



Centro Universitario de la Defensa en la Escuela Naval Militar

TRABAJO FIN DE GRADO

*Diseño y cálculo estructural de una nave metálica para
almacenamiento logístico en la Escuela Naval Militar*

Grado en Ingeniería Mecánica

ALUMNO: Emiliano Sánchez Velazco

DIRECTORES: Arturo González Gil

CURSO ACADÉMICO: 2025-2026

Universida_{de}Vigo



Centro Universitario de la Defensa en la Escuela Naval Militar

TRABAJO FIN DE GRADO

*Diseño y cálculo estructural de una nave metálica para
almacenamiento logístico en la Escuela Naval Militar*

Grado en Ingeniería Mecánica
Intensificación en Tecnología Naval
Cuerpo General

UniversidadeVigo

RESUMEN

El presente Trabajo Fin de Grado desarrolla el diseño y cálculo estructural de una nave metálica destinada al almacenamiento logístico en la Escuela Naval Militar de Marín, como respuesta a la necesidad de sustituir una infraestructura existente y adecuarla a las exigencias funcionales, técnicas y operativas actuales. El objetivo principal consiste en definir de forma completa la solución proyectada, integrando memoria, planos, pliego de condiciones y presupuesto bajo criterios de seguridad, funcionalidad, viabilidad constructiva, racionalidad económica y rigor normativo. La metodología seguida se estructura de manera secuencial e iterativa, partiendo del análisis del emplazamiento, de los condicionantes de uso y de las alternativas de implantación, para continuar con la concepción geométrica y resistente de la nave, la determinación de acciones, el dimensionamiento de la estructura principal y secundaria, el diseño de la cimentación y la definición de la envolvente y de los elementos complementarios. El cálculo estructural se desarrolla principalmente de forma manual, complementado con verificaciones mediante herramientas informáticas de apoyo. Asimismo, se contempla la posible incorporación de una instalación fotovoltaica en cubierta, considerando tanto la carga adicional asociada como el potencial energético de la superficie disponible. El resultado es una propuesta técnica completa, coherente, viable y sólidamente fundamentada.

PALABRAS CLAVE

Nave industrial, Estructura metálica, Diseño estructural, Logística militar, Sostenibilidad

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría dedicar unas palabras a los que me han empujado en este viaje, que empezó un lejano julio de hace ya 22 años.

En primer lugar a mi tutor, Arturo, por confiar en mi propuesta y desde la primera conversación hasta el final saber transmitir seguridad e impulso para construir este proyecto.

Mi hermano Fonsi, que me ha ayudado a descubrirme a mí mismo en la recta final en la Escuela Naval Militar, y el cual es una vértebra más de mí, y, por tanto, de esta creación. Ha sido la semilla de cambios drásticos en los últimos meses en mi vida, los cuales no han hecho más que llevarme a buen puerto y buenas decisiones.

Y los cimientos, de igual manera que en una nave sostienen la estructura; mi padres, que desde que tengo uso de razón han remado para que recibiese la mejor formación posible, muchas veces a costa de sendos sacrificios. Sin ellos, esto no hubiese sido posible de ninguna manera. De alguna manera también ellos están presentes en este proyecto, dibujando la estela a seguir.

Y finalmente, pero no menos importante, a la Escuela Naval Militar en su conjunto. Aquellos amigos que estuvieron en los momentos duros, aquellos profesores que transmitían pasión en sus lecturas y a la Armada por darme la oportunidad de que la mar sea mi oficina.

Por todo ello, y a todos ellos, gracias.

CONTENIDO

Contenido	4
Índice de Figuras	9
Índice de Tablas.....	12
Índice de Acrónimos	13
1 Introducción y objetivos	16
1.1 Introducción	16
1.2 Objetivos	17
1.3 Metodología aplicada.....	19
1.4 Estructura y alcance del trabajo	19
2 Estado del arte	21
2.1 Normativa aplicable	21
2.2 Generalidades de las naves industriales	23
2.2.1 Visión general	23
2.2.2 Evolución histórica de la nave metálica	25
2.2.3 Avances técnicos y constructivos	25
2.2.4 Sistemas estructurales de naves metálicas: tipologías, uniones y arriostramientos.....	26
2.2.5 Metodologías de cálculo, modelado y optimización	27
2.2.6 Integración de envolvente, energía fotovoltaica y durabilidad.....	27
3 Definición y desarrollo de la solución adoptada	29
3.1 Requisitos de diseño y filosofía de la solución adoptada.....	29
3.1.1 Condición de emplazamiento	30
3.1.2 Dimensiones de la parcela y la nave industrial.....	32
3.1.3 Criterios generales de diseño, fabricación y montaje	32
3.2 Descripción general.....	33
3.3 Procedimiento de cálculo y dimensionado.....	35
3.3.1 Acción del viento y carga de nieve	36
3.3.2 Sobrecarga por impacto de vehículos	36
3.3.3 Consideración de la dilatación estructural	37
3.3.4 Acciones sísmicas	37
3.3.5 Cerramiento de cubierta de chapa grecada	37
3.3.6 Placas solares	38
3.3.7 Verificaciones de cubierta: carga concentrada, succión de viento y fijaciones.....	39
4 Memoria descriptiva.....	41

4.1 La estructura.....	41
4.1.1 Pórtico genérico	41
4.1.2 Cerramiento hastial cerrado y abierto	43
4.1.3 Celosía horizontal del pórtico hastial de entrada	44
4.1.4 Nudos de cumbrera y del pilar con el cabio	44
4.1.5 Placas de anclajes de los pilares (hastiales, interiores y central)	45
4.2 Arriostramientos.....	46
4.2.1 Barras para el arriostramiento en la cubierta	48
4.2.2 Barras horizontales laterales del pórtico de entrada	48
4.2.3 Barras cruzadas laterales del pórtico hastial abierto y cerrado	48
4.3 Cubierta.....	49
4.3.1 Correas de cubierta	51
4.3.2 Canales y bajantes.....	51
4.4 Fachada	52
4.4.1 Correas laterales.....	53
4.4.2 Tirantillas de fachada y correas superiores.....	54
4.4.3 Lucernarios	54
4.4.4 Murete perimetral	54
4.5 Solera	55
4.6 Cimentación	56
4.6.1 Zapatas	59
4.7 Acceso.....	59
4.8 Integración de la instalación FV	60
4.9 Mantenimiento	61
4.9.1 Programa de revisión de la estructura y uniones	62
4.9.2 Operaciones de mantenimiento programadas	62
4.10 Incidencia ambiental de la actividad	62
4.11 Maquinaria y medios auxiliares previstos.....	63
4.12 Seguridad en caso de incendio	63
4.12.1 Pintura.....	64
5 Pliego de condiciones	65
5.1 Ejecución de obra según Pliego de Condiciones	65
5.2 Metodología de trazabilidad.....	65
5.3 Marco normativo español aplicable y actualización de la guía.....	66
5.4 Informe analítico de consistencia entre Memoria, Guía y normativa	66

5.5 Condiciones generales.....	67
5.6 Prescripciones técnicas	68
5.7 Control de calidad, ensayos y criterios de aceptación.....	69
6 Presupuesto.....	71
7 Conclusiones y líneas futuras	74
7.1 Conclusiones	74
7.2 Líneas futuras	75
7.3 Corolario	76
8 Bibliografía.....	77
Anexo I: Memoria de cálculo	83
A1.1 Acción del viento	83
A1.1.1 Cálculo originado por acción del viento transversal sobre la fachada.....	89
A1.1.2 Cálculo originado por acción del viento longitudinal en la cubierta	90
A1.1.3 Cálculo originado por acción del viento transversal en la cubierta	91
A1.2 Carga de nieve.....	92
A1.3 Cálculo del cerramiento de cubierta.....	94
A1.3.1 Cubierta.....	94
A1.3.2 Aislante	95
A1.3.3 Placa solar	96
A1.4 Valores de sobrecarga	100
A1.4.1 Carga concentrada.....	100
A1.4.2 Cálculo alternativo del momento genérico de la cubierta (dato fabricante)	101
A1.5 Cálculo de correas de cubierta	102
A1.6 Cálculo de deformaciones	105
A1.7 Cálculo del pórtico	106
A1.7.1 Momento en los empotramientos.....	106
A1.7.2 Momento en los hombros	106
A1.7.3 Momento en el cumbrero	106
A1.7.4 Momento en los empotramientos.....	106
A1.8 Cálculo del dintel	106
A1.9 Cálculo del pilar	107
A1.10 Cálculo de las placas de anclaje	109
A1.10.1 Placas de los pórticos interiores.....	109
A1.10.2 Cálculo de la tensión de tracción del tornillo (pórtico interior).....	110
A1.10.3 Cálculo de la tensión de compresión del hormigón (pórtico interior)	110

A1.10.4 Placas de los pórticos hastiales	110
A1.10.5 Cálculo de la tensión de tracción del tornillo (pórtico hastial)	111
A1.10.6 Cálculo de la tensión de compresión del hormigón (pórtico hastial)	111
A1.10.7 Placa común de los dos pórticos centrales	111
A1.10.8 Cálculo de la tensión de tracción del tornillo (placa central).....	112
A1.10.9 Cálculo de la tensión de compresión del hormigón	112
A1.11 Cálculo de los nudos	112
A1.11.1 Cálculo del nudo pilar – cabio	112
A1.11.2 Cálculo del nudo en la cumbrera	113
A1.12 Cálculo de los cerramientos	114
A1.12.1 Cálculo del cerramiento hastial cerrado.....	114
A1.12.2 Cálculo del cerramiento hastial abierto	115
A1.13 Cálculo de la celosía horizontal del pórtico hastial de entrada	117
A1.14 Cálculo de los esfuerzos para el arriostramiento de cubierta	118
A1.14.1 Hipótesis 1: barlovento sobre piñón cerrado: con puerta abierta / cerrada.....	118
A1.14.2 Hipótesis 2: barlovento sobre piñón abierto: con puerta abierta / cerrada.....	119
A1.15 Imperfecciones de estabilidad de los pórticos para el arriostramiento de cubierta	119
A1.16 Cálculo de barras horizontales lateral del pórtico de entrada (solución A)	121
A1.17 Cálculo de barras horizontales lateral del pórtico de entrada (solución B).....	123
A1.18 Cálculo de las barras cruzadas lateral del pórtico (hastial abierto)	124
A1.19 Cálculo de las barras cruzadas laterales del pórtico (hastial cerrado).....	125
A1.20 Cálculo de correas laterales.....	125
A1.21 Cálculo de tirantillas	126
A1.22 Cálculo de las correas superiores de fachada con carga de tirantillas.....	127
A1.23 Cálculo de zapatas	128
A1.24 Cálculo justificativo del muro	128
A1.25 Separación entre pórticos intermedios	129
Anexo II: Estudio geotécnico	131
A2.1 Objeto y alcance del estudio	131
A2.2 Campaña de investigación geotécnica	131
A2.3 Marco geológico regional y sismicidad	131
A2.4 Estratigrafía geotécnica deducida (perfil tipo).....	131
A2.5 Resultados geotécnicos relevantes (interpretación práctica)	132
A2.6 Exposición ambiental y agresividad del terreno	132
A2.7 Implicaciones para cimentación (criterio general del estudio)	132

Anexo III: Estudio de seguridad y salud	133
A3.1 Resumen ejecutivo	133
A3.2 Alcance preventivo del ESS.....	133
A3.3 Supuestos adoptados	133
A3.4 Identificación del puesto y descripción de tareas.....	134
A3.4.1 Desglose preventivo de tareas (WBS)	134
A3.4.2 Identificación del puesto y actividad	134
A3.5 Evaluación sistemática de riesgos por tarea.....	134
A3.5.1 Método de evaluación (matriz semicuantitativa).....	134
A3.5.2 Tabla comparativa de riesgos y medidas por tarea (inherente vs. residual)	135
A3.6 Medidas preventivas y de control	136
A3.6.1 Jerarquía preventiva (criterio de selección de medidas)	136
A3.6.2 Medidas colectivas esenciales (por bloques operativos)	136
A3.6.3 EPIs (mínimos y específicos) y criterios de uso	137
A3.6.4 Señalización y balizamiento	138
A3.7 Plan de emergencia, evacuación y primeros auxilios.....	138
A3.7.1 Criterios normativos y organización de emergencias	138
A3.7.2 Escenarios de emergencia considerados (mínimos)	139
A3.7.3 Medios materiales y dotaciones mínimas	139
A3.8 Implantación y gestión preventiva	140
A3.8.1 Coordinación de actividades empresariales (CAE) y documentación mínima.....	140
A3.8.2 Plan de formación preventiva (por perfiles y tareas).....	140
A3.8.3 Vigilancia de la salud (criterio y alcance).....	140
A3.8.4 Cronograma de implantación en obra	140
A3.9 Mediciones y valoración económica de la implantación preventiva	141
Anexo IV: Justificación básica de protección contra incendios	142
Anexo V: Estudio básico de gestión de residuos	144
Anexo VI: Implicaciones Sociales, Económicas y Ambientales.....	145
Anexo VII: Reflexiones Éticas y Sociales	147
Anexo VIII: Planos.....	148

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Actual nave ubicada en la Escuela Naval Militar	16
Figura 2-1 Esquema de la normativa aplicable al proyecto.....	22
Figura 3-1 Referencia catastral. (Fuente: Sede Electrónica del Catastro)	30
Figura 3-2 Emplazamiento en la Escuela Naval Militar.....	31
Figura 3-3 Vista 3D esquemática de la estructura con ocultación parcial de correas.	35
Figura 3-4 Representación del panel tipo "sandwich". (Fuente: INCOPERFIL).....	38
Figura 3-5 Tornillería y conectadores usados por el fabricante para montaje de la cubierta. (Fuente: INCOPERFIL).....	39
Figura 3-6 Patrón de fijación del panel a correas (intermedias, cumbrera y canal) y solapes. (Fuente: INCOPERFIL).....	40
Figura 3-7 Detalle de unión en zona central. (Fuente: INCOPERFIL)	40
Figura 4-1 Diagrama de momentos flectores obtenido mediante CYPE.....	42
Figura 4-2 Diagrama de esfuerzos cortantes obtenido mediante CYPE.....	42
Figura 4-3 Diagrama de esfuerzos axiales obtenido mediante CYPE.....	43
Figura 4-4 Pórtico tipo.....	43
Figura 4-5 Pórtico hastial cerrado.....	44
Figura 4-6 Detalle del nudo de la cumbrera.	45
Figura 4-7 Detalle del hombro del pórtico.	45
Figura 4-8 Placas de anclaje de los pórticos.....	46
Figura 4-9 Placas de anclaje de los pilarillos y detalle de anclaje de perno genérico.	46
Figura 4-10 Arriostramiento de cubierta.	47
Figura 4-11 Arriostramiento de fachada.....	48
Figura 4-12 Esquema ilustrativo de la disposición de la cubierta.	50
Figura 4-13 Vista en planta de la cubierta.	50
Figura 4-14 Diámetro de canalón para régimen pluviométrico de 100 mm/h.....	51
Figura 4-15 Diámetro de los colectores de aguas pluviales para un régimen pluviométrico de 100 mm/h [21].....	51
Figura 4-16 Detalle de recogida de pluviales.	52
Figura 4-17 Cerramiento lateral.....	52
Figura 4-18 Cerramiento de fachada a modo ilustrativo	53
Figura 4-19 Estructura de solera.....	55

Figura 4-20 Juntas de retracción de la solera.....	56
Figura 4-21 Detalle de encuentro zapata y solera.....	57
Figura 4-22 Distribución de zapatas.	58
Figura 4-23 Vista 3D de la estructura con zapatas y vigas de atado.	58
Figura 4-24 Vista en planta de la celosía horizontal del pórtico de acceso.	59
Figura 4-25 Vista de la celosía vertical del pórtico de acceso.....	60
Figura 4-26 Piñón hastial de acceso.	60
Figura A1-1 Valor básico de la velocidad del viento.	83
Figura A1-2 Valores del coeficiente de exposición.....	84
Figura A1-3 Coeficientes de presión interior.	84
Figura A1-4 Tabla con coeficientes para paramentos verticales.	85
Figura A1-5 Tabla con coeficientes para cubiertas a dos aguas con viento entre -45° y 45°.	86
Figura A1-6 Tabla con coeficientes para cubiertas a dos aguas con viento entre 45° y 135°.....	87
Figura A1-7: Nave vista en perspectiva acorde a la hipótesis de viento de estudio.	88
Figura A1-8: Nave vista en perspectiva acorde a la hipótesis de viento de estudio.	89
Figura A1-9: Nave vista en perspectiva acorde a la hipótesis de viento de estudio.	90
Figura A1-10: Nave vista en perspectiva acorde a la hipótesis de viento de estudio.	91
Figura A1-11: Mapa de España con zonas climáticas de invierno.	92
Figura A1-12 Valores de sobrecarga de nieve para zona de clima invernal.	93
Figura A1-13 Datos sobre el perfil de cubierta INCO 70.4. (Fuente: INCOPERFIL).....	94
Figura A1-14 Ficha técnica del fieltro de lana de roca. (Fuente: Rockwool).....	95
Figura A1-15 Datos técnicos del sistema de anclaje placa-cubierta. (Fuente: K2 Systems).....	96
Figura A1-16 Ficha técnica de la placa solar seleccionada A-550M. (Fuente: Atersa)	96
Figura A1-17 producción estimada del sistema FV con azimut -30°. (Fuente: PVGIS-5).....	97
Figura A1-18 : producción estimada del sistema FV con azimut 150°. (Fuente: PVGIS-5)	98
Figura A1-19 Distintos tipos de sección solicitadas por momentos flectores.	100
Figura A1-20 Tabla con coeficientes parciales de seguridad para las acciones.	100
Figura A1-21 Cálculo de la chapa grecada según DA-V.	102
Figura A1-22 Ilustración con simbología acorde a prontuario de Ensidesa. (Fuente: Ensidesa)	106
Figura A1-23 Tabla de longitud de pandeo de barras canónicas.....	107
Figura A1-24 Tabla para definir la curva de pandeo en función de la sección transversal.	109

Figura A1-25 Gráfica para obtención del coeficiente de pandeo.	109
Figura A1-26 Acciones equivalentes a las imperfecciones iniciales.	119
Figura A1-27 Flecha inicial de los elementos a estabilizar.	120
Figura A1-28 Ficha técnica de la chapa de fachada. (Fuente: INCOPERFIL)	126
Figura A3-1 Responsabilidades en obra según RD 1627/1997.	139
Figura A3-2 Procedimiento de actuación y evacuación.	139
Figura A3-3 Programación temporal de implantación.	141
Figura A4-1 Informe con valor del NRI. (Fuente: Ministerio de Trabajo y e Economía Social)	142

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1 Comparativa entre las determinaciones urbanísticas del planeamiento y la solución proyectada.....	32
Tabla 3-2 Tabla resumen con valores de producción energética estimados para cada faldón	39
Tabla 6-1 Partida presupuestaria	72
Tabla 6-2 Presupuesto de Ejecución Material	73
Tabla 6-3 Presupuesto final	73
Tabla A3-1 Riesgos y medidas preventivos	136
Tabla A3-2 Relación de EPI por tipo de trabajo.....	138
Tabla A3-3 Estimación económica de la implantación preventiva	141

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

BIM	Modelado de Información de la Construcción
CAE	Coordinación de Actividades Empresariales
CC	Clase de consecuencias
CE	Conformidad Europea
CTE	Código Técnico de la Edificación
DB-HE	Documento Básico de Ahorro de Energía
DB-HS	Documento Básico de Salubridad
DB-SE	Documento Básico de Seguridad Estructural
DB-SE-A	Documento Básico de Seguridad Estructural para estructuras de Acero
DB-SE-AE	Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación
DB-SE-C	Documento Básico Cimientos
DB-SI	Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio
DC	Corriente continua
DN	Diámetro nominal
ELS	Estado Límite de Servicio
ELU	Estado Límite Último
EN	Norma Europea
ENM	Escuela Naval Militar
EPI	Equipo de Protección Individual
FE	Finite Element
FV	Fotovoltaica
HA	Hormigón Armado
INSST	Instituto Nacional de Seguridad y Salud en el Trabajo
ISO	International Organization for Standardization
LCSP	Ley de Contratos del Sector Público
LOE	Ley de Ordenación de la Edificación
LOTO	Lock Out/Tag Out
LPRL	Ley de Prevención de Riesgos Laborales

NCSE	Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación
PC	Categorías de producción
PEMP	Plataforma Elevadora Móvil de Personal
PXOM	Plan Xeral de Ordenación Municipal do Concello de Marín
RD	Real Decreto
RSCIEI	Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales
SC	Categorías de uso/servicio
SDS	Safety Data Sheet
UNE	Una Norma Española
WBS	Work Breakdown Structure

*Para que una tecnología tenga éxito,
la realidad debe prevalecer sobre las
relaciones públicas, porque a la
naturaleza no se la puede engañar –*
Richard P. Feynman

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 Introducción

La Escuela Naval Militar constituye, desde hace más de tres siglos, una institución esencial en la formación de los oficiales de la Armada Española. A lo largo de su trayectoria, ha experimentado una evolución constante, adaptándose a las transformaciones propias de la enseñanza militar, a la modernización progresiva de los medios empleados y al crecimiento continuado de las actividades desarrolladas en su recinto. Esta evolución no solo se manifiesta en su dimensión académica y operativa, sino también en la necesidad de disponer de infraestructuras capaces de responder, de manera eficaz y ordenada, a las exigencias que impone su funcionamiento diario.

Con el paso de los años, el aumento del personal, la diversificación de los cometidos asignados y la intensificación de las necesidades logísticas han puesto de relieve la importancia de actualizar y adecuar determinados espacios de apoyo. En este sentido, algunas de las instalaciones actualmente existentes fueron concebidas para unas condiciones de uso, unos medios materiales y unas demandas funcionales sensiblemente distintas de las actuales. Tal es el caso de la nave objeto de este trabajo, cuya antigüedad se aproxima ya al medio siglo y cuya configuración responde a un contexto técnico y operativo diferente del presente. Dicha instalación, conocida habitualmente en el ámbito de la Escuela Naval Militar como “Factoría”, corresponde a una nave de cerramiento simple de chapa destinada fundamentalmente al almacenamiento de material de aprovisionamiento para la ENM (ver Figura 1-1).

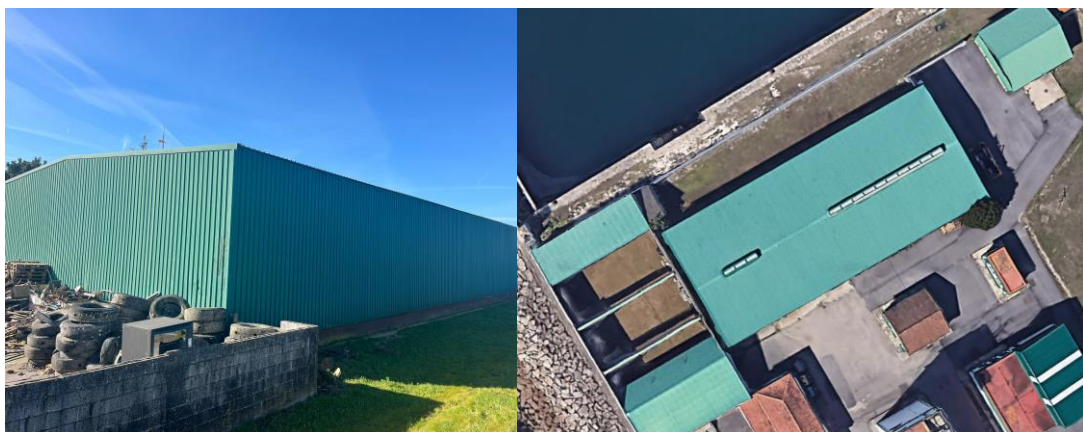


Figura 1-1 Actual nave ubicada en la Escuela Naval Militar

Esta circunstancia pone de manifiesto la conveniencia de replantear este tipo de infraestructura desde una perspectiva contemporánea, capaz de atender con mayor eficacia las necesidades actuales y previsibles de la Escuela. No se trata únicamente de sustituir o renovar un espacio físico, sino de dar respuesta a una demanda real derivada del crecimiento y de la evolución de la institución. Surge así la necesidad de plantear una nueva nave concebida como una solución funcional, ordenada y duradera, integrada en el entorno de la Escuela Naval Militar y alineada con las exigencias propias de su actividad, que sustituya a la mencionada.

A ello se añade una consideración de alcance más amplio: la progresiva adaptación de determinadas instalaciones militares a nuevos escenarios estratégicos y operativos. En el caso de Marín, recientes actuaciones previstas sobre la dársena y los muelles de la Escuela apuntan a una modernización de sus capacidades vinculada a requerimientos de interoperabilidad y adaptación al entorno OTAN. En este sentido, aunque el presente trabajo se circunscribe a una necesidad concreta de carácter logístico, su planteamiento puede entenderse también en relación con una visión de futuro en la que la mejora de las infraestructuras contribuya a reforzar la preparación, la funcionalidad y la capacidad de respuesta de la institución ante posibles nuevas exigencias estratégicas.

En este contexto se sitúa el presente trabajo, centrado en el desarrollo de una propuesta de nave destinada a uso logístico, entendida no solo como un ejercicio de diseño técnico, sino también como una respuesta coherente a una necesidad concreta de la institución. De este modo, el proyecto se vincula directamente con la mejora de la capacidad operativa y organizativa de la ENM, contribuyendo a la adecuación de sus infraestructuras al momento actual y a sus previsibles necesidades futuras.

En último término, la filosofía que subyace al presente proyecto puede sintetizarse en la idea de que toda solución técnica debe responder con honestidad a la realidad física, funcional y constructiva a la que se enfrenta. En este sentido, resulta especialmente acertada la reflexión de Richard P. Feynman al afirmar que “para que una tecnología tenga éxito, la realidad debe prevalecer sobre las relaciones públicas, porque a la naturaleza no se la puede engañar”. Esta consideración resume con precisión el enfoque adoptado en el desarrollo del trabajo, en el que cada decisión de diseño se fundamenta en criterios de necesidad real, comportamiento estructural, viabilidad constructiva y adecuación al uso previsto.

1.2 Objetivos

El objetivo principal del presente trabajo es el desarrollo técnico completo del proyecto de una nave metálica industrial destinada a uso logístico dentro del entorno de la Escuela Naval Militar de Marín, que sustituya a la nave actual, abordando tanto el diseño estructural como la definición constructiva de los distintos elementos que componen la edificación. Asimismo, el proyecto se articula conforme a los cuatro pilares fundamentales que configuran su desarrollo documental: memoria, planos, pliego de condiciones y presupuesto. Todo ello se plantea de manera coherente y ordenada, atendiendo en cada una de sus fases a los requerimientos técnicos y a las disposiciones normativas de aplicación, con el fin de garantizar una solución viable, rigurosa y adecuadamente fundamentada.

Para alcanzar este objetivo general se plantean una serie de objetivos específicos que estructuran el desarrollo del proyecto y orientan el análisis realizado:

1. En primer lugar, se pretende definir las características generales de la nave industrial, estableciendo sus dimensiones principales, su configuración estructural y los criterios funcionales que condicionan su diseño. Este proceso implica analizar las necesidades logísticas asociadas a la instalación, así como los requerimientos de espacio, accesibilidad y capacidad de almacenamiento que debe satisfacer la nave.
2. En segundo lugar, se buscará determinar las acciones que actúan sobre la estructura de acuerdo con lo establecido en la normativa vigente. Estas acciones incluyen el peso propio de los elementos estructurales, las sobrecargas de uso asociadas a la actividad logística, las

acciones climáticas (principalmente el viento) y otras posibles cargas derivadas de las instalaciones previstas en el edificio. El correcto establecimiento de estas acciones constituye un paso fundamental para garantizar la seguridad estructural del proyecto.

3. Otro de los objetivos fundamentales consistirá en el dimensionamiento de la estructura metálica principal de la nave. Para ello se analizarán los esfuerzos que actúan sobre los distintos elementos estructurales, tales como pilares, vigas de cubierta y sistemas de arriostramiento, verificando su resistencia frente a los estados límite establecidos por la normativa. El proceso de dimensionamiento busca optimizar la elección de perfiles estructurales de manera que se garantice la seguridad estructural manteniendo al mismo tiempo una solución económicamente eficiente.
4. Asimismo, el proyecto contempla el diseño de los elementos secundarios que completan el sistema estructural, incluyendo correas de cubierta, elementos de arriostramiento y sistemas de transmisión de cargas hacia la cimentación. Estos elementos desempeñan un papel esencial en la estabilidad global de la estructura y en la correcta distribución de los esfuerzos.
5. Otro objetivo relevante del trabajo se concretará en el diseño de la cimentación que permite transmitir las cargas de la estructura al terreno. Este proceso implica analizar las cargas transmitidas por los pilares y definir soluciones de cimentación adecuadas, como zapatas aisladas o sistemas de vigas de atado, que garanticen la estabilidad del conjunto frente a fenómenos como el vuelco o el deslizamiento.
6. Adicionalmente, el proyecto pretende definir los elementos constructivos que configuran la envolvente del edificio, incluyendo cerramientos, cubierta y elementos de iluminación natural. Estos componentes deben garantizar la protección frente a las condiciones ambientales exteriores, asegurar la estanqueidad del edificio y proporcionar condiciones adecuadas de iluminación y ventilación en el interior de la nave.
7. Igualmente, otro objetivo será la elaboración del conjunto de planos necesarios para definir con precisión la solución proyectada. A través de esta documentación gráfica se representarán la geometría, disposición y características fundamentales de la nave, así como de sus principales elementos constructivos y estructurales, permitiendo una definición clara y completa de la actuación propuesta.
8. Del mismo modo, otro de los objetivos consistirá en la elaboración del presupuesto del proyecto, a partir de las mediciones derivadas del diseño desarrollado y de precios realistas representativos del mercado actual.
9. Formará parte también como objetivo la justificación de las condiciones de seguridad en caso de incendio de la nave proyectada, mediante el análisis de su sectorización, evacuación, dotación de medios de protección y adecuación a la normativa aplicable. Para ello, se valorarán aspectos como el nivel de riesgo intrínseco, los recorridos de evacuación, la disposición de los equipos de protección contra incendios y las condiciones generales de intervención, con el fin de garantizar un nivel de seguridad compatible con el uso logístico previsto.
10. Finalmente, se plantea como objetivo la integración de una instalación de generación eléctrica mediante energía solar fotovoltaica sobre la cubierta de la nave, considerando no solo su contribución a la mejora de la eficiencia energética del conjunto, sino también la repercusión estructural derivada de la carga adicional que incorpora. En este sentido, su implantación debe ser tenida en cuenta dentro del proceso iterativo de diseño y cálculo, al condicionar tanto la definición de la cubierta como el dimensionamiento de los elementos resistentes asociados.

En conjunto, el desarrollo de estos objetivos permite abordar el proyecto desde una perspectiva completa, integrando los distintos aspectos técnicos que intervienen en el diseño de una nave industrial. El resultado final es una propuesta de edificación que responde a criterios de seguridad, funcionalidad y eficiencia, adecuada para su implantación en el entorno de la Escuela Naval Militar.

1.3 Metodología aplicada

Para dar cumplimiento a los objetivos planteados, el presente trabajo se ha desarrollado siguiendo una metodología secuencial, estructurada en distintas fases de análisis, definición y desarrollo técnico. Este planteamiento permite abordar el proyecto de forma ordenada y coherente, justificando cada una de las decisiones adoptadas desde una perspectiva funcional, constructiva y estructural.

En una primera etapa se llevó a cabo la revisión de la documentación de partida y de los antecedentes técnicos necesarios para establecer una base sólida de trabajo, considerando tanto las características del emplazamiento como las condiciones del entorno y de la actuación prevista. Sobre esta base, se definieron los requisitos funcionales de la propiedad, atendiendo al uso logístico de la nave, a las necesidades de almacenamiento, a la operatividad del conjunto y a su adecuada inserción dentro del recinto de la Escuela Naval Militar. Del mismo modo, se valoraron las posibles alternativas de implantación, seleccionando aquella que mejor respondía a criterios de accesibilidad, funcionalidad e integración con las edificaciones existentes.

A partir de las condiciones definidas, se procedió a la concepción general de la nave, fijando su geometría, dimensiones principales, organización espacial y sistema resistente. A partir de este planteamiento inicial, el desarrollo del proyecto se abordó mediante un proceso iterativo, en el que las distintas decisiones de diseño fueron ajustándose progresivamente en función de los resultados obtenidos en cada fase de cálculo y comprobación. Posteriormente, se llevó a cabo el análisis de las acciones actuantes y el dimensionamiento de los distintos elementos estructurales, desarrollándose el cálculo principalmente de forma manual, lo que permitió justificar de manera razonada y detallada cada una de las decisiones adoptadas durante el proceso de diseño. Este enfoque se complementó con determinadas comprobaciones realizadas mediante el programa CYPE, empleado como herramienta de contraste para verificar la coherencia y validez de los resultados obtenidos. El desarrollo del proyecto se completó con la definición constructiva de la envolvente y de los elementos complementarios de la edificación. Todo ello se ha abordado con el propósito de alcanzar una solución técnicamente rigurosa, viable desde el punto de vista constructivo y adecuada a las necesidades reales de la instalación.

Finalmente, el conjunto del trabajo se ha ordenado conforme a la estructura documental propia de un proyecto técnico, mediante la elaboración coordinada de la memoria, los planos, el pliego de condiciones y el presupuesto. En lo relativo a la valoración económica, esta se ha realizado a partir de las mediciones obtenidas del diseño desarrollado, empleando precios realistas y representativos del mercado actual, con el fin de obtener una estimación coherente con las condiciones previsibles de ejecución. En particular, la documentación gráfica del proyecto ha sido desarrollada mediante AutoCAD, herramienta empleada para la representación precisa de la solución adoptada y de los distintos elementos constructivos y estructurales definidos. De esta manera, la metodología aplicada no se limita al cálculo de una solución estructural concreta, sino que responde a un proceso integral de análisis, diseño y definición técnica, orientado a dar respuesta de forma fundamentada a la necesidad planteada.

Reseñar que las imágenes técnicas de elaboración propia incluidas en el presente documento tienen un carácter complementario y de apoyo a la explicación del proyecto. Su desarrollo completo, con un mayor nivel de definición, detalle y precisión gráfica, puede consultarse en los planos que forman parte de la documentación del proyecto, los cuales han sido elaborados específicamente para posibilitar su correcta definición, desarrollo técnico y futura materialización constructiva (ver Anexo VIII: Planos).

1.4 Estructura y alcance del trabajo

El presente trabajo se ha desarrollado con un alcance amplio, abordando de forma integrada tanto la definición técnica de la nave proyectada como la documentación necesaria para su completa justificación y posible materialización. En este sentido, el documento no se limita al cálculo aislado de una estructura, sino que reúne de forma coordinada el análisis previo, la definición de la solución adoptada, su desarrollo

constructivo, la verificación normativa, la representación gráfica, la valoración económica y los estudios complementarios asociados a una actuación de estas características.

Tras este capítulo inicial, en el que se introducen el contexto, los objetivos y la metodología aplicada, el apartado “2 Estado del arte” recoge el mismo, incluyendo el marco normativo aplicable, una revisión general de las naves industriales y una síntesis de su evolución histórica, avances técnicos y criterios contemporáneos de cálculo, durabilidad e integración energética. A continuación, el “3 Definición y desarrollo de la solución adoptada” desarrolla la definición y justificación de la solución adoptada, exponiendo los requisitos de diseño, la filosofía general del proyecto y el procedimiento de cálculo y dimensionado seguido para las distintas acciones y elementos considerados.

El núcleo técnico principal se desarrolla en el apartado 4 dedicado a la memoria descriptiva, donde se recogen la estructura resistente de la nave, los sistemas de arriostramiento, la cubierta, la fachada, la solera, la cimentación, la integración de la instalación fotovoltaica, los criterios de mantenimiento, la incidencia ambiental de la actividad, la maquinaria prevista y las condiciones de seguridad en caso de incendio. Por su parte, el capítulo 5 contiene el pliego de condiciones, incorporando las prescripciones de ejecución, control, calidad y marco normativo de referencia, mientras que el 6 desarrolla el presupuesto del proyecto a partir de las mediciones obtenidas y de precios representativos del mercado actual. Finalmente, el apartado 7 Conclusiones y líneas futuras recoge las conclusiones, las posibles líneas futuras de desarrollo y un corolario final, completándose el documento con la bibliografía empleada.

Junto a ello, el trabajo se apoya en un conjunto extenso de anexos que permiten ampliar y justificar con detalle los distintos aspectos tratados en el cuerpo principal del documento. En particular, el Anexo I: Memoria de cálculo reúne la memoria de cálculo, donde se desarrolla de forma pormenorizada la obtención y comprobación de acciones, el cálculo de elementos estructurales, uniones, correas, cerramientos, arriostramientos, cimentación y demás verificaciones específicas. El Anexo II: Estudio geotécnico incorpora el estudio geotécnico; el Anexo III: Estudio de seguridad y salud el estudio de seguridad y salud; el Anexo IV: Justificación básica de protección contra incendios, la justificación básica de protección contra incendios; el Anexo V: Estudio básico de gestión de residuos el estudio básico de gestión de residuos; el Anexo VI: Implicaciones Sociales, Económicas y Ambientales las implicaciones sociales, económicas y ambientales; el Anexo VII: Reflexiones Éticas y Sociales las reflexiones éticas y sociales y el Anexo VIII: Planos el conjunto de planos del proyecto.

2 ESTADO DEL ARTE

2.1 Normativa aplicable

El estado del arte del presente trabajo no puede entenderse únicamente desde la perspectiva de las soluciones estructurales, constructivas o funcionales disponibles, sino también desde el marco normativo que condiciona y orienta el diseño de este tipo de infraestructuras. En proyectos de edificación industrial como el aquí desarrollado, la normativa aplicable constituye un elemento esencial, en la medida en que establece los criterios de seguridad, resistencia, ejecución, durabilidad y definición técnica que deben regir el conjunto de la propuesta.

En este sentido, el desarrollo de la nave objeto de estudio se apoya en un conjunto de disposiciones reglamentarias y documentos técnicos que configuran el marco de referencia del proyecto. Dicho marco abarca, por una parte, la regulación general de la edificación y de la seguridad estructural; por otra, las exigencias específicas relacionadas con la protección contra incendios, las instalaciones eléctricas y fotovoltaicas, la ejecución de estructuras metálicas, la durabilidad de los materiales y la documentación técnica asociada al proyecto.

Conviene señalar, además, que el marco normativo aplicable a este tipo de actuaciones no es estático, sino que se encuentra sometido a procesos de revisión, actualización y sustitución con el fin de adaptarse a nuevas exigencias técnicas, constructivas, de seguridad y de sostenibilidad. Por ello, en el desarrollo del presente trabajo se ha prestado especial atención a la vigencia de las disposiciones empleadas, priorizando en todo momento aquellas referencias normativas actualmente aplicables y reconduciendo, cuando ha sido necesario, criterios tradicionalmente asociados a reglamentaciones anteriores hacia su equivalente vigente. Esta actualización del marco de referencia no solo refuerza el rigor técnico del proyecto, sino que permite situarlo en consonancia con las condiciones reales de diseño y definición exigibles en la práctica profesional actual.

A partir de esta clasificación general, puede señalarse que la normativa utilizada se estructura en varios bloques principales. En primer lugar, se sitúan las disposiciones de carácter general, que proporcionan el marco básico de la edificación y de la organización documental del proyecto. En segundo lugar, adquiere especial relevancia la normativa estructural, al tratarse de un trabajo centrado en el diseño y cálculo de una nave metálica, siendo este bloque el que fundamenta la definición resistente del sistema portante, la consideración de acciones y el dimensionamiento de los distintos elementos estructurales.

Junto a ello, la seguridad en caso de incendio constituye otro de los ámbitos normativos de referencia, dada la naturaleza industrial de la edificación y la necesidad de garantizar unas condiciones adecuadas de protección y respuesta ante situaciones de emergencia. De forma complementaria, la

instalación eléctrica y la incorporación del sistema fotovoltaico exigen la consideración de la reglamentación específica correspondiente, en cuanto a condiciones de diseño, seguridad y explotación.

Es reseñable que la ejecución material de la estructura metálica y la calidad final del conjunto requieren atender a normas específicas relativas a fabricación, montaje, control y marcado de los componentes. A ello se suma la necesidad de contemplar criterios de durabilidad y protección frente a la corrosión, especialmente relevantes en una estructura metálica implantada en un entorno con exigencias de conservación y mantenimiento a largo plazo. Finalmente, el conjunto se completa con normativa complementaria vinculada a la documentación del proyecto, al pliego de condiciones y al marco general de actuación propio de una intervención de carácter técnico en una institución pública.

De esta manera, la normativa aplicable no debe interpretarse como un listado accesorio incorporado al final del proceso, sino como una base transversal que condiciona y respalda las decisiones adoptadas a lo largo de todo el desarrollo del trabajo. Su consideración dentro del estado del arte resulta, por tanto, necesaria para comprender el marco real en el que se inscribe la propuesta proyectada y para situar el proyecto dentro de unas condiciones de diseño técnica y académicamente fundamentadas.

Con objeto de ofrecer una visión sintética y ordenada de este cuerpo normativo, la figura siguiente recoge un esquema general de la normativa considerada, agrupada en función de su ámbito de aplicación dentro del trabajo (ver Figura 2-1).

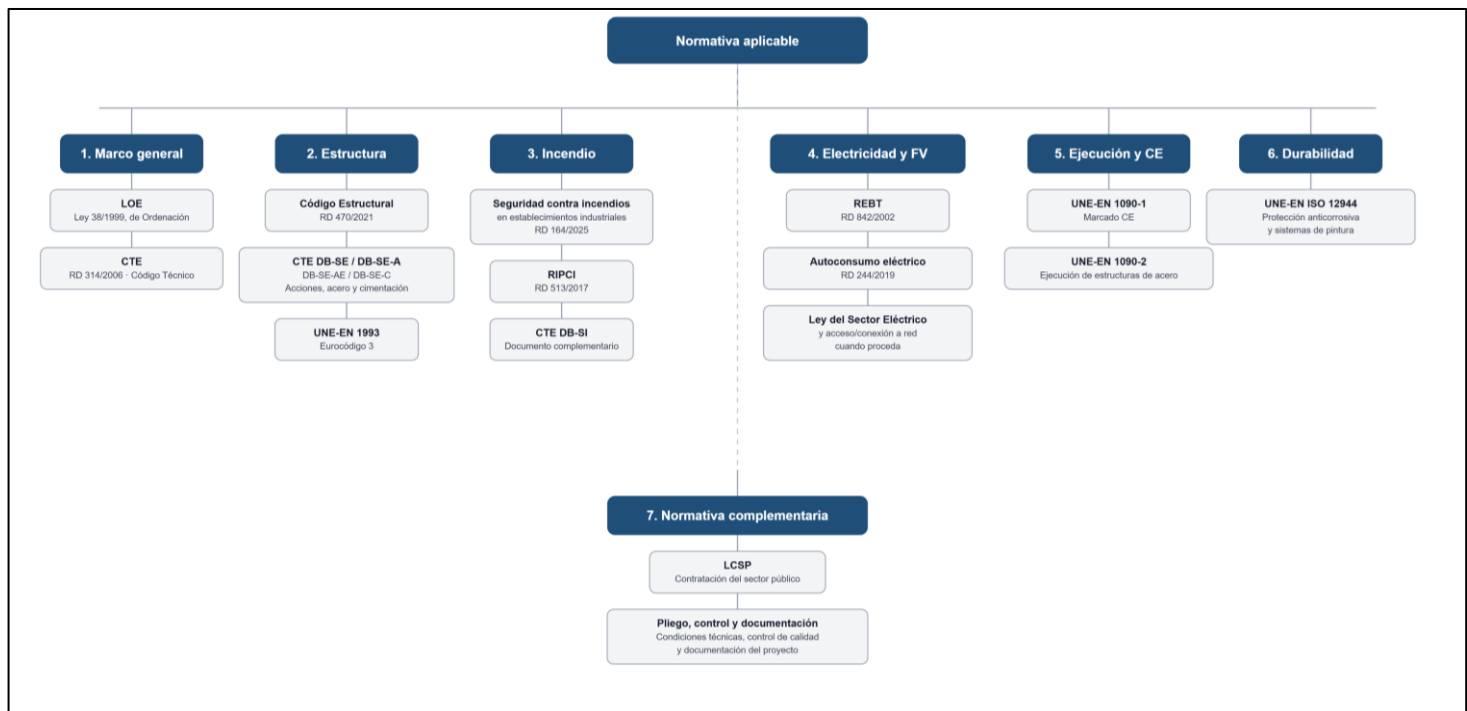


Figura 2-1 Esquema de la normativa aplicable al proyecto.

El marco normativo condiciona de forma determinante el diseño y cálculos en naves industriales, porque define tanto el “qué comprobar” (estados límite últimos y de servicio, robustez, durabilidad, incendio) como el “cómo” (acciones, combinaciones, coeficientes parciales, documentación). En España, el marco general para edificación se articula a través del Código Técnico de la Edificación (CTE), aprobado por Real Decreto 314/2006, con modificaciones posteriores [1]. En particular, el DB-SE (Documento Básico de Seguridad Estructural) fija criterios generales de seguridad estructural, incluyendo la lógica prestacional y el marco de vida útil; p. ej., contempla como periodo de servicio típico 50 años a falta de indicaciones específicas [2].

Para acciones, el DB-SE-AE “Acciones en la edificación” sistematiza acciones permanentes, variables y accidentales (viento, térmicas, nieve, impacto, etc.)[3]. Este punto es central en naves logísticas porque varias acciones dominantes son de carácter ambiental (viento y nieve) y de operación

(sobrecargas y acciones accidentales por impacto). El proyecto de referencia refleja explícitamente esta realidad al justificar, por ejemplo, cargas por impacto de carretillas elevadoras mediante el criterio de multiplicar por cinco el peso máximo y aplicarlo en una zona definida, tal como recoge el DB-SE-AE.

En acero, el Documento Básico de Seguridad Estructural para estructuras de Acero (DB-SE-A) constituye una referencia normativa específica para verificación de elementos metálicos en edificación [4]. Paralelamente, el Código Estructural (RD 470/2021) moderniza y unifica la reglamentación de estructuras (hormigón, acero y mixtas) con enfoque técnico prestacional, incorporando bases de proyecto, requisitos de durabilidad, control de ejecución y acción de incendio, además de abrir explícitamente el marco a soluciones innovadoras. Esta coexistencia (Código Técnico de la Edificación, CTE como marco de edificación y Código Estructural como reglamentación técnica estructural más amplia) exige en la práctica un ejercicio de coherencia documental: justificar qué prescripciones se adoptan, dónde aplica cada texto, y cómo se verifica trazabilidad en cálculos, planos, pliego y control [5].

En sismo, la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 (RD 997/2002) sigue siendo referencia normativa española para edificación, con criterios de aplicabilidad por peligrosidad sísmica y tipo de construcción [6].

Un bloque normativo asimismo importante en naves es el de seguridad contra incendios en establecimientos industriales. La aprobación del nuevo Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales mediante el Real Decreto 164/2025 refuerza la necesidad de considerar, desde fases tempranas, la clasificación del establecimiento, compartimentación, condiciones de evacuación y criterios de protección pasiva/activa que repercuten en el diseño estructural (p. ej., necesidades de resistencia al fuego y elección de sistemas intumescentes).

Desde el punto de vista europeo, los Eurocódigos constituyen el lenguaje técnico de fondo para acciones y dimensionado, incluso cuando se aplican mediante transposiciones UNE y Anexos Nacionales. Para viento, la UNE-EN 1991-1-4 y su Anejo Nacional (valores y parámetros nacionales) son relevantes en proyectos donde el viento gobierna dimensiones de pórticos, arriostramientos y sistemas de sujeción de cubierta. Para acero, la UNE-EN 1993-1-1 (reglas generales) y UNE-EN 1993-1-8 (uniones) proporcionan el marco conceptual de resistencia, estabilidad y diseño de conexiones, complementado en España por Anexos Nacionales [7].

2.2 Generalidades de las naves industriales

2.2.1 Visión general

Las naves industriales constituyen una tipología edificatoria ampliamente empleada para dar respuesta a necesidades de almacenamiento, producción, mantenimiento, logística o resguardo de equipos y materiales. Su desarrollo se caracteriza, en términos generales, por la búsqueda de espacios amplios, funcionales y fácilmente adaptables, en los que la disposición interior quede condicionada en la menor medida posible por elementos estructurales intermedios. Esta exigencia de diafanidad, unida a criterios de economía, rapidez de ejecución y sencillez constructiva, ha convertido a las naves industriales en una de las soluciones más extendidas dentro del ámbito de la edificación técnica.

Desde el punto de vista formal y resistente, estas edificaciones suelen resolverse mediante sistemas estructurales sencillos, repetitivos y modulares, capaces de cubrir luces considerables con un empleo racional de materiales. Entre las configuraciones más habituales destacan las estructuras porticadas, constituidas por pórticos transversales separados entre sí a una determinada distancia y complementados mediante elementos longitudinales de arriostramiento y estabilización. Este esquema permite organizar de manera clara el comportamiento resistente del conjunto, diferenciando entre elementos principales, encargados de soportar las acciones globales, y elementos secundarios, responsables de transmitir las cargas superficiales hacia la estructura principal.

Los **pórticos** representan, por tanto, uno de los componentes esenciales de este tipo de edificaciones. Su función principal es resistir las acciones verticales y horizontales que actúan sobre la nave, transmitiéndolas de forma adecuada hacia la cimentación. En función de la geometría adoptada, del sistema resistente elegido y del uso previsto, los pórticos pueden presentar distintas configuraciones, si bien en naves de una sola planta resulta habitual el empleo de soluciones metálicas de sección variable o constante, formadas por pilares y dinteles rigidamente unidos. Este sistema ofrece una adecuada combinación entre capacidad resistente, ligereza y facilidad de montaje, además de permitir la obtención de espacios interiores libres de apoyos intermedios.

La **cubierta** constituye otro de los elementos fundamentales en la concepción de una nave industrial, no solo por su función protectora frente a los agentes atmosféricos, sino también por su influencia directa en el comportamiento estructural y en la funcionalidad del edificio. En la práctica, las cubiertas de naves industriales suelen resolverse mediante configuraciones a una o dos aguas, siendo estas últimas especialmente frecuentes por su capacidad para facilitar la evacuación de aguas pluviales, mejorar el comportamiento geométrico del conjunto y adaptarse con naturalidad a esquemas porticados simétricos. Sobre los elementos principales de la estructura se disponen normalmente correas, que actúan como soporte inmediato de la envolvente de cubierta y transmiten las acciones hacia los pórticos.

En cuanto a los **materiales**, la construcción de naves industriales ha estado tradicionalmente ligada al empleo de acero, hormigón prefabricado u hormigón armado, así como a soluciones mixtas en las que se combinan varios sistemas según las necesidades específicas del proyecto. No obstante, la estructura metálica ocupa una posición especialmente destacada debido a las ventajas que presenta en este tipo de edificaciones: elevada relación resistencia-peso, rapidez de fabricación y montaje, facilidad de transporte, posibilidad de prefabricación y gran adaptabilidad a esquemas modulares. Todo ello convierte al acero en una solución especialmente adecuada cuando se busca compatibilizar capacidad resistente, ligereza estructural y eficiencia constructiva.

Junto a la estructura principal, la nave industrial incorpora una serie de **elementos secundarios y complementarios** que resultan indispensables para su correcto funcionamiento. Entre ellos cabe mencionar las correas de cubierta y fachada, los sistemas de arriostramiento, los cerramientos laterales, la envolvente superior, los huecos de ventilación e iluminación, así como los distintos encuentros y uniones entre elementos. Aunque a menudo estos componentes puedan parecer secundarios frente al sistema portante principal, su correcta definición es esencial para garantizar la estabilidad global, la durabilidad del edificio, la estanqueidad de la envolvente y la adecuada respuesta frente a las acciones exteriores.

Por lo que respecta a la **cimentación**, su misión es transmitir al terreno las cargas procedentes de la estructura, asegurando unas condiciones adecuadas de seguridad y deformabilidad. En naves industriales ligeras o de peso moderado, y siempre que las características geotécnicas del terreno lo permitan, resulta frecuente el empleo de cimentaciones superficiales mediante **zapatas aisladas** bajo pilares, complementadas en su caso por vigas de atado o elementos de conexión que contribuyan a mejorar el comportamiento conjunto del sistema. Esta solución presenta un carácter constructivamente racional y económico, especialmente cuando la estructura se organiza en apoyos puntuales claramente definidos, como ocurre en muchas naves metálicas porticadas. Frente a otras soluciones más continuas, las zapatas permiten adaptar la cimentación a la modulación estructural de la nave y responder de manera eficiente a las cargas concentradas transmitidas por los soportes.

La elección del tipo de cimentación no depende únicamente del esquema resistente de la estructura, sino también de factores como la capacidad portante del terreno, la homogeneidad del sustrato, la magnitud de las cargas, la presencia de acciones horizontales y las limitaciones constructivas propias del emplazamiento. Por ello, la solución finalmente adoptada debe entenderse siempre como el resultado de una adecuación entre la estructura proyectada y las condiciones reales del terreno, evitando tanto el sobredimensionamiento innecesario como la adopción de sistemas insuficientes para las solicitaciones previstas.

En términos generales, puede afirmarse que el diseño de una nave industrial exige una visión integrada en la que estructura, cimentación, cubierta, envolvente y funcionalidad queden adecuadamente coordinadas. No se trata únicamente de resolver un problema resistente, sino de concebir una edificación capaz de responder de forma eficaz a las necesidades de uso, mantenimiento, durabilidad y explotación para las que ha sido prevista. En este sentido, la aparente sencillez formal de una nave industrial no debe interpretarse como una menor complejidad técnica, sino como el resultado de una solución que busca la máxima racionalidad mediante la correcta combinación de criterios estructurales, constructivos y funcionales.

2.2.2 Evolución histórica de la nave metálica

La nave metálica moderna nace con la Revolución Industrial y la llamada “arquitectura del hierro” del siglo XIX: la disponibilidad de materiales resistentes fabricados industrialmente (hierro laminado y acero) permitió abaratar y acelerar la construcción, eliminar apoyos intermedios y crear grandes espacios diáfanos (“naves”) para usos fabriles, estaciones, mercados y, por extensión, almacenes. Esa transición fue inseparable del avance del cálculo estructural (fuerzas, momentos, deformaciones) y del desarrollo de tipologías eficientes como cerchas y vigas en celosía, que maximizaban luz con un uso racional del material [8].

Entre finales del XIX y la primera mitad del XX se consolida la separación entre estructura portante y cerramiento, favorecida por entramados metálicos (retículas) que admiten piezas de relleno opacas o transparentes. Esta “independencia” abrió la puerta a la industrialización de la envolvente: el cerramiento deja de ser parte estructural y pasa a diseñarse por prestaciones (estanqueidad, aislamiento, fuego, mantenimiento), mientras la estructura se optimiza por resistencia y estabilidad [9].

Desde la segunda mitad del siglo XX hasta la actualidad, la nave logística evoluciona hacia sistemas de montaje rápido y repetible: generalización de pórticos de acero con arriostramientos, mayor prefabricación en taller, cerramientos ligeros multicapa y uso intensivo de componentes industrializados. En paralelo, la cubierta deja de ser un “simple” cierre para convertirse en soporte de instalaciones (iluminación cenital, climatización, pasarelas de mantenimiento) y, cada vez más, de generación distribuida mediante fotovoltaica, impulsada por herramientas públicas de evaluación energética y por estrategias de autoconsumo en entornos industriales [9].

2.2.3 Avances técnicos y constructivos

En términos constructivos, uno de los hitos más relevantes ha sido la estandarización y creciente disponibilidad de productos estructurales, como perfiles laminados o armados, tornillería y soluciones de unión, junto con la progresiva transición hacia procesos de ejecución más basados en el ensamblaje que en la fabricación in situ. Este cambio ha favorecido una construcción más rápida, precisa y racionalizada, especialmente en el ámbito de las naves metálicas, donde la prefabricación en taller y el posterior montaje en obra han adquirido un papel central.

A ello se suma la consolidación de cerramientos ligeros industrializados, entre ellos los paneles tipo sándwich y otras soluciones multicapa, que han permitido reducir los tiempos de ejecución y mejorar las prestaciones térmicas y acústicas del edificio. No obstante, esta evolución también ha exigido un mayor cuidado en el diseño de juntas, encuentros y puntos singulares, al depender en gran medida de ellos el correcto comportamiento de la envolvente frente a la estanqueidad, el aislamiento y la durabilidad en servicio.

Paralelamente, ha cobrado una importancia creciente la consideración de la durabilidad y del mantenimiento desde las fases iniciales de diseño. En particular, la protección frente a la corrosión ha pasado a definirse de forma más rigurosa, vinculando la elección del sistema protector tanto al ambiente de exposición como a las condiciones de preparación superficial y a la vida útil prevista. De este modo, la evolución constructiva de la nave metálica no solo se ha orientado hacia una mayor rapidez y eficiencia de ejecución, sino también hacia soluciones más fiables, controlables y sostenibles a largo plazo.

2.2.4 Sistemas estructurales de naves metálicas: tipologías, uniones y arriostramientos

La nave metálica logística contemporánea se apoya en una idea-fuerza: maximizar volumen útil con peso propio contenido y montaje rápido. En la práctica, esto se traduce en una familia de sistemas resistentes, cada uno con ventajas y penalizaciones mensurables en rigidez, peso, coste de fabricación, coste de montaje y adaptabilidad.

El pórtico rígido a dos aguas (portal frame) es la solución predominante para luces medias (por ejemplo, del orden de 15–35 m, ampliable con vigas armadas o secciones optimizadas), porque combina economía de material con una lectura clara del flujo resistente: pilares y dinteles trabajan a flexión-compresión y las deformaciones se controlan mediante geometría, secciones, rigidizadores (cartelas) y, sobre todo, un sistema longitudinal que garantice estabilidad global. La solución del proyecto de referencia —estructura metálica porticada con perfiles IPE y junta de dilatación— ejemplifica este paradigma, incluyendo decisiones orientadas a fabricación en taller y montaje atornillado en obra.

Un aspecto de ingeniería “viva” es el diseño del sistema longitudinal: la mayoría de naves no se conciben como una “caja rígida” en los tres ejes, sino como la combinación de pórticos transversales y arriostramientos (en cubierta y fachadas) que canalizan cargas horizontales hacia apoyos y cimentación. En el proyecto presente, la disposición de cruces de San Andrés en cubierta y laterales, además de elementos de fachada que actúan como correas/atados, se diseña atendiendo a restricciones funcionales (puertas correderas, celosías de acceso) y a la presencia de una junta central que divide la nave en módulos.

Desde la literatura académica reciente, el pórtico industrial se reinterpreta cada vez más como un sistema sensible a la interacción entre uniones (rigidez rotacional real), imperfecciones geométricas, efectos de segundo orden y criterios de servicio. En particular, en pórticos no arriostrados, el método de diseño elegido (longitud eficaz frente a análisis directo) puede conducir a diferencias significativas en dimensionado, especialmente cuando la redistribución de esfuerzos e inestabilidades globales/locales compiten [10].

La revisión normativa europea refuerza que esta no es una cuestión cerrada: existe un proceso de “segunda generación” de Eurocódigos, con revisión de reglas y mejora de usabilidad, e incluso incorporación de partes orientadas a “diseño asistido por elementos finitos”, lo cual apunta a que el método computacional pasará de ser una herramienta opcional a un componente estructurado del marco normativo. Para naves, esto es particularmente relevante por el uso de chapas colaborantes, paneles sándwich y sistemas de cubierta complejos, donde el comportamiento global puede depender de diafragmas y acciones de membrana.

Un debate técnico complementario es el tratamiento de juntas de dilatación y acciones térmicas. El criterio práctico de “evitar longitudes continuas excesivas” aparece reflejado en el DB-SE-AE y se implementa en el proyecto de referencia mediante una junta intermedia materializada con pórticos consecutivos separados, permitiendo que cada módulo dilate sin quedar restringido por el arriostramiento [3]. En estos términos, este aspecto se revaloriza porque la mayor longitud de naves por necesidades logísticas incrementa la relevancia de acciones térmicas, la incorporación de cubiertas con fotovoltaica y lucernarios cambia el balance térmico y potencialmente gradientes, y el mantenimiento y durabilidad dependen de evitar fisuración o daños en cerramientos y encuentros.

En lo que respecta a la comparación técnica entre soluciones:

- Pórtico rígido (bases fijas): Soporta grandes cargas con bajas deformaciones; genera momentos flectores importantes en la base (cimentación crítica). Es menos flexible ante asientos del terreno.

- Pórtico biarticulado (pilares articulados): Elimina momentos en las fundaciones, pero concentra esfuerzos en el dintel superior. Es más deformable que el rígido a igual inercia. Requiere unión soldada o atornillada entre pilar y dintel.
- Pórtico triarticulado: Muy deformable; útil en luces extremas o estructuras ligeras (madera laminada) porque tolera asientos y cambios térmicos. En acero es menos común debido a la complejidad de las articulaciones.
- Cerchas/celosías: Soportan enormes luces (usadas en hangares) con menor peso propio, pero a costa de gran altura estructural y montaje laborioso.
- Sistemas mixtos: Combinan perfiles de acero y pórticos mixtos con elementos de hormigón; ofrecen rigidez y resistencia al fuego, pero son más pesados.
- Prefabricadas/modulares: Los elementos estructurales (pórticos, paneles) se fabrican en taller y solo se ensamblan in situ. Reducen tiempo y garantizan calidad, pero la personalización es limitada.

2.2.5 Metodologías de cálculo, modelado y optimización

En la práctica profesional conviven tres niveles de aproximación metodológica: cálculo manual/semimanual con esquemas simplificados, análisis matricial elástico (pórtico plano con combinaciones de Estado Límite de Servicio y Estado Límite Último; ELS y ELU), y modelado avanzado (segundo orden, imperfecciones, no linealidad geométrica y, en casos seleccionados, material). La tendencia clara en la literatura es desplazar el “centro de gravedad” hacia análisis más explícitos sobre estabilidad y segundo orden, sin abandonar el control conceptual y la transparencia documental.

Un resultado relevante para el diseño de naves es que distintos métodos normativos (longitud eficaz vs análisis directo) no solo cambian el valor final de perfiles, sino que influyen en cómo se distribuye rigidez: refuerzo en pilares vs refuerzo en dinteles, necesidad de cartelas, y sensibilidad a la rigidez de uniones. En el estudio de Ingkiriwang y Far (pórticos de acero de un vano, no arriostrados), se compara precisamente el diseño con metodologías distintas, evidenciando que la elección metodológica condiciona el resultado y, por tanto, la “solución óptima” no es única si el método cambia [11].

En paralelo, emerge la necesidad de métricas para evaluar calidad/eficiencia del diseño. La propuesta de Ljubinković y coautores introduce un índice basado en factores de utilización derivados de expresiones de Eurocódigos, y lo aplica a un conjunto de pórticos como caso de estudio; la aportación no es únicamente una fórmula, sino un marco para comparar alternativas de manera más objetiva: no basta con “cumple/no cumple”, sino “cómo de bien usa” la capacidad resistente disponible [12]. En naves industriales, donde es frecuente iterar entre varias soluciones (secciones, separación de pórticos, esquema de arriostramiento), disponer de un criterio de eficiencia puede ayudar a justificar técnica y económicamente la elección.

