PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA AMPLIACIÓN DEL TRANVÍA DE GASTEIZ A ZABALGANA: RAMAL ALDAIA

ANEJO Nº5. PARADAS

IDOM

NOVIEMBRE 2025

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 6
2. CRITERIOS GENERALES 7
3. CARACTERÍSTICAS DE LAS PARADAS 8
3.1. TIPOLOGÍA 8
3.2. ÁREA DE VIAJEROS 9
3.3. GÁLIBO DE PARADA 10
3.4. MARQUESINAS 10
3.5. EQUIPAMIENTO 14
3.5.1. Bloque técnico 14
3.5.1.1. Situación actual 14
3.5.1.2. Solución de bloque técnico en paradas nuevas 15
3.5.2. Arqueta y canalizaciones proyectadas 15
3.5.3. Mobiliario 16
3.5.4. Iluminación 17
3.6. MANTENIMIENTO 18
3.6.1. Tipologías de paradas 18
3.6.2. Integración de equipos técnicos y de atención al público 19
3.6.3. Medidas de seguridad en mantenimiento 19
3.6.4. Equipamiento de seguridad 20
ANEXO 1. CÁLCULOS ESTRUCTURALES 22
1. INTRODUCCIÓN 23
1.1. OBJETO 23
1.2. CÓDIGO DE DISEÑO 23
1.3. MATERIALES 23
1.4. SOFTWARE EMPLEADO 24
1.5. CARGAS DE DISEÑO 24
1.5.1. Cargas de peso propio (d) 24
1.5.2. Sobrecargas de uso (l) 24
1.5.3. Cargas de viento (w) 25
1.6. COMBINACIONES DE CARGAS 26
1.6.1. Combinaciones de ELU 26
1.6.2. Combinaciones ELS 29
1.6.2.1. Combinación característica: 30
1.6.2.2. Combinación frecuente 30
1.6.2.3. Combinación casi-permanente 30
2. MARQUESINA LATERAL 31

2.1. MODELO ESTRUCTURAL 31
2.1.1. Cargas de peso propio 31
2.1.2. Cargas muertas 32
2.1.3. Sobrecargas de uso 32
2.1.4. Cargas de viento 33
2.2. ESFUERZOS DE DISEÑO 34
2.2.1. Comprobaciones ELU 38
2.2.1.1. Perfil 120x60x5 (columna) 38
2.2.1.2. Perfil 150x100x4 (dintel) 41
2.2.1.3. Perfil 120x30x4 (barra voladizo) 44
2.2.1.4. Perfil 200x60x4 (voladizo variable) 47
2.2.2. Comprobaciones ELS 50
2.2.2.1. Deflexiones 50
2.3. ANCLAJES 52
2.4. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN 59
2.4.1. Verificaciones de deslizamiento y vuelco 60
2.4.2. Tensiones en el terreno 62
2.4.3. Armado de la zapata 63
3. CIMENTACIÓN OPIS DIGITALES 67
3.1. MODELO ESTRUCTURAL 67
3.1.1. Cargas de peso propio y cargas muertas 67
3.1.2. Cargas de viento 68
3.1.3. Sobrecargas de uso 68
3.2. ANCLAJES 69
3.3. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 76
3.3.1. Verificaciones de deslizamiento y vuelco 78
3.3.2. Tensiones en el terreno 79
3.3.3. Armado de la zapata 81
ANEXO 2. SOLUCIÓN DE CUBIERTAS DE VIDRIO 84
ANEXO 3. ILUMINACIÓN DE PARADAS 91
1. MARQUESINA LATERAL 92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ejemplo de anden lateral en Vitoria-Gasteiz (Parada Intermodal). 8
Figura 2. Ejemplo de marquesina lateral. 11
Figura 3. Distancia de seguridad para línea de vida. 13
Figura 4. Modelo de iluminación de marquesina lateral. 17
Figura 5. Mapa de velocidades del viento en España. 25
Figura 6. Modelo STATIK - Marquesina lateral. 31
Figura 7. Definición de los perfiles metálicos - Marquesina lateral. 31
Figura 8. Definición de cargas muertas - Marquesina lateral. 32
Figura 9. Sobrecargas de uso - Marquesina lateral. 32
Figura 10. Sobrecargas en bancos - Marquesina lateral. 32
Figura 11. Cargas de viento dirección X - Marquesina lateral. 33
Figura 12. Cargas de viento dirección Y - Marquesina lateral. 33
Figura 13. Cargas de viento dirección Z - Marquesina lateral. 33
Figura 14. Envolvente ELU axiles N (kN) - Marquesina lateral. 34
Figura 15. Envolvente ELU cortantes Vy (kN) - Marquesina lateral. 35
Figura 16. Envolvente ELU cortantes Vz (kN) - Marquesina lateral. 35
Figura 17. Envolvente ELU cortantes My (kNm) - Marquesina lateral. 36
Figura 18. Envolvente ELU cortantes Mz (kNm) - Marquesina lateral. 36
Figura 19. Eficiencia de perfiles - Marquesina lateral. 37
Figura 20. Deflexión de vigas - Marquesina lateral. 52
Figura 21. Modelo STATIK - OPI. 67
Figura 22. Peso propio y cargas muertas - OPI. 67
Figura 23. Cargas de viento - OPI. 68
Figura 24. Cargas de uso - OPI. 68
Figura 25. Dimensiones del panel OPI. 76

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Paradas proyectadas. 9
Tabla 2. Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios. 27
Tabla 3. Valores de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A). 28
Tabla 4. Valores de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B). 28
Tabla 5. Valores de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto C). 28
Tabla 6. Combinaciones ELU. 28
Tabla 7. Combinaciones ELS - Combinación característica. 30
Tabla 8. Combinaciones ELS - Combinación frecuente. 30
Tabla 9. Combinaciones ELS - Combinación casi-permanente. 30
Tabla 10. Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios. 50
Tabla 11. Reacciones pésimas por ELU en anclajes - Marquesina lateral. 52
Tabla 12. Combinación sobre cimiento - Marquesina lateral. 59
Tabla 13. Combinación en el contacto con el terreno - Marquesina lateral. 59
Tabla 14. Combinación de esfuerzos cara superior de zapata - Marquesina lateral. 60
Tabla 15. Combinación de esfuerzos cara inferior de zapata - Marquesina lateral. 60
Tabla 16. Verificaciones al deslizamiento - Marquesina lateral. 61
Tabla 17. Verificaciones al vuelco - Marquesina lateral. 61
Tabla 18. Tensión baricéntrica en ELS - Marquesina lateral. 62
Tabla 19. Tensión baricéntrica en ELU - Marquesina lateral. 62
Tabla 20. Tensiones máximas en ELS - Marquesina lateral. 63
Tabla 21. Tensiones máximas en ELU - Marquesina lateral. 63
Tabla 22. Reacciones pésimas en apoyos de ELU en anclajes - OPI. 69
Tabla 23. Combinación sobre cimiento - OPI. 76
Tabla 24. Combinación en el contacto con el terreno - OPI. 77
Tabla 25. Combinación de esfuerzos cara superior de zapata - OPI. 77
Tabla 26. Combinación de esfuerzos cara inferior de zapata - OPI. 77
Tabla 27. Verificaciones al deslizamiento - OPI. 78
Tabla 28. Verificaciones al vuelco - OPI. 79
Tabla 29. Tensión baricéntrica en ELS - OPI. 79
Tabla 30. Tensión baricéntrica en ELU - OPI. 80
Tabla 31. Tensiones máximas en ELS - OPI. 80
Tabla 32. Tensiones máximas en ELU - OPI. 81

1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo tiene como objetivo describir los criterios de diseño y las soluciones técnicas seleccionadas para las paradas del tranvía en la nueva línea definida mediante el presente proyecto, correspondientes al Proyecto Constructivo de la Ampliación del Tranvía de Gasteiz a Zabalgana: Ramal Aldaia.

El tranvía de Vitoria-Gasteiz actualmente dispone de un diseño estandarizado de parada ya conocido por el usuario, que combina simplicidad en su diseño con facilidad en su utilización, favoreciendo la accesibilidad directa de todo tipo de usuarios al empleo de este medio de transporte. Por ese motivo, se tomará como base ese diseño, optimizando aquellas especificaciones que sean necesarias, pero siempre manteniendo la esencia de la infraestructura existente en la ciudad.

El diseño de las paradas se ha estandarizado para ofrecer simplicidad y facilidad de uso, favoreciendo la accesibilidad de todo tipo de usuarios a este medio de transporte. Este anejo detalla el funcionamiento y diseño de las paradas previstas en este tramo.

Se incluyen descripciones específicas de las diferentes paradas, cuyos detalles se pueden consultar en el DOCUMENTO Nº2 PLANOS, donde se visualizan los puntos más significativos a lo largo de la traza. Además, se abordan los elementos proyectados que conforman la superestructura de las paradas, garantizando un nivel óptimo de seguridad, durabilidad y confort para todos los usuarios del tranvía.

El objetivo es asegurar que las paradas no solo sean funcionales y accesibles, sino que también se integren adecuadamente en el entorno urbano, contribuyendo a la mejora del transporte público en la ciudad y facilitando su uso por parte de la comunidad.

En él se adjuntan los cálculos y comprobaciones relacionadas con las marquesinas, la cimentación de las paradas y la cimentación de las OPIs.

2. CRITERIOS GENERALES

Las paradas son esenciales tanto para los usuarios como para la comunidad en general dentro del sistema de transporte urbano. Estos puntos de referencia no solo son vitales para la movilidad, sino que también reflejan la eficiencia y capacidad operativa de la entidad operadora de la red. Por ello, se busca que estas paradas no solo cumplan su función principal, sino que también sean atractivas a la vista, cómodas y eficientes, brindando una experiencia satisfactoria a quienes utilizan este medio de transporte.

El diseño de las paradas del sistema de tranvía de Vitoria-Gasteiz se fundamenta en una serie de criterios esenciales, los cuales se desarrollan en diversas etapas del proyecto:

- Se centra en establecer accesos y recorridos peatonales claros y sin ambigüedades, minimizando al máximo la necesidad de señalización.
- Se asegura que las paradas estén diseñadas para facilitar el acceso a Personas con Movilidad Reducida (PMR), lo cual incluye la construcción de rampas con la pendiente establecida por la normativa vigente, así como la provisión de un espacio adecuado para su paso por el andén.
- Se busca una uniformidad en la imagen de las paradas y sus elementos, manteniendo un diseño cohesivo que se alinee con el estándar de las paradas ya establecidas en la red.
- Se busca una circulación de pasajeros fluida y funcional al ubicar los accesos en áreas visibles y de fácil localización.
- Se garantiza una altura adecuada de los andenes en relación al piso de los vehículos, limitando la diferencia de alturas a 50 mm para asegurar un acceso seguro y cómodo, incluso con ruedas desgastadas, lo que resulta en una altura del andén de 26 cm.
- Se busca ubicar las paradas en tramos rectos, limitando la distancia entre el borde del andén y el vehículo. Incluso en casos excepcionales en curvas, se restringe esta distancia a 100 mm. Se ha procurado alinear los andenes para asegurar su integración en el entorno urbano y la imagen de la ciudad en todo momento.
- La longitud útil de los andenes ha de permitir a los conductores de los tranvías disponer de un margen adecuado al realizar la parada del vehículo. Para ello, se ajusta a la longitud de una composición de 7 módulos, con un incremento de 2 m para prever cierta tolerancia en la precisión de la parada. Esto se traduce en una longitud de andenes de 42 metros, además de 5 metros adicionales en cada lado para las rampas de acceso para PMR.
- La anchura de los andenes será adaptada específicamente para cada tipo de parada, ya sea de andén central o andenes laterales, teniendo en cuenta las características urbanas y el volumen de usuarios. En la mayoría de las paradas proyectadas, que son de tipo andenes laterales, la anchura será de 3,5 metros.
- Se debe respetar una franja de seguridad de al menos 60 cm en el borde de andén, y la posibilidad de situar mobiliario y máquinas de expedición-cancelación sin entorpecer la subida y bajada de los pasajeros.

Estos criterios no solo garantizan la funcionalidad y accesibilidad de las paradas, sino que también promueven su integración armónica en el entorno urbano, contribuyendo así a mejorar la experiencia del usuario en el sistema de tranvía de Vitoria-Gasteiz.

3. CARACTERÍSTICAS DE LAS PARADAS

3.1. TIPOLOGÍA

La tipología de las paradas proyectadas se ha diseñado no solo para ofrecer un servicio óptimo a los usuarios, sino también para integrarse de manera armoniosa en el entorno urbano donde se localizan. Se ha tenido en cuenta tanto la funcionalidad como la estética, asegurando que las paradas se adapten adecuadamente al contexto urbano y contribuyan a mejorar la experiencia de transporte en la ciudad.

Con el objetivo de proteger a los usuarios de las inclemencias del tiempo, se prevé la instalación de marquesinas sobre bancos y máquinas automáticas de venta de títulos de transporte. Estas estructuras estarán integradas con los elementos de sujeción verticales de las marquesinas, proporcionando así un refugio adecuado para los pasajeros mientras esperan el tranvía.

En cuanto al régimen de control tarifario, se ha establecido un enfoque abierto para facilitar el acceso de los usuarios al servicio. Para ello, se colocarán máquinas automáticas de venta de billetes debajo de las marquesinas, lo que permitirá que los pasajeros adquieran sus títulos de transporte sin necesidad de pasar por un control de acceso adicional.

La tipología de los andenes seleccionada a lo largo de la nueva traza se ha determinado considerando varios factores clave. Para definir las dimensiones precisas de cada uno de los andenes, se han tenido en cuenta el tipo de material móvil, las condiciones y exigencias de explotación, la estimación del volumen de usuarios admisible, así como consideraciones medioambientales y arquitectónicas.

Además, la integración de las paradas es a menudo complicada en entornos urbanos consolidados por el espacio que requieren. Cuando el espacio disponible es suficiente, es habitual encontrar andenes laterales, pues evitan la creación de curvas de entrada al andén y ofrecen mejor servicio al usuario en términos de capacidad y orientación, ya que cada andén ofrece siempre un mismo sentido de viaje.

La configuración de paradas mediante andenes centrales es habitual en los lugares donde por escasez de espacio no es posible la inserción de la plataforma de tranvía y dos andenes laterales.



Figura 1. Ejemplo de anden lateral en Vitoria-Gasteiz (Parada Intermodal).

Para este tramo hacia Zabalgana, será necesario construir dos nuevas estaciones distribuidas a lo largo del recorrido de extensión.

Para consultar el listado completo de las paradas consideradas, se adjunta una tabla detallada.

PARADA	TIPOLOGÍA	LONGITUD (m)	ANCHURA (m)	SITUACIÓN	
				INICIO	FIN
Naciones Unidas	Lateral - Lateral	42 - 42	3,5 - 3,5	Eje A1 PK 0+215,790 Eje A2 PK 0+215,785	Eje A1 PK 0+257,790 Eje A2 PK 0+257,785
Aldaia	Lateral - Lateral	42 - 42	3,5 - 3,5	Eje A1 PK 0+919,549 Eje A2 PK 0+919,470	Eje A1 PK 0+961,549 Eje A2 PK 0+961,470

Nota: la identificación de cada uno de los ejes se encuentra en el ANEJO Nº4. TRAZADO.

Tabla 1. Paradas proyectadas.

Además, en el DOCUMENTO Nº2 PLANOS se incluyen los planos que definen las estaciones tipo, así como la distribución de todas ellas, proporcionando una visión completa del diseño y ubicación de las paradas.

3.2. ÁREA DE VIAJEROS

La anchura de los andenes se determinará en función de las características urbanas y la tipología de cada parada. Los andenes laterales tendrán una anchura mínima de 3,50 metros. Además, se respetará una franja de seguridad en el borde del andén para garantizar que el mobiliario y las máquinas de expedición y cancelación de billetes no interfieran con la subida y bajada de los pasajeros.

Las marquesinas estarán ubicadas en los andenes de manera que dejen una zona de espera y un lateral libre de obstáculos con una anchura mínima de 1,80 metros, facilitando el movimiento y la comodidad de todos los usuarios, incluidos las PMR. Esta disposición asegura que los usuarios puedan esperar cómodamente y moverse sin restricciones dentro del área de la parada. Para proporcionar un nivel adecuado de confort y protección contra las inclemencias del tiempo, se instalarán marquesinas de acero inoxidable y vidrio sobre los bancos. Estas marquesinas mantendrán un diseño coherente con las líneas actuales existentes en el sistema tranviario de Vitoria-Gasteiz, garantizando una continuidad visual y estética.

Cada andén contará con un hito identificativo que servirá de referencia para los peatones. Asimismo, cada parada dispondrá de un armario o bloque técnico para albergar los equipos necesarios. En las paradas con andenes laterales, habrá un bloque técnico por andén. Además, se instalarán Objetos Publicitarios Iluminados (OPI) en los andenes. Estos OPI estarán ubicados de manera independiente a las marquesinas para evitar cualquier obstrucción del paso de los viajeros. Su colocación estratégica permitirá mantener las zonas de tránsito despejadas, mejorando la visibilidad y la seguridad, al tiempo que se proporcionan puntos de información y publicidad iluminados. Los cálculos de la cimentación y los anclajes se muestran en el ANEXO 1 CÁLCULOS ESTRUCTURALES del presente documento.

El sistema de control tarifario será abierto, permitiendo el acceso a las paradas sin barreras físicas. La integración de las máquinas expendedoras y canceladoras de billetes se adaptará según el tamaño y número de estos dispositivos. El diseño de las paradas se ha revisado en función de los equipos necesarios, considerando las dimensiones del bloque técnico y los equipos que se instalarán en arquetas subterráneas optimizadas para las necesidades actuales de la parada, así como en el propio bloque técnico.

El acceso a los andenes se realizará directamente desde la calle o, en caso de existir una diferencia de nivel, mediante rampas situadas en los extremos. Estas rampas tendrán una pendiente máxima del 6% y una anchura superior a 2,50 metros, garantizando así la accesibilidad para las PMR. Las mismas condiciones se aplicarán a los pasos peatonales. Todas las paradas cumplirán con la normativa vigente sobre accesibilidad para PMR, asegurando que al menos uno de los extremos de cada parada esté diseñado para facilitar el acceso de estas personas.

Adicionalmente, para asegurar la accesibilidad de las personas con discapacidad visual, se ha planificado la instalación de una banda podotáctil en los bordes de los andenes, con una anchura de 20 centímetros. Esta banda cumplirá la función de proporcionar una guía táctil para las personas con discapacidad visual, facilitando su orientación y seguridad al utilizar las paradas del tranvía. Además, se implementará otra banda podotáctil, de 40 centímetros, perpendicular a la del borde del andén que guiará a las personas con discapacidad visual hacia la puerta de entrada del tranvía.

Para garantizar la seguridad y accesibilidad en todo el andén, se dispondrán barandillas a lo largo de las áreas donde sea necesario, asegurando un tránsito seguro para todos los usuarios, especialmente en zonas con desniveles o cambios de dirección. Estas barandillas estarán diseñadas para ser funcionales y estéticamente coherentes con el resto de la infraestructura de la parada, proporcionando apoyo y guía adicional para todos los usuarios, especialmente aquellos con movilidad reducida.

3.3. GÁLIBO DE PARADA

El diseño de las superestructuras de las paradas se ha realizado con especial atención al cumplimiento del gálibo límite de paso libre del material móvil, garantizando así la seguridad y fluidez del tráfico tranviario. Se han establecido criterios específicos para asegurar que ninguna superestructura obstaculice las eventuales maniobras de elevación y que cumpla con las normativas de accesibilidad para PMR.

Para ello, se ha establecido que ninguna superestructura deberá situarse a una distancia inferior a 1,50 metros (considerando eventuales sobreanchos debidos a las curvas) del eje de la vía. Además, se ha fijado una altura mínima de 3,00 metros para estas superestructuras en una anchura de 2,00 metros, teniendo en cuenta el desplazamiento del retrovisor del material móvil.

La altura del andén, establecida en 26 centímetros, junto con una separación al eje de la vía de 1,30 metros, cumplirá con las normativas de PMR establecidas y respetará las separaciones máximas horizontales y verticales sin plataforma:

- Para la separación horizontal, se mantendrá un margen de 8 cm con una tolerancia de ±2 cm, asegurando así el espacio adecuado para la circulación segura.
- En la separación vertical, se mantendrá una distancia de 3,5 cm con una tolerancia de ±2 cm, garantizando una transición suave y segura.

3.4. MARQUESINAS

Las marquesinas propuestas para el nuevo proyecto del tranvía en Vitoria-Gasteiz se caracterizan por su diseño continuista y funcional, compuesto por una estructura metálica robusta que garantiza la estabilidad y resistencia necesarias para soportar las condiciones climáticas y el uso continuo. Estas estructuras se configuran con pórticos en forma de "L" invertida para los andenes laterales.

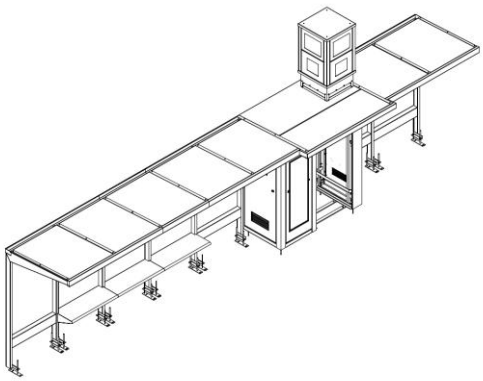


Figura 2. Ejemplo de marquesina lateral.

Los pilares empotrados en la cimentación, elaborados con perfiles tubulares de sección rectangular, proporcionan una base sólida y segura para la estructura. Para reforzar su estabilidad, se ha dispuesto un arriostramiento entre los pórticos, también mediante perfiles tubulares de sección rectangular. La cubierta de las marquesinas se ha diseñado para ser pisable, a fin de facilitar las labores de mantenimiento. Además, los vidrios laterales complementan la estructura, proporcionando protección frente al viento y las inclemencias del tiempo, sin comprometer la visibilidad desde el interior.

Las marquesinas se han concebido como estructuras que, además de ofrecer refugio y protección a los usuarios, permiten el acceso puntual de operarios a su cubierta para la realización de tareas de mantenimiento. Por ello, tanto el diseño estructural como la elección de los materiales se han planteado considerando la necesidad de que la superficie sea pisable, cumpliendo con los requisitos establecidos por la normativa vigente en materia de seguridad estructural. En consecuencia, se ha definido una solución resistente que permite el tránsito de personal técnico (no maquinaria) sin comprometer la integridad de la estructura ni del elemento de cobertura.

Para la cubierta de las marquesinas proyectadas en las nuevas paradas, se ha optado por una solución en vidrio estructural, fruto de la colaboración entre IDOM y Saint-Gobain Building Glass España, a través de su Centro de Información Técnica de Aplicaciones del Vidrio (CITAV). Esta colaboración ha permitido definir una solución técnicamente óptima, alineada con los criterios de diseño urbano, seguridad y mantenimiento establecidos para este tipo de infraestructura. Dada la superficie aproximada de 1.200 x 1.600 mm, el vidrio se ha considerado la opción más adecuada desde el punto de vista estructural, funcional y estético.

El vidrio seleccionado es un laminado de seguridad SGG Stadip Planidur, compuesto por dos hojas de vidrio termoendurecido de 8 mm unidas mediante una lámina intermedia de PVB estándar de 1,52 mm, resultando en una configuración total de 8+8 mm. Esta tipología ha sido dimensionada específicamente para garantizar un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones recogidas en el Documento Básico SE-AE del Código Técnico de la Edificación, para cubiertas accesibles exclusivamente para tareas de conservación (categoría de uso G1). En particular, ha sido validada para soportar una carga uniforme de 0,4 kN/m^2 sobre toda la superficie, así como una carga puntual de 1,0 kN concentrada en un área de 150 x 150 mm. Estas solicitaciones permiten considerar la cubierta como pisable, condición indispensable para las labores de mantenimiento.

Además de sus prestaciones mecánicas, el vidrio incorpora un tratamiento superficial antideslizante en su cara superior, garantizando el cumplimiento del Documento Básico SUA del CTE (Seguridad de Utilización y Accesibilidad). Este tratamiento evita deslizamientos durante las tareas de mantenimiento y refuerza la seguridad del conjunto. La solución en vidrio también contribuye a conferir a la marquesina una imagen ligera, transparente y plenamente integrada en el entorno urbano, favoreciendo además el aprovechamiento de la luz natural.

Para su instalación, el vidrio se apoya perimetralmente sobre calzos continuos de 5 mm de espesor y dureza controlada, acompañados de un sellado perimetral que impide la entrada de humedad en la lámina intermedia. Todos los cantos del vidrio presentan acabado pulido, lo que mejora su durabilidad y reduce el riesgo de rotura. Estas condiciones garantizan una correcta ejecución y un comportamiento fiable y seguro a largo plazo, conforme a las exigencias técnicas y normativas del proyecto.

El estudio técnico de esta solución se encuentra recogido en el ANEXO 2 SOLUCIÓN DE CUBIERTAS DE VIDRIO elaborado por CITAV–Saint-Gobain, en el que se definen las características estructurales y de instalación del vidrio adoptado.

Asimismo, se ha considerado la posibilidad de que, en una fase futura, las marquesinas puedan albergar sistemas de captación solar integrados en su cubierta. Actualmente, el mercado ofrece una amplia gama de soluciones fotovoltaicas que permiten su integración en estructuras urbanas ligeras, como las marquesinas, ya sea mediante elementos añadidos o sustituyendo parcialmente los componentes existentes, como los vidrios de la cubierta.

En una fase futura, las marquesinas proyectadas podrían albergar sistemas de captación solar integrados en su cubierta. Actualmente, existen múltiples soluciones fotovoltaicas compatibles con estructuras ligeras como la definida en este proyecto, que permiten distintos grados de integración. Estas opciones van desde paneles opacos montados sobre estructuras auxiliares, hasta soluciones flexibles o paneles semitransparentes que pueden sustituir directamente a los vidrios actuales. Este último tipo —vidrios fotovoltaicos integrados— presenta la ventaja de mantener la ligereza del conjunto, al tiempo que conserva una imagen similar a la proyectada y minimiza el incremento de carga permanente.

La implantación de este tipo de sistemas dependerá de las necesidades energéticas que se definan en su momento, así como de los criterios técnicos y funcionales aplicables. Será responsabilidad del proveedor o instalador garantizar que la solución seleccionada sea compatible con la marquesina definida en este proyecto, tanto desde el punto de vista geométrico como estructural. En particular, deberán verificarse las condiciones de anclaje, la adecuación del peso propio del sistema y el mantenimiento de las prestaciones esenciales de la marquesina —como su resistencia estructural, impermeabilidad y seguridad de uso— conforme a la normativa vigente. En caso de que los vidrios estructurales actuales sean sustituidos por módulos fotovoltaicos integrados no transitables, deberá tenerse en cuenta que la cubierta dejará de ser accesible para mantenimiento, y que, por tanto, las cargas asociadas al uso pisable dejarán de ser exigibles, siendo sustituidas por las cargas permanentes correspondientes al nuevo sistema.

Durante la fase de diseño se ha evaluado la posibilidad de incorporar sistemas de líneas de vida sobre las cubiertas de las marquesinas, con el fin de permitir el acceso seguro de los operarios durante las labores de mantenimiento. Sin embargo, tras analizar las condiciones geométricas y los requerimientos normativos, se concluye que no es viable la instalación de este tipo de sistemas de protección contra caídas, ya que no pueden garantizar la seguridad de los trabajos ni cumplir con las exigencias del Real Decreto 2177/2004 ni con la norma EN 795.

La principal limitación radica en la altura libre de caída disponible, que en el caso de estas marquesinas es de aproximadamente 2,6 metros desde la cota de cubierta hasta el nivel del pavimento. Al ser una altura inferior a 3 metros, la línea de vida debería operar de manera restrictiva para evitar el riesgo de caída del operario. Sin embargo, al tratarse de marquesinas estrechas, con una anchura inferior a 2 metros, no es posible aplicar dicho modo restrictivo de forma efectiva. Además, los proveedores de este tipo de equipamiento han señalado que, con una altura inferior a 3 metros, no se puede certificar el uso de líneas de vida, ya que el factor de caída sería 2, lo cual compromete la eficacia del sistema.

En el cálculo siguiente se demuestra que no existe suficiente altura para garantizar una protección adecuada de los operarios en caso de caída.

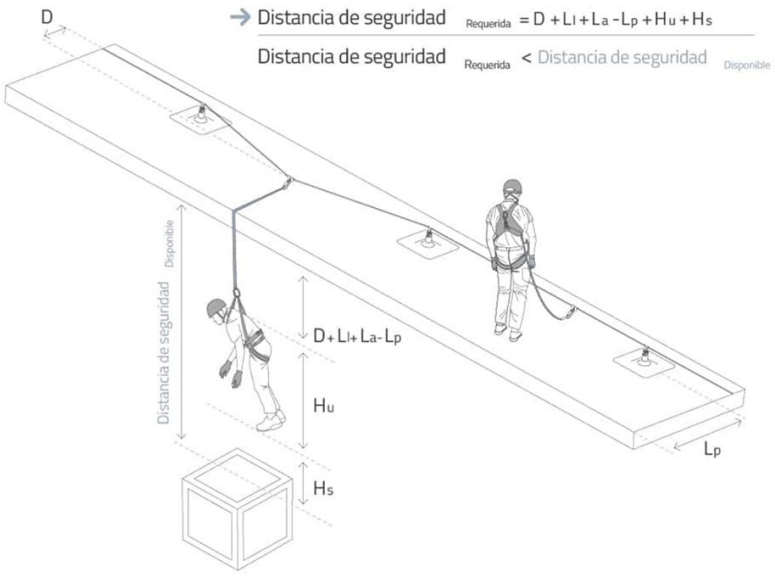


Figura 3. Distancia de seguridad para línea de vida.

Para que un sistema de línea de vida con absorbedor de energía funcione correctamente, la altura mínima requerida se determina mediante la siguiente fórmula:

$$Requerida = D + L_l + L_a - L_p + H_u + H_s < Disponible$$

Donde:

D: deflexión de la línea de vida (se puede considerar 0 m, si se trata de un anclaje fijo).

