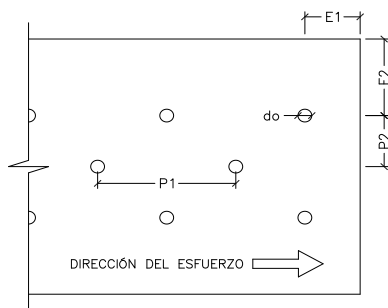
Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 39.6 (Min); 66 (Min. Recomendado); 120 (Max).
 e2 [mm]: 39.6 (Min); 49.5 (Min. Recomendado); 120 (Max).
 P1 [mm]: 72.6 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 79.2 (Min); 99 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 100 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 60 mm.



Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 33

t [mm]: 15

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 66

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-30:

 α : 0.67 β : 2.12

d [mm]: 30

t' [mm]: 15

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 218.60$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,Rd > Ft,sd (139.2695 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 1012

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 15

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 8.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 33

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 4560

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 3075

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 15180

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 11220

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 2754.39

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 9: 40-56

Id. Proyecto:

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-36
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 8.17

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 5.45
 F_{s,Sd} [kN]: 258.15

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 440 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: SI Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios
 tp [mm]: 20 Mayor de los espesores de los forros intermedios.

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 0.93$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 292.09$$

Resistencia de un tornillo M-36 a cortante [kN].

F_{v,Rd} > F_{t,Sd} (258.1475 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 470.59 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-36 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (5.4493005050505 kN) O.K.

dm [mm]: 55

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 25

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 891.58 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (5.4493005050505 kN) O.K.

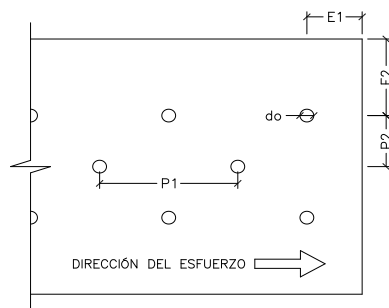
4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.89$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.**DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS**

Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 46.8 (Min); 78 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 e2 [mm]: 46.8 (Min); 58.5 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 P1 [mm]: 85.8 (Min); 117 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 93.6 (Min); 117 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 140 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 72 mm.

Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 39

t [mm]: 25

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 77

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-36:

 α : 0.66 β : 1.53

d [mm]: 36

t' [mm]: 25

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 311.90$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (258.1475 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 1034

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 25

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 39

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 10.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 39

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 7600

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 4675

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 25850

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 16100

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 4042.69

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Unión tipo 10: 56-56

Id. Proyecto:

OT-20-020

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-36
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 8.17

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de de las chapas.

γ M0 : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ M2 : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 3.37
 F_{s,Sd} [kN]: 258.15

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)
 Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1 N° Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante
 L [mm]: 440 Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)
 Forros: NO Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 313.73$$

Resistencia de un tornillo M-36 a cortante [kN].

F_{v,Rd} > F_{t,Sd} (258.1475 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 470.59 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-36 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (3.371681818182 kN) O.K.

dm [mm]: 55

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 25

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 891.58 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (3.371681818182 kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuanto existen solicitaciones de esfuerzo axil y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.83$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

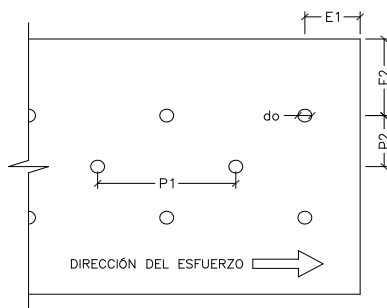
Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 46.8 (Min); 78 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 e2 [mm]: 46.8 (Min); 58.5 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 P1 [mm]: 85.8 (Min); 117 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 93.6 (Min); 117 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 140 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 72 mm.



Tipo de Agujero: **Normal**

C: 1

do [mm]: 39

t [mm]: 25

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 77

e2 [mm]: 48

P1 [mm]: 110

P2 [mm]: 90

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-36:

 α : 0.66 β : 1.53

d [mm]: 36

t' [mm]: 25

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 311.90$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (258.1475 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 304

Lv [mm]: 1034

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 25

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 3.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 39

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 10.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 39

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: **C**

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 7600

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 4675

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 25850

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 16100

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 4042.69

Resistencia de la unión a desgarro.

Anexo No. 2

Neoprenos

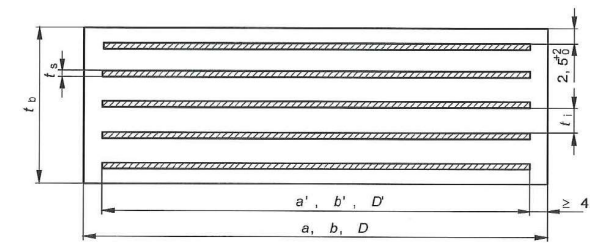
COMPROBACIÓN DE APOYOS DE NEOPRENO SEGÚN UNE-EN 1337-3

Preparado: MDCGN
Validado: JJFBP
Aprobado: JJFBP
Nombre Proyecto: **Puente Zumaya. Estribos**
Id. Proyecto:
Edición Hoja: 0

0. NORMATIVA APLICABLE

UNE-EN 1337-1 Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos
NCSP-07 Norma Sismoresistente Puentes 2007
Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes
EN 15129 Anti Seismic Devices

1. ESQUEMAS GRÁFICOS



2. DATOS

[GEOMETRÍA mm]

Forma del apoyo	Rectangular	
a [mm]	350.00	Anchura total del apoyo (dimensión menor)
b [mm]	400.00	Longitud total del apoyo (dimensión mayor)
D [mm]	400.00	Diámetro total del apoyo (apoyo circular)
r [mm]	7.5	Recubrimiento lateral de elastómero a cada lado de la placa
t _i [mm]	11	Espesor efectivo de una capa de elastómero individual
n	6	Número de capas de elastómero intermedias
t _{ext} [mm]	2.50	Espesor de capas extremas de elastómero
t _s [mm]	4.0	Espesor efectivo de una capa de refuerzo de acero