Desde la perspectiva normativa europea, el artículo de Kuhlmann et al. sobre el desarrollo de Eurocódigo 3 confirma que la evolución normativa incorpora tendencias de investigación reciente y que se persigue mejorar armonización y facilidad de uso; destaca, además, la anticipación a un uso más amplio de elementos finitos mediante una futura parte de “diseño asistido por FE”, y la incorporación de nuevas temáticas (por ejemplo paneles sándwich) [13].

2.2.6 Integración de envolvente, energía fotovoltaica y durabilidad

La evolución reciente del diseño de naves industriales convierte a la cubierta en un “sistema” que combina: soporte estructural, cerramiento térmico-acústico, iluminación natural (lucernarios), plataforma de mantenimiento y, con creciente frecuencia, soporte de generación fotovoltaica.

La incorporación de placas fotovoltaicas en cubiertas industriales es un vector de innovación con implicaciones estructurales directas:

- Acciones permanentes y de uso: los módulos añaden carga permanente y condicionan recorridos de mantenimiento (pasillos, retranqueos).
- Acciones de viento (succión y presión neta): el campo fotovoltaico altera el flujo; la inclinación, altura sobre cubierta, proximidad a bordes y dirección del viento controlan picos [14].
- Interacción con impermeabilización y fijaciones: la solución de fijación (minirails, grapas, tornillos autotaladrantes) debe compatibilizar resistencia mecánica con estanqueidad del sistema de cubierta.

La literatura experimental reciente refuerza que el viento es el principal “punto crítico” para FV en cubierta. Ensayos realizados en túnel de viento demuestran, que direcciones oblicuas suelen ser críticas para picos; además, los parapetos reducen cargas, aunque con rendimientos decrecientes cuando su altura es limitada (caso realista) [15]. Por su parte, se sistematizan efectos de ángulos de azimuth e inclinación, además de parámetros del edificio como parapetos, evidenciando la sensibilidad de las cargas a la orientación del arreglo y a condiciones geométricas de la edificación.

Alrawashdeh y Stathopoulos discuten explícitamente discrepancias entre estudios previos y muestran que criterios experimentales (incluyendo escala geométrica y similitud de turbulencia) pueden sesgar resultados; esto obliga a prudencia al trasladar coeficientes de literatura al proyecto real sin comprobar condiciones de similitud, y abre la puerta a enfoques de corrección o a una mayor estandarización de pruebas [16]. Esta discusión es altamente relevante para naves en entornos costeros o expuestos, donde el viento puede gobernar tanto la estabilidad del edificio como la integridad del sistema FV.

3 DEFINICIÓN Y DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

3.1 Requisitos de diseño y filosofía de la solución adoptada

La solución adoptada en el presente proyecto se define a partir de una serie de requisitos de diseño que responden al uso logístico previsto, a las condiciones del emplazamiento y a la necesidad de desarrollar una nave estructuralmente segura, funcionalmente eficaz y constructivamente viable. Asimismo, al plantearse la actuación como sustitución de una nave preexistente, el diseño queda condicionado en parte por unas dimensiones y una implantación de referencia que han sido tenidas en cuenta desde las fases iniciales del proyecto, al objeto de mantener la adecuación funcional del espacio disponible y su correcta integración en el entorno de la Escuela Naval Militar. En este sentido, el planteamiento del proyecto no se limita a la obtención de una solución resistente, sino que persigue una respuesta global en la que queden integrados criterios de funcionalidad, simplicidad estructural, racionalidad constructiva, durabilidad y facilidad de ejecución.

Desde el punto de vista funcional, uno de los condicionantes principales es la necesidad de disponer de un espacio interior amplio y despejado, apto para el almacenamiento y para el desarrollo de operaciones logísticas con un grado mínimo de interferencias. Este requisito justifica la adopción de una tipología de nave resuelta mediante estructura porticada metálica, al tratarse de un sistema especialmente adecuado para cubrir luces considerables con un número reducido de apoyos y con una organización clara del espacio interior. La disposición estructural adoptada permite, por tanto, compatibilizar capacidad resistente y operatividad, favoreciendo una utilización más eficiente de la superficie disponible.

Desde el punto de vista resistente, la filosofía de diseño se ha basado en la elección de un esquema estructural sencillo, claramente trazable y de comportamiento global bien definido. La utilización de pórticos metálicos como sistema principal, complementados por correas y elementos de arriostramiento, permite establecer una transmisión ordenada de las acciones hacia la cimentación, diferenciando con claridad entre elementos principales y secundarios. Esta claridad estructural facilita tanto el análisis como el dimensionamiento y la posterior justificación técnica del conjunto, aspecto especialmente relevante en el marco de un proyecto académico de estas características.

Otro de los criterios fundamentales ha sido la racionalidad constructiva. La solución adoptada busca favorecer la prefabricación, la repetición tipológica y la simplicidad de montaje, reduciendo al máximo las operaciones complejas en obra. En coherencia con este planteamiento, se ha priorizado el empleo de uniones atornilladas en fase de montaje, reservando las soldaduras para su ejecución en taller, en

condiciones más controladas de fabricación y supervisión. Esta decisión responde a criterios de calidad, precisión y fiabilidad, ya que las soldaduras ejecutadas en taller permiten un mayor control del proceso, mientras que el montaje atornillado en obra simplifica la ejecución, mejora la trazabilidad de las uniones y reduce las dificultades asociadas a operaciones de soldadura in situ. De este modo, la solución estructural no solo resulta adecuada desde el punto de vista resistente, sino también desde la perspectiva de su construcción real.

La durabilidad constituye asimismo un requisito esencial de diseño. La nave proyectada debe mantener unas condiciones adecuadas de servicio a lo largo del tiempo, con necesidades razonables de mantenimiento y con una respuesta fiable frente a las condiciones de uso previstas. Por ello, la elección de materiales, uniones y sistemas constructivos se ha orientado a obtener una solución robusta, técnicamente coherente y compatible con estrategias de conservación y protección adecuadas para una estructura metálica de estas características.

3.1.1 Condición de emplazamiento

Las Figura 3-1 y Figura 3-2 muestran la identificación y localización de la parcela objeto de actuación, así como su inserción dentro del recinto de la Escuela Naval Militar y su relación con los viales y edificaciones del entorno inmediato. Su análisis resulta de interés dentro de los requisitos de diseño, en la medida en que el emplazamiento condiciona la implantación de la nave, la organización de accesos y el encaje funcional de la solución proyectada. Cabe reseñar, además, que en la Figura 3-1 se refleja la ampliación de solar ocupado respecto a la situación actual, circunstancia que ha sido tenida en cuenta en la definición geométrica y urbanística de la propuesta. Para un mayor detalle de la ubicación e implantación adoptadas, pueden consultarse los planos 1-3 en el Anexo VIII: Planos.

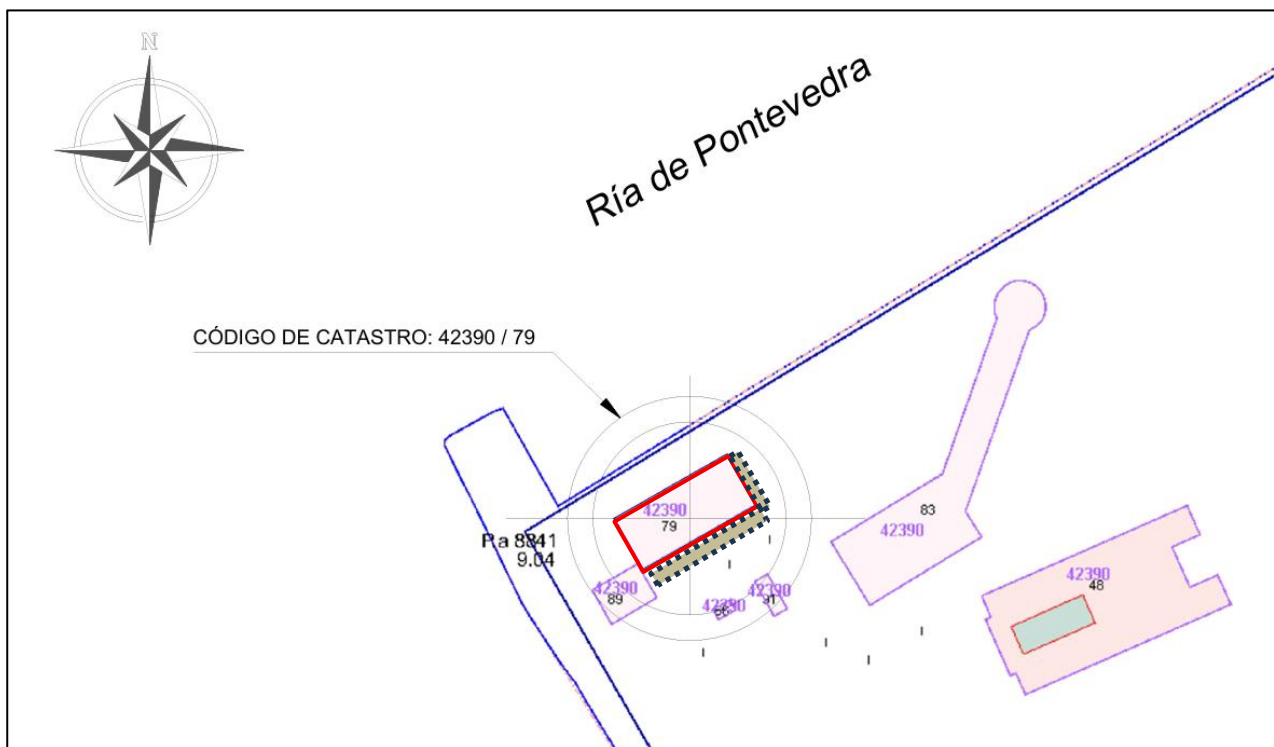


Figura 3-1 Referencia catastral. (Fuente: Sede Electrónica del Catastro)

DATOS DESCRIPTIVOS DEL INMUEBLE

Referencia catastral
4239079NG2943N0001LZ

Localización
QJ ESCUELA NAVAL MILITAR
36900 MARIN (PONTEVEDRA)

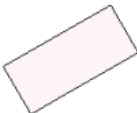
Clase
Urbano

Uso principal
Edif. Singular

Superficie construida(*)
928 m²

Año construcción
1946

PARCELA CATASTRAL



Parcela construida sin división horizontal

Localización
QJ ESCUELA NAVAL MILITAR
MARIN (PONTEVEDRA)

Superficie gráfica
928 m²

CONSTRUCCIÓN

Uso principal	Escalera	Planta	Puerta	Superficie m ²
PUBLICO		00		928

Figura 3-2 Emplazamiento en la Escuela Naval Militar.

De esta manera, la actuación proyectada consiste en el desarrollo de una nave industrial destinada al almacenamiento de material, situada en el recinto de la ENM, en el término municipal de Marín (Pontevedra), código postal 36920. La parcela objeto de estudio se identifica con la referencia catastral 4239079NG2943N0001LZ. Desde el punto de vista urbanístico, el emplazamiento se localiza en suelo urbanizable, resultando de aplicación la ordenación establecida por el PXOM (Plan Xeral de Ordenación Municipal do Concello de Marín). Asimismo, el terreno dispone de los servicios necesarios para ostentar la condición de solar, circunstancia que resulta relevante a efectos de viabilidad urbanística y edificatoria de la actuación. En coherencia con ello, la Tabla 3-1 recoge una comparativa entre las determinaciones urbanísticas del planeamiento y la solución proyectada, permitiendo verificar la adecuación de la actuación a los parámetros de uso, ocupación y restantes condiciones edificatorias aplicables.

Concepto	En planeamiento	En proyecto
USO DE REFERENCIA	Para la Defensa Nacional	Para la Defensa Nacional
USOS	Residencial, Docente, Servicios, Cultural, Recreativo, Deportivo, Sanitario, Religioso, Administrativo y Polivalente	Nave industrial para almacenamiento de material de aprovisionamiento militar
PARCELA	- Máximo: la existente - Mínimo: la existente	Ampliación en un 24,1%

OCUPACIÓN	Según documentación gráfica	100 %
ALTURA CORNISA	Según documentación gráfica	Según documentación gráfica
DISTANCIA ALERO-CUMBRERA	- Máximo: 4,5 m - Mínimo: no aplica	3m
FONDO EDIFICABLE	No se señala	---
RETRANQUEOS	No se fija	---

Tabla 3-1 Comparativa entre las determinaciones urbanísticas del planeamiento y la solución proyectada

3.1.2 Dimensiones de la parcela y la nave industrial

La actuación propuesta se justifica por las limitaciones funcionales de la nave actual, que cuenta con una superficie de 928 m² y una altura aproximada de 5,5 m. Aunque esta edificación ha venido dando servicio a las necesidades de la Escuela, sus dimensiones resultan hoy insuficientes para responder con eficacia a las exigencias logísticas actuales, tanto por capacidad de almacenamiento como por operatividad interior. La nueva nave incrementa la superficie en planta hasta 1.152 m², lo que supone una ampliación del 24,1 % respecto a la existente y permite mejorar la organización del espacio, las maniobras y las operaciones de carga y descarga.

No obstante, la mejora más significativa no reside únicamente en el aumento de superficie, sino sobre todo en la ganancia de altura útil. Frente a los 5,5 m de la nave actual, la solución proyectada alcanza 8 m hasta alero y 11 m a cumbrera, lo que representa un incremento aproximado del 45,5 % en altura a alero y del 100 % en altura a cumbrera. Esta diferencia supone un salto muy importante en términos de capacidad real de uso, ya que permite aprovechar mucho mejor el volumen interior disponible, facilita el almacenamiento en altura, mejora la circulación de carretillas y montacargas con mayores márgenes de seguridad y deja además un margen suficiente para futuras necesidades logísticas o de equipamiento. En otras palabras, no se gana únicamente más superficie, sino sobre todo un espacio mucho más capaz, flexible y operativo.

La nave se proyecta con unas dimensiones de 24 m de luz y 48 m de longitud, obteniéndose una superficie diáfana total de 1.152 m². Su organización estructural se resuelve mediante pórticos separados 6 m entre sí, una modulación que aporta orden, regularidad y claridad al conjunto. Esta separación permite estructurar la nave de forma racional, facilita la repetición de crujías, simplifica la ejecución y contribuye a mantener un espacio interior limpio y bien resuelto. Se trata, por tanto, de una decisión que no solo responde a criterios estructurales, sino también a una lógica arquitectónica y funcional, al compatibilizar diafanidad, facilidad constructiva y buen funcionamiento del edificio.

Además, se prevé la instalación de placas fotovoltaicas en el 70–80 % de la cubierta como infraestructura energética polivalente para la ENM, orientada a autoconsumo, apoyo a la recarga de vehículos eléctricos mediante baterías/almacenamiento, y mejora de la resiliencia del complejo ante contingencias (p. ej., apagones), reforzando la autonomía operativa del recinto.

3.1.3 Criterios generales de diseño, fabricación y montaje

En función de las necesidades planteadas, se ha proyectado y diseñado una estructura industrial en cuyo diseño no sólo se ha pensado en el carácter funcional de su utilidad última, sino en aspectos como la facilidad constructiva, calidad del acabado o minimización del mantenimiento, por lo que se han tenido en cuenta una serie de parámetros transversales en todo el concepto que engloba la estructura:

- Transportable y ligera: se ha procurado que no haya piezas superiores a los 12 m de longitud, para evitar la necesidad de transportes especiales.
- Formada por materiales existentes en el mercado y estandarizados, cuya calidad esté garantizada, y sean de fácil localización.
- Los materiales son relativamente económicos al ser todos estándares, pudiéndose solicitar presupuestos de los mismos a diferentes suministradores.
- Es de fabricación asequible, pues con la guía de los planos y la dirección del director de obra en cualquier taller convencional se pueden fabricar todas las piezas.
- Se tiene por objetivo que el 100% de las soldaduras se realicen en taller donde las operaciones se ejecutan con una mayor precisión. De esta manera, todas las piezas especiales irán a obra dispuestas simplemente para el montaje.
- La ejecución integral de la obra se ha diseñado con uniones atornilladas, procurando reducir en lo posible la variedad de la tornillería al objeto de reducir prácticamente a cero la posibilidad de error.
- El mantenimiento igualmente se ha diseñado para minimizarse en lo posible.
- Se ha tratado el concepto arquitectónico de la estética, tratando que sea singular, funcional y agradable a la vista.

En definitiva, se ha diseñado al objeto de realizar en taller las piezas y uniones soldadas y en obra únicamente montar uniones atornilladas, por lo que es de importancia la labor de la dirección de obra tanto en la fabricación de la estructura previo al montaje de la misma, así como en la ejecución de la obra propiamente dicha.

3.2 Descripción general

A partir de los requisitos funcionales, constructivos y resistentes definidos en el apartado 3.1, la solución finalmente adoptada se concreta en una **nave industrial de estructura metálica** destinada a uso logístico dentro del recinto de la Escuela Naval Militar de Marín. La elección de esta tipología no responde únicamente a una preferencia material o formal, sino a la voluntad de dar respuesta, de manera coherente y eficiente, a las necesidades de espacio, operatividad, rapidez constructiva, racionalidad estructural y durabilidad planteadas para la actuación.

A partir de los requisitos funcionales, constructivos y resistentes definidos en el apartado 3.1, la solución finalmente adoptada se concreta en una nave industrial de estructura metálica destinada a uso logístico dentro del recinto de la Escuela Naval Militar de Marín. La elección de esta tipología no responde únicamente a una preferencia material o formal, sino a la voluntad de dar respuesta, de manera coherente y eficiente, a las necesidades de espacio, operatividad, rapidez constructiva, racionalidad estructural y durabilidad planteadas para la actuación.

Como resultado de este planteamiento, se proyecta una nave industrial destinada al almacenamiento de materiales de aprovisionamiento, con unas dimensiones en planta de 48 x 24 m, lo que supone una superficie total de 1.152 m². La nave presenta ambos laterales cerrados y dispone de una altura exterior de fachada de 8,00 m, garantizando una altura interior libre mínima de 7,60 m en las proximidades de los pilares, valor que se supera en el resto del espacio interior. El hastial de acceso se resuelve mediante cuatro puertas correderas de 6,00 m de longitud y 4,50 m de altura, lo que permite obtener aperturas útiles de 12,00 x 4,50 m, tanto en la zona central como en los extremos, facilitando así la entrada holgada de vehículos pesados. Asimismo, se incorpora una puerta peatonal integrada en una de las hojas correderas. La cubierta se proyecta a dos aguas, con una pendiente del 20 %, equivalente a una inclinación de 11,31°. Desde el punto de vista funcional, la nave queda preparada para el movimiento interior de mercancías mediante carretillas elevadoras, disponiendo de un espacio diáfano y una altura suficiente para las operaciones de carga, descarga y almacenamiento en altura. Por su parte, el

emplazamiento, situado prácticamente al nivel del mar y en un entorno abierto y expuesto, constituye además un condicionante relevante en la consideración de la acción del viento sobre la estructura.

Frente a otras alternativas posibles, como soluciones basadas en hormigón armado o sistemas mixtos, la elección de una **nave de acero** se considera especialmente adecuada en el contexto del presente trabajo. Ello se debe a que la estructura metálica permite resolver con eficacia luces considerables mediante elementos de menor peso propio, facilita la prefabricación y el montaje, reduce la sobrecarga transmitida a cimentación y ofrece una elevada adaptabilidad a esquemas modulares y repetitivos, especialmente apropiados en edificaciones de carácter industrial y logístico. A ello se suma la posibilidad de compatibilizar una adecuada capacidad resistente con una ejecución más ágil y una mayor claridad en la organización del sistema estructural.

Desde el punto de vista tipológico, la nave se concibe como una **edificación industrial exenta, de una sola planta, destinada a almacenamiento y apoyo logístico**, resuelta mediante una organización estructural porticada. Esta tipología resulta particularmente apropiada cuando se requiere un espacio interior amplio y despejado, con escasa presencia de apoyos intermedios y con facilidad para ordenar los usos interiores de manera flexible. La solución adoptada responde, por tanto, a una lógica de nave diáfana, en la que la funcionalidad interior constituye uno de los criterios principales de diseño.

La estructura resistente principal se resuelve mediante **pórticos metálicos**, encargados de soportar las acciones verticales y horizontales que actúan sobre la edificación y de transmitirlos de forma adecuada a la cimentación. Este sistema porticado se complementa con elementos secundarios, tales como correas y arriostramientos, que permiten completar la estabilidad global de la nave y asegurar la correcta transmisión de cargas desde la envolvente hacia la estructura principal. La elección de este

esquema responde a su claridad resistente, a su eficacia estructural y a su compatibilidad con soluciones industrializadas de montaje.

En cuanto a la composición material de la estructura, el **acero** constituye el principal de la estructura, por las ventajas que presenta en términos de resistencia específica, ligereza, facilidad de fabricación y rapidez de ejecución. La solución adoptada se apoya, además, en una filosofía constructiva orientada a la racionalidad del montaje, priorizando la resolución de uniones soldadas en taller y el empleo de uniones atornilladas en obra, con objeto de mejorar el control de calidad, simplificar la ejecución y reducir operaciones complejas durante la fase de montaje.

La envolvente de la nave se ha definido mediante una solución compuesta por distintos elementos dispuestos en altura, atendiendo a criterios de resistencia, durabilidad y funcionalidad. En la parte inferior de fachada se dispone un **murete perimetral de hormigón armado**, destinado a proteger la base del cerramiento frente a impactos, humedad y solicitaciones derivadas del uso habitual. Sobre este se sitúa un tramo de panel de hormigón armado, que refuerza la solidez del conjunto en la zona más expuesta. A continuación, el cerramiento se resuelve mediante panel tipo sandwich, permitiendo mantener la coherencia con el carácter industrial de la nave. Finalmente, en la parte superior se incorpora un lucernario de policarbonato, con objeto de favorecer la entrada de iluminación natural al interior.

La **cubierta** se resuelve mediante un sistema ligero apoyado sobre correas metálicas, adoptándose en este caso una solución de chapa grecada tipo INCO 70.4, adecuada por su ligereza, facilidad de montaje y compatibilidad con la estructura porticada. Esta solución permite una correcta transmisión de cargas hacia los elementos principales y resulta, además, apta para la integración de la instalación fotovoltaica prevista en el proyecto.

La **cimentación** se plantea mediante zapatas aisladas, solución coherente con el esquema porticado de la nave y con la transmisión puntual de cargas a través de los soportes. Se trata de una respuesta racional y proporcionada, adecuada para recoger los esfuerzos de la estructura y transmitirlos al terreno de forma eficaz, manteniendo la sencillez constructiva del conjunto.

A continuación figura una vista en isométrico de la estructura con ocultación parcial de correas para facilitar su interpretación (ver Figura 3-3 y plano nº25 en Anexo VIII: Planos).



Figura 3-3 Vista 3D esquemática de la estructura con ocultación parcial de correas.

Una vez definida la solución general de la nave y establecidos los condicionantes funcionales, geométricos y constructivos del proyecto, se procedió al desarrollo técnico de la estructura mediante un proceso secuencial de análisis, cálculo y comprobación de sus distintos elementos. Dicho procedimiento se articuló a partir de la determinación de las acciones actuantes, la formulación de las combinaciones de cálculo correspondientes y el posterior dimensionamiento de los elementos estructurales y de cimentación.

3.3 Procedimiento de cálculo y dimensionado

En primer lugar, se llevó a cabo la evaluación de las acciones que actúan sobre la nave, considerando tanto las cargas permanentes como las sobrecargas de uso y las acciones ambientales relevantes para este tipo de edificación. A partir de estas acciones se establecieron las combinaciones necesarias para el análisis estructural, distinguiendo entre estados límite últimos (ELU), orientados a la comprobación de la seguridad resistente y la estabilidad, y estados límite de servicio (ELS), destinados a verificar el comportamiento de la estructura en condiciones normales de uso. En este proceso se aplicaron los correspondientes coeficientes de mayoración y combinación, con el fin de obtener las solicitaciones de cálculo más desfavorables en cada caso.

Definido el marco de acciones, se procedió al análisis estructural del conjunto, determinando los esfuerzos, reacciones y deformaciones asociados a la solución porticada adoptada. Sobre esta base se abordó el dimensionamiento de los distintos elementos resistentes, comenzando por los elementos principales de la estructura —pórticos, pilares y dinteles— y continuando con los elementos secundarios, tales como correas, arriostramientos y demás componentes necesarios para garantizar la estabilidad global y la correcta transmisión de cargas. Cada uno de estos elementos fue verificado en función de las solicitaciones obtenidas, atendiendo a criterios de resistencia, estabilidad y adecuación a su función dentro del esquema estructural general.

De forma complementaria, se definieron las uniones y encuentros principales entre elementos, de manera coherente con la filosofía constructiva del proyecto, basada en la resolución de soldaduras en

taller y uniones atornilladas en obra. Esta decisión permitió compatibilizar la fiabilidad resistente de las conexiones con una ejecución más controlada y racional durante el montaje.

Una vez completado el dimensionamiento de la superestructura, se abordó el cálculo de la cimentación, tomando como punto de partida las reacciones transmitidas por los soportes al terreno. A partir de dichos valores, y en relación con las características del terreno consideradas en el proyecto, se procedió al dimensionamiento de las zapatas aisladas, verificando su capacidad para transmitir de forma segura las cargas de la estructura y asegurar un comportamiento adecuado del conjunto. Este proceso incluyó la definición geométrica de las zapatas, así como las comprobaciones necesarias en relación con su respuesta resistente y su adecuación al sistema estructural adoptado.

En conjunto, el procedimiento seguido responde a una lógica de proyecto en la que la estructura se desarrolla desde lo general hasta lo particular: primero se determinan las acciones y combinaciones de cálculo, después se analizan y dimensionan los distintos elementos estructurales, y finalmente se resuelve la cimentación como parte inseparable del comportamiento global de la nave. De este modo, el proyecto queda definido a partir de un proceso ordenado y técnicamente fundamentado, orientado a garantizar la seguridad, la funcionalidad y la viabilidad constructiva de la solución adoptada.

A continuación se detalla el proceso seguido para el cálculo de las acciones consideradas en el proyecto y para el posterior dimensionamiento de los distintos elementos que componen la nave. Para ello, se desarrollan de forma ordenada las hipótesis adoptadas, las verificaciones realizadas y los criterios empleados, con el fin de justificar técnicamente la solución estructural finalmente definida.

3.3.1 Acción del viento y carga de nieve

A partir de las condiciones de emplazamiento y de lo establecido en la normativa de aplicación, se determinaron los coeficientes necesarios para la evaluación de la acción del viento sobre la nave. En este proceso se definieron, en primer lugar, la presión dinámica básica del viento y el coeficiente de exposición correspondiente al entorno considerado. Posteriormente, se establecieron los coeficientes eólicos aplicables a la envolvente, cuyos valores varían en función de la orientación del viento y de la zona concreta de la nave analizada. De este modo, quedó caracterizada la acción eólica de cálculo, constituyendo una base esencial para el análisis resistente de la estructura y de sus elementos de cerramiento. El detalle de los cálculos de la acción del viento sobre los diferentes elementos de la nave se puede consultar en el apartado A1.1 Acción del viento.

Atendiendo a las características climáticas del emplazamiento y a lo dispuesto en la normativa vigente, se procedió a la determinación de la sobrecarga de nieve actuante sobre la cubierta. Dicha acción fue considerada en el análisis estructural como una de las solicitaciones variables relevantes para el dimensionamiento de la nave. El detalle de los cálculos de carga de nieve sobre la cubierta se puede consultar en el apartado A1.2 Carga de nieve.

3.3.2 Sobrecarga por impacto de vehículos

En zonas en las que se prevea la circulación de carretillas elevadoras, el valor de cálculo de la fuerza estática equivalente debido a su impacto será igual a cinco veces el peso máximo autorizado de la carretilla. Se aplicará sobre una superficie rectangular de 0,4 m de altura y una anchura de 1,5 m, o la anchura del elemento si es menor, y a una altura dependiente de la forma de la carretilla; en ausencia de información específica se supondrá una altura de 0,75 m por encima del nivel de rodadura.

Puesto que se prevé el movimiento de carretillas estándar, estas tendrán un peso máximo de 3500 kg (34.3 kN). Deberán ser necesariamente eléctricas, puesto que no existe renovación forzada de aire, ni está previsto el uso interno continuo de un motor de combustión. No obstante, está prevista una renovación natural de aire por el cumbrero. De esta manera el impacto máximo por vehículos desde el interior será de $5 \cdot 34,3 = 171,5 \text{ kN}$. Así pues, este valor estático se considera directamente como equivalente dinámico.

Para la protección de la estructura se proyecta un muro de hormigón armado de 1,00 m de altura y 0,30 m de espesor que recorre todo el perímetro de la nave. Este mismo muro se prolonga en torno a los pilares interiores, de manera que la envolvente de protección de cada pilar no constituye un elemento independiente, sino que forma parte del propio cerramiento perimetral. Con esta solución unitaria se garantiza una mayor robustez frente a impactos accidentales, evitando posibles daños en los pilares. Ello resulta especialmente importante dado que, conforme a la normativa, el transporte de cargas en el interior se realiza siempre a ras de suelo, con el consiguiente riesgo de contacto con la estructura.

3.3.3 Consideración de la dilatación estructural

En el diseño de la nave se ha tenido en cuenta el efecto de la dilatación estructural, dada la importancia que adquieren las variaciones dimensionales en edificaciones de gran desarrollo longitudinal. Al superar la nave proyectada los 40 m de longitud, resultaba necesario prever una solución que permitiera limitar los efectos derivados de los movimientos térmicos y asegurar un comportamiento adecuado del conjunto a lo largo de su vida útil.

Para ello, se ha adoptado una solución basada en la disposición de un doble pilar central, mediante el cual la nave queda dividida en dos módulos estructuralmente independientes. De este modo, la longitud efectiva de cada uno de ellos se reduce a 24 m a efectos de dilatación, favoreciendo así un comportamiento más adecuado de la estructura frente a este fenómeno.

Se verifica, así pues, la separación entre pórticos considerando la dilatación térmica de la estructura metálica, adoptando una hipótesis conservadora de variación de temperatura para evitar interferencias y empujes no deseados; en consecuencia, se establece una holgura suficiente de **40 mm** entre pórticos. Los detalles de cálculo pueden encontrarse para su comprobación en A1.25 Separación entre pórticos intermedios.

3.3.4 Acciones sísmicas

En lo relativo a las acciones sísmicas, estas se encuentran reguladas por la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02), que establece los criterios para la consideración de la acción sísmica en función de la peligrosidad del emplazamiento y de las características de la edificación. Para determinar la necesidad de incluir este tipo de acción en el análisis estructural del proyecto, se ha consultado el Anejo 1 de la citada norma, en el que se recoge la clasificación de los distintos términos municipales en función de su aceleración sísmica básica. De acuerdo con dicha relación, el término municipal de Marín (Pontevedra) no figura entre aquellos para los que se establece una aceleración sísmica básica igual o superior a 0,04g. En consecuencia, y dado que la nave proyectada se encuadra dentro de las edificaciones de importancia normal, no resulta preceptiva la aplicación de la NCSE-02, conforme a lo dispuesto en su artículo 1.2.3. Por tanto, la acción sísmica no se considera determinante en el dimensionamiento de la estructura objeto del presente proyecto [6].

3.3.5 Cerramiento de cubierta de chapa grecada

La cubierta se resuelve mediante un sistema de doble piel o panel tipo “sándwich” ejecutada in situ. La hoja interior está formada por chapa grecada INCO 70.4, que actúa como acabado inferior continuo y soporte de fijaciones. Sobre ella se disponen perfiles tipo “zeta” que configuran la cámara y sirven de apoyo a la hoja superior; entre ambas se coloca aislamiento continuo de fieltro de lana de roca. La hoja exterior, igualmente de chapa grecada INCO 70.4 de mayor espesor, constituye la superficie estanca y resistente, fijada a las omegas mediante tornillería autotaladrante con los correspondientes sellados en solapes. El conjunto garantiza estanqueidad, adecuado comportamiento térmico-acústico y correcta transmisión de cargas a correas y pórticos, con un montaje sencillo y registrable por capas. Se muestra a continuación una imagen ilustrativa (Figura 3-4) del montaje final de la cubierta [17].

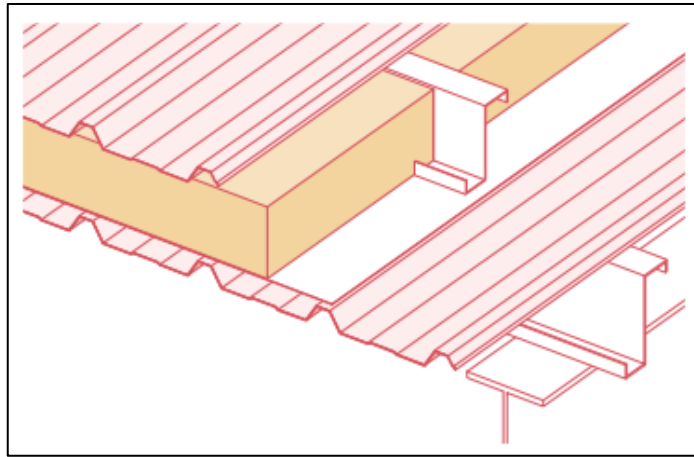


Figura 3-4 Representación del panel tipo "sandwich". (Fuente: INCOPERFIL)

La caracterización de la carga permanente de cubierta se realiza a partir del peso propio de los materiales que la componen. Para ello, se considera, por un lado, el peso correspondiente a la chapa grecada de cubierta, obtenido a partir de la ficha técnica del perfil seleccionado, cuya consulta detallada puede realizarse en el apartado A1.3 Cálculo del cerramiento de cubierta. Por otro lado, se incorpora el peso del aislamiento dispuesto sobre esta, calculado en función de su densidad y de su espesor. La suma de ambas contribuciones permite definir la carga permanente asociada al paquete de cubierta, que será tomada en cuenta en el análisis y dimensionamiento de los elementos resistentes correspondientes.

3.3.6 Placas solares

Se proyecta una instalación fotovoltaica de autoconsumo sobre la cubierta a dos aguas de la nave, con pendiente del 20%, ejecutada mediante montaje coplanar sobre chapa grecada (perfil INCO 70.4) con chapa superior de 1,2 mm. Debido a la presencia de un lucernario continuo junto a cumbrera (banda de 2,0 m no utilizable), se define un área disponible para módulos en cada faldón de 10,23 m × 48,0 m.

Se adopta un montaje coplanar de los módulos fotovoltaicos sobre la cubierta de chapa grecada, de manera que el plano de los paneles queda paralelo al faldón y su inclinación coincide con la pendiente de la cubierta. Esta solución se selecciona por criterios de seguridad, robustez y coherencia estructural, ya que evita estructuras de sobre-elevación que incrementan el llamado “efecto vela” y, por tanto, las acciones de viento y succiones sobre el campo fotovoltaico, lo que obligaría a sobredimensionar el sistema de anclaje, la chapa y, en última instancia, la subestructura (correas y uniones).

Asimismo, el montaje coplanar reduce la aparición de sombras arrojadas entre filas y sobre elementos singulares (lucernarios, petos o encuentros), mejorando la regularidad del funcionamiento eléctrico y minimizando pérdidas por sombreado parcial. Desde el punto de vista de cargas permanentes, la solución coplanar limita el peso adicional al estrictamente asociado al módulo y a su fijación, evitando componentes extra propios de sistemas inclinados, y disminuye el riesgo de entrada de agua o fallos de estanqueidad al requerir menos elementos y penetraciones. En conjunto, esta elección reduce la complejidad de montaje y mantenimiento y disminuye el riesgo operativo en un emplazamiento costero como el de la ENM (Marín), donde las condiciones de viento y ambiente marino hacen preferible una solución de menor exposición y mayor fiabilidad.

A continuación figura una tabla resumen con los datos de producción energética obtenidos (ver Tabla 3-2):

Elemento	Azimut PVGIS [°]	Inclinación [°]	Potencia [kWp]	Producción anual [kWh/año]	Producción específica [kWh/kWp·año]
Faldón 1	- 30	11,0	62,5	79616,29	1273,86

Faldón 2	150	11,0	62,5	66861,95	1069,79
TOTAL	---	---	125,0	146478,25	1171,83

Tabla 3-2 Tabla resumen con valores de producción energética estimados para cada faldón

Para ver fichas técnicas de módulo seleccionado y más detalles sobre el cálculo energético, ver A1.3 Cálculo del cerramiento de cubierta.

3.3.7 Verificaciones de cubierta: carga concentrada, succión de viento y fijaciones

Con respecto a carga concentrada:

Tal y como indica la norma en el punto 3.1.1 Valores de sobrecarga (DB-SE-AE), se considerará una carga concentrada de 2 kN en una superficie cuadrada de 50 mm de lado [3].

La chapa posee 5 ondulaciones por metro, y la cresta de cada onda mide 50 mm, donde se deben ubicar los 2 kN de carga puntual. Como verificación de cálculo, se comprueba que una única greca del perfil seleccionado dispone de capacidad resistente suficiente para soportar una carga puntual de 2 kN aplicada sobre la cresta de la chapa, en la zona superior y centro del vano de 2,00 m (siendo esta la distancia seleccionada entre correas), considerándose esta la situación más desfavorable a efectos de resistencia y deformación.

Se realiza la comprobación de momento permitido acorde a la normativa. Los detalles de cálculo son expuestos en el apartado A1.4.1 Carga concentrada.

Además, realiza un cálculo alternativo del momento genérico de la cubierta a partir de datos del fabricante, a efectos meramente comparativos y de control de orden de magnitud, se ha empleado la expresión:

$$Md \leq 64 \cdot t^2 \cdot h \cdot fd / s,$$

procedente del *Documento de Aplicación DA-V Vivienda: Seguridad estructural: Acero* (no normativo), realizando la comprobación pertinente. Los detalles y explicación en profundidad se encuentran en el apartado A.1.4.2 Cálculo alternativo del momento genérico de la cubierta (dato fabricante) [18].

Los conectadores a emplear serán piezas de acero conformado en frío con geometría en L, destinadas a incrementar la resistencia frente al esfuerzo rasante del perfil colaborante INCO 70.4. (Figura 3-5 y Figura 3-6). Se adoptarán conectadores Hilti X-HVB, cuya instalación se realiza mediante clavado con el sistema de disparo Hilti DX, destacando por su facilidad de puesta en obra y su utilización bajo cualquier condición climática. Estos conectadores se dispondrán sobre la estructura metálica en la mitad del valle de las ondas de la chapa perfilada, y paralelamente a la dirección de las mismas [19].



Figura 3-5 Tornillería y conectadores usados por el fabricante para montaje de la cubierta. (Fuente: INCOPERFIL)

Cabe reseñar que las operaciones de mantenimiento de la cubierta deberán realizarse en ausencia de viento y de nieve, con el fin de garantizar unas condiciones adecuadas de seguridad durante su ejecución. Asimismo, se indicará que la chapa superior del panel presenta una resistencia aproximadamente doble a la de la chapa inferior, circunstancia que deberá ser tenida en cuenta en las labores de mantenimiento, especialmente en la sustitución de elementos y en la adopción de las medidas de seguridad oportunas, atendiendo a las cargas que puedan depositarse o manipularse sobre la cubierta.

A continuación, se presenta el detalle de la unión de las chapas grecada en la zona central de la nave (Figura 3-7), situada en correspondencia con el doble pilar. En este punto, las grecas se disponen con el solape necesario para garantizar la continuidad y estanqueidad de la cubierta, permitiendo al mismo tiempo un **movimiento relativo entre ambas** con el fin de absorber las deformaciones derivadas de la dilatación estructural [19].

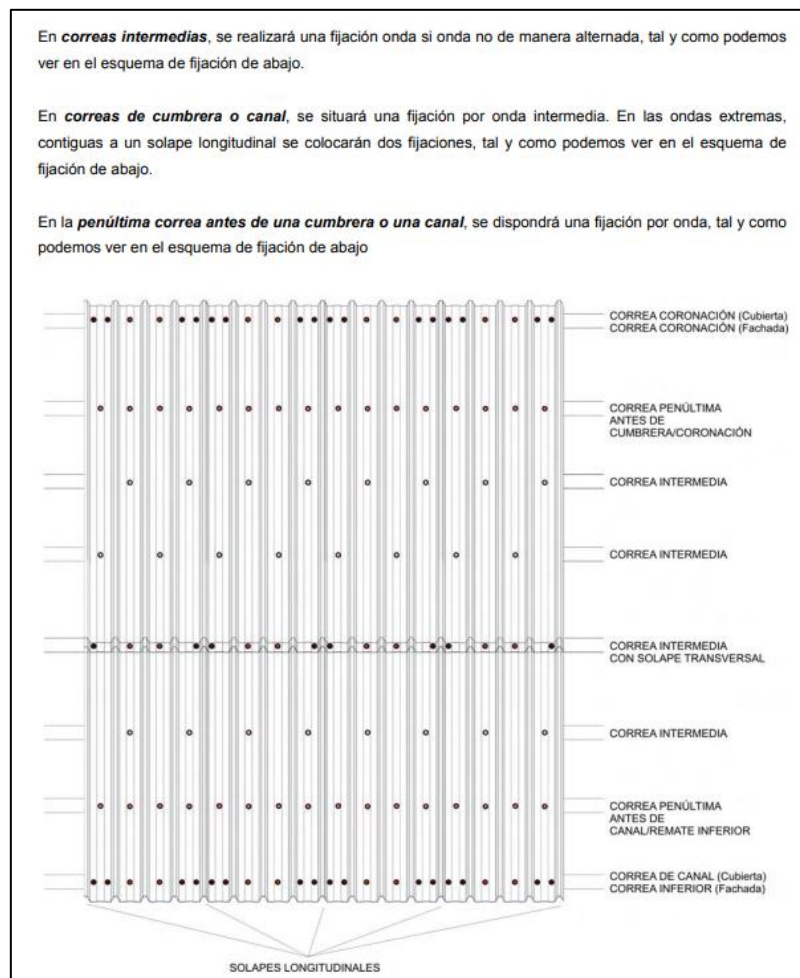


Figura 3-6 Patrón de fijación del panel a correas (intermedias, cumbrera y canal) y solapes. (Fuente: INCOPERFIL)

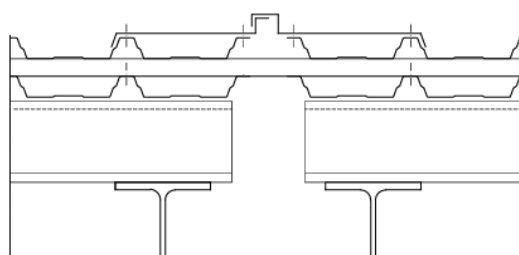


Figura 3-7 Detalle de unión en zona central. (Fuente: INCOPERFIL)

4 MEMORIA DESCRIPTIVA

4.1 La estructura

Se adoptan perfiles laminados conformados en frío macizos tipo IPE (**IPE-550 e IPE-600**) como solución principal del pórtico por su mayor eficiencia estructural en elementos gobernados por flexión, característica habitual en naves porticadas. La geometría del IPE sitúa una proporción elevada de acero en las alas, maximizando el módulo resistente y la rigidez (inercia) frente a los momentos del pórtico con un peso optimizado, lo que permite controlar deformaciones y reducir consumo de material. Frente a alternativas como HEB/HEM, más favorables cuando domina el axil/pandeo en pilares, el IPE resulta generalmente más eficiente para resistir momentos en dinteles y zonas de nudo, evitando incrementos de peso sin mejora equivalente en capacidad a flexión. Asimismo, el perfil IPE facilita detalles habituales de pórtico (cartelas, rigidizadores y uniones atornilladas/soldadas) y se integra con el arriostramiento aportado por correas y elementos secundarios, proporcionando un comportamiento global robusto y constructivamente sencillo.

Los pilares de los pórticos se disponen sobre placas de anclaje metálicas, mediante las cuales se materializa la transmisión de esfuerzos entre la estructura metálica y la cimentación de hormigón armado. Estas placas se fijan a la zapata mediante varillas roscadas “en jota”, embebidos en el hormigón, garantizando una unión resistente y estable en la base del soporte. Tal y como se aprecia en el detalle constructivo correspondiente, la solución incorpora además el oportuno mortero de nivelación bajo la placa base, con el fin de asegurar el correcto apoyo, la adecuada puesta en carga del conjunto y la precisión geométrica en el montaje de los pilares.

Por otra parte, pero como elemento fundamental de diseño y con el fin de minimizar los efectos de la dilatación térmica, y de acuerdo con el criterio recogido en el DB-SE-AE para evitar la existencia de elementos estructurales continuos de longitud superior a 40 m mediante la disposición de juntas, se proyecta una junta intermedia materializada con dos pórticos consecutivos independientes separados 4 cm, permitiendo que cada mitad de la nave dilate sin quedar restringida por el arriostramiento. La nave se arriostra en los extremos y no en los laterales donde resultaría incompatible por la presencia de celosía y puertas correderas, que exigen continuidad de paso y limitan la disposición de diagonales y rigidizaciones.

4.1.1 Pórtico genérico

Para el dimensionamiento preliminar del pórtico tipo de la nave se adoptó un esquema genérico representativo, definido a partir de los parámetros geométricos y de carga más significativos de la estructura. En particular, se consideraron la carga distribuida vertical actuante sobre el pórtico, la altura de los pilares, la elevación del hombro hasta la cumbrera, la longitud real de los cabios en función de la

pendiente de cubierta, el ancho total del pórtico y el coeficiente de reparto empleado en el cálculo. A partir de estos datos, se procedió a la determinación de los esfuerzos más representativos del sistema, obteniéndose los momentos flectores en empotramientos, hombros y cumbrera, así como el esfuerzo cortante en los arranques. Estos resultados permitieron caracterizar el comportamiento resistente del pórtico y sirvieron de base para el posterior dimensionamiento de los perfiles estructurales. Para un mayor detalle del desarrollo del cálculo, puede consultarse el apartado A1.7 Cálculo del pórtico.

Se adjuntan igualmente los diagramas de momentos flectores, esfuerzos cortantes y esfuerzos axiales generados mediante CYPE, con el fin de contrastar gráficamente los resultados obtenidos en el cálculo manual. De su comparación se aprecia una elevada concordancia entre ambos procedimientos, con pequeñas diferencias puntuales que no alteran la validez de los resultados y que pueden considerarse normales dentro del propio proceso de modelización y cálculo. Esta correspondencia refuerza la fiabilidad del dimensionamiento realizado y constituye una comprobación adicional de su correcta formulación. Asimismo, se incorporan las imágenes correspondientes a los tres diagramas citados para facilitar su análisis y verificación (ver Figura 4-1, Figura 4-2 y Figura 4-3).

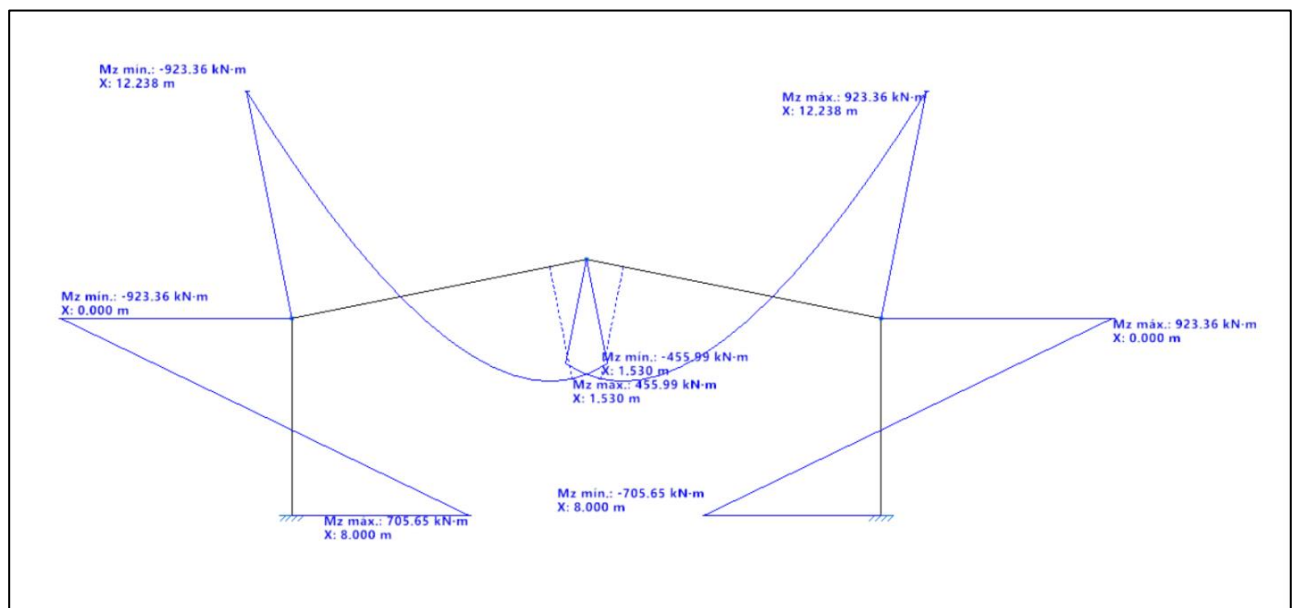


Figura 4-1 Diagrama de momentos flectores obtenido mediante CYPE.

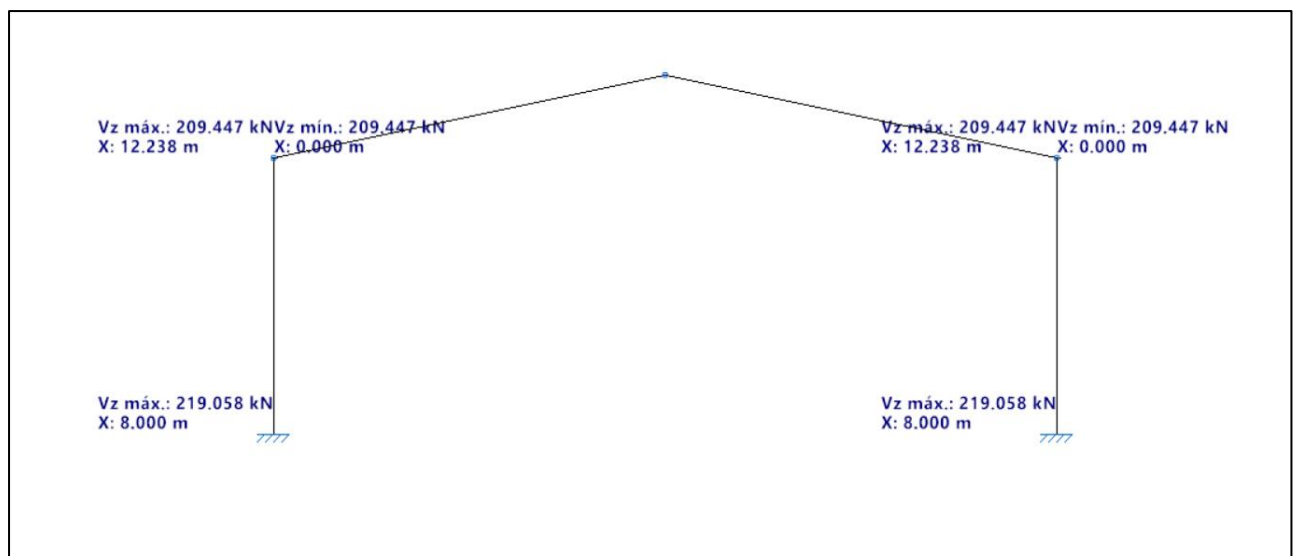


Figura 4-2 Diagrama de esfuerzos cortantes obtenido mediante CYPE.

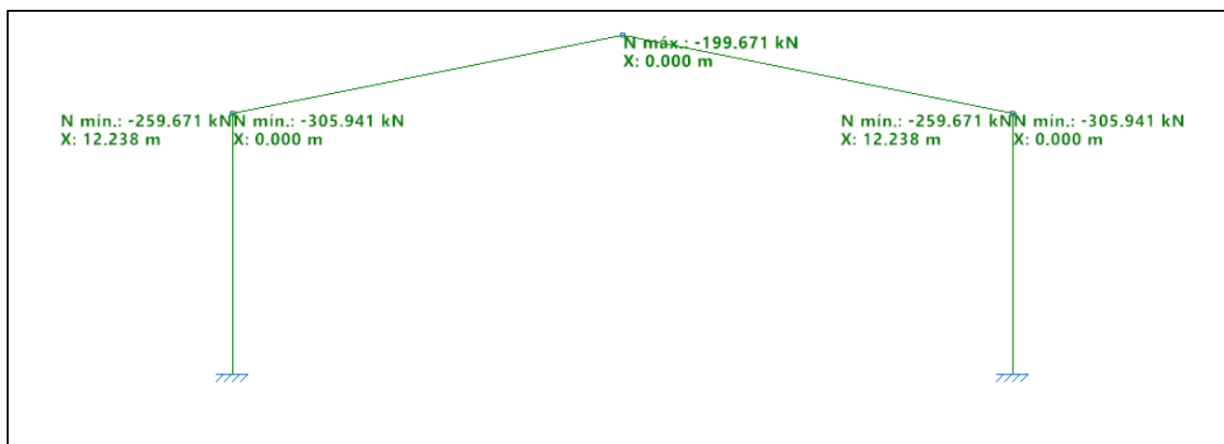


Figura 4-3 Diagrama de esfuerzos axiales obtenido mediante CYPE.

Para el dintel, se selecciona un perfil **IPE – 550** (ver Figura 4-4 y plano n°13 en Anexo VIII: Planos). Los detalles de cálculo pueden analizarse en el apartado A1.8 Cálculo del dintel.

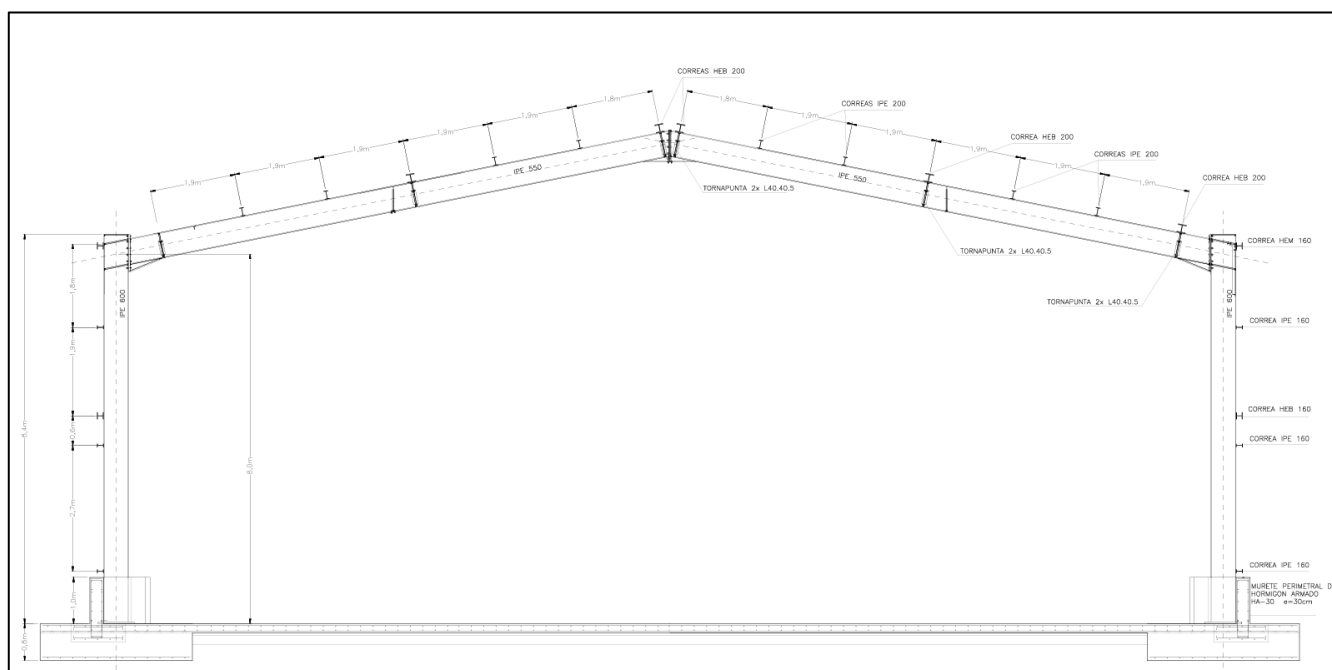


Figura 4-4 Pórtico tipo.

Una vez determinadas las acciones transmitidas por las correas, se procedió a evaluar la carga que cada una de ellas introduce sobre el pórtico principal. Para ello, se descompuso la acción en sus componentes según los ejes considerados y, a partir de la separación entre pórticos, se obtuvo la carga total aportada por cada correa sobre la estructura principal. La combinación de ambas componentes permitió determinar la resultante de la carga lineal aplicada sobre el pórtico, valor que se adoptó como referencia para el análisis resistente y para la posterior evaluación de los esfuerzos en los elementos principales.

4.1.2 Cerramiento hastial cerrado y abierto

En el cerramiento del hastial cerrado se disponen tres pilares secundarios (pilarillos) cuya función estructural se limita a la transmisión de las acciones horizontales de viento hacia el pórtico. Aunque físicamente se ejecutan soldados por el alma, en el modelo de cálculo se idealizan como elementos

articulados en su extremo inferior y simplemente apoyados en el superior mediante una guía, de forma que se permite su giro y su acompañamiento de las deformaciones globales de la nave (ver Figura 4-5 y plano n°12 en Anexo VIII: Planos). Quedan, así pues, dimensionados con perfil **IPE – 400** el pilarillo central e **IPE – 300** los laterales. Para detalles de cálculo, véase A1.12.1 Cálculo del cerramiento hastial cerrado.

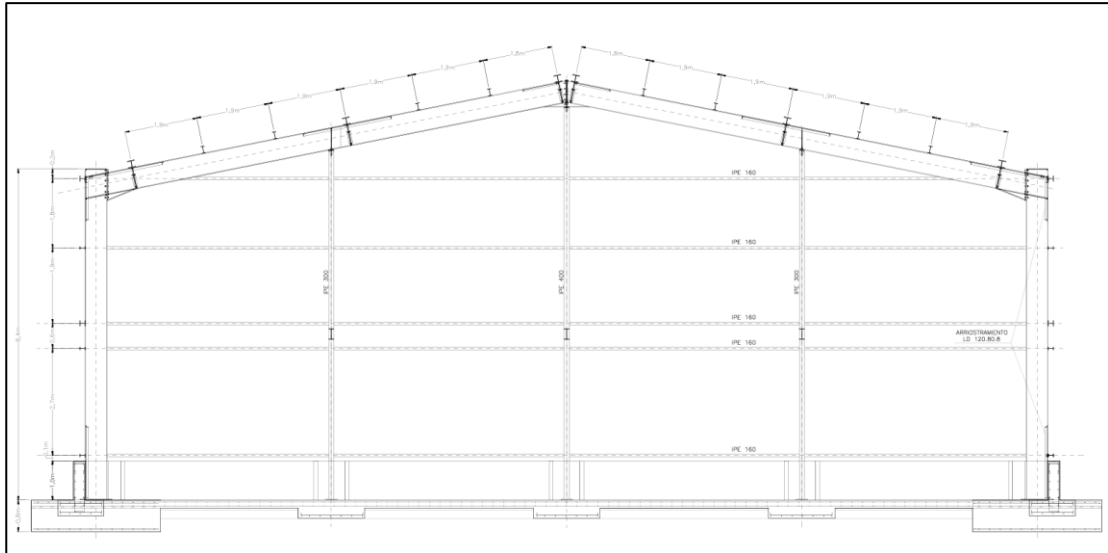


Figura 4-5 Pórtico hastial cerrado.

Para el cerramiento hastial abierto, se dispondrán tres pilarillos de perfil **IPE – 200**, de longitudes más cortas a los del pórtico hastial cerrado, por estar situada debajo la celosía horizontal y el espacio diáfano para colocación de puertas. Los detalles de cálculo para tal resultado se encuentran en el apartado A1.12.2 Cálculo del cerramiento hastial abierto.

4.1.3 Celosía horizontal del pórtico hastial de entrada

Se ha modelado la celosía de fachada como viga equivalente, considerando que los cordones extremos asumen el trabajo principal de tracción/compresión, por lo que se han dimensionado como perfiles UPN 220 verificando el pandeo en ejes fuerte y débil. A partir de la acción de viento de barlovento y de la separación entre pilarillos (6 m), se ha obtenido la carga lineal y, con las reacciones y el momento flector mayorado transmitidos a la celosía, se ha determinado el esfuerzo máximo de compresión en los cordones. El desarrollo completo de cálculo se incluye en A1.13 Cálculo de la celosía horizontal del pórtico hastial de entrada.

4.1.4 Nudos de cumbrera y del pilar con el cabio

Se emplearán tornillos **TR 27 de alta calidad 10.9**. En los planos (Anexo VIII: Planos) y el apartado A1.11 Cálculo de los nudos se encuentra el desarrollo en profundidad para tal elección.

La solución adoptada se resuelve mediante una unión metálica formada por chapas y elementos de atornillado, dispuestos de manera que permitan enlazar de forma eficaz las vigas principales en su punto más alto. Esta disposición no solo favorece la correcta transmisión de esfuerzos entre las piezas, sino que además facilita el montaje en obra, al tratarse de una solución ordenada, registrable y compatible con un proceso constructivo racional.

Las secciones incorporadas en el plano permiten entender cómo se materializa esta unión en cada uno de los perfiles que llegan a la cumbrera, mostrando la disposición de las chapas de unión y refuerzo, así como su adaptación a la geometría de los elementos estructurales. En conjunto, el detalle refleja una solución que busca compatibilizar resistencia, estabilidad, facilidad de ejecución y coherencia constructiva dentro del sistema estructural proyectado (ver Figura 4-6, Figura 4-7 y plano n°15 en Anexo VIII: Planos)

4.1.5 Placas de anclajes de los pilares (hastiales, interiores y central)

Se ha realizado el dimensionamiento y la comprobación de la placa de anclaje de los pilares interiores, definiéndose una placa de 850×500×30 mm con tope inferior soldado para la absorción del esfuerzo cortante, y su unión mediante 3 pernos de anclaje M32 (calidad 5.6); esta calidad en los pernos de anclaje permite su doblado inferior en forma de J sin que se produzcan grietas en el material.

Con los esfuerzos obtenidos del modelo (momento en el empotramiento) y el axil asociado (peso propio y cargas de cubierta y fachada), se ha aplicado el criterio de reparto de presiones en 1/4 de placa, determinando los brazos de palanca y la tracción de cálculo en los pernos mediante equilibrio, resultando cumplimiento a tracción (ver Figura 4-8, Figura 4-9 y plano nº19 en Anexo VIII: Planos). Asimismo, se ha verificado la compresión del hormigón HA-30 en la zona comprimida frente a la resistencia de cálculo, obteniéndose tensiones admisibles. De manera análoga se ha desarrollado la comprobación de las placas de los pórticos hastiales y placa central; el desarrollo completo se recoge en A1.10 Cálculo de las placas de anclaje.