L_l: longitud del cabo de amarre (2 m para permitir mínima maniobrabilidad de los operarios).

L_a: distancia amortiguada por el absorbedor de energía del cabo (1,6 m según proveedores).

L_p: distancia al borde de caída (máximo 0,8 m en andenes laterales y 1,6 m en centrales).

H_u: altura del operario o anclaje en operarios (mínimo 1,5 m).

H_s: la altura de seguridad (mínimo 1,0 m).

Sustituyendo los valores:

- Andén lateral:

$$0\ m + 2\ m + 1{,}6\ m - 0{,}8\ m + 1{,}5\ m + 1\ m = 5{,}3\ m\ requerido > 2{,}6\ m\ disponible$$

- Andén central:

$$0\ m + 2\ m + 1{,}6\ m - 1{,}6\ m + 1{,}5\ m + 1\ m = 4{,}5\ m\ requerido > 2{,}6\ m\ disponible$$

Estos valores superan ampliamente la altura real disponible, lo que implica que en caso de caída, el operario impactaría contra el suelo antes de que el sistema pudiera detenerlo de forma segura. Este problema se agrava en marquesinas con geometría estrecha (inferior a 2 metros de ancho), donde además no se puede garantizar la separación mínima al borde que permita un trabajo en condiciones restrictivas (factor de caída ≤ 1).

Por todo lo anterior, y ante la imposibilidad de disponer de sistemas de anclaje personales certificados y funcionales para este tipo de estructura, se ha descartado el uso de líneas de vida. El acceso a la cubierta para labores de mantenimiento se realizará exclusivamente mediante plataformas elevadoras móviles o equipos externos certificados que permitan un trabajo seguro sin necesidad de anclajes sobre la propia estructura.

De manera independiente a la marquesina, se incluirá un Objeto de Publicidad Integrada (OPI) en el andén, que no estará incorporado a la estructura principal de la parada. Esto brindará oportunidades adicionales para la difusión de información y publicidad, sin interferir con la funcionalidad y seguridad de la marquesina en sí.

Las comprobaciones estructurales correspondientes a las marquesinas, incluida la cimentación de las OPIs, se encuentran en el ANEXO 1 CÁLCULOS ESTRUCTURALES del presente documento.

3.5. EQUIPAMIENTO

En las paradas, los equipos técnicos no accesibles para los usuarios, como los armarios de comunicaciones, los equipos de control y los cuadros eléctricos, estarán integrados dentro del bloque técnico. Asimismo, los dispositivos destinados al servicio al público, incluyendo las máquinas expendedoras de billetes, las canceladoras, los interfonos y la señalética, se incorporarán de manera coherente en esta estructura.

Es esencial que todos estos equipos, tanto los de uso público como los técnicos, estén adecuadamente protegidos contra posibles actos de sabotaje y vandalismo, asegurando así la seguridad y la continuidad del servicio.

3.5.1. Bloque técnico

3.5.1.1. Situación actual

En cuanto a la disposición y dimensiones del bloque técnico, se ha de garantizar que en su interior se puedan albergar todos los equipos, tanto los de uso público como los técnicos. Actualmente, a lo largo de la red tranviaria existen dos principales tipologías de bloque técnico en las marquesinas:

Bloque técnico convencional

El bloque técnico estándar, que ha sido empleado de forma general en la red tranviaria de Vitoria-Gasteiz, incluidas sus últimas extensiones hacia la parada Unibertsitatea y hacia Salburua, tiene unas dimensiones de 2,1 metros de ancho y 1,1 metros de profundidad.

En el caso de las paradas de andén central, únicamente se dispone de un bloque técnico en el que se instalan todos los equipos:

- Rack de telecomunicaciones.
- Transformador y seccionador.
- Armario eléctrico principal.
- MEAT.
- Pantalla lateral de información.
- Cartelería informativa lateral y frontal.
- OPI trasero bloque técnico.
- Minutran.

En el caso de las paradas de andén lateral, se dispone de un bloque técnico en cada andén; de forma general, el Bloque Técnico 1 es el principal y concentra todas las instalaciones comunes de la parada, con el espacio interior del bloque más ocupado, mientras que en el Bloque Técnico 2 se encuentran únicamente algunos equipos específicos para el servicio de dicho andén.

- BT 1 (sentido Abetxuko/Ibaiondo):
  - Rack de telecomunicaciones.
  - Transformador y seccionador.
  - Armario eléctrico principal.
  - MEAT.
  - Pantalla lateral de información.
  - Cartelería informativa lateral y frontal.
  - OPI trasero bloque técnico.
- BT 2 (sentido Unibertsitatea/Salburua):
  - Armario eléctrico secundario.
  - MEAT.
  - Pantalla lateral de información.
  - Cartelería informativa lateral y frontal.
  - OPI trasero bloque técnico.

Bloque técnico reducido

No obstante, en algunas paradas de la red existente estos bloques y sus marquesinas, así como la distribución de los equipos, han sido modificados para cumplir con los criterios de accesibilidad del decreto 68/2000, de forma que coexisten en la red tranviaria de Vitoria-Gasteiz paradas con bloques técnicos convencionales y paradas con bloques técnicos reducidos.

En concreto, en aquellas paradas de andén lateral en las que no se cumplía con los requisitos de accesibilidad se redujo la profundidad de los bloques a 0,80 metros, y a su vez se prolongó la longitud del bloque 2 hasta los 3,3 metros utilizando un módulo más de la marquesina. Esta nueva disposición de los bloques, que implicó el traslado de los equipos comunes al bloque 2 ampliado, permitió albergar en los mismos todos los equipos técnicos y de uso público necesarios.

En cuanto a las paradas de andén central que requerían reducir la profundidad del bloque técnico para cumplir con el decreto 68/2000, se optó por reducir su bloque técnico a los 0,60 metros de profundidad, lo que obligó a llevar parte de los equipos técnicos a un armario exterior, que se situó bien en alguna esquina lateral de la parada o bien en las inmediaciones de la misma.

3.5.1.2. Solución de bloque técnico en paradas nuevas

En el despliegue de la red tranviaria hacia Zabalgana, se propone adoptar la solución de bloque técnico convencional, tal y como se han adoptado en las últimas extensiones hacia Universidad y Salburua. Para ello se ha previsto que la anchura de los andenes sea suficiente para cumplir con los criterios de accesibilidad mencionados.

Esta solución permite tener una distribución de los equipos estándar en la que en el bloque 1 de la parada se ubican los equipos comunes a ambos andenes, como son el transformador y seccionador y el rack de telecomunicaciones, y además en cada bloque se ubican los equipos técnicos y de uso público necesarios para los servicios del andén.

Se plantea por tanto la instalación del bloque técnico convencional en las nuevas marquesinas de las paradas de andén lateral de la extensión a Zabalgana.

3.5.2. Arqueta y canalizaciones proyectadas

Para poder realizar las conexiones tanto de comunicaciones como de energía de los bloques técnicos y máquinas expendedoras, incluyendo las canceladoras, es necesaria la existencia de una arqueta bajo el bloque técnico. Esta arqueta debe permitir, en primer lugar, la conexión del cableado de comunicaciones y alimentación de los bloques técnicos; en segundo lugar, debe facilitar la maniobrabilidad del cableado y su distribución desde la canalización principal de la vía; y, en tercer lugar, debe permitir la distribución del cableado necesario para otros equipos, como las canceladoras, los OPIs, entre otros.

Actualmente, en las paradas del tranvía de Vitoria-Gasteiz se ha construido un arquetón de dimensiones considerables (2,40 m x 1,15 m) bajo los bloques técnicos. Originalmente, la función de este arquetón era alojar baterías, transformadores, ventiladores, etc., para garantizar el suministro eléctrico de las paradas en caso de incidencia en la línea de alimentación. Sin embargo, a día de hoy, las baterías han sido sustituidas por SAIs (Sistemas de Alimentación Ininterrumpida), que son más pequeñas y ya no requieren estar en esos arquetones.

Por lo tanto, las necesidades técnicas de dichos arquetones se han quedado desactualizadas. Por este motivo, se opta por la implementación de arquetas de reducidas dimensiones, de 0,60 m x 0,60 m, bajo los bloques técnicos para realizar las funciones mencionadas.

Esta arqueta se conectará mediante las zanjas de paso entre andenes que canalizará 3 tubos PVC Ø110 y 4 tritubos PVC Ø50, que a su vez se comunicará con el resto de las zanjas proyectadas de la multitubular. Desde las zanjas centrales de la plataforma, también se dispondrán canalizaciones de feeder entre los bloques técnicos de ambos andenes mediante tubo PVC Ø160 para la línea de 600Vca. Asimismo, el andén contará con dos tubos de Ø50 desde las canceladoras hasta el armario del bloque técnico.

Cabe resaltar que, para dar mayor versatilidad a futuras modificaciones, ampliaciones o modernizaciones, e incluso para permitir un mayor número de soluciones técnicas en lo que a los bloques técnicos se refiere, se plantea una distribución de las canalizaciones en forma de rombo. Esta disposición permitirá conectar de manera sencilla las diferentes multitubulares planteadas en cada andén y en las diferentes zanjas de la superestructura.

3.5.3. Mobiliario

Para asegurar la cohesión y armonía en el entorno de las paradas, se busca que el acabado del andén refleje la estética del paseo adyacente. Esto implica seleccionar cuidadosamente materiales que se integren de manera natural con el entorno urbano circundante. Por ejemplo, en áreas donde el andén no forme parte directa del paseo, como en zonas verdes, se priorizarán pavimentos que respeten y complementen el paisaje circundante, sin comprometer la resistencia necesaria para el tránsito peatonal.

Además, se considera esencial que todos los elementos que componen la parada, desde las marquesinas hasta las papeleras y los dispositivos de señalización, se adapten al estilo y diseño del mobiliario urbano ya presente en las líneas de tranvía existentes. Esta elección no solo garantiza una estética coherente en todo el sistema de transporte, sino que también proporciona a los usuarios una experiencia visualmente unificada en todas las paradas.

Como parte del equipamiento de las paradas, se integrarán Objetos Publicitarios Iluminados (OPI) en los andenes. Se instalarán dos OPIs digitales, uno en cada lateral, que cumplirán una doble función: por un lado, servirán como soporte publicitario dinámico, generando ingresos para la explotación del tranvía, y por otro, ofrecerán información institucional y de servicio a los usuarios. Su diseño ha sido cuidadosamente seleccionado para mantener la identidad visual del tranvía de una manera sutil y reconocible, contribuyendo a una imagen homogénea y moderna del sistema de transporte.

Asimismo, en las paradas laterales no integradas en la acera, se dispondrán barandillas en la parte trasera de los andenes. Estas barandillas desempeñarán un papel clave en la seguridad de los usuarios, evitando caídas accidentales debido a la diferencia de nivel entre el andén y la acera. Además, en aquellos casos donde el andén esté próximo a la calzada, actuarán como un elemento de protección frente a posibles alcances de vehículos, reforzando así la seguridad tanto de los peatones como de los pasajeros en espera.

Para facilitar el acceso al tranvía y agilizar el proceso de embarque, se instalarán cuatro canceladoras para la validación de los títulos de transporte. Dos de ellas estarán ubicadas dentro de la marquesina, una en cada lateral del bloque técnico, mientras que las otras dos se colocarán en los extremos del andén. Esta

disposición permitirá a los viajeros validar su billete sin necesidad de acercarse a la marquesina, mejorando la distribución de pasajeros en la parada y evitando posibles aglomeraciones.

En cuanto a los elementos destinados al confort de los usuarios, se instalarán asientos de dos tipos dentro de las marquesinas. Por un lado, dos módulos de las marquesinas dispondrán de bancos, permitiendo a los pasajeros sentarse mientras esperan la llegada del tranvía. Por otro lado, se incorporará un apoyo isquiático, diseñado para mejorar la accesibilidad de personas con dificultades para sentarse e incorporarse de un banco convencional. Este tipo de apoyo es especialmente útil para personas mayores, embarazadas, con molestias lumbares o ciáticas, o con alguna discapacidad, ya que les permite descansar sin necesidad de realizar un esfuerzo excesivo para sentarse o levantarse.

Más allá de la estética, se prioriza la funcionalidad y la comodidad de los usuarios. Por ello, se busca la integración cuidadosa de los equipos técnicos, como sistemas de información y comunicación, con el resto del mobiliario de la parada. Esto implica seleccionar dispositivos que se integren de manera armoniosa con el diseño general, evitando que interfieran visualmente o afecten negativamente la experiencia del usuario.

3.5.4. Iluminación

La iluminación de las paradas constituye un elemento esencial tanto desde el punto de vista funcional como perceptivo, contribuyendo a garantizar la seguridad, accesibilidad y confort de todos los usuarios del sistema tranviario. Su diseño debe contemplar no solo la correcta visibilidad para la circulación de personas, sino también la percepción subjetiva de seguridad, especialmente en horarios nocturnos y en colectivos potencialmente vulnerables.

Se ha optado por una solución de iluminación integrada en la estructura de la marquesina, basada en tiras LED de alta eficiencia luminosa alojadas en perfiles de aluminio anodizado con difusor. Esta solución ha sido desarrollada en colaboración con LEDVANCE, quien ha proporcionado el asesoramiento técnico, las fichas de producto y el modelo de simulación lumínica. La disposición permite una distribución uniforme de la luz sobre las zonas de espera y tránsito, evitando sombras o puntos ciegos. El sistema presenta una elevada eficiencia energética (alrededor de 120 lm/W), una temperatura de color de 4.000 K (blanco neutro) y un índice de reproducción cromática superior a 90, lo que garantiza una adecuada percepción visual del entorno urbano. Asimismo, los componentes empleados están protegidos frente a agentes externos con grado IP67/IP66, asegurando su durabilidad y correcto funcionamiento en condiciones ambientales adversas.

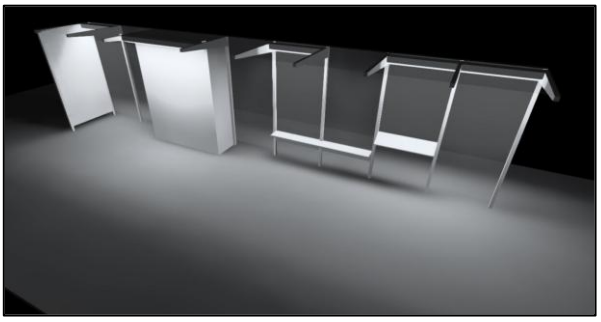


Figura 4. Modelo de iluminación de marquesina lateral.

Desde el punto de vista normativo, no existe actualmente una legislación específica que establezca los niveles mínimos de alumbrado exigibles para paradas de tranvía. No obstante, como referencia orientativa, puede acudirse al Real Decreto 1890/2008, por el que se aprueba el Reglamento de Eficiencia Energética en Instalaciones de Alumbrado Exterior. En este marco, podría considerarse razonable equiparar estas paradas a espacios similares, como estaciones de autobuses o zonas urbanas con requerimientos especiales de seguridad, asimilables a entornos industriales o deportivos. En este contexto, las clases

CE1A y CE2 se aplican a zonas con flujo elevado de peatones, y las clases CE3 y CE4 a zonas de flujo bajo, con niveles de iluminancia media (E_m) entre 25 y 10 lux, y una uniformidad mínima de U_0 = 0,40. En áreas con requerimientos de vigilancia nocturna o percepción de seguridad elevada, podrían aplicarse niveles de referencia superiores, como E_m = 20-50 lux, en función del riesgo.

Adicionalmente, la norma UNE-EN 12464-2 relativa a la iluminación de lugares de trabajo en exteriores ofrece una tabla específica para entornos ferroviarios y tranviarios (Tabla 5.12), que también puede servir como criterio técnico de diseño. Según esta norma, los niveles de iluminancia recomendados son:

- Andenes a cielo abierto con afluencia media de pasajeros (por ejemplo, trenes regionales o suburbanos): E_m = 20 lux, U_0 = 0,30.
- Andenes a cielo abierto con gran afluencia de pasajeros (por ejemplo, servicios interurbanos): E_m = 50 lux, U_0 = 0,40.
- Andenes cubiertos con baja afluencia (por ejemplo, trenes regionales): E_m = 50 lux, U_0 = 0,40.

A falta de una normativa específica para paradas tranviarias, estas referencias permiten justificar de forma razonada los niveles de iluminación adoptados en el presente proyecto.

Los resultados obtenidos en el modelo lumínico, desarrollado por LEDVANCE, demuestran que la solución proyectada supera ampliamente estos requisitos:

Marquesina lateral:

- Iluminancia media (E_m): 130 lux
- Iluminancia mínima ($E_{mín}$): 63,4 lux
- Iluminancia máxima ($E_{máx}$): 247 lux

  Uniformidad (U_0): 0,49

Estos valores garantizan una visibilidad óptima en todo el entorno de la parada, evitando sombras o zonas ciegas en áreas críticas como las zonas de espera, accesos o rampas. Además, la elección de una intensidad superior a la estrictamente exigida responde a un criterio técnico: reforzar la percepción de seguridad en las paradas.

La tecnología LED seleccionada ofrece un alto rendimiento energético, larga vida útil, baja necesidad de mantenimiento y compatibilidad con futuras estrategias de control inteligente del alumbrado. El conjunto se integra discretamente en la marquesina, evitando deslumbramientos y respetando la coherencia visual del mobiliario urbano.

El modelo de cálculo lumínico se incluye en el ANEXO 3 ILUMINACIÓN DE PARADAS del presente documento.

3.6. MANTENIMIENTO

El mantenimiento de las paradas del tranvía es fundamental para asegurar la seguridad, funcionalidad y durabilidad de las infraestructuras. A continuación, se presentan las consideraciones y características necesarias para un mantenimiento seguro y eficiente.

3.6.1. Tipologías de paradas

Las nuevas paradas del tranvía de Vitoria-Gasteiz se dividen en tres configuraciones principales:

- Andén lateral junto a la acera: Estas paradas tienen una vía de tranvía en un lado y una acera en el otro.
- Andén lateral junto a la calzada: Estas paradas tienen una vía de tranvía en un lado y la calzada en el otro.
- Andén central: Ubicado entre dos vías de césped, este tipo de parada ofrece una plataforma central donde los pasajeros pueden acceder al tranvía desde ambos lados.

3.6.2. Integración de equipos técnicos y de atención al público

Para facilitar las labores de mantenimiento y minimizar los riesgos, todos los equipos técnicos y de atención al público están cuidadosamente integrados en las paradas. Esto incluye:

- Equipos técnicos: Armarios de comunicaciones, equipos de control y cuadros eléctricos deben estar ubicados de manera que sean fácilmente accesibles para los técnicos de mantenimiento, pero protegidos contra vandalismo mediante el uso de materiales robustos y cerraduras de seguridad.
- Equipos de atención al público: Máquinas expendedoras de billetes, canceladoras, interfonos y señalética deben estar diseñados para ser intuitivos y accesibles para todos los usuarios, incluyendo personas con movilidad reducida. Además, deben ser resistentes a las inclemencias del tiempo y a posibles actos vandálicos, garantizando su funcionamiento continuo.

Es crucial que se implementen medidas para proteger estos equipos de actos de vandalismo y sabotaje, utilizando materiales duraderos y sistemas de seguridad eficaces para garantizar su integridad y funcionamiento continuo.

3.6.3. Medidas de seguridad en mantenimiento

Las operaciones de mantenimiento sobre las marquesinas, en especial aquellas que implican el acceso a zonas elevadas o a la propia cubierta, deben planificarse de acuerdo con la normativa vigente en materia de prevención de riesgos laborales, garantizando la integridad física de los operarios en todo momento. En este sentido, se establecen a continuación las medidas específicas en función de la tipología de actuación y de andén:

- Limpieza de los vidrios de la cubierta: No es necesario acceder a la cubierta para realizar la limpieza de los vidrios. Se prevé el uso de herramientas telescópicas desde el nivel del suelo, adaptadas a cada configuración de andén:
    - Andén lateral junto a acera: La limpieza puede realizarse desde la propia acera, sin interferir en la calzada ni en la zona de vías, utilizando útiles telescópicos que permiten acceder a las superficies superiores sin riesgo.
    - Andén lateral junto a calzada: La limpieza deberá ejecutarse desde el propio andén, ubicando andamios móviles o plataformas ligeras de trabajo que permitan un posicionamiento seguro frente a la marquesina sin invadir la calzada ni comprometer la seguridad del operario.
    - Andén central: Dado que se encuentra entre vías, el acceso debe realizarse desde el propio andén mediante plataformas móviles elevadoras, que garanticen la estabilidad y la protección del trabajador. Alternativamente, podrán utilizarse herramientas telescópicas desde ambos lados del andén, si la operación lo permite.

- Reposición y mantenimiento de vidrios de cubierta: Esta intervención exige el acceso a la cubierta, ya que el sistema de sujeción mediante junquillos se encuentra atornillado en la cara superior. Aunque la altura de las marquesinas ronda los 2,6 m y ello implica la consideración de trabajo en altura, se ha descartado la instalación de líneas de vida al no alcanzarse las condiciones mínimas necesarias para garantizar su eficacia. La geometría de las marquesinas (estrechas y de baja altura) no permite una distancia de caída suficiente para que un sistema anticaídas funcione de forma segura y conforme a normativa. Por tanto, estas labores deberán realizarse mediante el uso de plataformas elevadoras móviles desde el exterior, que proporcionen un acceso controlado y seguro.
- Mantenimiento del minutran y reloj: En el caso de las marquesinas laterales, estas actuaciones podrán realizarse desde andamios móviles ligeros colocados junto al pilar correspondiente, sin necesidad de subir a la cubierta. Para marquesinas en andén central, y cuando sea inevitable el tránsito por la cubierta, se seguirá el mismo criterio anterior: acceso mediante plataformas elevadoras externas, ya que las condiciones geométricas impiden la certificación de sistemas fijos de anclaje como líneas de vida.

3.6.4. Equipamiento de seguridad

El mantenimiento de las marquesinas debe ejecutarse con equipamiento adecuado que garantice la protección del personal, especialmente en las intervenciones que impliquen trabajar en altura o en zonas de difícil acceso. Se establecen las siguientes medidas y recursos de seguridad:

- Equipos de Protección Individual (EPI): Todo operario deberá disponer de arnés de seguridad, casco con barboquejo, calzado antideslizante y guantes. En las operaciones con plataformas elevadoras, el arnés deberá ir fijado al punto de anclaje de la plataforma según EN 360. Estos equipos deberán ser revisados periódicamente conforme al RD 773/1997 para asegurar su correcto estado y funcionamiento.

- Formación y capacitación: Los trabajadores deberán contar con formación específica en trabajos en altura, manejo seguro de plataformas elevadoras (PEMP), prevención de riesgos laborales y procedimientos de rescate y emergencia. Esta formación será documentada y actualizada regularmente, asegurando que el personal esté familiarizado con los riesgos y protocolos de actuación en cada situación.

- Medios auxiliares: plataformas, andamios y herramientas telescópicas:

    - Las plataformas elevadoras móviles serán el método principal para acceder a la cubierta de las marquesinas. Deben cumplir con la normativa UNE-EN 280:2014+A1:2016 y ser operadas exclusivamente por personal autorizado.

    - Los andamios móviles utilizados en marquesinas laterales deberán contar con estabilizadores, barandillas perimetrales y superficie antideslizante, conforme a la norma UNE-EN 1004.

    - Las herramientas telescópicas permitirán ejecutar tareas de limpieza desde el suelo, eliminando la necesidad de ascender a zonas elevadas.

- Medidas contra caídas: Durante los trabajos de mantenimiento en altura, los operarios dispondrán de medios auxiliares que garantizan su seguridad frente al riesgo de caída. En el caso de plataformas elevadoras móviles, el trabajador deberá utilizar un arnés de seguridad conectado al punto de anclaje homologado del propio equipo, trabajando siempre dentro de la cesta, con barandillas de protección perimetral. Cuando se utilicen andamios móviles, estos deberán contar

con barandillas, rodapiés, superficies antideslizantes y sistemas de estabilización que eviten cualquier desplazamiento accidental.

ANEXO 1. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETO

El presente informe busca definir el diseño para las marquesinas de las paradas del proyecto. Esta etapa de diseño comprende la determinación de los perfiles de acero a utilizar y su anclaje a la cimentación, la que igualmente debe ser definida.

Se consideran dos tipos de marquesinas, una de posición lateral que contempla el paso del tranvía en un solo sentido, y otra en posición central con respecto al paso del tranvía, lo que permite la espera de pasajeros para ambos sentidos.

Finalmente, se presenta la cimentación para los elementos de tipo OPIs digitales.

1.2. CÓDIGO DE DISEÑO

Las normas utilizadas corresponden a las normativas españolas, que se muestran a continuación:

- EHE Instrucción de Hormigón Estructural.
- Código Estructural.
- Código Técnico de la Edificación (CTE) - Documento Básico de Seguridad Estructural: Acero (DB-SE-A).
- UNE 1990 Base de cálculo de estructuras.
- UNE EN 1991-1-1 Acciones en estructuras - Acciones generales.
- UNE EN 1991-1-4 Acciones en estructuras - Acciones de viento.
    - AN/UNE EN 1991-1-4 Anejo nacional.
- UNE EN 1992-1-1 Proyecto de estructuras de hormigón - Reglas generales y reglas para edificación.
- UNE EN 1993-1-1 Proyecto de estructuras de acero.
    - AN/UNE EN 1993-1-1 Anejo nacional.

1.3. MATERIALES

En el análisis de las paradas y sus componentes, se han contemplado los siguientes materiales:

- Hormigón HA-25 (fc = 25 MPa) para la cimentación.
- Acero B500S (fy = 500 MPa) para el armado de las secciones.
- Acero AISI 316L (fy = 205 MPa) para los perfiles de acero inoxidable[1].

[1] Valor obtenido desde MatWeb (material property data): AISI Type 316L Stainless Steel, annealed bar.

1.4. SOFTWARE EMPLEADO

Para el análisis y posterior diseño se emplean los siguientes programas:

- **SAP2000** desarrollado por Computer and Structure, Inc. es un programa de elementos finitos que permite el modelado de elementos de área (shell) y elementos lineales (frames).
- **STATIK 9** desarrollado por Cubus es un programa de elementos finitos para el análisis de estructuras mediante el empleo de modelos de barra.
- **FAGUS 9** desarrollado por Cubus es un programa para el análisis de las propiedades de las secciones transversales.
- Planillas **Excel** para cálculos simples y verificaciones.

1.5. CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño que se disponen en el modelo de cálculo son las siguientes.

1.5.1. Cargas de peso propio (d)

Se considera el siguiente peso propio de los materiales:

- Hormigón Armado: 25 kN/m^3
- Acero Estructural: 7.850 kN/m^3

A partir de la geometría propuesta es posible determinar diferentes acciones que actúan de manera permanente sobre la estructura. Estas corresponden a:

- Minutran: 300 kg aplica sobre el bloque técnico.
- Bloque técnico: 1 ton/m^2 con sistema propio de apoyo.
- Vidrio de techo: 25 kN/m^3 x 0,02m = 0,5 kN/m^2 (UNE EN 1991-1-1).
- OPIs digitales: 250 kg peso de perfilería.
- Vidrios en cos caras: 2 x 25 kN/m^3 x 0,02 m = 1,0 kN/m^2

1.5.2. Sobrecargas de uso (l)

Se considera la actuación de una sobrecarga de uso de 1 kN/m^2 sobre los techos de la marquesina.

También se considera la actuación de una sobrecarga de uso de 5 kN/m^2 sobre los bancos que soporta la estructura de la marquesina.

Finalmente, en las OPIs digitales se considera una presión uniforme de 0,5 kN/m^2.

1.5.3. Cargas de viento (w)

Procediendo según la normativa española, el cálculo de la fuerza del viento se determina de la siguiente manera:

$$f_w = q_p * c_f$$

$$q_p = q_b * c_e$$

$$c_e = (1 + 7 * I_v) * v_m^2 / v_b^2$$

$$q_b = 1/2 * \rho * v_b^2$$

En donde:

- $v_b = 29\ m/s$, considerando zona C según la imagen a continuación.
- $\rho = 1{,}25\ kg/m^3$.
- $c_r = 0{,}54$.
- $v_m = 15{,}65$.
- $q_b = 525{,}63\ N/m^2$.
- $I_v = 0{,}43$.
- $c_e = 1{,}18$.
- $q_p = 618{,}23\ N/m^2$.

Después, amplificando por el factor $c_f = 1{,}40$ se obtiene una presión debido al viento de **0,87 kPa**.

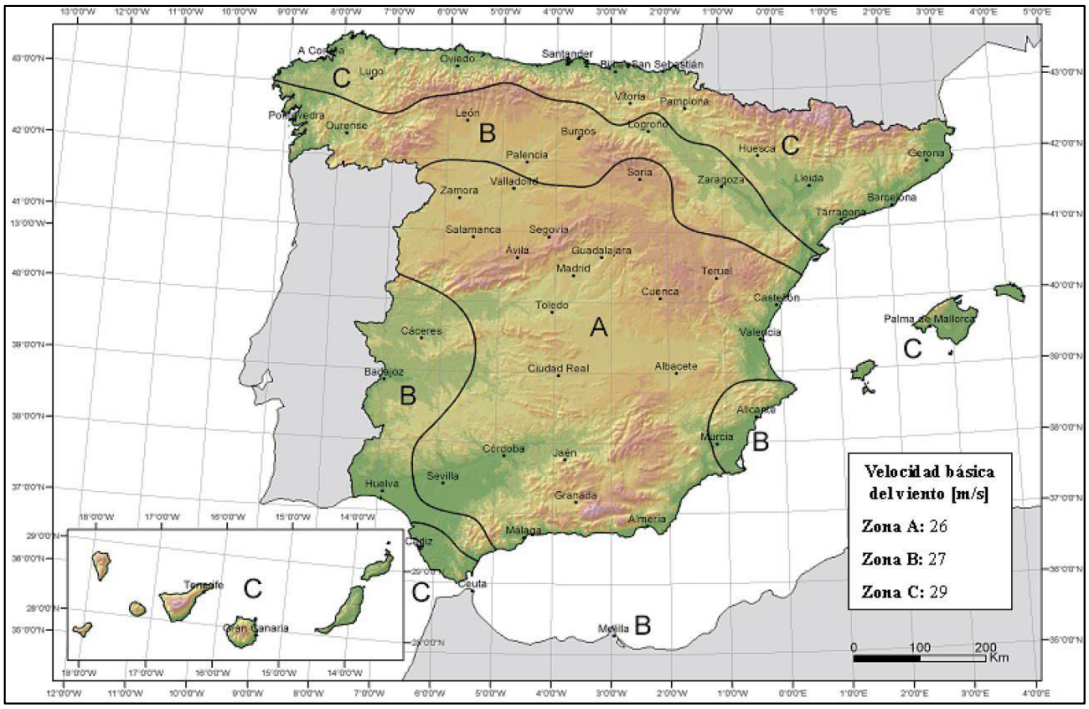


Figura 5. Mapa de velocidades del viento en España.