MATERIALES

G [MPa]	1.00	Valor nominal del módulo de cizalla convencional del apoyo elastomérico
G _{smin} /G	0.90	Relación entre el módulo elastico minimo para sisma rapidas y el convencional
G _{smax} /G	1.65	Relación entre el módulo elastico maximo para sisma rapidas y el convencional
G _{sis} /G	1.65	Relación elegida entre el módulo elastico maximo para sisma rapidas y el convencional
E _b [MPa]	2000.0	Módulo de compresibilidad del elastómero
f _y [MPa]	235.0	Límite elástico del acero
Superficie de contact	Hormigón	

COEFICIENTES

K _L	1.00	Factor del tipo de carga
γ _m	1.00	Factor de seguridad parcial
K _p	1.30	Factor de corrección del esfuerzo
K _h	1.00	Factor para los esfuerzos en tracción inducidos en la placa de refuerzo
K _{rad}	3.00	Factor de rotación según Anexo B

VALORES LÍMITE

ε _{UK}	7.00	Valor máximo deformacion característica
ε _{ad}	1.00	Valor máximo deformacion de cizalla
ε _{qd seismic}	2.00	Valor máximo deformacion de cizalla en sismo

COEFICIENTES DE COMBINACIÓN DE ACCIONES

ACCION	CP	SISMO	SC	VP	VIENTO	T*
γ	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		ψ ₀	0.40	0.70	0.60	0.60
		ψ ₁	0.40	0.70	0.20	0.20
		ψ ₂	0.20	0.20	0.00	0.60

CARGAS Y MOVIMIENTOS DE LOS APARATOS DE APOYO

F _{z,Gk} [kN]	752.91	Carga vertical característica Carga Permanente
α _{a,Gk} [mrad]	1.19	Ángulo de rotación a través de anchura a, carga permanente
F _{z,SCU,max} [kN]	827.22	Carga vertical máxima sobrecarga uniforme
F _{z,SCU,min} [kN]	-113.13	Carga vertical mínima sobrecarga uniforme
α _{a,SCU,max} [mrad]	2.00	Ángulo de rotación a través de anchura a, compatible con sobrecarga uniforme max
α _{a,SCU,min} [mrad]	0.34	Ángulo de rotación a través de anchura a, compatible con sobrecarga uniforme min
F _{z,Q,max} [kN]	304.94	Carga vertical máxima vehículos pesados
F _{z,Q,min} [kN]	-34.07	Carga vertical mínima vehículos pesados
α _{a,Q,max} [mrad]	0.54	Ángulo de rotación a través de anchura a, compatible con vehículos pesado maximo
α _{a,Q,min} [mrad]	0.10	Ángulo de rotación a través de anchura a, compatible con vehículos pesado minimo
v _{perm} [mm]	4.47	Desplazamiento debido a acciones permanentes (pp, cm y pret)
v _{x,rel} [mm]	0.0	Desplazamiento debido a acciones reológicas
v _{x,T} [mm]	15.4	Desplazamiento debido a acciones termicas
v _{x,frenado} [mm]	12.6	Desplazamiento debido al frenado
v _{x,SLONG} [mm]	28.3	Desplazamiento debido al sismo longitudinal (G=1.65·G)
v _{x,STRANSV} [mm]	0.0	Desplazamiento debido al sismo transversal (G=1.65·G)
v _{y,W} [mm]	26.0	Desplazamiento debido al viento transversal
α _{par} [mrad]	3.0	Giro parásito debido a falta de paralelismo entre tablero e infraestructura
K _f	0.6	Factor de fricción

3. VALORES DE CÁLCULO DE LAS CARGAS Y MOVIMIENTOS EN APOYOS

COMBINACIÓN	Fz [kN]	$\alpha_{a,d}$ [mrad]	$\alpha_{b,d}$ [mrad]	vx,d [mm]	vy,d [mm]	xy,d [mm]
COMB1 Fzdmax	2714.67	5.42	0.00	38.86	23.40	45.36
COMB2 Fzdmax	1832.95	3.37	0.00	27.49	39.00	47.72
COMB3 Fzdmax	1832.95	3.37	0.00	36.74	23.40	43.56
COMB4 Fzdmax	2451.15	5.00	0.00	37.29	23.40	44.03
COMB5 Fzdmax	1569.43	2.96	0.00	25.93	39.00	46.83
COMB6 Fzdmax	1569.43	2.96	0.00	35.18	23.40	42.25
COMB1 Fzdmin	795.63	2.27	0.00	38.86	23.40	45.36
COMB2 Fzdmin	912.78	1.92	0.00	27.49	39.00	47.72
COMB3 Fzdmin	912.78	1.92	0.00	36.74	23.40	43.56
COMB4 Fzdmin	532.11	1.85	0.00	37.29	23.40	44.03
COMB5 Fzdmin	649.26	1.50	0.00	25.93	39.00	46.83
COMB6 Fzdmin	649.26	1.50	0.00	35.18	23.40	42.25
SISM1	723.47	1.70	0.00	58.77	0.00	58.77
SISM2	723.47	1.70	1.00	29.01	0.00	29.01

4. DATOS AUXILIARES QUE SE DEDUCEN DE LOS DATOS PRINCIPALES

a' [mm]	335.00	Anchura efectiva del apoyo (dimensión menor)
b' [mm]	385.00	Longitud efectiva del apoyo (dimensión mayor)
D' [mm]	385.00	Diámetro efectivo del apoyo (apoyo circular)
A [mm ²]	140000.00	Área en planta total del apoyo
A _f [mm ²]	128975.00	Área en plana efectiva del apoyo
l _p [mm]	1440.00	Perímetro libre de fuerza del apoyo
S	8.14	Factor de forma
T _e [mm]	71.00	Espesor nominal total de elastómero
T _e [mm]	66.00	Espesor total del elastómero en cizalla incluyendo cubierta superior e inferior
K [kN/m]	1971.83	Rígidez aparato de apoyo considerando G

5. VERIFICACIONES

5.1 DEFORMACION DE DISEÑO MÁXIMA $\epsilon_{t,d} = K_L (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{a,d} + \epsilon_{s,d}) < \epsilon_{u,d}$