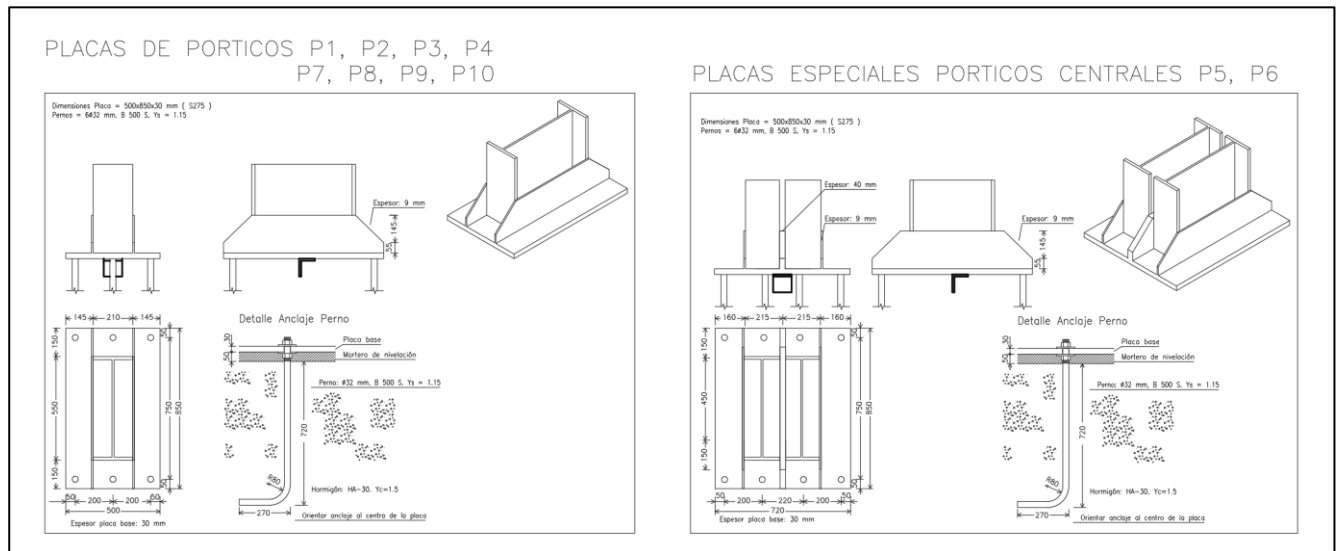


Figura 4-8 Placas de anclaje de los pórticos.

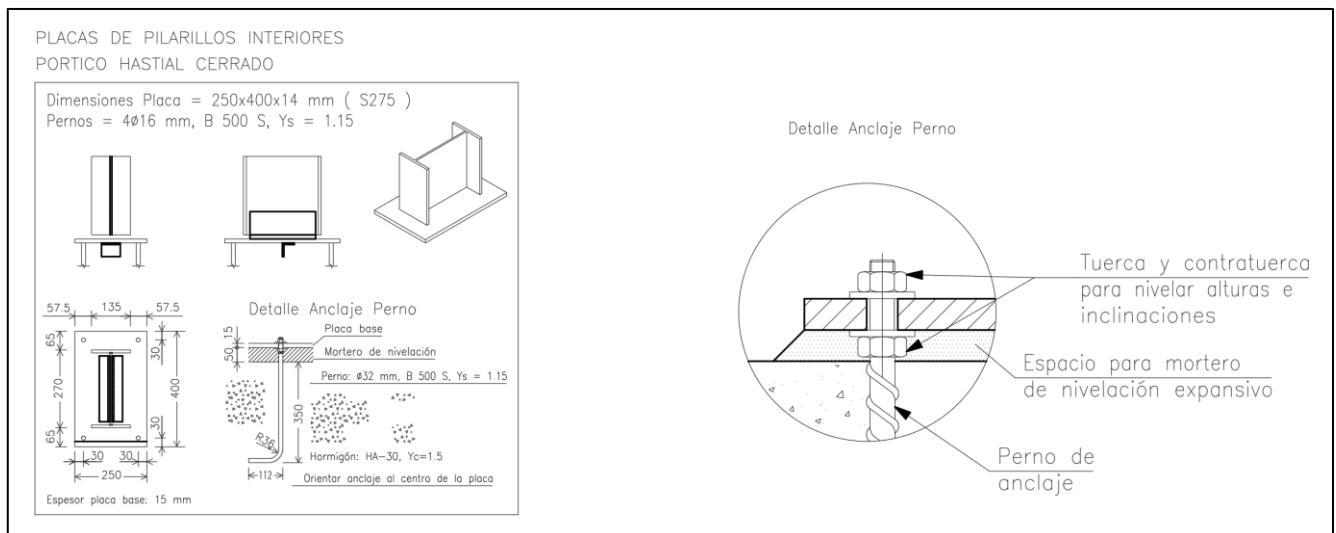


Figura 4-9 Placas de anclaje de los pilarillos y detalle de anclaje de perno genérico.

4.2 Arriostramientos

Debido a la presencia de una junta de dilatación central, que separa dos pilares paralelos, la nave puede considerarse, a efectos estructurales y en lo relativo a los arriostramientos, como dos módulos independientes que deben arriostrarse por separado.

En ambos módulos, el sistema de arriostramiento de cubierta es idéntico; sin embargo, el arriostramiento lateral difiere entre ellos, con el fin de absorber adecuadamente los esfuerzos generados por la celosía situada en el portalón de entrada.

En el arriostramiento con cruces de San Andrés actúa el trabajo axial de tracción, por lo que se seleccionan secciones distintas según su función. Las diagonales se ejecutan con perfiles angulares LD por su elevada eficiencia para resistir tracciones con bajo peso y por la facilidad de atornillado a cartelas, permitiendo una solución repetitiva y rápida (aprovechando, además, la compatibilidad geométrica con los taladros y apoyos de las correas). Para los elementos que deben absorber compresiones y aportar rigidez de reparto del sistema, se adopta HEB-160, más adecuado que un IPE o un perfil angular al presentar mayor estabilidad frente al pandeo y un comportamiento más robusto en uniones, reduciendo

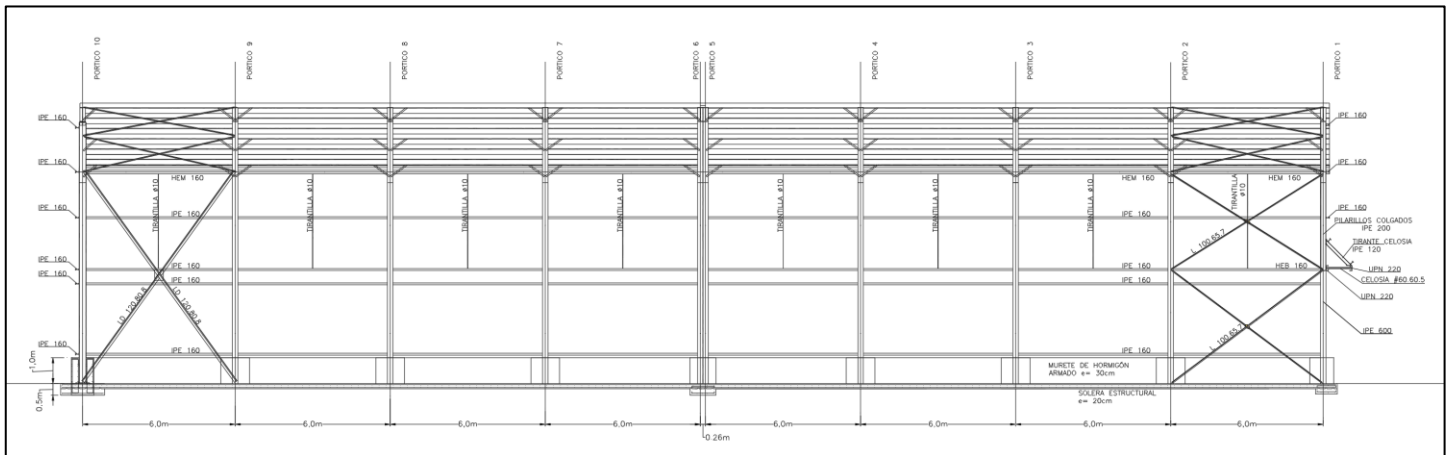


Figura 4-11 Arriostramiento de fachada.

4.2.1 Barras para el arriostramiento en la cubierta

Se adjuntan en A1.14 Cálculo de los esfuerzos para el arriostramiento de cubierta los cálculos para todas las hipótesis con puertas abiertas y cerradas, seleccionando la más desfavorable. Asimismo, como se trata de una estructura cuya respuesta es sensible a las deformaciones geométricas, deben tenerse en cuenta efectos derivados de imperfecciones como la geometría real, el montaje, la falta de verticalidad o la desalineación. En nuestro caso, dichas imperfecciones geométricas se representan mediante fuerzas transversales equivalentes aplicadas sobre la directriz de los elementos comprimidos, conforme a lo indicado en el CTE DB-SE-A, en el apartado 5.4. Los cálculos se encuentran en el apartado A1.15 Imperfecciones de estabilidad de los pórticos para el arriostramiento de cubierta [4].

Para el arriostramiento de cubierta se ha dimensionado la celosía en cruz mediante el método grafostático de Cremona, considerando la nave dividida en dos módulos independientes frente a acciones longitudinales por viento en piñón y adoptando el caso más desfavorable (pórtico hastial cerrado). A partir del axil máximo obtenido (≈ 180 kN, mayorado con $\gamma_Q = 1,5$), se ha verificado cada barra (perfiles angulares tipo LD) en tracción y por esbeltez reducida, imponiendo el límite $\lambda \leq 4$ según DB-SE-A (6.3.1.2). Tras descartar una primera alternativa por no cumplir en uno de los ejes, se adopta el perfil LD 80.60.6, que satisface la esbeltez exigida y presenta resistencia a tracción suficiente ($N_{t,Rd} > N_{Ed}$). El desarrollo completo de hipótesis, longitudes de pandeo y comprobaciones se incluye en A1.15 Imperfecciones de estabilidad de los pórticos para el arriostramiento de cubierta [4].

4.2.2 Barras horizontales laterales del pórtico de entrada

Se han obtenido, mediante el método de Cremona, los axiles de cálculo laterales del pórtico a partir de las cargas horizontales mayoradas. Con dichos esfuerzos se dimensionan las barras, verificando pandeo en ambos ejes; para la barra más comprimida se adopta una sección compuesta de dos U enfrentadas, que cumple la esbeltez y la resistencia. Para detalles de cálculo, véase A1.16 Cálculo de barras horizontales lateral del pórtico de entrada (solución A).

Se han dimensionado las barras horizontales del pórtico de entrada (solución B) para el caso combinado de compresión y doble flexión, asociado a la acción lateral y a la flexión transmitida por las tirantillas y las correas. Se adopta el perfil HEM 160 y se verifica su estabilidad por pandeo en ambos ejes y la interacción conforme a DB-SE-A, resultando cumplimiento de la condición de resistencia. Para detalles de cálculo, véase A1.17 Cálculo de barras horizontales lateral del pórtico de entrada (solución B).

4.2.3 Barras cruzadas laterales del pórtico hastial abierto y cerrado

Se han dimensionado las barras cruzadas laterales del pórtico para el axil máximo a tracción obtenido por Cremona ($N_{Ed} = 254$ kN) y una longitud de pandeo de 7,5 m, verificando el límite de

esbeltez reducida $\bar{\lambda} \leq 3$ y la resistencia a tracción conforme a DB-SE-A. Se adopta el perfil LD 100.65.7, que cumple la esbeltez en el eje fuerte y en el eje débil (considerando la reducción de longitud por la unión en el cruce), y presenta $N_{t,Rd} > N_{Ed}$, por lo que resulta adecuado. Para ver detalles de cálculo, remitirse a A1.18 Cálculo de las barras cruzadas lateral del pórtico (hastial abierto) [4].

Para el hastial cerrado. se han dimensionado las barras cruzadas del lateral del pórtico para el axil máximo a tracción obtenido por Cremona ($N_{Ed} = 254$ kN) y longitud de pandeo 10 m, verificando esbeltez reducida $\bar{\lambda} \leq 3$ y resistencia a tracción según DB-SE-A. Se adopta el perfil LD 120.80.8, que cumple en el eje fuerte y en el eje débil (con reducción de longitud en el cruce) y presenta $N_{t,Rd} > N_{Ed}$. Para ver detalles de cálculo, remitirse a A1.19 Cálculo de las barras cruzadas laterales del pórtico (hastial cerrado) [4].

4.3 Cubierta

Se adopta cubierta de chapa grecada con fieltro de lana de roca, compatible con la pendiente del 20% y con el esquema a dos aguas, por su ligereza y rapidez de ejecución. Además de su función de cerramiento, la chapa grecada contribuye a la rigidez en el plano de cubierta cuando se fija adecuadamente a las correas, favoreciendo el reparto de acciones horizontales y el arriostramiento longitudinal del conjunto, con una solución constructiva industrial, repetitiva y fácilmente controlable. Se trata de una cubierta a dos aguas, compuesta por correas de 12 m dispuestas en vanos de 6 m (ver Figura 4-12 [20]).

Las correas se proyectan con perfiles IPE-200 por tratarse de elementos secundarios gobernados por flexión, donde se busca una elevada rigidez (control de flechas) con un consumo de acero optimizado. La serie IPE ofrece una relación inercia/peso favorable para luces de correa y separaciones entre pórticos habituales en naves industriales, permitiendo una solución robusta y sencilla de montar y fijar a la chapa grecada. En las líneas singulares de alero, centro del cabio y cumbrera se disponen perfiles HEB-200 como correas maestras, por su mayor rigidez y estabilidad, adecuadas para actuar como elementos de amarre y reparto del sistema de cubierta. Estos perfiles, además de soportar los remates y concentraciones locales propias de borde y cumbrera, colaboran en el arriostramiento longitudinal, transmitiendo a los pórticos los esfuerzos derivados de dilataciones térmicas, imperfecciones geométricas y acciones horizontales, con un comportamiento más robusto frente a inestabilidades que alternativas más esbeltas.

Cada faldón contará con siete líneas de correas **IPE-200**, siendo la correa central y las de los extremos (en alero y cumbrera) de perfil **HEB-200**. Estas últimas actuarán como correas maestras, ya que, además de cumplir la función propia de soporte de cubierta, servirán para arriostrarla y transmitir los esfuerzos longitudinales generados por dilataciones térmicas e imperfecciones constructivas.

El recubrimiento se ejecutará mediante doble chapa grecada con aislamiento interior. Se ha optado por montar la chapa grecada “in situ” para facilitar y abaratar el mantenimiento futuro, aun cuando ello incrementa la mano de obra en el montaje, manteniendo no obstante un coste final competitivo. Además incorpora una capa fonoabsorbente en su cara interior para reducir la reverberación y mejorar el confort acústico de la nave, atenuando el ruido generado por la actividad interior y por el impacto de la lluvia sobre la cubierta

A ambos lados de la cumbrera se dispondrán dos franjas de lucernarios de 2 m de ancho y 48 m de longitud cada una, lo que supone un total de 192 m² de superficie acristalada en cubierta. Su ubicación en la parte alta reduce las necesidades de mantenimiento, especialmente en lo relativo a limpieza. Los lucernarios estarán formados por policarbonato resistente en la parte superior y chapa grecada perforada, garantizando la seguridad de los operarios durante los trabajos de mantenimiento en cubierta (ver Figura 4-13 y plano n°7 en Anexo VIII: Planos).

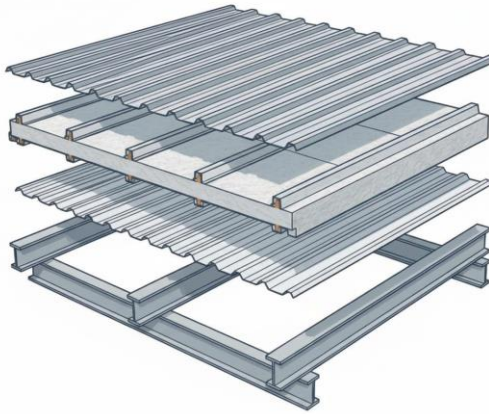


Figura 4-12 Esquema ilustrativo de la disposición de la cubierta.

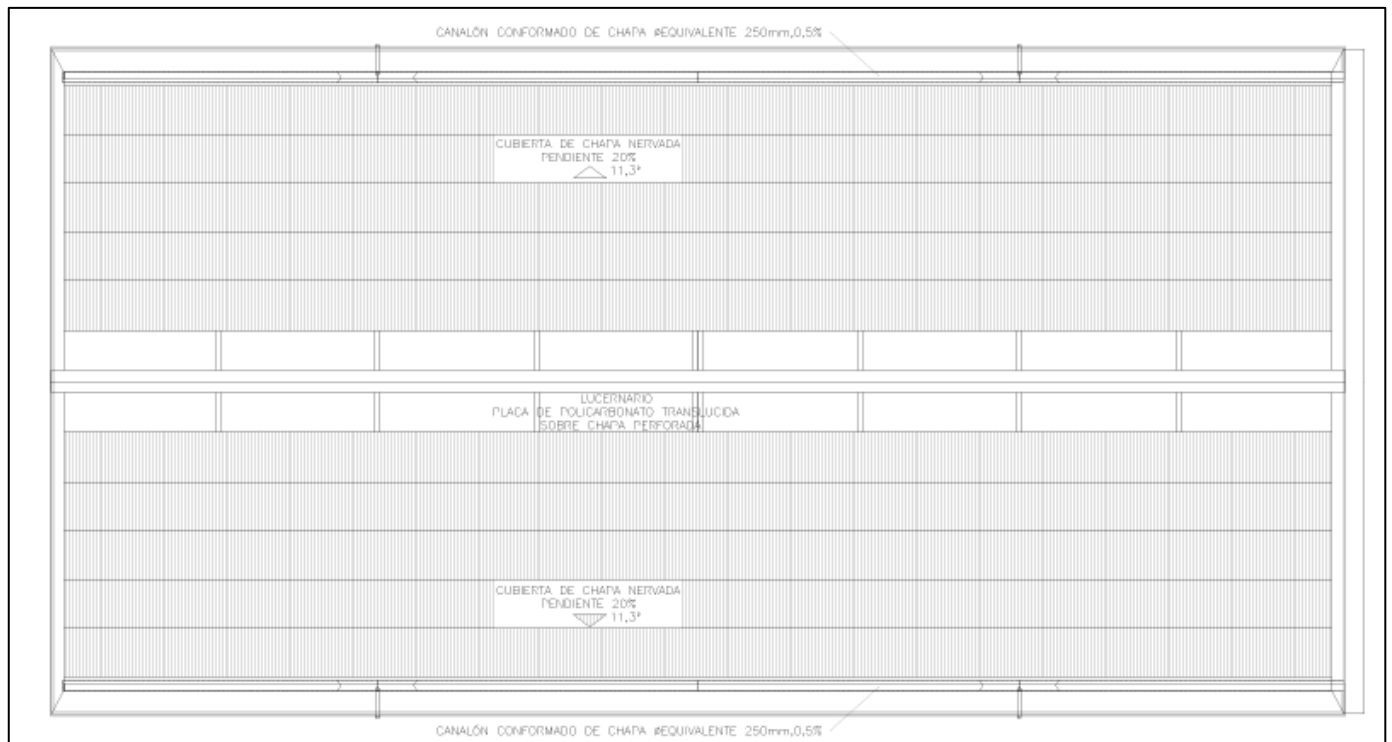


Figura 4-13 Vista en planta de la cubierta.

4.3.1 Correas de cubierta

El dimensionamiento de las correas de cubierta, a partir de las acciones consideradas, conduce a un perfil **IPE 200** como sección mínima resistente. No obstante, para las correas maestras se adopta un perfil **HEB 200**, por aportar una mayor rigidez y capacidad frente a sollicitaciones predominantemente a compresión, mejorando el comportamiento global en servicio y la estabilidad del conjunto. El sistema de conexión es el de “ala con ala” mediante cuatro tornillos M16 – 10.9 en cada correa de cubierta. El resto de correas de cubierta se mantienen con el perfil IPE 200, conforme al resultado del cálculo (ver plano nº7 en Anexo VIII: Planos). Los detalles de cálculo para la justificación se encuentran en el apartado A1.5 Cálculo de correas.

Para comprobar la flecha, se realizará en condición de ELS. Se adopta una hipótesis de acciones más desfavorable que la combinación característica normativa, considerando simultáneamente peso propio + nieve + viento, obteniéndose una flecha inferior a $L/300$, tal y como se detalla en A1.6 Cálculo de deformaciones.

4.3.2 Canalones y bajantes

Partiendo de los datos: [21]

- Superficie de cada faldón: $48 \cdot 12 = 576 \text{ m}^2$
- Pendiente del canalón: 0,5 %

Máxima superficie de cubierta en proyección horizontal (m²)				Diámetro nominal del canalón (mm)
0.5 %	Pendiente del canalón			
	1 %	2 %	4 %	
35	45	65	95	100
60	80	115	165	125
90	125	175	255	150
185	260	370	520	200
335	475	670	930	250

Figura 4-14 Diámetro de canalón para régimen pluviométrico de 100 mm/h [21].

Superficie en proyección horizontal servida (m ²)	Diámetro nominal de la bajante (mm)
65	50
113	63
177	75
318	90
580	110
805	125
1.544	160
2.700	200

Figura 4-15 Diámetro de los colectores de aguas pluviales para un régimen pluviométrico de 100 mm/h [21].

Obteniendo a partir de Figura 4-14 y Figura 4-15:

- Un canalón de diámetro 250 mm
- Dos bajantes de 90 mm, si bien serán de 120 mm para mejorar frente a obturaciones y minimizar el mantenimiento.

Las bajantes se disponen en el lateral a 12 m de los pórticos hastiales para obtener una distribución simétrica del caudal, reducir los recorridos hidráulicos en el canalón y minimizar el riesgo de rebose, además de simplificar la ejecución y el mantenimiento. Asimismo tal y como se ve en la [Figura 4-16](#) y en el plano nº23 en Anexo VIII: Planos, se representa la disposición en el hombro de la recogida de pluviales.

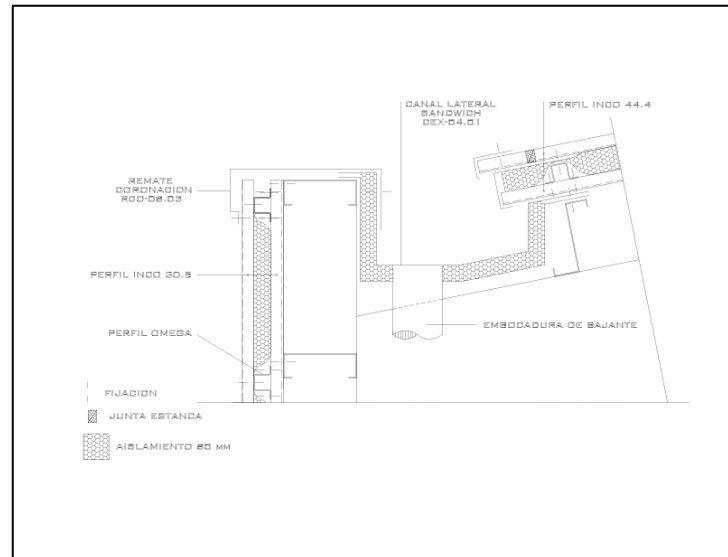


Figura 4-16 Detalle de recogida de pluviales.

4.4 Fachada

La fachada se sectoriza en franjas para optimizar durabilidad, uso y mantenimiento: un zócalo de hormigón armado de 1,0 m de altura en la zona más expuesta, con objeto de resistir impactos y humedades, actuando además como murete perimetral de protección frente a posibles golpes ocasionados por maquinaria de transporte, como carretillas elevadoras o camiones; sobre él, paneles prefabricados de HA por su robustez y rapidez de montaje; una franja intermedia con panel sándwich (2,4 m) para resolver el cerramiento con buen aislamiento y estanqueidad con menor peso y coste; y una franja superior con lucernarios de policarbonato para aportar iluminación natural uniforme, situándolos en cota alta para reducir golpes y minimizar labores de limpieza (Figura 4-17 y Figura 4-18 [22] y en plano nº 4 en Anexo VIII: Planos):

- Murete perimetral: un zócalo de hormigón de 1 m de altura y 30 cm de espesor, que además cumple la función de muro de seguridad perimetral.
- Paneles prefabricados de hormigón armado: elementos de 3 m de altura, 6 m de longitud y 16 cm de espesor.
- Fachada intermedia: cerramiento ejecutado con chapa grecada tipo sándwich montada *in situ*, con aislamiento interior, de 2,4 m de altura.
- Franja superior con lucernarios: constituida por policarbonato translúcido, con una altura de 2 m y una superficie total de 292 m². La disposición de los lucernarios en la parte alta de la fachada responde al criterio de reducir en lo posible las labores de mantenimiento necesarias para su limpieza.

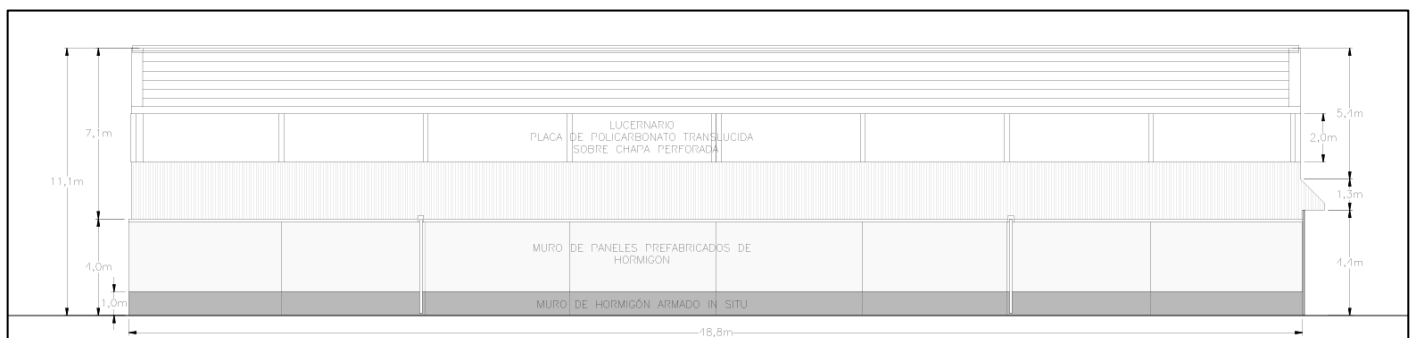


Figura 4-17 Cerramiento lateral.

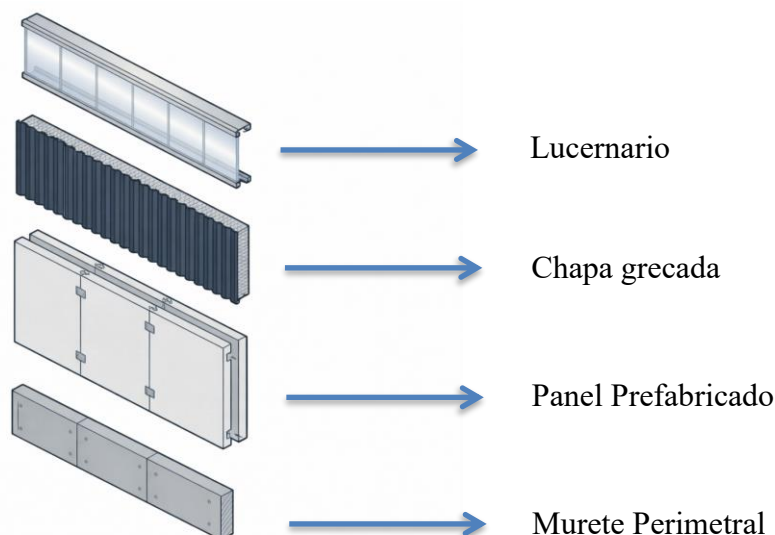


Figura 4-18 Cerramiento de fachada a modo ilustrativo

Según la normativa, en zonas donde circulen carretillas elevadoras es obligatorio prever sistemas de protección contra impactos accidentales, especialmente cuando se manejan cargas pesadas.

En esta nave, destinada al almacenamiento de material de aprovisionamiento, así como otras casuísticas especiales, se prevé el uso de carretillas eléctricas (obligatorias en interiores sin ventilación forzada). Se considera un peso máximo de 3.500 kg (34,3 kN) por carretilla.

El DB-SE-AE establece que el impacto a tener en cuenta equivale a cinco veces la carga, aplicado sobre un rectángulo de 0,4 m de altura y 1,5 m de ancho. En nuestro caso, se adopta un valor de 171,5 kN como carga de impacto [3].

Para proteger la estructura se dispondrá:

- Protecciones frontales en los pilares, de 30 cm de espesor y 1 m de altura.
- Un muro perimetral de hormigón armado, también de 1 m de altura y 30 cm de espesor.

De este modo, los impactos de las carretillas (que por normativa deben transportar las cargas a ras de suelo) no dañarán la estructura principal. Además, la base del muro actuará como viga de atado entre zapatas, quedando integrada junto con la solera.

4.4.1 Correas laterales

El dimensionamiento de las correas laterales se ha llevado a cabo considerando las acciones más representativas que actúan sobre estos elementos dentro de la solución proyectada. En particular, se ha tenido en cuenta, por un lado, el peso propio del cerramiento asociado y, por otro, la hipótesis de viento lateral más desfavorable, correspondiente a la combinación de succión interior y presión exterior, al tratarse de la situación que genera una sollicitación más exigente sobre este tipo de correas. A partir de dichas acciones, se obtuvo la carga lineal de cálculo mayorada, que sirvió como base para el análisis resistente del elemento.

Sobre esta base, se evaluó el momento flector máximo desarrollado en la correa, procediéndose a continuación a la comprobación de su resistencia a flexión en ambos ejes, de acuerdo con el comportamiento real del perfil frente a las sollicitaciones actuantes. Como resultado del proceso de dimensionamiento y verificación, se concluye que el perfil IPE 160 resulta adecuado para la función estructural prevista, presentando un comportamiento satisfactorio y cumpliendo de forma conservadora las exigencias resistentes establecidas. Para un mayor detalle del desarrollo del cálculo, puede

consultarse el apartado A1.20: Cálculo de correas laterales. El sistema de conexión es el de “ala con ala” mediante cuatro tornillos M16 – 10.9 en cada correa de fachada. Para ver detalles de cálculo, remitirse a A1.20 Cálculo de correas laterales.

4.4.2 Tirantillas de fachada y correas superiores

Las tirantillas se dimensionan a tracción tomando la superior como caso más desfavorable y considerando el efecto de los dos huecos entre correas (esfuerzo equivalente $\times 2$), obteniéndose $N_{Ed} \approx 4,6 \text{ kN}$. Aunque el diámetro mínimo resultante sería cercano a Ø5, se adopta Ø10 por criterio constructivo/estético y para unificar con las de fachada, cumpliendo holgadamente. Los detalles de cálculo se anexan en el apartado A1.21 Cálculo de tirantillas.

Se han dimensionado las correas superiores de fachada considerando la doble flexión debida al viento transmitido por la fachada y a las cargas verticales asociadas a las tirantillas, además del peso propio y el peso de cerramiento correspondiente. Se selecciona un perfil HEB 160 y se verifica que su capacidad resistente es suficiente para soportar simultáneamente las solicitaciones en ambos ejes de flexión., resultando $0,61 < 1$, por lo que cumple. El sistema de conexión también es el de “ala con ala” mediante cuatro tornillos M16 – 10.9 en cada correa. Los detalles de cálculo se pueden ver en el apartado A1.22 Cálculo de las correas superiores de fachada con carga de tirantillas.

4.4.3 Lucernarios

En el cerramiento de la nave se prevé la incorporación de lucernarios tanto en fachada como en cubierta, con el objetivo de mejorar la iluminación natural.

- Fachada: se dispondrá, a lo largo de todo el perímetro de la nave, una franja continua de lucernarios de 2,00 m de altura, conformando una superficie aproximada de 240 m².
- Cubierta: se proyectan dos franjas longitudinales de lucernarios, paralelas a la cumbrera y situadas a ambos lados de esta, extendiéndose a lo largo de toda la nave, con una superficie total aproximada de 192 m².

Los lucernarios de cubierta se diseñan con una solución bicapa, compuesta por:

- una capa interior de chapa perforada de 1,2 mm de espesor, y
- una capa exterior de policarbonato resistente, incorporando perfiles tipo omega como elementos intermedios de rigidización y apoyo

Esta configuración aporta mayor rigidez y resistencia al conjunto y, especialmente, mejora la seguridad en operaciones de mantenimiento, al reducir el riesgo de caída en caso de rotura o fallo accidental del policarbonato exterior.

4.4.4 Murete perimetral

Se ha realizado el cálculo justificativo del muro prefabricado siguiendo un criterio análogo al empleado en el dimensionamiento de las zapatas, evaluando específicamente su estabilidad frente a los fenómenos de vuelco y deslizamiento (A1.24 Cálculo justificativo del muro). Para ello, y desde el lado de la seguridad, se ha adoptado un planteamiento conservador, considerando el muro de manera aislada, es decir, sin tener en cuenta la colaboración estructural que pudiera aportar su unión con las zapatas. Bajo esta hipótesis desfavorable, se han comprobado tanto el momento volcador originado por la acción horizontal actuante como el momento estabilizador proporcionado por el peso propio del conjunto formado por zapata, muro y panel prefabricado. Del mismo modo, se ha verificado la resistencia frente al deslizamiento a través del rozamiento en la base, sin recurrir al posible efecto beneficioso del empuje pasivo del terreno, al considerarse que este podría verse reducido por la existencia de excavaciones, arquetas u otras interferencias próximas.

Este enfoque proporciona un margen adicional de seguridad especialmente conveniente en una nave destinada a uso logístico, en la que cabe prever la presencia habitual de operaciones de carga, descarga,

almacenamiento y circulación de medios auxiliares en las proximidades del cerramiento. En este contexto, la estabilidad del muro perimetral adquiere una relevancia particular, no solo desde el punto de vista resistente, sino también en términos de protección frente a acciones accidentales, durabilidad del conjunto y fiabilidad en servicio. La solución adoptada permite, por tanto, disponer de un elemento perimetral robusto, estable y coherente con las exigencias funcionales y de seguridad derivadas del uso previsto de la instalación. El detalle de los cálculos para el murete perimetral se encuentra en A1.24 Cálculo justificativo del muro.

4.5 Solera

La solera estructural de alta resistencia se ha proyectado para soportar cargas puntuales considerables, tales como las generadas por el tránsito de carretillas elevadoras y camiones pesados, así como por el almacenamiento prolongado de materiales de gran peso.

Su composición es la siguiente (ver Figura 4-19 y en el plano nº 21 en Anexo VIII: Planos):

- Capa superior de hormigón: 200 mm de espesor, con hormigón $HA \geq 30$, armado con mallazo doble $\varnothing 6$ mm, malla 150×150 mm, acero B-500. Se adopta para garantizar capacidad portante y control de fisuración por retracción/temperatura en un uso industrial.
- Barrera anticapilaridad: lámina de polietileno. Se coloca para cortar la humedad por capilaridad y mejorar la durabilidad del pavimento.
- Base de asiento: capa de arena de 50 mm. Sirve para regularizar el asiento, proteger la lámina y facilitar una ejecución uniforme.
- Capa de enchachado: 250 mm de espesor, con grava de tamaño aproximado 150/250 mm. Actúa como capa drenante y de reparto, reduciendo asientos y asegurando un apoyo estable de la solera.

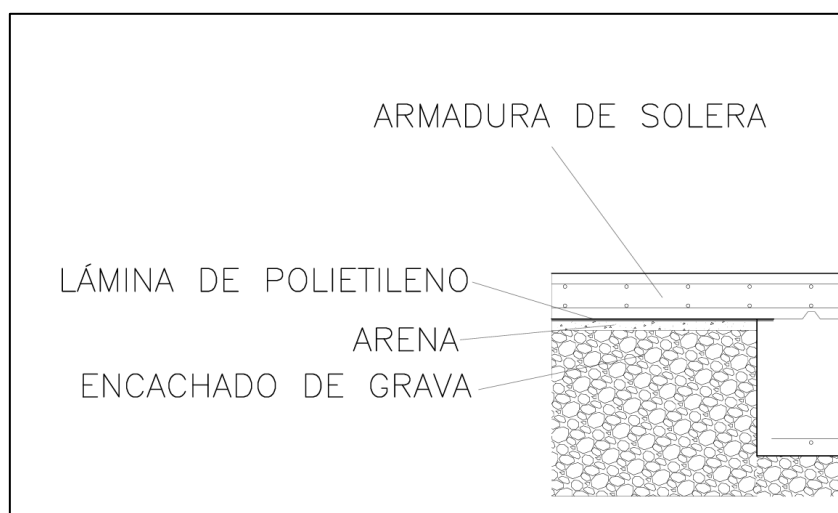


Figura 4-19 Estructura de solera

Para el control de fisuración, los paños de la solera se cortarán a una profundidad de 40/50 mm desde la superficie, evitando afectar a los redondos del emparrillado superior. Dichos cortes se dispondrán coincidiendo con las vertientes hacia las arquetas, tal como se indica en los planos, con el fin de controlar las tensiones superficiales y facilitar la evacuación de líquidos durante las labores de limpieza.

Asimismo, la solera se encuentra dividida en paños que vierten hacia las arquetas para optimizar el drenaje y mantenimiento de la nave (ver Figura 4-20 y en plano nº 17 en Anexo VIII: Planos).

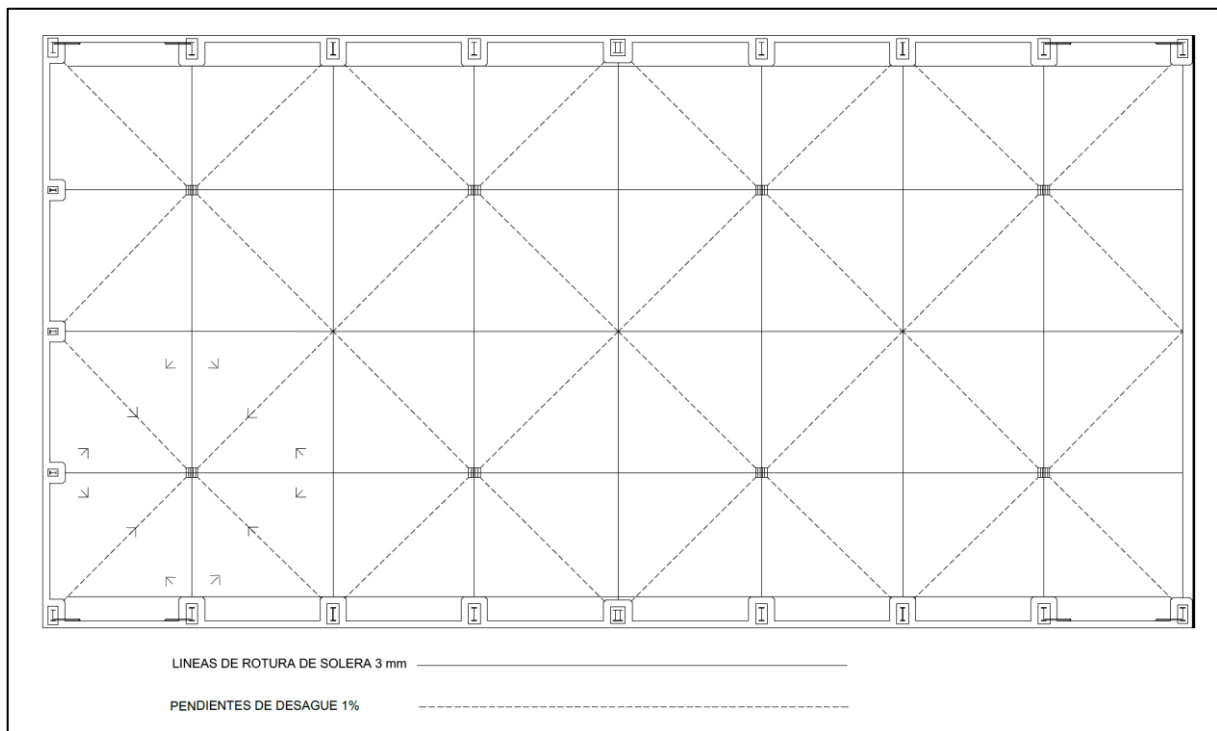


Figura 4-20 Juntas de retracción de la solera

Con el objetivo de incrementar la estabilidad estructural, los mallazos de la solera se insertan en las zapatas de muros y pilares. De esta manera, zapatas, muros y solera trabajan conjuntamente, garantizando la estabilidad relativa de los cimientos y aumentando significativamente la consistencia de la base estructural de la nave.

4.6 Cimentación

La solución de cimentación adoptada responde tanto a la naturaleza del terreno como a las condiciones particulares del emplazamiento. En este sentido, debe tenerse presente que la actuación se sitúa sobre una zona con características geotécnicas condicionadas por su carácter de terreno ganado al mar, circunstancia que exige prestar especial atención al modo en que las cargas se transmiten al terreno y a la conveniencia de favorecer un reparto lo más uniforme y extendido posible de las tensiones.

De acuerdo con la cartografía geotécnica consultada, el emplazamiento se encuadra en áreas de rocas sanas (I2), descritas como materiales de alta competencia mecánica y con altas capacidades de carga y escasa/inexistente deformabilidad. En consecuencia, y a efectos de predimensionado, se adopta una tensión admisible $q_{adm} = 0,30 \text{ MPa}$ ($\approx 3,0 \text{ kg/cm}^2$), condicionada a que la cimentación se ejecute sobre roca sana, tras la retirada de posibles rellenos o zonas meteorizadas, y a su verificación mediante el reconocimiento geotécnico correspondiente conforme a DB-SE-C. Pese a que esta capacidad portante puede considerarse razonablemente adecuada, la elevada pluviosidad de la zona provoca una notable reducción del coeficiente de rozamiento interno, que llega a comportarse como un efecto lubricante. Esta circunstancia puede dar lugar a movimientos relativos entre las zapatas, por lo que se adoptan medidas especiales en el diseño de la cimentación para garantizar su estabilidad [23]. En conjunto, y de acuerdo con los datos geotécnicos disponibles, puede considerarse que el terreno presenta capacidad suficiente para soportar adecuadamente la cimentación superficial propuesta, siempre que esta se disponga sobre estrato competente y en las condiciones previstas de ejecución.

A partir de las conclusiones del estudio geotécnico y en coherencia con la tipología estructural de la nave, se ha optado por una solución de cimentación superficial mediante zapatas aisladas de hormigón armado, unidas entre sí por vigas de atado también de hormigón armado. Esta elección permite adaptar la cimentación al esquema resistente de la nave, caracterizado por apoyos puntuales claramente definidos, al tiempo que favorece una distribución más equilibrada de esfuerzos sobre el terreno. Frente

a otras alternativas, como la cimentación profunda o la losa general, la solución adoptada resulta más coherente con la organización estructural del edificio, con las solicitaciones transmitidas por los soportes y con la lógica constructiva general del proyecto (ver Figura 4-21 y en plano nº 21 en Anexo VIII: Planos).

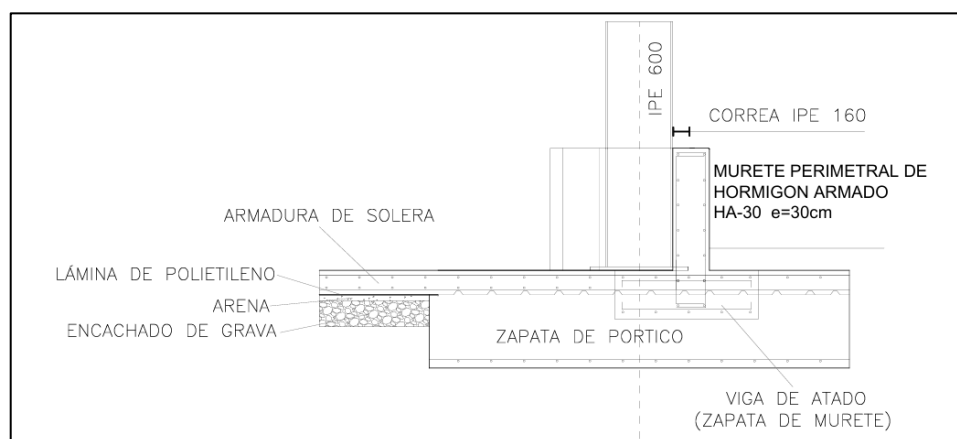


Figura 4-21 Detalle de encuentro zapata y solera.

Las zapatas aisladas de hormigón armado constituyen, por tanto, el elemento principal de apoyo de los pilares, recibiendo las cargas verticales y horizontales procedentes de la superestructura y transmitiéndolas al terreno con una superficie de reparto suficiente. La unión entre zapatas mediante vigas de atado armadas con sus correspondientes estribos permite mejorar el comportamiento conjunto de la cimentación, limitar desplazamientos relativos y reforzar la estabilidad global del sistema, especialmente ante acciones horizontales y posibles diferencias de comportamiento entre apoyos.

Además del entramado longitudinal de atado entre zapatas, se disponen tres vigas de atado transversales, situadas en los dos extremos de la nave y en su zona central. En estas vigas, debido a su gran longitud de aproximadamente de 24 m, se han realizado dos puntos de anclaje al terreno. Esta disposición permite incrementar la rigidez del conjunto y evitar fenómenos de levantamiento de la solera por la abertura de pilares como fenómeno secundario por cargas elevadas en la cubierta, contribuyendo a un funcionamiento más sólido y estable de la cimentación en su conjunto (ver Figura 4-22 y en plano nº 18 en Anexo VIII: Planos).

Por otra parte, la cimentación corrida del muro perimetral se integra en la solución general de la cimentación, si bien mantiene su independencia funcional respecto de la viga de atado principal. De este modo, ambas soluciones quedan coordinadas dentro del conjunto resistente, pero conservando cada una su propia misión estructural: por un lado, el apoyo continuo del cerramiento perimetral; por otro, el arriostramiento y conexión general entre zapatas. Esta disposición permite compatibilizar el correcto apoyo del muro con la lógica estructural del sistema de cimentación de la nave.

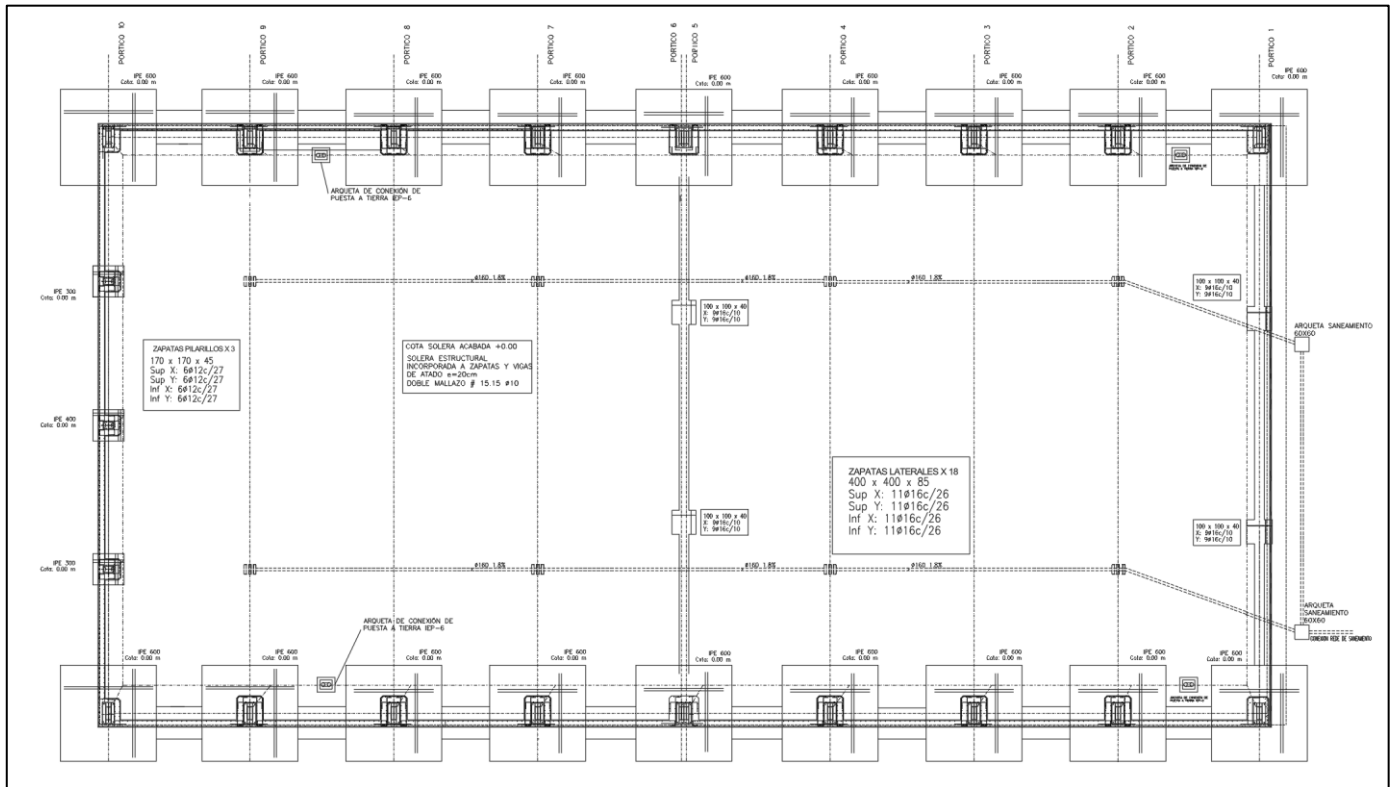


Figura 4-22 Distribución de zapatas.

En consecuencia, la cimentación se concibe como un sistema superficial de zapatas aisladas y vigas de atado de hormigón armado, diseñado para asegurar una transmisión adecuada de cargas, mejorar el reparto de tensiones sobre el terreno y proporcionar al conjunto la rigidez y estabilidad necesarias. La solución adoptada responde así de forma coherente a las características del terreno, al esquema estructural de la nave y a la necesidad de disponer de una cimentación robusta, racional y adecuadamente integrada en el comportamiento global del edificio (ver Figura 4-23 y en plano nº 26 en Anexo VIII: Planos).

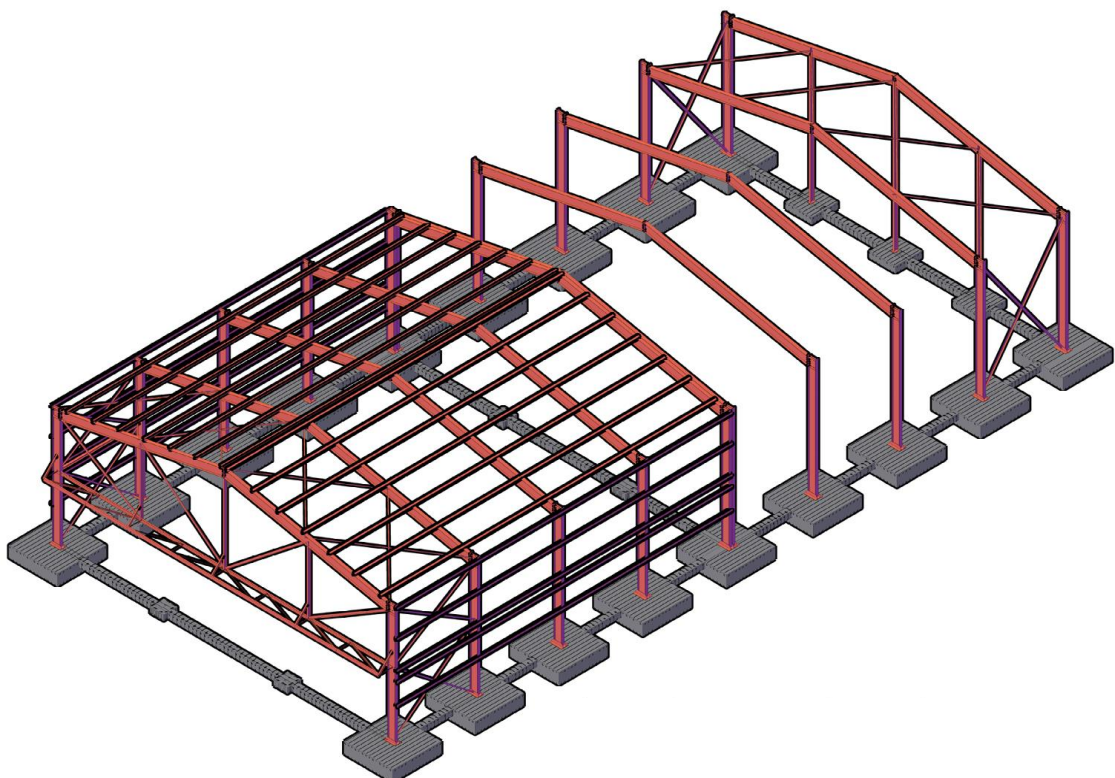


Figura 4-23 Vista 3D de la estructura con zapatas y vigas de atado.

4.6.1 Zapatas

Las zapatas se han dimensionado y verificado a partir de las acciones verticales transmitidas por la superestructura, considerando tanto el peso propio del hormigón como las cargas procedentes del pilar, del cabio, de la cubierta y del cerramiento de fachada, con el fin de obtener la resultante actuante en la base de apoyo. A partir de dicha resultante, se ha procedido a la comprobación de la estabilidad global de la cimentación frente a los estados límite más relevantes, prestando especial atención a los fenómenos de vuelco y deslizamiento, dada su importancia en el comportamiento seguro del conjunto.

En particular, se ha verificado la estabilidad frente a vuelco mediante la comparación entre el momento estabilizador y el momento volcador, aplicando los coeficientes de seguridad establecidos en el DB-SE-C. Asimismo, se ha comprobado la estabilidad frente al deslizamiento adoptando, desde el lado de la seguridad, la hipótesis de no considerar el posible empuje pasivo del terreno, de modo que la verificación se fundamenta exclusivamente en la resistencia movilizada por rozamiento en la base. Finalmente, se ha evaluado la tensión de contacto en el borde de la zapata, comprobando que los valores obtenidos resultan compatibles con la capacidad portante admisible del terreno. El cumplimiento satisfactorio de todas estas verificaciones permite concluir que la solución de cimentación adoptada presenta un comportamiento estable y adecuado para las solicitaciones previstas. Para un mayor detalle del desarrollo del cálculo, puede consultarse el apartado A1.23 Cálculo de zapatas

4.7 Accesso

En el hastial de acceso se ha dispuesto una puerta de gran formato resuelta mediante cuatro hojas correderas de 6 m de anchura cada una. Esta configuración permite obtener huecos útiles de 12 m, pudiendo situarse tanto en la zona central como en los extremos del frente, lo que aporta una notable flexibilidad de uso para las operaciones de entrada y salida de material, vehículos y medios auxiliares. La altura libre de paso de 4,5 m se considera suficiente para las necesidades logísticas previstas (ver Figura 4-26).

La magnitud del hueco practicado en este frente hace necesario complementar el pórtico hastial con elementos específicos de rigidización. Por este motivo, la solución se apoya en dos celosías metálicas diferenciadas. La primera es una celosía horizontal superior, situada sobre la línea de las puertas, cuya función principal es servir de soporte y guiado al carril superior de las hojas correderas. No obstante, además de esta función mecánica, actúa también como elemento de refuerzo, contribuyendo a mejorar la rigidez del conjunto y a limitar deformaciones en la parte superior del hueco (Figura 4-24 y en plano nº 8 en Anexo VIII: Planos). La segunda es una celosía vertical lateral, que refuerza el borde del acceso y ayuda a estabilizar el plano del hastial en una zona especialmente debilitada por la gran abertura existente (Figura 4-25 y en plano nº 9 en Anexo VIII: Planos).

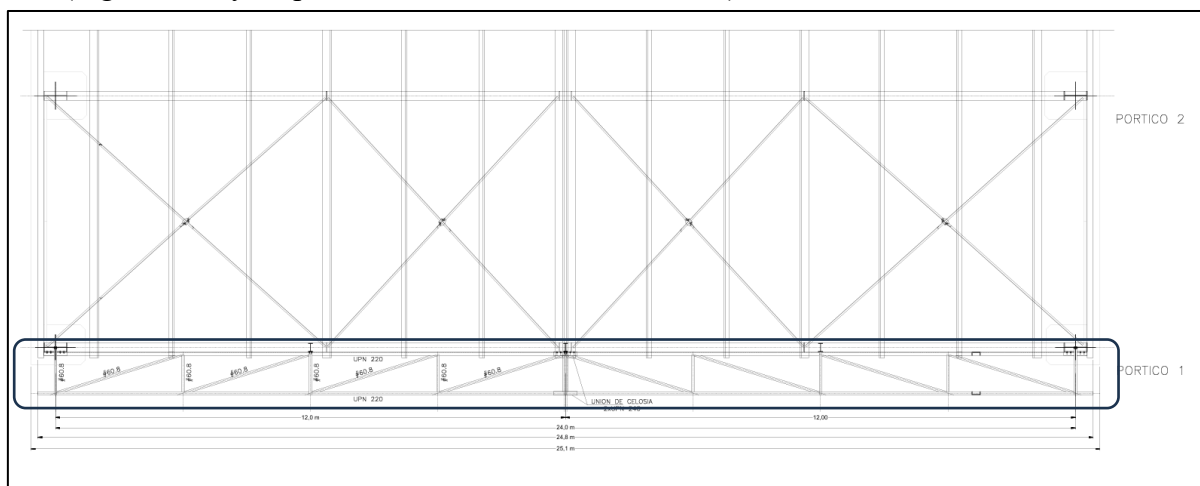


Figura 4-24 Vista en planta de la celosía horizontal del pórtico de acceso.

criterio de aprovechamiento de superficie disponible, sino a una visión más amplia del proyecto, en la que la nave no se entiende como una infraestructura pasiva, sino como un elemento capaz de contribuir activamente al funcionamiento energético de la ENM.

La cubierta de la nave ofrece unas condiciones especialmente favorables para la implantación de este tipo de sistema, tanto por su extensión como por su configuración geométrica y su exposición. En este sentido, se ha planteado la ocupación de una parte significativa de la superficie de cubierta mediante paneles fotovoltaicos, aprovechando así una zona que, por su naturaleza, resulta idónea para la captación solar sin interferir con la operatividad interior de la instalación. La integración de esta solución se ha considerado desde fases tempranas del proyecto, de forma que su presencia no aparezca como un elemento añadido de manera secundaria, sino como una dotación incorporada de forma coherente en la concepción general de la nave.

Desde el punto de vista funcional, la instalación fotovoltaica se plantea como una infraestructura energética polivalente al servicio de la ENM. Su finalidad principal es contribuir al autoconsumo eléctrico, reduciendo la dependencia del suministro exterior para determinados consumos asociados al funcionamiento ordinario de la instalación o del recinto. Al mismo tiempo, esta dotación abre la posibilidad de reforzar futuras estrategias de electrificación interna, incluyendo el apoyo a sistemas de recarga de vehículos eléctricos o a soluciones de almacenamiento energético mediante baterías. En un entorno institucional como el de la Escuela, este tipo de previsión resulta especialmente interesante, no solo por razones de eficiencia, sino también por su potencial contribución a la autonomía operativa y a la resiliencia del complejo frente a eventuales contingencias de suministro.

La incorporación de placas fotovoltaicas tiene además una repercusión positiva desde el punto de vista ambiental, al favorecer una producción de energía de origen renovable y reducir parcialmente el consumo procedente de fuentes convencionales. En este sentido, la nave proyectada no solo responde a una necesidad logística concreta, sino que incorpora una mejora adicional ligada a criterios contemporáneos de sostenibilidad, eficiencia y responsabilidad en el uso de los recursos. La solución adoptada permite, por tanto, compatibilizar la función principal de la edificación con un aprovechamiento energético complementario de gran interés para la institución.

Desde el punto de vista estructural, la previsión de la instalación fotovoltaica ha sido tenida en cuenta en el desarrollo del proyecto, incorporando las acciones correspondientes dentro del proceso general de cálculo de la cubierta y de los elementos resistentes asociados. De este modo, la presencia de los paneles no se considera como una actuación ajena al diseño de la nave, sino como una condición integrada en la definición de la solución adoptada. Todos los cálculos, comprobaciones y consideraciones técnicas relativas a este sistema se recogen en la memoria, donde se justifica su implantación y su compatibilidad con el comportamiento global de la estructura proyectada.

4.9 Mantenimiento

La nave contará con un plan de mantenimiento periódico para asegurar su buen funcionamiento, que incluye:

- Limpieza de canalones una vez al año.
- Limpieza de lucernarios cada dos años.
- Pintado solo si es necesario, siguiendo las indicaciones del fabricante de la protección. Si no se dispone de información, se recomienda repintar a los 10 años.
- Mantenimiento de las chapas grecadas según las indicaciones del fabricante.
- Revisión de la tornillería y uniones principales: una vez al año por el propietario (avisando a un técnico si se detectan daños) y cada tres años directamente por un técnico competente.

4.9.1 Programa de revisión de la estructura y uniones

- Revisión anual por la propiedad: se establece una revisión anual por parte del propietario mediante inspección visual de la tornillería estructural y de las uniones principales, prestando atención a aflojamientos, corrosión, deformaciones, impactos por operación (carretillas, cargas) o cualquier indicio de daño; en caso de detectarse anomalías, se avisará a técnico competente (apartado 2.3 DB – SE) [2].
- Revisión trienal por técnico competente: adicionalmente, se establece una inspección cada 3 años realizada directamente por técnico competente, con revisión documentada de uniones principales y puntos singulares, y con propuesta de correcciones si procede, manteniendo actualizado el registro en el libro del edificio.

4.9.2 Operaciones de mantenimiento programadas

1. Evacuación de aguas: se realizará limpieza de canalones con periodicidad anual, con el objeto de asegurar la correcta evacuación de aguas y evitar obstrucciones que puedan generar filtraciones, reboses o patologías por humedades.
2. Lucernarios: se realizará limpieza de lucernarios con periodicidad bienal incluyendo inspección visual de su estado (fisuras, degradación superficial, sellados y encuentros) para mantener la iluminación natural y detectar a tiempo pérdidas de estanqueidad.
3. Protección anticorrosiva y repintado: el repintado se realizará solo en caso de necesidad, dado que no existen partes de la estructura metálica expuestas permanentemente a la intemperie; en todo caso, el mantenimiento se ajustará a lo indicado por el fabricante del sistema de protección (p. ej., plazos de garantía y prescripciones de conservación). A falta de indicaciones específicas del fabricante, se adopta como criterio orientativo una revisión del recubrimiento y, en su caso, repintado a los 10 años. (apartado 13.1 del DB-SE-A) [4].
4. Cerramientos y cubierta de chapa grecadas: el mantenimiento de las chapas grecadas (cerramientos y cubierta) se efectuará conforme a las instrucciones del fabricante, verificando el estado de fijaciones, solapes, sellados, posibles deformaciones y puntos de corrosión localizada, procediendo a la reposición o reparación cuando sea necesario.

4.10 Incidencia ambiental de la actividad

Desde el punto de vista ambiental, la actividad prevista en la nave presenta una incidencia reducida, al destinarse fundamentalmente al almacenamiento y a operaciones logísticas interiores, sin que se prevean procesos productivos, transformaciones industriales ni focos emisores de especial entidad. En consecuencia, no se contemplan emisiones significativas de gases contaminantes, vertidos líquidos asociados a procesos de fabricación ni niveles de ruido equiparables a los propios de una actividad industrial intensiva. Del mismo modo, la instalación no implica, por su propia naturaleza, la manipulación sistemática de sustancias peligrosas ni condiciones de funcionamiento susceptibles de generar afecciones relevantes sobre el entorno inmediato.