1.6. COMBINACIONES DE CARGAS

Adoptando los factores indicados en el Código Estructural, se consideran las siguientes combinaciones de cargas:

1.6.1. Combinaciones de ELU

La normativa española estipula lo siguiente:

"6.4.3.2 Combinación de acciones para situaciones de proyecto permanentes o transitorias (combinaciones fundamentales)

(1) El formato general de los efectos de las acciones debería ser:

$$E_d = \gamma_{Sd} E\{\gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \; j \geq 1; i > 1 \qquad (6.9a)$$

(2) La combinación de los efectos de las acciones a considerar debería basarse en

- *el valor de cálculo de la acción variable predominante, y*
- *los valores de combinación de cálculo de las acciones variables acompañamiento:*

NOTA: Véase también 6.4.3.2(4).

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \; j \geq 1; i > 1 \qquad (6.9b)$$

(3) La combinación de las acciones entre corchetes, en (6.9b) pueden bien expresarse como

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \; "+" \gamma_P P \; "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \; " + " \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (6.10)$$

(…)

6.4.3.3 Combinación de acciones para situaciones de proyecto accidentales

(1) El formato general de los efectos de las acciones debería ser:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \; o \; \psi_{2,1}) Q_{k,1}; \psi_{2,1} Q_{k,i}\} \; j \geq 1; i > 1 \qquad (6.11a)$$

(2) La combinación de acciones entre corchetes { } puede expresarse como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \; "+" P \; "+" A_d \; "+" (\psi_{1,1} \; o \; \psi_{2,1}) Q_{k,1} \; " + " \sum_{i>1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \qquad (6.11b)$$

(3) La elección entre $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ o $\Psi_{2,1} Q_{k,1}$ debería elegirse en función de la situación de proyecto accidental correspondiente (impacto, incendio o supervivencia después de un suceso o situación accidental).

NOTA: Las Partes correspondientes de las Normas EN 1991, hasta EN 1999 aportan consejos."

Con los siguientes factores variables:

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas en edificios, categoría (véase la Norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría F: zona de tráfico, peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zona de tráfico, 30 kN < peso del vehículo ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase la Norma EN 1991-1-3)*			
Finlandia, Islandia, Noruega, Suecia	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas H > 1 000 m sobre el nivel del mar	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas H ≤ 1 000 m sobre el nivel del mar	0,50	0,20	0
Cargas de viento en edificios (véase la Norma EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (no la debida a incendio) en edificios (véase la Norma EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTA – Los valores de ψ pueden establecerse mediante los anexos nacionales.

* Para los países que no se citan, véanse las condiciones locales correspondientes

Tabla 2. Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios.

Situaciones de proyecto permanentes y transitorias	Acciones permanentes		Acción variable(*) predominante	Acciones variables de acompañamiento	
	Desfavorables	Favorables		Principal (si hubiera alguna)	Otras
Ecuación 6.10	$\gamma_{Gj,sup}\ G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}\ G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}\ G_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\ \psi_{0,i}\ Q_{k,i}$

(*) Las acciones variables son aquellas tomadas en consideración en la tabla A.1.1

NOTA 1 – Los valores γ pueden establecerse en el anexo nacional. Los valores recomendados de γ son:

$\gamma_{Gj,sup} = 1{,}10$

$\gamma_{Gj,inf} = 0{,}90$

$\gamma_{Q,1} = 1{,}50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)

$\gamma_{Q,i} = 1{,}50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)

NOTA 2 – En los casos en que la verificación del equilibrio estático también comprenda la resistencia de los elementos estructurales, como una alternativa a las dos verificaciones por separado basadas en las tablas A.1.2(A) y A.1.2(B), se puede adoptar una verificación combinada, basada en la tabla A.1.2(A), si lo permite el anexo nacional, con el siguiente conjunto de valores recomendados. Los valores recomendados pueden ser alterados por el anexo nacional:

$\gamma_{Gj,sup} = 1{,}35$

$\gamma_{Gj,inf} = 1{,}15$

$\gamma_{Q,1} = 1{,}50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)

$\gamma_{Q,i} = 1{,}50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)

con tal que la aplicación de $\gamma_{Gj,inf} = 1{,}00$ tanto a la parte favorable como a la desfavorable de las acciones permanentes no produzca un efecto más desfavorable.

Tabla 3. Valores de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A).

Situaciones de proyecto permanentes y transitorias	Acciones permanentes		Acción variable predominante	Acciones variables (*) de acompañamiento	
	Desfavorables	Favorables		Principal (si hubiera alguna)	Otras
Ec. 6.10	$\gamma_{Gj,sup}\ G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}\ G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}\ G_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\ \psi_{0,i}\ Q_{k,i}$

Situaciones de proyecto permanentes y transitorias	Acciones permanentes		Acción variable(*) predominante	Acciones variables (*) de acompañamiento	
	Desfavorables	Favorables	Acción	Principal	Otras
Ec. 6.10a	$\gamma_{Gj,sup}\ G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}\ G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,i}\ \psi_{0,i}\ Q_{k,i}$	$\gamma_{Q,i}\ \psi_{0,i}\ Q_{k,i}$
Ec. 6.10b	$\xi\gamma_{Gj,sup}\ G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}\ G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}\ G_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\ \psi_{0,i}\ Q_{k,i}$

(*) Las acciones variables son aquellas tomadas en consideración en la tabla A.1.1

NOTA 1 – La elección entre 6.10, ó 6.10a y 6.10b se hará en el anexo nacional. En el caso de 6.10a y 6.10b, el anexo nacional puede además modificar 6.10a para incluir únicamente acciones permanentes.

NOTA 2 – Los valores γ y ξ pueden establecerse en el anexo nacional. Se recomiendan los siguientes valores para γ y ξ cuando se empleen las expresiones 6.10, ó 6.10a y 6.10b.

$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$

$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)

$\gamma_{Q,i} = 1,50$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)

$\xi = 0,85$ (de forma que $\xi\gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 \equiv 1,15$)

Véase también las Normas EN 1991, hasta EN 1999 para los valores γ a emplear para deformaciones exteriores.

NOTA 3 – Los valores característicos de todas las acciones permanentes del mismo origen se multiplican por $\gamma_{G,sup}$ si el efecto de la acción total que resulte es desfavorable, y $\gamma_{G,inf}$ si el efecto de la acción total que resulte es favorable. Por ejemplo, todas las acciones derivadas del peso propio de la estructura pueden considerarse como procedentes de un mismo origen; esto es también aplicable si afecta a diferentes materiales.

NOTA 4 – Para casos concretos de verificaciones, los valores de γ_G y γ_Q pueden subdividirse en γ_g y γ_q y el coeficiente γ_{Sd} del modelo de incertidumbre. Un valor de γ_{Sd} en el rango de 1,05 y 1,15 puede emplearse en la mayoría de los casos comunes y puede modificarse en el anexo nacional.

Tabla 4. Valores de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B).

Situaciones de proyecto permanentes y transitorias	Acciones permanentes		Acción variable(*) predominante	Acciones variables de acompañamiento*	
	Desfavorables	Favorables		Principal (si hubiera alguna)	Otras
Ecuación 6.10	$\gamma_{Gj,sup}\ G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}\ G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}\ G_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\ \psi_{0,i}\ Q_{k,i}$

(*) Las acciones variables son aquellas tomadas en consideración en la tabla A.1.1

NOTA 1 – Los valores γ pueden establecerse en el anexo nacional. Los valores recomendados de γ son:

$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$

$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$

$\gamma_{Q,1} = 1,30$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)

$\gamma_{Q,i} = 1,30$ cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)

Tabla 5. Valores de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto C).

Quedando entonces las combinaciones de Estado Límite Último:

Acción			Combinaciones de acciones				
No	Nombre	Fac	1	2	3	4	
1	No lineal	1					
2	Peso propio	1	1,35	1,35	0,8	0,8	
3	Cargas Muertas	1	1,35	1,35	0,8	0,8	
4	Sobrecargas general	1	1,5	1,05	1,5	1,05	
5	Cargas de viento	1	0,9	1,5	0,9	1,5	

Tabla 6. Combinaciones ELU.

1.6.2. Combinaciones ELS

La normativa estipula lo siguiente:

"a) Combinación característica:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i}Q_{k,i}\} \; j \geq 1; i > 1 \qquad (6.14a)$$

En la que la combinación de acciones entre corchetes { } (llamada la combinación característica), se puede expresar como:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \; "+" P \; "+" Q_{k,1} \; " + " \sum_{i>1} \psi_{0,i}Q_{k,i} \qquad (6.14b)$$

NOTA: La combinación característica se utiliza normalmente para estados límite irreversibles."

"b) Combinación frecuente:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \; j \geq 1; i > 1 \qquad (6.15a)$$

En la que la combinación de acciones entre corchetes { } (llamada la combinación frecuente), se puede expresar como:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \; "+" P \; "+" \psi_{1,1}Q_{k,1} \; " + " \sum_{i>1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad (6.15b)$$

NOTA: La combinación frecuente se utiliza normalmente en los estados límite irreversibles."

"c) Combinación casi-permanente:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \; j \geq 1; i > 1 \qquad (6.16a)$$

En la que la combinación de acciones entre corchetes { } (llamada la combinación casi-permanente), se puede expresar como:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \; "+" P \; "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad (6.16b)$$

En que la notación se da en los apartados 1.6 y 6.4.3 (1).

NOTA: La combinación casi-permanente se emplea normalmente para los efectos a largo plazo y para la apariencia de la estructura."

Obteniendo entonces:

1.6.2.1. Combinación característica:

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acciones 1	2
1	No lineal	1		
2	Peso propio	1	1	1
3	Cargas Muertas	1	1	1
4	Sobrecargas general	1	1	0,7
5	Cargas de viento	1	0,6	1

Tabla 7. Combinaciones ELS - Combinación característica.

1.6.2.2. Combinación frecuente

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acciones 1	2
1	No lineal	1		
2	Peso propio	1	1	1
3	Cargas Muertas	1	1	1
4	Sobrecargas general	1	0,7	0,6
5	Cargas de viento	1		0,2

Tabla 8. Combinaciones ELS - Combinación frecuente.

1.6.2.3. Combinación casi-permanente

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acciones 1
1	No lineal	1	
2	Peso propio	1	1
3	Cargas Muertas	1	1
4	Sobrecargas general	1	0,6
5	Cargas de viento	1	

Tabla 9. Combinaciones ELS - Combinación casi-permanente.

2. MARQUESINA LATERAL

2.1. MODELO ESTRUCTURAL

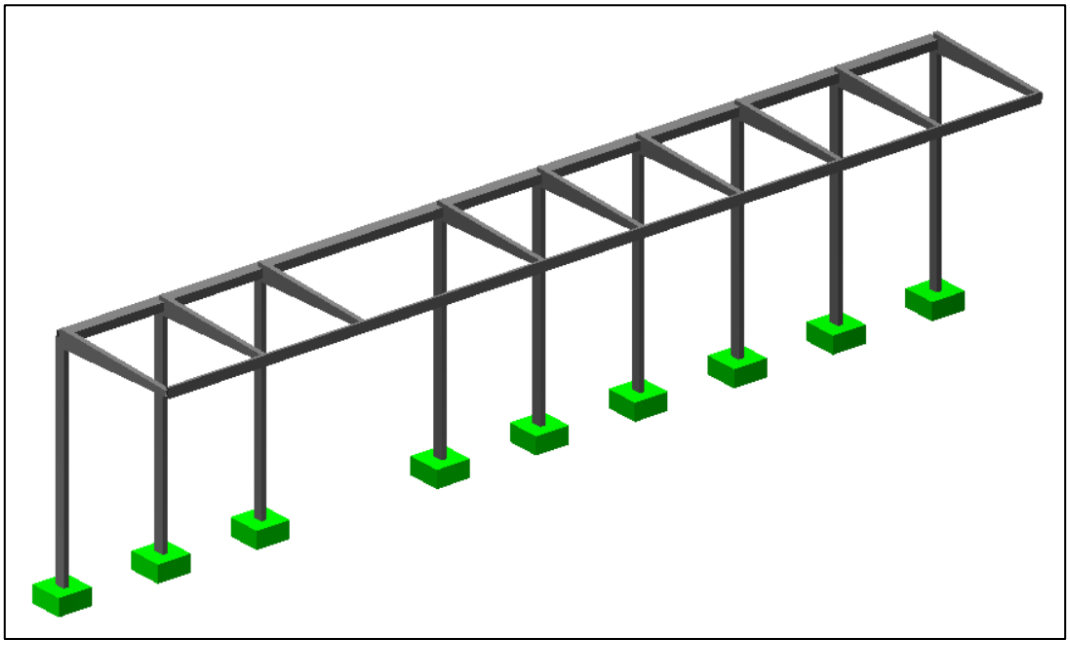


Figura 6. Modelo STATIK - Marquesina lateral.

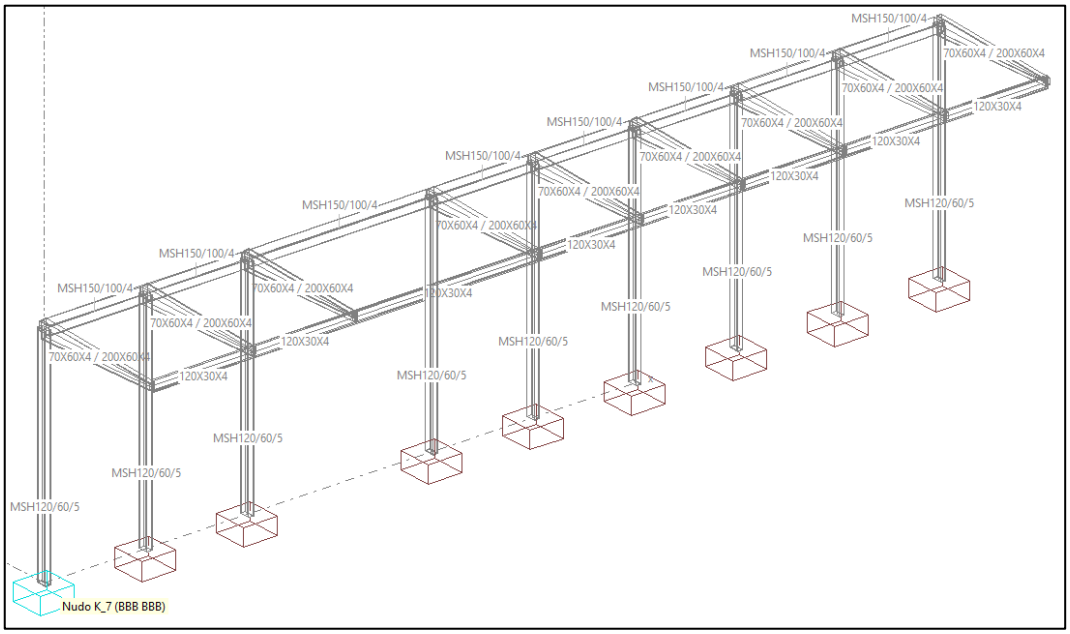


Figura 7. Definición de los perfiles metálicos - Marquesina lateral.

2.1.1. Cargas de peso propio

El programa calcula el peso propio de los elementos de acero estructural considerando las secciones definidas, dado el valor de la aceleración de la gravedad.

2.1.2. Cargas muertas

Se ha aplicado la carga que gravita sobre la cubierta de la marquesina, considerándose en un vidrio de 2 cm de espesor. Se aplica sobre toda la superficie y se trasmite a la estructura a través del apoyo sobre los bastidores de soporte.

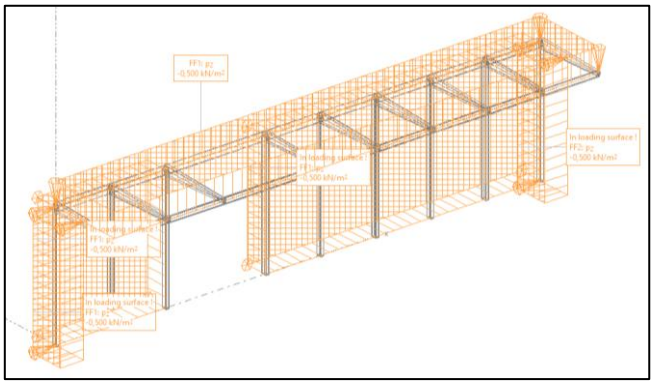


Figura 8. Definición de cargas muertas - Marquesina lateral.

2.1.3. Sobrecargas de uso

Se considera la aplicación de una sobrecarga de uso sobre los paneles de techo 1 kN/m^2.

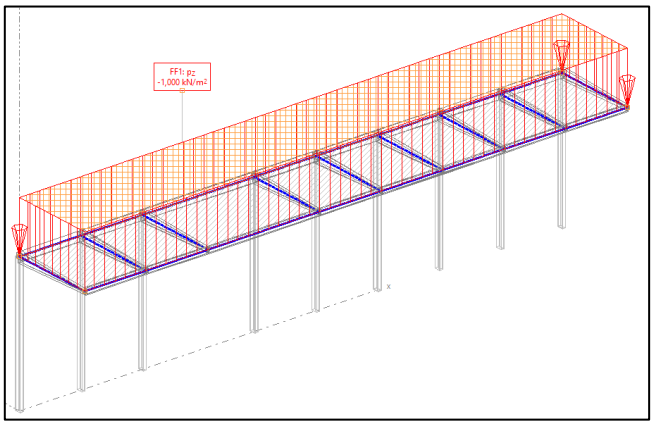


Figura 9. Sobrecargas de uso - Marquesina lateral.

También se emplea un valor de sobrecarga de 5 kN/m^2 aplicado sobre los asientos soportados por la estructura metálica.

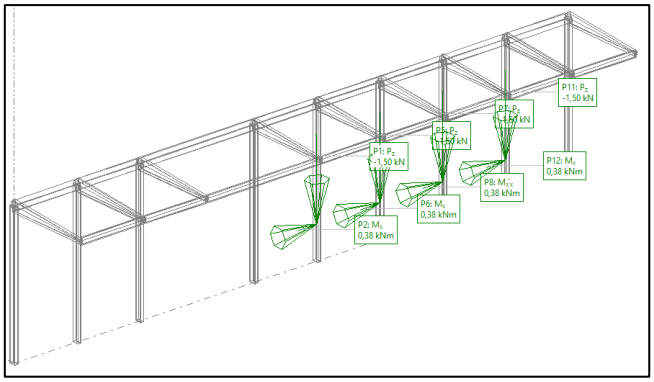


Figura 10. Sobrecargas en bancos - Marquesina lateral.

2.1.4. Cargas de viento

Se aplica el valor obtenido anteriormente de 0,87 kPa de presión por acción del viento sobre las áreas tributarias verticales y 0,52 kPa sobre las cuasi horizontales:

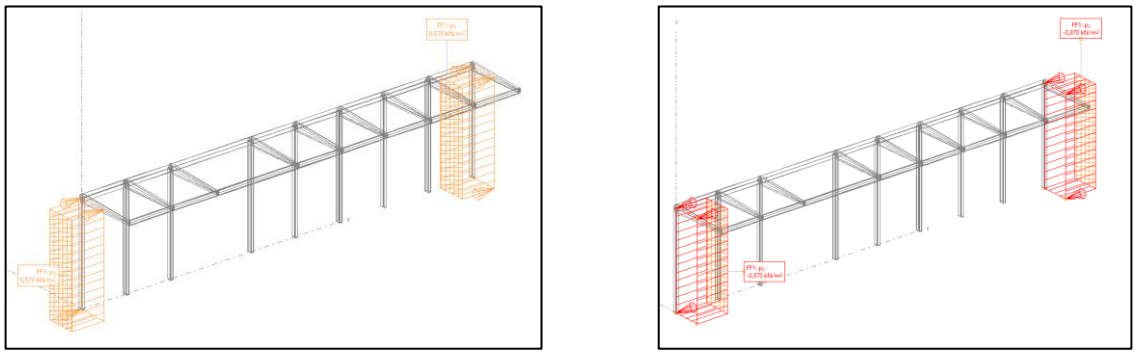


Figura 11. Cargas de viento dirección X - Marquesina lateral.

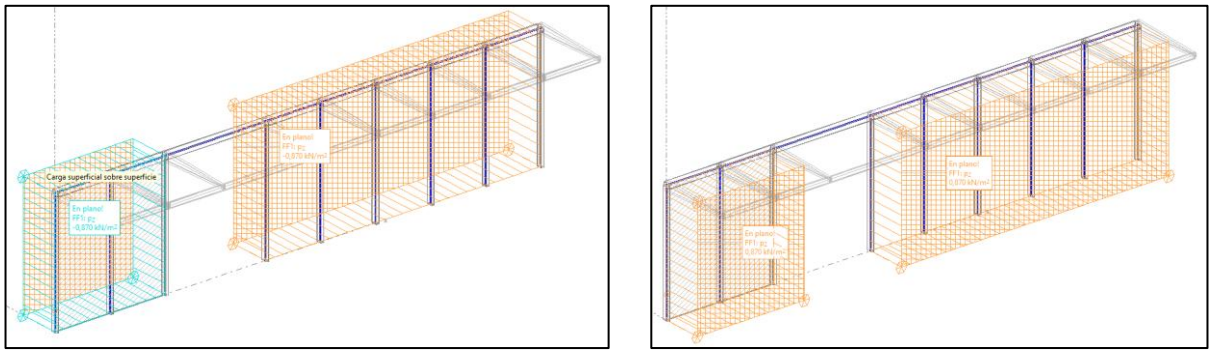


Figura 12. Cargas de viento dirección Y - Marquesina lateral.

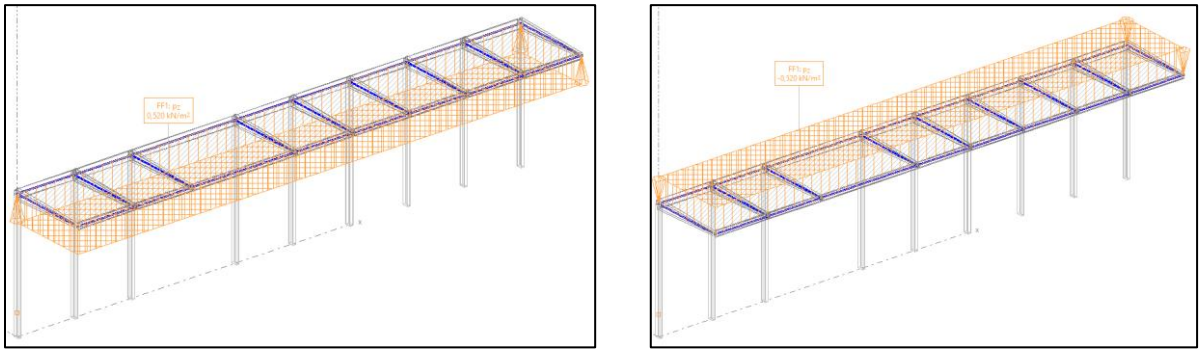


Figura 13. Cargas de viento dirección Z - Marquesina lateral.

2.2. ESFUERZOS DE DISEÑO

A continuación, se indica la envolvente de esfuerzos en estado límite último considerada para el dimensionamiento de los perfiles metálicos.

Especificación de envolventes: CMB-ELU

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

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acciones 1	2	3	4
1	No lineal	1				
2	Peso propio	1	1,35	1,35	0,8	0,8
3	Cargas Muertas	1	1,35	1,35	0,8	0,8
4	Sobrecargas general	1	1,5	1,05	1,5	1,05
5	Cargas de viento	1	0,9	1,5	0,9	1,5

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

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones
para la especificación de envolventes CMB-ELU

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
No lineal		si es crítico		PandPILA Pandeo Pilar P	1,000	
		p&lus si es crí		PandDINT Pandeo dintel	1,000	
		p&lus si es crí		PandVOLA Pandeo voladizo	1,000	
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1,000	
Cargas Muertas		Permanente		CPER Cargas Permanentes	1,000	
Sobrecargas general		si es crítico		SCu1 Sobrecarga uso	1,000	
Cargas de viento		si es crítico	ya sea	SCvtoTR2 Empuje viento transversal	1,000	
			o	SCvtoTR1 Empuje viento transversal	1,000	
		p&lus si es crí	ya sea	SCvtoVE1 Empuje viento vertical +z	1,000	
			o	SCvtoVE2 Empuje viento vertical -z	1,000	
		p&lus si es crí	ya sea	SCvtoLO1 Empuje viento longitudinal	0,300	C4_1
			o	SCvtoLO2 Empuje viento longitudinal	0,300	C4_2

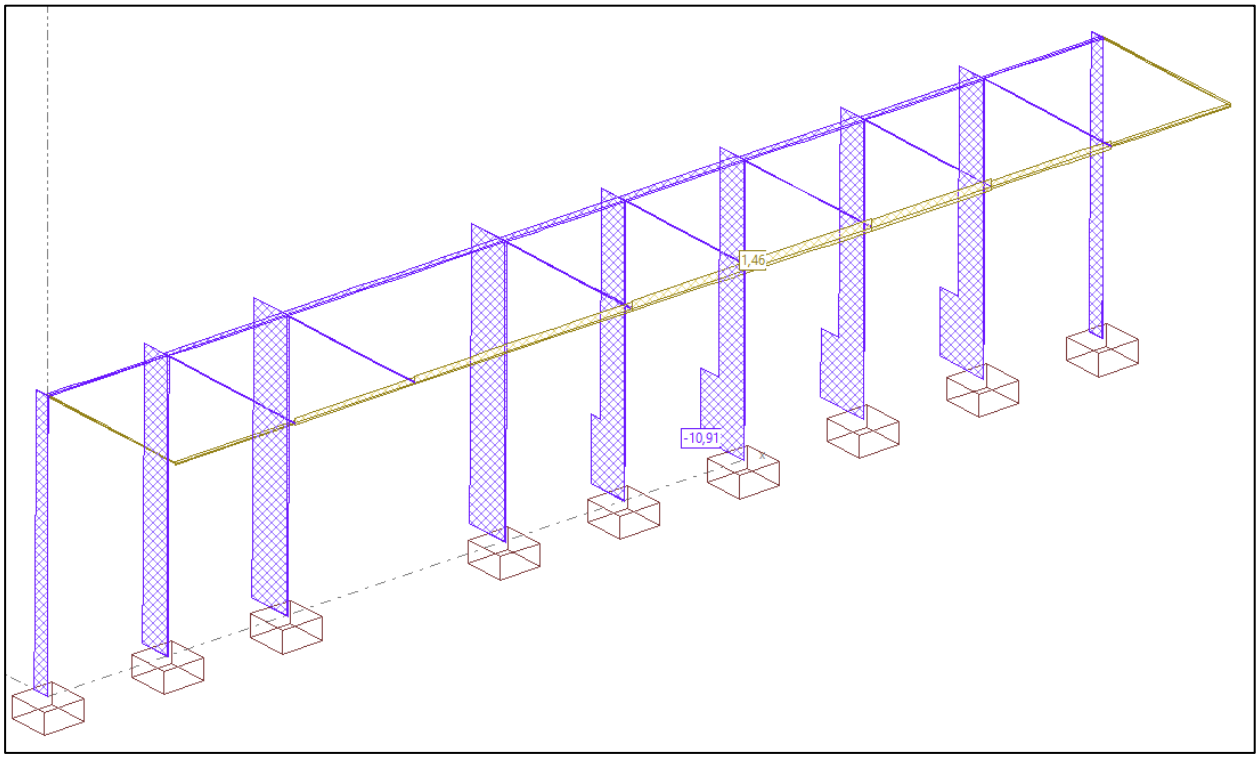


Figura 14. Envolvente ELU axiles N (kN) - Marquesina lateral.

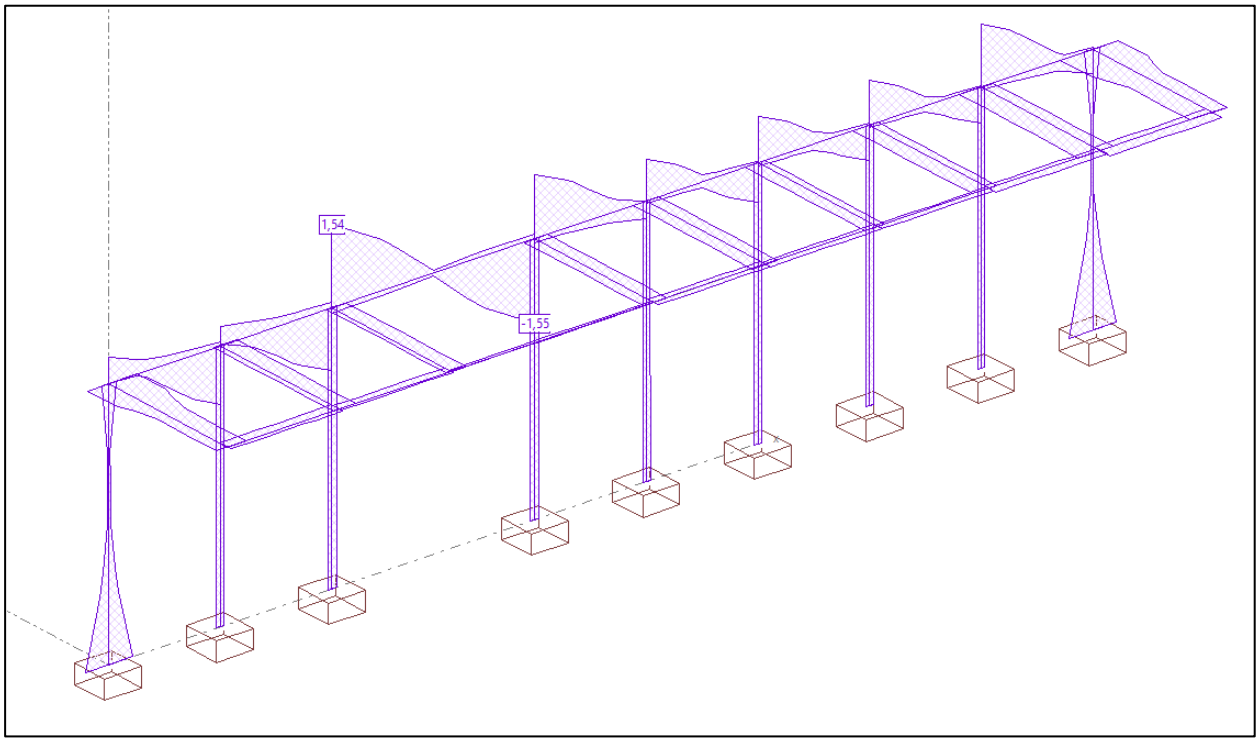


Figura 15. Envolvente ELU cortantes Vy (kN) - Marquesina lateral.