COMBINACIÓN	A _f [mm ²]	$\epsilon_{c,d}$	$\epsilon_{a,d}$	$\epsilon_{s,d}$	$\epsilon_{t,d}$	VERIFICACION
COMB1 Fzdmax	106176	4.71	0.69	0.96	6.35	CUMPLE
COMB2 Fzdmax	105326	3.21	0.72	0.80	4.73	CUMPLE
COMB3 Fzdmax	106990	3.16	0.66	0.80	4.61	CUMPLE
COMB4 Fzdmax	106778	4.23	0.67	0.92	5.82	CUMPLE
COMB5 Fzdmax	105928	2.73	0.71	0.77	4.21	CUMPLE
COMB6 Fzdmax	107592	2.69	0.64	0.77	4.09	CUMPLE
COMB1 Fzdmin	106176	1.38	0.69	0.71	2.78	CUMPLE
COMB2 Fzdmin	105326	1.60	0.72	0.69	3.01	CUMPLE
COMB3 Fzdmin	106990	1.57	0.66	0.69	2.92	CUMPLE
COMB4 Fzdmin	106778	0.92	0.67	0.68	2.27	CUMPLE
COMB5 Fzdmin	105928	1.13	0.71	0.65	2.49	CUMPLE
COMB6 Fzdmin	107592	1.11	0.64	0.65	2.41	CUMPLE
SISM1	106348	1.25	0.89	0.67	2.81	CUMPLE
SISM2	117808	1.13	0.44	0.77	2.34	CUMPLE

5.2 ESPESOR DE CHAPAS DE REFUERZO DEL APOYO ($t_s > t_{s,min}$)

COMBINACIÓN		$t_{s,min}$ [mm]	VERIFICACION
COMB1	Fzdmax	3.11	CUMPLE
COMB2	Fzdmax	2.12	CUMPLE
COMB3	Fzdmax	2.08	CUMPLE
COMB4	Fzdmax	2.79	CUMPLE
COMB5	Fzdmax	2.00	CUMPLE
COMB6	Fzdmax	2.00	CUMPLE
COMB1	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB2	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB3	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB4	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB5	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB6	Fzdmin	2.00	CUMPLE
SISM1		2.00	CUMPLE
SISM2		2.00	CUMPLE

5.3 CONDICION LÍMITE DE ROTACIÓN

COMBINACIÓN		v_{zd} [mm]	$(\alpha' \alpha_{s,d} + b \alpha_{s,d}) / K_{rd}$	VERIFICACION
COMB1	Fzdmax	4.89	1.32	CUMPLE
COMB2	Fzdmax	3.30	1.10	CUMPLE
COMB3	Fzdmax	3.30	1.10	CUMPLE
COMB4	Fzdmax	4.41	1.28	CUMPLE
COMB5	Fzdmax	2.82	1.05	CUMPLE
COMB6	Fzdmax	2.82	1.05	CUMPLE
COMB1	Fzdmin	1.43	0.97	CUMPLE
COMB2	Fzdmin	1.64	0.93	CUMPLE
COMB3	Fzdmin	1.64	0.93	CUMPLE
COMB4	Fzdmin	0.96	0.93	CUMPLE
COMB5	Fzdmin	1.17	0.89	CUMPLE
COMB6	Fzdmin	1.17	0.89	CUMPLE
SISM1		1.30	0.91	CUMPLE
SISM2		1.30	1.04	CUMPLE

5.4 ESTABILIDAD A PANDEO

COMBINACIÓN		F_{zd}/A_r [MPa]	σ_{adm}	VERIFICACION
COMB1	Fzdmax	25.57	25.61	CUMPLE
COMB2	Fzdmax	17.40	25.61	CUMPLE
COMB3	Fzdmax	17.13	25.61	CUMPLE
COMB4	Fzdmax	22.96	25.61	CUMPLE
COMB5	Fzdmax	14.82	25.61	CUMPLE
COMB6	Fzdmax	14.59	25.61	CUMPLE
COMB1	Fzdmin	7.49	25.61	CUMPLE
COMB2	Fzdmin	8.67	25.61	CUMPLE
COMB3	Fzdmin	8.53	25.61	CUMPLE
COMB4	Fzdmin	4.98	25.61	CUMPLE
COMB5	Fzdmin	6.13	25.61	CUMPLE
COMB6	Fzdmin	6.03	25.61	CUMPLE
SISM1		6.80	25.61	CUMPLE
SISM2		6.14	25.61	CUMPLE

5.5 CONDICIÓN DE NO DESLIZAMIENTO

COMBINACIÓN		F_{hx} [kN]	$F_{hx,sis}$ [kN]	F_{hy} [kN]	$F_{hy,sis}$ [kN]	F_h [kN]	F_{zd} [kN]	F_r [kN]	σ_m	VERIFICACION
COMB1	Fzdmax	76.62	0.00	46.14	0.00	89.44	2714.67	397.47	19.39	CUMPLE
COMB2	Fzdmax	54.21	0.00	76.90	0.00	94.09	1832.95	309.29	13.09	CUMPLE
COMB3	Fzdmax	72.45	0.00	46.14	0.00	85.90	1832.95	309.29	13.09	CUMPLE
COMB4	Fzdmax	73.54	0.00	46.14	0.00	86.81	2451.15	371.12	17.51	CUMPLE
COMB5	Fzdmax	51.12	0.00	76.90	0.00	92.34	1569.43	282.94	11.21	CUMPLE
COMB6	Fzdmax	69.37	0.00	46.14	0.00	83.31	1569.43	282.94	11.21	CUMPLE
COMB1	Fzdmin	76.62	0.00	46.14	0.00	89.44	795.63	205.56	5.68	CUMPLE
COMB2	Fzdmin	54.21	0.00	76.90	0.00	94.09	912.78	217.28	6.52	CUMPLE
COMB3	Fzdmin	72.45	0.00	46.14	0.00	85.90	912.78	217.28	6.52	CUMPLE
COMB4	Fzdmin	73.54	0.00	46.14	0.00	86.81	532.11	179.21	3.80	CUMPLE
COMB5	Fzdmin	51.12	0.00	76.90	0.00	92.34	649.26	190.93	4.64	CUMPLE
COMB6	Fzdmin	69.37	0.00	46.14	0.00	83.31	649.26	190.93	4.64	CUMPLE
SISM1		32.04	138.35	0.00	0.00	170.39	723.47	198.35	5.17	CUMPLE
SISM2		32.04	41.51	-76.90	0.00	106.41	723.47	198.35	5.17	CUMPLE