En este sentido, la nave debe entenderse como una infraestructura de apoyo logístico de carácter esencialmente inocuo, en la que la actividad principal se limita al resguardo, organización y movimiento interior de material. Ello no excluye, naturalmente, la adopción de las medidas ordinarias de control, mantenimiento, orden y seguridad propias de cualquier instalación de estas características, pero sí permite afirmar que su implantación no comporta, en principio, una afección ambiental relevante comparable a la de otros usos industriales de mayor intensidad. Por tanto, la actuación se inserta dentro de un marco de impacto ambiental limitado, compatible con el entorno en el que se ubica y con la naturaleza funcional del recinto de la ENM. En coherencia con ello, el proyecto incorpora asimismo un estudio básico de gestión de residuos, orientado a prever y ordenar adecuadamente la gestión de los residuos derivados de la ejecución de la actuación, conforme a los criterios habituales de control ambiental y buena práctica constructiva (ver Anexo V: Estudio básico de gestión de residuos).

Asimismo, teniendo en cuenta criterios de sostenibilidad, también se ha pensado en el reciclaje de los elementos que conforman la nave, una vez agotado el tiempo de vida de la misma, pues al ser atornillada tanto la estructura primaria de pórticos como la estructura secundaria de correas es fácilmente desmontable, bien sea para reutilización o reciclaje; lo mismo sucede con las chapas grecadas de cubierta y fachada.

4.11 Maquinaria y medios auxiliares previstos

La nave se ha concebido para dar servicio a operaciones de almacenamiento y manipulación de material, por lo que su diseño ha tenido en cuenta la presencia de medios auxiliares de transporte interior y de cargas puntuales de cierta entidad. En particular, la instalación se ha previsto para admitir el funcionamiento de carretillas elevadoras de hasta 3.500 kg, así como la circulación ocasional de vehículos destinados a carga y descarga, lo que condiciona de forma directa tanto la definición de la solera como la organización del espacio interior.

Esta previsión implica considerar no solo las cargas uniformemente repartidas asociadas al almacenamiento, sino también las solicitaciones concentradas derivadas del paso de ruedas, de las maniobras interiores y de la posible acumulación de material en determinadas zonas. En consecuencia, la nave se ha proyectado con una configuración espacial y una altura útil que permiten el movimiento seguro de estos equipos, evitando interferencias con la estructura y favoreciendo un uso logístico eficaz del volumen disponible.

Asimismo, la altura interior adoptada y la capacidad resistente de la solera permiten contemplar soluciones de almacenamiento en altura, incluidas configuraciones con estanterías de mayor desarrollo vertical o incluso sistemas de organización más mecanizados si en el futuro fueran necesarios. De este modo, la instalación no solo responde a las necesidades actuales de manipulación y almacenamiento, sino que se diseña con un margen suficiente de versatilidad para adaptarse a una operativa logística más exigente.

4.12 Seguridad en caso de incendio

En materia de seguridad contra incendios, la nave se encuadra dentro del ámbito de aplicación del Real Decreto 164/2025, de 4 de marzo, por el que se aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales, actualmente vigente y que sustituyó al reglamento anterior de 2004.

A efectos de clasificación, el establecimiento se considera de tipo B, al tratarse de una edificación de uso industrial adosada o próxima a otras construcciones dentro del recinto, pero manteniendo independencia estructural respecto de ellas. Esta clasificación resulta relevante, ya que condiciona las exigencias aplicables en relación con la sectorización, evacuación, resistencia al fuego de los elementos constructivos, instalaciones de protección contra incendios y condiciones generales de seguridad del establecimiento.

La consideración de la nave dentro de esta tipología implica que el diseño no debe limitarse a resolver únicamente la funcionalidad logística y la estabilidad estructural, sino que ha de incorporar también las medidas necesarias para garantizar una respuesta adecuada ante una eventual situación de incendio. En este sentido, la seguridad contra incendios se integra como un criterio transversal del proyecto, afectando tanto a la configuración general del edificio como a la definición de sus elementos constructivos, recorridos y dotaciones de protección. De esta manera, la nave se concibe no solo como un contenedor logístico eficaz, sino como una instalación capaz de satisfacer las condiciones de seguridad exigibles a un establecimiento industrial de sus características [24].

Se adjunta, como parte complementaria del presente proyecto, una **justificación básica de protección contra incendios**, elaborada con el fin de verificar de manera preliminar el cumplimiento de las condiciones esenciales de seguridad en caso de incendio aplicables a la nave proyectada. Dicha

justificación recoge los criterios fundamentales relativos a la evacuación, sectorización, estabilidad al fuego, reacción y resistencia de los materiales, así como a los medios de protección y señalización previstos, constituyendo una base técnica inicial sobre la que podrá desarrollarse, en fases posteriores, un estudio más detallado y completo en esta materia (ver Anexo IV: Justificación básica de protección contra incendios).

4.12.1 Pintura

Se aplicará un sistema de protección anticorrosiva y de protección frente al fuego en los elementos de acero. En primer lugar, se ejecutará una base antióxido (imprimación) sobre el acero previamente preparado, con el objetivo de mejorar la adherencia y garantizar la durabilidad frente a la corrosión en ambiente exterior/interior húmedo. Sobre esta imprimación se aplicará pintura intumescente, que en caso de incendio expande formando una capa aislante, aumentando el tiempo de resistencia del perfil y retrasando la pérdida de capacidad portante. El conjunto de capas se aplicará conforme a las especificaciones del fabricante (espesores, tiempos de secado y compatibilidades) y con el control correspondiente de preparación de superficie y espesor aplicado.

5 PLIEGO DE CONDICIONES

5.1 Ejecución de obra según Pliego de Condiciones

La ejecución de la obra deberá desarrollarse en todo momento conforme a lo establecido en el Pliego de Condiciones, documento que fija las prescripciones técnicas, administrativas y de control necesarias para garantizar la correcta realización de los trabajos. En este sentido, dicho pliego constituye el marco de referencia que regula los materiales a emplear, las condiciones de puesta en obra, los controles de calidad, las obligaciones de la contrata y los criterios de aceptación de las distintas unidades ejecutadas, asegurando que el proceso constructivo se ajuste a las exigencias del proyecto, a la normativa vigente y a los niveles de calidad, seguridad y funcionalidad previstos.

Se ha elaborado un Pliego de Condiciones académico acorde a:

- Memoria de cálculo del TFG (datos técnicos del diseño)
- Guía de pliego perteneciente a la obra *Naves industriales con acero* centrada en naves industriales de acero, con prescripciones sobre clase de ejecución, materiales, protección, soldadura, uniones y tolerancias [25].

El pliego está redactado con trazabilidad: en cada apartado relevante se incluyen referencias a dichas fuentes y referencias normativas (CTE, Código Estructural, RSCIEI, etc.).

5.2 Metodología de trazabilidad

La redacción se ha hecho con un enfoque de ingeniería documental:

- Los datos geométricos, soluciones constructivas, materiales definidos, y criterios de dimensionado se extraen solo de la memoria (por ejemplo: geometría 24×48 m, perfiles de pórticos, composición de solera, configuración de cubierta y FV, etc.).
- Las prescripciones de procedimiento (por ejemplo, documentación exigible al taller, plan de calidad, tolerancias, soldadura y uniones atornilladas) se apoyan en la guía, y se actualizan con normativa vigente cuando proceda.
- La normativa se ha contrastado con fuentes oficiales, prioritariamente el Boletín Oficial del Estado y portales ministeriales.

5.3 Marco normativo español aplicable y actualización de la guía

El marco regulatorio mínimo para un proyecto de nave industrial en España (con estructura metálica y cimentación/hormigón) queda, de forma sintética, así:

CTE es exigible como marco normativo general de edificación según el Real Decreto 314/2006 (y sus actualizaciones) [1].

En particular, para lo estructural y acciones:

- DB-SE (bases y documentación, criterios de seguridad estructural).
- DB-SE-AE (acciones: viento, nieve, impacto, etc.).

Para materiales y ejecución de estructuras:

- El Código Estructural (RD 470/2021) está vigente desde el 10/11/2021 (entrada en vigor a los tres meses de su publicación), y deroga expresamente EHE-08 y EAE [5].
- El Código Estructural reconoce el uso de los Eurocódigos como vía de justificación en determinados supuestos (incluido sector público), remitiendo a la disponibilidad de Anejos Nacionales publicados por el ministerio competente.

Seguridad contra incendios (industrial):

- El nuevo RSCIEI se aprueba por el Real Decreto 164/2025 [24].
- Para instalaciones de PCI (protección activa), aplica el RIPCI (RD 513/2017), al que el propio RD 164/2025 remite en modificaciones. (*Anejo III*) [24].

Marco contractual y de agentes (cláusulas tipo que se incluyen, especialmente si el promotor es público):

- Ley 9/2017 (LCSP): referencia base para contratación pública si el pliego tuviera traslación real a licitación [26].
- Ley 38/1999 (LOE): agentes, responsabilidades y documentación del proceso edificatorio [27].

Seguridad y salud, residuos y energía (cláusulas habituales en pliego):

- RD 1627/1997 (disposiciones mínimas S&S en obras) [28].
- RD 105/2008 (RCD: producción y gestión) [29].
- Si se define la instalación FV completa: REBT (RD 842/2002) y régimen de autoconsumo (RD 244/2019) [30].

5.4 Informe analítico de consistencia entre Memoria, Guía y normativa

Respecto al perfil del proyecto extraído de la memoria:

El proyecto corresponde a una nave industrial del TFG del Centro Universitario de la Defensa en la ENM con emplazamiento en Marín (provincia de Pontevedra), con promotor el Ministerio de Defensa y referencia urbanística al Concello de Marín.

Los parámetros principales definidos son: planta 24×48 m (1.152 m²), separación entre pórticos 6 m, altura exterior 8 m y altura interior libre 7,60 m junto a pilares; cubierta a dos aguas con pendiente 20%, y una gran puerta en hastial compuesta por 4 hojas correderas (6 m cada una) con altura 4,5 m, además de una puerta peatonal integrada.

La solución estructural es una nave metálica porticada, con perfiles principales IPE-550 e IPE-600, y una junta intermedia para limitar efectos de dilatación (doble pórtico independiente separado 4 cm); arriostramientos en cubierta y laterales con cruces tipo “San Andrés” (LD), y correas definidas (IPE-200, con correas maestras HEB-200 en posiciones indicadas).

En obra civil y envolvente destacan: solera estructural de 200 mm de hormigón HA ≥ 30 con doble mallazo Ø8/150×150 y acero B-500; lámina de polietileno, arena 50 mm y encachado 250 mm; muro perimetral de HA armado 1,0 m alto y 0,30 m espesor como protección frente a carretillas; y fachada por franjas (zócalo HA, paneles prefabricados HA, franja sandwich, franja superior traslúcida).

Para cubiertas y energía: el cerramiento se resuelve con doble chapa grecada tipo “sándwich” de Incoperfil (INCO 70.4) y aislamiento de lana de roca de ROCKWOOL (espesor 80 mm). Se prevé un campo fotovoltaico sobre cubierta con 228 módulos ATERSA A-550M GS, montaje coplanar con sistema K2 Systems MiniRail, potencia total $\approx 125,4$ kWp DC y estimación de producción anual con PVGIS.

Finalmente, se definen: pintura (base antióxido + pintura intumescente), lucernarios (fachada 2 m banda continua; cubierta dos franjas 2 m a ambos lados de cumbrera) y canalones (DN 250 mm, pendiente 0,5%, bajantes DN 120 mm, posición simétrica).

Respecto a prescripciones iniciales:

El pliego debe ser proporcional a la importancia de la nave y debe ser clasificar la ejecución con base en EN 1090-2 y CE.

Según bibliografía, un esquema práctico de clasificación resulta en:

- Nivel de consecuencias (CC1–CC3),
- Categoría de uso (SC1–SC2) y
- Categoría de ejecución (PC1–PC2),

deduciendo una Clase de Ejecución (1 a 4): EXC2 de acuerdo a UNE – EN 1090 – 2.

También fija recomendaciones materiales y de tornillería (p. ej., aceros S235–S355; sugerencia S275JR para perfiles y S355J2 para chapas; tornillería 10.9 en uniones relevantes, etc.), y racionalización de diámetros para reducir errores.

En durabilidad y protección: propone especificar el ambiente de corrosión (ISO 12944), preparación de superficie (p. ej., Sa 2½) y sistemas compatibles de un único fabricante, con recomendaciones de imprimación (p. ej., zinc-silicato ≥ 50 µm).

En control y ejecución: exige Plan de Calidad con puntos de inspección, documentación previa del contratista (planos de taller, plan de montaje, memoria de soldeo, plan de seguridad), y detalla criterios para uniones atornilladas y soldadas (incluyendo plan de soldeo y cualificación).

En tolerancias se deben distinguir tolerancias normales y especiales, remitiendo a EN 1090-2 para tolerancias funcionales.

5.5 Condiciones generales

El presente Pliego de Condiciones regula la ejecución material de la nave industrial para almacenamiento de material de aprovisionamiento militar definida en el proyecto, incluyendo estructura metálica porticada, cerramientos, cubierta, solera estructural, muro perimetral de protección, canalones/bajantes y previsión de instalación fotovoltaica, conforme a la Memoria. Es aplicable a la obra en la ENM de Marín (Pontevedra), y a todos los agentes intervinientes (propiedad, dirección facultativa, contratista, subcontratas y suministradores).

Se considerará de obligado cumplimiento la normativa vigente en la fecha de aprobación/licitación y ejecución de la obra. Como mínimo: CTE (RD 314/2006) y sus DB, Código Estructural (RD 470/2021), RSCIEI (RD 164/2025), RD 1627/1997 (S&S), RD 105/2008 (RCD) y, si se desarrolla la FV completa, REBT (RD 842/2002) y RD 244/2019.

En caso de discrepancia, la prelación será:

1. Normativa vigente aplicable.
2. Planos del proyecto y memoria aprobada.
3. Presente Pliego de Condiciones.
4. Documentación del contratista aprobada por la Dirección Facultativa (plan de montaje, planos de taller, procedimientos).

La Dirección Facultativa documentará órdenes y modificaciones en el Libro de Órdenes, y el contratista actuará conforme a dichas instrucciones. (DB – SE). El contratista deberá presentar con antelación suficiente la documentación de fabricación/montaje para su revisión [2].

Además, el contratista será responsable de:

- Ejecutar conforme a proyecto, normativa y pliego, con medios humanos y materiales adecuados.
- Implantar el Plan de Seguridad y Salud según RD 1627/1997.
- Gestionar residuos según RD 105/2008 (prevención, segregación, trazabilidad).
- Aportar certificados y documentación final de obra (as-built, mantenimiento).

5.6 Prescripciones técnicas

Se realizará replanteo completo de estructura y niveles previos al inicio de excavaciones y hormigonados. Cualquier discrepancia entre realidad y planos se notificará antes de ejecutar. Asimismo, se adopta un predimensionado de tensión admisible $q_{adm} = 0,30 \text{ MPa}$ condicionado a ejecutar sobre roca sana y a verificación mediante reconocimiento geotécnico conforme a DB-SE-C.

Las zapatas de muros y pilares, el muro perimetral y la solera trabajarán conjuntamente al conectarse los mallazos a zapatas, incrementando consistencia y estabilidad relativa (criterio de proyecto por condiciones de alta pluviosidad).

Para la solera estructural, se empleará hormigón: $HA \geq 30$.

- Espesor: 200 mm.
- Armado: doble mallazo Ø8 mm 150×150, acero B-500.
- Capas inferiores: lámina de polietileno, arena 50 mm, encachado 250 mm.

Se ejecutarán cortes de 40–50 mm sin afectar al emparrillado superior, colocados según vertientes hacia arquetas.

Respecto a la configuración de la estructura metálica definida:

- Estructura porticada metálica.
- Perfiles principales: IPE-550 e IPE-600.
- Junta intermedia por dilatación materializada con separación 3 cm entre pórticos consecutivos y, adicionalmente, separación suficiente entre pórticos (se verifica separación de 30 mm por dilatación para un módulo de 24 m y $\Delta T = 50 \text{ °C}$).

Respecto a correas y arriostramientos definidos:

- Correas de cubierta de la longitud del vano (6 metros); siete líneas por faldón IPE-200, con correa central y extremos HEB-200 como correas maestras.
- Arriostramientos con cruces tipo “San Andrés” (LD) y participación de correas en transmisión de esfuerzos.

El proyecto se basa en que “el 100% de las soldaduras se realicen en taller” y el montaje sea atornillado en obra; por ello, el pliego exige:

- Planos de taller y plan de montaje antes de fabricar/montar.
- Plan de Calidad y Puntos de Inspección (PPI) durante fabricación y montaje.

Se priorizarán uniones atornilladas en obra. En uniones atornilladas, se recomienda reducir variedad de tornillería (criterio guía) y adoptar procedimientos de comprobación coherentes (por ejemplo, para no pretensadas, EN 1090-2 permite prescindir de arandelas en ciertos casos; aun así la guía recomienda arandelas en nudos de barras/correas por durabilidad y ductilidad). Para soldaduras estructurales, se exigirá con puntos mínimos (proceso, secuencias, control de distorsión, puntos de inspección, criterios de aceptación), y cualificación de procedimientos y soldadores, según normas ISO citadas por la guía (ISO 3834, ISO 15609, ISO 9606, ISO 4063).

La cubierta será un panel tipo “sándwich” ejecutado in situ: hoja interior con chapa grecada INCO 70.4 (acabado inferior y soporte), omegas, aislamiento continuo de lana de roca (80 mm) y hoja exterior de chapa grecada.

Dispondrá de lucernarios a lo largo de toda la fachada (franja continua de 2,00 m a lo largo del perímetro ($\approx 240 \text{ m}^2$) y en cubierta dos franjas de $2,0 \text{ m} \times 48 \text{ m}$ (total 192 m^2). Se empleará para ello una solución tipo bicapa para el lucernario de cubierta: chapa perforada interior y policarbonato exterior y perfiles omega como rigidización/apoyo para mayor seguridad en mantenimiento.

La fachada consta de cuatro franjas horizontales: zócalo de HA (1 m alto, 30 cm espesor), panel prefabricado de HA (3 m alto, 6 m largo, 16 cm espesor), franja de chapa sándwich (2,4 m), y franja superior de lucernarios de policarbonato (2 m).

Debe considerarse impacto por carretillas en zonas con circulación interior; la memoria adopta peso máximo 3.500 kg (34,3 kN) y fuerza equivalente 171,5 kN ($=5 \cdot 34,3$). Para ello, el pliego concreta un muro perimetral y protecciones frontales de pilares (1 m alto, 30 cm espesor). La base normativa y geometría de aplicación está en DB-SE-AE 4.3.2. [3].

Respecto a la pintura, se prescribe con base antióxido e intumescente. Se deberá especificar ambiente de corrosión y criterio de repintado (ISO 12944 como referencia técnica), exigir preparación superficial (p. ej., Sa 2½) y sistema compatible de un único fabricante; y determinar resistencia al fuego requerida y sistema intumescente certificado conforme al marco de incendio aplicable: RSCIEI (RD 164/2025) y, si aplica por edificación, DB-SI.

Respecto a canalones y bajantes:

- Superficie de cada faldón: $48 \times 12 = 576 \text{ m}^2$.
- Pendiente del canalón: 0,5%.
- Resultado de dimensionado: canalón DN 250 mm; dos bajantes que por tabla podrían ser 90 mm, pero se adoptan 120 mm para minimizar obturaciones y mantenimiento. Ubicación: en lateral, 12 m desde pórticos hastiales, distribución simétrica
- Ubicación: en lateral, 12 m desde pórticos hastiales, distribución simétrica

Finalmente, se define una instalación fotovoltaica de autoconsumo sobre cubierta, con montaje coplanar, módulos A-550M GS, sistema de fijación MiniRail, 228 módulos ($\approx 125,4 \text{ kWp DC}$), con retranqueos y pasillos para mantenimiento.

La memoria indica que la instalación eléctrica completa no se desarrolla (solo toma de tierra y canalizaciones), por lo que en este pliego se prescriben como mínimo:

- compatibilidad estructural, estanqueidad y fijaciones según fabricante,
- y que el desarrollo eléctrico cumpla REBT y RD 244/2019 si se licita esa parte.

5.7 Control de calidad, ensayos y criterios de aceptación

Se exigirá un Plan de Calidad que incluya revisión documental, organización del control y un programa de puntos de inspección (PPI), tal como recomienda la guía. El contratista aportará, antes de

fabricar/montar: planos de taller, plan de montaje, memoria/plan de soldeo (si procede) y plan de seguridad.

Respecto a criterios de aceptación y tolerancias, se definen:

- Tolerancias estructurales: según EN 1090-2 (la guía “operativiza” su importancia y recomienda clase 1 en cerramientos convencionales).
- Tolerancias en pernos de anclaje: la guía cita una desviación permitida de 6 mm para el centro del conjunto de pernos como tolerancia normal.
- En fachada: límite de desviación total en función de la longitud y límites locales (p. ej., 5 mm en posición de pilar soldado a placa base; 10 mm entre ejes/caras exteriores en alineación).

6 PRESUPUESTO

La partida presupuestaria del presente proyecto se ha elaborado a partir de las mediciones obtenidas del diseño y dimensionamiento de la nave, definidas conforme a los cálculos realizados y a la solución constructiva finalmente adoptada. De este modo, cada unidad de obra ha sido cuantificada en base a la documentación técnica desarrollada, garantizando la coherencia entre el diseño proyectado y su valoración económica. Asimismo, la mayor parte de los precios empleados se ha obtenido del Generador de Precios de CYPE, con valores actualizados para España, recurriéndose puntualmente a catálogos particulares de fabricantes o proveedores para partidas específicas.

La Tabla 6-1 muestra el desglose de las distintas partidas del presupuesto, indicando para cada una de ellas la unidad empleada, el precio unitario, la medición correspondiente y el importe resultante. De este modo, se presenta de forma clara, ordenada y justificada la valoración económica de los diferentes trabajos contemplados en el proyecto con el Presupuesto de Ejecución Material (PEM) como total [31] – [32] –[33].

Partida	Ud	Medición	Precio unitario	Importe (€)
Excavación rellenos (0,5–1,2 m)	m ³	979,20 m ³	5,09 €/m ³	4984,13
Excavación sustrato (pozos para zapatas)	m ³	272,00 m ³	15,23 €/m ³	4.142,56
Zapata HA + acero (tipo CSZ010)	m ³	272,00 m ³	200,03 €/m ³	54.408,16
Solera HA-30 armada 20 cm (tipo ANS010)	m ²	1152,00 m ²	55,45 €/m ²	63.878,40
Encachado 20 cm base solera (tipo ANE010)	m ²	1152,00 m ²	9,49 €/m ²	10.932,48
Acero S275JR en pórticos (IPE600 + IPE550)	kg	288 kg	2,02 €/kg	91.847,36

Correas (2 faldones, IPE 200)	kg	8.601,6 kg	2,51 €/kg	21.590,02
Correas (2 faldones, HEB 200)	kg	17.654,4 kg	2,51 €/kg	44.312,54
Cerramiento panel sándwich fachada 50 mm	m ²	237,6	68,44 €/m ²	16.263,74
Puerta corredera metálica (referencia CYPE LGA020)	ud	4	3.457,63 €/ud	13.830,52
Perno de anclaje Ø32 B500S	ud	108	3,67 €/ud	396,36
Tuerca M32 clase 5	ud	216	2,88 €/ud	622,08
Tornillo M27 clase 10.9	ud	300	17,70€/ud	5.310,00
Tuerca M27 clase 10	ud	300	2,09 €/ud	627,48
Tornillo M16 clase 10.9	ud	424	5,05€/ud	2.141,20
Tuerca M16 clase 10	ud	424	0,54€/ud	356,16
Canalón circular PVC desarrollo ≈Ø250	m	96,00	16,89 €/m	1.621,44
Bajante exterior PVC Ø120 mm [34]	m	32,00	16,70 €/m	534,40
Cubierta inclinada de panel sándwich aislante de acero (80 mm, pendiente >10%)	m ²	1174,77 m ²	53,77 €/m ²	63.171,42
Placas traslúcidas de poliéster gran onda (lucernarios)	m ²	480,00 m ²	26,12 €/m ²	12.537,60
Módulo FV A-550M GS (550 W)	ud	228	83,00 €/ud	18.924,00
Estructura soporte para módulo FV sobre cubierta inclinada (aluminio)	ud	228	73,04 €/ud	16.653,12
Inversor fotovoltaico trifásico	ud	2	4.799,45 €/ud	9.598,90
TOTAL (PEM)				458.687,07

Tabla 6-1 Partida presupuestaria

Con objeto de presentar de forma sintética y ordenada la valoración económica del proyecto, se recoge a continuación, en la Tabla 6-2, un resumen del presupuesto agrupado por capítulos. Esta clasificación permite identificar con claridad el peso económico de los principales bloques de actuación contemplados, desde las fases iniciales de acondicionamiento y cimentación hasta la ejecución de la

estructura, la envolvente y la instalación fotovoltaica proyectada. Asimismo, permite apreciar de forma general qué partidas tienen mayor repercusión económica dentro del conjunto, destacando especialmente los capítulos correspondientes a la cimentación y solera, así como a la estructura metálica, por constituir la base resistente y funcional principal de la nave. De este modo, la tabla siguiente muestra el PEM resultante, obtenido a partir de las mediciones y precios unitarios definidos previamente.

Concepto	Importe (€)
Acondicionamiento del terreno	9.126,69
Cimentaciones y solera	129.219,04
Estructura metálica	167.203,20
Fachadas y huecos	30.094,26
Evacuación pluvial (canalón + bajantes)	2.155,84
Cubierta y lucernarios	75.709,02
Instalación fotovoltaica (módulos + estructura + inversores)	45.176,02
Presupuesto de Ejecución Material (PEM)	458.687,07

Tabla 6-2 Presupuesto de Ejecución Material

El Presupuesto de Ejecución por Contrata (PEC) (Tabla 6-3) se obtiene a partir del PEM (Tabla 6-1 y Tabla 6-2) incrementado con los Gastos Generales de la empresa (13 %) y el Beneficio Industrial del contratista (6 %), conforme a lo establecido en el *Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre*, por el que se aprueba el Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas. Finalmente, al PEC se le aplica el Impuesto sobre el Valor Añadido (IVA) del 21 %, de acuerdo con lo dispuesto en la *Ley 37/1992, de 28 de diciembre, del Impuesto sobre el Valor Añadido* [35] [36]. Como resultado de todo ello, el **presupuesto total del proyecto asciende a 660.463,51 €**.

Concepto	%	Importe (€)
Presupuesto de Ejecución Material (PEM)		458.687,07
Gastos Generales (GG)	13	59.629,32
Beneficio Industrial (BI)	6	27.521,22
Suma (PEM + GG + BI)		545.837,61
IVA (tipo general)	21	114.625,51
Presupuesto de Ejecución por Contrata (PEC)		660.463,51

Tabla 6-3 Presupuesto final

7 CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS

7.1 Conclusiones

A la vista del desarrollo realizado a lo largo del presente trabajo, puede concluirse que se ha alcanzado satisfactoriamente el objetivo principal planteado al inicio del proyecto, consistente en el desarrollo técnico completo de una nave metálica industrial de uso logístico en el entorno de la Escuela Naval Militar de Marín, concebida para sustituir a la instalación actualmente existente. El trabajo ha permitido definir de forma íntegra y coherente la solución proyectada, abordando tanto el diseño estructural como la definición constructiva de los elementos que componen la edificación, todo ello dentro del marco documental propio de un proyecto técnico completo, articulado mediante memoria, planos, pliego de condiciones y presupuesto.

En primer lugar, se han establecido las características generales de la nave, definiendo sus dimensiones, geometría, configuración estructural y criterios funcionales de uso. Esta fase ha permitido adoptar una solución adaptada a las necesidades logísticas previstas, garantizando una adecuada organización espacial, la disponibilidad de un espacio interior operativo y la correcta integración de la nueva nave dentro del entorno físico y funcional en el que se implanta.

Asimismo, se han determinado las acciones actuantes sobre la estructura de acuerdo con la normativa vigente, considerando las cargas permanentes, las sobrecargas de uso, las acciones ambientales y aquellas derivadas de las instalaciones previstas en la edificación. Esta caracterización de acciones ha constituido la base necesaria para el posterior desarrollo del cálculo estructural, permitiendo justificar el comportamiento resistente de la nave frente a las distintas solicitaciones previsibles durante su vida útil.

En relación con la estructura portante principal, se ha llevado a cabo el dimensionamiento de los elementos metálicos fundamentales de la nave, tales como pilares, vigas de cubierta y sistemas de arriostramiento. Del mismo modo, se ha procedido al diseño de los elementos secundarios que completan el sistema resistente, incluyendo correas, sistemas auxiliares de estabilización y mecanismos de transmisión de cargas hacia la cimentación. Con ello, se ha conseguido una solución estructural clara, estable y técnicamente viable, en la que cada componente desempeña una función definida dentro del comportamiento global del conjunto.

Por otra parte, se ha resuelto el diseño de la cimentación en coherencia con las cargas transmitidas por la superestructura y con las condiciones del terreno consideradas en el proyecto. La solución adoptada permite asegurar una transmisión adecuada de esfuerzos al terreno, garantizando la estabilidad del edificio frente a situaciones de vuelco, deslizamiento o tensiones incompatibles con la capacidad portante prevista, y completando así de manera coherente el esquema resistente general de la nave.

En cuanto a la definición constructiva del edificio, se han desarrollado los distintos elementos que integran su envolvente, incluyendo cerramientos, cubierta y soluciones de iluminación natural, con el fin de dotar a la nave de unas condiciones adecuadas de protección, estanqueidad, durabilidad y funcionalidad. Estas decisiones no solo responden a criterios resistentes, sino también a exigencias de uso, mantenimiento y comportamiento en servicio, reforzando el carácter integral de la solución adoptada.

De igual modo, el trabajo ha incorporado la elaboración del conjunto de planos necesarios para la definición precisa de la nave proyectada, permitiendo representar gráficamente su geometría, disposición general, sistema estructural y principales soluciones constructivas. Asimismo, se ha desarrollado el presupuesto del proyecto a partir de las mediciones derivadas del diseño y de precios realistas representativos del mercado actual, lo que ha permitido valorar económicamente la solución adoptada y comprobar su coherencia desde el punto de vista técnico-constructivo y económico.

También se ha incluido la justificación de las condiciones de seguridad en caso de incendio, mediante el análisis de los aspectos básicos exigibles para una nave de estas características, tales como el nivel de riesgo, la evacuación, la disposición de medios de protección y la adecuación a la normativa aplicable. Esta consideración refuerza la validez del proyecto no solo desde el punto de vista estructural, sino también en relación con las exigencias generales de seguridad asociadas al uso previsto.

Finalmente, se ha contemplado la integración de una instalación de generación eléctrica mediante energía solar fotovoltaica sobre la cubierta de la nave. Esta incorporación aporta un valor añadido al proyecto desde la perspectiva de la eficiencia energética y la sostenibilidad, al tiempo que ha sido considerada de forma coherente dentro del proceso de diseño estructural, teniendo en cuenta tanto la carga adicional que introduce como el potencial de aprovechamiento energético de la superficie disponible en cubierta.

En definitiva, el presente trabajo no se limita a una propuesta meramente conceptual, sino que alcanza un grado de desarrollo suficiente para justificar técnica, constructiva, normativa y económicamente la solución adoptada. El resultado es una propuesta completa, rigurosa y ejecutable, capaz de dar respuesta a una necesidad real de la Escuela Naval Militar mediante una solución estructural segura, funcional, duradera y adaptada a las exigencias actuales.

7.2 Líneas futuras

Aunque el presente trabajo ha permitido desarrollar de forma completa la definición técnica de la nave industrial proyectada, existen diversas líneas de desarrollo futuro que podrían complementar, ampliar o perfeccionar la propuesta planteada, incrementando tanto su alcance técnico como su nivel de optimización constructivo y funcional.

Como posibles ampliaciones del presente proyecto, se plantean diversas líneas futuras orientadas a completar y perfeccionar el alcance técnico de la nave proyectada. En primer lugar, resultaría de especial interés el diseño y montaje de una segunda planta destinada a oficinas, lo que permitiría dotar a la nave de espacios administrativos y de gestión, incrementando así su funcionalidad y aprovechamiento interior. En segundo lugar, se contempla el desarrollo completo de la instalación eléctrica de la nave, incluyendo el diseño de alumbrado interior y exterior, cuadros eléctricos, canalizaciones, tomas de fuerza, sistemas de protección y puesta a tierra, todo ello conforme a la normativa vigente aplicable.

Asimismo, como vía de perfeccionamiento del análisis estructural, podría llevarse a cabo un estudio mediante un programa con métodos matriciales con objeto de obtener una modelización más precisa del comportamiento global de la estructura, así como de sus uniones y puntos singulares mediante modelización con elementos finitos, permitiendo contrastar y complementar los cálculos realizados por métodos convencionales.

7.3 Corolario

Finalmente, y como culminación natural del trabajo desarrollado, puede afirmarse que el presente proyecto dispone del grado de definición técnica, constructiva y documental suficiente para constituir una base plenamente válida de cara a su eventual desarrollo como proyecto orientado a una licitación real. En este sentido, la documentación elaborada no solo permite justificar las soluciones adoptadas desde el punto de vista técnico y normativo, sino que configura un conjunto coherente y completo sobre el que podría apoyarse una fase posterior de desarrollo ejecutivo, orientada ya a su materialización efectiva, contratación y futura ejecución.

Como reflexión final, el desarrollo de este proyecto ha puesto de manifiesto que la calidad de una nave industrial no depende únicamente de aquello que resulta visible a primera vista, sino del equilibrio entre múltiples factores técnicos y funcionales. En los elementos estructurales, adquiere especial importancia la esbeltez de los pilares y del resto de perfiles empleados, aspecto que condiciona de forma decisiva su cálculo y diseño. Del mismo modo, gran parte de la seguridad y estabilidad de la edificación reside en aquellos elementos que no quedan a la vista, como la cimentación, cuyo dimensionamiento debe responder adecuadamente tanto a las características del terreno como a los esfuerzos actuantes, especialmente las acciones horizontales del viento. A ello se suma la relevancia de las uniones, nudos y placas de anclaje, cuya correcta resolución resulta esencial para garantizar el funcionamiento conjunto de la estructura. Finalmente, no debe olvidarse la dimensión arquitectónica de toda obra construida: la forma, además de responder a criterios técnicos y funcionales, debe ofrecer una solución visualmente agradable, ya que se trata de un espacio concebido para ser utilizado por personas.

En última instancia, el verdadero valor de este proyecto reside en haber sido capaz de convertir una idea concebida en el terreno de lo imaginado en una realidad técnicamente definida, justificable y construible. Ahí es donde la ingeniería adquiere su dimensión más noble: en ese instante en que lo que antes solo existía en la mente, como una intuición o una posibilidad, pasa a ordenarse mediante el cálculo, a sostenerse con la técnica y a tomar forma en una solución real. Este trabajo concluye, por tanto, no solo como el cierre de un estudio, sino como la demostración de que proyectar es, en esencia, dar cuerpo a una visión y hacer que aquello que un día fue pensamiento pueda llegar, con rigor y precisión, a convertirse en realidad.

8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] «Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2006-5515>.
- [2] Ministerio de Vivienda, Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE), Código Técnico de la Edificación. [En línea]. Disponible en: <https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE.pdf>.
- [3] Ministerio de Vivienda, Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación (DB-SE-AE), Código Técnico de la Edificación. [En línea]. Disponible en: <https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-AE.pdf>.
- [4] Ministerio de Vivienda, Documento Básico de Seguridad Estructural – Acero (DB-SE-A), Código Técnico de la Edificación. [En línea]. Disponible en: <https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-A.pdf>.
- [5] «Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/doc.php?id=BOE-A-2021-13681>.
- [6] Ministerio de Fomento, Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02). [En línea]. Disponible en: https://www.transportes.gob.es/recursos_mfom/0820200.pdf.
- [7] UNE, UNE-EN 1993-1-1:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios. Madrid: UNE, 2013. [En línea]. Disponible en: <https://www.une.org/encuentra-tu-norma/busca-tu-norma/norma?c=N0051040>. [Accedido: 2-feb-2026].
- [8] M. Silva Suárez, Ed., Técnica e ingeniería en España. Madrid: Real Academia de Ingeniería, 2004.

- [9] Sáez Silva, A., *Cerramientos ligeros en España*. Trabajo Fin de Grado, Universidad de Valladolid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, 2016. [En línea]. Disponible en: <https://uvadoc.uva.es/handle/10324/20494>. [Accedido: 30-m-2026].
- [10] SSB04 Detailed Design of Portal Frames. [En línea]. Disponible en: <https://constructalia.arcelormittal.com/files/SSB04%20Detailed%20design%20of%20portal%20frames--28cf1520993f965fc8ea0a60e05ba2c2.pdf>. [Accedido: 3-mar-2026].
- [11] Y. G. Ingkiriwang y H. Far, «Numerical investigation of the design of single-span steel portal frames using the effective length and direct analysis methods», ago. 2018. [En línea]. Disponible en: <https://opus.lib.uts.edu.au/handle/10453/127131>. [Accedido: 3-mar-2026].
- [12] F. Ljubinkovic, J. Conde Conde, H. Gervásio y L. S. Da Silva, «A methodology to assess structural design efficiency», *Structures*, vol. 58, p. 105366, dic. 2023.
- [13] U. Kuhlmann, C. Schmidt-Rasche, J. Spiegler, F. Jörg, V. Pourostad y M. Euler, «Development of Eurocode 3 and Research Contributions», *Hormigón y Acero*, vol. 73, n.º 298, pp. 13-24, dic. 2022, doi: 10.33586/hya.2022.3113.
- [14] H. Y. Peng, Z. Shen, H. J. Liu y S. F. Dai, «Wind loads on rooftop solar photovoltaic panels oriented with varying azimuth angles: A comprehensive wind tunnel analysis», *Journal of Building Engineering*, vol. 92, p. 109747, sep. 2024, doi: 10.1016/j.jobbe.2024.109747.
- [15] J. Yao, Z. Tu, D. Wang, G. Shen y W. Lou, «Experimental Investigation of Wind Loads on Roof-Mounted Solar Arrays», *Sustainability*, vol. 14, n.º 14, p. 8477, ene. 2022, doi: 10.3390/su14148477.
- [16] H. Alrawashdeh y T. Stathopoulos, «Wind loads on solar panels mounted on flat roofs: Effect of geometric scale», *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 206, p. 104339, nov. 2020, doi: 10.1016/j.jweia.2020.104339.
- [17] M. Retamero, «INCO 70.4», *Incoperfil*. [En línea]. Disponible en: <https://incoperfil.com/perfiles/inco-70-4/>. [Accedido: 5-mar-2026].
- [18] Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España, Documento de Aplicación Vivienda: DA-V Acero. [En línea]. Disponible en: https://www.coacyle.com/descargas/cat_coacyle_1255507986.pdf.
- [19] Dossier Cerramientos Metálicos. [En línea]. Disponible en: https://incoperfil.com/wp-content/uploads/2023/11/Dossier_Cerramientos_Metalicos_WEB_rev4.pdf.
- [20] OpenAI, «Imagen generada por inteligencia artificial: detalle constructivo de cubierta metálica con lucernario y subestructura portante». Prompt: «Generar una vista explotada, limpia y técnica, de la solución constructiva de cubierta de una nave industrial metálica, mostrando chapa grecada superior, lucernario longitudinal, elementos separadores, chapa inferior y estructura portante metálica, con estilo esquemático, fondo blanco y acabado propio de detalle constructivo para uso académico». Herramienta utilizada: ChatGPT. Versión: GPT-5.4 Thinking con generación de imágenes. OpenAI, 2026. [En línea]. Disponible en: <https://chatgpt.com/>. [Accedido: 6-ene-2026].
- [21] Ministerio de Vivienda y Agenda Urbana, Documento Básico HS. Salubridad, Código Técnico de la Edificación. [En línea]. Disponible en: <https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/HS/DBHS.pdf>.

- [22] OpenAI, «Imagen generada por inteligencia artificial: detalle constructivo de cerramiento vertical de nave industrial en vista explotada». Prompt: «Generar una vista explotada, limpia y técnica, de la solución constructiva de fachada de una nave industrial, mostrando remate superior translúcido, chapa grecada o panel intermedio, panel principal de cerramiento con juntas verticales y zócalo inferior de hormigón, con estilo esquemático, fondo blanco y acabado propio de detalle constructivo para uso académico». Herramienta utilizada: ChatGPT. Versión: GPT-5.4 Thinking con generación de imágenes. OpenAI, 2026. [En línea]. Disponible en: <https://chatgpt.com/>. [Accedido: 6-ene-2026].
- [23] IG Calidad S.L., Estudio geotécnico. [En línea]. Disponible en: https://contrataciondelestado.es/wps/wcm/connect/PLACE_es/Site/area/docAccCmpnt?DocumentIdParam=4a05574e-9195-4b2a-87cd-f0d8526e5fe9&cmpntname=GetDocumentsById&source=library&srv=cmpnt. [Accedido: 3-mar-2026].
- [24] «Real Decreto 164/2025, de 4 de marzo, por el que se aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2025-7190>.
- [25] A. Arnedo Pena, Naves industriales con acero, 2.^a ed. Publicaciones APTA, 2009.
- [26] «Ley 9/2017, de 8 de noviembre, de Contratos del Sector Público, por la que se transponen al ordenamiento jurídico español las Directivas del Parlamento Europeo y del Consejo 2014/23/UE y 2014/24/UE, de 26 de febrero de 2014», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2017-12902>. [Accedido: 3-mar-2026].
- [27] «Ley 38/1999, de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-1999-21567>.
- [28] «Real Decreto 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y de salud en las obras de construcción», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-1997-22614>.
- [29] «Real Decreto 105/2008, de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2008-2486>.
- [30] «Real Decreto 842/2002, de 2 de agosto, por el que se aprueba el Reglamento electrotécnico para baja tensión», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2002-18099>.
- [31] CYPE Ingenieros, S.A., *Generador de precios de la construcción. España*. [En línea]. Disponible en: <https://generadordeprecios.info/>. [Accedido: 26-mar-2026].
- [32] BAUHAUS, *Panel solar A-550M GS (550 W, número de células solares: 144 ud., vidrio, L x An x Al: 3,5 x 113,4 x 227,9 cm)*. [En línea]. Disponible en: <https://www.bauhaus.es/energia-solar-fotovoltaica/panel-solar-a-550m-gs/p/29074499>. [Accedido: 26-mar-2026].
- [33] Fabory España. [En línea]. Disponible en: <https://www.fabory.com/es>. [Accedido: 26-mar-2026].

- [34] Ministerio de Hacienda, «Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento general de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas», Boletín Oficial del Estado, 2001. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/eli/es/rd/2001/10/12/1098>.
- [35] Jefatura del Estado, «Ley 37/1992, de 28 de diciembre, del Impuesto sobre el Valor Añadido», Boletín Oficial del Estado, 1992. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/eli/es/l/1992/12/28/37>.
- [36] A-550 Ficha Técnica ES. [En línea]. Disponible en: <https://atersa.shop/app/uploads/2023/09/A-550-Ficha-Tecnica-ES-1.pdf>.
- [37] K2 Pitched Roof Systems. [En línea]. Disponible en: <https://catalogue.k2-systems.com/media/b4/0c/5f/K2-pitched-roof-systems-es.pdf>.
- [38] ENSIDESA, Tomo 02: Bases de cálculo. Dimensionamiento de elementos estructurales. [En línea]. Disponible en: https://www.webaero.net/ingenieria/estructuras/metallica/bibliografia_documentacion/ensidesa/ENSIDESA_TOMO%2002_BASES%20DE%20CALCULO_DIMENSIONAMIENTO%20DE%20ELEMENTOS%20ESTRUCTURALES.pdf.
- [39] J. C. Arroyo Portero, R. Sánchez Fernández, A. Romero Ballesteros, M. G. Romana, G. Corres Peiretti y G. García-Rosales, *Números gordos en el proyecto de estructuras*, 2.^a ed. Cinter Divulgación Técnica, 2023
- [40] EPTISA, *Estudio geotécnico para reforma de las aulas de investigación en la Escuela Naval Militar de Marín - Pontevedra*, ref. EG-3742, elaborado para el Ministerio de Defensa, 23 de noviembre de 2015.
- [41] Jefatura del Estado, «Ley 31/1995, de 8 de noviembre, de Prevención de Riesgos Laborales», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-1995-24292>.
- [42] «Directiva 89/391/CEE», EUR-Lex. [En línea]. Disponible en: <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/ES/ALL/?uri=celex%3A31989L0391>.
- [43] Instituto Nacional de Seguridad y Salud en el Trabajo (INSST), *Guía técnica para la evaluación y prevención de los riesgos relativos a las obras de construcción*. [En línea]. Disponible en: <https://www.insst.es/documents/94886/789467/Gu%C3%ADa%20t%C3%A9cnica%20para%20la%20evaluaci%C3%B3n%20y%20prevenci%C3%B3n%20de%20los%20riesgos%20relativos%20a%20las%20obras%20de%20construcci%C3%B3n.pdf>
- [44] «Real Decreto 485/1997, de 14 de abril, sobre disposiciones mínimas en materia de señalización de seguridad y salud en el trabajo», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-1997-8668>.
- [45] «Real Decreto 487/1997, de 14 de abril, sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la manipulación manual de cargas que entrañe riesgos, en particular dorsolumbares, para los trabajadores», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-1997-8670>.
- [46] «Real Decreto 614/2001, de 8 de junio, sobre disposiciones mínimas para la protección de la salud y seguridad de los trabajadores frente al riesgo eléctrico», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2001-11881>.

- [47] Ministerio de la Presidencia, «Real Decreto 773/1997, de 30 de mayo, sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la utilización por los trabajadores de equipos de protección individual», Boletín Oficial del Estado, 1997. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/eli/es/rd/1997/05/30/773>.
- [48] «Real Decreto 1215/1997, de 18 de julio, por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-1997-17824>.
- [49] «Real Decreto 665/1997, de 12 de mayo, sobre la protección de los trabajadores contra los riesgos relacionados con la exposición a agentes cancerígenos durante el trabajo», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-1997-11145>.
- [50] «Real Decreto 1311/2005, de 4 de noviembre, sobre la protección de la salud y la seguridad de los trabajadores frente a los riesgos derivados o que puedan derivarse de la exposición a vibraciones mecánicas», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2005-18262>.
- [51] Regulation (EU) 2016/425 of the European Parliament and of the Council of 9 March 2016 on personal protective equipment and repealing Council Directive 89/686/EEC. [En línea]. Disponible en: <http://data.europa.eu/eli/reg/2016/425/oj>.
- [52] Instituto Nacional de Seguridad y Salud en el Trabajo (INSST), «Seguridad contra incendios - NRI - Herramientas de prevención de riesgos laborales». [En línea]. Disponible en: <https://herramientasprrl.insst.es/seguridad/seguridad-contra-incendios>. [Accedido: 28-feb-2026].
- [53] «Ley 32/2006, de 18 de octubre, reguladora de la subcontratación en el Sector de la Construcción», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2006-18205>.
- [54] «Real Decreto 39/1997, de 17 de enero, por el que se aprueba el Reglamento de los Servicios de Prevención», Boletín Oficial del Estado. [En línea]. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-1997-1853>.

ANEXO I: MEMORIA DE CÁLCULO

A1.1 Acción del viento

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e , puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

siendo:

- q_b : la presión dinámica del viento.
- c_e : el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.
- c_p : el coeficiente eólico o de presión,

Así, q_b : la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pueden obtenerse valores más precisos mediante el Anejo D del DB-SE-AE, en función del emplazamiento geográfico de la obra (Figura A1-1) [3].

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2; q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$$



Figura A1-1 Valor básico de la velocidad del viento [3]

C_e : el coeficiente de exposición. Tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la Figura A1-2, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento. En el caso concerniente, responde a un valor de 3,0.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e									
Grado de aspereza del entorno		Altura del punto considerado (m)							
		3	6	9	12	15	18	24	30
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Figura A1-2 Valores del coeficiente de exposición [3].

C_p : el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. El coeficiente eólico se divide en dos componentes: el coeficiente de presión exterior (C_{pe}), que representa la presión ejercida por el viento sobre las superficies externas de la nave, y el coeficiente de presión interior (C_{pi}), que corresponde a la presión generada en el interior como consecuencia de la acción del viento; ambos coeficientes pueden presentar valores positivos o negativos según el sentido de la presión aplicada.

A efectos del cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3 (DB-SE-AE), que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones del viento. En el caso de naves con grandes huecos, la presión resultante se determina mediante la combinación de la presión interior y la exterior en cada plano de la fachada y de la cubierta. Así, a los efectos locales, tales como correas, paneles de cerramiento, o anclajes, deben utilizarse los valores correspondientes a la zona o zonas en que se encuentra ubicado dicho elemento.

- Presión interior: se tendrá en cuenta el punto 4 del apartado 3.3.5 *Coeficiente eólico de naves y construcciones diáfanas (DB-SE-AE)*, que figura a continuación (Figura A1-3). En el caso presente, se multiplicará por 0,9 [3].

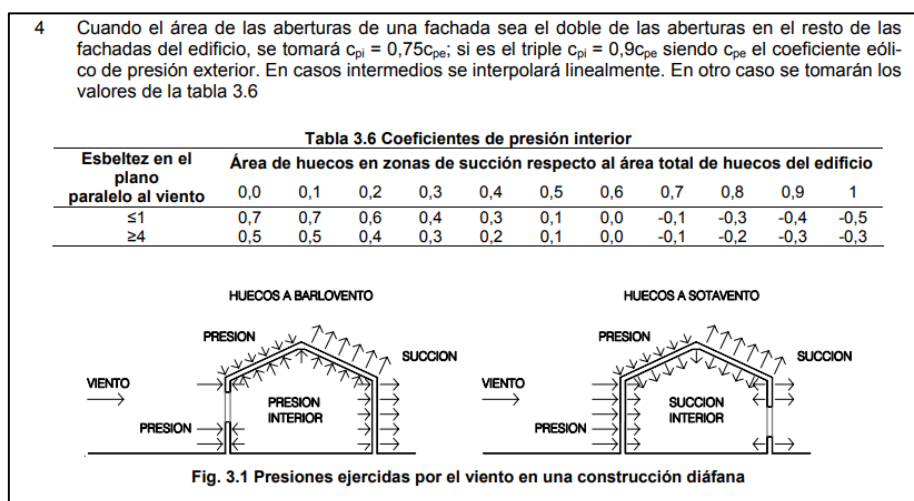


Figura A1-3 Coeficientes de presión interior [3].

A continuación, se presentan las distintas tablas utilizadas con los coeficientes correspondientes para los cálculos del coeficiente eólico (Figura A1-4, Figura A1-5 y Figura A1-6).

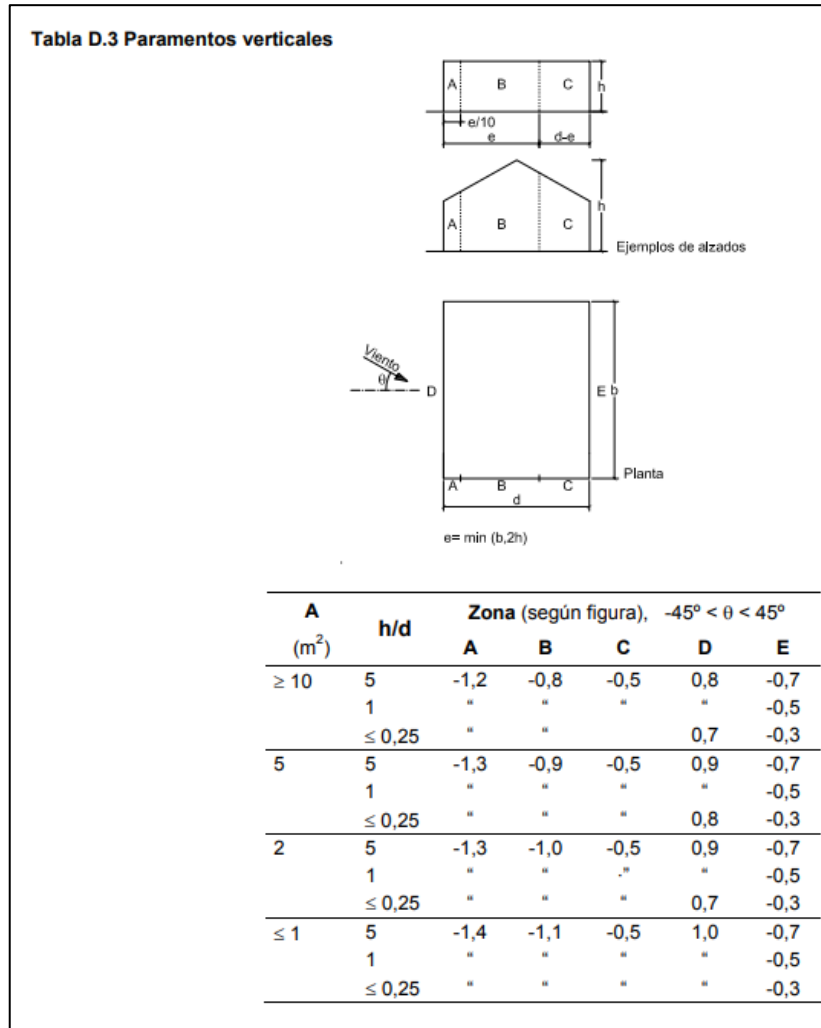
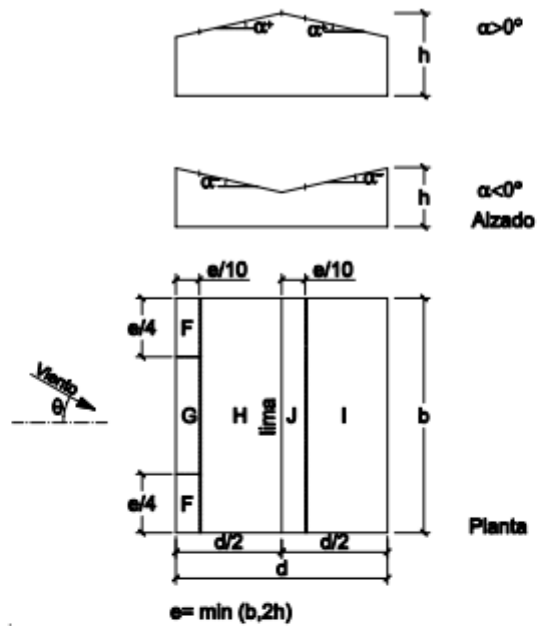


Figura A1-4 Tabla con coeficientes para paramentos verticales [3].

Tabla D.6 Cubiertas a dos aguas

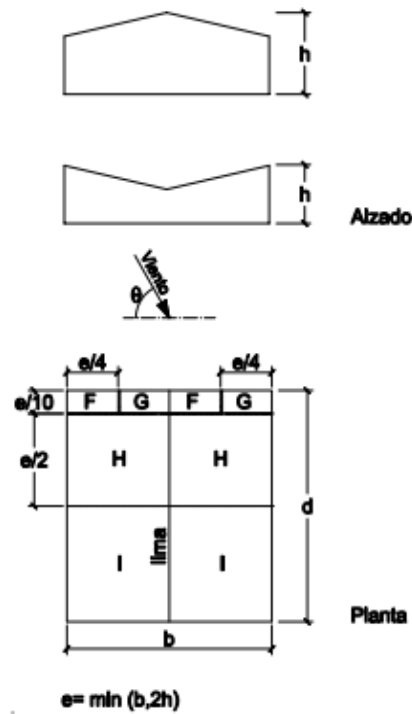
a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

Figura A1-5 Tabla con coeficientes para cubiertas a dos aguas con viento entre -45° y 45° . [3].

b) Dirección del viento $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Nota:

- No se deben mezclar valores positivos y negativos en una sola cara.

Figura A1-6 Tabla con coeficientes para cubiertas a dos aguas con viento entre 45° y 135° [3].

En primer lugar, se procede al cálculo debido al viento longitudinal sobre la fachada (incidente frente al piñón tal y como se observa en Figura A1-7). A consecuencia de esta fuerza se obtendrá:

- Presión positiva en la parte hastial exterior de barlovento
- Presión negativa en la parte exterior del hastial de sotavento
- Presión negativa en las paredes longitudinales exteriores

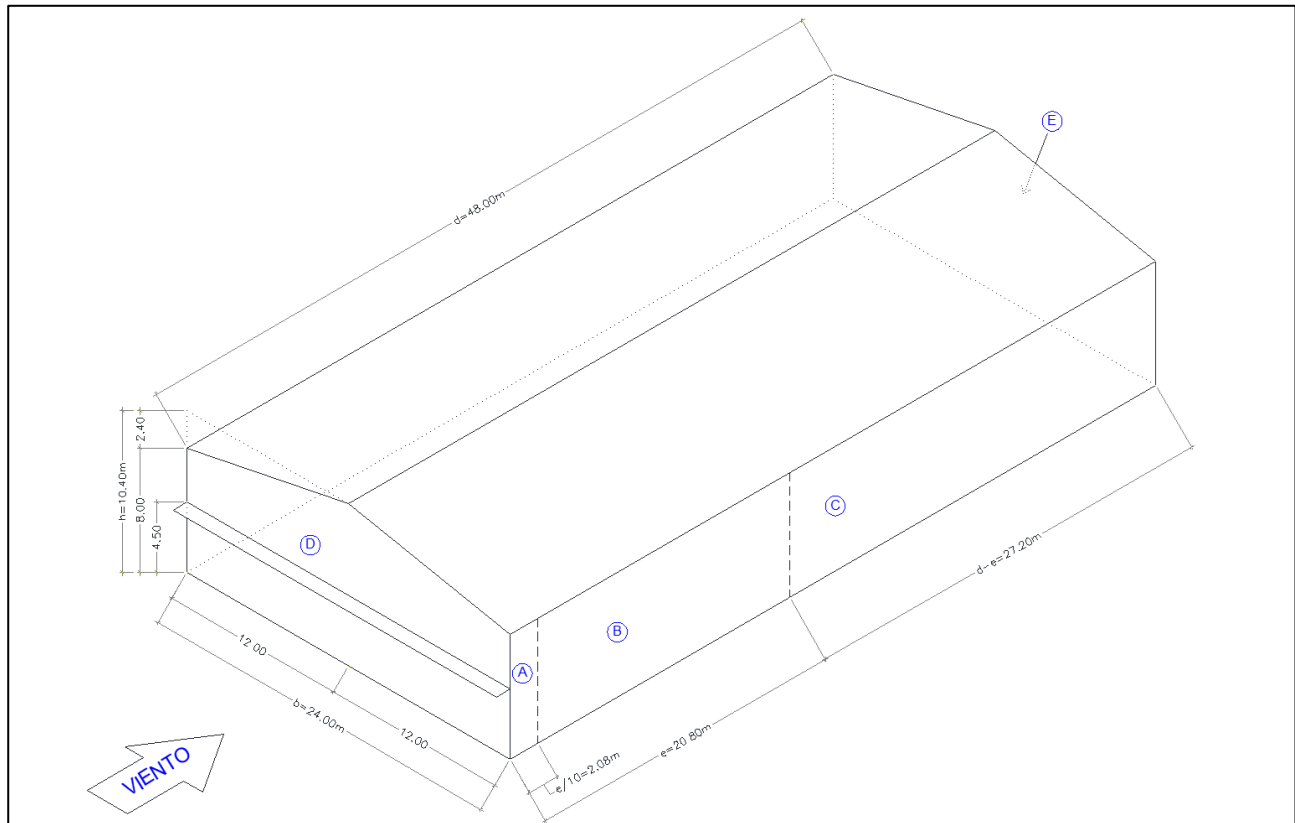


Figura A1-7: Nave vista en perspectiva acorde a la hipótesis de viento de estudio.

Atendiendo a la nomenclatura proporcionada por la Figura A1-4.

- $d = 48 \text{ m}$
- $b = 24 \text{ m}$
- $h = 10,4 \text{ m}$
- $e = \min(b, 2h); e = 10,4 \times 2 = 20,8 \text{ m}$
- $e/10 = 2,08$
- $d-e = 48-20,8; d-e = 27,2$
- $h/d = 10,4/48; h/d = 0,22$
- $A \geq 10 \text{ m}^2$

Obteniéndose:

$$A = -1,2; B = -0,8; C = -0,5; D = 0,7; E = -0,3$$

Atendiendo a la nomenclatura proporcionada por la Figura A1-4:

- $d = 24\text{m}$
- $b = 48\text{ m}$
- $h = 10,4\text{ m}$
- $e = \min (b,2h)$; $e = 10,4 \times 2 = 20,8\text{ m}$
- $e/10 = 2,08$
- $d-e = 24-20,8$; $d-e = 3,2$
- $h/d = 10,4/24$; $h/d = 0,43$
- $A \geq 10\text{ m}^2$

Obteniéndose:

$$A = -1,2; B = -0,8; C = -0,5; D = 0,8; E = -0,5$$

La **presión interior** alcanza su valor **mínimo** con la puerta abierta en la zona A, originando succión en cubierta y fachadas.

De manera análoga:

$$c_{pi\ min} = 0,9 \cdot (-1,2) = -1,08$$

La presión interior no sufre incremento pues en la zona D no hay abertura. Sin embargo, para efectos de cálculo y del lado de la seguridad, se aplica igualmente el coeficiente aplicado de la Figura A1-3, teniendo en cuenta a su vez que durante el proceso de construcción o periodos de mantenimiento pudiera existir aberturas temporales o previendo que el futuro la existencia de aberturas tales que puertas o ventanas.

$$c_{pi\ max} = 0,9 \cdot 0,8 = 0,72$$

A1.1.2 Cálculo originado por acción del viento longitudinal en la cubierta

En este caso se genera una presión negativa en toda la cubierta (Figura A1-9).

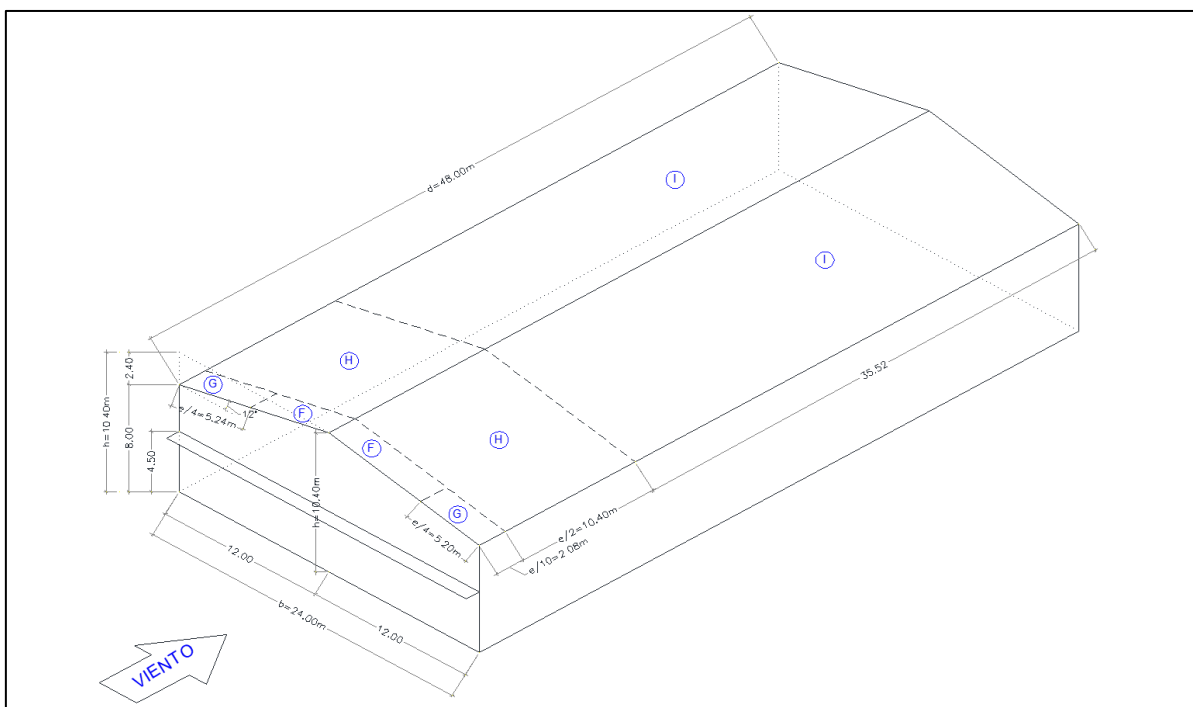


Figura A1-9: Nave vista en perspectiva acorde a la hipótesis de viento de estudio.