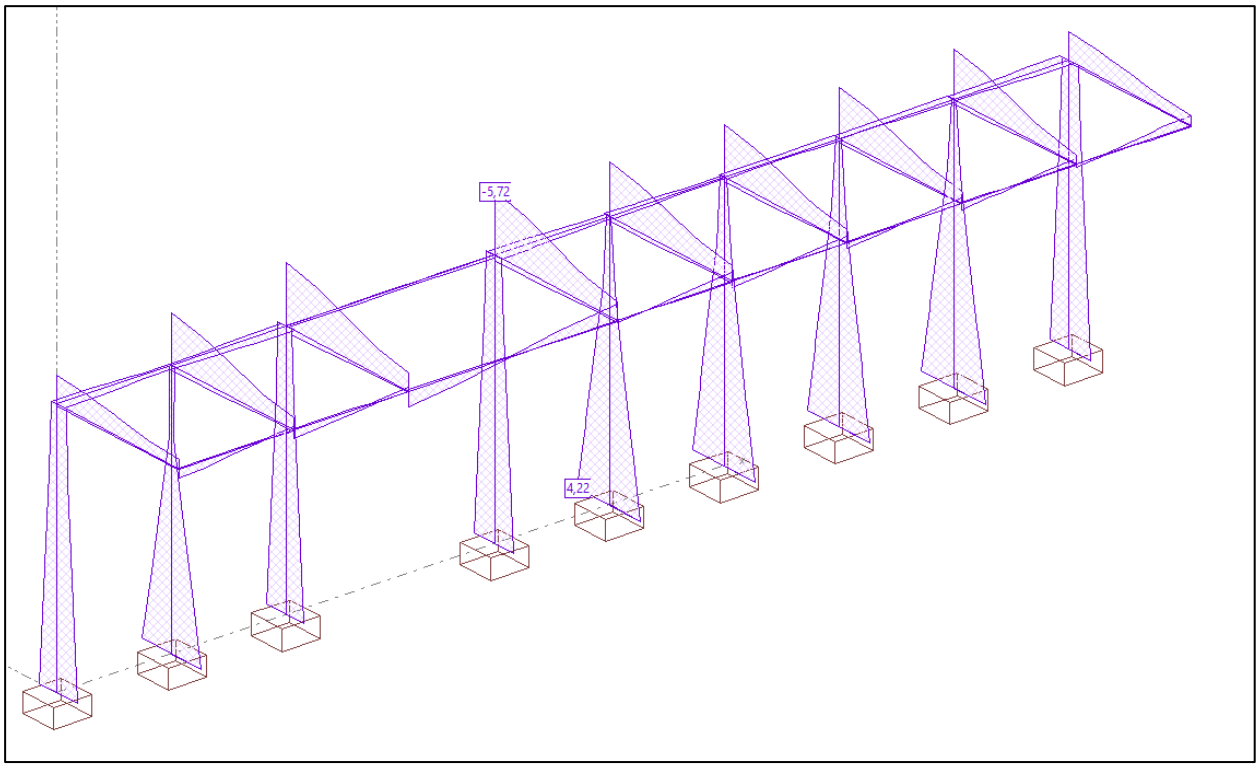


Figura 16. Envolvente ELU cortantes Vz (kN) - Marquesina lateral.

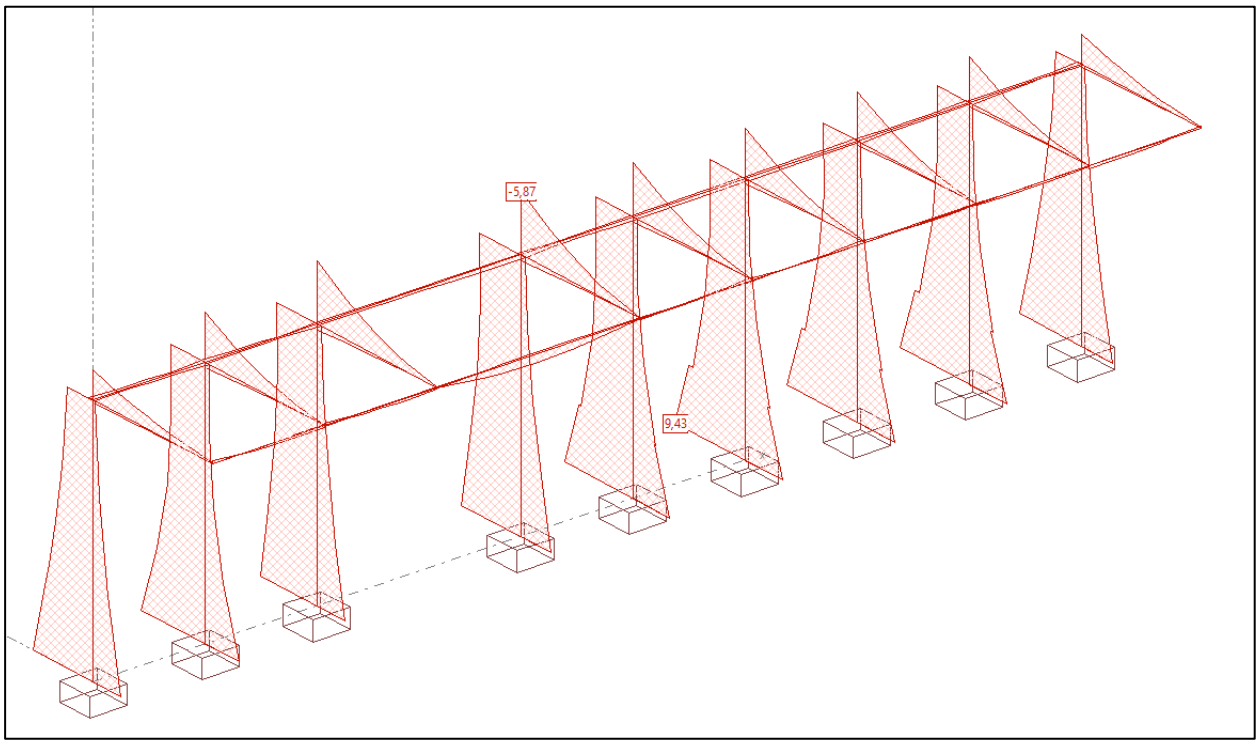


Figura 17. Envolvente ELU cortantes My (kNm) - Marquesina lateral.

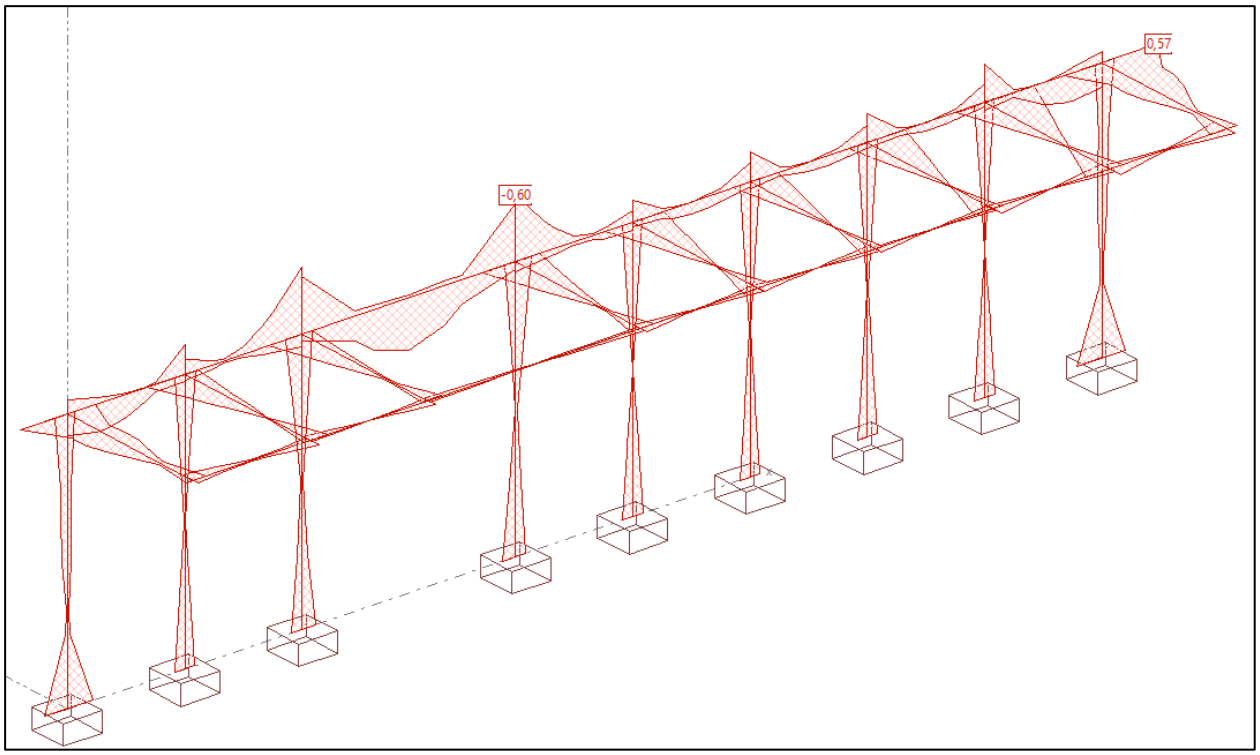


Figura 18. Envolvente ELU cortantes Mz (kNm) - Marquesina lateral.

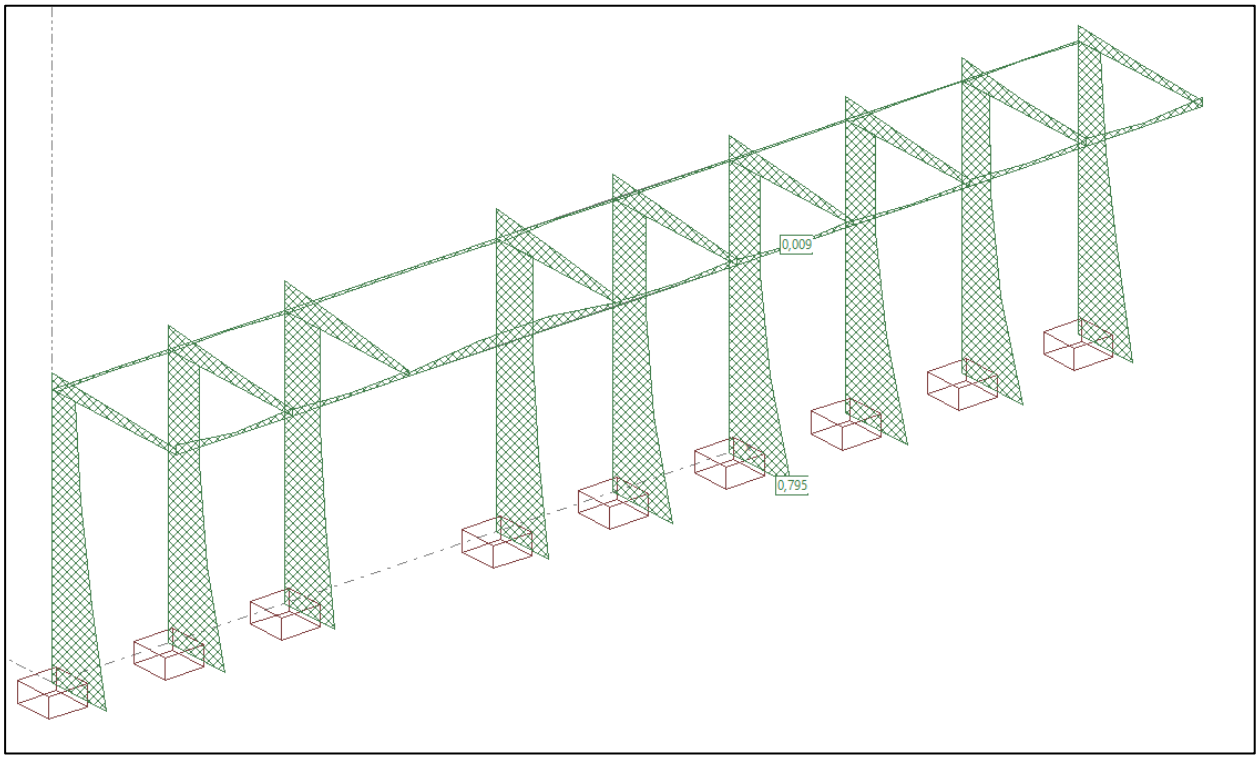


Figura 19. Eficiencia de perfiles - Marquesina lateral.

A continuación, se detallan las comprobaciones de los elementos más solicitados.

2.2.1. Comprobaciones ELU

2.2.1.1. Perfil 120x60x5 (columna)

PILAR P-2 Marquesina lateral			
Section forces from model			
$N_{Ed,comp}$		11	kN
$N_{Ed,trac}$		1	kN
$V_{y,Ed}$		0	kN
$V_{z,Ed}$		4	kN
$M_{y,Ed}$		9	kNm
$M_{z,Ed}$		0	kNm
L		2.6	m
Steel profile section properties - MSH 120x60/5			**rectangular**
γ_{M0}		1.00	
γ_{M1}		1.10	
f_y		205	Mpa
I_x - eje polar		4108333	mm4
I_y - eje fuerte		3094167	mm4
I_z - eje débil		1014167	mm4
A		1700	mm2
h_w - canto		120	mm
t_w - espesor		5.0	mm
b - ancho		60	mm
$A_{v,y}$		566.7	mm2
$A_{v,z}$		1133.3	mm2
W_{ply}		64750	mm3
W_{plz}		39250	mm3
$N_{pl,Rd}$		348.5	kN
$V_{pl,y,Rd}$		67.1	kN
$V_{pl,z,Rd}$		134.1	kN
$M_{ply,Rd}$		13.3	kNm
$M_{plz,Rd}$		8.0	kNm

EN 1993-1-1 6.2 RESISTANCE OF TRANSVERSAL SECTION		
EN 1993-1-1 6.2.1 General verification		
Verification (6.2)	0.77	<1
Verification (6.2) reduced NRd	0.78	<1
EN 1993-1-1 6.2.3 Tension		
$N_{t,Rd}$	348.5	kN
Verification (6.5)	0.00	<1
EN 1993-1-1 6.2.4 Compression		
$N_{c,Rd}$	348.5	kN
Verification (6.9)	0.03	<1
EN 1993-1-1 6.2.5 Bending moment		
$M_{c,y,Rd}$	13.3	kN
Verification (6.12)	0.71	<1
$M_{c,z,Rd}$	8.0	kN
Verification (6.12)	0.03	<1
EN 1993-1-1 6.2.6 Shear force		
$V_{c,y,Rd}$	67.1	kN
$V_{c,z,Rd}$	134.1	kN
Verification y-y (6.17)	0.01	<1
Verification z-z (6.17)	0.03	<1
EN 1993-1-1 6.2.8 Bending and shear force		
$V_{Ed,y,Rd} < 0.5\, V_{pl,y,Rd}$	Verified, no reduction of bending resistance due to shear force is necessary.	
$V_{Ed,z,Rd} < 0.5\, V_{pl,z,Rd}$	Verified, no reduction of bending resistance due to shear force is necessary.	

EN 1993-1-1 6.2.9 Bending and axial force			
Verification for Y-Y axis			
$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0.25$	Verified, plastic resistance for axis Y-Y does not have to be reduced.		
$N_{Ed}/(0.5h_w t_w f_y/\gamma_{M0})$	Verified, plastic resistance for axis Y-Y does not have to be reduced.		
$M_{Ny,Rd}$		13.3	kNm
Verification My (6.31)		0.71	<1
Verification for Z-Z axis			
$N_{Ed}/(h_w t_w f_y/\gamma_{M0})$	Verified, plastic resistance for axis Z-Z does not have to be reduced		
$M_{Nz,Rd}$		8.0	kNm
Verification Mz (6.31)		0.03	<1
Verification for biaxial bending moments			
α		1.66	
β		1.66	
Verification My & Mz (6.41)		0.57	<1
EN 1993-1-1 6.3 BUCKLING RESISTANCE OF ELEMENTS			
EN1993-1-1 6.3.1 COMPRESSION			
Buckling verification for axis Y-Y between webs			
$N_{cr\ Statik}$		883	kN
$N_{Ed}/N_{cr}<0.04$		0.012	Verified, no buckling check necessary
Buckling verification for axis Z-Z between transversal beams			
$N_{cr\ Statik}$		883	
$N_{Ed}/N_{cr}<0.04$		0.012	Verified, no buckling check necessary
EN1993-1-1 6.3.2 BENDING MOMENT			
6.3.2.1 (2) Tubular hollow sections are not susceptible to lateral buckling.			

2.2.1.2. Perfil 150x100x4 (dintel)

DINTEL PORTICO PRINCIPAL Marquesina lateral			
Section forces from model			
$N_{Ed,comp}$		2	kN
$N_{Ed,trac}$		1	kN
$V_{y,Ed}$		2	kN
$V_{z,Ed}$		1	kN
$M_{y,Ed}$		1	kNm
$M_{z,Ed}$		1	kNm
L		2.2	m
Steel profile section properties - MSH 150x100/4			**rectangular**
γ_{M0}		1.00	
γ_{M1}		1.10	
f_y		205	Mpa
I_x - eje polar		9458651	mm4
I_y - eje fuerte		6173125	mm4
I_z - eje débil		3285525	mm4
A		1936	mm2
h_w - canto		150	mm
t_w - espesor		4.0	mm
b - ancho		100	mm
$A_{v,y}$		774.4	mm2
$A_{v,z}$		1161.6	mm2
W_{ply}		98728	mm3
W_{plz}		74528	mm3
$N_{pl,Rd}$		396.9	kN
$V_{pl,y,Rd}$		91.7	kN
$V_{pl,z,Rd}$		137.5	kN
$M_{ply,Rd}$		20.2	kNm
$M_{plz,Rd}$		15.3	kNm

EN 1993-1-1 6.2 RESISTANCE OF TRANSVERSAL SECTION		
EN 1993-1-1 6.2.1 General verification		
Verification (6.2)	0.08	<1
Verification (6.2) reduced NRd	0.08	<1
EN 1993-1-1 6.2.3 Tension		
$N_{t,Rd}$	396.9	kN
Verification (6.5)	0.00	<1
EN 1993-1-1 6.2.4 Compression		
$N_{c,Rd}$	396.9	kN
Verification (6.9)	0.00	<1
EN 1993-1-1 6.2.5 Bending moment		
$M_{c,y,Rd}$	20.2	kN
Verification (6.12)	0.04	<1
$M_{c,z,Rd}$	15.3	kN
Verification (6.12)	0.04	<1
EN 1993-1-1 6.2.6 Shear force		
$V_{c,y,Rd}$	91.7	kN
$V_{c,z,Rd}$	137.5	kN
Verification y-y (6.17)	0.02	<1
Verification z-z (6.17)	0.01	<1
EN 1993-1-1 6.2.8 Bending and shear force		
$V_{Ed,y,Rd} < 0.5\, V_{pl,y,Rd}$	Verified, no reduction of bending resistance due to shear force is necessary.	
$V_{Ed,z,Rd} < 0.5\, V_{pl,z,Rd}$	Verified, no reduction of bending resistance due to shear force is necessary.	

EN 1993-1-1 6.2.9 Bending and axial force			
Verification for Y-Y axis			
$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0.25$	Verified, plastic resistance for axis Y-Y does not have to be reduced.		
$N_{Ed}/(0.5h_w t_w f_y/\gamma_{M0})$	Verified, plastic resistance for axis Y-Y does not have to be reduced.		
$M_{Ny,Rd}$		20.2	kNm
Verification My (6.31)		0.04	<1
Verification for Z-Z axis			
$N_{Ed}/(h_w t_w f_y/\gamma_{M0})$	Verified, plastic resistance for axis Z-Z does not have to be reduced		
$M_{Nz,Rd}$		15.3	kNm
Verification Mz (6.31)		0.04	<1
Verification for biaxial bending moments			
α		1.66	
β		1.66	
Verification My & Mz (6.41)		0.01	<1
EN 1993-1-1 6.3 BUCKLING RESISTANCE OF ELEMENTS			
EN1993-1-1 6.3.1 COMPRESSION			
Buckling verification for axis Y-Y between webs			
$N_{cr\ Statik}$		1994	kN
$N_{Ed}/N_{cr}<0.04$		0.001	Verified, no buckling check necessary
Buckling verification for axis Z-Z between transversal beams			
$N_{cr\ Statik}$		1994	
$N_{Ed}/N_{cr}<0.04$		0.001	Verified, no buckling check necessary
EN1993-1-1 6.3.2 BENDING MOMENT			
6.3.2.1 (2) Tubular hollow sections are not susceptible to lateral buckling.			

2.2.1.3. Perfil 120x30x4 (barra voladizo)

DINTEL VOLADIZO Marquesina lateral			
Section forces from model			
$N_{Ed,comp}$		1	kN
$N_{Ed,trac}$		1	kN
$V_{y,Ed}$		0	kN
$V_{z,Ed}$		1	kN
$M_{y,Ed}$		1	kNm
$M_{z,Ed}$		0	kNm
L		2.2	m
Steel profile section properties - MSH 120x30/4			**rectangular**
γ_{M0}		1.00	
γ_{M1}		1.10	
f_y		205	Mpa
I_x - eje polar		1914917	mm4
I_y - eje fuerte		1744299	mm4
I_z - eje débil		170619	mm4
A		1136	mm2
h_w - canto		120	mm
t_w - espesor		4.0	mm
b - ancho		30	mm
$A_{v,y}$		227.2	mm2
$A_{v,z}$		908.8	mm2
W_{ply}		39008	mm3
W_{plz}		13448	mm3
$N_{pl,Rd}$		232.9	kN
$V_{pl,y,Rd}$		26.9	kN
$V_{pl,z,Rd}$		107.6	kN
$M_{ply,Rd}$		8.0	kNm
$M_{plz,Rd}$		2.8	kNm

EN 1993-1-1 6.2 RESISTANCE OF TRANSVERSAL SECTION		
EN 1993-1-1 6.2.1 General verification		
Verification (6.2)	0.16	<1
Verification (6.2) reduced NRd	0.16	<1
EN 1993-1-1 6.2.3 Tension		
$N_{t,Rd}$	232.9	kN
Verification (6.5)	0.01	<1
EN 1993-1-1 6.2.4 Compression		
$N_{c,Rd}$	232.9	kN
Verification (6.9)	0.00	<1
EN 1993-1-1 6.2.5 Bending moment		
$M_{c,y,Rd}$	8.0	kN
Verification (6.12)	0.09	<1
$M_{c,z,Rd}$	2.8	kN
Verification (6.12)	0.06	<1
EN 1993-1-1 6.2.6 Shear force		
$V_{c,y,Rd}$	26.9	kN
$V_{c,z,Rd}$	107.6	kN
Verification y-y (6.17)	0.01	<1
Verification z-z (6.17)	0.01	<1
EN 1993-1-1 6.2.8 Bending and shear force		
$V_{Ed,y,Rd} < 0.5\,V_{pl,y,Rd}$	Verified, no reduction of bending resistance due to shear force is necessary.	
$V_{Ed,z,Rd} < 0.5\,V_{pl,z,Rd}$	Verified, no reduction of bending resistance due to shear force is necessary.	

EN 1993-1-1 6.2.9 Bending and axial force			
Verification for Y-Y axis			
$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0.25$	Verified, plastic resistance for axis Y-Y does not have to be reduced.		
$N_{Ed}/(0.5h_w t_w f_y/\gamma_{M0})$	Verified, plastic resistance for axis Y-Y does not have to be reduced.		
$M_{Ny,Rd}$		8.0	kNm
Verification My (6.31)		0.09	<1
Verification for Z-Z axis			
$N_{Ed}/(h_w t_w f_y/\gamma_{M0})$	Verified, plastic resistance for axis Z-Z does not have to be reduced		
$M_{Nz,Rd}$		2.8	kNm
Verification Mz (6.31)		0.06	<1
Verification for biaxial bending moments			
α		1.66	
β		1.66	
Verification My & Mz (6.41)		0.03	<1
EN 1993-1-1 6.3 BUCKLING RESISTANCE OF ELEMENTS			
EN1993-1-1 6.3.1 COMPRESSION			
Buckling verification for axis Y-Y between webs			
$N_{cr\ Statik}$		873	kN
$N_{Ed}/N_{cr}<0.04$		0.001	Verified, no buckling check necessary
Buckling verification for axis Z-Z between transversal beams			
$N_{cr\ Statik}$		873	
$N_{Ed}/N_{cr}<0.04$		0.001	Verified, no buckling check necessary
EN1993-1-1 6.3.2 BENDING MOMENT			
6.3.2.1 (2) Tubular hollow sections are not susceptible to lateral buckling.			

2.2.1.4. Perfil 200x60x4 (voladizo variable)

VOLADIZO Marquesina lateral			
Section forces from model			
$N_{Ed,comp}$		0	kN
$N_{Ed,trac}$		0	kN
$V_{y,Ed}$		1	kN
$V_{z,Ed}$		6	kN
$M_{y,Ed}$		6	kNm
$M_{z,Ed}$		1	kNm
L		1.6	m
Steel profile section properties - 200x60/4--70x60/4			**rectangular**
γ_{M0}		1.00	
γ_{M1}		1.10	
f_y		205	Mpa
I_x - eje polar		10679424	mm4
I_y - eje fuerte		9329152	mm4
I_z - eje débil		1350272	mm4
A		2016	mm2
h_w - canto		200	mm
t_w - espesor		4.0	mm
b - ancho		60	mm
$A_{v,y}$		465.2	mm2
$A_{v,z}$		1550.8	mm2
W_{ply}		120768	mm3
W_{plz}		50208	mm3
$N_{pl,Rd}$		413.3	kN
$V_{pl,y,Rd}$		55.1	kN
$V_{pl,z,Rd}$		183.5	kN
$M_{ply,Rd}$		24.8	kNm
$M_{plz,Rd}$		10.3	kNm

EN 1993-1-1 6.2 RESISTANCE OF TRANSVERSAL SECTION		
EN 1993-1-1 6.2.1 General verification		
Verification (6.2)	0.29	<1
Verification (6.2) reduced NRd	0.29	<1
EN 1993-1-1 6.2.3 Tension		
$N_{t,Rd}$	413.3	kN
Verification (6.5)	0.00	<1
EN 1993-1-1 6.2.4 Compression		
$N_{c,Rd}$	413.3	kN
Verification (6.9)	0.00	<1
EN 1993-1-1 6.2.5 Bending moment		
$M_{c,y,Rd}$	24.8	kN
Verification (6.12)	0.24	<1
$M_{c,z,Rd}$	10.3	kN
Verification (6.12)	0.05	<1
EN 1993-1-1 6.2.6 Shear force		
$V_{c,y,Rd}$	55.1	kN
$V_{c,z,Rd}$	183.5	kN
Verification y-y (6.17)	0.01	<1
Verification z-z (6.17)	0.03	<1
EN 1993-1-1 6.2.8 Bending and shear force		
$V_{Ed,y,Rd} < 0.5\,V_{pl,y,Rd}$	Verified, no reduction of bending resistance due to shear force is necessary.	
$V_{Ed,z,Rd} < 0.5\,V_{pl,z,Rd}$	Verified, no reduction of bending resistance due to shear force is necessary.	

EN 1993-1-1 6.2.9 Bending and axial force			
Verification for Y-Y axis			
$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0.25$	Verified, plastic resistance for axis Y-Y does not have to be reduced.		
$N_{Ed}/(0.5h_w t_w f_y/\gamma_{M0})$	Verified, plastic resistance for axis Y-Y does not have to be reduced.		
$M_{Ny,Rd}$		24.8	kNm
Verification My (6.31)		0.24	<1
Verification for Z-Z axis			
$N_{Ed}/(h_w t_w f_y/\gamma_{M0})$	Verified, plastic resistance for axis Z-Z does not have to be reduced		
$M_{Nz,Rd}$		10.3	kNm
Verification Mz (6.31)		0.05	<1
Verification for biaxial bending moments			
α		1.66	
β		1.66	
Verification My & Mz (6.41)		0.10	<1
EN 1993-1-1 6.3 BUCKLING RESISTANCE OF ELEMENTS			
EN1993-1-1 6.3.1 COMPRESSION			
Buckling verification for axis Y-Y between webs			
$N_{cr\ Statik}$	1274	kN	
$N_{Ed}/N_{cr}<0.04$	0.000	Verified, no buckling check necessary	
Buckling verification for axis Z-Z between transversal beams			
$N_{cr\ Statik}$	1274		
$N_{Ed}/N_{cr}<0.04$	0.000	Verified, no buckling check necessary	
EN1993-1-1 6.3.2 BENDING MOMENT			
6.3.2.1 (2) Tubular hollow sections are not susceptible to lateral buckling.			