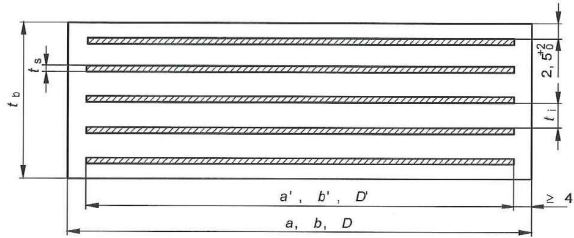
COMPROBACIÓN DE APOYOS DE NEOPRENO SEGÚN UNE-EN 1337-3

Preparado: MDCGN
Validado: JJFBP
Aprobado: JJFBP
Nombre Proyecto: **Puente Zumaya, Pila**
Id. Proyecto:
Edición Hoja: 0

0. NORMATIVA APLICABLE

UNE-EN 1337-1 Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos
NCSP-07 Norma Sismoresistente Puentes 2007
Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes
EN 15129 Anti Seismic Devices

1. ESQUEMAS GRÁFICOS



2. DATOS

[GEOMETRÍA mm]

Forma del apoyo	Rectangular	
a [mm]	400.00	Anchura total del apoyo (dimensión menor)
b [mm]	500.00	Longitud total del apoyo (dimensión mayor)
D [mm]	600.00	Diámetro total del apoyo (apoyo circular)
r [mm]	7.5	Recubrimiento lateral de elastómero a cada lado de la placa
t _i [mm]	11	Espesor efectivo de una capa de elastómero individual
n	7	Número de capas de elastómero intermedias
t _{ext} [mm]	2.50	Espesor de capas extremas de elastómero
t _s [mm]	4.0	Espesor efectivo de una capa de refuerzo de acero

MATERIALES

G [MPa]	1.00	Valor nominal del módulo de cizalla convencional del apoyo elastomérico
G _{smin} /G	0.90	Relación entre el módulo elastico minimo para sisma rapidas y el convencional
G _{smax} /G	1.65	Relación entre el módulo elastico maximo para sisma rapidas y el convencional
G _{sis} /G	1.65	Relación elegida entre el módulo elastico maximo para sisma rapidas y el convencional
E _b [MPa]	2000.0	Módulo de compresibilidad del elastómero
f _y [MPa]	235.0	Límite elástico del acero
Superficie de contact	Hormigón	

COEFICIENTES

K _L	1.00	Factor del tipo de carga
γ _m	1.00	Factor de seguridad parcial
K _p	1.30	Factor de corrección del esfuerzo
K _h	1.00	Factor para los esfuerzos en tracción inducidos en la placa de refuerzo
K _{rad}	3.00	Factor de rotación según Anexo B

VALORES LÍMITE

ε _{UK}	7.00	Valor máximo deformacion característica
ε _{ad}	1.00	Valor máximo deformacion de cizalla
ε _{qd seismic}	2.00	Valor máximo deformacion de cizalla en sismo

COEFICIENTES DE COMBINACIÓN DE ACCIONES

ACCION	CP	SISMO	SC	VP	VIENTO	T*
γ	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		ψ ₀	0.40	0.70	0.60	0.60
		ψ ₁	0.40	0.70	0.20	0.20
		ψ ₂	0.20	0.20	0.00	0.60

CARGAS Y MOVIMIENTOS DE LOS APARATOS DE APOYO

F _{z,Gk} [kN]	1251.99	Carga vertical característica Carga Permanente
α _{a,Gk} [mrad]	0.27	Ángulo de rotación a través de anchura a, carga permanente
F _{z,SCU,max} [kN]	1064.11	Carga vertical máxima sobrecarga uniforme
F _{z,SCU,min} [kN]	0.00	Carga vertical mínima sobrecarga uniforme
α _{a,SCU,max} [mrad]	0.99	Ángulo de rotación a través de anchura a, compatible con sobrecarga uniforme max
α _{a,SCU,min} [mrad]	0.99	Ángulo de rotación a través de anchura a, compatible con sobrecarga uniforme min
F _{z,Q,max} [kN]	339.88	Carga vertical máxima vehículos pesados
F _{z,Q,min} [kN]	0.00	Carga vertical mínima vehículos pesados
α _{a,Q,max} [mrad]	0.27	Ángulo de rotación a través de anchura a, compatible con vehículos pesado maximo
α _{a,Q,min} [mrad]	0.27	Ángulo de rotación a través de anchura a, compatible con vehículos pesado minimo
v _{perm} [mm]	0.00	Desplazamiento debido a acciones permanentes (pp, cm y pret)
v _{x,real} [mm]	0.0	Desplazamiento debido a acciones reológicas
v _{x,T} [mm]	0.0	Desplazamiento debido a acciones termicas
v _{x,frenado} [mm]	1.1	Desplazamiento debido al frenado
v _{x,SLONG} [mm]	0.0	Desplazamiento debido al sismo longitudinal (G=1.65·G)
v _{x,STRANSV} [mm]	0.0	Desplazamiento debido al sismo transversal (G=1.65·G)
v _{y,W} [mm]	0.0	Desplazamiento debido al viento transversal
α _{par} [mrad]	3.0	Giro parásito debido a falta de paralelismo entre tablero e infraestructura
K _f	0.6	Factor de fricción

3. VALORES DE CÁLCULO DE LAS CARGAS Y MOVIMIENTOS EN APOYOS

COMBINACIÓN	Fz [kN]	$\alpha_{a,d}$ [mrad]	$\alpha_{b,d}$ [mrad]	vx,d [mm]	vy,d [mm]	xy,d [mm]
COMB1 Fzdmax	3796.17	2.25	0.00	1.67	0.00	1.67
COMB2 Fzdmax	2685.53	1.24	0.00	0.67	0.00	0.67
COMB3 Fzdmax	2685.53	1.24	0.00	0.67	0.00	0.67
COMB4 Fzdmax	3357.98	2.16	0.00	1.67	0.00	1.67
COMB5 Fzdmax	2247.33	1.15	0.00	0.67	0.00	0.67
COMB6 Fzdmax	2247.33	1.15	0.00	0.67	0.00	0.67
COMB1 Fzdmin	1690.19	2.25	0.00	1.67	0.00	1.67
COMB2 Fzdmin	1690.19	1.24	0.00	0.67	0.00	0.67
COMB3 Fzdmin	1690.19	1.24	0.00	0.67	0.00	0.67
COMB4 Fzdmin	1251.99	2.16	0.00	1.67	0.00	1.67
COMB5 Fzdmin	1251.99	1.15	0.00	0.67	0.00	0.67
COMB6 Fzdmin	1251.99	1.15	0.00	0.67	0.00	0.67
SISM1	1251.99	0.52	0.00	0.22	0.00	0.22
SISM2	1251.99	0.52	1.00	0.22	0.00	0.22