Atendiendo a la nomenclatura proporcionada por la Figura A1-6:

- $b = 24\text{m}$
- $d = 48\text{ m}$
- $h = 10,4\text{ m}$
- $e = \min (b,2h); e = 10,4 \times 2 = 20,8\text{ m}$
- $e/4 = 20,8/4 = 5,2$
- $e/10 = 2,08$
- $e/2 = 20,8/2 = 10,4$
- $A \geq 10\text{ m}^2$

Obteniéndose, interpolado:

$F = -1,4; G = -1,3; H = -0,6; I = -0,5$

A1.1.3 Cálculo originado por acción del viento transversal en la cubierta

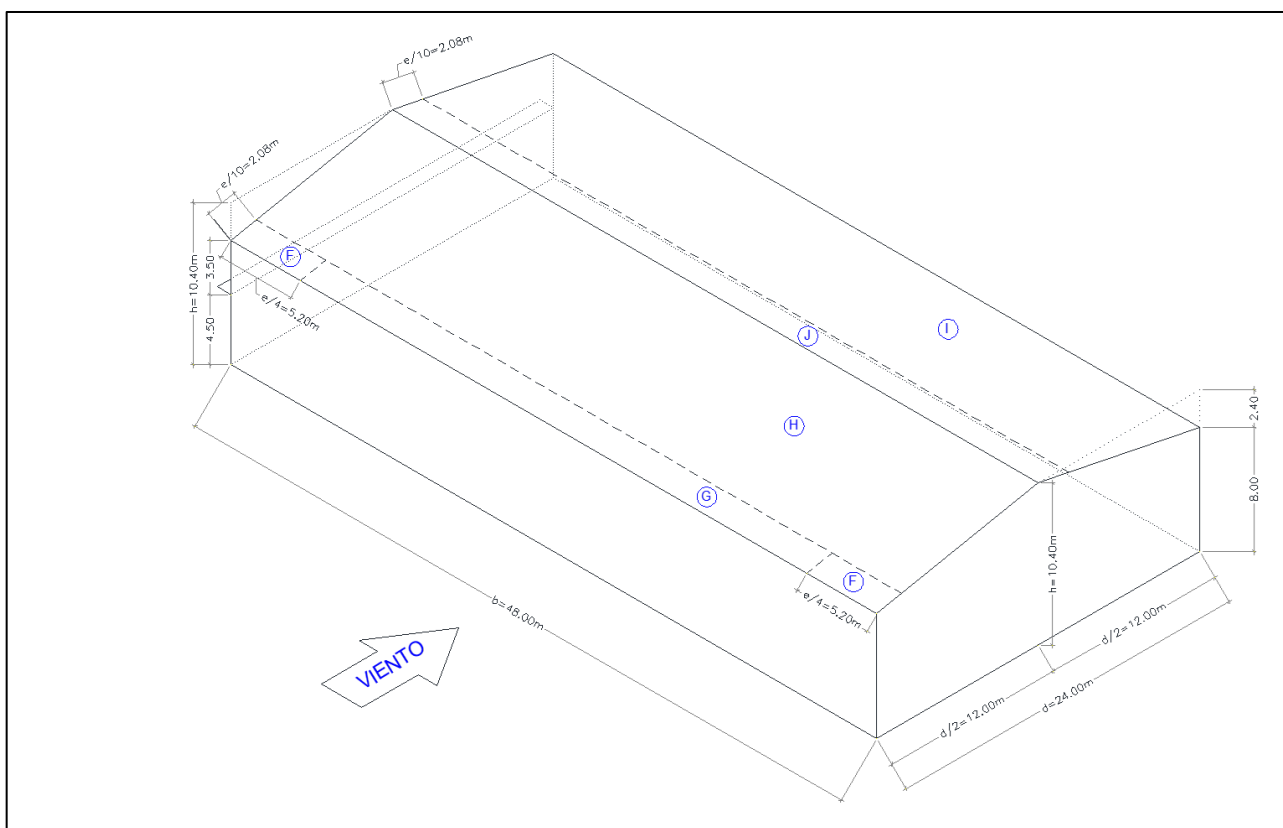


Figura A1-10: Nave vista en perspectiva acorde a la hipótesis de viento de estudio.

Se observa en la Figura A1-10 la dirección para el cálculo:

Atendiendo a la nomenclatura proporcionada por la Figura A1-5:

- $d = 24\text{m}$
- $b = 48\text{ m}$
- $h = 10,4\text{ m}$
- $e = \min (b,2h); e = 10,4 \times 2 = 20,8\text{ m}$
- $e/10 = 2,08$
- $e/4 = 20,8/4 = 5,2$
- $d/2 = 12\text{m}$

- $A \geq 10 \text{ m}^2$

Considerando presión negativa en toda la cubierta, e interpolando:

$$F = -1,1; G = -0,9; H = -0,4; I = -0,4; J = -0,9$$

A1.2 Carga de nieve

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

siendo:

- μ : coeficiente de forma de la cubierta.
- s_k : valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal.

Cuando la construcción esté protegida de la acción del viento, el valor de carga de nieve podrá reducirse en un 20%. Si se encuentra en un emplazamiento fuertemente expuesto, el valor deberá aumentarse en un 20%.

Puesto que la nave se encuentra en un lugar abierto al viento, este arrastra más nieve y puede provocar acumulaciones irregulares, especialmente en zonas de sotavento de la cubierta. Por ello, se incrementará en un 20% la carga de nieve [3].

Se observa en la Figura A1-11 la zona climática correspondiente para el cálculo.

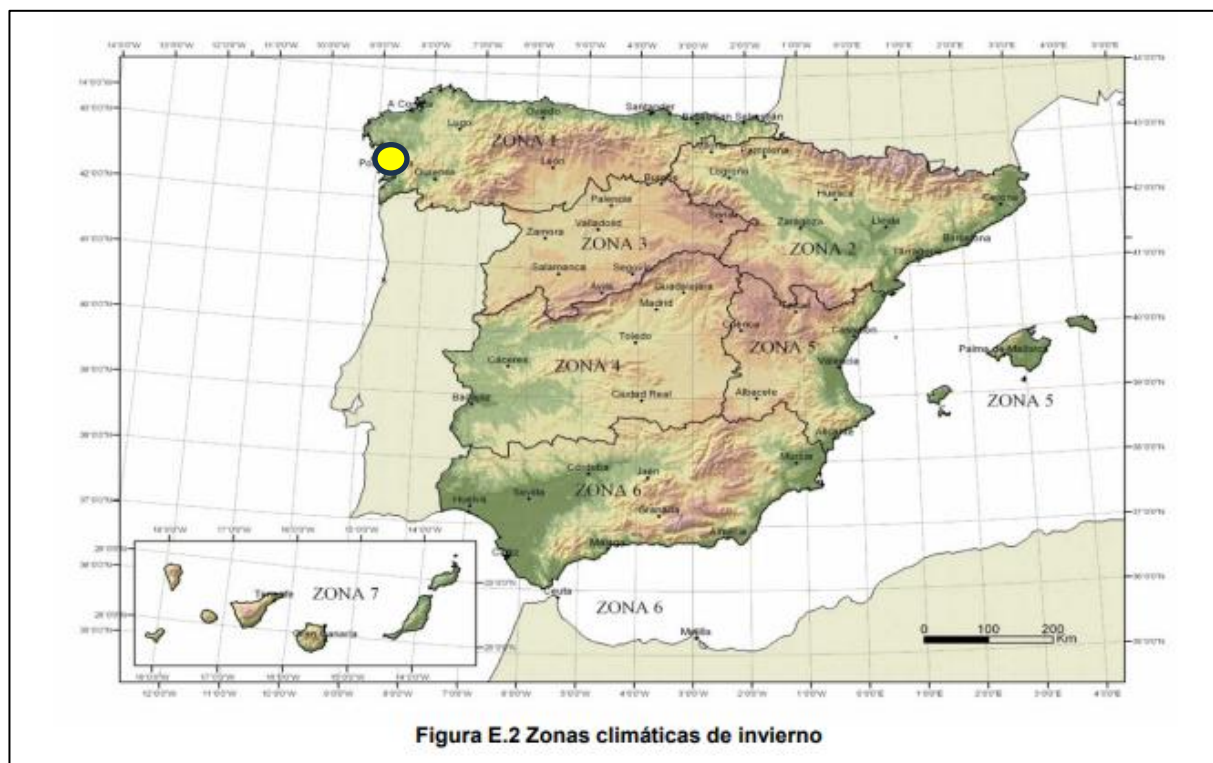


Figura A1-11: Mapa de España con zonas climáticas de invierno [3].

- 3 Como valor de carga de nieve en un terreno horizontal, s_k , puede tomarse de la tabla E.2 función de la altitud del emplazamiento o término municipal, y de la zona climática del mapa de la figura E.2

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Figura A1-12 Valores de sobrecarga de nieve para zona de clima invernal [3].

La nave se encuentra en la zona 1, sita en Marín (Pontevedra). El coeficiente de forma, por ser la cubierta inferior a 30° y no haber impedimento al deslizamiento es igual a 1 ($\mu = 1$).

$q_n = \mu \cdot s_k$, aplicando el incremento del 20%.

$$q_n = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

A1.3 Cálculo del cerramiento de cubierta

A1.3.1 Cubierta

Se adjunta en la Figura A1-13 los datos del fabricante sobre la chapa grecada. Nótese que el valor del módulo resistente se da por unidad de longitud, es decir, se calcula sobre cinco ondulaciones de greca.

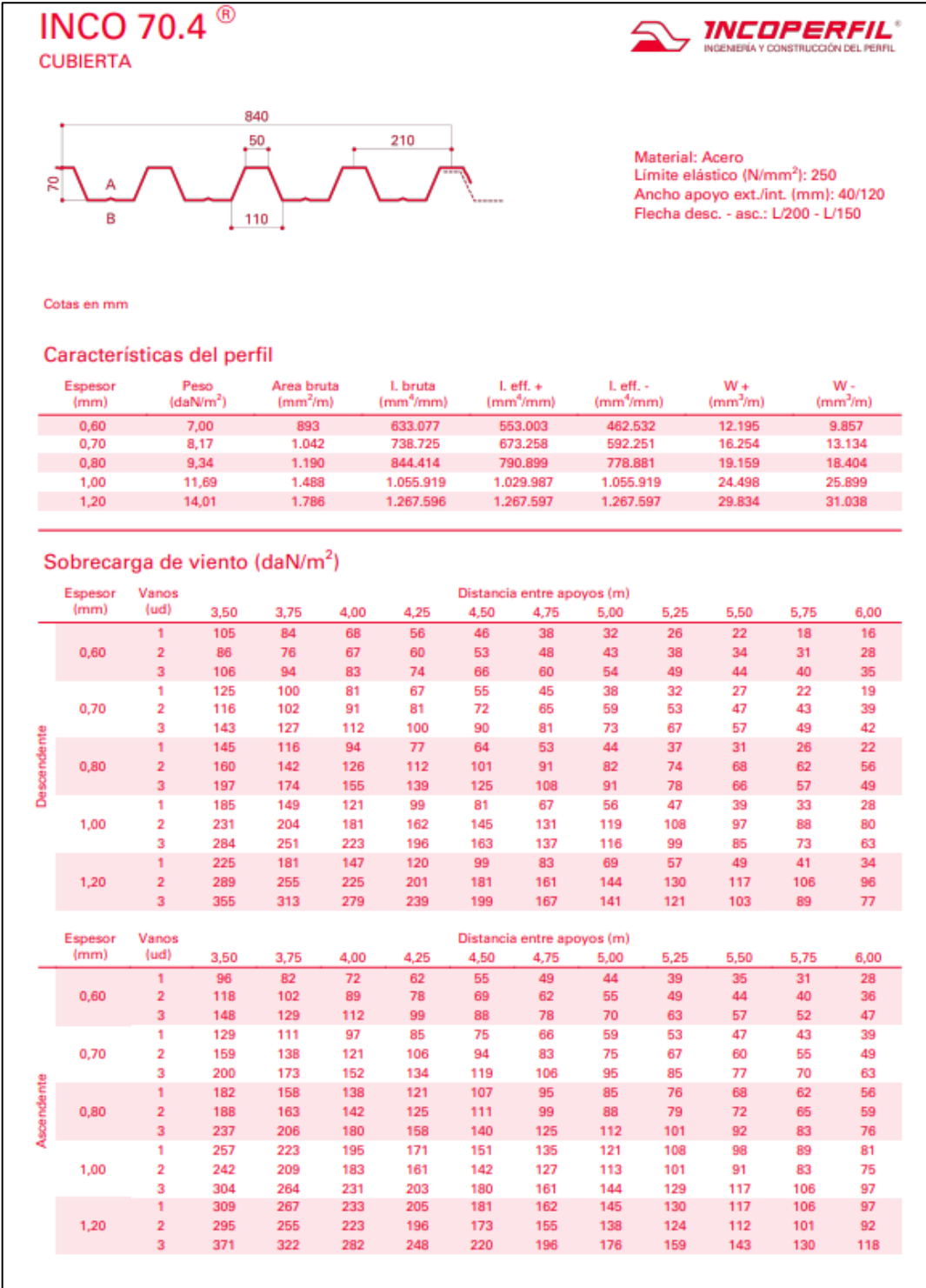


Figura A1-13 Datos sobre el perfil de cubierta INCO 70.4. (Fuente: INCOPERFIL)

A1.3.2 Aislante

A continuación se adjunta la ficha técnica del fieltro de lana de roca para consulta de datos para los cálculos posteriores (Figura A1-14):



ROULROCK KRAFT

PRODUCTO

Fieltro de lana de roca revestido por una de sus caras con papel kraft.
Barrera de vapor. No puede instalarse en posición vertical.

APLICACIONES

Aislamiento térmico y acústico de cubiertas y buhardillas no habitables.
Instalación horizontal entre tabiquillos.



Buen rendimiento térmico y gran resistencia a la humedad. Barrera de vapor.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Característica	Valor	Norma
Densidad nominal	23 kg/m ³	EN1602
Conductividad térmica	0.042 W/(m·K)	UNE-EN 12667
Resistencia térmica	Espesor en mm	R(m ² K/W)
	80	1.9
	100	2.35
	120	2.85
	140	3.3
Calor específico	0.84 kJ/kg K a 20°C	
Resistencia al paso del vapor de agua	μ= 1.3 Por ser estructura abierta, la lana de roca ofrece una fuerte permeabilidad al vapor de agua y no se altera por eventuales condensaciones en la estructura del edificio.	
Reacción al fuego	F	UNE-EN 13501.1
Dimensiones	Largo (mm)	Ancho (mm)
	6000	1200
	5000	1200
	4000	1200
	3500	1200
Resistencia a la difusión de vapor de agua	MU1 μ= 1.3	EN 12086

Ventajas

Figura A1-14 Ficha técnica del fieltro de lana de roca. (Fuente: Rockwool)

- Densidad = 23 kg/m³ = 23 · 9,8 = 225,4 N/m³ = 0,225 kN/m³
- Espesor = 80 mm

A1.3.3 Placa solar

Como generador fotovoltaico se selecciona el módulo español ATERSA A-550M GS (ver ficha técnica en Figura A1-16). El sistema de fijación adoptado es coplanar tipo K2 MiniRail (ver Figura A1-15) con tornillería autotaladrante y sellado, disponiéndose las fijaciones de forma que transmitan las acciones a la subestructura portante (correas), conforme a las prescripciones del fabricante del sistema y de la cubierta [37] [38].

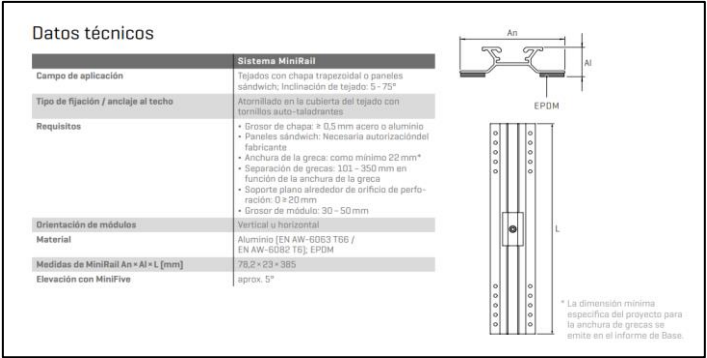


Figura A1-15 Datos técnicos del sistema de anclaje placa-cubierta. (Fuente: K2 Systems)

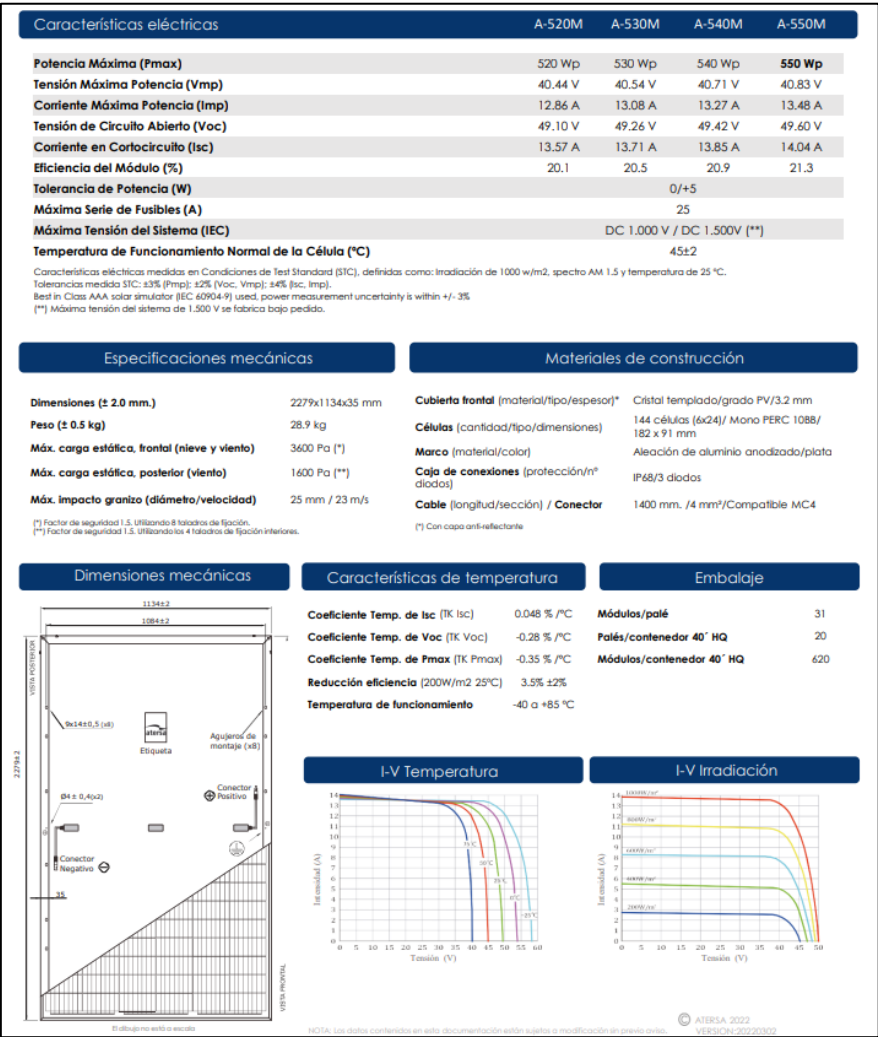


Figura A1-16 Ficha técnica de la placa solar seleccionada A-550M. (Fuente: Atersa)

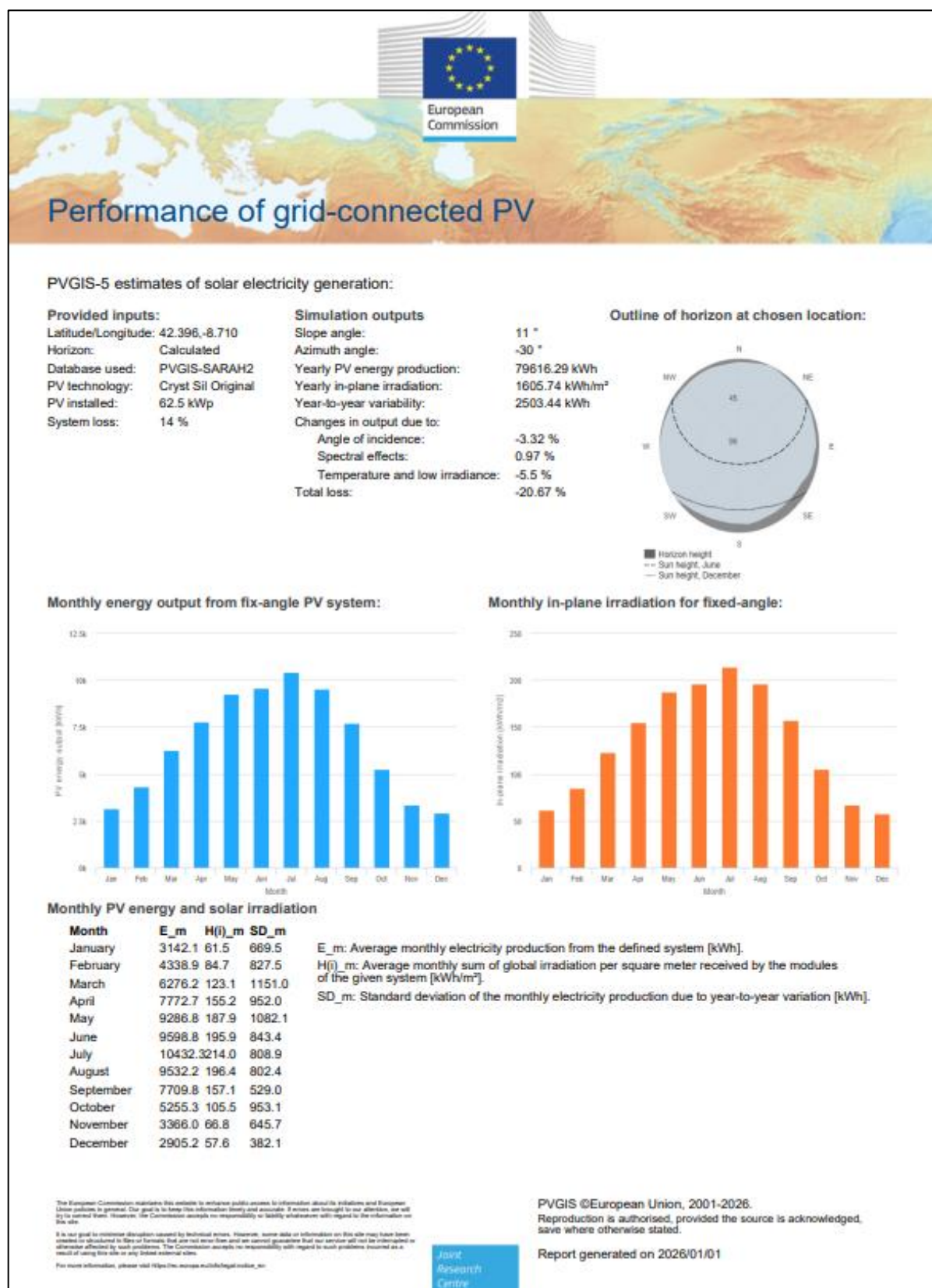


Figura A1-17 producción estimada del sistema FV con azimut -30°. (Fuente: PVGIS-5)

Estas dos figuras (Figura A1-17 y Figura A1-18) han servido de base para estimar la producción energética prevista del sistema fotovoltaico, al permitir evaluar el rendimiento de la instalación para dos orientaciones distintas y comparar su influencia sobre la generación anual de energía.

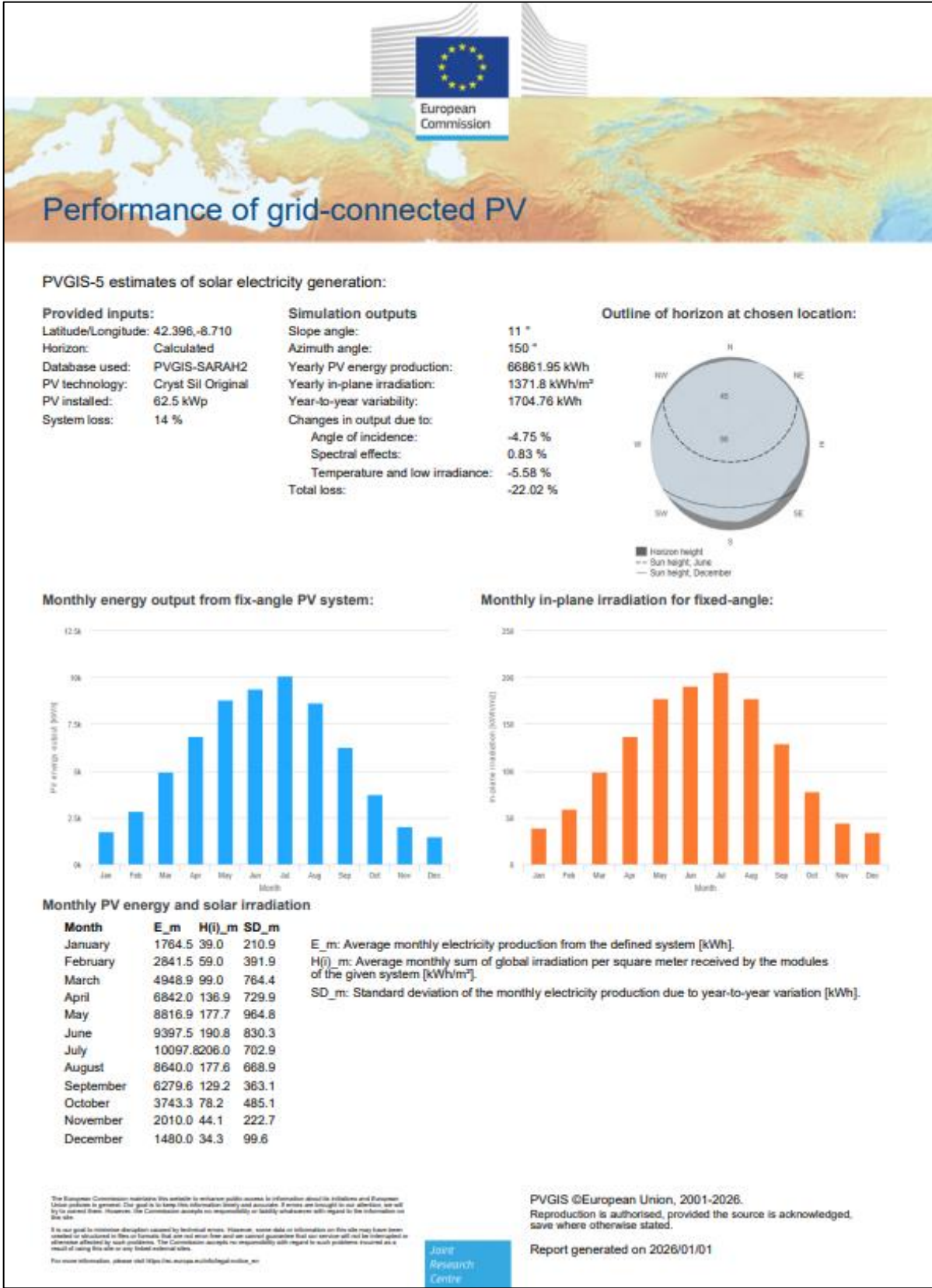


Figura A1-18 : producción estimada del sistema FV con azimut 150°. (Fuente: PVGIS-5)

Los módulos fotovoltaicos se disponen sobre la cubierta de chapa trapezoidal mediante un sistema de fijación coplanar tipo K2 MiniRail, anclado a la chapa superior mediante tornillería autotaladrante con arandela de estanqueidad, y con sujeción de módulo mediante grapas compatibles (MiniClamp). En esta solución los módulos quedan paralelos al plano de la cubierta, por lo que la inclinación de los paneles coincide con la pendiente del faldón. No se emplea el accesorio MiniFive, que permitiría una elevación adicional aproximada de 5°, al adoptarse montaje coplanar por simplicidad constructiva y coherencia con la geometría de la cubierta.

La implantación se organiza en dos campos por faldón separados por un corredor longitudinal de 1,2 m, manteniendo retranqueos para mantenimiento (1,0 m en testeros; 0,5 m en alero y 1,0 m al borde del lucernario). El conjunto instalado consta de 228 módulos que proporcionan en conjunto una potencia máxima de 125,4 kWp DC ($228 \cdot 550 \text{ Wp} = 125400 \text{ Wp}$).

La producción anual de la instalación fotovoltaica se estimó mediante PVGIS-5 (*photovoltaic geographical information system*) considerando montaje fijo coplanar con la cubierta. Se adoptó una inclinación del generador de 11° (equivalente a la pendiente del faldón) y unas pérdidas globales del 14%, realizando dos simulaciones independientes al tratarse de una cubierta a dos aguas con orientaciones distintas.

Para una potencia instalada de 62,5 kWp por faldón (la mitad de la potencia máxima total), PVGIS proporciona una producción anual de $E_{-30} = 79616,29 \text{ kWh/año}$ para el faldón con azimut -30° y $E_{150} = 668861,95 \text{ kWh/año}$. Por suma, la producción anual total es:

$$E_{total} = 79616.29 + 66861.95 = 146478.24 \text{ kWh/año} \approx 146.48 \text{ MWh/año}$$

con potencia total:

$$P_{tot} = 2 \cdot 62,5 = 125,0 \text{ kWp.}$$

En términos específicos se obtiene para ambos faldones, respectivamente una producción de $Y_{-30} = 79616.29/62.5 = 1237.86 \text{ kWh/kWp} \cdot \text{año}$ y $Y_{150} = 66861.95/62.5 = 1069.79 \text{ kWh/kWp} \cdot \text{año}$ con una media global¹:

$$Y_{media} = 146.476,24 / 125,0 = 1171.83 \text{ kWh/kWp} \cdot \text{año}$$

La instalación fotovoltaica prevista introduce una carga permanente adicional sobre la cubierta, debida al peso propio de los módulos, la subestructura de fijación (raíles, grapas, tornillería y elementos auxiliares) y el cableado. Para su cuantificación se parte del peso del módulo seleccionado, 28,9 kg por unidad, y de su superficie geométrica, $A \approx 2,279 \text{ m} \times 1,134 \text{ m} = 2,58 \text{ m}^2$, resultando una carga equivalente por unidad de superficie de $g_{mód} = 28,9/2,58 \approx 11,2 \text{ kg/m}^2 (\approx 0,11 \text{ kN/m}^2)$. A esta contribución se añade el peso de la estructura de fijación coplanar (tipo K2 MiniRail) y pequeños accesorios (grapaspas, tornillería, puestas a tierra y cableado), adoptándose a efectos de proyecto, y en base a documentación de montaje, un valor conservador de $g_{ext} \approx 3 \text{ kg/m}^2 (\approx 0,03 \text{ kN/m}^2)$. En consecuencia, la carga permanente adicional total asociada al campo fotovoltaico se toma como

$$g_{FV} = g_{mód} + g_{estr} \approx 11,2 + 3 = 14,2 \text{ kg/m}^2,$$

que se redondea a 15 kg/m² del lado de la seguridad, equivalente a 0,15 kN/m², para su introducción en el modelo estructural y comprobaciones de la cubierta. Esta elección es coherente con el criterio de seguridad del proyecto, ya que incluye margen para variaciones de montaje, distribución real de fijaciones y elementos menores, sin incurrir en hipótesis excesivamente penalizadoras. Además, al adoptarse un montaje coplanar se evita el incremento de masa asociado a estructuras inclinadas o de elevación, reduciendo el sobrepeso y, simultáneamente, limitando el aumento de acciones por viento

¹ Nótese que la producción específica total no es la suma de la producción específica de cada faldón.

(efecto vela), lo que contribuye a mantener solicitaciones y deformaciones dentro de rangos admisibles en un entorno costero como el de la ENM (Marín).

Cabe reseñar que en cada faldón, una vez aplicados los retranqueos y reservado el corredor central de mantenimiento de 1,20 m, quedan dos áreas útiles para módulos de $22,4 \times 8,76$ m cada una. Con el ancho del panel ($\approx 1,10$ m) se disponen 19 módulos a lo largo en cada campo y, con el largo del panel ($\approx 2,30$ m), se disponen 3 filas a lo ancho, quedando una holgura aproximada de 0,8 m en ambas direcciones. El manual del sistema de montaje exige dejar una separación mínima de 190 mm entre módulos cada 17,6 m de longitud continua; en este caso existe holgura suficiente dentro de la longitud disponible, por lo que no afecta a la modulación ni al número de paneles, aunque se contempla como criterio de montaje.

Así, el peso de la cubierta (chapa, aislante y placa solar):

$$\text{Peso cubierta} = 0,210 \text{ kN/m}^2 + 0,018 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \text{ kN/m}^2 = 0,378 \text{ kN/m}^2$$

A1.4 Valores de sobrecarga

A1.4.1 Carga concentrada

Se realizará la comprobación considerando la sección de clase 1, acorde a la clasificación de los distintos tipos de sección proporcionada por el DB-SE-A (Figura A1-19) [4].

Tabla 5.1 Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores	
Clase 1: Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
Clase 2: Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
Clase 3: Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
Clase 4: Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Figura A1-19 Distintos tipos de sección solicitadas por momentos flectores [4].

Se tendrá en cuenta el coeficiente de seguridad correspondiente (Figura A1-20).

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones			
Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Figura A1-20 Tabla con coeficientes parciales de seguridad para las acciones [2].

Se escoge el coeficiente de seguridad $\gamma_q = 1,5$ para la sobrecarga de uso por ser carga variable. No se debe confundir con $\gamma_m = 1,05$ tal y como se establece en el punto 2.3.3 Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia (DB-SE-A) [4].

Se calcula el peso aplicado sobre la cubierta teniendo en cuenta que se debe colocar perpendicular a la superficie de la cubierta, con el ángulo correspondiente de la misma. Además, se tiene en cuenta el peso propio de la chapa obtenido anteriormente. Se debe así calcular el momento recibido en un paño de greca de 1 metro de ancho y 2 metros de largo y compararlo con el momento máximo permitido por el fabricante.

$$P = (2 + 0,378 \cdot 2) \cdot \cos(11,31^\circ) \cdot 1,5 = 4,05 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{4,05 \cdot 2}{4} = 2,03 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}; M_{pl,Rd} = \frac{29,834 \times 250}{1,05}; M_{pl,Rd} = 7,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} < M_{pl,Rd}; 2,03 \text{ kNm} < 7,1 \text{ kNm}$$

Donde:

- $M_{pl,Rd}$: momento plástico resistente de cálculo de la sección.
- W_{pl} : módulo plástico de la sección respecto al eje que estás comprobando.
- f_y : límite elástico del acero.
- γ_{Mo} : coeficiente parcial de seguridad del material para resistencia de secciones.

A1.4.2 Cálculo alternativo del momento genérico de la cubierta (dato fabricante)

A efectos meramente comparativos y de control de orden de magnitud, se ha empleado la expresión

$$Md \leq 64 \cdot t^2 \cdot h \cdot f_d / s,$$

procedente del *Documento de Aplicación DA-V Vivienda: Seguridad estructural: Acero* (no normativo, Figura A1-21) [18]. Esta relación estima la capacidad a momento por unidad de ancho de una chapa grecada trapezoidal en flexión longitudinal, bajo un mecanismo plástico idealizado (líneas de fluencia) y con hipótesis de chapa delgada sin inestabilidades previas; donde t es el espesor nominal de la chapa, h la altura de greca, s el paso entre grecas y f_d la tensión de cálculo del acero. No sustituye a la verificación normativa conforme a CTE DB-SE/DB-SE-A y UNE-EN 1993-1-3 (Eurocódigo 3), que se realiza con sección eficaz y

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{Mo} \cdot 5}$$

6 Otros elementos

6.1 Chapas grecadas

- 1 Las chapas grecadas tienen, por lo general, una delgadez elevada, por lo que los cálculos deben hacerse con una parte, eficaz, de la sección, que, de manera simplificada, puede considerarse formada por la totalidad de la parte traccionada y trozos de amplitud $20 \cdot t$ a partir de la línea neutra, y de todo pliegue de la zona comprimida, (figura 6.1), siendo t el grueso de la chapa, que de ordinario, debe tener al menos 0,7 mm.

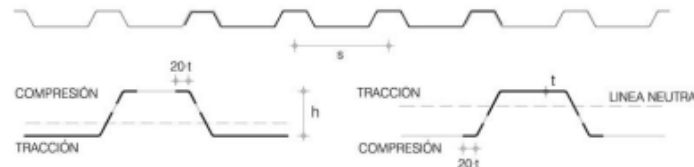


Figura 6.1 Sección eficaz de una chapa grecada

- 2 Cuando la chapa se usa por sí sola como elemento a flexión, como suele ser el caso de cubiertas, como comprobación resistente a momento puede usarse la expresión:

$$M_d \leq 64 \cdot t^2 \cdot h \cdot f_d / s \quad [6.1]$$

donde:

M_d momento flector máximo, por unidad de ancho, positivo o negativo, obtenido del análisis de la chapa como viga continua de sección constante, pasante sobre los apoyos, procedente de la consideración de peso propio más la nieve y viento que resulten procedentes. En general basta tomar la suma de componentes perpendiculares al faldón de: peso propio, nieve y presión de viento, considerando un coeficiente global de seguridad de 1,25

h canto del perfil

f_d resistencia de cálculo del acero de la chapa; si es S235 el valor en situación ordinaria es 220 N/mm²

s intervalo entre ondas

Puede suponerse que si la chapa es segura a momento, lo es a cortante. Para controlar la deformación a límites aceptables, la esbeltez L/h no debe ser superior a 50 en tramos continuos.

Figura A1-21 Cálculo de la chapa grecada según DA-V [18].

$$Md \leq 64 \cdot t^2 \cdot h \cdot f_d / s = 64 \cdot 1,22 \cdot 70 \cdot 250 / 210 = 7,6 \text{ kNm}$$

Se comprueba de esta forma que el momento obtenido es coherente pues el valor es similar en ambos métodos, siendo mayor, en todo caso, que los momentos provocados.

Respecto a la comprobación en tracción del arriostramiento de la chapa a las correas

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_{pi+pe} = 0,45 \cdot 3,0 \cdot (0,63 + 1,4) = 2,74 \text{ kN/m}^2$$

- $C_{pi}(D) = -0,63$, (desde el interior de la nave)
- $C_{pe}(F) = -1,4$, (desde el exterior de la nave)

Se calcula el arriostramiento transmitido de las chapas a las correas que será el resultante del arriostramiento menos el propio peso de la chapa:

$$2,74 - 0,228 = 2,51 \text{ kN/m}^2$$

Mayorando la acción variable de viento, la resultante de carga a sujetar en tracción en la cubierta (por elevación del viento) es:

$$1,5 \cdot 2,74 - 0,228 = 3,88 \text{ kN/m}^2$$

A1.5 Cálculo de correas de cubierta

Se van a tener en cuenta las siguientes combinaciones:

- Peso propio + nieve + viento interior de succión
- Peso propio + carga puntual de 2 kN
- Peso propio + carga distribuida de 1 kN/m²

La carga repartida por m²:

- Peso de la cubierta (chapa + paneles solares): $0,378 \text{ kN/m}^2$
- Carga de nieve: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Carga de viento por succión interior: $1,45 \text{ kN/m}^2$
- $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3,0 \cdot (0,9 \cdot 1,2) = 1,45 \text{ kN/m}^2$
- Coeficiente para acciones variables: $\gamma_Q = 1,5$
- Coeficiente para acciones permanentes: $\gamma_G = 1,35$

Se transforma a continuación a carga por metro lineal sobre la correa teniendo en cuenta la distancia entre las mismas.

- Peso de la chapa: $0,378 \cdot 2 = 0,756 \text{ kN/m}$
- Peso de la nieve: $0,4 \cdot 2 = 0,8 \text{ kN/m}$
- Viento: $1,45 \cdot 2 = 2,9 \text{ kN/m}$

Se calcula a continuación el momento generado debido a la primera combinación (peso propio + nieve + viento interior de succión):

$$Q_z = (\text{Peso propio} \cdot 1,35 + \text{Nieve} \cdot 1,5) \cdot \cos(11,31^\circ) + \text{Viento} \cdot 1,5$$

$$Q_z = (0,756 \cdot 1,35 + 0,8 \cdot 1,5) \cdot \cos(11,31^\circ) + 2,9 \cdot 1,5 = 6,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,Ed} = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{6,5 \cdot 6^2}{8} = 29,3 \text{ kNm}$$

Debido a la segunda combinación (peso propio + carga puntual de 2 kN)

$$Q_z = \text{Peso propio} \cdot 1,35$$

$$Q_z = (0,756 \cdot 1,35) \cdot \cos(11,31^\circ) = 1$$

$$M_{Y,Ed} = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{1 \cdot 6^2}{8} = 4,5 \text{ kNm}$$

Puesto que según establece el DB-SE-AE en el punto 3.1.1 sobre los valores característicos de las sobrecargas de uso (cubiertas accesibles solamente para conservación): *Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.* [3]

Se obtiene un resultado sumando ambos de

$$2,7 + 4,35 = 7,05 \text{ kNm},$$

valor inferior al momento generado por la primera combinación, por ello se descarta.

El momento generado por la tercera combinación (peso propio + carga distribuida) no se calcula puesto que es una carga menor a la sumada en la primera combinación.

Se prueba con el perfil **IPE – 120**.

- Peso de la chapa: $0,378 \text{ kN/m}^2$
- Módulo de elasticidad IPE – 120: $W_{el,y} = 52,96 \text{ cm}^3$; $W_{el,z} = 8,65 \text{ cm}^3$
- Peso de las correas: $10,4 \text{ kg/m} = 0,1019 \text{ kN/m}$
- Carga de nieve: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Carga de viento por succión interior: $1,45 \text{ kN/m}^2$
- Coeficiente de mayoración para acciones variables γ_Q : 1,5
- Coeficiente de mayoración para acciones permanentes γ_G : 1,35

Se calcula la carga por metro lineal.

- Peso de la chapa + peso correas = $0,378 \cdot 2 + 0,1019 = 0,8579 \text{ kN/m}$

- Carga de nieve = $0,4 \cdot 2 = 0,8 \text{ kN/m}$
- Carga originada por viento = $1,45 \cdot 2 = 3,9 \text{ kN/m}$

El módulo del vector de carga perpendicular a la cubierta:

$$Q_z * = (\text{Peso propio} \cdot 1,35 + \text{Carga nieve} \cdot 1,5) \cdot \cos(11,31^\circ) + \text{Viento} \cdot 1,5$$

$$Q_z * = (0,8579 \cdot 1,35 + 0,8 \cdot 1,5) \cdot \cos(11,31^\circ) + 3,9 \cdot 1,5 = 8,16 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,Ed} = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{8,16 \cdot 6^2}{8} = 36,7 \text{ kNm}; M_{Y,Rd} = W_{pl} \cdot f_y = 52,96 \cdot 275 = 14,56 \text{ kNm}$$

Puesto que $34,97 > 14,56$, el perfil no cumple las solicitaciones requeridas.

Se prueba con el perfil **IPE – 160**.

- Módulo de elasticidad IPE – 160: $W_{el,y}=108,7 \text{ cm}^3$; $W_{el,z}= 16,66 \text{ cm}^3$
- Peso de las correas: $15,8 \text{ kg/m} = 0,154 \text{ kN/m}$
- Peso de la chapa + peso correas = $0,378 \cdot 2 + 0,154 = 0,91 \text{ kN/m}$

El módulo del vector de carga perpendicular a la cubierta será:

$$Q_z * = (\text{Peso propio} \cdot 1,35 + \text{Carga nieve} \cdot 1,5) \cdot \cos(11,31^\circ) + \text{Viento} \cdot 1,5$$

$$Q_z * = (0,91 \cdot 1,35 + 0,8 \cdot 1,5) \cdot \cos(11,31^\circ) + 3,9 \cdot 1,5 = 8,23 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,Ed} = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{8,23 \cdot 6^2}{8} = 37,0 \text{ kNm}; M_{Y,Rd} = W_{pl} \cdot f_y = 108,7 \cdot 275 = 29,8 \text{ kNm}$$

Puesto que $37,0 > 29,8$, el perfil no cumple las solicitaciones requeridas.

Se prueba con el perfil **IPE – 200**.

- Módulo de elasticidad IPE – 200: $W_{el,y}=194,3 \text{ cm}^3$; $W_{el,z}= 28,47 \text{ cm}^3$
- Peso de las correas: $22,4 \text{ kg/m} = 0,219 \text{ kN/m}$
- Peso de la chapa + peso correas: $0,378 \cdot 2 + 0,219 = 0,97 \text{ kN/m}$

El módulo del vector de carga perpendicular a la cubierta será:

$$Q_z * = (\text{Peso propio} \cdot 1,35 + \text{Carga nieve} \cdot 1,5) \cdot \cos(11,31^\circ) + \text{Viento} \cdot 1,5$$

$$Q_z * = (0,97 \cdot 1,35 + 0,8 \cdot 1,5) \cdot \cos(11,31^\circ) + 3,9 \cdot 1,5 = 8,32 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,Ed} = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{8,32 \cdot 6^2}{8} = 37,4 \text{ kNm}; M_{Y,Rd} = W_{pl} \cdot f_y = 194,3 \cdot 275 = 53,4 \text{ kNm}$$

$$Q_y * = (\text{Peso Propio} \cdot 1,35 + \text{Nieve} \cdot 1,5) \cdot \sin(11,31^\circ)$$

$$Q_y * = (0,97 \cdot 1,35 + 0,8 \cdot 1,5) \cdot \sin(11,31^\circ) = 0,49 \text{ kN/m}$$

$$M_z = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{0,49 \cdot 6^2}{8} = 2,2 \text{ kNm}; M_{Y,Rd} = W_{pl} \cdot f_y = 28,47 \cdot 275 = 7,8 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1; \frac{37,4}{53,4} + \frac{1,87}{7,8} = 0,98 < 1$$

Se elige **IPE-200**. Aunque trabaja próximo a la condición límite de comprobación, la combinación de cargas usada es conservadora del lado de la seguridad y el uso de un perfil superior sobredimensionaría innecesariamente la estructura. Para la transmisión de los esfuerzos del arriostramiento en el plano de la cubierta (incluidos los debidos a imperfecciones globales consideradas en el análisis), se disponen líneas de correas maestras que actúan como elementos colectores/cordones. Estas correas maestras se resuelven con perfil HEB-200, con el objetivo de asegurar un comportamiento suficientemente rígido y resistente, especialmente en el caso desfavorable de compresión. El

dimensionamiento de dichas líneas se incluye más adelante junto con el cálculo del arriostramiento de cubierta.

A continuación, se calcula la tensión mediante el criterio de Von Mises. La expresión corresponde al criterio de Von Mises, empleado para obtener la tensión equivalente en un punto sometido a un estado tensional plano. En ella, $\sigma_{eq,VM}$ es la tensión equivalente de Von Mises, que se compara con la resistencia de cálculo del material; σ_{yd} y σ_{zd} son las tensiones normales de cálculo en las direcciones yyy y zzz, respectivamente; τ_{yzd} es la tensión tangencial de cálculo en el plano yz; y f_{yd} representa la resistencia de cálculo del acero, de modo que debe cumplirse la relación expresada para garantizar la seguridad resistente de la sección.

$$\sigma_{eq,VM} = \sqrt{\sigma_{yd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{yd} \cdot \sigma_{zd} + 3\tau_{yzd}^2} \leq f_{yd}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y} = \frac{37,4}{194,3} = 192,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}; \sigma_z = \frac{M_z}{W_z} = \frac{2,2}{28,47} = 77,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sqrt{192,4^2 + 77,2^2 - 192,4 \times 77,2} = 167,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 261,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Por tanto cumple acorde a este criterio.

A1.6 Cálculo de deformaciones

Atendiendo al punto 4.3.3.1. del DB-SE, en su apartado 3: *Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.*

$$\delta_{max} = \frac{L}{300} = \frac{6000}{300} = 20\text{mm}$$

- Peso propio + nieve + viento = 0,756 + 0,8 + 2,9 = 4,45 kN/m
- Carga en eje OY: (0,756 + 0,8) · cos (11,31°) + 2,9 = 4,42 kN/m
- Carga en eje OZ: (0,756 + 0,8) · sen (11,31°) = 0,3 kN/m
- E = 210 kN/ mm²

Respecto al perfil seleccionado IPE – 200.

- $I_y = 1943 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $I_z = 142,4 \times 10^4 \text{ mm}^4$

Empleando la ecuación de Euler-Bernoulli para el cálculo de la flecha máxima de una viga biapoyada con carga uniformemente repartida:

$$\delta_{maxY} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,42 \cdot 6000^4}{210000 \cdot 1943 \cdot 10^4} = 18,27\text{mm}$$

Puesto que $\delta_{maxY} < \delta_{max}$, sí cumple para cargas perpendiculares a la cubierta.

$$\delta_{maxZ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,3 \cdot 6000^4}{210000 \cdot 142,4 \cdot 10^4} = 16,9\text{mm}$$

A1.7 Cálculo del pórtico

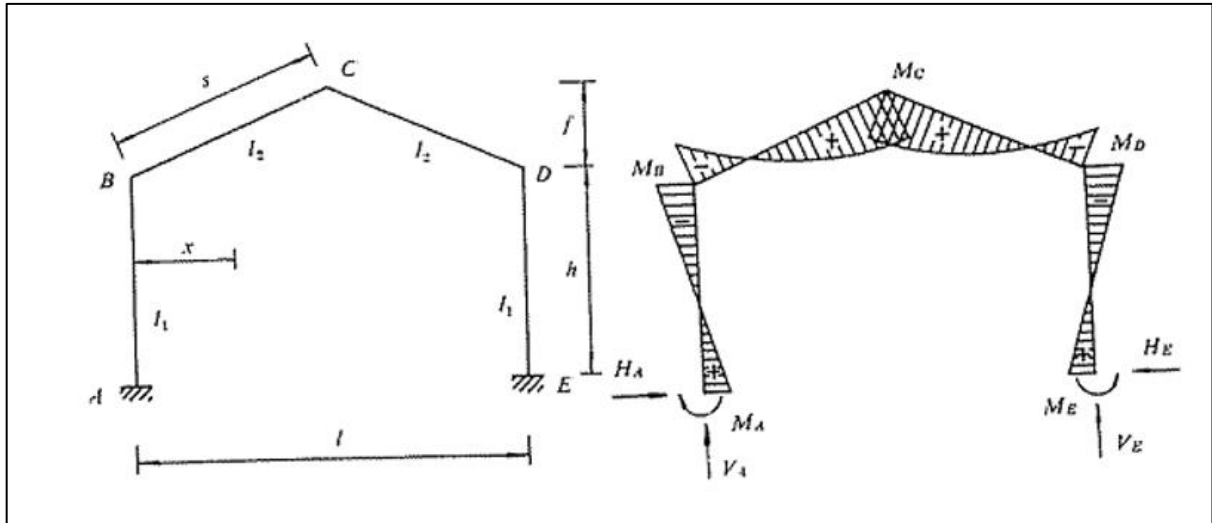


Figura A1-22 Ilustración con simbología acorde a prontuario de Ensidesa. (Fuente: Ensidesa)

Se parte de los siguientes datos (Figura A1-22) [39]:

- P (carga distribuida vertical) = 25 kN/m
- f (altura en vertical del hombro a la cumbrera) = 2,4 m
- h (altura de los pilares) = 8
- s (longitud de los cabios) = $12/\cos(11,31^\circ) = 12,23$
- k = 0,65
- l (ancho del pórtico) = 24

A1.7.1 Momento en los empotramientos

$$M_a = M_e = \frac{P \cdot l^2}{48} \cdot \frac{kh(8h + 15f) + f(6h - f)}{(kh + f)^2 + 4k(h^2 + hf + f^2)} = 707 \text{ kNm}$$

A1.7.2 Momento en los hombros

$$M_b = M_d = \frac{P \cdot l^2}{48} \cdot \frac{kh(16h + 15f) + f^2}{(kh + f)^2 + 4k(f^2 + hf + h^2)} = 909 \text{ kNm}$$

A1.7.3 Momento en el cumbrero

$$M_c = \frac{P \cdot l^2}{8} + M_a - H_a(h + f) = 406 \text{ kNm}$$

A1.7.4 Momento en los empotramientos

$$H_a = H_e = \frac{pl^2}{8} \cdot \frac{k(4h + 5f) + f}{(kh + f)^2 + 4k(h^2 + hf + f^2)} = 203,36 \text{ kNm}$$

A1.8 Cálculo del dintel

Se realizará acorde al punto 6.3.4.2 del DB-SE-A [4], para elementos comprimidos y flectados. Así, para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

En el caso que aplica, no existe momento en el eje OZ ($M_{z,Ed} = 0$), la excentricidad de la carga es nula ($e_N = 0$) y según el apartado 8.9.6 del DB-SE-A, despreciando momentos secundarios: $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$

El esfuerzo cortante de cálculo V_{ed} debe ser inferior a la resistencia a cortante de la sección $V_{c,Rd}$, que en ausencia de torsión, será igual a la resistencia plástica, que se obtiene considerando el área resistente del alma y el límite elástico del acero (apartado 6.2.4 DB-SE-A), realizándose por tanto la comprobación a flexión.

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 10450 \times \frac{275}{\sqrt{3}} = 1659160,34 \text{ N} = 1659,1 \text{ kN}$$

Donde, por ser un perfil en I ó H cargado paralelamente al alma (se prueba IPE – 550):

$$A_v = h \times t_w = 550 \times 19 = 10450 \text{ mm}^2,$$

siendo h el canto y t_w el espesor del alma (anejo B del DB-SE-A). [4]

$$V_{ed} = P(\text{cabio}) + P(\text{cubierta}) = 2,96 \cdot 72 + 166,42 \cdot 12 \cdot \frac{10}{1000} = 293,04 \text{ kN}$$

$$V_{ed} < 0,5 \times V_{pl,Rd}; 293,04 < 0,5 \times 1659,1 = 829,55 \text{ kN}$$

Se realiza, pues, la comprobación a flexión, tomando como valor muy conservador el valor obtenido mediante el cálculo previo de momentos en el pórtico.

- $M_{ed} = 909 \text{ kNm}$

$$M_{c,Rd} = W_{el} \times f_{yd} = 3610 \times 275 = 992750 \text{ Nm} = 992,7 \text{ kNm}$$

Por ser $M_{ed} < M_{c,Rd}$, queda justificado el uso de IPE-550.

A1.9 Cálculo del pilar

Se comprueba con el perfil IPE – 600.

- $W_y = 3070 \text{ cm}^3$
- $I_y = 92080 \text{ cm}^4$
- $A = 122,46/0.785 = 15600 \text{ mm}^2$

El pilar está sometido a una combinación de acciones debido al momento flector y al esfuerzo axial, es decir, flexión y compresión.

- $N_{ed} = 293,04 \text{ kN}$
- $M_{y,Ed} = 890,7 \text{ kNm}$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 15600 \cdot 275/1,05 = 4,08 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$M_{el,Rdy} = W_y \cdot f_{yd} = 3070 \cdot 103 \cdot 275/1,05 = 804,04 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Considerando la longitud de pandeo de barra canónica, y acorde a la Figura A1-23, para una barra empotrada desplazable, $L_k = 1,0 L$. (DB-SE-A).

Tabla 6.1 Longitud de pandeo de barras canónicas					
Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud L_k	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

Figura A1-23 Tabla de longitud de pandeo de barras canónicas [4].

Debido a que el predimensionamiento se realiza sobre un pilar, elemento comprimido y flectado, se debe comprobar la estabilidad de la pieza mediante la siguiente expresión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

En el caso de estudio no se considera en el eje OZ ($M_{z,Ed} = 0$) al quedar el pilar arriostrado por las cruces de “San Andrés”, y se considera la carga axial aplicada de forma centrada sin excentricidad ($e_N = 0$). De esta manera, y seleccionando un criterio conservador del lado de la seguridad (clase 3 de la tabla 6.9 del DB-SE-A):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1; \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1;$$

$$k_y = 1 + 0'6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 0,41 \cdot \frac{0,29304 \cdot 10^6}{0,95 \cdot 2,1 \cdot 10^7} = 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1; \frac{293,04 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 15600 \cdot \frac{275}{1,05}} + 1,00 \cdot \frac{890,7 \cdot 10^6}{3070 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,18$$

El incumplimiento se debe al fenómeno de pandeo lateral-torsional, el cual queda impedido por el arriostramiento lateral proporcionado por las correas de cubierta y tornapuntas, reduciendo la longitud libre y garantizando el cumplimiento de la comprobación.

Donde:

- N_{Ed} ; $M_{y,Ed}$; $M_{z,Ed}$ son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza, respectivamente.
- χ_y y χ_z son los coeficientes de pandeo en cada dirección;
- χ_{LT} es el coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3 del DB-SE-A; se tomará igual a 1,00 en piezas no susceptibles de pandeo por torsión.
- $e_{N,y}$ y $e_{N,z}$ son los desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas con secciones de clase 4.
- $c_{m,y}$ factor de momento flector uniforme, recogidos en la Tabla 6.10 del DB-SE-A;
 $c_{m,y} = 1$
- $k_y k_z$, se indican en la tabla 6.9 del DB-SE-A; $k_y = 1,10$
- carga crítica por pandeo:

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = \left(\frac{\pi}{8000} \right)^2 \cdot 210.000 \cdot 67120 \cdot 10^4 = 2,1 \cdot 10^7$$

- Esbeltez reducida:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{c,Rd}}} = \sqrt{\frac{13442 \cdot 275}{2,1 \cdot 10^7}} = 0,41$$

Analizando la Figura A1-24 para definir la curva de pandeo (DB-SE-A):

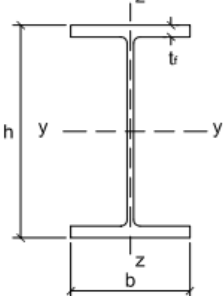
Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal					
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y z
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c c

Figura A1-24 Tabla para definir la curva de pandeo en función de la sección transversal [4].

- $h/b = 550/210 = 2,61 > 1,2$
- $t = 17,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$
- Coeficiente de pandeo $\chi_y = 0,95$ (Figura A1-25)

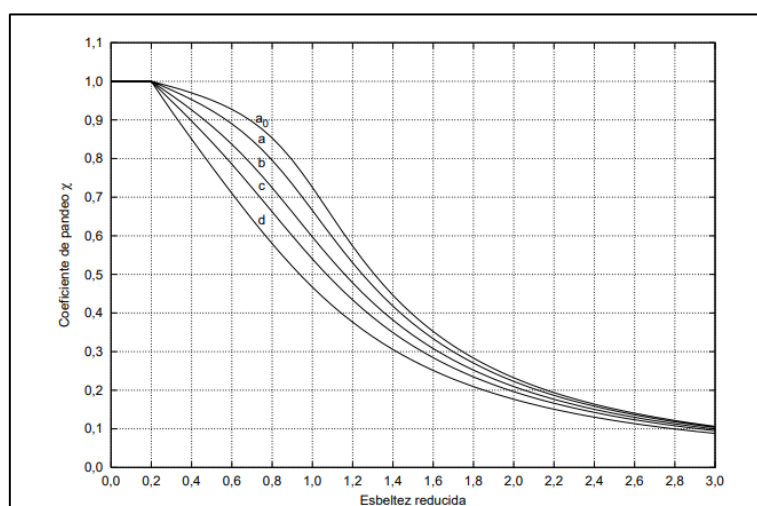


Figura A1-25 Gráfica para obtención del coeficiente de pandeo [4].

A1.10 Cálculo de las placas de anclaje

Es necesario realizar la comprobación del hormigón en la zona comprimida así como la tracción de los pernos.

A1.10.1 Placas de los pórticos interiores

Se emplearán placas soldadas a los pilares y atornilladas a las zapatas, con tope inferior para absorber el esfuerzo cortante, empleándose el criterio de un cuarto de placa comprimida. Así pues, acorde a Cype, el $M_{\text{empotramiento}} = 707,5 \text{ kNm}$

El peso que apoya sobre la placa (P_g) es la suma de:

- Peso del cabio: $12,23 \cdot 105,52 = 1290,5 \text{ kg} = 12,64 \text{ kN}$

- Peso del pilar: $8 \cdot 122,46 = 979,7 \text{ kg} = 9,6 \text{ kN}$
- Peso de la cubierta sobre cada pilar interior: $305,75 \text{ kN}$ ($25 \cdot 12,23$)
- Peso de la fachada sobre cada pilar interior: $5,15 \text{ kN}^2$

Así, $P_g = \text{Peso cabio} + \text{peso pilar} + \text{peso cubierta} + \text{peso pilar} = 332,39 \text{ kN}$

El esfuerzo cortante lo absorbe un tope soldado en la parte inferior de la placa. Se parte del supuesto práctico de apoyar la carga distribuida y uniforme en $\frac{1}{4}$ de la placa, tal como se detalla en planos (placa de $850 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm}$):

- m : distancia entre los pernos y el centro de presiones ($\frac{1}{4}$ al extremo de la placa)
- n : distancia entre el centro y el centro de presiones ($\frac{1}{4}$ al extremo de la placa)
- m : $(850 - (850/4)/2) - 50 = 693,75 \text{ mm}$
- n : $(850 - 106,25) - (850/2) = 318,75 \text{ mm}$
- $M_e = 707,5 \text{ kNm}$
- $N = 332,39 \text{ kN}$

A1.10.2 Cálculo de la tensión de tracción del tornillo (pórtico interior)

Aplicando momentos respecto al centro de presiones (donde apoya la compresión):

$$M = T \cdot m + N \cdot n$$

$$T = (M - N \cdot n)/m = (707,5 \cdot 103 - 332,39 \cdot 318,75)/693,75 = 867,1 \text{ kN}$$

Con 3 pernos:

$$N_{t,Ed} = 867,1/3 = 289,03 \text{ kN}$$

Seleccionando pernos de calidad **5,6 de diámetro 32**:

$$F_{t,Ed} = 0,9 \cdot f_u \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot 500000 \cdot \frac{\pi \cdot \frac{32^2}{4}}{1,15} = 314,7 \text{ kN}$$

Como $N_{t,Ed} < F_{t,Rd}$; $289,03 \text{ kN} < 314,7 \text{ kN}$, **cumple**.