2.2.2. Comprobaciones ELS

2.2.2.1. Deflexiones

Conforme a lo estipulado en el Código Técnico de la Edificación (CTE) específicamente el Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE-A) para los elementos de acero se define como deflexión máxima L/300 para combinaciones casi-permanentes:

"c) Combinación casi-permanente:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \; j \geq 1; i > 1 \qquad (6.16a)$$

En la que la combinación de acciones entre corchetes { } (llamada la combinación casi-permanente), se puede expresar como:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \; "+" P \; "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (6.16b)$$

En que la notación se da en los apartados 1.6 y 6.4.3 (1).

NOTA: La combinación casi-permanente se emplea normalmente para los efectos a largo plazo y para la apariencia de la estructura."

Y a partir de la tabla A.1.1 es posible encontrar los factores φ_2:

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas en edificios, categoría (véase la Norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría F: zona de tráfico, peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zona de tráfico, 30 kN < peso del vehículo ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase la Norma EN 1991-1-3)*			
Finlandia, Islandia, Noruega, Suecia	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas H > 1 000 m sobre el nivel del mar	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas H ≤ 1 000 m sobre el nivel del mar	0,50	0,20	0
Cargas de viento en edificios (véase la Norma EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (no la debida a incendio) en edificios (véase la Norma EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTA – Los valores de ψ pueden establecerse mediante los anexos nacionales.

* Para los países que no se citan, véanse las condiciones locales correspondientes

Tabla 10. Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios.

Descripción

Situación de diseño estándar: ELS Estado límite servicio, combinación cuasi-permanente

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acciones 1	
1	No lineal	1		
2	Peso propio	1	1	
3	Cargas Muertas	1	1	
4	Sobrecargas general	1		
5	Cargas de viento	1		

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

"para la especificación de envolventes CMB-ELS-casipermanente"

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
No lineal		si es crítico		PandPILA Pandeo Pilar P	1,000	
		p&lus si es crí		PandDINT Pandeo dintel	1,000	
		p&lus si es crí		PandVOLA Pandeo voladizo	1,000	
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1,000	
Cargas Muertas		Permanente		CPER Cargas Permanentes	1,000	
Sobrecargas general		si es crítico		SCu1 Sobrecarga uso	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P14 Posición carga: P14	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P13 Posición carga: P13	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P12 Posición carga: P12	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P11 Posición carga: P11	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P10 Posición carga: P10	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P9 Posición carga: P9	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P8 Posición carga: P8	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P7 Posición carga: P7	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P6 Posición carga: P6	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P5 Posición carga: P5	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P4 Posición carga: P4	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P3 Posición carga: P3	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P2 Posición carga: P2	1,000	
		p&lus si es crí		SCb%P1 Posición carga: P1	1,000	
Cargas de viento		Permanente	ya sea	SCvtoLO1 Empuje viento longitudinal	1,000	
			o	SCvtoLO2 Empuje viento longitudinal	1,000	
		Permanente	ya sea	SCvtoTR1 Empuje viento transversal	0,300	C4_1
			o	SCvtoTR2 Empuje viento transversal	0,300	C4_2
		Permanente	ya sea	SCvtoVE1 Empuje viento vertical +z	1,000	
			o	SCvtoVE2 Empuje viento vertical -z	1,000	

Por lo que solo actúan las cargas de peso propio y cargas muertas, ponderadas por 1,00 en el cálculo de la hipótesis casi-permanente.

En este caso, los voladizos permiten una deflexión, considerando la luz como el doble del vuelo, de valor 2 x 1,668 m / 300 =0,01112 m. El valor L/300 es el requerido para la instalación de los vidrios sin que se produzca rotura de los mismos por deformación del bastidor de apoyo en combinación ELS.

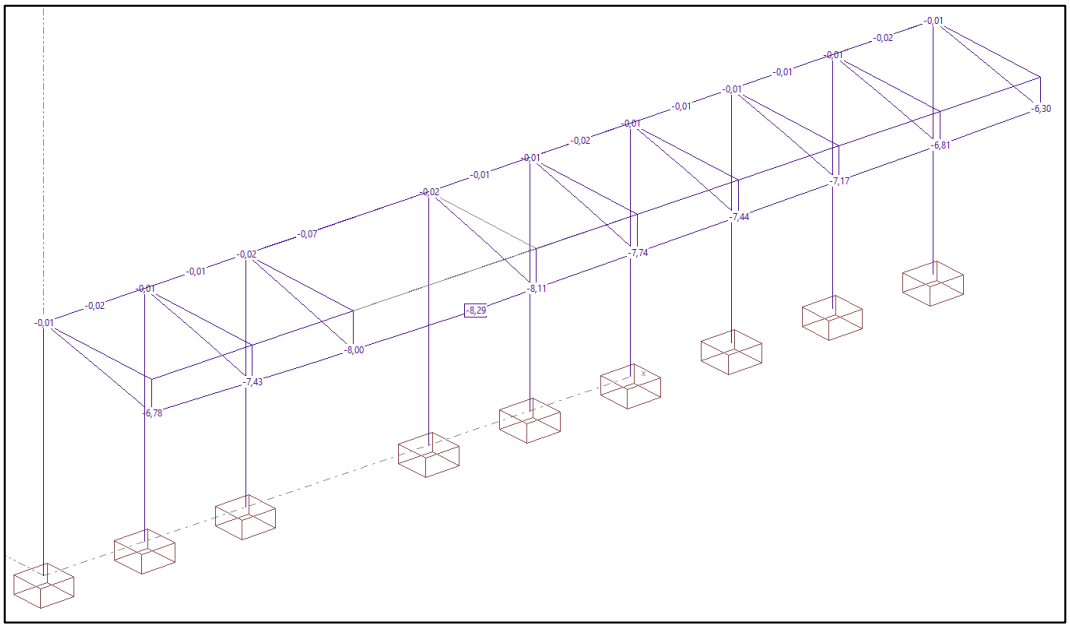


Figura 20. Deflexión de vigas - Marquesina lateral.

Se verifica la condición de deformación máxima del voladizo, pue la flecha en hipótesis casi-permanente es de 8,29 mm, inferior a 11,12 mm.

2.3. ANCLAJES

Las reacciones pésimas que se obtienen en los apoyos para la combinación de ELU son:

ELU	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Fx_{max}	**0,49**	2,69	3,14	-7,96	0,21	0,06
Fx_{min}	**-0,46**	-2,17	0,21	3,63	-0,19	-0,03
Fy_{max}	-0,04	**4,16**	9,15	-8,90	-0,05	-0,07
Fy_{min}	-0,04	**-4,22**	5,74	0,21	-0,04	-0,06
Fz_{max}	-0,04	-3,87	**9,21**	0,45	-0,05	-0,06
Fz_{min}	0,04	2,47	**-0,31**	-3,56	0,05	0,04
Mx_{max}	0,04	-4,18	-0,02	**4,61**	0,05	0,03
Mx_{min}	-0,04	4,16	9,15	**-8,90**	-0,05	-0,07
My_{max}	0,49	2,69	3,14	-7,96	**0,21**	0,06
My_{min}	-0,46	-2,17	0,21	3,63	**-0,19**	-0,03
Mz_{max}	0,49	2,69	3,14	-7,96	0,21	**0,06**
Mz_{min}	-0,06	2,80	3,24	-8,08	-0,07	**-0,07**

Tabla 11. Reacciones pésimas por ELU en anclajes - Marquesina lateral.

Se dispone una placa de anclaje a la que se sueldan los perfiles soporte, de dimensiones 280x300x12mm. El anclaje se efectúa mediante varilla roscada M20 de acero galvanizado calidad 5.8, de 150 mm de empotramiento en el hormigón de la zapata, con tuerca.

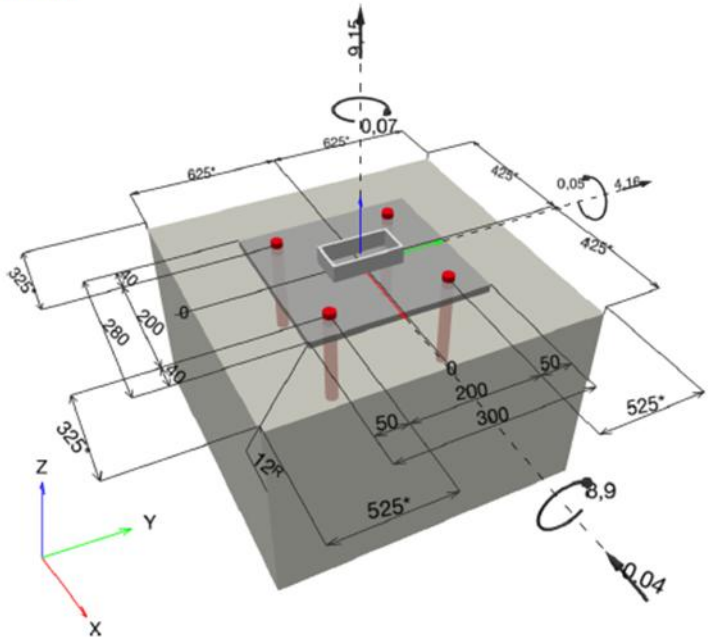
1 Insertar datos



Tipo y tamaño de anclaje:	**Perno con tuerca y arandela 5.8 M20**
Specification text:	Varilla roscada con tuerca with 150 mm embedment, M20, Acero Galvanizado.
Profundidad efectiva de anclaje:	h_{ef} = 150,0 mm
Material:	5.8
Informe de Evalauación:	-
Establecidos I Válidos:	- | -
Prueba:	método de cálculo EN 1992-4, Embebido
Fijación a distancia:	e_b = 0,0 mm (enrasado); t = 12,0 mm
Placa de anclaje[R] :	l_x x l_y x t = 280,0 mm x 300,0 mm x 12,0 mm; (Espesor de placa recomendado: no calculado)
Perfil:	Perfil Rectangular, 120 x 60 x 5,0; (L x W x T) = 120,0 mm x 60,0 mm x 5,0 mm
Material Base:	fisurado hormigón, C25/30, $f_{c,cyl}$ = 25,00 N/mm^2; h =600,0 mm, Factor de seguridad parcial del material γ_c = 1,500
Armadura:	sin armadura o con armadura separada >= 150 mm (cualquier Ø) o >= 100 mm (para Ø <= 10 mm) con armadura de borde longitudinal d>= 12,0 [mm]

[R] - El cálculo del anclaje se basa en una hipótesis de la placa de anclaje rígida.

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



1.1 Combinación de cargas

Caso	Descripción	Fuerzas [kN] / Momentos [kNm]	Sismo	Fuego	Max. Útil. Anclaje [%]
1	Fxmax	N = 3,140; V_x = 0,490; V_y = 2,690; M_x = -7,960; M_y = 0,210; M_z = 0,060;	no	no	47
2	Fxmin	N = 0,210; V_x = -0,460; V_y = -2,170; M_x = 3,630; M_y = -0,190; M_z = -0,030;	no	no	21
3	Fymax	N = 9,150; V_x = -0,040; V_y = 4,160; M_x = -8,900; M_y = -0,050; M_z = -0,070;	no	no	56
4	Fymin	N = 5,740; V_x = -0,040; V_y = -4,220; M_x = 0,210; M_y = -0,040; M_z = -0,060;	no	no	10
5	Fzmax	N = 9,210; V_x = -0,040; V_y = -3,870; M_x = 0,450; M_y = -0,050; M_z = -0,060;	no	no	11
6	Fzmin	N = -0,310; V_x = 0,040; V_y = 2,470; M_x = -3,560; M_y = 0,050; M_z = 0,040;	no	no	20
7	Mxmax	N = -0,020; V_x = 0,040; V_y = -4,180; M_x = 4,610; M_y = 0,050; M_z = 0,030;	no	no	26
8	Mxmin	N = 9,150; V_x = -0,040; V_y = 4,160; M_x = -8,900; M_y = -0,050; M_z = -0,070;	no	no	56
9	Mymax	N = 3,140; V_x = 0,490; V_y = 2,690; M_x = -7,960; M_y = 0,210; M_z = 0,060;	no	no	47
10	Mymin	N = 0,210; V_x = -0,460; V_y = -2,170; M_x = 3,630; M_y = -0,190; M_z = -0,030;	no	no	21
11	Mzmax	N = 3,140; V_x = 0,490; V_y = 2,690; M_x = -7,960; M_y = 0,210; M_z = 0,060;	no	no	47
12	Mzmin	N = 3,240; V_x = -0,060; V_y = 2,800; M_x = -8,080; M_y = -0,070; M_z = -0,070;	no	no	48

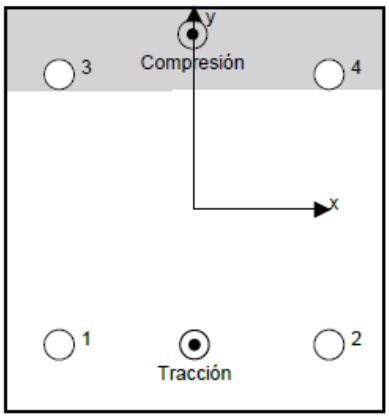
2 Caso de carga/Resultante de cargas en los anclajes

Control del caso de cargas: 8 Mxmin

Reacciones en el anclaje [kN]
Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

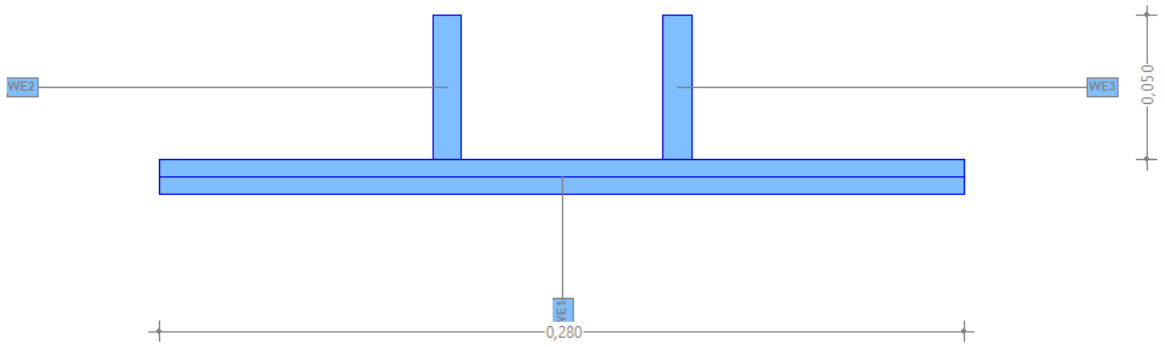
Anclaje	Carga a tracción	Fuerza de cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	21,890	1,132	-0,098	1,127
2	22,008	0,957	-0,098	0,953
3	0,000	1,130	0,077	1,127
4	0,000	0,956	0,077	0,953

Max. concrete compressive strain: 0,14 [‰]
Max. concrete compressive stress: 4,14 [N/mm²]
Resulting tension force in (x/y)=(0,3/-100,0): 43,898 [kN]
Resulting compression force in (x/y)=(-1,1/129,8): 34,748 [kN]



Se ha considerado e = 12 mm, con la disposición de cartelas rigidizadoras de 50 mm de altura y 10 mm de espesor.

$$M_{ELU} = 41,4 \times 10^2 / 2 = 2.070 \text{ kg cm} = 0,21 \text{ kN m}$$



Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Shear forces and torsion Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	0,2	-				

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters !SLS Standard: Spanish Structural Code 2021

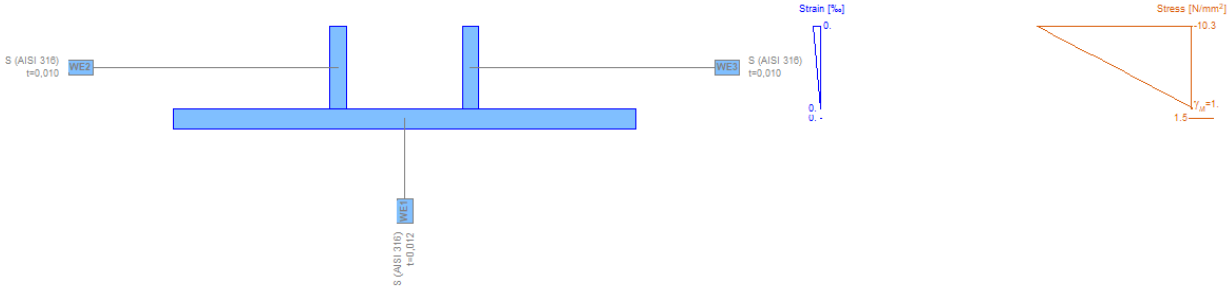
ID	σ-ε-diagram c	s	p	M	Strain Limits εc2 [‰]	εcu3 [‰]	εud [‰]	σs [N/mm²]	Partial safety factor αcc [-]	γc [-]	γs [-]	γp [-]	γM [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]		
!SLS	1/0	1	1	1				200.	0.85	1.	1.	1.	1.	45.	0.		

Extreme stresses and strain

Name	Class	yq [m]	zq [m]	ε [‰]	σd [N/mm²]	γ [-]
WE2	AISI 316	0.1	0.056	0.	-10.3	1.00
WE1	AISI 316	0.	0.	0.	1.5	1.00

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Strain and Curvature εκ [‰]	χy [km-1]	χz [km-1]	Stiffness Values N/εκ [kN]	My/χy [kNm²]	Mz/χz [kNm²]
0.	0.2	0.	0,0	1,0	0	561373.49	199.27	4945.92



3 Carga a tracción EN 1992-4, sección 7.2.1

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Estado
Fallo por Acero*	22,008	84,933	26	OK
Fallo por extracción*	22,008	49,087	45	OK
Rotura del hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	43,898	78,630	56	OK
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

3.1 Fallo por Acero

$$N_{Ed} \le N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \qquad \text{EN 1992-4, Tabla 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
127,400	1,500	84,933	22,008

3.2 Fallo por extracción

$$N_{Ed} \le N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \qquad \text{EN 1992-4, Tabla7.1}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.11)}$$

k_2	A_h [mm²]	f_{ck} [N/mm²]
7,500	393	25,00

$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
73,631	1,500	49,087	22,008

3.3 Rotura por cono de hormigón

$$N_{Ed} \le N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \qquad \text{EN 1992-4, Tabla 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A^0_{c,N} = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \le 1,00 \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1,00 \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1,00 \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
292.500	202.500	225,0	450,0	25,00

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	z [mm]
0,3	0,999	0,0	1,000	1,000	1,000	229,8

$\psi_{M,N}$	k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
1,000	8,900	81,752	1,500	78,630	43,898

ID grupo de anclajes
1, 2

4 Carga de cortante EN 1992-4, Sección 7.2.2

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_V [%]	Estado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	1,132	50,960	3	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	4,160	211,449	2	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección y+**	4,163	43,231	10	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \qquad \text{EN 1992-4, Tabla 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V^0_{Rk,s} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V^0_{Rk,s}$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
63,700	1,000	63,700	1,250	50,960	1,132

4.2 Fallo por desconchamiento

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc,p}} \qquad \text{EN 1992-4, Tabla 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39a)}$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,N} \cdot \Psi_{ec2,N} \cdot \Psi_{M,N} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A^0_{c,N} = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\Psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\Psi_{M,N} = 1 \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
422.500	202.500	225,0	450,0	2,000	25,00

$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{M,N}$
16,8	0,930	0,2	0,999	1,000	1,000	1,000

k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{Mc,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
8,900	81,752	1,500	211,449	4,160

ID grupo de anclajes
1-4

4.3 Rotura de borde de hormigón en dirección y+

$V_{Ed} \le V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$ EN 1992-4, Tabla 7.2

$V_{Rk,c} = k_T \cdot V^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,V}}{A^0_{c,V}} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V}$ EN 1992-4, Eq. (7.40)

$V^0_{Rk,c} = k_g \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$ EN 1992-4, Eq. (7.41)

$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5}$ EN 1992-4, Eq. (7.42)

$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2}$ EN 1992-4, Eq. (7.43)

$A^0_{c,V} = 4,5 \cdot c_1^2$ EN 1992-4, Eq. (7.44)

$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \le 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.45)

$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \ge 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.46)

$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}\right)} \le 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.47)

$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \ge 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.48)

$c_1^{'} = \max\left(\frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{h}{1,5}, \frac{s_{2,max}}{3}\right)$ EN 1992-4, Eq. (7.50))

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_g	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]	c_1 [mm]
150,0	20,00	1,700	0,061	0,055	25,00	525,0

$c_1^{'}$ [mm]	$A_{c,V}$ [mm²]	$A^0_{c,V}$ [mm²]	$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$
400,0	510.000	720.000	0,862	1,000	8,4	0,986

α_V [°]	$\psi_{\alpha,V}$	$\psi_{re,V}$
2,13	1,001	1,000

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	k_T	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
107,574	1,0	1,500	43,231	4,163

5 Cargas combinadas de tracción y cortante (EN 1992-4, Sección 7.2.3)

Fallo del acero

β_N	β_V	α	Utilización $\beta_{N,V}$ [%]	Estado
0,259	0,019	2,000	7	OK

$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \le 1,0$

Fallo del hormigón

β_N	β_V	α	Utilización $\beta_{N,V}$ [%]	Estado
0,558	0,096	1,500	45	OK

$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \le 1,0$

2.4. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Se diseña la cimentación de los postes de la marquesina como zapatas aisladas de 1,25 x 0,85 x 0,60, ejecutadas con hormigón armado y que se asientan sobre un terreno de capacidad portante mínima de 50 kPa.

Se considera para el cálculo un coeficiente de rozamiento entre el terreno y la cimentación de 0,577.

Sobre la zapata se considera se dispondrá un relleno + solado de 25 cm, lo que supone una carga de 5 kN/m². Eventualmente se considera puede actuar en estas zonas próximas a los soportes una sobrecarga de 1 kN/m².

Sin embargo, estas cargas se obviarán para el cálculo de la estabilidad a vuelco y deslizamiento, en tanto que son acciones estabilizadoras, que durante la construcción pudieran no estar dispuestas sobre la zapata.

Combinación sobre cimientos

ELS	V (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kNm)	MT (kNm)
Fx_{max}	1,12	0,01	0,14	0,01	-1,18
Fx_{min}	1,13	-0,01	0,08	-0,01	-1,04
Fy_{max}	1,12	0,01	0,14	0,01	-1,18
Fy_{min}	2,38	-0,01	-0,10	-0,01	-1,03
Fz_{max}	2,38	-0,01	-0,10	-0,01	-1,03
Fz_{min}	1,12	0,01	0,14	0,01	-1,18
Mx_{max}	2,37	0,01	-0,09	0,01	-1,02
Mx_{min}	1,12	0,01	0,14	0,01	-1,18
My_{max}	1,12	0,01	0,14	0,01	-1,18
My_{min}	1,13	-0,01	0,08	-0,01	-1,04
Mz_{max}	1,12	0,01	0,14	0,01	-1,18
Mz_{min}	1,78	0,00	-0,01	0,00	-1,03

Tabla 12. Combinación sobre cimiento - Marquesina lateral.

Combinación en el contacto con el terreno

ELS	V (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kNm)	MT (kNm)
Fx_{max}	13,87	0,01	0,14	0,02	-1,10
Fx_{min}	13,88	-0,01	0,08	-0,02	-0,99
Fy_{max}	13,87	0,01	0,14	0,02	-1,10
Fy_{min}	15,13	-0,01	-0,10	-0,02	-1,09
Fz_{max}	15,13	-0,01	-0,10	-0,02	-1,09
Fz_{min}	13,87	0,01	0,14	0,02	-1,10
Mx_{max}	15,12	0,01	-0,09	0,02	-1,07
Mx_{min}	13,87	0,01	0,14	0,02	-1,10
My_{max}	13,87	0,01	0,14	0,02	-1,10
My_{min}	13,88	-0,01	0,08	-0,02	-0,99
Mz_{max}	13,87	0,01	0,14	0,02	-1,10
Mz_{min}	14,53	0,00	-0,01	0,00	-1,04

Tabla 13. Combinación en el contacto con el terreno - Marquesina lateral.

Combinación de esfuerzos cara superior de zapata

ELU	V (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kNm)	MT (kNm)
Fx_{max}	3,14	0,49	2,69	0,21	-7,96
Fx_{min}	0,21	-0,46	-2,17	-0,19	3,63
Fy_{max}	9,15	-0,04	4,16	-0,05	-8,90
Fy_{min}	5,74	-0,04	-4,22	-0,04	0,21
Fz_{max}	9,21	-0,04	-3,87	-0,05	0,45
Fz_{min}	-0,31	0,04	2,47	0,05	-3,56
Mx_{max}	-0,02	0,04	-4,18	0,05	4,61
Mx_{min}	9,15	-0,04	4,16	-0,05	-8,90
My_{max}	3,14	0,49	2,69	0,21	-7,96
My_{min}	0,21	-0,46	-2,17	-0,19	3,63
Mz_{max}	3,14	0,49	2,69	0,21	-7,96
Mz_{min}	3,24	-0,06	2,80	-0,07	-8,08

Tabla 14. Combinación de esfuerzos cara superior de zapata - Marquesina lateral.

Combinación en la cara inferior de la zapata

ELU	V (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kNm)	MT (kNm)
Fx_{max}	24,66	0,49	2,69	0,50	-6,35
Fx_{min}	21,73	-0,46	-2,17	-0,47	2,33
Fy_{max}	30,67	-0,04	4,16	-0,07	-6,40
Fy_{min}	27,26	-0,04	-4,22	-0,06	-2,32
Fz_{max}	30,73	-0,04	-3,87	-0,07	-1,87
Fz_{min}	21,21	0,04	2,47	0,07	-2,08
Mx_{max}	21,50	0,04	-4,18	0,07	2,10
Mx_{min}	30,67	-0,04	4,16	-0,07	-6,40
My_{max}	24,66	0,49	2,69	0,50	-6,35
My_{min}	21,73	-0,46	-2,17	-0,47	2,33
Mz_{max}	24,66	0,49	2,69	0,50	-6,35
Mz_{min}	24,76	-0,06	2,80	-0,11	-6,40

Tabla 15. Combinación de esfuerzos cara inferior de zapata - Marquesina lateral.

2.4.1. Verificaciones de deslizamiento y vuelco

Comprobamos los siguientes estados límite:

ELU Deslizamiento

- Fuerza deslizante:

$$F_D = \sqrt{\left(F_L^2 + F_T^2\right)}$$

- Fuerza estabilizadora:

$$F_E = V \cdot tg(\phi)$$

- Coeficiente de seguridad:

$$\gamma_D = \frac{F_E}{F_D} \geq 1{,}00$$

ELU	F_D	F_E	γ_D	Comprobación > 1
Fx_{max}	2,7	14,2	5,21	Sí
Fx_{min}	2,2	12,5	5,65	Sí
Fy_{max}	4,2	17,7	4,26	Sí
Fy_{min}	4,2	15,7	3,73	Sí
Fz_{max}	3,9	17,7	4,58	Sí
Fz_{min}	2,5	12,2	4,96	Sí
Mx_{max}	4,2	12,4	2,97	Sí
Mx_{min}	4,2	17,7	4,26	Sí
My_{max}	2,7	14,2	5,21	Sí
My_{min}	2,2	12,5	5,65	Sí
Mz_{max}	2,7	14,2	5,21	Sí
Mz_{min}	2,8	14,3	5,10	Sí

Tabla 16. Verificaciones al deslizamiento - Marquesina lateral.

ELU Vuelco

Verificaremos la estabilidad transversal de la marquesina:

- Momento volcador:

$M_{T,c}$ (Transversal)

- Momento estabilizador:

$M_{E,T} = V_{E,T} \cdot a_T/2$ (Transversal)

- Coeficiente de seguridad:

$$\gamma_D = \frac{M_{T,c}}{M_{E,T}} \geq 1{,}00$$

ELU	M_{VL}	M_{EL}	γ_D	Comprobación > 1
Fx_{max}	-6,3	15,4	2,4	Sí
Fx_{min}	2,3	13,6	5,8	Sí
Fy_{max}	-6,4	19,2	3,0	Sí
Fy_{min}	-2,3	17,0	7,3	Sí
Fz_{max}	-1,9	19,2	10,3	Sí
Fz_{min}	-2,1	13,3	6,4	Sí
Mx_{max}	2,1	13,4	6,4	Sí
Mx_{min}	-6,4	19,2	3,0	Sí
My_{max}	-6,3	15,4	2,4	Sí
My_{min}	2,3	13,6	5,8	Sí
Mz_{max}	-6,3	15,4	2,4	Sí
Mz_{min}	-6,4	15,5	2,4	Sí

Tabla 17. Verificaciones al vuelco - Marquesina lateral.

2.4.2. Tensiones en el terreno

Tensión baricéntrica

$$e_L = \frac{M_L}{V} \qquad e_T = \frac{M_T}{V}$$

$A_{E,L} = a_L - 2 \cdot e_L$

$A_{E,T} = a_T - 2 \cdot e_T$

$$\sigma_{bar} = \frac{V}{A_{E,L} \cdot A_{E,T}} \leq \sigma_{adm}$$

En este caso: $\sigma_{adm} = 50\ kN/m^2$

ELS	VT	eL	eT	Ael	Aet	σ_{bar}	Comprobación < 50
Fx_{max}	24,66	0,02	-0,26	0,81	1,76	17,3	Sí
Fx_{min}	21,73	-0,02	0,11	0,89	1,04	23,5	Sí
Fy_{max}	30,67	0,00	-0,21	0,85	1,67	21,5	Sí
Fy_{min}	27,26	0,00	-0,09	0,85	1,42	22,5	Sí
Fz_{max}	37,10	0,00	-0,06	0,85	1,37	31,6	Sí
Fz_{min}	21,21	0,00	-0,10	0,84	1,45	17,4	Sí
Mx_{max}	21,50	0,00	0,10	0,84	1,05	24,2	Sí
Mx_{min}	30,67	0,00	-0,21	0,85	1,67	21,5	Sí
My_{max}	24,66	0,02	-0,26	0,81	1,76	17,3	Sí
My_{min}	21,73	-0,02	0,11	0,89	1,04	23,5	Sí
Mz_{max}	24,66	0,02	-0,26	0,81	1,76	17,3	Sí
Mz_{min}	24,76	0,00	-0,26	0,86	1,77	16,3	Sí

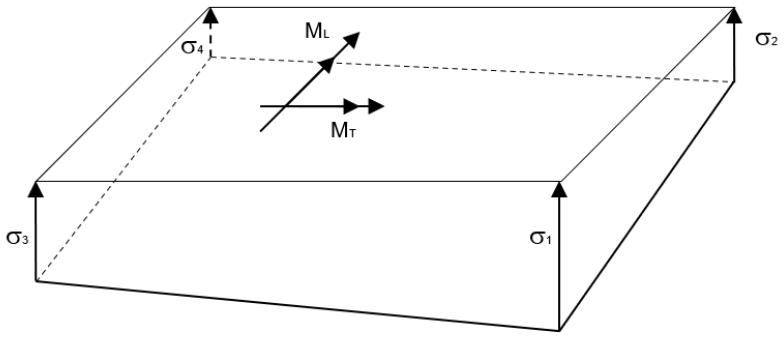
Tabla 18. Tensión baricéntrica en ELS - Marquesina lateral.