4. DATOS AUXILIARES QUE SE DEDUCEN DE LOS DATOS PRINCIPALES

a' [mm]	385.00	Anchura efectiva del apoyo (dimensión menor)
b' [mm]	485.00	Longitud efectiva del apoyo (dimensión mayor)
D' [mm]	585.00	Diámetro efectivo del apoyo (apoyo circular)
A [mm ²]	200000.00	Área en planta total del apoyo
A _f [mm ²]	186725.00	Área en plana efectiva del apoyo
I _p [mm]	1740.00	Perímetro libre de fuerza del apoyo
S	9.76	Factor de forma
T _e [mm]	82.00	Espesor nominal total de elastómero
T _e [mm]	77.00	Espesor total del elastómero en cizalla incluyendo cubierta superior e inferior
K [kN/m]	2439.02	Rigidez aparato de apoyo considerando G

5. VERIFICACIONES

5.1 DEFORMACION DE DISEÑO MÁXIMA $\epsilon_{t,d} = K_L (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{a,d} + \epsilon_{u,d}) < \epsilon_{u,d}$

COMBINACIÓN	A _f [mm ²]	$\epsilon_{c,d}$	$\epsilon_{a,d}$	$\epsilon_{u,d}$	$\epsilon_{t,d}$	VERIFICACION
COMB1 Fzdmax	185917	3.14	0.02	0.88	4.04	CUMPLE
COMB2 Fzdmax	186402	2.22	0.01	0.79	3.01	CUMPLE
COMB3 Fzdmax	186402	2.22	0.01	0.79	3.01	CUMPLE
COMB4 Fzdmax	185917	2.78	0.02	0.87	3.67	CUMPLE
COMB5 Fzdmax	186402	1.85	0.01	0.78	2.64	CUMPLE
COMB6 Fzdmax	186402	1.85	0.01	0.78	2.64	CUMPLE
COMB1 Fzdmin	185917	1.40	0.02	0.88	2.30	CUMPLE
COMB2 Fzdmin	186402	1.39	0.01	0.79	2.19	CUMPLE
COMB3 Fzdmin	186402	1.39	0.01	0.79	2.19	CUMPLE
COMB4 Fzdmin	185917	1.04	0.02	0.87	1.93	CUMPLE
COMB5 Fzdmin	186402	1.03	0.01	0.78	1.82	CUMPLE
COMB6 Fzdmin	186402	1.03	0.01	0.78	1.82	CUMPLE
SISM1	186617	1.03	0.00	0.72	1.76	CUMPLE
SISM2	186617	1.03	0.00	0.86	1.90	CUMPLE

5.2 ESPESOR DE CHAPAS DE REFUERZO DEL APOYO ($t_s > t_{s,min}$)

COMBINACIÓN		$t_{s,min}$ [mm]	VERIFICACION
COMB1	Fzdmax	2.48	CUMPLE
COMB2	Fzdmax	2.00	CUMPLE
COMB3	Fzdmax	2.00	CUMPLE
COMB4	Fzdmax	2.20	CUMPLE
COMB5	Fzdmax	2.00	CUMPLE
COMB6	Fzdmax	2.00	CUMPLE
COMB1	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB2	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB3	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB4	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB5	Fzdmin	2.00	CUMPLE
COMB6	Fzdmin	2.00	CUMPLE
SISM1		2.00	CUMPLE
SISM2		2.00	CUMPLE

5.3 CONDICION LÍMITE DE ROTACIÓN

COMBINACIÓN		v_{zd} [mm]	$(\alpha' \alpha_{s,d} + \beta \alpha_{s,d})/K_{r,d}$	VERIFICACION
COMB1	Fzdmax	4.07	1.16	CUMPLE
COMB2	Fzdmax	2.88	1.03	CUMPLE
COMB3	Fzdmax	2.88	1.03	CUMPLE
COMB4	Fzdmax	3.60	1.15	CUMPLE
COMB5	Fzdmax	2.41	1.02	CUMPLE
COMB6	Fzdmax	2.41	1.02	CUMPLE
COMB1	Fzdmin	1.81	1.16	CUMPLE
COMB2	Fzdmin	1.81	1.03	CUMPLE
COMB3	Fzdmin	1.81	1.03	CUMPLE
COMB4	Fzdmin	1.34	1.15	CUMPLE
COMB5	Fzdmin	1.34	1.02	CUMPLE
COMB6	Fzdmin	1.34	1.02	CUMPLE
SISM1		1.34	0.94	CUMPLE
SISM2		1.34	1.10	CUMPLE

5.4 ESTABILIDAD A PANDEO

COMBINACIÓN		F_{zd}/A_r [MPa]	σ_{adm}	VERIFICACION
COMB1	Fzdmax	20.42	30.54	CUMPLE
COMB2	Fzdmax	14.41	30.54	CUMPLE
COMB3	Fzdmax	14.41	30.54	CUMPLE
COMB4	Fzdmax	18.06	30.54	CUMPLE
COMB5	Fzdmax	12.06	30.54	CUMPLE
COMB6	Fzdmax	12.06	30.54	CUMPLE
COMB1	Fzdmin	9.09	30.54	CUMPLE
COMB2	Fzdmin	9.07	30.54	CUMPLE
COMB3	Fzdmin	9.07	30.54	CUMPLE
COMB4	Fzdmin	6.73	30.54	CUMPLE
COMB5	Fzdmin	6.72	30.54	CUMPLE
COMB6	Fzdmin	6.72	30.54	CUMPLE
SISM1		6.71	30.54	CUMPLE
SISM2		6.71	30.54	CUMPLE