A1.10.3 Cálculo de la tensión de compresión del hormigón (pórtico interior)

$$C = \frac{(M + N \cdot (m - n))}{m} = \frac{707,5 \cdot 103 + 332,39 \cdot (693,75 - 318,75)}{693,75} = 1199,45 \text{ kN}$$

Con un ancho de placa de 500 mm (HA-30):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ (Eurocódigo 2)}$$

$$\sigma = \frac{1199,45}{((850/4) \cdot 50)} = 1,12 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

por tanto cumple.

A1.10.4 Placas de los pórticos hastiales

Se procede de manera análoga a con los pórticos interiores.

² El peso de la fachada considerado en el axil del pilar corresponde a la suma del peso propio del cerramiento tipo Incoperfil INCO 70.4, los lucernarios de policarbonato y las correas de fachada, así como la subestructura asociada, cuya carga vertical se transmite a los pilares.

Así pues, acorde a Cype, el $M_{\text{empotramiento}} = 352,82 \text{ kNm}$

El peso que apoya sobre la placa (P_g) es la suma de:

- Peso del cabio: $12,23 \cdot 105,52 = 1290,5 \text{ kg} = 12,64 \text{ kN}$
- Peso del pilar: $8 \cdot 122,46 = 979,7 \text{ kg} = 9,6 \text{ kN}$
- Peso de la cubierta sobre cada pilar interior: $152,87 \text{ kN} (25 \cdot 12,23/2)$
- Peso de la fachada sobre cada pilar interior: $5,15 \text{ kN}$

Así,

$$P_g = \text{Peso cabio} + \text{peso pilar} + \text{peso cubierta} + \text{peso pilar} = 180,26 \text{ kN}$$

- m: distancia entre los pernos y el centro de presiones ($1/4$ al extremo de la placa)
- n: distancia entre el centro y el centro de presiones ($1/4$ al extremo de la placa)
- m: $(850 - (850/4)/2) - 50 = 693,75 \text{ mm}$
- n: $(850 - 106,25) - (850/2) = 318,75 \text{ mm}$
- $M_e = 352,82 \text{ kNm}$
- $N = 332,39 \text{ kN}$

A1.10.5 Cálculo de la tensión de tracción del tornillo (pórtico hastial)

Aplicando momentos respecto al centro de presiones (donde apoya la compresión):

$$M = T \cdot m + N \cdot n$$

$$T = (M - N \cdot n)/m = (352,82 \cdot 103 - 332,39 \cdot 318,75)/693,75 = 355,54 \text{ kN}$$

Con 3 pernos:

$$N_{t,Ed} = 355,84/3 = 118,62 \text{ kN}$$

Seleccionando pernos de calidad **5,6 de diámetro 32**:

$$F_{t,Ed} = 0,9 \cdot f_u \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot 500000 \cdot \frac{\pi \cdot \frac{32^2}{4}}{1,15} = 314,7 \text{ kN}$$

Como $N_{t,Ed} < F_{t,Rd}$; $118,62 \text{ kN} < 314,7 \text{ kN}$, **cumple**.

A1.10.6 Cálculo de la tensión de compresión del hormigón (pórtico hastial)

$$C = \frac{(M + N \cdot (m - n))}{m} = \frac{352,82 \cdot 103 + 332,39 \cdot (693,75 - 318,75)}{693,75} = 6688,24 \text{ kN}$$

Con un ancho de placa de 500 mm (HA-30):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ (Eurocódigo 2)}$$

$$\sigma = \frac{6688,24}{((850/4) \cdot 50))} = 0,64 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

por tanto, cumple.

A1.10.7 Placa común de los dos pórticos centrales

De manera equivalente, se emplearán placas soldadas a los pilares y atornilladas a las zapatas, con tope inferior para absorber el cortante, utilizando el criterio de un cuarto de placa comprimida.

Así pues, acorde a Cype, el $M_{\text{empotramiento}} = 352,82 \text{ kNm}$

El peso que apoya sobre la placa (P_g) es la suma de:

- Peso del cabio: $12,23 \cdot 105,52 \cdot 2 = 2581,02 \text{ kg} = 25,3 \text{ kN}$
- Peso del pilar: $8 \cdot 122,46 \cdot 2 = 1959,36 \text{ kg} = 19,2 \text{ kN}$
- Peso de la cubierta sobre cada pilar interior: $152,87 \cdot 2 = 305,74 \text{ kN}$
- Peso de la fachada sobre cada pilar interior: $5,15/2 = 2,57 \text{ kN}$

Así,

$$Pg = \text{Peso cabio} + \text{peso pilar} + \text{peso cubierta} + \text{peso pilar} = 352,81 \text{ kN}$$

- m: distancia entre los pernos y el centro de presiones ($1/4$ al extremo de la placa)
- n: distancia entre el centro y el centro de presiones ($1/4$ al extremo de la placa)
- $m: (850 - (850/4)/2) - 50 = 693,75 \text{ mm}$
- $n: (850 - 106,25) - (850/2) = 318,75 \text{ mm}$
- $Me = 707,5 \text{ kNm}$ (de manera conservadora)
- $N = 352,81 \text{ kN}$

A1.10.8 Cálculo de la tensión de tracción del tornillo (placa central)

Aplicando momentos respecto al centro de presiones (donde apoya la compresión):

$$M = T \cdot m + N \cdot n$$

$$T = (M - N \cdot n)/m = (707,5 \cdot 103 - 352,81 \cdot 318,75)/693,75 = 857,71 \text{ kN}$$

Con 4 pernos de calidad 5,6 de diámetro 32:

$$N_{t,Ed} = 857,71/4 = 214,43 \text{ kN}$$

Seleccionando 4 pernos de calidad 5,6 de diámetro 32:

$$F_{t,Ed} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot 500000 \cdot \frac{\pi \cdot \frac{32^2}{4}}{1,15} = 314,7 \text{ kN}$$

Como $N_{t,Ed} < F_{t,Rd}$; $214,43 \text{ kN} < 314,7 \text{ kN}$, cumple.

A1.10.9 Cálculo de la tensión de compresión del hormigón

$$C = \frac{(M + N \cdot (m - n))}{m} = \frac{707,5 \cdot 103 + 352,81 \cdot (693,75 - 318,75)}{693,75} = 1183 \text{ kN}$$

Con un ancho de placa de 720 mm (HA-30):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ (Eurocódigo 2)}$$

$$\sigma = \frac{1183}{((850/4) \cdot 720)} = 0,77 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

por tanto, cumple.

A1.11 Cálculo de los nudos

A1.11.1 Cálculo del nudo pilar – cabio

Partiendo de:

- $M_{\text{nudo}} = 909 \text{ kNm}$
- Q_c (cortante) = 209,47 kN

Se calcula la tensión de tracción del tornillo.

Tomando momentos del centro de los 4 tornillos extremos:

- Carga de tracción a soportar:

$$N_{t,Ed} = 909 / 0,581 = 1564,5 \text{ kN}$$

Utilizando 4 tornillos para absorber la tracción:

$$F_{t,Ed} = 1564,5 / 4 = 391,1 \text{ kN}$$

Empleando tornillo TR 27 de alta calidad 10,9 (ver figura 8.12 del DB-SE-A):

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot 10000 \cdot 5,72 / 1,25 = 41184 \text{ kg} = 404,0 \text{ kN}$$

Como $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$, cumple.q

A continuación se calcula el cortante, considerando los 6 tornillos superiores.

$$F_{y,Ed} = 209,4 / 6 = 34,9 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,5 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 1 \cdot 0,5 \cdot 10000 \cdot 4,52 / 1,25 = 18080 \text{ kg} = 177,4 \text{ kN}$$

De manera muy conservadora también cumple, puesto que $F_{v,Ed} < F_{t,Ed}$

Se verifica la iteración de esfuerzos (figura 8.14 del DB-SE-A)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1; \frac{34,9}{390,5} + \frac{391,1}{565,6} = 0,78 < 1$$

por tanto **cumple**.

Al.11.2 Cálculo del nudo en la cumbrera

- $M_c = 406 \text{ kNm}$
- $Q_c = 39,9 \text{ kN}$

Se calcula la tensión de tracción del tornillo. Del lado de la seguridad, se desprecia el axil de compresión.

Se calculan momentos desde la línea central de los cuatro tornillos del extremo inferior:

$$406 \text{ kNm} = F_{t,Ed} \cdot 0,443 = 86; F_{t,Ed} = 916,5 \text{ kN}$$

Considerando únicamente 4 tornillos del extremo en la tracción:

$$916,5 / 4 = 229,1 \text{ kN cada tornillo}$$

Seleccionando tornillo TR 24, calidad 10.9:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot 10000 \cdot \frac{4,52}{1,25} = 32544 \text{ kg} = 319,2 \text{ kN}$$

Se verifica pues $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$, por tanto, **cumple**.

Se comprueba a continuación el cortante:

$$39,9 / 4 = 9,9 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,5 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 1 \cdot 0,5 \cdot 10000 \cdot 4,52 / 1,25 = 18080 \text{ kg} = 177,4 \text{ kN}$$

Cumple de manera muy conservadora.

Se verifica, finalmente, la iteración de esfuerzos (figura 8.14 del DB-SE-A)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1; \frac{9,9}{177,4} + \frac{229,1}{446,88} = 0,56 < 1$$

por tanto **cumple**.

A1.12 Cálculo de los cerramientos

A1.12.1 Cálculo del cerramiento hastial cerrado

En el cerramiento del hastial se disponen tres pilares secundarios (“pilarillos”) cuya función estructural se limita a la transmisión de las acciones horizontales de viento hacia el pórtico principal. Aunque físicamente se ejecutan soldados por el alma, en el modelo de cálculo se idealizan como elementos articulados en su extremo inferior y simplemente apoyados en el superior mediante una guía, de forma que se permite su giro y su acompañamiento de las deformaciones globales de la nave. Con esta disposición se evita que dichos elementos trabajen como montantes comprimidos por incompatibilidades de deformación con el resto de pórticos bajo cargas gravitatorias, minimizando la introducción de esfuerzos axiales no deseados en la estructura general. En consecuencia, estos pilares secundarios se verifican únicamente frente a flexión y deformación (flecha) asociadas a la acción del viento.

Iniciando con la hipótesis de viento de barlovento sobre el cerramiento hastial cerrado y puertas abiertas en el cerramiento opuesto:

- $q_b = 0,45$
- $c_e = 3,0$
- $c_p = 0,7 - (-0,36) = 1,06$
- coeficiente de presión frontal exterior $c_{pe} = 0,7$
- coeficiente de succión interior $c_{pi} = 0,9 \cdot (-0,4) = -0,36$

De esta manera, la carga de viento será:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot 1,06 = 1,43$$

- coeficiente de seguridad por carga no permanente: $\gamma_G = 1,5$

Debido a que la separación entre pilarillos del cerramiento es de 6 metros, la carga de viento por metro lineal es:

- $q = 1,43 \cdot 6 = 8,58 \text{ kN/m}$
- $q^* = 8,58 \cdot 1,5 = 12,87 \text{ kN/m}$ (mayorada)

Para los pilarillos laterales:

Se comprueba el momento del pilarillo para un IPE – 300.

$$M_{y,Rd} = q \cdot L^2 / 8 = 12,87 \cdot 9,22 / 8 = 136,2 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 557 \cdot 275 / 1,05 = 145,88 \text{ kNm}$$

Puesto que $M_{y,Rd} < M_{y,Ed}$, **cumple**.

Se comprueba la flecha a continuación para un IPE – 300, disponiendo las cargas sin mayorar.

La flecha máxima será $L/300 = 9200/300 = 30,6 \text{ mm}$

$$\delta_{maxY} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{8,58 \cdot 9200^4}{210000 \cdot 8356 \cdot 10^4} = 45,6 \text{ mm} > 30,6 \text{ mm}$$

por tanto, **cumple**.

Para el pilarillo central:

Se comprueba de manera análoga la resistencia a momento y flecha del pilarillo para un IPE – 330.

$$M_{y,Rd} = q \cdot L^2/8 = 12,87 \cdot 10,42/8 = 174,0 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} = W_{el,y} \cdot f_y/\gamma_{m0} = 713 \cdot 275/1,05 = 186,7 \text{ kNm}$$

Puesto que $M_{y,Rd} < M_{y,Ed}$, **cumple**.

Se comprueba la flecha a continuación para un IPE – 330, disponiendo las cargas sin mayorar.

La flecha máxima será $L/300 = 10400/300 = 34,6 \text{ mm}$

$$\delta_{maxY} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{8,58 \cdot 10400^4}{210000 \cdot 11767 \cdot 10^4} = 52,89 \text{ mm} > 34,6 \text{ mm}$$

por tanto, no cumple.

Se calcula a continuación con **IPE – 400** únicamente la flecha pues un perfil menor soporta ya el momento:

$$\delta_{maxY} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{8,58 \cdot 10400^4}{210000 \cdot 23130 \cdot 10^4} = 26,91 \text{ mm} < 34,6 \text{ mm}$$

por tanto, **cumple**.

Con lo cual el pilarillo central es IPE - 400

11.12.2 Cálculo del cerramiento hastial abierto

En el caso concerniente, se disponen tres pilarillos suspendidos del dintel mediante 4 tornillos cada uno. Se trabajará calculando para IPE – 200.

Partiendo de la hipótesis de barlovento sobre el cerramiento hastial abierto y puertas cerradas.

- $q_b = 0,45$
- $c_e = 3,0$
- $c_p = 0,7$
- coeficiente de presión frontal exterior $c_{pe} = 0,7$
- coeficiente de succión interior: no se considera por estar la puerta cerrada.

De esta manera, la carga de viento será:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot 0,7 = 0,94$$

- coeficiente de seguridad por carga no permanente: $\gamma_G = 1,5$

Debido a que la separación entre pilarillos del cerramiento es de 6 metros, la carga de viento por metro lineal es:

- $q = 0,94 \cdot 6 = 5,64 \text{ kN/m}$
- $q^* = 5,64 \cdot 1,5 = 8,46 \text{ kN/m}$ (mayorada)

Se calcula el central que es el más desfavorable y se realizarán los tres del mismo tipo

- R_a (reacción horizontal debido al viento) $= 8,46 \cdot 6/2 = 25,47$
- Peso de la cubierta de la fachada: $0,117 \text{ kN/m}^2$
- Peso de la cubierta de fachada aplicado al pilarillo central: $6 \cdot 6 \cdot 0,117 = 4,21 \text{ kN}$
- Peso de celosía + visera: $4,4 \text{ kN}$
- Peso del pilarillo: $0,219 \cdot 6 = 1,31 \text{ kN}$
- Peso total a tracción para los tornillos del pilarillo central: $4,21 + 4,4 + 1,31 = 9,92 \text{ kN}$
- Reacción horizontal debido a la celosía sobre el pilar del pórtico: $4,4 \cdot 0,6/1,25 = 2,11 \text{ kN}$

El momento generado por la carga excéntrica de la celosía sobre el pilarillo:

- $M_c = 2,11 \cdot 1,25 \cdot 1,35 = 3,56 \text{ kNm}$

El momento generado por el viento:

- $M_y = qL^2/8 = 8,46 \cdot 62/8 = 38,07 \text{ kNm}$

El momento total a flexión será la suma de ambos de manera que:

- $M_{y,Ed} = M_v - M_c = 38,07 - 3,56 = 34,51 \text{ kNm}$

Comprobando con IPE – 200:

- $M_{pl,Rdy} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 220 \cdot 275 / 1,05 = 57,62 \text{ kNm}$

Se calcula la resistencia a tracción del pilarillo:

$$N_{t,Ed} (\text{peso total: celosía} + \text{cubierta de fachada}) = 4,21 + 4,4 = 8,61 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 2848 \cdot 275 / 1,05 = 745,9 \text{ kN}$$

Cumple de manera muy conservadora

A continuación, se comprueba la resistencia con iteración de esfuerzos:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} \leq 1; \frac{8,61}{745,9} + \frac{34,51}{57,62} = 0,61 < 1$$

por tanto cumple

Así, del lado de la seguridad, como los otros dos pilarillos son más cortos, se empleará los tres pilarillos del piñón abierto **IPE – 200**.

Para el cálculo de los tornillos de los pilarillos:

Se calculan para el central, de igual forma, y se empleará la misma tornillería en los tres:

- Peso total para el pilarillo central: $T = 4,21 + 4,4 + 1,31 = 9,92 \text{ kN}$
- Peso total mayorado: $T^* = T \cdot 1,5 = 14,8 \text{ kN}$
- Cortante para los tornillos: $R_a^* = 25,47 \text{ kN}$

Empleando 4 tornillos M20 de calidad 5,6:

$$N_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot 5000 \cdot 2,25 / 1,25 = 88,2 \text{ kN}$$

Para cada tornillo:

$$N_{t,Ed} = 14,8 / 4 = 3,7 \text{ kN}$$

Puesto que $N_{t,Rd} > N_{t,Ed}$, **cumple** a tracción.

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,5 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 1 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 3,14 / 1,25 = 6280 \text{ kg} = 61,54 \text{ kN}$$

$$R_{a,Ed} = 25,47 / 4 = 6,37 \text{ kN}$$

$R_{a,Ed} < F_{v,Rd}$; por tanto, **cumple** la cortadura.

Comprobando la iteración:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1; \frac{6,37}{61,54} + \frac{3,7}{123,48} = 0,13 < 1$$

cumple la resistencia.

Para unificar la tornillería empleada en la parte alta y evitar confusiones se empleará también tornillería M27 de calidad 10.9, que cumple del lado de la seguridad.

A1.13 Cálculo de la celosía horizontal del pórtico hastial de entrada

Se modela la celosía como una viga equivalente: los cordones extremos asumen el trabajo principal (tracción/compresión). Por ello se dimensionan como UPN, comprobando el pandeo respecto a los ejes fuerte y débil de la sección.

Procediendo de manera análoga, se calculan los esfuerzos de tracción que los pilarillos y el portón de entrada transmiten a la celosía:

Siendo la carga lineal de viento en barlovento:

- $q_b = 0,45$
- $c_e = 3,0$
- $c_p = 0,7$
- coeficiente de presión frontal exterior $c_{pe} = 0,7$
- coeficiente de succión interior: no se considera.

De esta manera, la carga de viento será:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot 0,7 = 0,94 \text{ kN/m}^2$$

- coeficiente de seguridad por carga no permanente: $\gamma_G = 1,5$

Debido a que la separación entre pilarillos del cerramiento es de 6 metros, la carga de viento por metro lineal es:

- $q = 0,94 \cdot 6 = 5,64 \text{ kN/m}$
- $q^* = 5,64 \cdot 1,5 = 8,46 \text{ kN/m}$ (mayorada)

Así:

- Pilarillo central debido a viento de fachada: $P1 = 5,64 \cdot 6/2 = 16,92 \text{ kN}$
- Pilarillos laterales debido a viento de fachada: $P2 = 5,64 \cdot 4,6/2 = 12,97 \text{ kN}$
- Reacción de las puertas debido al viento: $Pp = 0,94 \cdot 4,5/2 = 2,15 \text{ kN/m}$
- Reacción horizontal de la celosía por su excentricidad: $4,41 \cdot 0,6 \cdot 4,6 = 0,57 \text{ kN}$
- Reacción de la celosía sobre cada uno de los pilares del pórtico:

$$Ra^* = (16,92/2 + 12,97 \cdot 2/2 + 2,15 \cdot 24/2 + 0,57/2) \cdot 1,5 = 71,28 \text{ kN}$$

- Momento flector soportado por la celosía:

$$Mc^* = (16,92 \cdot 24/4 + 12,97 \cdot 6 + 2,15 \cdot 242/8 + 0,57 \cdot 242/8) \cdot 1,5 = 449,3 \text{ kNm}$$

- Esfuerzos en los cordones de la celosía:

Puesto que el ancho de la celosía es de 1 metro, el momento y esfuerzo máximo en el centro de la misma será:

$$M = F \cdot d; F = M/d = 449,3 / 1 = 449,3 \text{ kN}$$

Así, el esfuerzo máximo de compresión: $N_{Ed} = 449,3 \text{ kN}$

- Se prueba con un perfil UPN – 180:
- $\lambda_Y = l/r = 600 / 6,95 = 86$; con 6 metros de pandeo
- $\lambda_Z = l/r = 200 / 2,02 = 99$; con 2 metros de pandeo
- $\lambda_E = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{2806}} = 85,94$ (esbeltez de Euler)

- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{99}{85,94} = 1,15 \Rightarrow \chi = 0,45$
- $N_{b,Rd} = f_y \cdot \chi \cdot \frac{A}{1,1} = 2806 \cdot 0,45 \cdot \frac{28}{1,1} = 32141 \text{ kg} = 314,98 \text{ kN (Eurocódigo 3)}$

Puesto que $314,98 \text{ kN} < 449,3 \text{ kN}$; no cumple.

Se prueba con un perfil UPN – 200:

- $\lambda_Y = l/r = 600 / 7,7 = 77,92$
- $\lambda_Z = l/r = 200 / 2,14 = 93,45$
- $\lambda_E = 85,94$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{93,45}{85,94} = 1,08 \Rightarrow \chi = 0,48$
- $N_{b,Rd} = f_y \cdot \chi \cdot \frac{A}{1,1} = 2806 \cdot 0,48 \cdot \frac{32,2}{1,1} = 39426 \text{ kg} = 386,3 \text{ kN}$

Puesto que $386,3 \text{ kN} < 449,3 \text{ kN}$; no cumple.

Se prueba con un perfil UPN – 220:

- $\lambda_Y = l/r = 600 / 8,48 = 70,75$
- $\lambda_Z = l/r = 200 / 2,3 = 86,95$
- $\lambda_E = 85,94$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{86,95}{85,94} = 1,01 \Rightarrow \chi = 0,52$
- $N_{b,Rd} = f_y \cdot \chi \cdot \frac{A}{1,1} = 2806 \cdot 0,52 \cdot \frac{37,4}{1,1} = 49610 \text{ kg} = 486 \text{ kN}$

Puesto que $486 \text{ kN} > 449,3 \text{ kN}$; cumple.

De esta manera, los cordones de cada extremo de la celosía serán **UPN – 220**.

A1.14 Cálculo de los esfuerzos para el arriostramiento de cubierta

Se calculan las hipótesis con puertas abiertas y cerradas, seleccionando la más desfavorable:

A1.14.1 Hipótesis 1: barlovento sobre piñón cerrado: con puerta abierta / cerrada

Se calcula en el pórtico hastial cerrado:

- Siendo para puerta abierta: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot (0,7 + 0,4 \cdot 0,9) = 1,43$
- Siendo para puerta cerrada: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot 0,7 = 0,95$
- Pilarillo central:
 - Puerta abierta: $P_3 = 1,43 \cdot 6 \cdot 10,4 \cdot 1,5/2 = 66,93 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{3'} = 0,95 \cdot 6 \cdot 10,4 \cdot 1,5/2 = 44,46 \text{ kN}$
- Pillarillo intermedio:
 - Puerta abierta: $P_2 = 1,43 \cdot 6 \cdot 9,2 \cdot 1,5/2 = 59,2 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{2'} = 0,95 \cdot 6 \cdot 9,2 \cdot 1,5/2 = 39,33 \text{ kN}$
- Pilares extremos del pórtico
 - Puerta abierta: $P_1 = P_2/2 = 29,6 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{1'} = P_{2'}/2 = 19,67 \text{ kN}$

Se calcula en el pórtico hastial abierto:

- Siendo para puerta abierta: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot (0,4 - 0,4 \cdot 0,9) = 0,05$
- Siendo para puerta cerrada: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot 0,4 = 0,54$
- Pilarillo central:
 - Puerta abierta: $P_6 = 0,05 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1,5/2 = 1,35 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{6'} = 0,54 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1,5/2 = 14,58 \text{ kN}$
- Pillarillo intermedio:

- Puerta abierta: $P_5 = 0,05 \cdot 6 \cdot 4,6 \cdot 1,5/2 = 1,04 \text{ kN}$
- Puerta cerrada: $P_{5'} = 0,54 \cdot 6 \cdot 4,6 \cdot 1,5/2 = 11,2 \text{ kN}$
- Pilares extremos del pórtico
 - Puerta abierta: $P_4 = P_6/2 = 1,35/2 = 0,675 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{4'} = P_{6'}/2 = 14,58/2 = 7,29 \text{ kN}$

A1.14.2 Hipótesis 2: barlovento sobre piñón abierto: con puerta abierta / cerrada

Se calcula en el pórtico hastial cerrado:

- Siendo para puerta abierta: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot (0,4 + 0,7 \cdot 0,9) = 1,39$
- Siendo para puerta cerrada: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot 0,4 = 0,54$
- Pilarillo central:
 - Puerta abierta: $P_9 = 1,39 \cdot 6 \cdot 10,4 \cdot 1,5/2 = 65,05 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{9'} = 0,54 \cdot 6 \cdot 10,4 \cdot 1,5/2 = 25,27 \text{ kN}$
- Pilarillo intermedio:
 - Puerta abierta: $P_8 = 1,39 \cdot 6 \cdot 9,2 \cdot 1,5/2 = 57,55 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{8'} = 0,54 \cdot 6 \cdot 9,2 \cdot 1,5/2 = 22,36 \text{ kN}$
- Pilares extremos del pórtico
 - Puerta abierta: $P_7 = P_8/2 = 57,55/2 = 28,78 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{7'} = P_{8'}/2 = 22,36/2 = 11,18 \text{ kN}$

Se calcula en el pórtico hastial abierto:

- Siendo para puerta abierta: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot (0,7 - 0,7 \cdot 0,9) = 0,095$
- Siendo para puerta cerrada: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot 0,7 = 0,95$
- Pilarillo central:
 - Puerta abierta: $P_{12} = 0,095 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1,5/2 = 2,56 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{12'} = 0,95 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1,5/2 = 25,65 \text{ kN}$
- Pilarillo intermedio:
 - Puerta abierta: $P_{11} = 0,095 \cdot 6 \cdot 4,6 \cdot 1,5/2 = 1,97 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{11'} = 0,95 \cdot 6 \cdot 4,6 \cdot 1,5/2 = 19,67 \text{ kN}$
- Pilares extremos del pórtico
 - Puerta abierta: $P_{10} = P_{11}/2 = 1,97/2 = 0,985 \text{ kN}$
 - Puerta cerrada: $P_{10'} = P_{11'}/2 = 19,67/2 = 9,835 \text{ kN}$

A1.15 Imperfecciones de estabilidad de los pórticos para el arriostramiento de cubierta

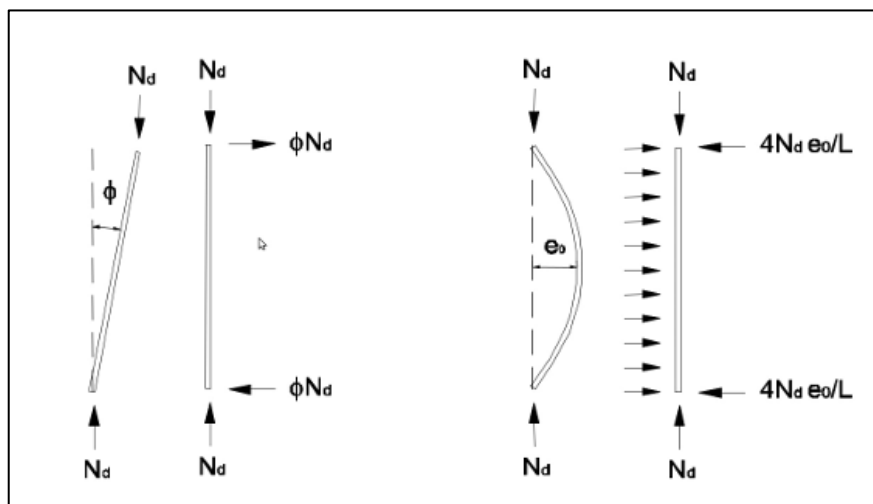


Figura A1-26 Acciones equivalentes a las imperfecciones iniciales [4].

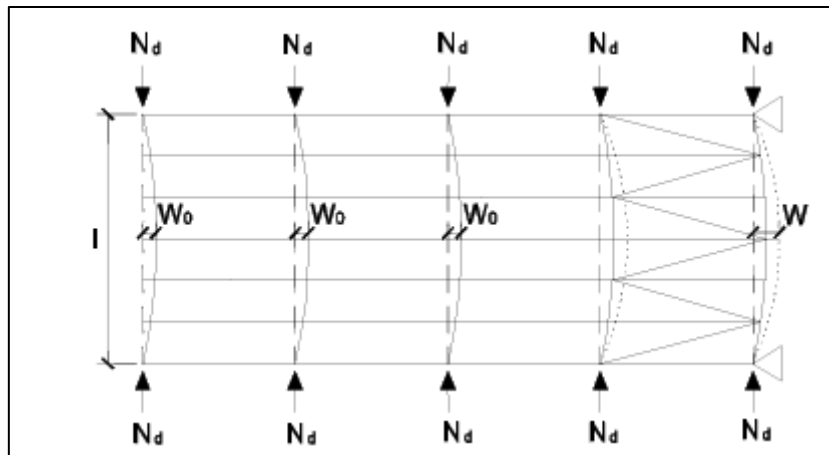


Figura A1-27 Flecha inicial de los elementos a estabilizar [4].

Tal y como indica el DB-SE-A, en su apartado 5.4.1.3, *las fuerzas laterales debidas a N_{Ed} y w_0 pueden verse incrementadas de manera sustancial por las imprecisiones de ejecución y la deformación (flecha) w del sistema estabilizador (arriostramiento). Este incremento se deberá tener en cuenta (Figura A1-26 y Figura A1-27) [4].*

La compresión del ala superior de los pórticos con carga máxima se calcula con carga permanente y nieve:

- $M = 923 \text{ kNm}$
- Espesor del ala = $17,2 \text{ mm}$
- Distancia entre los centros de la sección del ala: $550 - 17,2 = 482,8 \text{ mm}$
- Así: $N_{ed} = (\text{compresión ala superior de los pórticos}) = 923/0,482 = 1914,5 \text{ kN}$

Siendo:

- N_{ed} = fuerza de compresión en el centro del ala superior del pórtico
- w = flecha del elemento estabilizador
- l = longitud de los esfuerzos desestabilizadores
- k_r = coeficiente reductor de número de elementos
- n_r = número de elementos
- q_{eq} = carga repartida equivalente para producir la imperfección
- H_{td} = carga puntual equivalente en los extremos para producir la imperfección

$$w_0 = \frac{l \cdot k_r}{500} = \frac{24 \cdot 0,632}{500} = 0,03$$

$$k_r = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}} = \sqrt{0,2 + \frac{1}{5}} = 0,632$$

$$N_{Ed} \cdot w_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}; q_{eq} = \frac{5 \cdot N_{Ed} \cdot 8 \cdot w_0}{l^2} = \frac{5 \cdot 1914,5 \cdot 8 \cdot 0,03}{24^2} = 3,98 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} \cdot w_0 = \frac{H_{td} \cdot L}{4}; H_{td} = \frac{5 \cdot 4 \cdot N_{Ed} \cdot w_0}{l} = \frac{5 \cdot 4 \cdot 1914,5 \cdot 0,03}{24} = 47,86 \text{ kN}$$

El procedimiento de cálculo adoptado es el método de Cremona. Dado que la nave se compone de dos módulos, cada uno con cinco pilares, ambos se consideran independientes a efectos de transmisión de acciones longitudinales debidas al viento en piñón. En consecuencia, para cada celosía de arriostramiento se determinan los esfuerzos suponiendo que debe resistir, de forma alternativa, las solicitaciones correspondientes a barlovento y sotavento. No se consideran las acciones generadas por

el viento actuando sobre el piñón opuesto, ya que existe discontinuidad en la transmisión de esfuerzos en la zona del doble pilar central (rotura de esfuerzos). Obtenidos los esfuerzos axiales en cada barra, se procede al dimensionamiento de sus secciones resistentes.

La celosía de arriostramiento se compone de barras dispuestas en cruz, proyectadas con perfiles angulares tipo L. Su verificación se lleva a cabo mediante el método grafostático de Cremona, considerando la acción del viento sobre el pórtico hastial cerrado, al representar el caso más exigente. A partir del elemento más desfavorable se define una sección única para todas las barras, con el objetivo de homogeneizar el conjunto y facilitar el montaje en obra.

- Cálculo por Cremona de la barra más desfavorable: 180 kN
- Coeficiente de seguridad por ser carga variable: $\gamma_Q = 1,5$

A pesar de que las barras trabajan a tracción, por ser barras para arriostramiento, y acorde al DB-SE-A en el apartado 6.3.1.2, se exige una esbeltez reducida máxima de valor 4.

Se cumplirá que $N_{Ed} < N_{pl,Rd}$;

- $N_{Ed} = 180 \text{ kN}$
- $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$
- Longitud de trabajo de las barras de arriostramiento superior: $L = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8,48 \text{ m}$; $l = 8480 \text{ mm}$

Se prueba con un perfil LD 80.40.5.

$$\lambda_E = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{275}} = 85,77$$

- $r_y = 25,6$; $\lambda_y = l/r_y = 8480/25,6 = 331,25$
- $r_z = 10,6$; $\lambda_z = l/r_z = 8480/10,6 = 800$
- $\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_E = 331,25/85,77 = 3,86$
- $\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_E = 800/85,77 = 9,33$

No cumple para un eje por lo que se calcula un perfil superior: **LD 80.60.6**

- $r_y = 27,8$; $\lambda_y = l/r_y = 8480/27,8 = 305,0$
- $r_z = 17,5$; $\lambda_z = l/r_z = 8480/17,5 = 484,6$
- $\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_E = 305,0/85,77 = 3,55 < 4$
- $\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_E = 484,6/85,77 = 5,65 > 4$

Con este perfil se cumple la esbeltez reducida limitada a 4.

Se calcula la resistencia a tracción:

- $A = 811 \text{ mm}^2$
- $N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{mo}} = 811 \cdot 275/1,05 = 212,4 \text{ kN}$

$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$; por lo que cumple a tracción.

Estas barras se montarán bajo las correas, atornilladas a la parte inferior del ala superior del cabio.

A1.16 Cálculo de barras horizontales lateral del pórtico de entrada (solución A)

- Carga en la parte superior lateral del pórtico (combinación más desfavorable) para la carga horizontal mayorada: 148,9 kN
- Carga mayorada a la altura de la celosía horizontal a 4,5 m del suelo: 71,28 kN

Del cálculo por Cremona se deduce:

- Pórtico de entrada:
 - Barras cruzadas superiores a tracción: 170 kN
 - Barra central a compresión: 220 kN
 - Barras cruzadas inferiores a tracción: 254 kN
- Dintel del pórtico contra-viento: 148,9 kN
- Pórtico cerrado:
 - En las barras de tracción acorde a DB-SE-A no se superará el valor de esbeltez reducida de 3.

Respecto al cálculo de las barras horizontales:

La barra más desfavorable comprime con 220 kN con 6 metros de pandeo. Se calcularán todas en función de esta, del lado de la seguridad, y para facilitar montaje, fabricación en taller y evitar fallos predecibles.

Se prueba con dos perfiles en **UPN -200** opuestos. Se considerarán no unidos, por lo que deben cumplir la esbeltez individualmente cada uno de ellos.

- $r_{iz} = 16,0 \text{ mm}$
- $r_{iy} = 46,0 \text{ mm}$
- $l = 6000 \text{ mm}$
- $A = 1700 \text{ mm}^2$
- $\lambda_E = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{275}} = 86,77$

Se comienza comprobando el eje débil, OZ:

- $\lambda_z = l/r_z = 6000/15,9 = 377,35$; $\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_E = 377,35/86,77 = 4,35 > 4 \Rightarrow$ esbeltez no tolerable.

Se dispondrán dos perfiles en U enfrentados, considerándose que el conjunto trabaja como una única sección compuesta. Para garantizar el comportamiento solidario de ambos perfiles, se ejecutará la unión de las almas mediante tornillería, colocada en dos líneas paralelas con una separación longitudinal de 25 cm, de forma que se asegure la transmisión de esfuerzos de cortante entre piezas.

Entre ambas almas se intercalarán separadores (manguitos) de 10 mm, con objeto de mantener la separación prevista y evitar deformaciones locales durante el apriete. Como alternativa, podrá ejecutarse en taller la soldadura de las almas, manteniendo la separación indicada, para obtener un conjunto equivalente.

Se recalcula el nuevo momento de inercia para el eje OZ aplicando el teorema de Steiner:

- $d = 16 + 10/2 = 21 \text{ mm}$
- $I'_z = 2 \cdot (I_z + d^2 \cdot A) = 2 \cdot (364 \cdot 10^4 + 21^2 \cdot 1700) = 877,94 \text{ mm}^4$

El nuevo radio de giro respecto a OZ de los dos perfiles trabajando juntos será: r'_{iz}

- $r'_{iz} = \sqrt{\frac{I'_z}{A}} = \sqrt{\frac{877,94 \cdot 10^4}{1700 \cdot 2}} = 50,81 \text{ mm}$
- $\lambda'_z = l/r'_z = 6000/50,81 = 118$; $\bar{\lambda}'_z = \lambda'_z/\lambda_E = 118/86,77 = 1,36 \Rightarrow \chi = 0,37$
- $N_{Rd} = f_y \cdot \chi \cdot A/1,1 = 275 \cdot 0,37 \cdot 1700 \cdot 2/1,1 = 314,5 \text{ kN}$
- $N_{ed} = 220 \text{ kN} < N_{rd} = 314,5 \text{ kN}$; por lo tanto **cumple**.

A continuación, se comprueba el eje OY, teniendo en cuenta que trabajan ambos perfiles en paralelo sobre este eje, por lo que la resistencia final se multiplica por dos.

- $\lambda_z = l/r_z = 6000/46 = 130,43$; $\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_E = 130,43/86,77 = 1,5 \Rightarrow \chi = 0,31$

- $N_{Rd} = f_y \cdot \chi \cdot A/1,1 = 275 \cdot 0,31 \cdot 1700 \cdot 2/1,1 = 263,5 \text{ kN}$
- $N_{Ed} < N_{Rd}$, por lo tanto cumple.

A1.17 Cálculo de barras horizontales lateral del pórtico de entrada (solución B)

Este dintel, además de trabajar a compresión, con una longitud de pandeo de 6 m, deberá resistir esfuerzos de flexión. Por un lado, la flexión sobre su eje débil debida al peso propio de las tirantillas asociadas a las correas laterales; y, por otro, la flexión adicional generada por la acción del viento transmitida por dichas correas.

El planteamiento busca suprimir una barra lateral en el pórtico, por lo que el elemento queda sometido a un caso combinado de pandeo con doble flexión, lo que obliga a realizar un proceso iterativo de verificación.

Se prueba con el perfil más resistente para tal efecto, **HEM – 140**:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

- $N_{Ed} = 148,9 \text{ kN}$
- $M_{y,Ed}$ (generado por las tirantillas) = $q \cdot l/4 = 4,6 \cdot 6/4 = 6,9 \text{ kNm}$
- Datos del perfil
 - $A = 80,6 \text{ cm}^2 = 8060 \text{ mm}^2$
 - $r_y = 63,9 \text{ mm}$
 - $r_z = 37,7 \text{ mm}$

Se comprueba, de manera análoga a cálculos anteriores, el pandeo sobre ambos ejes, con longitudes de pandeo de 6 metros en ambos casos.

- $\lambda_y = l/r_{iy} = 6000/63,9 = 93,89$
- $\lambda_z = l/r_{iz} = 6000/37,7 = 159,15$

$$\lambda_E = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{275}} = 86,77$$

- $\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_E = 159,15/86,77 = 1,83 \Rightarrow \chi_z = 0,23$
- $h/b \leq 1,2$
- $t = 22 < 100 \text{ mm}$; por lo que se emplea la curva C (tabla 6.2 del DB-SE-A)
- $N_{z,Rd} = f_z \cdot \chi_z \cdot A/1,1 = 275 \cdot 0,23 \cdot 8060/1,1 = 463,45 \text{ kN}$
- $N_{Ed} < N_{Rd}$; por lo tanto **cumple**.

Se comprueba a continuación la iteración de esfuerzos:

- $W_y = 411 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
- $W_z = 157 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
- $M_{y,Ed} = 6,9 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 32,44 \text{ kNm}$
- $\chi_{L,t} = 1$ (piezas sin torsión) (DB-SE-A)
- $\alpha_z = 0,6$ (DB-SE-A)
- $c_m = 0,9$ (DB-SE-A)
- $e_{y,N} = 70$ (carga completamente excéntrica)
- $\lambda_y = l/r_{iy} = 6000/63,9 = 93,89$
- $\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_E = 93,89/86,77 = 1,08 \Rightarrow \chi_y = 0,54$

- $N_{y,Rd} = f_y \cdot \chi_y \cdot A/1,1 = 275 \cdot 0,54 \cdot 8060/1,1 = 1088 \cdot 10^3 \text{ N}$

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \lambda_{Ry} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 1,08 \cdot \frac{148,9}{0,54 \cdot 1088} = 1,16$$

$$k_z = 1 + 0,6 \cdot \lambda_{Rz} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{c,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 1,83 \cdot \frac{148,9}{0,23 \cdot 1088} = 1,65$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{148,9 \cdot 10^3}{0,54 \cdot 8060 \cdot 275} + 1,16 \frac{0,9 \cdot 6,9 + 70 \cdot 148,9 \cdot 10^3}{411 \cdot 10^3 \cdot 275} + 0,6 \cdot 1,65 \frac{0,9 \cdot 32,44 + 70 \cdot 148,9 \cdot 10^3}{157 \cdot 10^3 \cdot 275} = 0,53 < 1$$

Por lo tanto, cumple.

A1.18 Cálculo de las barras cruzadas lateral del pórtico (hastial abierto)

La barra más desfavorable trabaja a tracción de 254 kN (valor ya mayorado y obtenido mediante Cremona) y presenta una longitud de pandeo de 7,5 m. Debe verificarse el cumplimiento de una esbeltez reducida máxima de 3, por tratarse de barras traccionadas de la estructura principal, además de comprobar su resistencia a tracción.

Se prueba con el perfil LD 100.65.7

- $l = \sqrt{4,5^2 + 6^2} = 7,5 \text{ m} = 7500 \text{ mm}$
- $r_{iy} = 31,7 \text{ mm}$
- $r_{iz} = 18,3 \text{ mm}$

$$\lambda_E = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{275}} = 86,77$$

Se comprueba primero el eje fuerte (OY).

- $\lambda_y = l/r_{iy} = 7500/31,7 = 236,59; \bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_E = 236,59/86,77 = 2,72$

$2,72 < 3$, por lo tanto cumple (límite de esbeltez reducida $\lambda = 3$).

En el eje débil (OZ) la longitud de pandeo se reduce a la mitad por unión atornillada en el centro de la cruz.

- $\lambda_z = l/r_{iz} = 3750/18,3 = 204,91; \bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_E = 204,91/86,77 = 2,37$

Puesto que $\bar{\lambda}_z = 2,37 < 3$, cumple.

Se comprueba a continuación la tracción:

- $N_{Rd} = f_y \cdot A/1,1 = 275 \cdot 1117/1,1 = 280 \text{ kN}$

Así, $N_{Rd} < N_{Ed} \Rightarrow 254 \text{ kN} < 280 \text{ kN}$, por lo tanto cumple.

Por ello, las barras laterales cruzadas del pórtico cerrado serán perfiles **LD 100.65.7**.

A1.19 Cálculo de las barras cruzadas laterales del pórtico (hastial cerrado)

La barra más desfavorable trabaja a tracción de 254 kN (valor ya mayorado y obtenido mediante Cremona) y presenta una longitud de pandeo de 10 m. Debe verificarse el cumplimiento de una esbeltez reducida máxima de 3, por tratarse de barras traccionadas de la estructura principal, además de comprobar su resistencia a tracción.

Se prueba con el perfil LD 120.80.8.

- $l = \sqrt{8^2 + 6^2} = 10 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$
- $r_{iy} = 38,2 \text{ mm}$
- $r_{iz} = 22,8 \text{ mm}$

$$\lambda_E = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{275}} = 86,77$$

- $\lambda_y = l/r_{iy} = 10000/38,2 = 261,78$; $\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_E = 261,78/86,77 = 3,0$

Cumple puesto que $\bar{\lambda}_y \leq 3$.

De manera análoga en el eje débil la longitud de pandeo se reduce a la mitad:

- $\lambda_z = l/r_{iz} = 5000/22,8 = 219,29$; $\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_E = 219,29/86,77 = 2,53$

Como $\bar{\lambda}_z \leq 3$, cumple.

Se comprueba a continuación la tracción:

- $N_{Rd} = f_y \cdot A/1,1 = 275 \cdot 1549/1,1 = 387,25 \text{ kN}$

Así, $N_{Rd} > N_{Ed}$, por tanto cumple.

Por ello, las barras laterales cruzadas del pórtico cerrado serán perfiles **LD 120.80.8**.

A1.20 Cálculo de correas laterales

- Separación de las correas = 2m
- Longitud de las correas = 6m
- Peso de chapa y aislante (se selecciona perfil INCOPERFIL 30.5, Figura A1-28) = 0,13 kN/m²
 - Chapa exterior de fachada = 5,7 kg/m²
 - Chapa interior de fachada = 7,50 kg/m²
 - Aislante = 0,018 kN/m²
- Peso por metro lineal de chapa = $0,13 \cdot 2 = 0,26 \text{ kN/m}$

Se empleará la hipótesis de viento más desfavorable: viento lateral con succión interior + presión externa de barlovento en el costado de la nave.

Partiendo de la hipótesis de viento con barlovento sobre el cerramiento hastial cerrado y puertas abiertas en el cerramiento opuesto.

- $q_b = 0,45$
- $c_e = 3,0$
- $c_p = 0,7 + 1,2 \cdot 0,9 = 1,78$
 - $c_{pe} = 0,7$
 - $c_{pi} = 1,2 \cdot 0,9 = 1,08$
- $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,45 \cdot 3 \cdot 1,78 = 2,403 \text{ kN/m}^2$

Puesto que la separación entre correas del cerramiento es de 2 metros, la carga de viento por metro lineal sobre la correa de fachada será:

- $q_h = 2,403 \cdot 2 = 4,806 \text{ kN/m}$
- $q_h^* = 4,806 \cdot 1,5 = 7,209 \text{ kN/m}$

El eje principal fleta con un vano de 6 metros y el secundario 3 metros, debido a la acción de las tirantillas. Así, para una viga en tres apoyos con carga uniforme, el momento máximo en el centro es $M = q \cdot L^2/8$

- $M_{y,Ed} = 7,209 \cdot 6^2/8 = 32,44 \text{ kNm}$

Se prueba con IPE – 160:

- $M_{pl,y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_y / 1,05 = 124 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05 = 32,47 \text{ kNm} \Rightarrow \text{cumple.}$

A continuación se comprueba el eje OZ:

- $q_y = 0,15 + 0,24 = 0,39 \text{ kN/m}$
- $q_y^* = 0,39 \cdot 1,5 = 0,585 \text{ kN/m}$
- $M_{z,Ed} = 0,59 \cdot 3^2/8 = 0,66 \text{ kNm}$
- $M_{z,Rd,pl} = W_{z,pl} \cdot f_y / 1,05 = 26,1 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05 = 6,8 \text{ kNm}$

Cumple del lado de la seguridad de manera conservadora.

Por tanto las correas laterales serán **IPE – 160**.

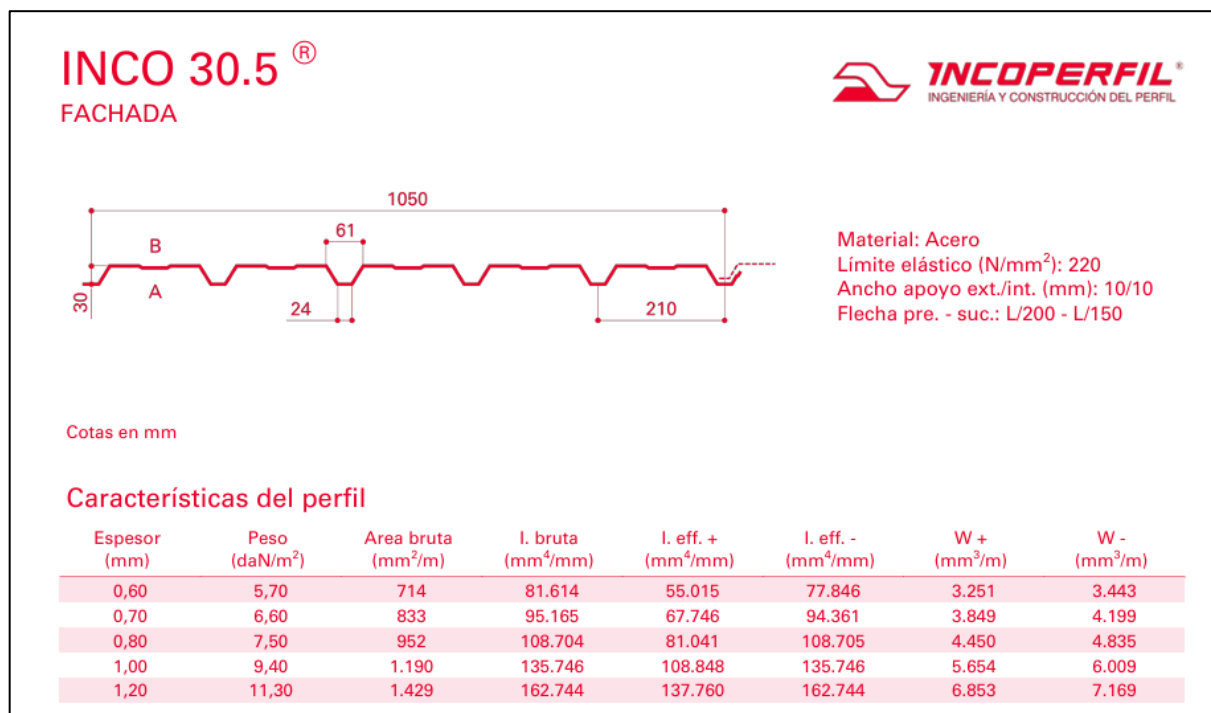


Figura A1-28 Ficha técnica de la chapa de fachada. (Fuente: INCOPERFIL)

A1.21 Cálculo de tirantillas

Las tirantillas trabajan a tracción y la más solicitada es la tirantilla superior. Por ello, y dado que existen 3 correas, lo que genera 2 huecos entre ellas, para el dimensionamiento de la tirantilla superior se adopta como esfuerzo de cálculo el de una tirantilla multiplicado por 2, representando la contribución de ambos huecos.

Teniendo en cuenta que las correas inferiores son IPE – 160.

- Peso del perfil IPE – 160: $15,8 \text{ kg/m} = 0,15 \text{ kN/m}$
- Carga de la fachada sobre la correa: $0,13 \cdot 2 = 0,26 \text{ kN/m}$
- Peso total sobre el eje OY (plano de la cubierta)
 - $q_y = 0,15 + 0,26 = 0,41 \text{ kN/m}$
 - $q_y^* = 0,41 \cdot 1,5 = 0,615 \text{ kN/m}$
- $l = 3 \text{ m}$ (longitud entre dintel y tirantilla)
- $R_c = 1,25 \cdot q \cdot l = 1,25 \cdot 0,615 \cdot 3 = 2,3 \text{ kN}$
- Tirantilla superior (carga con el peso de las 2 inferiores) $= 2,3 \cdot 2 = 4,6 \text{ kN}$

Así: $N_{t,Rd} = 4,6 \text{ kN}$

Las tirantillas son calculadas en su límite plástico al no ser un elemento estructural fundamental.

$$N_{t,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$A = \frac{N_{pl,Rd}}{f_{yd}} = \frac{4,6 \cdot 10^3}{275/1,05} = 17,5 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 17,5; d = 4,72 \text{ mm}$$

Aunque sería viable emplear redondos de Ø5, y resulta coherente al trabajar a tracción, donde la resistencia es elevada conforme al cálculo plástico, se opta por redondos de Ø10. Los de Ø5 presentan una esbeltez excesiva desde el punto de vista estético y, además, el incremento de coste asociado a Ø10 es asumible. De este modo, las tirantillas de cubierta serán del mismo diámetro que las de fachada, lo que unifica soluciones y facilita el montaje.

A1.22 Cálculo de las correas superiores de fachada con carga de tirantillas

Esta correa, además de la flexión inducida por la acción del viento transmitida por la fachada, debe soportar también las cargas verticales debidas al peso de las tirantillas que arriostran las correas laterales inferiores, así como la parte del peso propio de la fachada que le corresponde. En consecuencia, se trata de un caso de doble flexión con solicitación en ambos ejes, por lo que se selecciona un perfil más resistente que el de las correas inferiores, con el fin de garantizar capacidad suficiente frente a las cargas de las tirantillas en el eje débil.

Se prueba con perfil tipo **HEB – 140**.

- $V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / \sqrt{3} = 4296 \cdot 275 / \sqrt{3} = 682,08 \text{ kN}$
- $V_{Ed,y} = 6,9/2 = 3,45$ (se desprecia el cortante de las tirantillas)
- $V_{Ed,z} = 0,69 \cdot 6/2 = 2,07 \text{ kN}$
- Peso del perfil: $33,7 \text{ kg/m} = 0,33 \text{ kN/m}$
- Carga de la fachada sobre la correa: $0,13 \cdot 2 = 0,26 \text{ kN}$
- Peso total sobre el eje OY:
 - $q_v = 0,13 + 0,33 = 0,46 \text{ kN}$
 - $q_v^* = (0,13 + 0,33) \cdot 1,5 = 0,69 \text{ kN}$
- $M_{y,Rd,pl} = W_{y,pl} \cdot f_y / 1,05 = 79 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1,05 = 20,6 \text{ kNm}$
 - $M_{y1} = q \cdot L^2/8 = 0,69 \cdot 6^2/8 = 3,11 \text{ kNm}$ (debido a peso de fachada)
 - $M_{y2} = q \cdot L/4 = 4,6 \cdot 6/4 = 6,9 \text{ kNm}$ (debido a las tirantillas)
 - $M_{y3} = q \cdot L^2/8 = 0,33 \cdot 6^2/8 = 1,48 \text{ kNm}$ (debido al propio peso de la correa)
- $M_{y,Ed} = 3,11 + 6,9 + 1,48 = 11,49 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 32,44 \text{ kNm}$ (originado por viento en la fachada)
- $M_{z,Rd} = W_{z,pl} \cdot f_y / 1,05 = 216 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1,05 = 565 \text{ kNm}$

Realizando iteración de esfuerzos:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1; \frac{11,49}{20,6} + \frac{32,44}{565} = 0,61 < 1$$

Por lo tanto cumple.

Aunque el perfil HEM 140 cumple las verificaciones realizadas, se adopta finalmente un perfil HEM 160 del lado de la seguridad. Esta elección permite, además, mantener una mayor coherencia constructiva y geométrica con el resto de elementos secundarios de la estructura, en particular con las correas laterales previstas, resueltas mediante perfiles IPE 160, facilitando así la compatibilidad de uniones y la disposición general del conjunto estructural.

A1.23 Cálculo de zapatas

- Peso específico de hormigón [40]: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Peso propio de la zapata: $P_z = 4 \cdot 4 \cdot 0,85 \cdot 24 = 326,4 \text{ kN}$
- Peso que gravita sobre la zapata $P_G = P \text{ cabio} + P \text{ pilar} + P \text{ cubierta} + P \text{ fachada} = 327,99 \text{ kN}$
 - Peso del cabio: $105,52 \cdot 12,23 = 1290,5 \text{ kg} = 12,64 \text{ kN}$
 - Peso del pilar: $122,5 \cdot 8 = 980 \text{ kg} = 9,6 \text{ kN}$
 - Peso de la cubierta sobre cada pilar contiguo a los hastiales: $305,75 \text{ kN}$ ($25 \cdot 12,23$)
 - Peso de la fachada sobre cada pilar contiguo a los hastiales: $5,15 \text{ kN}$
- Peso total en la base de la zapata: $P_T = P_z + P_G = 326,4 + 327,99 = 654,39 \text{ kN}$
- $M_{VOLCADOR} = 700 \text{ kNm}$
- $M_{ESTABILIZADOR} = 4/2 \cdot 654,39 = 1308,78 \text{ kNm}$
- $\gamma_E = 1,8$ (Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales DB-SE-C) para situación persistente de vuelco y acción desestabilizadora
- $E_{d,dst} < E_{d,stb}$; $1,8 \cdot M_{VOLCADOR} < 0,9 M_{ESTABILIZADOR}$
- $C_{sv} = \frac{M_{ESTABILIZADOR}}{M_{VOLCADOR}} > 1,8 = \frac{1308,78}{700} = 1,87 > 1,8$; por tanto cumple

Respecto al empuje horizontal, la fuerza estabilizadora frente al empuje horizontal, sin considerar el empuje pasivo del terreno (a fin de contemplar la posible existencia de arquetas o zanjas paralelas a la fachada), se define como la resultante de las acciones verticales estabilizadoras que gravan la cimentación y contribuyen a evitar el deslizamiento y/o el vuelco. Para la comprobación frente al deslizamiento se adopta un ángulo de rozamiento de 26° , valor conservador respecto a los parámetros resistentes indicados en el estudio geotécnico, que contempla ángulos de rozamiento superiores. De este modo, la verificación se realiza del lado de la seguridad [41].

- $F_{EST} = \tan \phi \cdot N = \tan 26^\circ \cdot 654,39 = 319,17 \text{ kN}$
- $C_{sv} = \frac{F_{estabilizador}}{H} = \frac{319,17}{60} = 5,3 > 1,5$; por tanto cumple.

La determinación de la tensión de compresión en el borde extremo de la zapata se realiza mediante la expresión correspondiente, siendo a y b las dimensiones transversal y longitudinal de la zapata, respectivamente, y e la excentricidad de la carga aplicada.

- $\sigma = 2P_T / 3 \cdot (a/2 - e) b = 2 \cdot 654,39 / 3 \cdot (4/2) = 218,1 \text{ N/mm}^2 < 0,300 \text{ N/mm}^2$

por tanto cumple.

A1.24 Cálculo justificativo del muro

De igual manera que para las zapatas, se calculará el momento de vuelco y la fuerza de rozamiento estabilizado. Para simplificar el cálculo, y del lado de la seguridad, se supone el muro sin estar unido a las zapatas.

- Peso específico de hormigón: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Longitud del muro entre zapatas de pilares = $2,70 \text{ m}$

- Altura del muro (sobre la zapata) = 1m
- Ancho de la zapata = 1,1 m
- Altura de la zapata = 0,4 m
- Altura de muro prefabricado = 3m
- Ancho de muro prefabricado = 0,16 m
- Fuerza horizontal de vuelco = $3500 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}$
- $P_T = P_{\text{zapata}} + P_{\text{muro}} + P_{\text{prefabricado}} = 79,05 \text{ kN}$
 - $P_{\text{zapata}} = 1,10 \cdot 2,7 \cdot 0,40 \cdot 24 = 28,51 \text{ kN}$
 - $P_{\text{muro}} = 0,3 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 24 = 19,44 \text{ kN}$
 - $P_{\text{prefabricado}} = 3 \cdot 2,7 \cdot 0,16 \cdot 24 = 31,04 \text{ kN}$
- $M_{\text{VOLCADOR}} = (3500 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,2 \cdot 5) \cdot (0,2 + 0,4) = 20,58 \text{ kNm}$
- $M_{\text{ESTABILIZADOR}} = 79,05 \cdot 1,1/2 = 43,47 \text{ kNm}$

La fuerza estabilizadora frente al empuje horizontal, sin considerar el empuje pasivo del terreno, ya que podría verse anulado por la presencia de arquetas, zanjas o excavaciones paralelas a la fachada, se determina únicamente a partir de las acciones resistentes disponibles (principalmente rozamiento en la base y, en su caso, el peso propio y cargas permanentes actuantes):

- $F_{\text{EST}} = \tan \varphi \cdot N = \tan 26^\circ \cdot 79,05 = 38,55 \text{ kN}$
- $C_{sv} = \frac{F_{\text{estabilizador}}}{H} = \frac{38,55}{34,3} \Rightarrow 1,12 < 1,5$

Queda del lado de la seguridad justificado pues el murete está atado tanto a las zapatas como a las vigas de atado.

La determinación de la tensión de compresión en el extremo se hace mediante la siguiente fórmula, siendo a y b las dimensiones transversal y lateral de la zapata y e la excentricidad de la carga:

- $\sigma = 2P_T / 3 \cdot (a/2 - e) / b = 2 \cdot 79,05 / 3 \cdot (1,1/2) \cdot 2,7 = 34,49 \text{ kN/m}^2 = 0,035 \text{ N/mm}^2 < 0,300 \text{ N/mm}^2$

A1.25 Separación entre pórticos intermedios

Se verifica la variación dimensional por dilatación térmica de los elementos estructurales metálicos, a fin de justificar la holgura/junta prevista entre pórticos y garantizar que los movimientos térmicos no generen interferencias ni empujes no deseados.

La deformación térmica unitaria se expresa como:

$$\frac{\Delta L}{L_0} = \frac{L(T) - L_0}{L_0}$$

Donde:

- L_0 : longitud de la muestra a temperatura de referencia
- $L(T)$: longitud de la muestra a temperatura T.

El coeficiente de dilatación lineal del acero es $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, lo que significa que una barra de 1 metros se dilatará 0,012 mm.

Para la comprobación de los movimientos por dilatación térmica lineal, se adopta una longitud característica $L_0 = 24 \text{ m}$ y un incremento térmico extremo conservador de $\Delta L = 50^\circ\text{C}$, referido a la temperatura de construcción como temperatura de referencia. Asimismo, dado que los pórticos no se encuentran expuestos a radiación solar directa, no se considera el incremento adicional de temperatura por insolación, atendiendo a lo indicado para elementos expuestos en el apartado 3.4.2.5 del DB-SE-AE.

- $L_0 = 24 \text{ m}$

- $\Delta L = 0,012 \cdot 24 \cdot 50 = 14,4 \text{ mm}$
- $L(T) = L_0 + \Delta L = 24 + 0,0144 = 24,0144 \text{ m}$

Por tanto, del lado de la seguridad la separación será de **40 mm entre pórticos**.

ANEXO II: ESTUDIO GEOTÉCNICO

Se adjunta en el presente anexo una síntesis en apartados de un estudio geotécnico realizado en las inmediaciones de la obra a considerar, y por la proximidad de tal edificación, de aplicación útil para el proyecto [41].

A2.1 Objeto y alcance del estudio

El estudio se redacta para caracterizar geotécnicamente el terreno de la parcela y definir criterios de cimentación para la actuación prevista (demolición de un edificio existente y construcción de un nuevo edificio destinado a aulas de investigación). Se sigue la metodología habitual indicada por el Código Técnico de la Edificación, mediante reconocimiento de campo + ensayos de laboratorio + interpretación geológica/geotécnica.

A2.2 Campaña de investigación geotécnica

Se ejecutan 3 sondeos mecánicos a rotación con extracción continua, con toma de muestras y realización de SPT a lo largo de los sondeos.

Profundidades alcanzadas:

- S-1: 21,30 m
- S-2: 25,75 m
- S-3: 25,00 m

Siendo las fechas de trabajos de campo: 26/10/2015 a 06/11/2015.

El SPT se describe con el procedimiento estándar (toma con cuchara bipartida y cómputo de golpes), empleándose correlaciones de consistencia/compacidad en función del N.