También calculamos en estado límite último la tensión baricéntrica:

ELU	VT	eL	eT	Ael	Aet	σ_{bar}
Fx_{max}	17,77	0,03	-0,36	0,79	1,56	14,3
Fx_{min}	14,84	-0,03	0,16	0,91	0,54	30,3
Fy_{max}	23,78	0,00	-0,27	0,86	1,39	20,0
Fy_{min}	20,37	0,00	-0,11	0,86	1,08	22,1
Fz_{max}	28,18	0,00	-0,08	0,86	1,01	32,7
Fz_{min}	14,32	0,01	-0,15	0,84	1,14	15,0
Mx_{max}	14,61	0,01	0,14	0,84	0,56	30,9
Mx_{min}	23,78	0,00	-0,27	0,86	1,39	20,0
My_{max}	17,77	0,03	-0,36	0,79	1,56	14,3
My_{min}	14,84	-0,03	0,16	0,91	0,54	30,3
Mz_{max}	17,77	0,03	-0,36	0,79	1,56	14,3
Mz_{min}	17,87	-0,01	-0,36	0,86	1,57	13,2

Tabla 19. Tensión baricéntrica en ELU - Marquesina lateral.

Tensiones máximas



$$\sigma_1 = \frac{V}{\Omega} + \frac{M_L \cdot \frac{a_L}{2}}{I_L} + \frac{M_T \cdot \frac{a_T}{2}}{I_T}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{\Omega} + \frac{M_L \cdot \frac{a_L}{2}}{I_L} - \frac{M_T \cdot \frac{a_T}{2}}{I_T}$$

$$\sigma_3 = \frac{V}{\Omega} - \frac{M_L \cdot \frac{a_L}{2}}{I_L} + \frac{M_T \cdot \frac{a_T}{2}}{I_T}$$

$$\sigma_4 = \frac{V}{\Omega} - \frac{M_L \cdot \frac{a_L}{2}}{I_L} - \frac{M_T \cdot \frac{a_T}{2}}{I_T}$$

Los resultados son válidos cuando se verifica lo siguientes:

$$\sigma_{PUNTA} \leq 1{,}25 \cdot \sigma_{ADM}$$

ELS	$\sigma_{1\,max}$	σ_2	σ_3	$\sigma_{4\,min}$	Comprobación < 62
Fx_{max}	14,2	24,1	14,0	23,9	Sí
Fx_{min}	14,5	23,4	14,7	23,7	Sí
Fy_{max}	14,2	24,1	14,0	23,9	Sí
Fy_{min}	15,2	25,1	15,4	25,3	Sí
Fz_{max}	15,2	25,1	15,4	25,3	Sí
Fz_{min}	8,2	18,1	8,0	17,9	Sí
Mx_{max}	15,5	25,2	15,3	25,0	Sí
Mx_{min}	14,2	24,1	14,0	23,9	Sí
My_{max}	14,2	24,1	14,0	23,9	Sí
My_{min}	14,5	23,4	14,7	23,7	Sí
Mz_{max}	14,2	24,1	14,0	23,9	Sí
Mz_{min}	15,0	24,4	15,0	24,4	Sí

Tabla 20. Tensiones máximas en ELS - Marquesina lateral.

Las tensiones máximas para las combinaciones de ELU son:

ELU	$\sigma_{1\,max}$	σ_2	σ_3	$\sigma_{4\,min}$
Fx_{max}	3,9	61,2	-2,8	54,5
Fx_{min}	33,9	12,8	40,1	19,0
Fy_{max}	5,4	63,3	6,4	64,3
Fy_{min}	20,7	41,7	21,6	42,6
Fz_{max}	26,0	42,9	27,0	43,9
Fz_{min}	11,1	29,8	10,1	28,9
Mx_{max}	36,2	17,2	35,2	16,2
Mx_{min}	5,4	63,3	6,4	64,3
My_{max}	3,9	61,2	-2,8	54,5
My_{min}	33,9	12,8	40,1	19,0
Mz_{max}	3,9	61,2	-2,8	54,5
Mz_{min}	-0,3	57,5	1,1	58,9

Tabla 21. Tensiones máximas en ELU - Marquesina lateral.

2.4.3. Armado de la zapata

Parámetros generales

- Clase de hormigón: HA-25
- Resistencia característica: fck = 25 N/mm^2
- Factor de material para hormigón: γC = 1,50
- Límite elástico del acero: fyk = 500 N/mm^2
- Módulo de elasticidad del acero: Es = 210.000 N/mm^2
- Factor parcial de acero de armar: γS = 1,15
- Recubrimiento nominal en cimentación: cnom = 50 mm
- Apertura de fisura límite: w_{max} = 0,30 mm

Armadura propuesta

- Cara superior, en las dos direcciones: As = 5,65 cm^2/m ϕ12 @200
- Cara inferior, en las dos direcciones: As = 5,65 cm^2/m ϕ12 @200

Verificaciones de resistencia

- Momento flector de diseño: M_{ELU} = 64,3 · 0,632 / 2 = 12,56 kNm/m
- Esfuerzo cortante de diseño: V_{ELU} = 64,3 · 0,63 = 40,19 kN/m

☑ **Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.1 OK**

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	!ULS		0	12,6	0	0,10					

☑ **Analysis parameters !ULS Standard: Spanish Structural Code 2021**

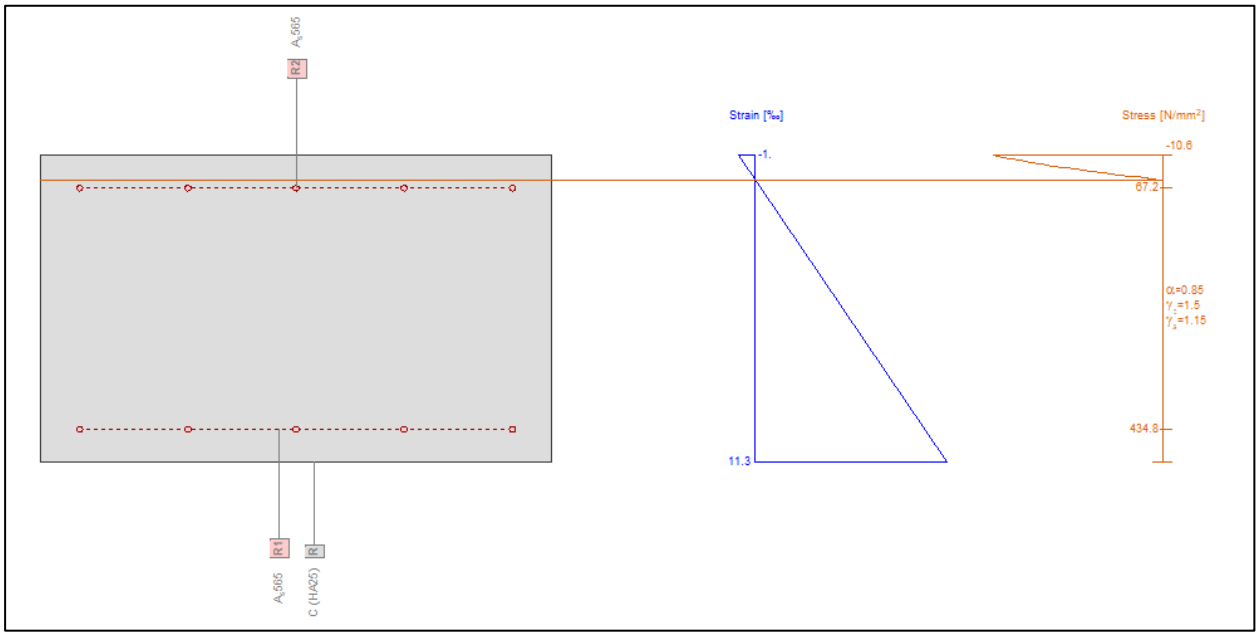
ID	σ-ε-diagram c	s	p	M	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!ULS	2/0	1	1	1	-2.	-3.5	10.		0.85	1.5	1.15	1.15	1.1	45.	0.

☑ **Extreme stresses and strain**

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
R	HA25	0.5	0.6	-1.	-10.6	1.76
R	HA25	-0.5	0.	11.3	0.	1.76
R2	B500S	-0.424	0.536	0.3	67.2	1.15
R1	B500S	-0.424	0.064	10.	434.8	1.15

☑ **Ultimate state "!ULS"**

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_x [‰]	χ_y [km^{-1}]	χ_z [km^{-1}]	Stiffness Values N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
-0.1	129.4	0.	5,2	20,5	0,0	11.36	6310.97	26777.35



EN 1992 Último libro guardado: Ahora mismo

SHEAR

Zapata 0,60m

Geometry and materials

Combination		Persistent & transient	
h	[m]	0.60	overall depth of the cross section
d'	[m]	0.05	distance from the tension fiber to the centroid of the tensile reinforcement
d	[m]	0.55	effective depth
b_w	[m]	1.00	smallest width of the cross section in the tensile area
f_{ck}	[MPa]	25	characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
γ_c		1.50	partial factor for concrete
f_{ywk}	[MPa]	500	characteristic yield strength of shear reinforcement
γ_s		1.15	partial factor for reinforcing steel
A_{sl}	[cm^2]	5.65	area of tensile reinforcement
A_c	[m^2]	0.60	area of concrete cross section for the evaluation of the normal stress at the cross section

Forces

N_{Ed}	[kN]	0	axial force in the cross section due to loading or the acing effect of prestressing (N_{Ed} > 0 for compression)
V_{Ed}	[kN]	40	Design value of the applied shear force

Members not requiring shear reinforcement

k		1.6	
ρ_l		0.0010	
σ_{cp}	[MPa]	0.00	
$C_{Rd,c}$		0.12	
v_{min}	[MPa]	0.36	
k_1		0.15	
$V_{Rd,c}$	**[kN]**	**195**	design value for the shear resistance

Cálculo a fisuración

Flector de diseño en combinación casi-permanente:

$$M_{ELS} = 25{,}2 \cdot 0{,}63^2 / 2 = 4{,}92 \text{ kNm/m}$$

☑ **Action forces**

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	4,9	-				

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

☑ **Analysis parameters !SLS Standard: Spanish Structural Code 2021**

ID	σ-ε-diagram c	s	p	M	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!SLS	1/0	1	1	1				200.	0.85	1.	1.	1.	1.	45.	0.

☑ **Extreme stresses and strain**

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
R	HA25	0.5	0.6	0.	-0.3	1.18
R	HA25	-0.5	0.	0.1	0.	1.18
R2	B500S	-0.424	0.536	0.	-0.2	1.00
R1	B500S	-0.424	0.064	0.1	17.	1.00

☑ **Stresses and strain during the last iterations step**

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_κ [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_κ [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	4.9	0.	0,0	0,2	0	228.92	28441.82	182527.0

☐ Internal section forces represented by two vectors

☑ **Crack verification**

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.6 m	Compression zone (uncracked)	0.3 m
d	0.536 m	h-d	0.064 m
Cover c	0.058 m	$h_{c,eff}$	0.1 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	100000 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	27 kN/mm²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	7.702	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	210 kN/mm²	Moment	4.9 kNm
A_s (in tension surface)	565 mm²	Stress in reinforcement σ_s	17. N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	12 mm	ε_{sm}-ε_{cm} (7.9)	0.048 o/oo
ρ_{eff}	0.565 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	**0.558 m**
		Crack width w_k (7.8)	**0.03 mm**

3. CIMENTACIÓN OPIS DIGITALES

3.1. MODELO ESTRUCTURAL

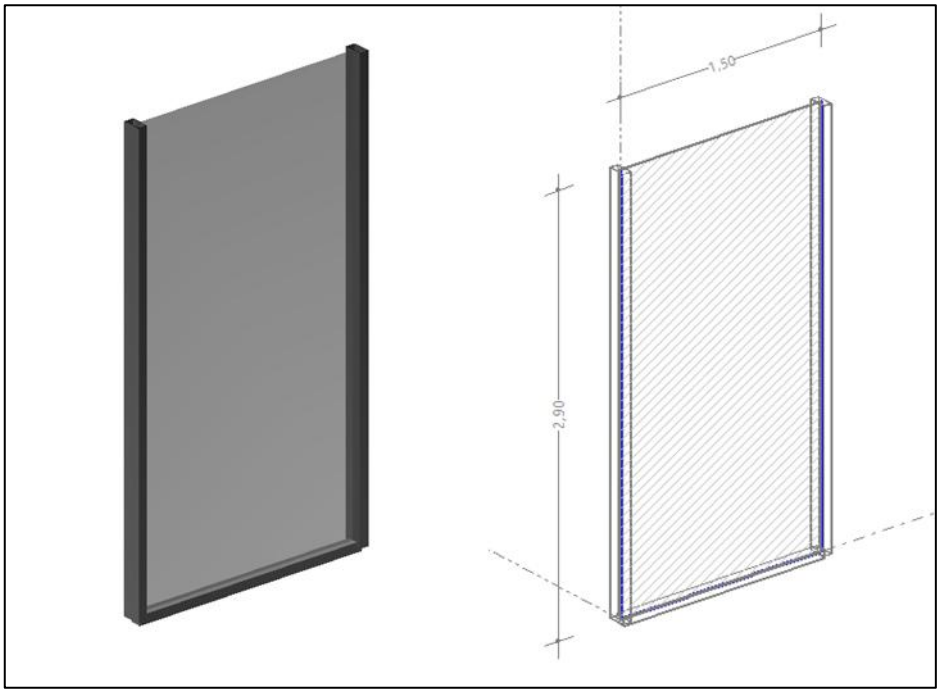


Figura 21. Modelo STATIK - OPI.

3.1.1. Cargas de peso propio y cargas muertas

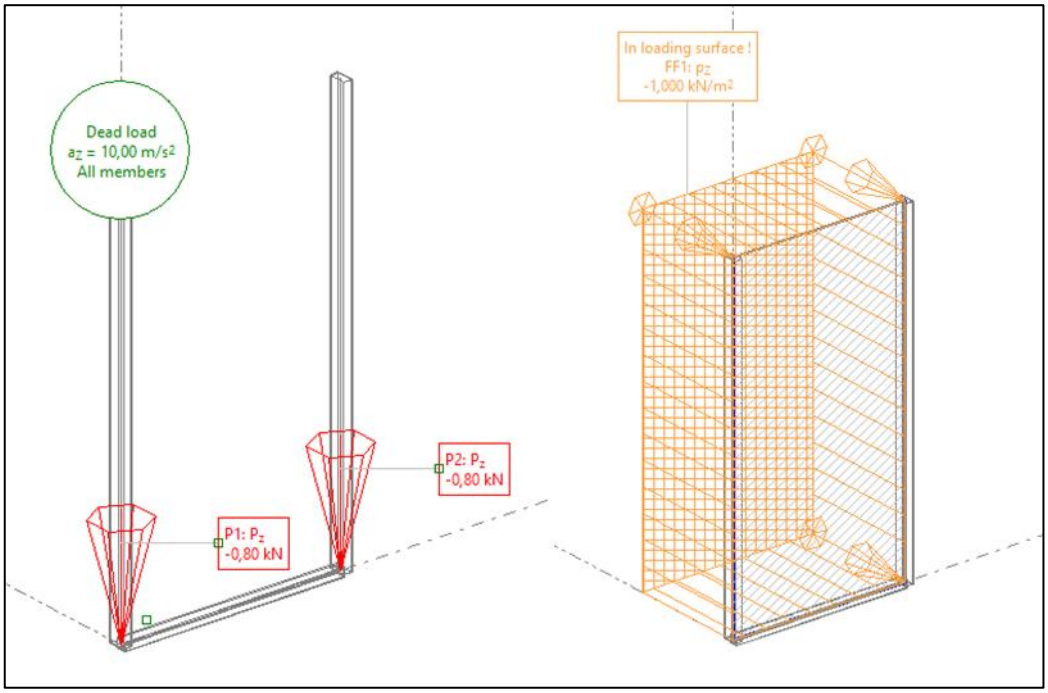


Figura 22. Peso propio y cargas muertas - OPI.

3.1.2. Cargas de viento

Se aplican 0,87 kPa de presión por acción del viento sobre las áreas de exposición:

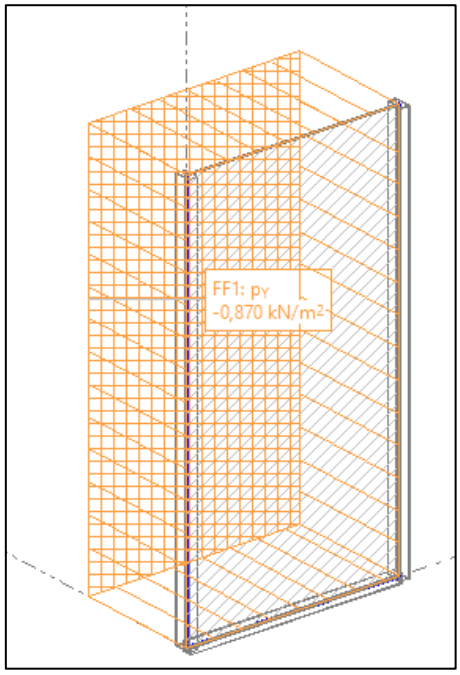


Figura 23. Cargas de viento - OPI.

Se considera únicamente la acción en el sentido que se muestra al tratarse del caso pésimo.

3.1.3. Sobrecargas de uso

Se ha considerado una sobrecarga adicional de uso aplicada a la superficie de cartelería de 0,5 kN/m².

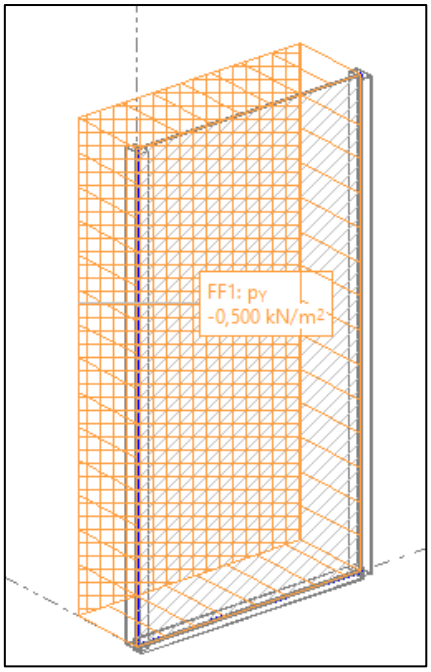


Figura 24. Cargas de uso - OPI.

3.2. ANCLAJES

Las reacciones pésimas que se obtienen en los apoyos para la combinación de ELU son:

ELU	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Fx_{max}	**0,00**	1,63	4,63	-2,37	0,00	0,00
Fx_{min}	**0,00**	1,63	4,63	-2,37	0,00	0,00
Fy_{max}	0,00	**3,98**	4,63	-5,78	0,00	0,00
Fy_{min}	0,00	**0,00**	4,63	0,00	0,00	0,00
Fz_{max}	0,00	1,63	**4,63**	-2,37	0,00	0,00
Fz_{min}	0,00	3,33	**2,74**	-4,84	0,00	0,00
Mx_{max}	0,00	0,00	4,63	**0,00**	0,00	0,00
Mx_{min}	0,00	3,98	4,63	**-5,78**	0,00	0,00
My_{max}	0,00	1,63	4,63	-2,37	**0,00**	0,00
My_{min}	0,00	1,63	4,63	-2,37	**0,00**	0,00
Mz_{max}	0,00	1,63	4,63	-2,37	0,00	**0,00**
Mz_{min}	0,00	1,63	4,63	-2,37	0,00	**0,00**

Tabla 22. Reacciones pésimas en apoyos de ELU en anclajes - OPI.

Se dispone una placa de anclaje de dimensiones 400x300x12mm a la que se sueldan los perfiles soporte(120x60x5). El anclaje se efectúa mediante varilla roscada M20 de acero galvanizado calidad 5.8, de 150 mm de empotramiento en el hormigón de la zapata, con tuerca.

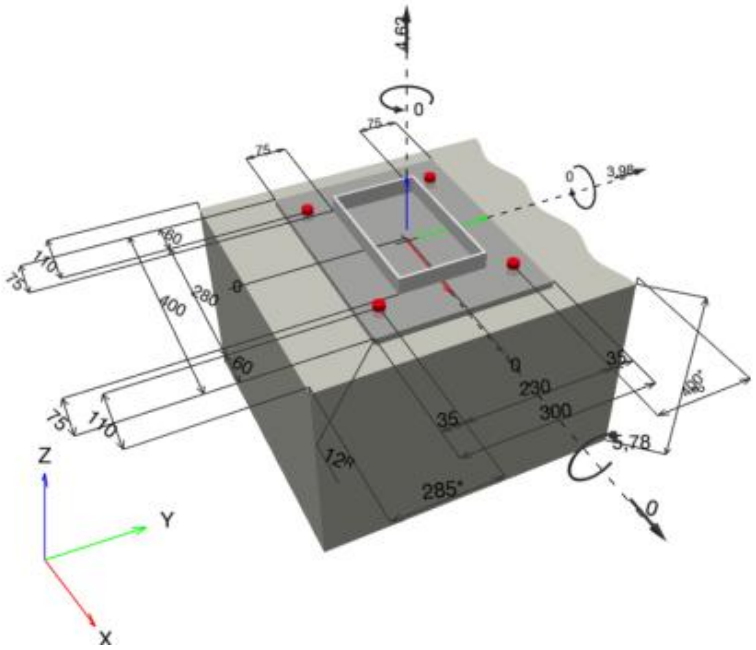
1 Insertar datos



Tipo y tamaño de anclaje:	**Perno con tuerca y arandela 5.8 M20**
Specification text:	Varilla roscada con tuerca con longitud de empotramiento 150 mm, M20, Acero Galvanizado
Profundidad efectiva de anclaje:	h_{ef} = 150,0 mm
Material:	5.8
Informe de Evalauación:	-
Establecidos I Válidos:	- | -
Prueba:	método de cálculo EN 1992-4, Embebido
Fijación a distancia:	e_b = 0,0 mm (enrasado); t = 12,0 mm
Placa de anclaje[R] :	l_x x l_y x t = 400,0 mm x 300,0 mm x 12,0 mm; (Espesor de placa recomendado: no calculado)
Perfil:	Perfil Rectangular, 250 x 150 x5; (L x W x T) = 250,0 mm x 150,0 mm x 5,0 mm
Material Base:	fisurado hormigón, C25/30, $f_{c,cyl}$ = 25,00 N/mm²; h =400,0 mm, Factor de seguridad parcial del material γ_c = 1,500
Armadura:	sin armadura o con armadura separada >= 150 mm (cualquier Ø) o >= 100 mm (para Ø <= 10 mm)
	sin armadura de borde longitudinal

[R] - El cálculo del anclaje se basa en una hipótesis de la placa de anclaje rígida.

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]

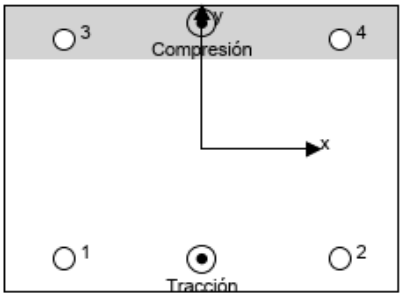


1.1 Combinación de cargas

Caso	Descripción	Fuerzas [kN] / Momentos [kNm]	Sismo	Fuego	Max. Útil. Anclaje [%]
1	Fxmax	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 1,630; M_x = -2,370; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	24
2	Fxmin	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 1,630; M_x = -2,370; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	24
3	Fymax	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 3,980; M_x = -5,780; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	51
4	Fymin	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 0,000; M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	6
5	Fzmax	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 1,630; M_x = -2,370; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	24
6	Fzmin	N = 2,740; V_x = 0,000; V_y = 3,330; M_x = -4,840; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	42
7	Mxmax	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 0,000; M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	6
8	Mxmin	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 3,980; M_x = -5,780; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	51
9	Mymax	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 1,630; M_x = -2,370; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	24
10	Mymin	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 1,630; M_x = -2,370; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	24
11	Mzmax	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 1,630; M_x = -2,370; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	24
12	Mzmin	N = 4,630; V_x = 0,000; V_y = 1,630; M_x = -2,370; M_y = 0,000; M_z = 0,000;	no	no	24

2 Caso de carga/Resultante de cargas en los anclajes

Control del caso de cargas: 8 Mxmin



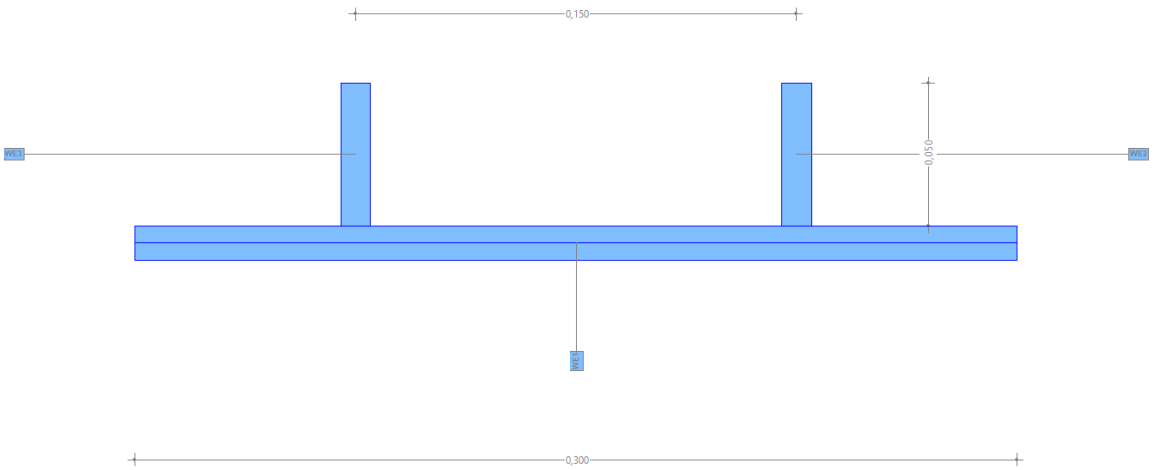
Reacciones en el anclaje [kN]
Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

Anclaje	Carga a tracción	Fuerza de cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	12,944	0,995	0,000	0,995
2	12,944	0,995	0,000	0,995
3	0,000	0,995	0,000	0,995
4	0,000	0,995	0,000	0,995

Max. concrete compressive strain: 0,07 [‰]
Max. concrete compressive stress: 1,95 [N/mm²]
Resulting tension force in (x/y)=(0,0/-115,0): 25,888 [kN]
Resulting compression force in (x/y)=(0,0/131,8): 21,258 [kN]

Se ha considerado e = 12 mm, con la disposición de cartelas rigidizadoras de 50 mm de altura y 10 mm de espesor.

$$M_{ELU} = 19,5 \times 10^2 / 2 = 975 \text{ kg cm} = 97,5 \times 10^{-3} \text{ kN m}$$



☑ **Action forces**

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	0,1	-				

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

☑ **Analysis parameters !SLS Standard: Spanish Structural Code 2021**

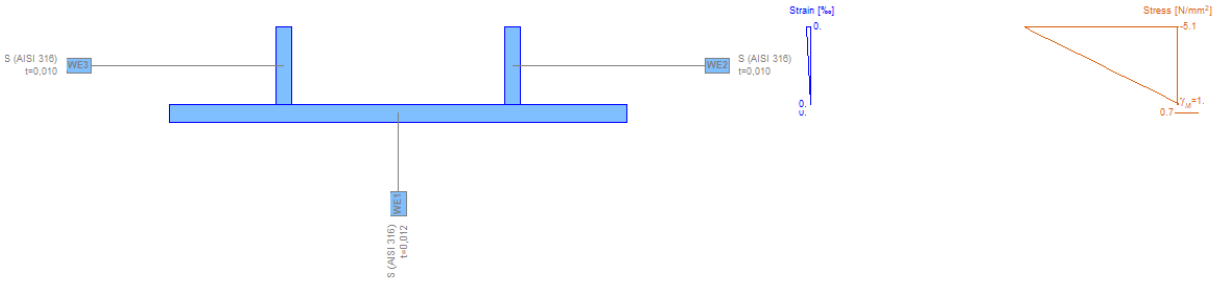
ID	σ-ε-diagram c	s	p	M	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!SLS	1/0	1	1	1				200.	0.85	1.	1.	1.	1.	45.	0.