5.5 CONDICIÓN DE NO DESLIZAMIENTO

COMBINACIÓN		F_{hx} [kN]	$F_{hx,site}$ [kN]	F_{hy} [kN]	$F_{hy,site}$ [kN]	F_h [kN]	F_{zd} [kN]	F_r [kN]	σ_m	VERIFICACION
COMB1	Fzdmax	4.06	0.00	0.00	0.00	4.06	3796.17	559.62	18.98	CUMPLE
COMB2	Fzdmax	1.62	0.00	0.00	0.00	1.62	2685.53	448.55	13.43	CUMPLE
COMB3	Fzdmax	1.62	0.00	0.00	0.00	1.62	2685.53	448.55	13.43	CUMPLE
COMB4	Fzdmax	4.06	0.00	0.00	0.00	4.06	3357.98	515.80	16.79	CUMPLE
COMB5	Fzdmax	1.62	0.00	0.00	0.00	1.62	2247.33	404.73	11.24	CUMPLE
COMB6	Fzdmax	1.62	0.00	0.00	0.00	1.62	2247.33	404.73	11.24	CUMPLE
COMB1	Fzdmin	4.06	0.00	0.00	0.00	4.06	1690.19	349.02	8.45	CUMPLE
COMB2	Fzdmin	1.62	0.00	0.00	0.00	1.62	1690.19	349.02	8.45	CUMPLE
COMB3	Fzdmin	1.62	0.00	0.00	0.00	1.62	1690.19	349.02	8.45	CUMPLE
COMB4	Fzdmin	4.06	0.00	0.00	0.00	4.06	1251.99	305.20	6.26	CUMPLE
COMB5	Fzdmin	1.62	0.00	0.00	0.00	1.62	1251.99	305.20	6.26	CUMPLE
COMB6	Fzdmin	1.62	0.00	0.00	0.00	1.62	1251.99	305.20	6.26	CUMPLE
SISM1		0.54	0.00	0.00	0.00	0.54	1251.99	305.20	6.26	CUMPLE
SISM2		0.54	0.00	0.00	0.00	0.54	1251.99	305.20	6.26	CUMPLE

Anexo No. 3

Unión de diagonales reforzadas de celosía exterior con cordones superior e inferior

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Punto Zumaya. Diagonal celosía exterior 1/2 HEB-300+2x10 con alma codón inf.

Id. Proyecto:

OT-20-020

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-24
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 3.53

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de las chapas.

γ_{M0}: 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ_{M2}: 1.25

Coefficiente parcial de seguridad parcial relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 0.00

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)

F_{s,Sd} [kN]: 98.68

Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1

Nº Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante

L [mm]: 748

Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)

Forros: NO

Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 0.92$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 124.59$$

Resistencia de un tornillo M-24 a cortante [kN].

F_{v,Rd} > F_{t,Sd} (98.6831818181818 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 203.33 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-24 a tracción [kN].}$$

F_{t,Rd} > F_{t,Sd} (o kN) O.K.

dm [mm]: 36

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 15

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 350.15 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

B_{p,Rd} > F_{t,Sd} (o kN) O.K.

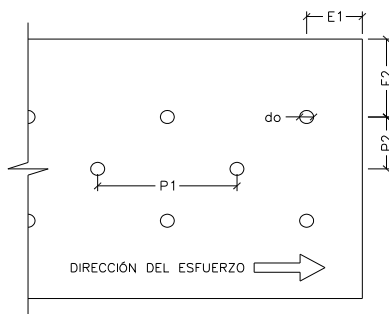
4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuando existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.79$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.**DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS**

Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

- e1 [mm]: 31.2 (Min); 52 (Min. Recomendado); 120 (Max).
- e2 [mm]: 31.2 (Min); 39 (Min. Recomendado); 120 (Max).
- p1 [mm]: 57.2 (Min); 78 (Min. Recomendado); 175 (Max).
- p2 [mm]: 62.4 (Min); 78 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 100 mm. mientras que las distancias p1 y p2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 48 mm.

Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 26

t [mm]: 15

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 38

e2 [mm]: 72

P1 [mm]: 76

P2 [mm]: 156

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-24:

 α : 0.49 β : 2.50

d [mm]: 24

t' [mm]: 15

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 150.83$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (98.6831818181818 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 156

Lv [mm]: 786

tw [mm]: 15

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 1.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 26

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 10.5

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 26

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: c

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 2340

Ant [mm]: 1950

Av [mm²]: 11790Anv [mm²]: 7695

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Área neta de la zona sometida a tracción.

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,Rd} = f_u \frac{A_t}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} f_y \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 1834.37

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Punto Zumaya. Diagonal celosía exterior 1/2 HEB-300+2x10 con alma codón sup

Id. Proyecto:

OT-20-020

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:**1.1 Tipo de tornillos de la unión:**

Tipo de Tornillo: M-20
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 2.45

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de las chapas.

 γ_{M0} : 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

 γ_{M2} : 1.25

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo): $F_{t,Ed}$ [kN]: 0.00

Esfuerzo axial de tracción de cálculo (o si no hay tracción)

 $F_{s,Ed}$ [kN]: 61.00

Esfuerzo cortante de cálculo.

NOTA: $F_{s,Ed} = N_{Ed} - F_{w,Rd}$, I (El axil no resistido por la soldadura lo resisten los tornillos)**2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:**

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1

Nº Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante

L [mm]: 420

Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)

Forros: NO

Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 0.97$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 91.26$$

Resistencia de un tornillo M-20 a cortante [kN].

Fv,rd > Ft,sd (61 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 141.12 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-20 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (o kN) O.K.

dm [mm]: 30

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 19

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 369.60 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (o kN) O.K.

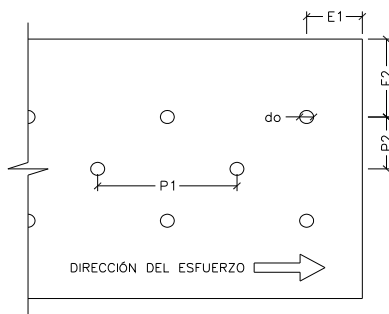
4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuando existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.67$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.**DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS**

Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 26.4 (Min); 44 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 e2 [mm]: 26.4 (Min); 33 (Min. Recomendado); 125 (Max).
 P1 [mm]: 48.4 (Min); 66 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 52.8 (Min); 66 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 116 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 200 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 40 mm.

Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 22

t [mm]: 19

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 30

e2 [mm]: 30

P1 [mm]: 100

P2 [mm]: 120

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-20:

 α : 0.45 β : 2.12

d [mm]: 20

t' [mm]: 19

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 125.86$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (61 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 120

Lv [mm]: 840

tw [mm]: 19

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 1.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 22

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 8.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 22

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: C

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 2280

Ant [mm]: 1862

Av [mm²]: 15960Anv [mm²]: 12616

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Área neta de la zona sometida a tracción.