Además, se realizan ensayos para caracterización de suelos y roca, agrupados en:

- Físicos: granulometría, límites de Atterberg, humedad natural, densidad aparente (seca/húmeda).
- Mecánicos: corte directo consolidado y drenado; resistencia a compresión uniaxial (roca).
- Químicos: sulfatos solubles y acidez (Baumann-Gully).

A2.3 Marco geológico regional y sismicidad

El entorno se encuadra en el ámbito geológico de Pontevedra con predominio de rocas graníticas y granitos porfídicos, y depósitos superficiales costeros/llanura aluvial. Conforme a NCSE-02, el documento indica que para Marín se obtiene una aceleración sísmica básica inferior a 0,04 g, por lo que no sería de obligada aplicación el cálculo sísmico “normal” en ese criterio del propio estudio.

A2.4 Estratigrafía geotécnica deducida (perfil tipo)

En las observaciones de campo se diferencian, de techo a muro, los siguientes niveles generales:

1. Relleno antrópico: Se identifica un relleno depositado por el hombre, con variabilidad granulométrica (material tipo “escollera” y material granular con bolos). Espesor total del relleno (aproximadamente):

- S-1: 12,60 m
- S-2: 12,40 m
- S-3: 12,00 m

En S-3 se remarcan intervalos con bolos/bloques de tamaño decimétrico en varias profundidades, lo que explica la heterogeneidad y la limitación de ciertos ensayos “in situ” por efecto de rechazo/punta.

2. Sedimentos cuaternarios: Depósitos asociados a llanura aluvial/ambiente de inundación (materiales retrabajados por corrientes), descritos como **arenas medias a finas**, de composición silícea con finos y pequeños bioclastos.

Intervalos observados (inicio–fin) y espesores:

- S-1: 12,60 – 16,10 m ($\approx$ 3,50 m)
- S-2: 12,40 – 14,60 m ($\approx$ 2,20 m)
- S-3: 12,00 – 15,70 m ($\approx$ 3,70 m)

3. Sustrato granítico de alteración: Se identifica un **granito alterado** (con porcentaje apreciable de finos), con aumento progresivo de compacidad y tránsito hacia material más competente.

Intervalos (inicio–fin) y espesores:

- S-1: 16,10 – 18,30 m ($\approx$ 2,20 m)
- S-2: 14,60 – 28,32 m ($\approx$ 13,72 m)
- S-3: 15,70 – 28,32 m ($\approx$ 12,62 m)

El documento recoge además que en S-1, a partir de $\sim$ 18,30 m, se perfora un cuerpo rocoso más competente (tipo dique), hasta el final del sondeo.

A2.5 Resultados geotécnicos relevantes (interpretación práctica)

Los registros SPT se emplean para clasificar el terreno en rangos de compacidad desde muy suelta hasta muy densa, observándose en general incremento de compacidad con la profundidad y presencia de tramos con rechazo/valores altos en niveles más competentes y/o con bolos.

El estudio propone parámetros “representativos” para predimensionamiento, diferenciando materiales (matriz granular/arenosa con finos y rocas/bloques), y aporta rangos típicos de densidad aparente, cohesión y ángulo de rozamiento para su uso de cálculo.

Se incluye una referencia de alta resistencia para los bloques rocosos encontrados (clasificación tipo roca “muy resistente”), coherente con la presencia de bolos que condicionan la perforación y ciertos rechazos.

A2.6 Exposición ambiental y agresividad del terreno

El estudio evalúa la agresividad a partir de sulfatos solubles y acidez Baumann-Gully para los niveles analizados.

Los resultados son indicados como “No agresivo” para:

- Relleno antrópico: sulfatos 315 mg/kg, acidez 2.
- Sedimentos cuaternarios: sulfatos 362 mg/kg, acidez 4.

En “exposición ambiental”, el informe encuadra la obra en ambiente general **marino/aéreo** para elementos expuestos y considera los enterrados según el criterio indicado en el propio documento.

A2.7 Implicaciones para cimentación (criterio general del estudio)

Dada la presencia de rellenos antrópicos potentes ($\sim$ 12 m) y su heterogeneidad, el criterio general es que la solución de cimentación debe considerar el apoyo en estratos competentes (sedimentos compactos y/o sustrato granítico de alteración) o adoptar soluciones profundas si el proyecto lo exige por cargas/deformaciones.

ANEXO III: ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD

A3.1 Resumen ejecutivo

Conforme al artículo 4 del RD 1627/1997, al estimarse un Presupuesto de Ejecución por Contrata (PEC) de 545.837,61 € (sin IVA), procede la redacción de un Estudio de Seguridad y Salud. El presente documento desarrolla la identificación de riesgos por fases, medidas preventivas, planificación y valoración económica asociada. El ESS se encuadra en el marco del Real Decreto 1627/1997 para obras de construcción y se complementa con la normativa preventiva española (Ley de Prevención de Riesgos Laborales, LPRL; Coordinación de Actividades Empresariales, CAE; equipos de trabajo, Equipo de Protección Individual (EPIs), señalización, riesgo eléctrico, agentes químicos, ruido y vibraciones, etc.)[42], así como con el marco europeo aplicable (Directivas marco y de obras temporales, y Reglamentos de producto como EPI y máquinas) [43].

El ESS adopta como hipótesis de referencia un “operario/a polivalente de obra de edificación industrial ligera-media” con participación en: acondicionamiento de obra, apoyo a estructuras/cerramientos/cubierta, manipulación de materiales, uso de herramientas portátiles y presencia en zonas con izados y tránsito de maquinaria.

El resultado incluye: identificación del puesto y actividad, descripción de tareas, evaluación de riesgos por tarea mediante matriz semicuantitativa (riesgo inherente vs. residual), medidas preventivas colectivas y personales, plan de emergencia y evacuación, formación y vigilancia de la salud, señalización y EPIs, CAE y un cronograma de implantación con presupuesto estimado en euros (rangos y supuestos). Todo ello se presenta de forma utilizable como base para el Plan de Seguridad y Salud del contratista, que debe elaborarse antes del inicio de obra conforme al RD 1627/1997 [28] .

A3.2 Alcance preventivo del ESS

Este ESS se redacta conforme a los contenidos del art. 6 y anexos del RD 1627/1997 (identificación de riesgos evitables/no eliminables, medidas, trabajos con riesgos especiales, previsiones para trabajos posteriores, etc.). Es una base de proyecto:

- No sustituye al Plan de Seguridad y Salud que debe redactar el contratista (y aprobarse por la coordinación) antes del inicio de los trabajos.
- La evaluación definitiva debe ajustarse a: método constructivo real, medios auxiliares, procedimientos, número de trabajadores, subcontratas, interferencias del entorno y calendario real (obligaciones CAE).

A3.3 Supuestos adoptados

- Puesto de referencia (hipótesis): operario/a polivalente de obra (estructura/cerramientos/cubierta), con exposición a trabajos en altura, manipulación de cargas, uso de herramientas portátiles y presencia en zonas con equipos de elevación.
- Equipo humano (hipótesis): 8–15 trabajadores simultáneos en picos, con 1–2 subcontratas especializadas (estructura metálica/cubierta-fachadas, instalaciones de protección contra incendios, fotovoltaica).
- Medios habituales (hipótesis): retroexcavadora/cargadora, camión, grúa móvil o camión-grúa, PEMP (plataforma elevadora móvil de personal) para montaje, andamios puntuales, carretilla elevadora, herramientas eléctricas portátiles, equipos de corte/taladro, posible soldadura menor en obra (la mayor parte en taller, como sugiere el proyecto).
- Condicionantes ambientales relevantes: viento y lluvia frecuentes; terreno con alta pluviosidad y potencial pérdida de rozamiento; entorno expuesto al viento (trabajos en altura con criterio de paralización por meteorología).

A3.4 Identificación del puesto y descripción de tareas

A3.4.1 Desglose preventivo de tareas (WBS)

Las tareas se formulan como unidades evaluables (cada una con riesgos y controles):

1. Implantación de obra: vallado, accesos, señalización, acopios, orden y limpieza, acometidas provisionales, casetas/vestuarios, iluminación provisional.
2. Movimiento de tierras y excavación: desbroce, excavación de zapatas/canalizaciones, carga y transporte, compactación, drenajes/achiques por lluvia.
3. Cimentación y solera: armado, encofrado, vertido y vibrado, curado, juntas, cortes y perforaciones.
4. Montaje de estructura metálica: descarga, izado y posicionamiento de pórticos, arriostramientos, apriete de tornillería, trabajos en altura, posible soldadura auxiliar.
5. Cerramientos y cubierta: montaje de panel/chapa, lucernarios, remates, canalones; tránsito sobre cubierta inclinada; uso de líneas de vida/PEMP/andamio.
6. Instalaciones: puesta a tierra y REBT/BT; PCI (RIPCI), fontanería/saneamiento, iluminación; pruebas [30].
7. Fotovoltaica (si se ejecuta en obra): manipulación de módulos, fijaciones, cableado, inversores, medidas frente a contacto eléctrico y trabajo en altura.
8. Logística interna y maniobras: tránsito de camiones, grúas, carretillas y plataformas; operaciones de carga/descarga y acopios.
9. Acabados y remates: sellados, pintura/intumesciente si aplica, limpieza final, retirada de medios auxiliares.
10. Trabajos posteriores previsibles: inspección de tornillería/uniones, mantenimiento de chapa y repintados, mantenimiento FV y limpieza de cubierta, revisiones PCI.

A3.4.2 Identificación del puesto y actividad

- Puesto asumido: Operario/a polivalente de obra – montaje y apoyo a ejecución de nave metálica logística.
- Actividad: trabajos de construcción industrial (obra temporal) dentro del ámbito del RD 1627/1997.
- Centro/emplazamiento de referencia (del proyecto aportado): recinto en Galicia, con entorno abierto, expuesto a viento y alta pluviosidad.
- Promotor de referencia: Ministerio de Defensa.

A3.5 Evaluación sistemática de riesgos por tarea

A3.5.1 Método de evaluación (matriz semicuantitativa)

Se utiliza una matriz $P \times C$ (probabilidad $\times$ consecuencia) para priorizar controles, alineada con el principio de “eliminar en origen / priorizar protección colectiva / EPI como última barrera”, conforme a los principios de la LPRL [42] y a la guía técnica de obras del Instituto Nacional de Seguridad y Salud en el Trabajo (INSST) [44].

- Probabilidad (P): 1 muy baja · 2 baja · 3 media · 4 alta · 5 muy alta
- Consecuencia (C): 1 leve · 2 moderada · 3 grave · 4 muy grave · 5 mortal/catastrófica
- Nivel ($P \times C$): 1–5 Bajo · 6–10 Moderado · 11–15 Alto · 16–25 Muy alto

Nota: en obra, hay riesgos que deben tratarse como “no aceptables sin control” aunque la puntuación sea inferior (p. ej., caída a distinto nivel, contactos eléctricos, atrapamientos por izado). Esto es coherente con la práctica de control de riesgos de alta severidad en obras y con el enfoque del RD 1627/1997 y su guía técnica.

A3.5.2 Tabla comparativa de riesgos y medidas por tarea (inherente vs. residual)

La tabla integra (Tabla A3-1): riesgo principal, nivel inherente, medidas colectivas/personales clave y riesgo residual (objetivo).

TAREA	PELIGROS PRINCIPALES	DAÑOS TÍPICOS	(PxC)/ RIESGO INDIVIDUAL	MEDIDAS COLECTIVAS	EPIs
IMPLANTACIÓN DE OBRA	Accesos sin control, atropellos, caídas al mismo nivel, contactos eléctricos provisionales	Contusiones, esguinces, electrocución	12/6	Vallado perimetral, control accesos, balizamiento, iluminación, cuadro eléctrico con diferenciales y toma de tierra, orden y limpieza [45]	Casco, calzado S3, alta visibilidad, guantes; formación de acogida
MOVIMIENTO DE TIERRAS	Desplomes/derrumbes, vuelcos de maquinaria, atropellos, polvo, caída a excavación, enterramientos	Fracturas, politrauma, asfixia	20/8	Entibación/talud seguro, separación peatón–maquinaria, señalización de bordes, pasarelas, achiques, control meteorológico [44]	Casco, botas, chaleco alta visibilidad, protección ocular/respiratoria según polvo
CIMENTACIÓN Y SOLERA	Caídas a distinto nivel, golpes con ferralla, dermatosis por cemento, atrapamientos con encofrados, ruido/vibraciones.	Cortes, quemaduras químicas, hipoacusia, TME	15/7	Barandillas/cubre-huecos, zonas de ferralla protegidas, medios mecánicos para manipulación, vibraciones controladas [46]	Guantes adecuados, gafas, protección auditiva, crema barrera; técnicas M.M.C.
MONTAJE ESTRUCTURA METÁLICA	Caídas en altura, caída de objetos, atrapamientos, golpes por piezas suspendidas, trabajo con grúa	Traumatismos graves o mortales	25/9	Plan de izado, exclusión de radios de giro, protecciones de borde, redes/líneas de vida provisionales, comprobación de equipos de trabajo	Arnés EN 361 + sistema anticaídas, casco con barboquejo, guantes, calzado; procedimiento de trabajo seguro
CUBIERTA Y CERRAMIENTOS	Caída por borde o plano inclinado, rotura de chapa/lucernario, viento, cortes por chapa, proyección de partículas	Lesión grave, amputación, muerte	25/8	Protecciones perimetrales, redes, pasarelas, paralización por viento/lluvia, control de accesos a cubierta	Arnés + línea de anclaje, guantes anticorte, gafas, calzado antideslizante
INSTALACIONES BT Y PUESTA A TIERRA	Contacto directo/indirecto, energización accidental, arcos eléctricos	Electrocución, quemaduras	20/6	Bloqueo/etiquetado (LOTO), verificación ausencia de tensión, diferenciales, puesta a tierra [47]	Guantes dieléctricos si procede, protección ocular facial según tarea, herramientas aisladas

FV	Trabajo en altura + eléctrico DC, manipulación de paneles, deslumbramiento, incendio por fallos	Caída, electrocución, quemaduras	20/7	Seccionamiento, procedimientos eléctricos, pasillos y anclajes, coordinación con REBT/autoconsumo [47]	Arnés, guantes adecuados, gafas; formación específica FV
TRÁFICO INTERNO (CAMIONES Y CARRETILLAS)	Atropellos, colisiones, vuelcos, caída de carga	Politrauma, aplastamientos	16/8	Plan de circulación, segregación peatón-vehículo, señalización, velocidad, zonas de carga definidas [45]	Alta visibilidad, calzado S3, casco según zona; formación de conducción interna cuando aplique
SOLDADURA Y CORTE AUXILIAR	Quemaduras, radiación ocular, humos metálicos, incendio	Quemaduras, lesión ocular, intoxicación	15/6	Permiso de trabajo en caliente, extintores, pantallas de protección, ventilación, gestión de combustibles [45]	Pantalla soldadura, guantes/manguitos, ropa ignífuga; protección respiratoria según evaluación
REMATES Y PINTURAS	Inhalación disolventes, atmósfera mal ventilada, caídas al mismo nivel, incendio	Irritación, cefalea, incendio	12/5	Fichas de seguridad (SDS), ventilación, control de ignición, almacenamiento seguro [45]	Guantes químicos, gafas, mascarilla adecuada según SDS

Tabla A3-1 Riesgos y medidas preventivos

A3.6 Medidas preventivas y de control

A3.6.1 Jerarquía preventiva (criterio de selección de medidas)

Se aplica la jerarquía: eliminar → sustituir → controles de ingeniería (colectivos) → organizativos → EPIs, coherente con los principios de acción preventiva de la LPRL y con la exigencia de usar EPIs solo cuando el riesgo no pueda evitarse o limitarse suficientemente por protección colectiva u organización [48].

A3.6.2 Medidas colectivas esenciales (por bloques operativos)

- Accesos, implantación y orden: vallado robusto, control de accesos, cartelización obligatoria y prohibición de paso a personal ajeno (muy relevante en recintos con control de seguridad) [45].
 - Plan de acopios: zonas delimitadas, estabilidad, apilado seguro, prohibición de acopio en bordes de excavación o bajo cargas suspendidas [44].
 - Orden y limpieza como medida permanente (reduce caídas al mismo nivel, golpes y pinchazos), tal como ya fija el ESS base en su apartado general de obra.
- Excavaciones y movimiento de tierras: taludes/entibación en función de terreno y profundidad; pasarelas y barandillas en bordes; achique por lluvia y control diario tras episodios de precipitación. Segregación peatón-maquinaria (itinerarios separados, señalista en maniobras) [44].

- Montaje de estructura y trabajos en altura: protecciones perimetrales (barandillas) y/o redes de seguridad; uso de PEMP y plataformas de trabajo estables priorizando medidas colectivas frente a acceso por escaleras [49].
 - Procedimiento de trabajos temporales en altura según modificaciones introducidas por RD 2177/2004 sobre RD 1215/1997 (selección de equipos seguros y prioridad de protecciones colectivas)
 - Control meteorológico: paralización de trabajos en cubierta/izaje con viento fuerte o lluvia que comprometa estabilidad/antideslizamiento.
- Izajes y cargas suspendidas. Plan de izado: capacidad grúa, radios, eslingado certificado, señalista, “zona de exclusión” bajo carga, comunicación y coordinación con otras empresas.
- Riesgo eléctrico (provisional y definitivo): cuadros con diferenciales adecuados, puesta a tierra, cableado protegido, y procedimientos de trabajo sin tensión cuando sea posible. Cumplimiento de REBT para BT y de medidas frente al riesgo eléctrico del RD 614/2001, incluyendo formación/información específica [47].
- Agentes químicos, polvo y humos: identificación y evaluación de agentes químicos peligrosos (pinturas, disolventes, humos de soldadura) conforme al RD 374/2001; medidas de ventilación, sustitución, y control del foco. Si hay exposición a agentes cancerígenos/reprotóxicos según evaluación (p. ej., ciertos humos/procesos), aplicar RD 665/1997 (higiene, ropa de protección, prohibición de comer/beber/fumar en zona de exposición, gestión de residuos) [50].
- Ruido y vibraciones; medidas de reducción en origen y control del tiempo de exposición a ruido (RD 286/2006). Control de vibraciones de herramientas y maquinaria (RD 1311/2005) y rotación de tareas si procede [51].

A3.6.3 EPIs (mínimos y específicos) y criterios de uso

El uso de EPIs se rige por el RD 773/1997 (adecuación al riesgo, ergonomía, compatibilidad y priorización frente a protección colectiva cuando proceda) y por el Reglamento (UE) 2016/425 (conformidad de producto, Tabla A3-2) [52]

TIPO DE EPI	USO TÍPICO	CRITERIO DE REFERENCIA	OBSERVACIONES
Casco con barboquejo (altura/PEMP)	Toda la obra, especialmente izajes/altura	Selección según riesgo; compatibilidad con arnés	Sustituir tras impacto
Calzado de seguridad S3 antideslizante	Toda la obra	Adecuación al terreno húmedo	Prioritario por lluvia/charcos
Alta visibilidad	Zonas con tráfico interno	RD señalización + plan circulación	Reduce atropellos
Guantes (mecánicos/anticorte/químicos)	Manipulación, chapa, químicos	Según tarea y SDS	Evitar falsa sensación de seguridad
Gafas/pantalla facial	Corte, taladro, soldadura, químicos	Según proyección/radiación	Pantalla soldadura en trabajos en caliente

Protección auditiva	Herramientas ruidosas, maquinaria	RD 286/2006	Ajustar con medición o estimación conservadora
Protección respiratoria (FFP2/FFP3 o filtros)	Polvo/humos/nieblas	RD 374/2001	Determinar por evaluación y SDS
Sistema anticaídas (arnés, absorbedor, línea)	Cubierta/estructura/PE MP	Estándares UNE-EN citados en guía de obras INSST	La guía técnica de obras recoge familias UNE-EN para anticaídas [44]

Tabla A3-2 Relación de EPI por tipo de trabajo

A3.6.4 Señalización y balizamiento

La señalización mínima se ajusta al RD 485/1997 (señales de advertencia, obligación, prohibición, salvamento y lucha contra incendios) y debe integrarse con el plan de circulación y la CAE. Se recomienda, como mínimo:

- Obligación: casco, calzado, alta visibilidad, protección ocular en zonas de corte, arnés en acceso a cubierta.
- Prohibición: acceso a no autorizados; prohibición de paso bajo carga suspendida.
- Advertencia: riesgo eléctrico, caída a distinto nivel, maquinaria en movimiento, cargas suspendidas.
- Emergencia: salidas, punto de reunión, botiquín, extintores [45].

A3.7 Plan de emergencia, evacuación y primeros auxilios

A3.7.1 Criterios normativos y organización de emergencias

En obra, deben existir medidas de emergencia y primeros auxilios integradas en la organización preventiva del centro de trabajo, coherentes con el RD 1627/1997 (obras) y, cuando aplique por actividad/centro, con la Norma Básica de Autoprotección (RD 393/2007). Para el edificio industrial en explotación, el diseño de evacuación y protección contra incendios se vincula al RSCIEI (RD 164/2025) y a las instalaciones PCI (RIPCI, RD 513/2017) con las consecuentes responsabilidades en obra (ver Figura A3-1).

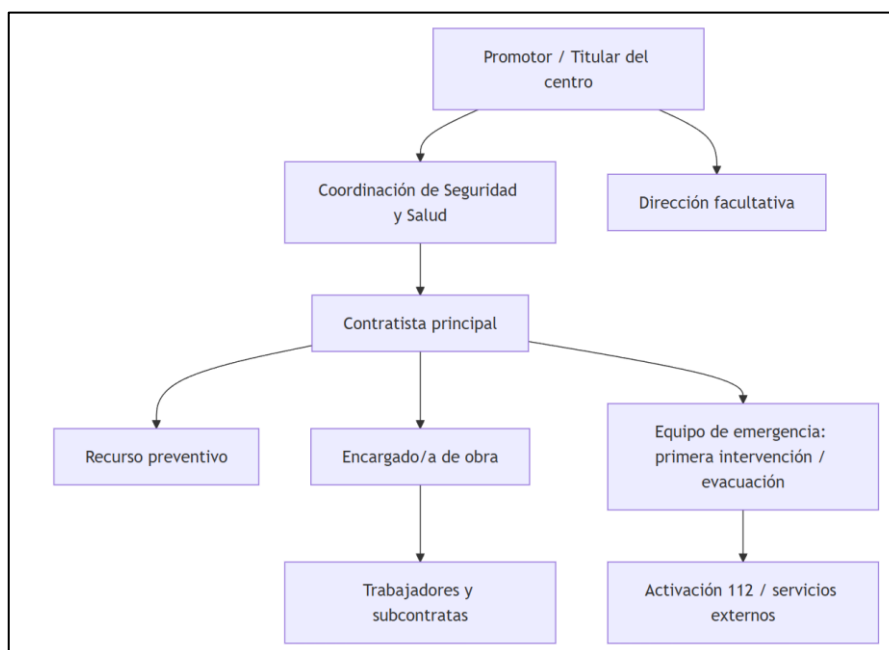


Figura A3-1 Responsabilidades en obra según RD 1627/1997.

A3.7.2 Escenarios de emergencia considerados (mínimos)

- Incendio/conato (caseta eléctrica, zona de soldadura/trabajos en caliente, acopio de combustibles/pinturas; ver Figura A3-2).
- Accidente grave en altura (caída o suspensión inerte en arnés: necesidad de plan de rescate).
- Electrocutión/quemadura eléctrica (instalaciones provisionales o FV).
- Atropello/atrapamiento (maquinaria o carretillas).
- Fenómenos meteorológicos adversos (viento, tormentas): suspensión y aseguramiento de cargas/medios

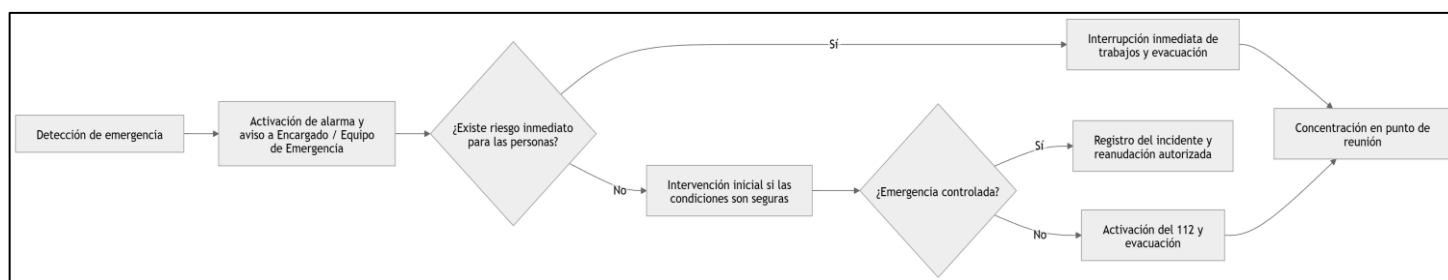


Figura A3-2 Procedimiento de actuación y evacuación.

A3.7.3 Medios materiales y dotaciones mínimas

- Extintores adecuados y señalizados (tipología según riesgo), con mantenimiento conforme al RIPCI en el caso de equipos instalados en explotación, y control equivalente en etapa de obra.
- Botiquín y medios de primeros auxilios; registro de incidencias y vías de acceso para servicios externos.
- Plan de rescate en altura: imprescindible si se usan sistemas anticaídas (no basta con “tener arnés”); debe definirse método de descenso/recuperación y personal formado [53].

A3.8 Implantación y gestión preventiva

A3.8.1 Coordinación de actividades empresariales (CAE) y documentación mínima

La concurrencia de empresas se gestiona conforme al art. 24 LPRL y su desarrollo por el RD 171/2004 y, en construcción, se complementa con el régimen de subcontratación (Ley 32/2006 y RD 1109/2007) [54].

El paquete documental CAE recomendado (mínimo operativo) consta de: evaluación de riesgos y planificación preventiva por empresa, acreditaciones de formación (incluyendo altura, equipos), aptitud médica y entrega de EPIs. coordinación de interferencias: plan de circulación; plan de izado; permisos de trabajo (eléctrico, caliente, espacios confinados si aparecieran), designación de recurso preventivo cuando sea exigible por la naturaleza del riesgo y organización del trabajo y libro de incidencias y comunicaciones (propio de obra RD 1627/1997) [52].

A3.8.2 Plan de formación preventiva (por perfiles y tareas)

- La obligación de formación e información se sustenta en la LPRL y en los reglamentos específicos (equipos de trabajo, riesgo eléctrico, etc.). Plan mínimo recomendado:
- Acogida de obra (2–4 h): normas internas, emergencias, señalización, riesgos generales, CAE y permisos.
- Trabajos en altura (6–8 h) + rescate básico: uso de arnés, líneas de vida, PEMP si aplica, y criterios de paralización por meteorología.
- Izado y señalización de maniobras (4–6 h) para personal afectado: exclusión bajo cargas, eslingado, comunicación.
- Riesgo eléctrico (4–8 h) según funciones: RD 614/2001 y REBT para personal que intervenga en BT/FV.
- Carretillas elevadoras / tráfico interno (4–8 h) si el puesto incluye conducción o interacción intensa con carretillas; riesgos típicos y medidas preventivas están ampliamente descritos por INSST.
- Agentes químicos y trabajos en caliente (2–4 h) para quienes pinten/suelden/corten: SDS, ventilación, extinción.

A3.8.3 Vigilancia de la salud (criterio y alcance)

La vigilancia de la salud se integrará dentro del sistema general de prevención de riesgos laborales, de conformidad con lo establecido en la Ley 31/1995, de Prevención de Riesgos Laborales, y en el Reglamento de los Servicios de Prevención, aprobado por el Real Decreto 39/1997. Su alcance deberá definirse en función de los riesgos específicos identificados en la evaluación preventiva de la obra, garantizando una adecuación real entre las condiciones de trabajo y el seguimiento de la salud de los trabajadores expuestos. En este sentido, se prestará especial atención a riesgos tales como la exposición al ruido, mediante la realización de audiometrías cuando proceda; las vibraciones, a través del seguimiento de posibles efectos derivados de la exposición continuada; la inhalación de polvo o humos, mediante control respiratorio en aquellos puestos en los que la evaluación así lo aconseje; y la aptitud psicofísica para trabajos en altura, dada la especial peligrosidad de estas tareas. Todo ello deberá desarrollarse respetando en todo caso los principios de confidencialidad, proporcionalidad y especificidad propios de la vigilancia de la salud en el ámbito laboral.

A3.8.4 Cronograma de implantación en obra

La figura siguiente (Figura A3-3) presenta un cronograma orientativo de implantación en obra, en el que se reflejan de forma secuencial las principales fases previstas de ejecución, así como su distribución temporal estimada. Además de servir como referencia para la planificación general de los

trabajos, el esquema permite relacionar cada etapa constructiva con los riesgos preventivos más significativos asociados a su desarrollo.

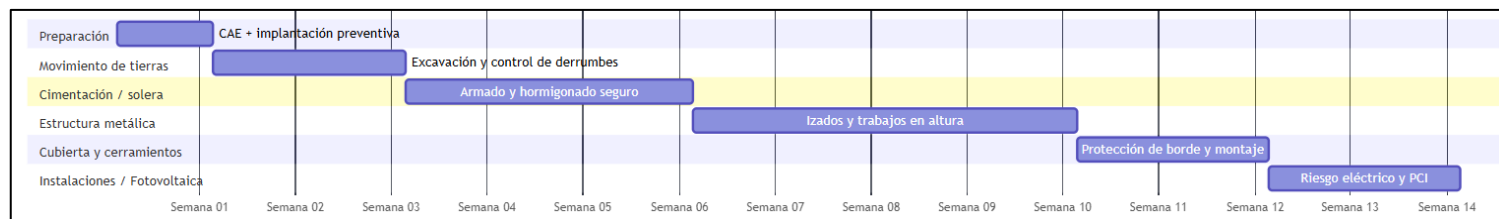


Figura A3-3 Programación temporal de implantación.

A3.9 Mediciones y valoración económica de la implantación preventiva

Se incluye a continuación una medición y valoración económica orientativa (ver Tabla A3-3) de los principales medios preventivos necesarios para la implantación de la seguridad y salud en obra (vallado y control de accesos, señalización, balizamiento, protecciones colectivas en trabajos en altura, medios de emergencia, etc.). Los importes se presentan como rangos al depender de la modalidad de suministro (alquiler/compra), del proveedor, de la logística (transporte, montaje y desmontaje) y de la planificación definitiva de la obra (duración prevista: 14 semanas). En fase de contratación, el contratista concretará estas partidas en el Plan de Seguridad y Salud, ajustándolas a su sistema de ejecución y a las ofertas reales de mercado, sin perjuicio de mantener los niveles de protección establecidos en el presente ESS.

PARTIDA	MEDICIÓN	CÁLCULO BASE	RANGO ADOPTADO
Vallado perimetral (paneles) + acceso	160 m $\approx$ 50 paneles	$50 \times 0,30 \times 98 \text{ días} \approx 1.470 \text{ €} +$ seguro/fianza/portes/montaje + puerta/cierres	2.000–5.500 €
Señalización/cartelería PRL (lote)	10–15 señales	$15 \text{ uds} \times (\text{precio unitario}) +$ soportes/bridas + cartelería adicional (EPI, emergencia, etc.)	250–900 €
Guardacuerpos/barandilla (alquiler material)	120 m $\approx$ 48 tramos (2,5 m)	$48 \times 0,08 \times 70 \text{ días} \approx 269 \text{ €} +$ montaje/desmontaje + fijaciones/rodapié + ajustes por fases	2.500–9.000 €
Línea de vida temporal (material)	60 m $\approx$ 3 kits (20 m)	$3 \times 77,82 \approx 233 \text{ €} (+\text{IVA}) +$ anclajes/conectores + instalación/desmontaje + inspección	600–2.800 €

Tabla A3-3 Estimación económica de la implantación preventiva

ANEXO IV: JUSTIFICACIÓN BÁSICA DE PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS

La justificación de las condiciones de protección contra incendios de la nave objeto del presente proyecto se realiza tomando como referencia el Real Decreto 2267/2004, por el que se aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales (RSCIEI), el Real Decreto 513/2017, por el que se aprueba el Reglamento de instalaciones de protección contra incendios (RIPCI), así como los criterios complementarios del CTE DB-SI en aquellos aspectos relacionados con evacuación, intervención de bomberos y propagación exterior.

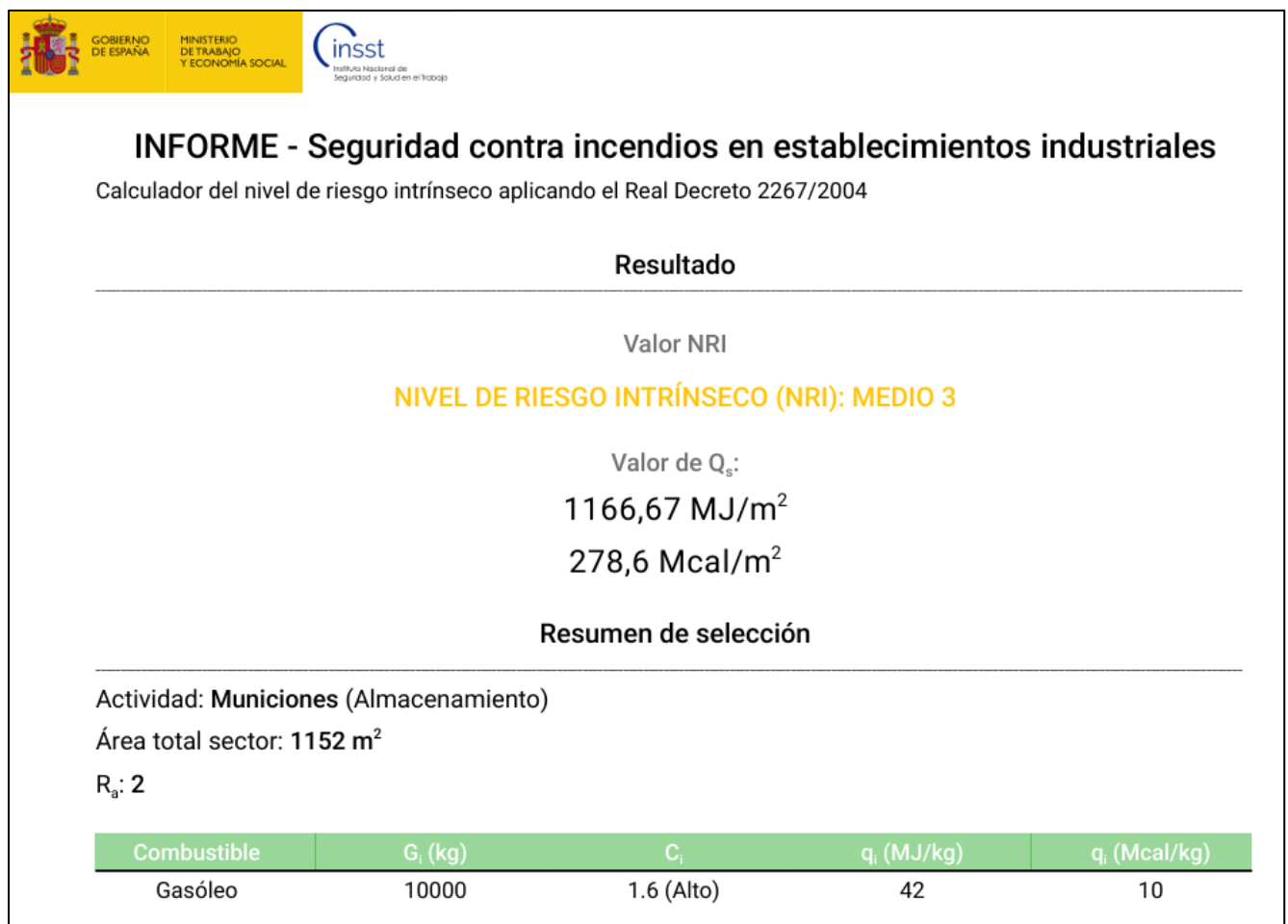


Figura A4-1 Informe con valor del NRI. (Fuente: Ministerio de Trabajo y e Economía Social)

La nave objeto del presente proyecto se destina principalmente a almacenamiento logístico, con una superficie total de sector de incendio de 1.152 m². A efectos de comprobación preliminar y adoptando un criterio conservador, se ha considerado el supuesto más desfavorable de almacenamiento vinculado a municiones y presencia de gasóleo, con objeto de obtener una estimación cautelar de la carga de fuego y del nivel de riesgo intrínseco del sector. Acorde a la Figura A4-1 Informe con valor del NRI. (Fuente: Ministerio de Trabajo y e Economía Social)

De acuerdo con el cálculo efectuado mediante la herramienta de evaluación del nivel de riesgo intrínseco para establecimientos industriales, y considerando una actividad de almacenamiento de municiones, una superficie de sector de incendio de 1.152 m² y un coeficiente de activación $R_a = 2$, se

obtiene un nivel de riesgo intrínseco (NRI) MEDIO 3, con un valor de $Q_s = 1.166,67 \text{ MJ/m}^2$, equivalente a $278,6 \text{ Mcal/m}^2$. Para dicha estimación se ha considerado, entre otros combustibles, la presencia de 10.000 kg de gasóleo, adoptando para este material un coeficiente $C_i = 1,6$ (alto) y un poder calorífico de 42 MJ/kg . En consecuencia, y a efectos de justificación preliminar de la seguridad contra incendios, el sector analizado presenta un nivel de riesgo intrínseco medio, si bien su definición definitiva deberá quedar vinculada a la caracterización completa de los materiales almacenados y a las condiciones finales de sectorización y protección del establecimiento [56].

Desde el punto de vista funcional, el uso principal proyectado es logístico, por lo que la hipótesis de munición y combustible debe entenderse como una comprobación conservadora y no necesariamente como la condición ordinaria de explotación. En caso de que finalmente se contemple almacenamiento efectivo de municiones, combustibles u otras materias peligrosas, deberá realizarse una justificación específica adicional, separando adecuadamente zonas, usos y condiciones de almacenamiento, y atendiendo también a la reglamentación sectorial que pudiera resultar de aplicación.

En relación con los medios de protección contra incendios, la nave deberá disponer, como mínimo, de la correspondiente dotación de extintores portátiles, señalización fotoluminiscente, alumbrado de emergencia y, en su caso, del resto de instalaciones activas que resulten exigibles según el nivel de riesgo intrínseco, la superficie y la configuración final del establecimiento. El diseño, ejecución, puesta en servicio y mantenimiento de dichas instalaciones deben ajustarse al RIPCI, mientras que las exigencias generales de seguridad en caso de incendio del edificio quedan enmarcadas en el CTE DB-SI y en el RSCIEI vigente.

Asimismo, se adjunta en la documentación gráfica un plano específico de protección contra incendios, en el que se recoge una propuesta de distribución de extintores portátiles, la definición de los recorridos de evacuación, la ubicación de las salidas, así como la señalización de emergencia y de los principales elementos de protección previstos para la nave. Dicho plano tiene por objeto complementar la presente justificación escrita, permitiendo una interpretación clara y directa de las medidas adoptadas en materia de seguridad contra incendios y facilitando la verificación de las condiciones básicas de evacuación, accesibilidad e intervención en caso de emergencia.

ANEXO V: ESTUDIO BÁSICO DE GESTIÓN DE RESIDUOS

El presente anexo tiene por objeto establecer los criterios básicos para la gestión de los residuos de construcción y demolición previsiblemente generados durante la ejecución de la nave proyectada, de conformidad con lo dispuesto en el Real Decreto 105/2008, de 1 de febrero, y con los principios generales de la Ley 7/2022, de 8 de abril, de residuos y suelos contaminados para una economía circular, priorizando la prevención, la separación en origen, la valorización y la correcta entrega a gestor autorizado.

A partir del documento de referencia aportado, y para una superficie construida total de 1.152,00 m², se adopta una estimación estadística de generación de residuos correspondiente a una altura media de mezcla de 0,10 m por metro cuadrado construido, lo que conduce a un volumen estimado de residuos de 115,2 m³. Considerando una densidad media de 1,1 t/m³, se obtiene una producción total estimada de 126,72 toneladas de residuos de construcción y demolición. Asimismo, se prevé una generación adicional de 450,00 m³ de tierras procedentes de la excavación.

Los residuos previsibles de la obra corresponderán fundamentalmente a las fracciones habituales de una nave de nueva planta: tierras de excavación, residuos pétreos y de hormigón, restos metálicos, madera, plásticos, papel y cartón de embalajes, así como residuos urbanos asimilables generados durante la ejecución. No se prevé la generación de residuos peligrosos, sin perjuicio de que, si durante la obra aparecieran envases contaminados, absorbentes, aceites, restos de productos químicos u otros residuos con esa consideración, estos deberán segregarse y gestionarse conforme a su normativa específica y mediante gestor autorizado.

Como criterio general de gestión, se adoptará la separación en origen de las distintas fracciones siempre que ello sea técnica y económicamente viable. El documento aportado recoge, además, medidas de prevención tales como la reducción de envases y embalajes, el suministro a granel cuando resulte posible, la optimización de cargas y palets, el empleo de materiales de mayor vida útil y la habilitación de zonas para almacenamiento de sobrantes reutilizables. Estas medidas resultan coherentes con la jerarquía de residuos establecida por la normativa vigente, que prioriza prevención, preparación para la reutilización, reciclado y otras formas de valorización frente a la eliminación.

En cuanto a la organización material de la obra, el depósito temporal de residuos se realizará en contenedores, sacos o acopios diferenciados, debidamente señalizados y segregados, evitando mezclas innecesarias y minimizando la dispersión de materiales. Los contenedores deberán identificarse adecuadamente, permanecer cubiertos fuera del horario de trabajo y situarse en zonas que no interfieran con la circulación ni con las condiciones de seguridad de la obra. Igualmente, el contratista deberá impedir el vertido de residuos ajenos y mantener un control documental de las retiradas efectuadas.

La entrega de los residuos se efectuará exclusivamente a transportistas y gestores autorizados, debiendo acreditarse documentalmente el destino final de cada retirada mediante vales, justificantes o documentos equivalentes. Para las tierras y residuos pétreos que eventualmente puedan reutilizarse en otras obras, restauraciones o rellenos autorizados, también deberá quedar constancia documental de su destino. Esta exigencia es plenamente coherente con el marco general de trazabilidad y responsabilidad en la gestión de residuos fijado por la Ley 7/2022.

Con base en la información disponible, la ejecución de la nave generará una cantidad estimada de 126,72 t de RCD y 450,00 m³ de tierras de excavación, debiendo organizarse su gestión mediante separación en origen, almacenamiento temporal controlado, retirada por gestor autorizado y acreditación documental del destino final. Todo ello se realizará conforme al Real Decreto 105/2008 y a los principios de la Ley 7/2022, priorizando la prevención y la valorización frente a la eliminación.

ANEXO VI: IMPLICACIONES SOCIALES, ECONÓMICAS Y AMBIENTALES

El presente proyecto no debe entenderse únicamente como el diseño técnico de una nave destinada a uso logístico, sino también como una actuación con implicaciones directas en el plano social, económico y ambiental dentro del ámbito de la ENM. La materialización de una infraestructura de estas características repercute de forma significativa en la mejora del funcionamiento interno de la institución, en la racionalización del empleo de recursos públicos y en la incorporación de criterios de sostenibilidad acordes con las exigencias actuales.

Desde el punto de vista social, la ejecución de una nueva nave logística supone una mejora de las condiciones materiales en las que se desarrollan determinadas actividades de apoyo dentro de la Escuela. La disponibilidad de un espacio concebido específicamente para responder a las necesidades actuales de almacenamiento y organización permite optimizar procesos internos, reducir limitaciones derivadas de instalaciones obsoletas y favorecer unas condiciones de trabajo más adecuadas, ordenadas y seguras. En una institución como la ENM, donde la actividad diaria exige disciplina, coordinación y eficiencia, la calidad de las infraestructuras de apoyo constituye un factor relevante para el correcto desarrollo de sus funciones. En este sentido, el proyecto contribuye a facilitar y mejorar la vida cotidiana en el recinto, no solo desde una perspectiva estrictamente operativa, sino también en términos de funcionalidad, comodidad de uso y adaptación a las necesidades reales del personal.

Junto a ello, el proyecto presenta una dimensión económica especialmente relevante por tratarse de una actuación vinculada a una institución pública. Toda intervención sobre este tipo de infraestructuras debe concebirse desde criterios de responsabilidad, racionalidad y eficiencia en la utilización de los recursos disponibles. En consecuencia, la solución adoptada no persigue únicamente satisfacer una necesidad funcional inmediata, sino hacerlo mediante una propuesta técnicamente justificada, viable desde el punto de vista constructivo y compatible con una gestión responsable del gasto. La elección de un sistema estructural claro, industrializable y de ejecución relativamente ágil responde precisamente a esa lógica de optimización, al permitir compatibilizar prestaciones técnicas adecuadas con un empleo proporcionado de medios materiales y económicos. De este modo, el proyecto se alinea con el principio de que la inversión pública debe traducirse en una mejora tangible, duradera y útil para la institución a la que sirve.

Desde la perspectiva ambiental, el trabajo incorpora una visión orientada a la sostenibilidad, entendida no como un elemento accesorio, sino como parte integrada del planteamiento general del proyecto. La estandarización de soluciones constructivas, la racionalidad en el uso de materiales, la previsión de elementos de fácil mantenimiento y la búsqueda de una mayor durabilidad del conjunto contribuyen a reducir impactos asociados al ciclo de vida de la edificación. En este sentido, una solución bien diseñada no solo mejora el comportamiento funcional de la nave, sino que también favorece una explotación más eficiente y una menor necesidad de intervenciones correctivas futuras.

Especial mención merece la incorporación de una instalación fotovoltaica en cubierta, concebida como una medida de mejora energética con capacidad para reducir el consumo procedente de fuentes convencionales y avanzar hacia un modelo de infraestructura más eficiente. La integración de esta solución permite aprovechar la superficie disponible de la nave para la generación de energía eléctrica, reforzando el compromiso del proyecto con una utilización más responsable de los recursos y con la reducción del impacto ambiental asociado al funcionamiento ordinario de la instalación. Además de sus ventajas energéticas, esta medida introduce un componente de modernización tecnológica coherente con la orientación actual de las infraestructuras, cada vez más encaminadas hacia la autosuficiencia parcial, la eficiencia y la sostenibilidad.

En conjunto, las implicaciones derivadas del proyecto trascienden el mero ámbito constructivo. La nueva nave se plantea como una respuesta técnica a una necesidad concreta, pero también como una

oportunidad para mejorar la funcionalidad interna de la ENM, optimizar el empleo de recursos públicos y avanzar hacia un modelo de infraestructura más ordenado, eficiente y ambientalmente responsable. Por ello, puede afirmarse que el proyecto presenta una repercusión positiva no solo en términos de ingeniería, sino también en relación con el servicio que la institución presta y con la forma en que dicha mejora se materializa de manera útil, racional y sostenible.

ANEXO VII: REFLEXIONES ÉTICAS Y SOCIALES

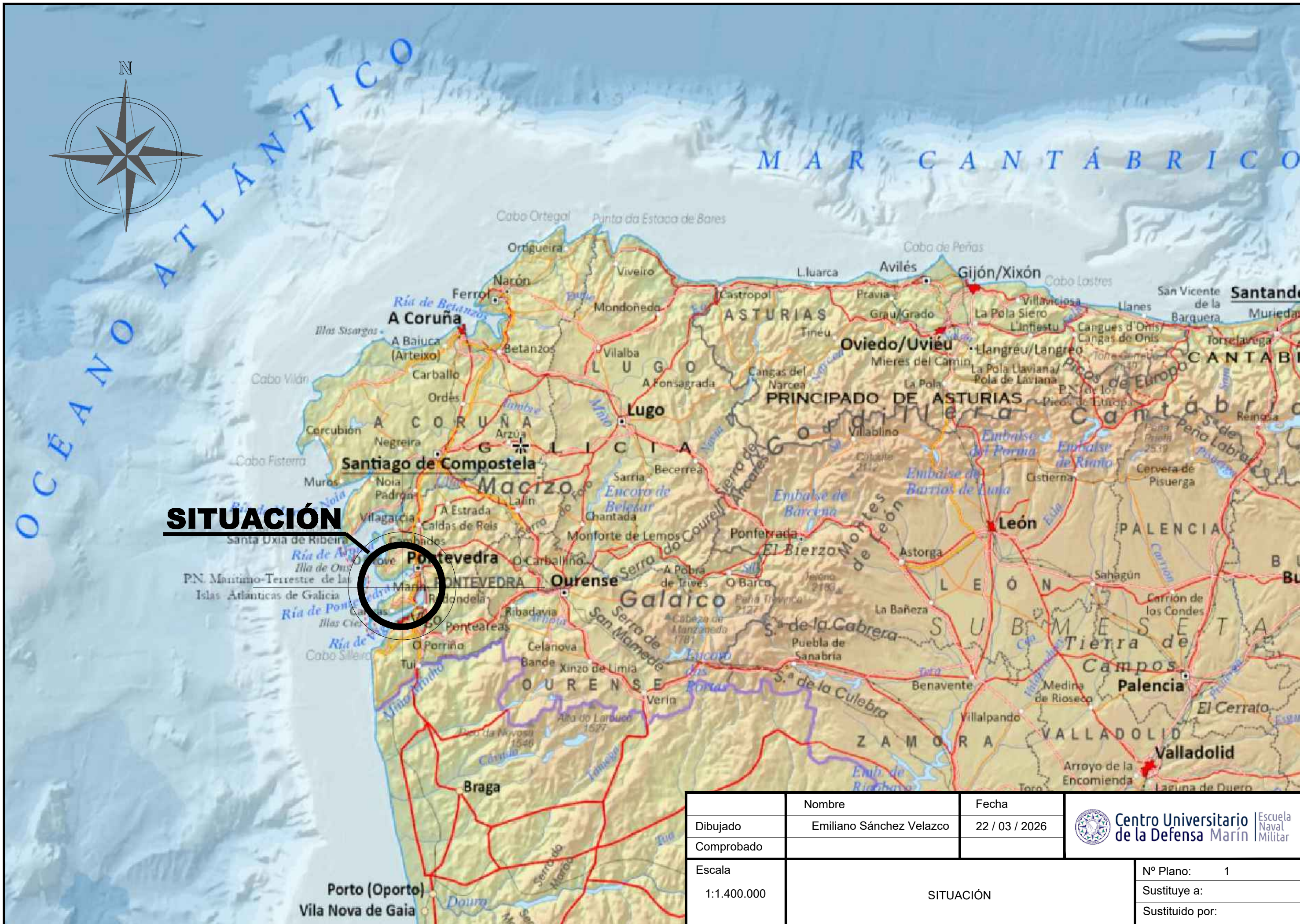
El presente proyecto permite reflexionar sobre la importancia que tiene la actualización de infraestructuras dentro de una institución pública como la Escuela Naval Militar. Más allá de su dimensión material, la mejora de este tipo de instalaciones responde a una responsabilidad institucional orientada a garantizar que los espacios de apoyo se mantengan adaptados a las necesidades reales de la actividad que se desarrolla en ellos. En este sentido, la modernización de infraestructuras no solo mejora la operatividad y la funcionalidad del conjunto, sino que también refleja un compromiso con la eficiencia, la previsión y el adecuado sostenimiento de los medios disponibles.

Desde una perspectiva ética, proyectar una nueva infraestructura exige justificar que la solución planteada responde a una necesidad verdadera y que se formula desde criterios de racionalidad, proporcionalidad y utilidad. En el ámbito público, ello resulta especialmente relevante, ya que toda actuación debe orientarse al interés general y al uso responsable de los recursos. La ingeniería, por tanto, ha de entenderse como una herramienta al servicio de soluciones equilibradas, técnicamente fundadas y socialmente útiles.

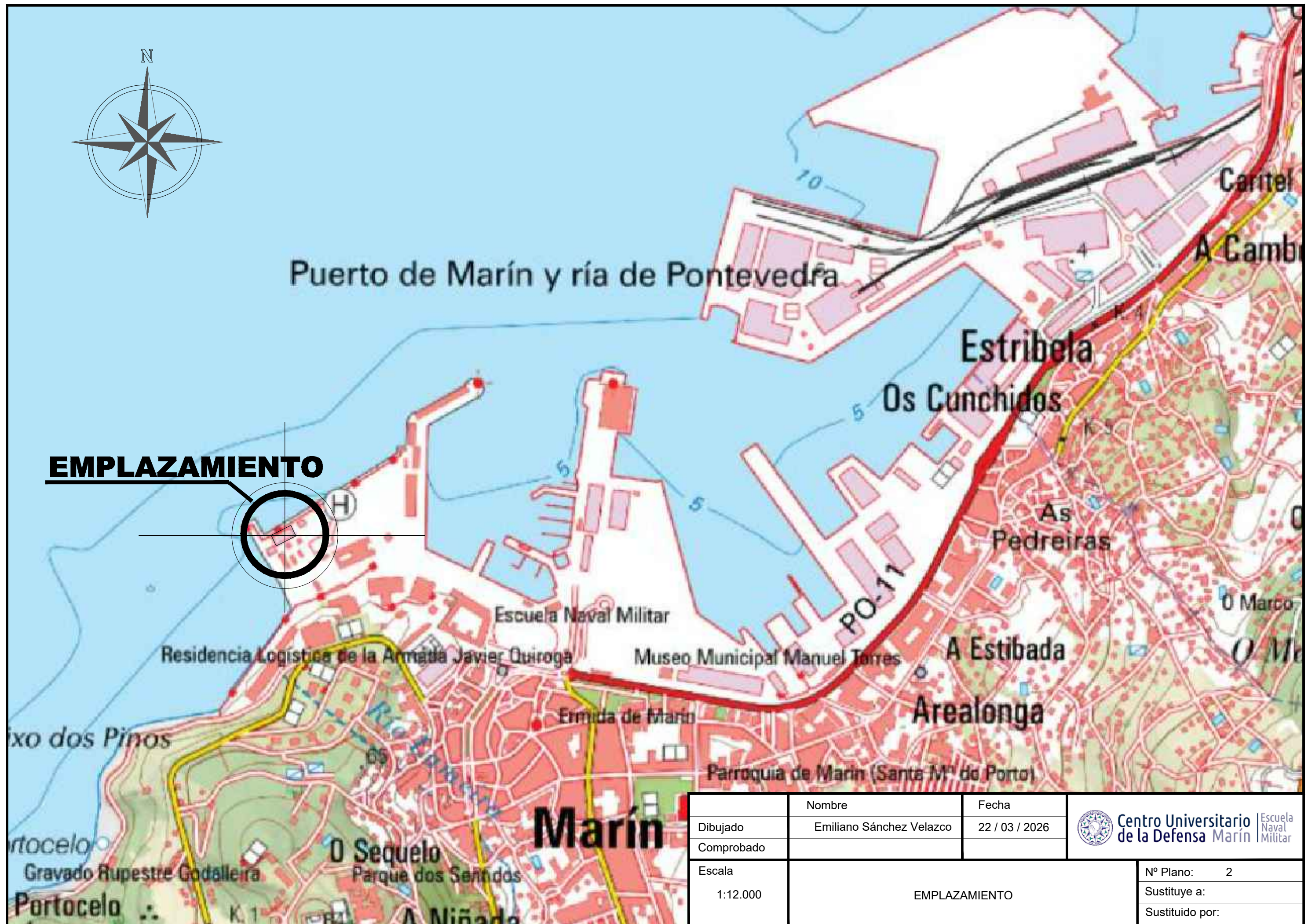
A su vez, la reflexión contemporánea sobre las infraestructuras no puede desligarse de la dimensión ambiental. La necesidad de cumplir estándares cada vez más exigentes en materia de sostenibilidad y eficiencia obliga a incorporar soluciones que reduzcan el impacto asociado a la construcción y al uso de los edificios. La estandarización de sistemas, la durabilidad de los materiales, la racionalidad constructiva y la integración de instalaciones como la fotovoltaica forman parte de una manera más responsable de concebir el proyecto técnico.

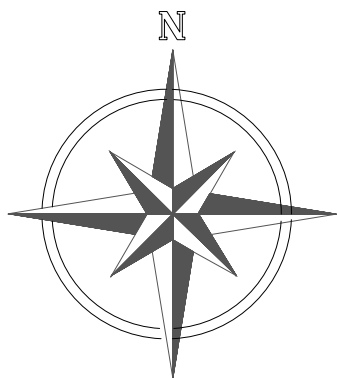
En consecuencia, la actualización de infraestructuras en la Escuela Naval Militar no debe interpretarse únicamente como una mejora física, sino como una decisión con alcance ético y social, en la medida en que contribuye al buen funcionamiento de la institución, al uso adecuado de los recursos públicos y a una forma más consciente y responsable de intervenir sobre el entorno construido.