☑ **Extreme stresses and strain**

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
WE2	AISI 316	0.225	0.056	0.	-5.1	1.00
WE1	AISI 316	0.	0.	0.	0.7	1.00

☑ **Stresses and strain during the last iterations step**

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_κ [‰]	χ_y [km-1]	χ_z [km-1]	Stiffness Values N/ε_κ [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	0.1	0.	-0,0	0,5	0	38350562.1	201.69	6851.25



3 Carga a tracción EN 1992-4, sección 7.2.1

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Estado
Fallo por Acero*	12,944	84,933	16	OK
Fallo por extracción*	12,944	49,087	27	OK
Rotura del hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	25,888	51,271	51	OK
Fallo por fisuración (Splitting)**	25,888	67,638	39	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

3.1 Fallo por Acero

$$N_{Ed} \le N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \qquad \text{EN 1992-4, Tabla 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
127,400	1,500	84,933	12,944

3.2 Fallo por extracción

$$N_{Ed} \le N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \qquad \text{EN 1992-4, Tabla7.1}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} \qquad \text{EN 1992-4, Eq. (7.11)}$$

k_2	A_h [mm²]	f_{ck} [N/mm²]
7,500	393	25,00

$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
73,631	1,500	49,087	12,944

3.3 Rotura por cono de hormigón

$N_{Ed} \le N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$ — EN 1992-4, Tabla 7.1

$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,N} \cdot \Psi_{ec2,N} \cdot \Psi_{M,N}$ — EN 1992-4, Eq. (7.1)

$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$ — EN 1992-4, Eq. (7.2)

$A^0_{c,N} = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$ — EN 1992-4, Eq. (7.3)

$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \le 1{,}00$ — EN 1992-4, Eq. (7.4)

$\Psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1{,}00$ — EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\Psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1{,}00$ — EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\Psi_{M,N} = 1$ — EN 1992-4, Eq. (7.7)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
225.000	202.500	225,0	450,0	25,00

$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	z [mm]
0,0	1,000	0,0	1,000	0,847	1,000	246,8

$\Psi_{M,N}$	k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
1,000	8,900	81,752	1,500	51,271	25,888

ID grupo de anclajes
1, 2

3.4 Fallo por fisuración (Splitting)

$N_{Ed} \le N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$ — EN 1992-4, Tabla 7.1

$N_{Rk,sp} = N^0_{Rk,sp} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,N} \cdot \Psi_{ec2,N} \cdot \Psi_{h,sp}$ — EN 1992-4, Eq. (7.23)

$N^0_{Rk,sp} = \min\left(N_{Rk,p}, N^0_{Rk,c}\right)$

$A^0_{c,N} = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp}$ — EN 1992-4, Eq. (7.3)

$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \le 1{,}00$ — EN 1992-4, Eq. (7.4)

$\Psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,sp}}\right)} \le 1{,}00$ — EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\Psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,sp}}\right)} \le 1{,}00$ — EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3} \le \max\left\{1; \left(\frac{h_{ef} + 1{,}5 \cdot c_1}{h_{min}}\right)^{2/3}\right\} \le 2{,}00$ — EN 1992-4, Eq. (7.24)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	h_{min} [mm]	$\Psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
225.000	202.500	225,0	450,0	177,7	1,465	25,00

$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,847	1,000

$N^0_{Rk,sp}$ [kN]	γ_{Msp}	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
73,631	1,500	67,638	25,888

ID grupo de anclajes
1, 2

4 Carga de cortante EN 1992-4, Sección 7.2.2

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_V [%]	Estado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	0,995	50,960	2	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	3,980	154,954	3	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección x-**	1,990	44,956	5	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)
When the input edge distance is set to "infinity", edge breakout verification is not performed in that direction

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$ EN 1992-4, Tabla 7.2

$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V^0_{Rk,s}$ EN 1992-4, Eq. (7.35)

$V^0_{Rk,s}$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
63,700	1,000	63,700	1,250	50,960	0,995

4.2 Fallo por desconchamiento

$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc,p}}$ EN 1992-4, Tabla 7.2

$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c}$ EN 1992-4, Eq. (7.39a)

$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,N} \cdot \Psi_{ec2,N} \cdot \Psi_{M,N}$ EN 1992-4, Eq. (7.1)

$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$ EN 1992-4, Eq. (7.2)

$A^0_{c,N} = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$ EN 1992-4, Eq. (7.3)

$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.4)

$\Psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\Psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\Psi_{M,N} = 1$ EN 1992-4, Eq. (7.7)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
340.000	202.500	225,0	450,0	2,000	25,00

$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,847	1,000	1,000

k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{Mc,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
8,900	81,752	1,500	154,954	3,980

ID grupo de anclajes
1-4

4.3 Rotura de borde de hormigón en dirección x-

$V_{Ed} \le V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$ — EN 1992-4, Tabla 7.2

$V_{Rk,c} = k_T \cdot V^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,V}}{A^0_{c,V}} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$ — EN 1992-4, Eq. (7.40)

$V^0_{Rk,c} = k_g \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$ — EN 1992-4, Eq. (7.41)

$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5}$ — EN 1992-4, Eq. (7.42)

$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2}$ — EN 1992-4, Eq. (7.43)

$A^0_{c,V} = 4,5 \cdot c_1^2$ — EN 1992-4, Eq. (7.44)

$\Psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \le 1,00$ — EN 1992-4, Eq. (7.45)

$\Psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \ge 1,00$ — EN 1992-4, Eq. (7.46)

$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}\right)} \le 1,00$ — EN 1992-4, Eq. (7.47)

$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \ge 1,00$ — EN 1992-4, Eq. (7.48)

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_g	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]	c_1 [mm]
150,0	20,00	1,700	0,117	0,071	25,00	110,0

$A_{c,V}$ [mm²]	$A^0_{c,V}$ [mm²]	$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$
92.400	54.450	1,000	1,000	0,0	1,000

α_V [°]	$\Psi_{\alpha,V}$	$\Psi_{re,V}$
90,00	2,000	1,000

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	k_T	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
19,869	1,0	1,500	44,956	1,990

When the input edge distance is set to "infinity", edge breakout verification is not performed in that direction

5 Cargas combinadas de tracción y cortante (EN 1992-4, Sección 7.2.3)

Fallo del acero

β_N	β_V	α	Utilización $\beta_{N,V}$ [%]	Estado
0,152	0,020	2,000	3	OK

$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \le 1,0$

Fallo del hormigón

β_N	β_V	α	Utilización $\beta_{N,V}$ [%]	Estado
0,505	0,044	1,500	37	OK

$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \le 1,0$

3.3. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Se diseña la cimentación de los postes del panel publicitario como una zapata común para los dos soportes de 1,80 x 0,50 x 0,40, ejecutadas con hormigón armado y que se asientan sobre un terreno de capacidad portante mínima de 50 kPa. Se ha considerado una separación transversal entre los postes del soporte OPI de 1,00 m.

Las dimensiones consideradas para el cálculo de las acciones sobre el soporte publicitario han sido una altura de 2,90 m y un ancho de 1,50 m.

Se considera para el cálculo un coeficiente de rozamiento entre el terreno y la cimentación de 0,577.

Sobre la zapata se considera se dispondrá un relleno + solado de 25 cm, lo que supone una carga de 5 kN/m^2. Eventualmente se considera puede actuar en estas zonas próximas a los soportes una sobrecarga de 1 kN/m^2.

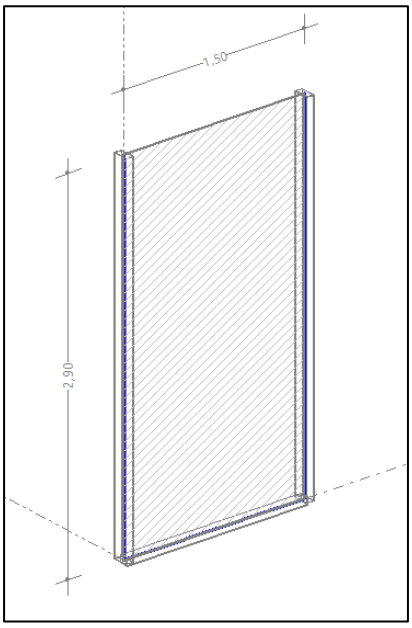


Figura 25. Dimensiones del panel OPI.

Sin embargo, estas cargas se obviarán para el cálculo de la estabilidad a vuelco y deslizamiento, en tanto que son acciones estabilizadoras, que durante la construcción pudieran no estar dispuestas sobre la zapata.

Combinación sobre cimientos

ELS	V (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kNm)	MT (kNm)
Fx_{max}	6,86	0,00	2,18	0,00	-3,16
Fx_{min}	6,86	0,00	2,18	0,00	-3,16
Fy_{max}	6,86	0,00	5,31	0,00	-7,71
Fy_{min}	6,86	0,00	0,00	0,00	0,00
Fz_{max}	6,86	0,00	2,18	0,00	-3,16
Fz_{min}	6,86	0,00	2,18	0,00	-3,16
Mx_{max}	6,86	0,00	0,00	0,00	0,00
Mx_{min}	6,86	0,00	5,31	0,00	-7,71
My_{max}	6,86	0,00	2,18	0,00	-3,16
My_{min}	6,86	0,00	2,18	0,00	-3,16
Mz_{max}	6,86	0,00	2,18	0,00	-3,16
Mz_{min}	6,86	0,00	2,18	0,00	-3,16

Tabla 23. Combinación sobre cimiento - OPI.

Combinación en el contacto con el terreno

ELS	V (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kNm)	MT (kNm)
Fx_{max}	14,06	0,00	2,18	0,00	-2,29
Fx_{min}	14,06	0,00	2,18	0,00	-2,29
Fy_{max}	14,06	0,00	5,31	0,00	-5,59
Fy_{min}	14,06	0,00	0,00	0,00	0,00
Fz_{max}	14,06	0,00	2,18	0,00	-2,29
Fz_{min}	14,06	0,00	2,18	0,00	-2,29
Mx_{max}	14,06	0,00	0,00	0,00	0,00
Mx_{min}	14,06	0,00	5,31	0,00	-5,59
My_{max}	14,06	0,00	2,18	0,00	-2,29
My_{min}	14,06	0,00	2,18	0,00	-2,29
Mz_{max}	14,06	0,00	2,18	0,00	-2,29
Mz_{min}	14,06	0,00	2,18	0,00	-2,29

Tabla 24. Combinación en el contacto con el terreno - OPI.

Combinación de esfuerzos cara superior de zapata

ELU	V (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kNm)	MT (kNm)
Fx_{max}	9,26	0,00	3,26	0,00	-4,74
Fx_{min}	9,26	0,00	3,26	0,00	-4,74
Fy_{max}	9,26	0,00	7,96	0,00	-11,57
Fy_{min}	5,48	0,00	0,00	0,00	0,00
Fz_{max}	9,26	0,00	3,26	0,00	-4,74
Fz_{min}	5,48	0,00	5,68	0,00	-8,25
Mx_{max}	5,48	0,00	0,00	0,00	0,00
Mx_{min}	9,26	0,00	7,96	0,00	-11,57
My_{max}	9,26	0,00	3,26	0,00	-4,74
My_{min}	9,26	0,00	3,26	0,00	-4,74
Mz_{max}	9,26	0,00	3,26	0,00	-4,74
Mz_{min}	9,26	0,00	3,26	0,00	-4,74

Tabla 25. Combinación de esfuerzos cara superior de zapata - OPI.

Combinación en la cara inferior de la zapata

ELU	V (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kNm)	MT (kNm)
Fx_{max}	21,41	0,00	3,26	0,00	-3,44
Fx_{min}	21,41	0,00	3,26	0,00	-3,44
Fy_{max}	21,41	0,00	7,96	0,00	-8,39
Fy_{min}	17,63	0,00	0,00	0,00	0,00
Fz_{max}	21,41	0,00	3,26	0,00	-3,44
Fz_{min}	17,63	0,00	5,68	0,00	-5,98
Mx_{max}	17,63	0,00	0,00	0,00	0,00
Mx_{min}	21,41	0,00	7,96	0,00	-8,39
My_{max}	21,41	0,00	3,26	0,00	-3,44
My_{min}	21,41	0,00	3,26	0,00	-3,44
Mz_{max}	21,41	0,00	3,26	0,00	-3,44
Mz_{min}	21,41	0,00	3,26	0,00	-3,44

Tabla 26. Combinación de esfuerzos cara inferior de zapata - OPI.

3.3.1. Verificaciones de deslizamiento y vuelco

Comprobamos los siguientes estados límite:

ELU Deslizamiento

- Fuerza deslizante:

$$F_D = \sqrt{\left(F_L^2 + F_T^2\right)}$$

- Fuerza estabilizadora:

$$F_E = V \cdot tg(\phi)$$

- Coeficiente de seguridad:

$$\gamma_D = \frac{F_E}{F_D} \geq 1{,}00$$

ELU	F_D	F_E	γ_D	Comprobación > 1
Fx_{max}	3,3	12,4	3,79	Sí
Fx_{min}	3,3	12,4	3,79	Sí
Fy_{max}	8,0	12,4	1,55	Sí
Fy_{min}	0,0	10,2	-	Sí
Fz_{max}	3,3	12,4	3,79	Sí
Fz_{min}	5,7	10,2	1,79	Sí
Mx_{max}	0,0	10,2	-	Sí
Mx_{min}	8,0	12,4	1,55	Sí
My_{max}	3,3	12,4	3,79	Sí
My_{min}	3,3	12,4	3,79	Sí
Mz_{max}	3,3	12,4	3,79	Sí
Mz_{min}	3,3	12,4	3,79	Sí

Tabla 27. Verificaciones al deslizamiento - OPI.

ELU Vuelco

Verificaremos la estabilidad transversal de la OPI:

- Momento volcador:

$M_{T,c}$ (Transversal)

- Momento estabilizador:

$M_{E,T} = V_{E,T} \cdot a_T/2$ (Transversal)

- Coeficiente de seguridad:

$$\gamma_D = \frac{M_{T,c}}{M_{E,T}} \geq 1{,}00$$

ELU	M_{VL}	M_{EL}	γ_D	Comprobación > 1
Fx_{max}	-3,4	19,3	5,6	Sí
Fx_{min}	-3,4	19,3	5,6	Sí
Fy_{max}	-8,4	19,3	2,3	Sí
Fy_{min}	0,0	15,9	-	Sí
Fz_{max}	-3,4	19,3	5,6	Sí
Fz_{min}	-6,0	15,9	2,7	Sí
Mx_{max}	0,0	15,9	-	Sí
Mx_{min}	-8,4	19,3	2,3	Sí
My_{max}	-3,4	19,3	5,6	Sí
My_{min}	-3,4	19,3	5,6	Sí
Mz_{max}	-3,4	19,3	5,6	Sí
Mz_{min}	-3,4	19,3	5,6	Sí

Tabla 28. Verificaciones al vuelco - OPI.

3.3.2. Tensiones en el terreno

Tensión baricéntrica

$$e_L = \frac{M_L}{V} \qquad e_T = \frac{M_T}{V}$$

$A_{E,L} = a_L - 2 \qquad e_L$

$A_{E,T} = a_T - 2 \qquad e_T$

$$\sigma_{bar} = \frac{V}{A_{E,L} \cdot A_{E,T}} \leq \sigma_{adm}$$

En este caso: $\sigma_{adm} = 50\ kN/m^2$

ELS	VT	eL	eT	Ael	Aet	σ_{bar}	Comprobación < 50
Fx_{max}	14,06	0,00	-0,16	0,50	2,13	13,2	Sí
Fx_{min}	14,06	0,00	-0,16	0,50	2,13	13,2	Sí
Fy_{max}	14,06	0,00	-0,40	0,50	2,59	10,8	Sí
Fy_{min}	14,06	0,00	0,00	0,50	1,80	15,6	Sí
Fz_{max}	19,46	0,00	-0,16	0,50	2,13	18,3	Sí
Fz_{min}	14,06	0,00	-0,16	0,50	2,13	13,2	Sí
Mx_{max}	14,06	0,00	0,00	0,50	1,80	15,6	Sí
Mx_{min}	14,06	0,00	-0,40	0,50	2,59	10,8	Sí
My_{max}	14,06	0,00	-0,16	0,50	2,13	13,2	Sí
My_{min}	14,06	0,00	-0,16	0,50	2,13	13,2	Sí
Mz_{max}	14,06	0,00	-0,16	0,50	2,13	13,2	Sí
Mz_{min}	14,06	0,00	-0,16	0,50	2,13	13,2	Sí

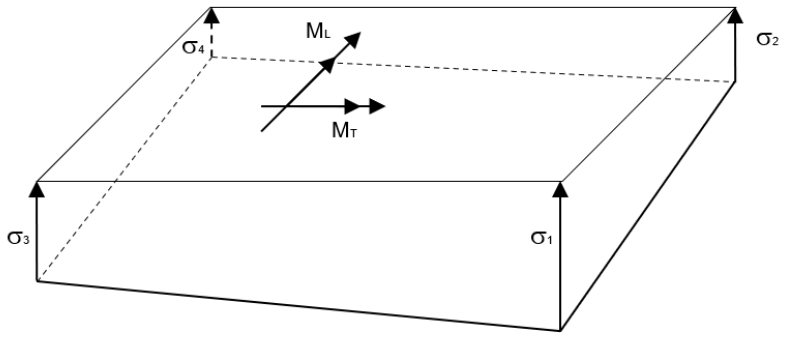
Tabla 29. Tensión baricéntrica en ELS - OPI.

También calculamos en estado límite último la tensión baricéntrica:

ELU	VT	eL	eT	Ael	Aet	σ_{bar}
Fx_{max}	21,41	0,00	-0,16	0,50	2,12	20,2
Fx_{min}	21,41	0,00	-0,16	0,50	2,12	20,2
Fy_{max}	21,41	0,00	-0,39	0,50	2,58	16,6
Fy_{min}	17,63	0,00	0,00	0,50	1,80	19,6
Fz_{max}	26,81	0,00	-0,16	0,50	2,12	25,3
Fz_{min}	17,63	0,00	-0,34	0,50	2,48	14,2
Mx_{max}	17,63	0,00	0,00	0,50	1,80	19,6
Mx_{min}	21,41	0,00	-0,39	0,50	2,58	16,6
My_{max}	21,41	0,00	-0,16	0,50	2,12	20,2
My_{min}	21,41	0,00	-0,16	0,50	2,12	20,2
Mz_{max}	21,41	0,00	-0,16	0,50	2,12	20,2
Mz_{min}	21,41	0,00	-0,16	0,50	2,12	20,2

Tabla 30. Tensión baricéntrica en ELU - OPI.

Tensiones máximas



$$\sigma_1 = \frac{V}{\Omega} + \frac{M_L \cdot \frac{a_L}{2}}{I_L} + \frac{M_T \cdot \frac{a_T}{2}}{I_T}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{\Omega} + \frac{M_L \cdot \frac{a_L}{2}}{I_L} - \frac{M_T \cdot \frac{a_T}{2}}{I_T}$$

$$\sigma_3 = \frac{V}{\Omega} - \frac{M_L \cdot \frac{a_L}{2}}{I_L} + \frac{M_T \cdot \frac{a_T}{2}}{I_T}$$

$$\sigma_4 = \frac{V}{\Omega} - \frac{M_L \cdot \frac{a_L}{2}}{I_L} - \frac{M_T \cdot \frac{a_T}{2}}{I_T}$$

Los resultados son válidos cuando se verifica lo siguientes:

$$\sigma_{PUNTA} \leq 1{,}25 \cdot \sigma_{ADM}$$

ELS	$\sigma_{1\ max}$	σ_2	σ_3	$\sigma_{4\ min}$	Comprobación < 62
Fx_{max}	13,2	30,1	13,1	30,1	Sí
Fx_{min}	13,2	30,1	13,1	30,1	Sí
Fy_{max}	1,0	42,3	0,9	42,3	Sí
Fy_{min}	21,6	21,6	21,6	21,6	Sí
Fz_{max}	13,2	30,1	13,1	30,1	Sí
Fz_{min}	7,2	24,1	7,1	24,1	Sí
Mx_{max}	21,6	21,6	21,6	21,6	Sí
Mx_{min}	1,0	42,3	0,9	42,3	Sí
My_{max}	13,2	30,1	13,1	30,1	Sí
My_{min}	13,2	30,1	13,1	30,1	Sí
Mz_{max}	13,2	30,1	13,1	30,1	Sí
Mz_{min}	13,2	30,1	13,1	30,1	Sí

Tabla 31. Tensiones máximas en ELS - OPI.

Las tensiones máximas para las combinaciones de ELU son:

ELU	$\sigma_{1\ max}$	σ_2	σ_3	$\sigma_{4\ min}$
Fx_{max}	17,1	42,5	17,0	42,5
Fx_{min}	17,1	42,5	17,0	42,5
Fy_{max}	-1,3	60,9	-1,3	60,8
Fy_{min}	25,6	25,6	25,6	25,6
Fz_{max}	17,1	42,5	17,0	42,5
Fz_{min}	-2,5	41,7	-2,6	41,7
Mx_{max}	25,6	25,6	25,6	25,6
Mx_{min}	-1,3	60,9	-1,3	60,8
My_{max}	17,1	42,5	17,0	42,5
My_{min}	17,1	42,5	17,0	42,5
Mz_{max}	17,1	42,5	17,0	42,5
Mz_{min}	17,1	42,5	17,0	42,5

Tabla 32. Tensiones máximas en ELU - OPI.

3.3.3. Armado de la zapata

Parámetros generales

- Clase de hormigón: HA-25
- Resistencia característica: fck = 25 N/mm^2
- Factor de material para hormigón: $\gamma C = 1,50$
- Límite elástico del acero: fyk = 500 N/mm^2
- Módulo de elasticidad del acero: Es = 210.000 N/mm^2
- Factor parcial de acero de armar: $\gamma S = 1,15$
- Recubrimiento nominal en cimentación: cnom = 50 mm
- Apertura de fisura límite: w_{max} = 0,30 mm

Armadura propuesta

- Cara superior, en las dos direcciones As = 5,65 cm^2/m ϕ 12 @200
- Cara inferior, en las dos direcciones As = 5,65 cm^2/m ϕ 12 @200

Verificaciones de resistencia

- Momento flector de diseño: $M^-_{ELU} = 25,3 \cdot 0,25^2 / 2 = -0,79$ kNm/m

  $M^+_{ELU} = 25,3 \cdot 1,5^2 / 8 - 0,79 = 6,32$ kNm/m
- Esfuerzo cortante de diseño: $V_{ELU} = 18,98$ kN/m

Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.08 OK

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	!ULS		0	-0,8	-	0,01					
2	!ULS		0	6,3	-	0,08					

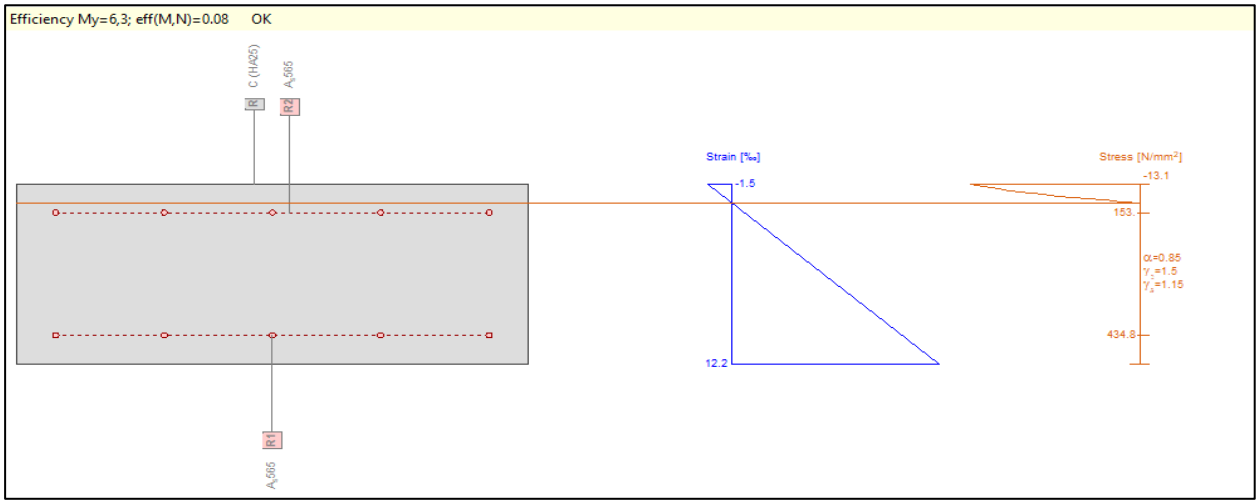
- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters !ULS Standard: Spanish Structural Code 2021

ID	σ-ε-diagram c	s	p	M	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!ULS	2/0	1	1	1	-2.	-3.5	10.		0.85	1.5	1.15	1.15	1.1	45.	0.

Extreme stresses and strain (Results of run No 2)

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
R	HA25	0.5	0.4	-1.5	-13.1	1.76
R	HA25	-0.5	0.	12.2	0.	1.76
R2	B500S	-0.424	0.336	0.7	153.	1.15
R1	B500S	-0.424	0.064	10.	434.8	1.15



EN 1992-1 & EN 1992-2

SHEAR

Zapata 0,40m

Geometry and materials

Combination		Persistent & transient	
h	[m]	0.40	overall depth of the cross section
d'	[m]	0.05	distance from the tension fiber to the centroid of the tensile reinforcement
d	[m]	0.35	effective depth
b_w	[m]	1.00	smallest width of the cross section in the tensile area
f_{ck}	[MPa]	25	characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
γ_c		1.50	partial factor for concrete
f_{ywk}	[MPa]	500	characteristic yield strength of shear reinforcement
γ_s		1.15	partial factor for reinforcing steel
A_{sl}	[cm²]	5.65	area of tensile reinforcement
A_c	[m²]	0.40	area of concrete cross section for the evaluation of the normal stress at the cross section

Forces

N_{Ed}	[kN]	0	axial force in the cross section due to loading or the acing effect of prestressing (N_{Ed} > 0 for compression)
V_{Ed}	[kN]	19	Design value of the applied shear force

Members not requiring shear reinforcement

k		1.8	
ρ_l		0.0016	
σ_{cp}	[MPa]	0.00	
$C_{Rd,c}$		0.12	
v_{min}	[MPa]	0.41	
k_1		0.15	
$V_{Rd,c}$	[kN]	143	design value for the shear resistance

Cálculo a fisuración

Flector de diseño en combinación casi-permanente:

$$M_{ELS} = 18,3 \cdot 1,5^2 / 8 – 18,3 \cdot 0,25^2 / 2 = 4,58 \text{ kNm/m}$$

☑ **Action forces**

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	4,6	-				

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

☑ **Analysis parameters !SLS Standard: Spanish Structural Code 2021**

ID	σ-ε-diagram c	s	p	M	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]		
!SLS	1/0	1	1	1				200.	0.85	1.	1.	1.	1.	45.	0.		

☑ **Extreme stresses and strain**

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
R	HA25	0.5	0.4	0.	-0.5	1.18
R	HA25	-0.5	0.	0.1	0.	1.18
R2	B500S	-0.424	0.336	0.	0.8	1.00
R1	B500S	-0.424	0.064	0.1	25.4	1.00

☑ **Stresses and strain during the last iterations step**

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_κ [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_κ [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	4.6	0.	0,1	0,4	0	57.41	10671.72	149307.1

☐ Internal section forces represented by two vectors

☑ **Crack verification**

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.4 m	Compression zone (uncracked)	0.2 m
d	0.327 m	h-d	0.073 m
Cover c	0.058 m	$h_{c,eff}$	0.067 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	66667 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	27 kN/mm²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	7.702	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	210 kN/mm²	Moment	4.6 kNm
A_s (in tension surface)	565 mm²	Stress in reinforcement σ_s	25.4 N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	12 mm	ε_{sm}-ε_{cm} (7.9)	0.072 o/oo
ρ_{eff}	0.848 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	**0.438 m**
		Crack width w_k (7.8)	**0.03 mm**

ANEXO 2. SOLUCIÓN DE CUBIERTAS DE VIDRIO

Centro de Información Técnica
de Aplicaciones del Vidrio

ESTUDIO DEL VIDRIO:

VIDRIO PÉRGOLA

Proyecto / Project:
Marquesinas tranvía

Dirección / Address:
Vitoria-Gasteiz

Para / To:
IDOM

De / From: CITAV

Fecha / Date: 19 de julio de 2024

1 OBJETIVO

El objetivo del informe es definir el vidrio más adecuado para los acristalamientos no transitables del edificio del proyecto de referencia, cumpliendo las exigencias solicitadas y requisitos normativos de la norma CTE DB SE-AE.

2 DIMENSIONADO DE VIDRIO

Las condiciones para el dimensionado son las siguientes:

- Ubicación: vidrio en horizontal.
- Dimensiones: 1600 x 1200 mm.
- Sujeción: Apoyado perimetralmente, 4L
- Solicitación, según CTE DB SE-AE:

Def. solicitaciones	Categoría de Uso G1, Cubiertas ligeras sobre correas, accesibles únicamente para convervación
Carga uniforme (kN/m^2), *repartida en toda la superficie del vidrio*	0,4 (kN/m2)
Carga concentrada (kN), *aplicada en una superficie de 150 x 150 mm*	1,0 (kN)

Los datos aportados en este informe, como resultado de los cálculos realizados, son aplicables exclusivamente a los productos de Saint-Gobain Cristalería y se han obtenido, mediante procedimientos y programas informáticos desarrollados por Saint-Gobain Cristalería, a partir de la información suministrada por el peticionario. Es responsabilidad de la Dirección Facultativa, o equivalente, la validación de los mismos. Las características recogidas pueden corresponder a combinaciones reales o teóricas de productos de nuestra gama. Toda aplicación de estos datos sobre otros productos no compromete la responsabilidad de esta Sociedad.
Saint-Gobain Cristalería, S.L. Príncipe de Vergara, 132. 28002 – Madrid (España). N.I.F. B-33019241 - Inscrita en el Registro Mercantil de Madrid, Tomo 3.973, General 3.206 de la Sección 3ª del Libro de Sociedades, Folio 1, Hoja 30.695, Inscripción 1ª.

3 RESULTADOS DEL ESTUDIO.....

SGG STADIP PLANIDUR 88.4 COOL-LITE ST 150

Vidrio laminar de seguridad compuesto por dos vidrios termoendurecidos SGG STADIP PLANIDUR en sustrato incoloro, SGG PLANICLEAR de 8 mm , unidos por PVB estándar de espesor mín. 1,52 mm., con capa de control solar COOL-LITE ST 150 en cara 2, en contacto con el interlayer.

Nivel de seguridad de uso 1B1 según norma UNE EN 12600.