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} f_y \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 2548.20

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Puente Zumaya. Diagonal celosía exterior 1/2 HEB-180+2x5 con alma codón sup e inf

Id. Proyecto:

OT-20-020

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: M-20
 Presencia de rosca: SI
 As [cm²]: 2.45

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: 8.8
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: S 275
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de las chapas.

γ_{M0}: 1.05

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

γ_{M2}: 1.25

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: 0.00

Esfuerzo axil de tracción de cálculo (o si no hay tracción)

F_{s,Sd} [kN]: 74.22

Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: 1

Nº Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante

L [mm]: 420

Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)

Forros: NO

Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 0.97$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.60 \cdot f_{tb} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 91.26$$

Resistencia de un tornillo M-20 a cortante [kN].

F_{v,rd} > F_{t,sd} (74.222222222222 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 141.12 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-20 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (o kN) O.K.

dm [mm]: 30

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 14

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 272.34 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (o kN) O.K.

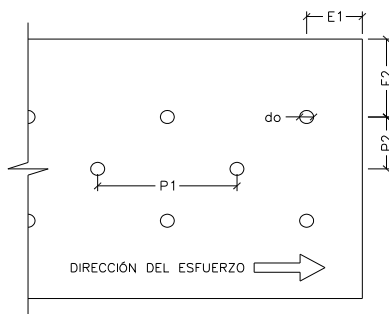
4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuando existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.81$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.**DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS**

Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 26.4 (Min); 44 (Min. Recomendado); 112 (Max).
 e2 [mm]: 26.4 (Min); 33 (Min. Recomendado); 112 (Max).
 P1 [mm]: 48.4 (Min); 66 (Min. Recomendado); 175 (Max).
 P2 [mm]: 52.8 (Min); 66 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 96 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 196 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 40 mm.

Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 22

t [mm]: 14

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 30

e2 [mm]: 30

P1 [mm]: 100

P2 [mm]: 120

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-20:

 α : 0.45 β : 2.12

d [mm]: 20

t' [mm]: 14

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 92.74$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (74.222222222222 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 120

Lv [mm]: 840

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 14

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 1.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 22

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 4.5

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 22

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: c

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 1680

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 1372

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 11760

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 10374

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} f_y \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 2040.63

Resistencia de la unión a desgarro.

COMPROBACIÓN DE TORNILLOS EN UNIONES SIN PRETENSAR (CATEGORÍAS A y/o D).

Preparado: IGQ + AFA

Validado: IGQ + JMVN+ AFA

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto:

Punto Zumaya. Diagonal celosía exterior 1/2 HEB-160+2x5 con alma codón sup e inf

Id. Proyecto:

OT-20-020

Edición Hoja: 4

o. NORMATIVA APLICABLE

EN-1993-1-8 (Versión Mayo 2005)

1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y ACCIONES:

1.1 Tipo de tornillos de la unión:

Tipo de Tornillo: **M-20**
 Presencia de rosca: **S**
 As [cm²]: 2.45

1.2 Características de los materiales:

Acero Tornillos: **8.8**
 fyb [N/mm²]: 640
 fub [N/mm²]: 800

Tipo de acero del tornillo.
 Límite elástico del acero del tornillo
 Tensión de rotura del acero del tornillo.

Acero Chapas: **S 275**
 fy [N/mm²]: 275
 fu [N/mm²]: 430

Tipo de acero de las chapas
 Límite elástico del acero de las chapas.
 Tensión de rotura del acero de las chapas.

 γ_{M0} : **1.05**

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 plastificación del material.

 γ_{M2} : **1.25**

Coefficiente parcial de seguridad relativo a la
 resistencia última del material y de los medios de unión

1.3 Esfuerzos de cálculo (en el tornillo):

F_{t,Sd} [kN]: **0.00**

Esfuerzo axial de tracción de cálculo (o si no hay tracción)

F_{s,Sd} [kN]: **47.22**

Esfuerzo cortante de cálculo.

2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS TORNILLOS:

La resistencia a cortante de los tornillos viene dada por la siguiente expresión:

nv: **1**

Nº Secciones que resisten conjuntamente el
 esfuerzo cortante

L [mm]: **420**

Distancia entre los ejes de los tornillos extremos en la
 dirección de la carga. (o para un único tornillo)

Forros: **NO**

Indicar si los tornillos deben atravesar forros
 intermedios

$$\beta_f = 1 - \frac{L - 1.5 \cdot d}{200 \cdot d} = 0.97$$

Coefficiente reductor en función de la longitud de la
 unión

$$\beta_p = \frac{9 \cdot d}{8 \cdot d + 3 \cdot t_p} = 1.00$$

Coefficiente reductor en función de la presencia de
 forros intermedios.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_s \cdot n_v}{\gamma_{M2}} \cdot \beta_f \cdot \beta_p = 91.26$$

Resistencia de un tornillo M-20 a cortante [kN].

F_{v,Rd} > F_{t,Sd} (47.222222222222 kN) O.K.

3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS TORNILLOS:

Cuando un tornillo está solicitado a tracción deberán comprobarse las dos siguientes fuerzas: Resistencia a tracción del tornillo y resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza del tornillo.

Tipo de Tornillo: **Normal**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 141.12 \quad \text{Resistencia de un tornillo M-20 a tracción [kN].}$$

Ft,rd > Ft,sd (o kN) O.K.

dm [mm]: 30

Menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

t [mm]: 13

Menor espesor de la chapa en contacto con la cabeza o tuerca del tornillo.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 252.89 \quad \text{Resistencia a punzonamiento de la chapa [kN]}$$

Bp,rd > Ft,sd (o kN) O.K.

4. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN CORTANTE-TRACCIÓN:

Cuando existen solicitaciones de esfuerzo axial y cortante combinados debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.52$$

O.K

5. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS TALADROS

Se indican a continuación las distancias mínimas correspondientes a la figura adyacente:

e1 [mm]: 26.4 (Min); 44 (Min. Recomendado); 104 (Max).

e2 [mm]: 26.4 (Min); 33 (Min. Recomendado); 104 (Max).