Canto pulido industrial CPI en todos los vidrios.

Instalación según instrucciones de proyecto, sobre calzo continuo de dureza adecuada, incluido sellado perimetral.

Esquema de fabricación del vidrio:

- Vidrio superior termoendurecido de 8 mm.

  - Interlayer PVB estándar de 1,52 mm.

- Vidrio inferior termoendurecido de 8 mm.

Prestaciones y análisis mecánico exclusivamente válido para productos CLIMALIT/STADIP de Saint-Gobain Building Glass. No válido para otros fabricantes de vidrio.

4 CRITERIOS DE CÁLCULO.....

Los límites admisibles para vidrio serán los siguientes:

Tipo de vidrio	Tratamiento	E.L.U. - Vidrio con tensión límite para cargas permanentes	E.L.S. - Deformación máxima
SGG PLANICLEAR/DIAMANT	Templado SECURIT	35,0 N/mm^2	L/300
SGG PLANICLEAR/DIAMANT	Termoendurecido PLANIDUR	20,0 N/mm^2	L/300
SGG PLANICLEAR/DIAMANT	Recocido	10,0 N/mm^2	L/300

ELU - Estado límite último / ELS - Estado límite de servicio

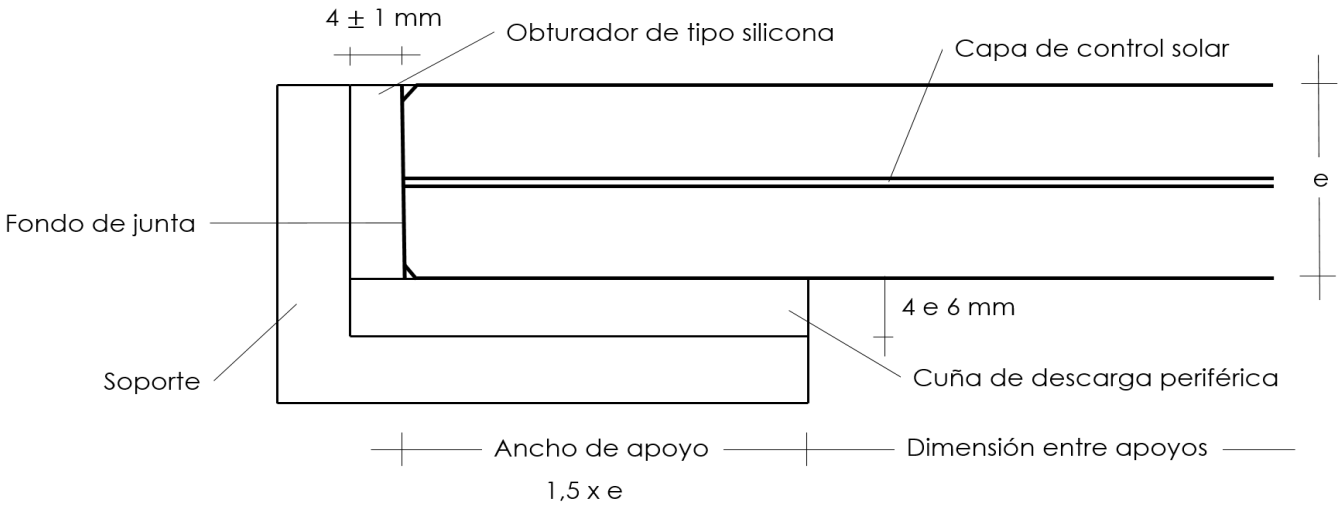
Interlayer:

- Interlayer PVB y SentryGlas, considerados a duración de 3 min de carga.

Para cualquier otro criterio de cálculo, se necesitaría definición, para rehacer el cálculo.

Los datos aportados en este informe, como resultado de los cálculos realizados, son aplicables exclusivamente a los productos de Saint-Gobain Cristalería y se han obtenido, mediante procedimientos y programas informáticos desarrollados por Saint-Gobain Cristalería, a partir de la información suministrada por el peticionario. Es responsabilidad de la Dirección Facultativa, o equivalente, la validación de los mismos. Las características recogidas pueden corresponder a combinaciones reales o teóricas de productos de nuestra gama. Toda aplicación de estos datos sobre otros productos no compromete la responsabilidad de esta Sociedad.
Saint-Gobain Cristalería, S.L. Príncipe de Vergara, 132. 28002 – Madrid (España). N.I.F. B-33019241 - Inscrita en el Registro Mercantil de Madrid, Tomo 3.973, General 3.206 de la Sección 3ª del Libro de Sociedades, Folio 1, Hoja 30.695, Inscripción 1ª.

5 DETALLE: no define espesores, solo sistema constructivo.....



6 RECOMENDACIONES.....

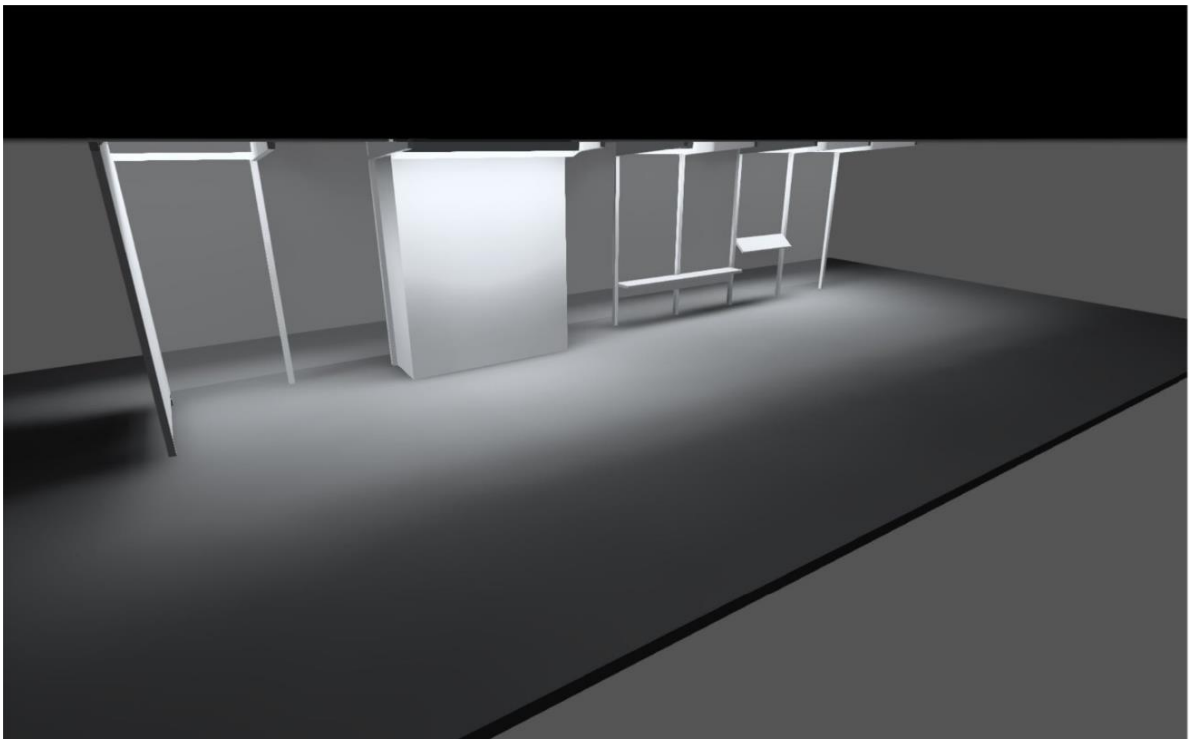
Para la instalación debe considerar los siguientes aspectos:

- No se recomienda en ningún caso aplicar cargas permanentes y puntuales sobre vidrio.

- Apoyo: el vidrio debe apoyar al menos 35 mm + holgura lateral, siempre sobre calzo.
- Calzo: sobre calzo continuo de espesor 5 mm y dureza adecuada Shore 65 - 70.
- Canto: todos los bordes deben tener canto pulido industrial, CPI.
- Vidrio superior con tratamiento superficial antideslizante, para cumplir con norma CTE DB-SUA.
- En zonas con mucha humedad puede que sea necesario un vidrio con cámara para evitar condensaciones, en el caso de separar exterior de interior (zona climatizada de no climatizada).
- Si es una zona pública exterior, debe cuidarse el sellado y drenaje para evitar contacto constante de humedad con el PVB.

Los datos aportados en este informe, como resultado de los cálculos realizados, son aplicables exclusivamente a los productos de Saint-Gobain Cristalería y se han obtenido, mediante procedimientos y programas informáticos desarrollados por Saint-Gobain Cristalería, a partir de la información suministrada por el peticionario. Es responsabilidad de la Dirección Facultativa, o equivalente, la validación de los mismos. Las características recogidas pueden corresponder a combinaciones reales o teóricas de productos de nuestra gama. Toda aplicación de estos datos sobre otros productos no compromete la responsabilidad de esta Sociedad.
Saint-Gobain Cristalería, S.L. Príncipe de Vergara, 132. 28002 – Madrid (España). N.I.F. B-33019241 - Inscrita en el Registro Mercantil de Madrid, Tomo 3.973, General 3.206 de la Sección 3ª del Libro de Sociedades, Folio 1, Hoja 30.695, Inscripción 1ª.

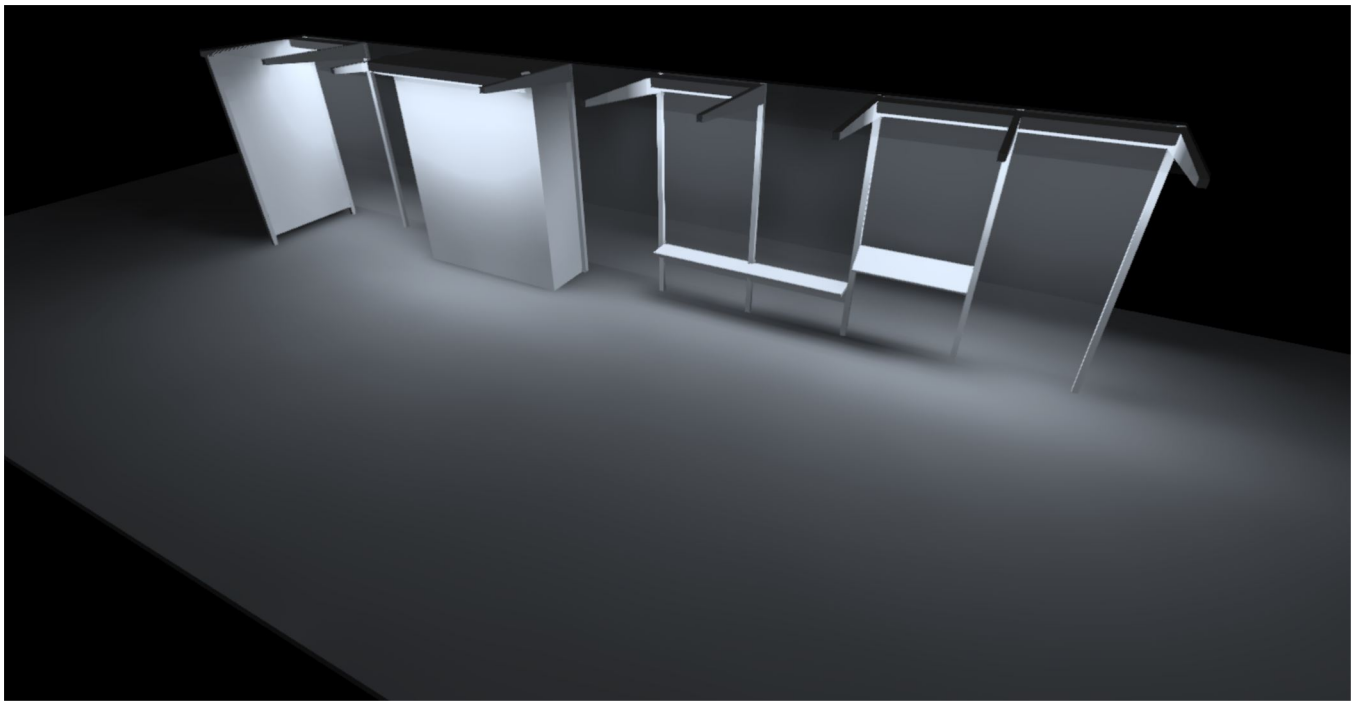
ANEXO 3. ILUMINACIÓN DE PARADAS

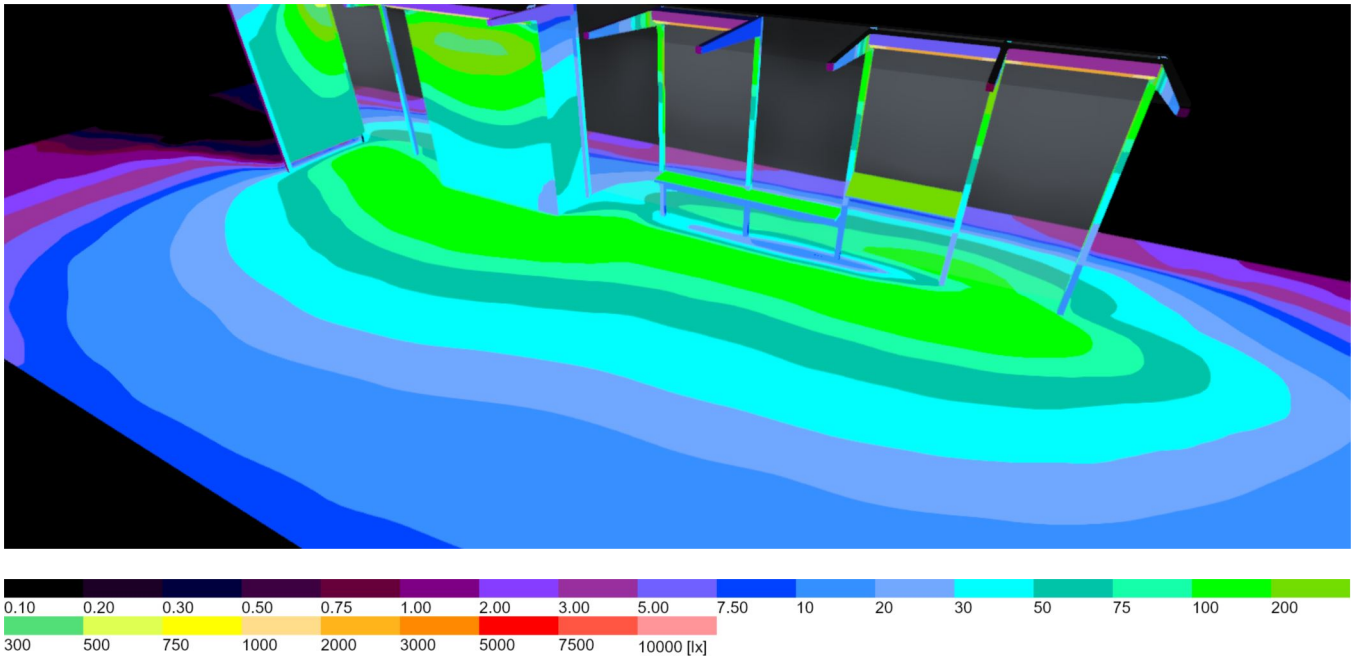


Marquesina Lateral

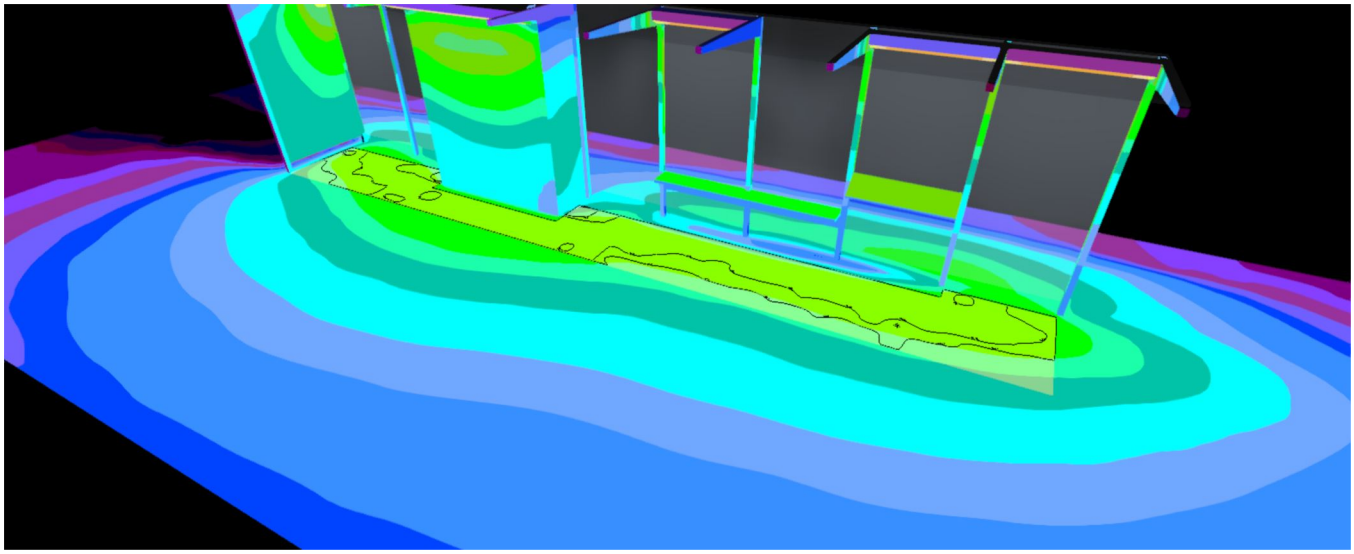
Created with DIALux

Imágenes

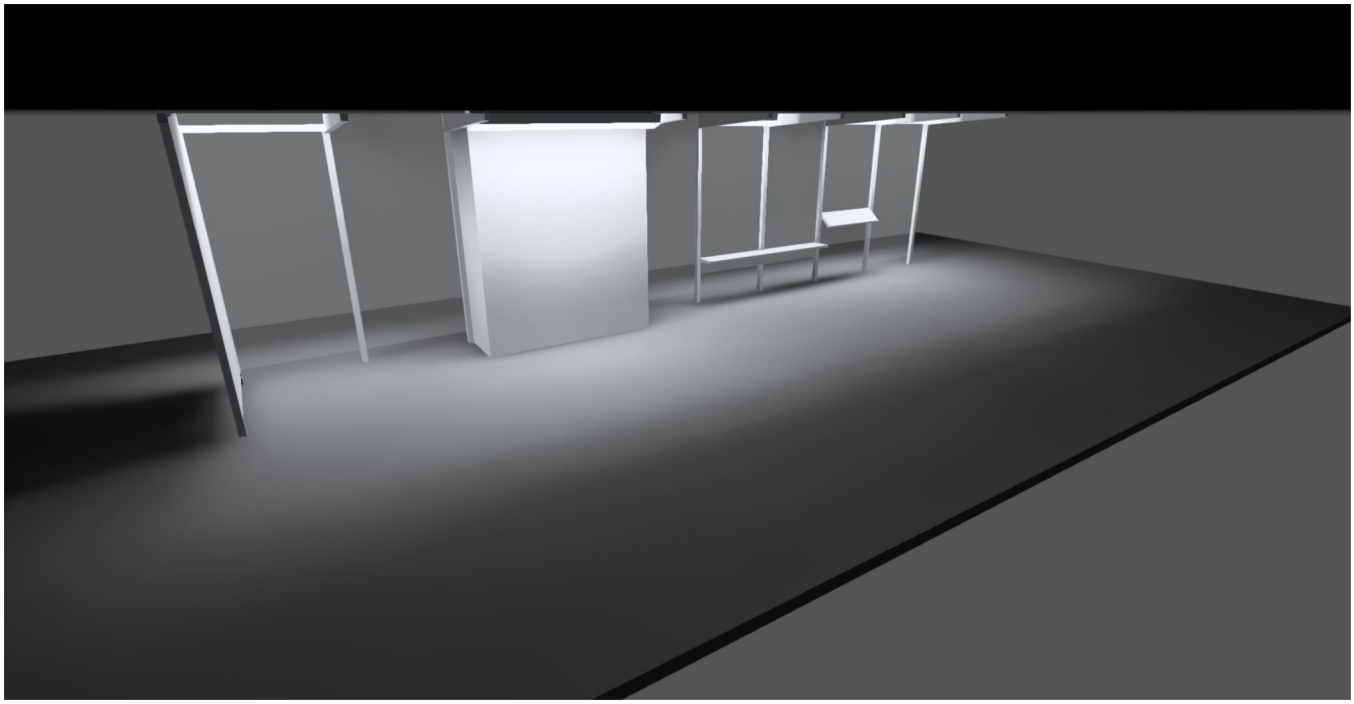



0.10
0.20
0.30
0.50
0.75
1.00
2.00
3.00
5.00
7.50
10
20
30
50
75
100
200
300
500
750
1000
2000
3000
5000
7500
10000 [lx]

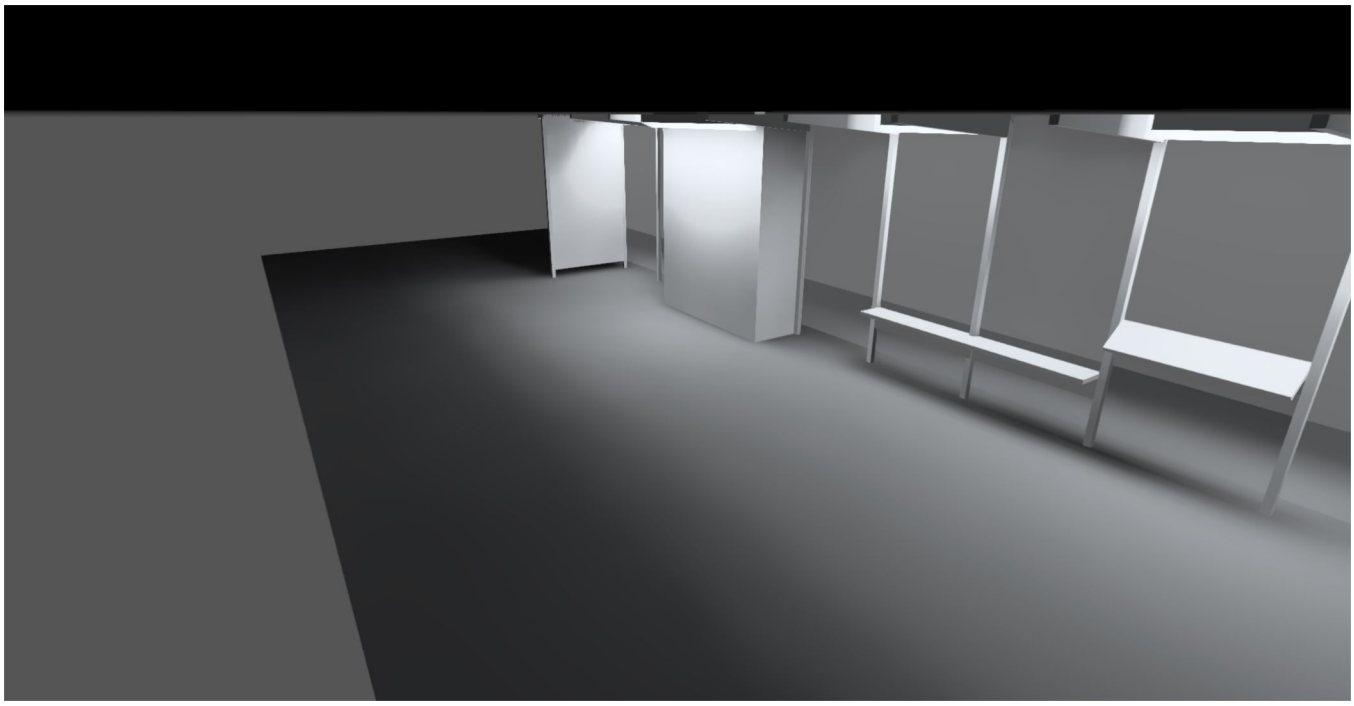
Imágenes

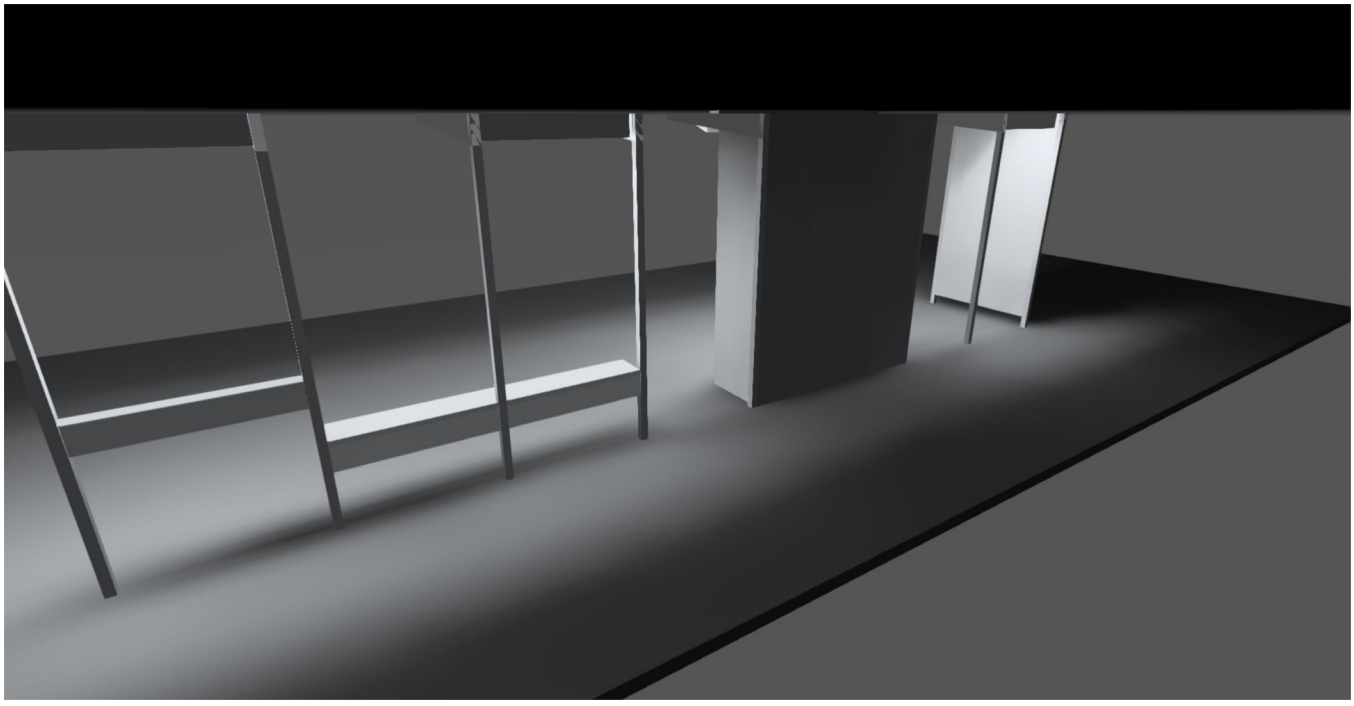



0.10
0.20
0.30
0.50
0.75
1.00
2.00
3.00
5.00
7.50
10
20
30
50
75
100
200
300
500
750
1000
2000
3000
5000
7500
10000 [lx]



Imágenes





Lista de luminarias

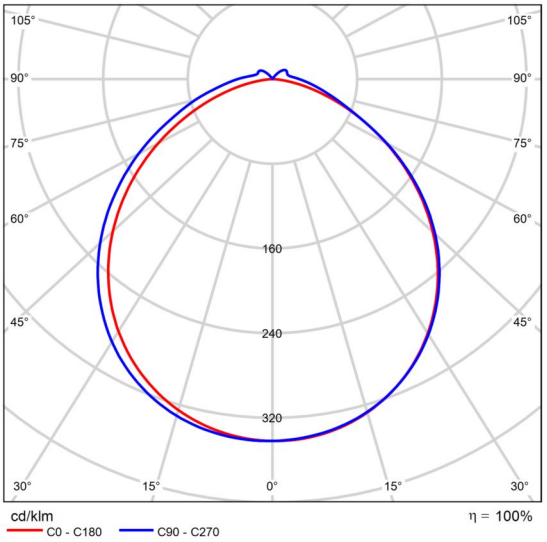
Φ_{total}	P_{total}	Rendimiento lumínico
12360 lm	103.2 W	119.8 lm/W

Uni.	Fabricante	N° de artículo	Nombre del artículo	P	Φ	Rendimiento lumínico
12	LEDVANCE	4058075705951	LS P-1000/940/5/IP67	8.6 W	1030 lm	119.7 lm/W

Ficha de producto

LEDVANCE - LS P-1000/940/5/IP67

N° de artículo	4058075705951
P	8.6 W
$\Phi_{Lámpara}$	1030 lm
$\Phi_{Luminaria}$	1030 lm
η	99.96 %
Rendimiento lumínico	119.7 lm/W
CCT	4000 K
CRI	100

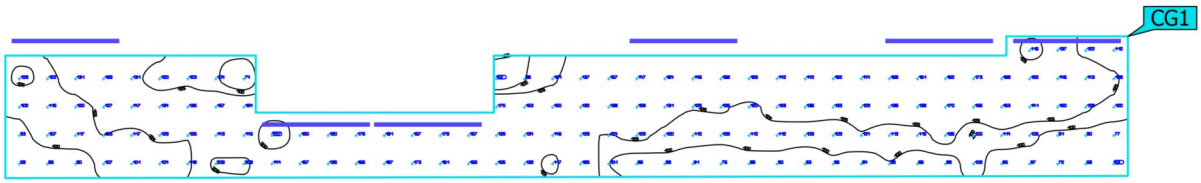


CDL polar

Terreno 1 (Escena de luz 1)

Suelo Marquesina





Propiedades	Ē	$E_{mín}$	$E_{máx}$	U_o (g_1)	g_2	Índice
Suelo Marquesina Iluminancia perpendicular Altura: 0.000 m	130 lx	63.4 lx	247 lx	0.49	0.26	CG1

Perfil de uso: Configuración DIALux predeterminada (5.1.4 Estándar (área de tránsito al aire libre))