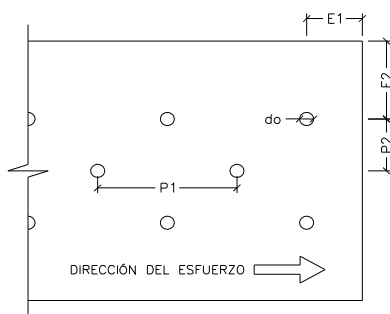
P1 [mm]: 48.4 (Min); 66 (Min. Recomendado); 175 (Max).

P2 [mm]: 52.8 (Min); 66 (Min. Recomendado); 175 (Max).

Notas:

- Si las piezas a unir están a la intemperie o se encuentran en un ambiente corrosivo las distancias e1 y e2 no superarán los 92 mm. mientras que las distancias P1 y P2 no superarán los 182 mm.

- En el caso de agujeros rasgados, estas distancias se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.
- Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m, del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, no sea inferior a 40 mm.



Tipo de Agujero: Normal

C: 1

do [mm]: 22

t [mm]: 13

Factor de corrección de la resistencia a aplastamiento de la chapa (función del tipo agujero).

Diámetro nominal del taladro.

Espesor de la pieza más delgada a unir (a efectos de comprobación de la disposición de los taladros).

Disposiciones constructivas realmente dispuestas en la chapa:

e1 [mm]: 30

e2 [mm]: 30

P1 [mm]: 100

P2 [mm]: 120

A continuación se procede al cálculo de la resistencia a aplastamiento de la chapa contra el vástago de un tornillo tipo M-20:

 α : 0.45 β : 2.12

d [mm]: 20

t' [mm]: 13

Diámetro del tornillo

Mínimo valor de la suma de espesores de chapa que resisten el esfuerzo en cada dirección.

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot C = 86.11$$

Resistencia a aplastamiento de la chapa [kN]

Fb,rd > Ft,sd (47.222222222222 kN) O.K.

6. RESISTENCIA AL DESGARRO DE LA CHAPA:

En los extremos de las vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro

Lt [mm]: 120

Lv [mm]: 840

Longitud de la línea que limita la parte traccionada del bloque.

Longitud de la línea (o líneas que limitan la parte del bloque sometida a esfuerzo cortante).

tw [mm]: 13

Espesor del alma o del casquillo de la unión.

nt: 1.0

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo de tracción.

do,t [mm]: 22

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte traccionada del bloque (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

nv: 4.5

Número de agujeros de tornillos a lo largo de la línea sometida a esfuerzo cortante.

do,v [mm]: 22

Diámetro nominal de los taladros a lo largo de la línea que limita la parte del bloque sometida a cortante (debe prestarse atención especial en el caso de taladros rasgados).

Tipo de Esfuerzo: c

(C: Centrado; E: Excéntrico).

At [mm²]: 1560

Área bruta de la zona sometida a tracción.

Ant [mm]: 1274

Área neta de la zona sometida a tracción.

Av [mm²]: 10920

Área bruta de la zona sometida a cortante.

Anv [mm²]: 9633

Área neta de la zona sometida a cortante.

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot f_u \frac{A_n}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} f_y \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

Veff, Rd [kN]: 1894.87

Resistencia de la unión a desgarro.

CÁLCULO DE SOLDADURAS (MÉTODO SIMPLIFICADO EN1993-1-8 ART. 4.5.3.3)

Preparado: ABE

Validado: ABE

Aprobado: FBN

Nombre Proyecto **Puente Zumaya. Diagonal celosía exterior 1/2 HEB-300+2#10 con alma codón sup**

Id. Proyecto OT-20-020 REHABILITACION PUENTE ZUMAIA ETS

Edición Hoja: 1

0. NORMATIVA APLICABLE

* EN1993-1-8: Proyecto de estructura de acero. Parte 1-8: Uniones

1. ESQUEMAS GRÁFICOS

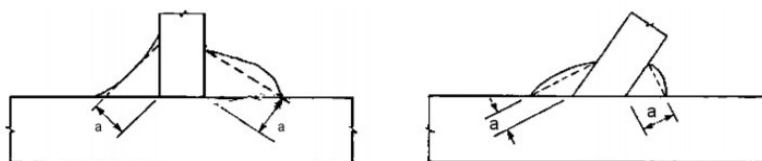


Figura 4.3 – Espesor de garganta de una soldadura en ángulo

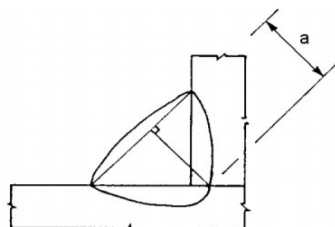


Figura 4.4 – Espesor de garganta de una soldadura en ángulo con penetración

2. RESISTENCIA DE LA SOLDADURA

$$F_w, R_d = f_{w,d} \times a$$

$$f_{w,d} = (f_u / \sqrt{3}) / (1.25 \times \beta_w)$$

DATOS

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_w = 0.85$$

[Tabla 4.1 del EN1993-1-8]

Unión Larga

si, $l > 150 \times a$, F_w, R_d se reduce con:

$$\beta_{Lw} = 1.2 - (0.2 \times l) / (150 \times a)$$

[Artículo 4.11 del EN1993-1-8]

Límites de soldadura

$$a_{\text{Nom}} \geq \text{Max}(3 \text{ mm}; t_{\text{min}}/3)$$

[3mm según artículo 4.5.2 (2) del EN1993-1-8]

$$a_{\text{Calc}} \leq 0.7 \times t_{\text{min}}$$

Resistencia de la soldadura - Cálculo

$$f_{w,d} = 234 \text{ N/mm}^2$$

Caso de soldadura individual

Longitud L = 347 mm
a_Nom = 10 mm
penaliz. = 0 mm
a_Calc = 10 mm
tw = 19 mm
t = 28 mm

$L > \max(30\text{mm}; 6a)$ ✓
a_min = 6 mm
a_Max = 13.3 mm
a_Nom \geq a_min ? ✓
a_Calc \leq 0.7 x t_min ? ✓
Valido ? ✓

$l \leq 150 \times a$? ✓
beta_Lw = 1.000

Capacidad de la soldadura

$F_{w,Rd} =$	2.34 kN/mm
--------------	------------

(A comparar con $F_{w,Ed} = (F_x^2 + F_y^2 + F_z^2)$, valor por unidad de longitud)

$F_{w,Rd,l} =$	811 kN
----------------	--------

2 Lados: 1622 kN
4 Lados: 3243 kN