ANEXO VIII: PLANOS



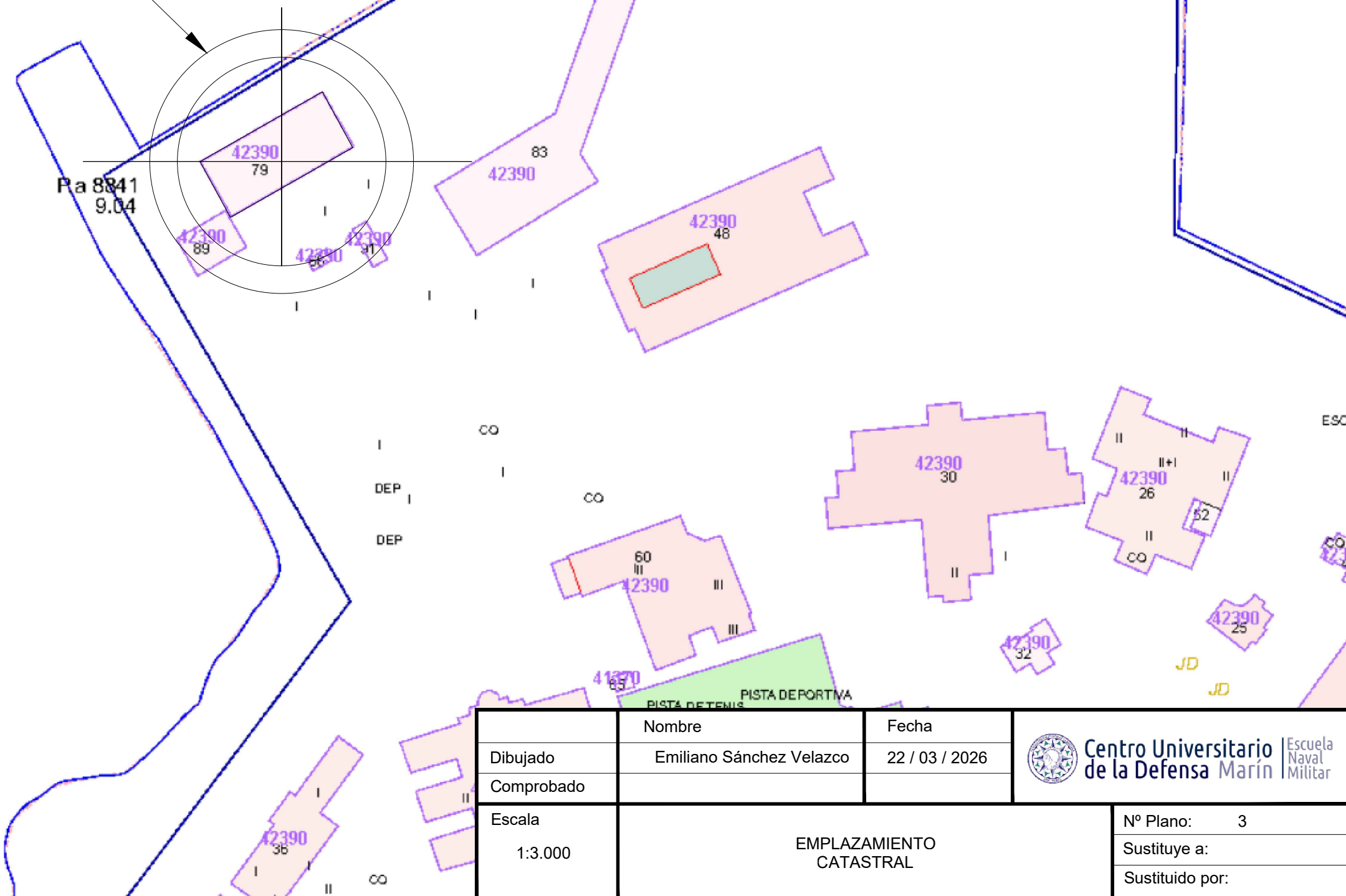
	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	1:1.400.000	SITUACIÓN	
			Nº Plano: 1
			Sustituye a:
			Sustituido por:





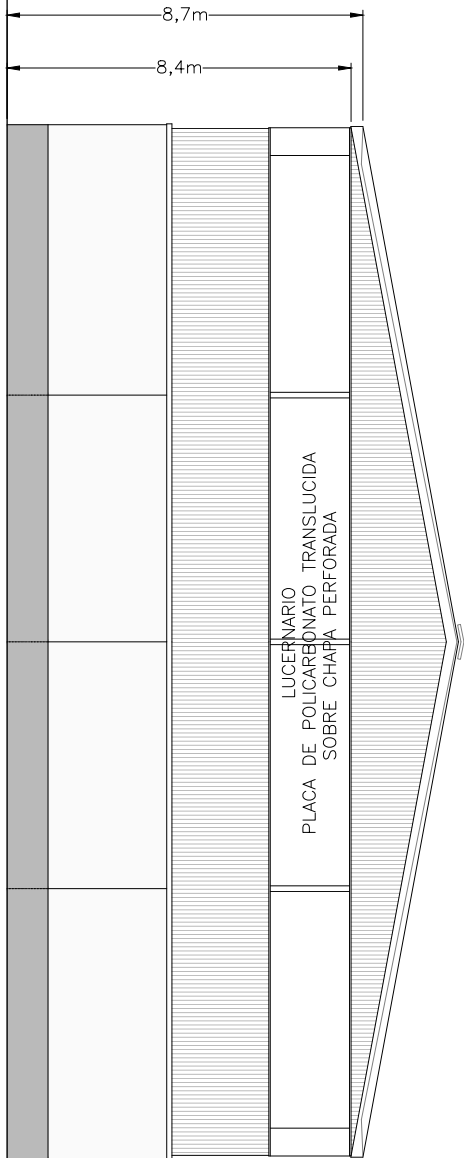
Ría de Pontevedra

CÓDIGO DE CATASTRO: 42390 / 79

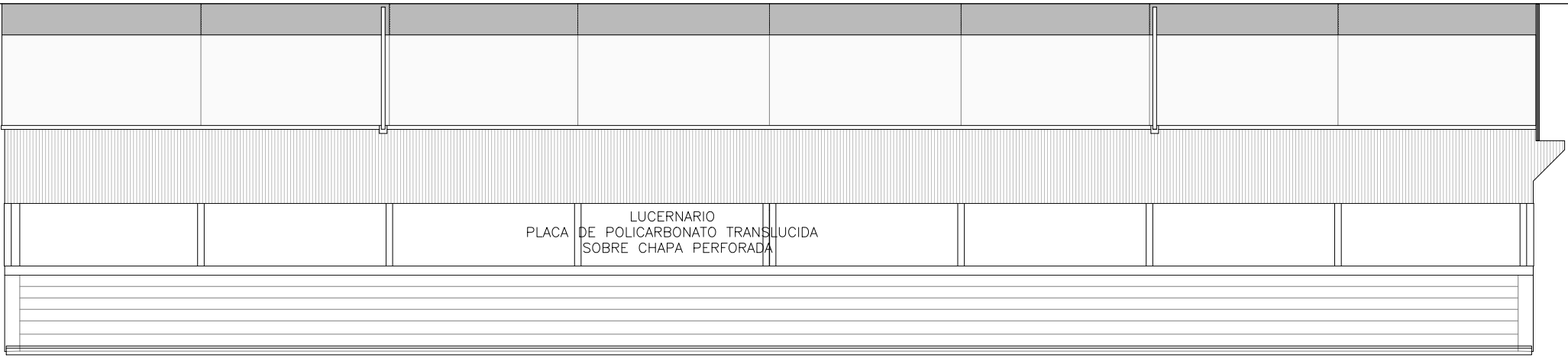


	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar	
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026		
Comprobado				
Escala	EMPLAZAMIENTO CATASTRAL		Nº Plano: 3	
1:3.000			Sustituye a:	
			Sustituido por:	

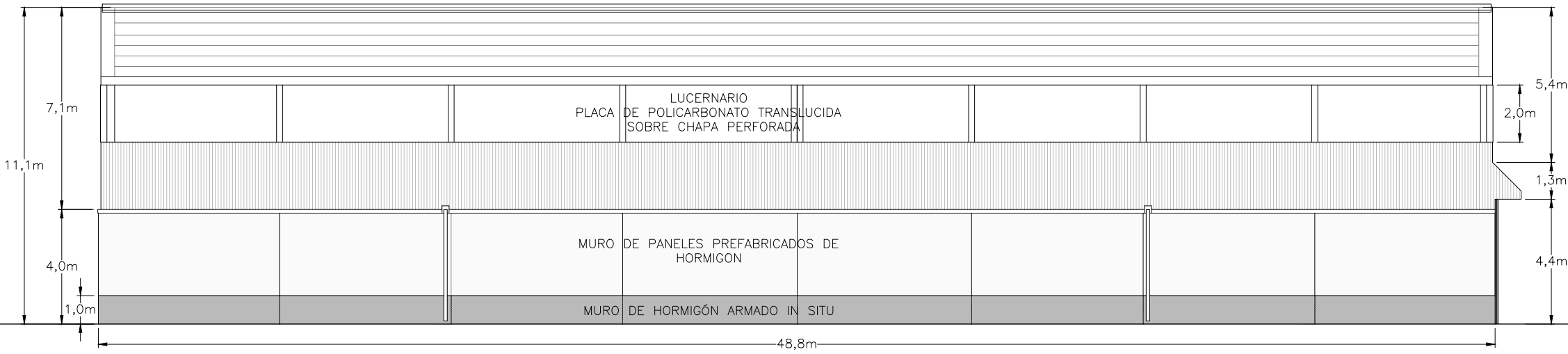
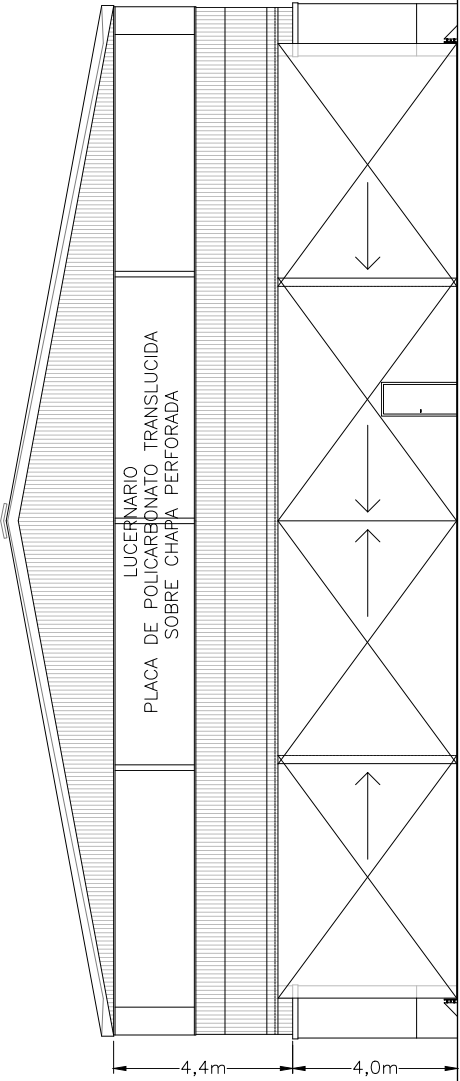
ALZADO POSTERIOR



ALZADO LATERAL DERECHO

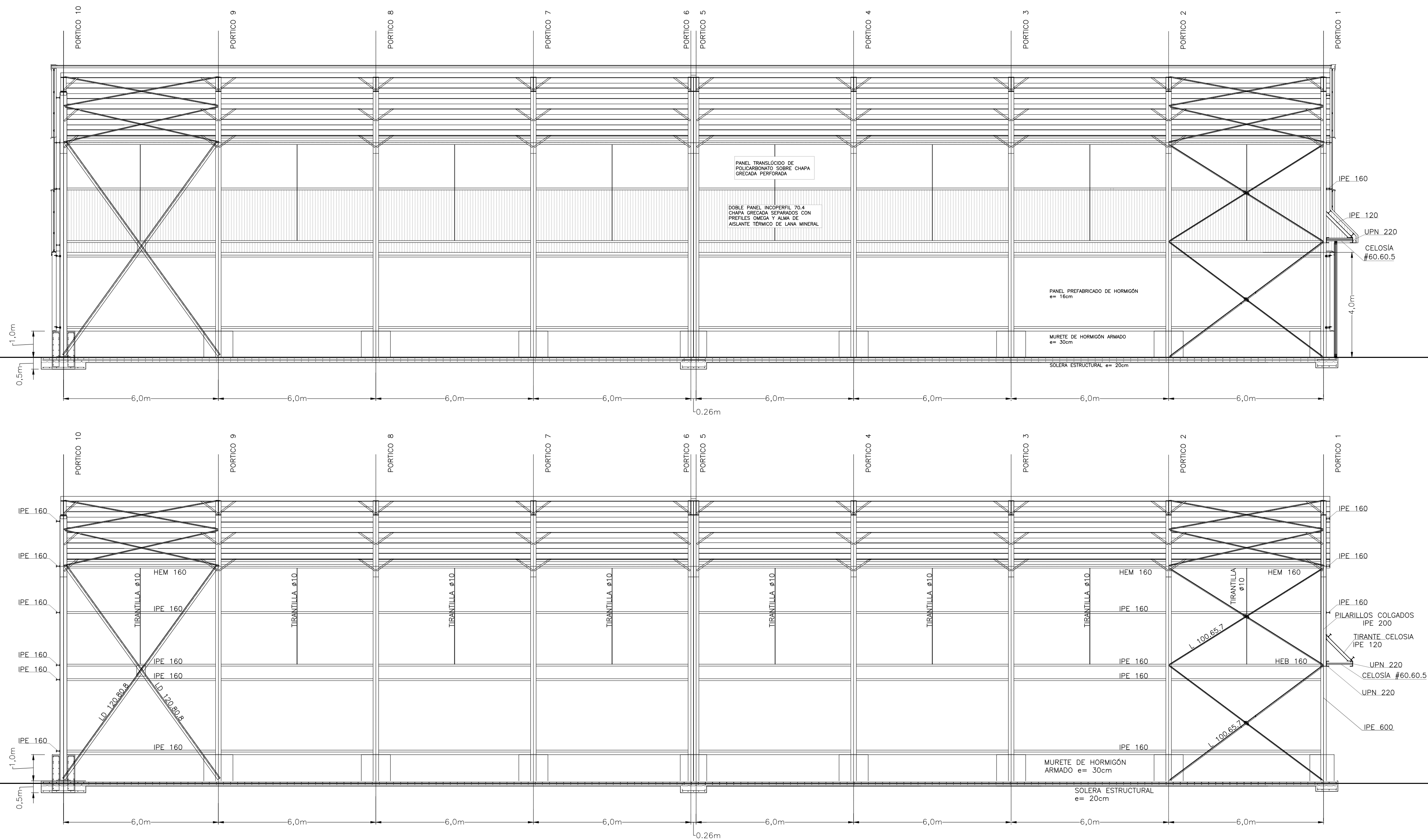


ALZADO FRONTAL



ALZADO LATERAL IZQUIERDO

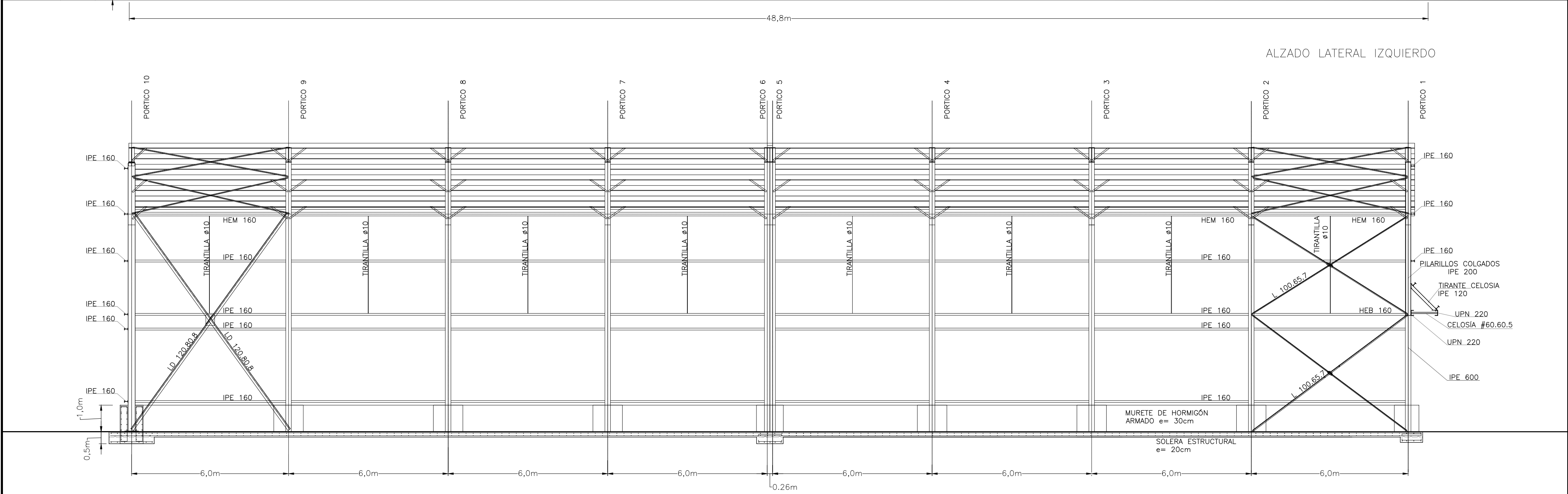
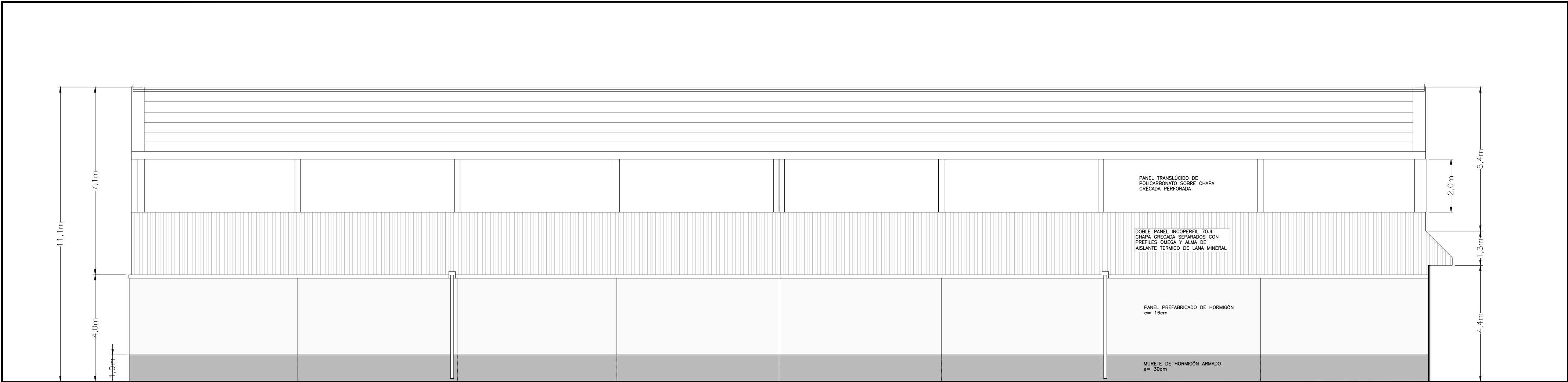
	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala 1 : 200	PLANTA Y ALZADOS		Nº Plano: 4
			Sustituye a:
			Sustituido por:



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN DB-SE-A

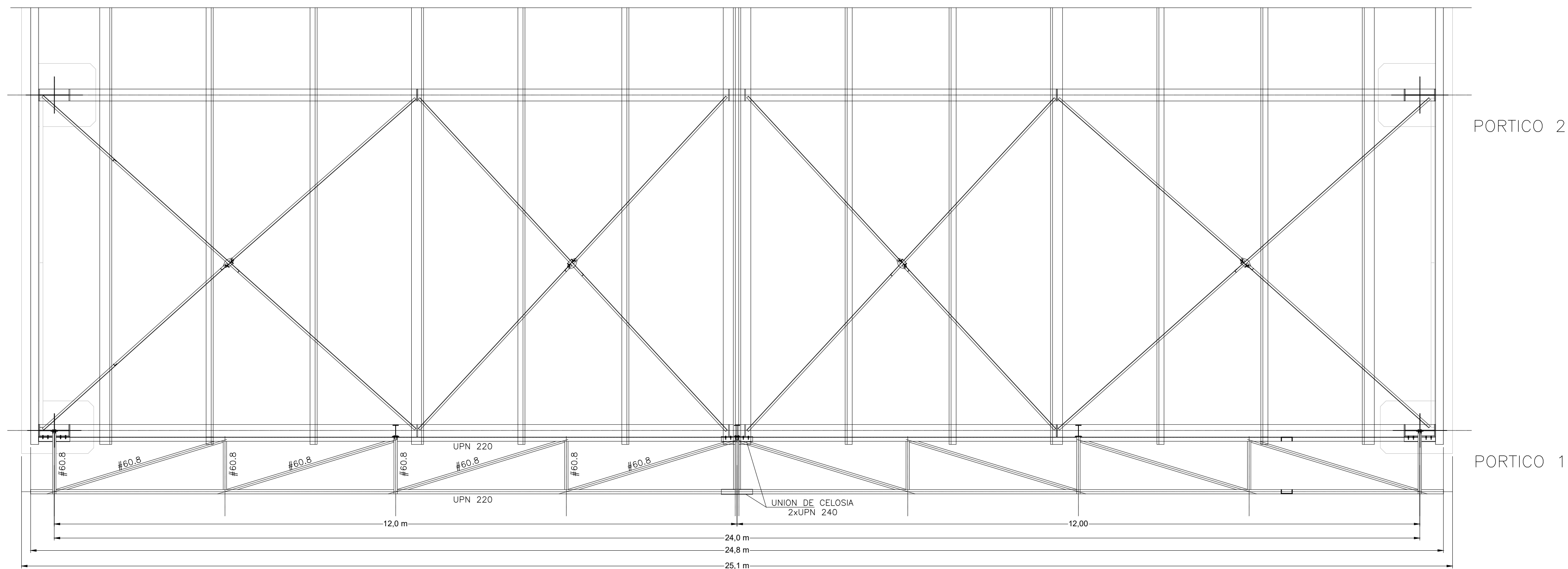
ACERO LAMINADO			ACERO CONFORMADO		
PERFILES	Clase y designación	S 275 JR	PERFILES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
CHAPAS	Clase y designación	S 275 JR	PLACAS PANELES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
UNIONES ENTRE ELEMENTOS			COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD		
Soldaduras	$f_u = 420\text{N/mm}^2$		$f_{yd} = f_y / \gamma_M$		
Tuercas de placas de anclaje	Ø32-5.6		Resistencia o Inestabilidad (pandeo) de piezas		1,05
Tornillos de alta resistencia	Ø27-10.9		Resistencia de los medios de unión		1,25
Pernos o barillas de anclaje	B-500-S		Comprobaciones en situaciones extraordinarias		1,00

	Nombre	Fecha	
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	SECCIÓN LONGITUDINAL VISTA INTERIOR		Nº Plano: 5
1 : 100			Sustituye a:
			Sustituido por:



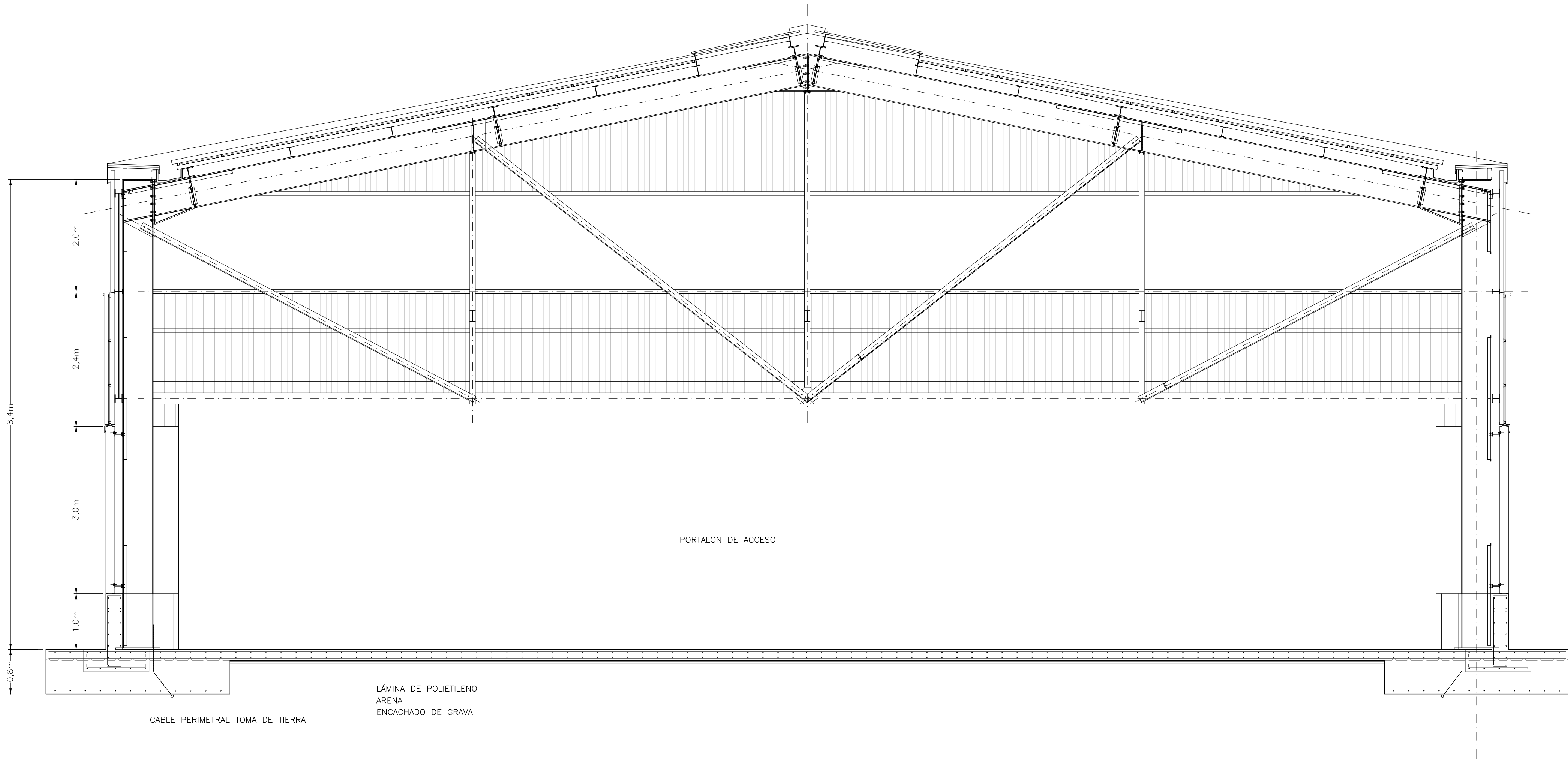
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN DB-SE-A					
ACERO LAMINADO			ACERO CONFORMADO		
PERFILES	Clase y designación	S 275 JR	PERFILES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
CHAPAS	Clase y designación	S 275 JR	PLACAS PANELES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
UNIONES ENTRE ELEMENTOS			COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD		
Soldaduras		$f_u=420N/mm^2$	$f_{yd} = f_y / \gamma_M$		
Tuercas de placas de anclaje		Ø32-5.6	Resistencia o Inestabilidad (pandeo) de piezas		1,05
Tornillos de alta resistencia		Ø27-10.9	Resistencia de los medios de unión		1,25
Pernos o barillas de anclaje		B-500-S	Comprobaciones en situaciones extraordinarias		1,00

	Nombre	Fecha	
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	SECCIÓN LONGITUDINAL VISTA EXTERIOR		Nº Plano: 6
1 : 100			Sustituye a:
			Sustituido por:



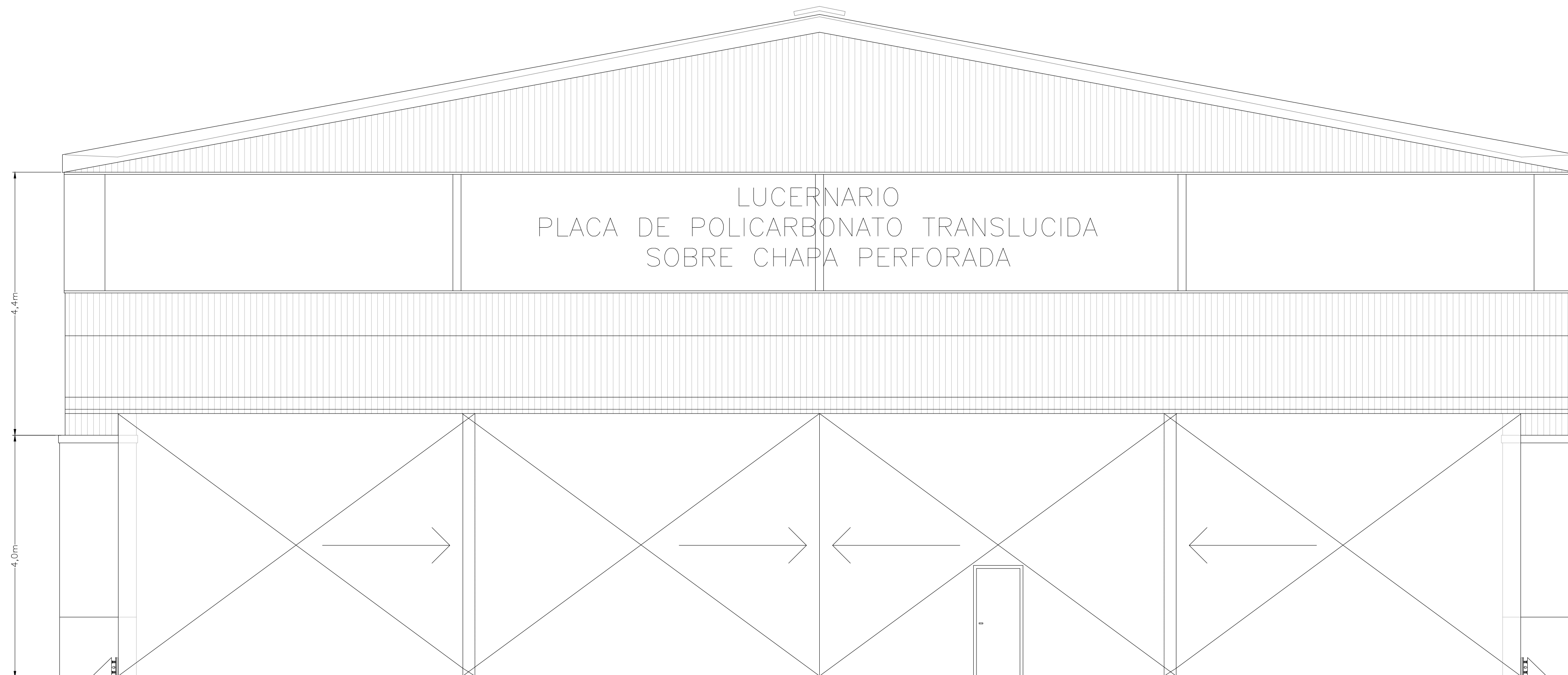
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN DB-SE-A					
ACERO LAMINADO			ACERO CONFORMADO		
PERFILES	Clase y designación	S 275 JR	PERFILES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
CHAPAS	Clase y designación	S 275 JR	PLACAS PANELES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
UNIONES ENTRE ELEMENTOS			COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD		
Soldaduras		$f_u=420\text{N/mm}^2$	$f_{yd} = f_y / \gamma_M$		
Tuercas de placas de anclaje		Ø32-5.6	Resistencia o Inestabilidad (pandeo) de piezas		1,05
Tornillos de alta resistencia		Ø27-10.9	Resistencia de los medios de unión		1,25
Pernos o barillas de anclaje		B-500-S	Comprobaciones en situaciones extraordinarias		1,00

	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala 1 : 75	CELOSÍA HORIZONTAL DEL PORTICO DE ACCESO VISTA EN PLANTA		Nº Plano: 8
			Sustituye a:
			Sustituido por:

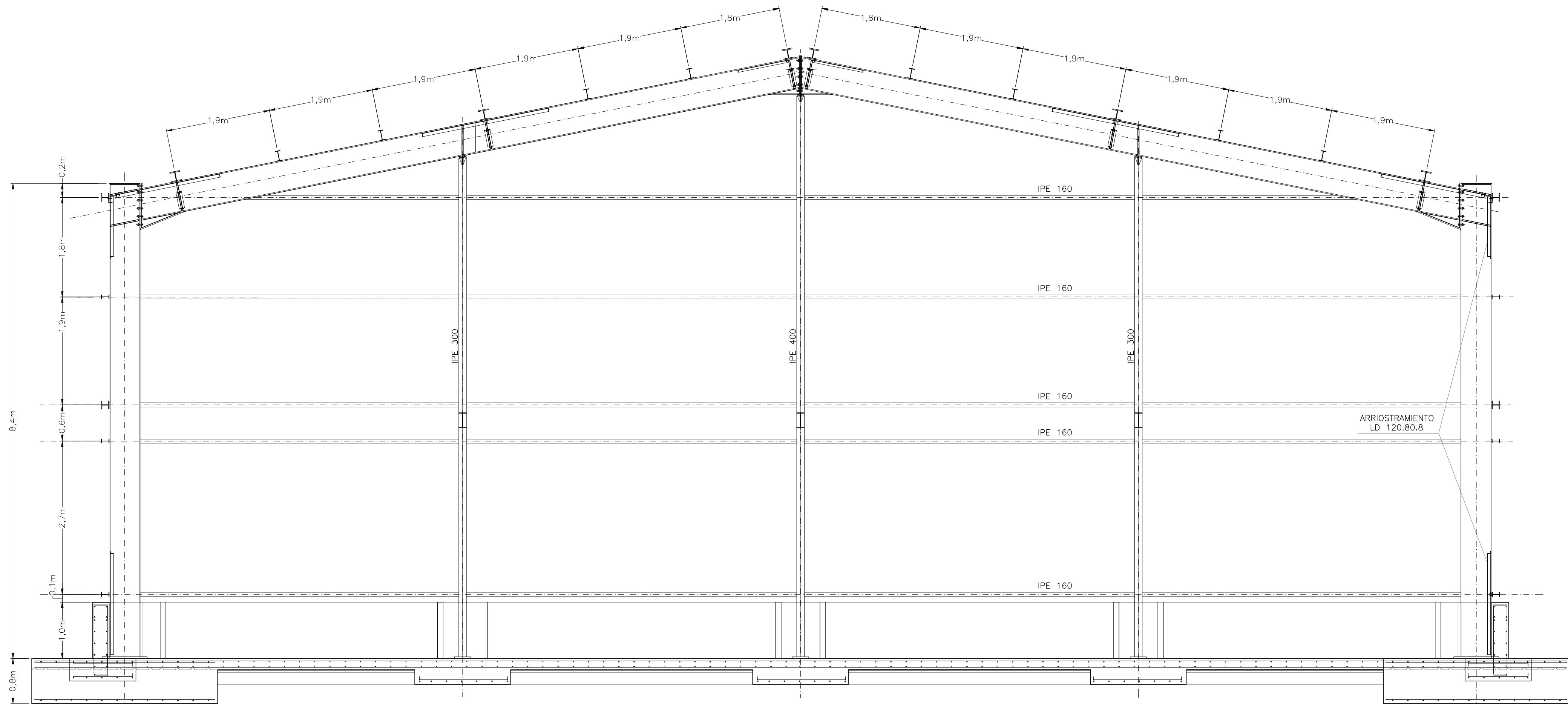


CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN DB-SE-A					
ACERO LAMINADO			ACERO CONFORMADO		
PERFILES	Clase y designación	S 275 JR	PERFILES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
CHAPAS	Clase y designación	S 275 JR	PLACAS PANELES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
UNIONES ENTRE ELEMENTOS			COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD		
Soldaduras	$f_u=420\text{N/mm}^2$		$f_{yd} = f_y / \gamma_M$		
Tuercas de placas de anclaje	Ø32-5.6		Resistencia o Inestabilidad (pandeo) de piezas		1,05
Tornillos de alta resistencia	Ø27-10.9		Resistencia de los medios de unión		1,25
Pernos o barillas de anclaje	B-500-S		Comprobaciones en situaciones extraordinarias		1,00

	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	PORTICO HASTIAL DE ACCESO VISTA INTERIOR DE FACHADA		Nº Plano: 10
1 : 50			Sustituye a:
			Sustituido por:

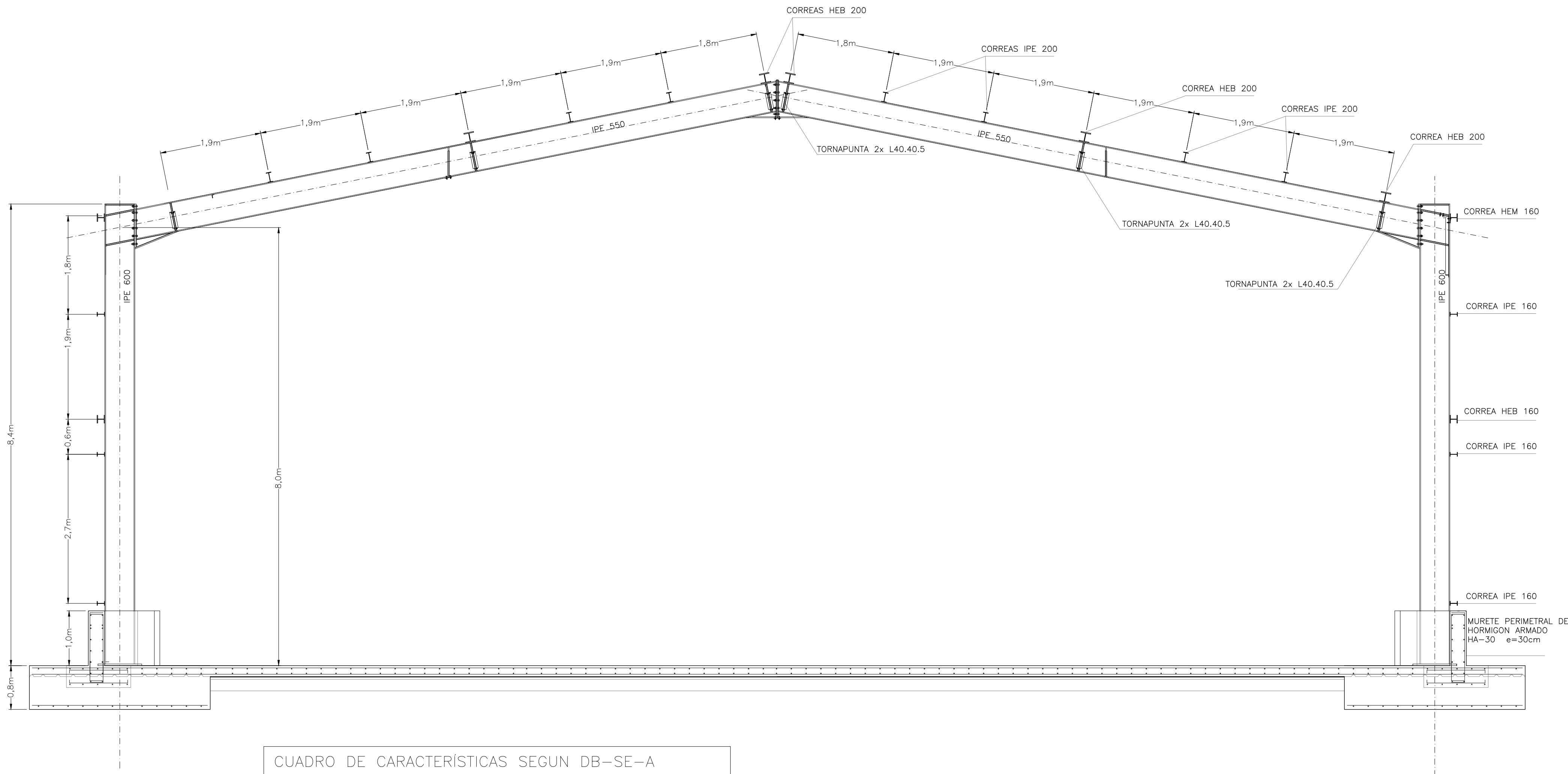


	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	PIÑON HASTIAL DE ACCESO VISTA EXTERIOR		Nº Plano: 11
1 : 50			Sustituye a:
			Sustituido por:



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN DB-SE-A					
ACERO LAMINADO			ACERO CONFORMADO		
PERFILES	Clase y designación	S 275 JR	PERFILES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
CHAPAS	Clase y designación	S 275 JR	PLACAS PANELES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
UNIONES ENTRE ELEMENTOS			COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD		
Soldaduras		$f_u=420\text{N/mm}^2$	$f_{yd} = f_y / \gamma_M$		
Tornillos ordinarios y calibrados	4.6		Resistencia o Inestabilidad (pandeo) de piezas		1,05
Tornillos de alta resistencia	10.8		Resistencia de los medios de unión		1,25
Pernos o tornillos de anclaje	B-500-S		Comprobaciones en situaciones extraordinarias		1,00

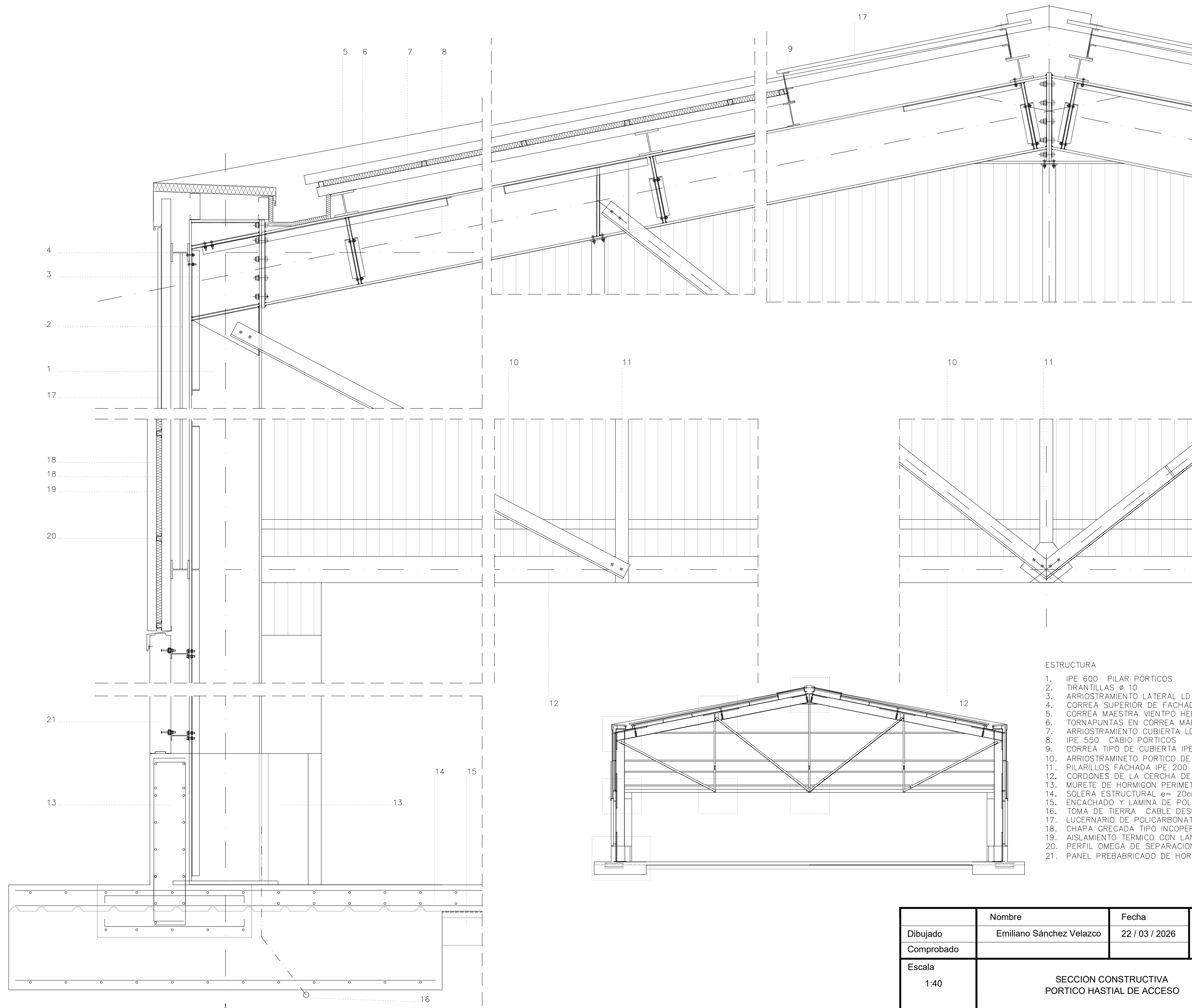
	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	PORTICO HASTIAL CERRADO		Nº Plano: 12
1 : 50			Sustituye a:
			Sustituido por:



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN DB-SE-A

ACERO LAMINADO			ACERO CONFORMADO		
PERFILES	Clase y designación	S 275 JR	PERFILES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
CHAPAS	Clase y designación	S 275 JR	PLACAS PANELES	Clase y designación	S 275 JR
	Límite elástico N/mm2	275		Límite elástico N/mm2	275
UNIONES ENTRE ELEMENTOS			COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD		
Soldaduras	$f_u = 420 \text{ N/mm}^2$		$f_{yd} = f_y / \gamma_M$		
Tuercas de placas de anclaje	Ø32-5.6		Resistencia o Inestabilidad (pandeo) de piezas		1,05
Tornillos de alta resistencia	Ø27-10.9		Resistencia de los medios de unión		1,25
Pernos o barillas de anclaje	B-500-S		Comprobaciones en situaciones extraordinarias		1,00

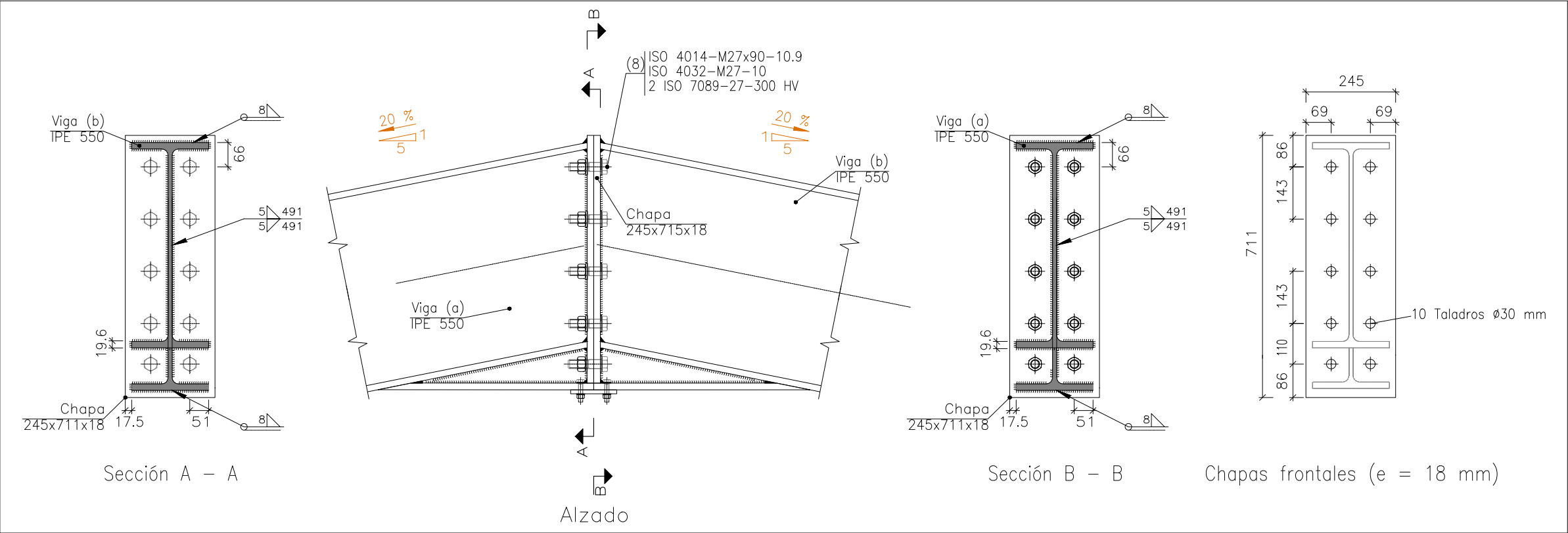
	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín 
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	PORTICO TIPO		Nº Plano: 13
1 : 50			Sustituye a:
			Sustituido por:



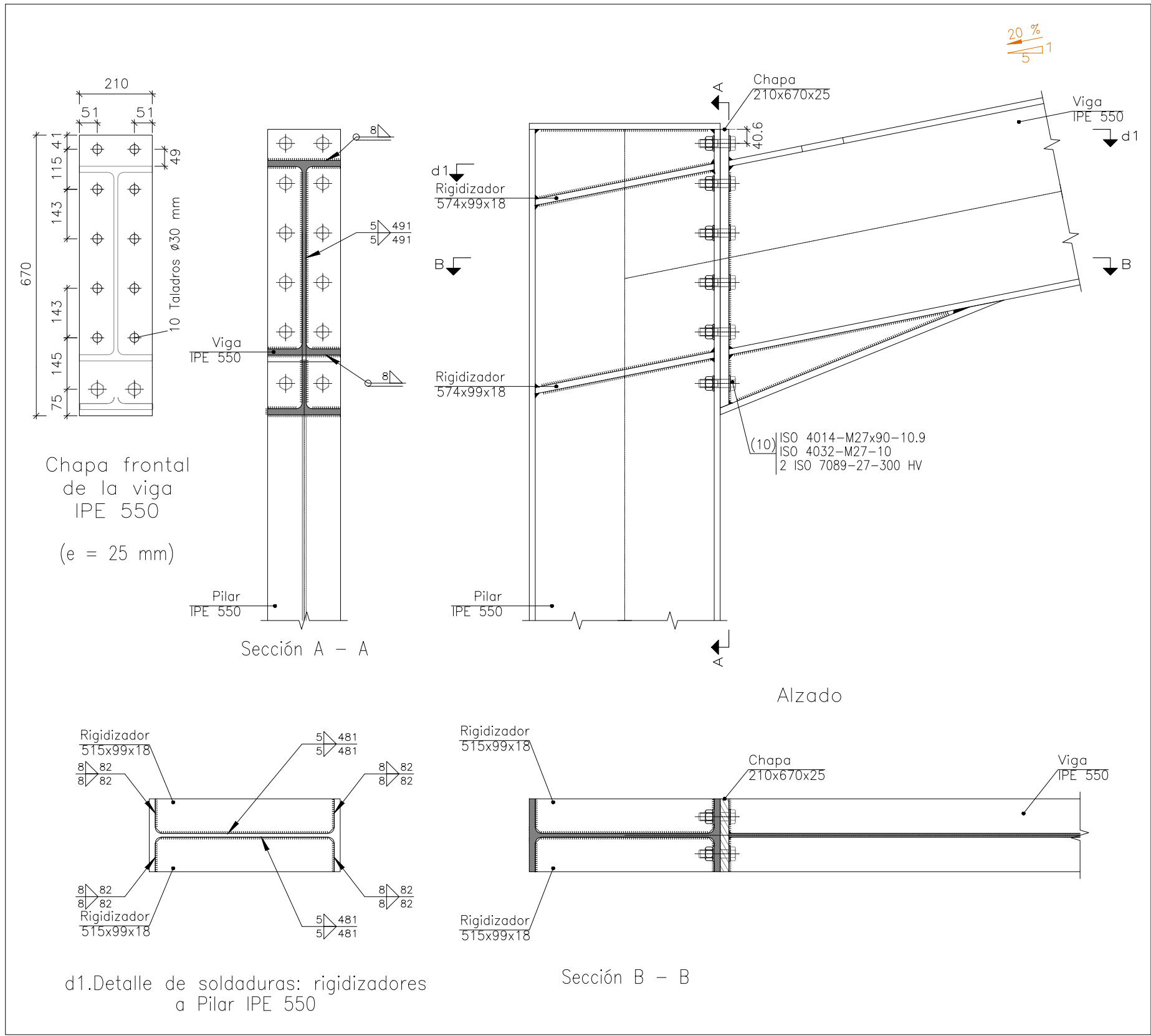
- ESTRUCTURA
- 1. IPE 600 PILAR PORTICOS
 - 2. TIRANTILLAS Ø 10
 - 3. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL LD 100.65 7
 - 4. CORREA SUPERIOR DE FACHADA HEM 160
 - 5. CORREA MAESTRA VIENTO HEB 200
 - 6. TORNAPUNTAS EN CORREA MAESTRA DOBLE L 40.5
 - 7. ARRIOSTRAMIENTO CUBIERTA LD 80.60.6
 - 8. IPE 550 CABIO PORTICOS
 - 9. CORREA TIPO DE CUBIERTA IPE 180
 - 10. ARRIOSTRAMINETO PORTICO DE FACHADA LD 120.120.13
 - 11. PILARILLOS FACHADA IPE 200
 - 12. CORDONES DE LA CERCHA DE ENTRADA UPN 220
 - 13. MURETE DE HORMIGON PERIMETRAL HA-30 e=30cm
 - 14. SOLERA ESTRUCTURAL e= 20cm ARMADO A DOBLE CARA
 - 15. ENCACHADO Y LAMINA DE POLIETILENO
 - 16. TOMA DE TIERRA CABLE DESNUDO DE COBRE ø35mm
 - 17. LUCERNARIO DE POLICARBONATO
 - 18. CHAPA GRECADA TIPO INCOPERFIL 70 40
 - 19. AISLAMIENTO TERMICO CON LANA DE ROCA 4cm
 - 20. PERFIL OMEGA DE SEPARACION ENTRE CHAPAS
 - 21. PANEL PREBABRICADO DE HORMIGÓN

	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	SECCION CONSTRUCTIVA PORTICO HASTIAL DE ACCESO		Nº Plano: 14
1:40			Sustituye a:
			Sustituido por:

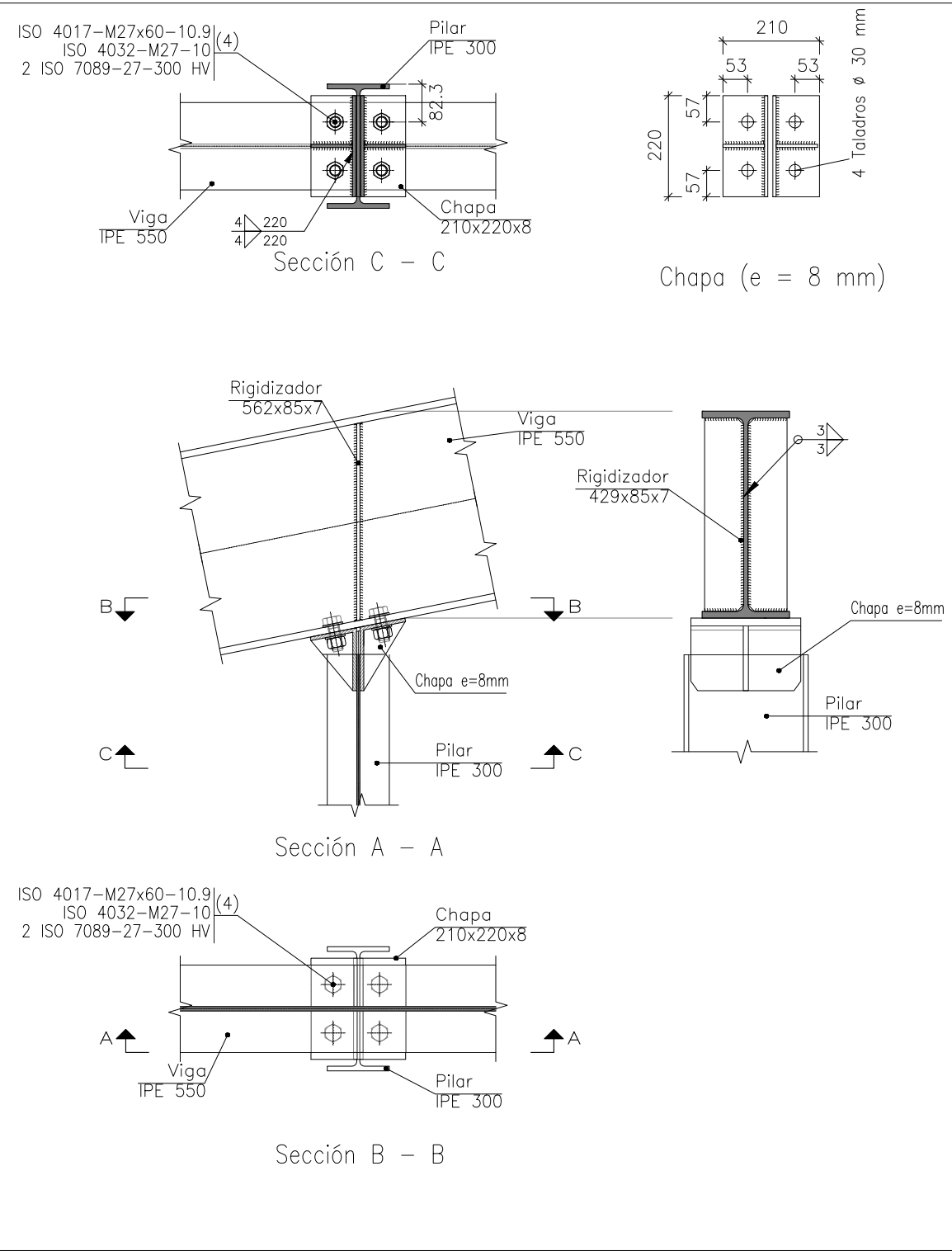
Detalles de cumbrera:
Portico tipo IPE550



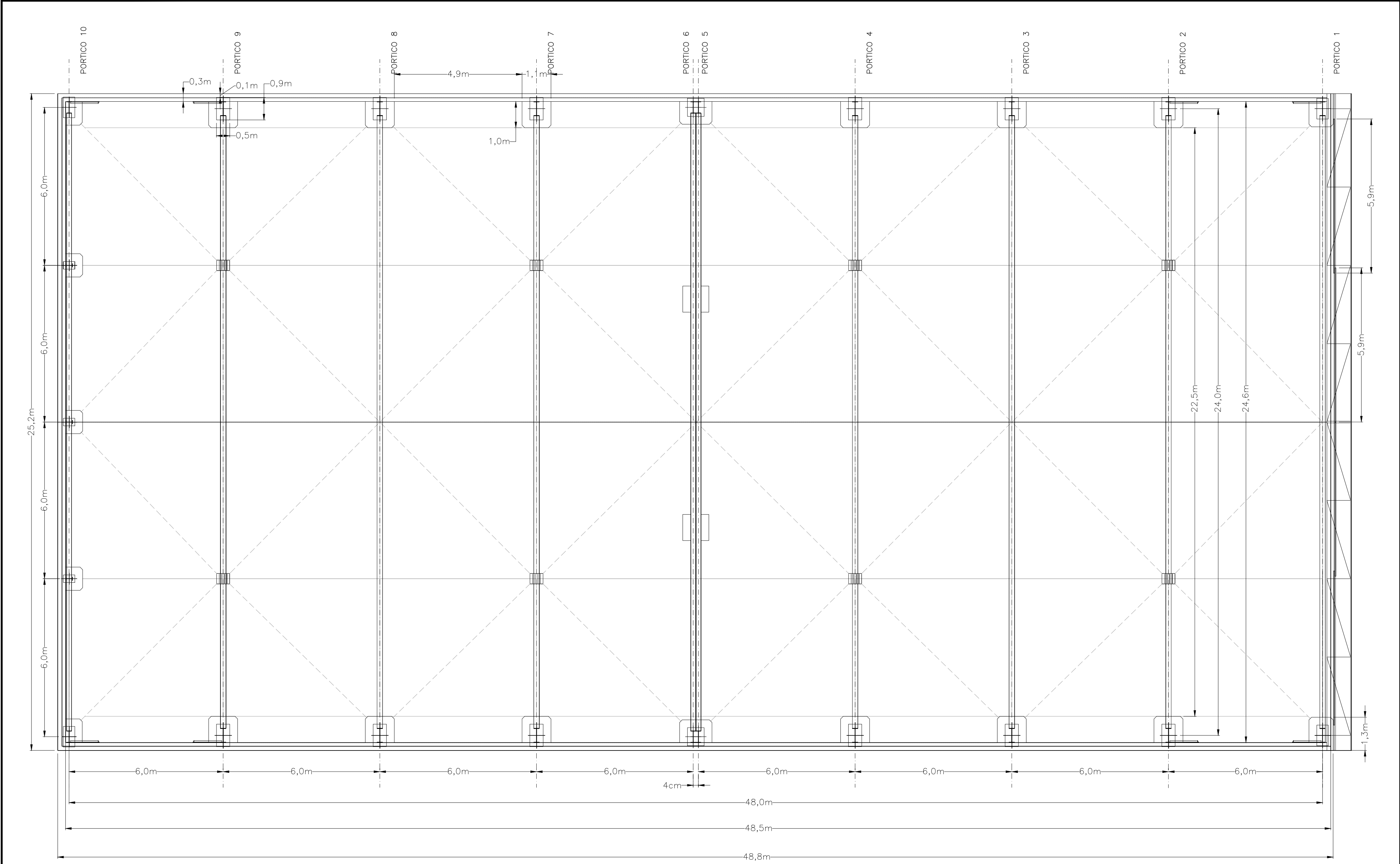
Detalles de union dintel pilar
Portico tipo IPE 550 / IPE600



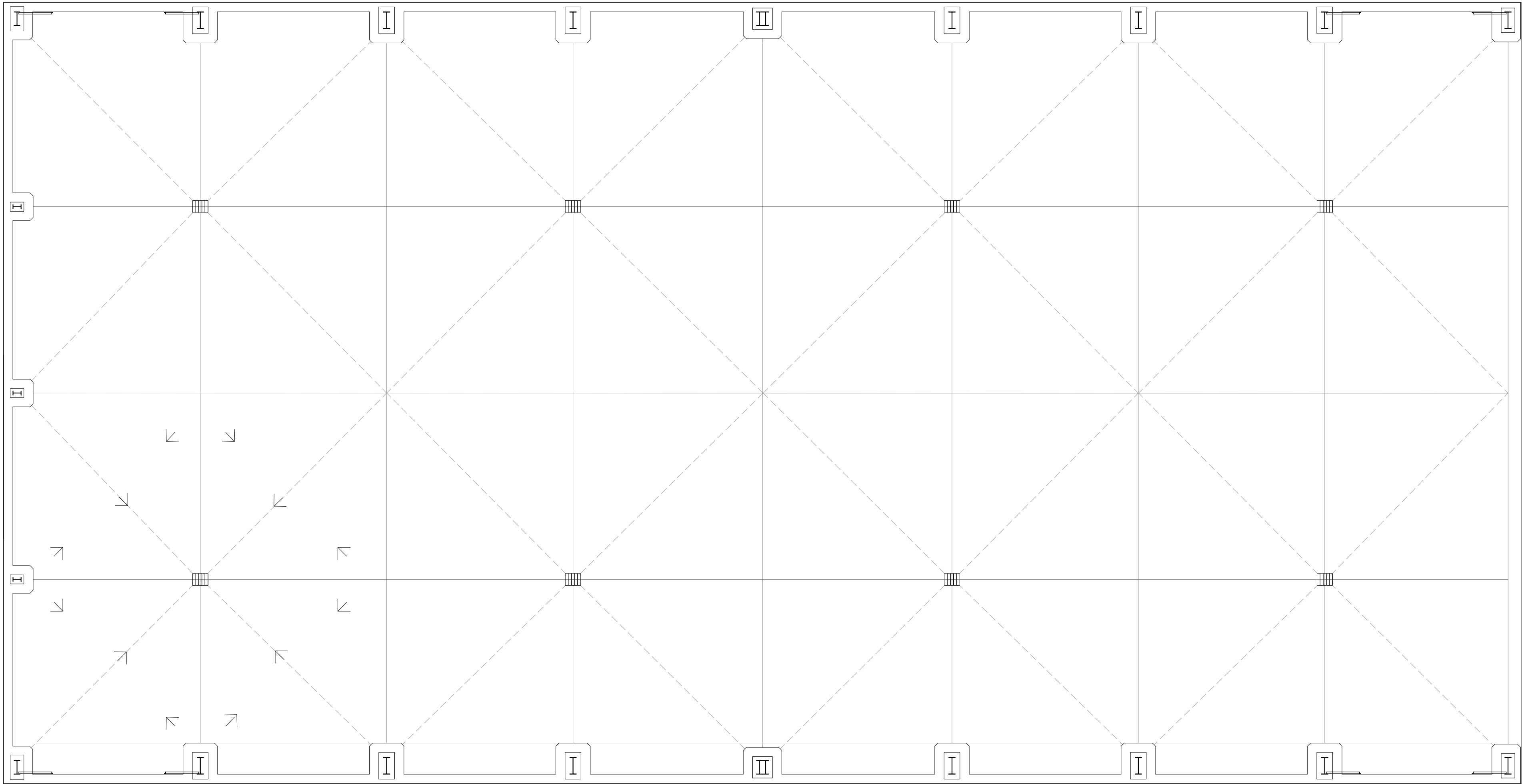
Detalles en pórtico hastial posterior,
Pilarillos centrales, encuentro con cabio.



	Nombre	Fecha	
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	DETALLES DE LOS NUDOS PORTICOS		Nº Plano: 15
1 : 10			Sustituye a:
			Sustituido por:



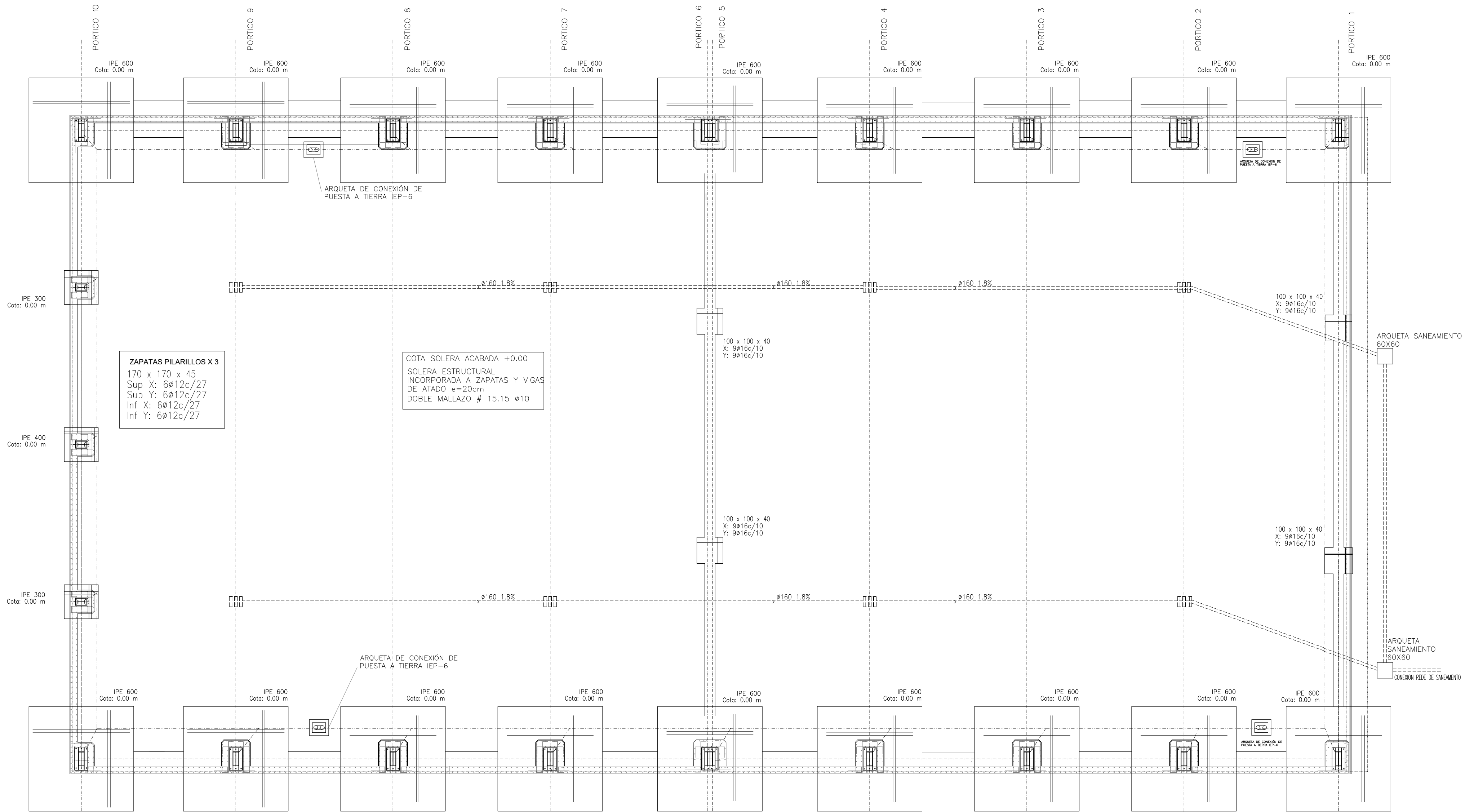
	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	PÓRTICOS Y SOLERA VISTA EN PLANTA		Nº Plano: 16
1 : 100			Sustituye a:
			Sustituido por:



LINEAS DE ROTURA DE SOLERA 3 mm _____

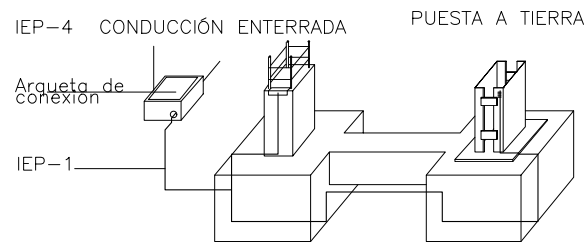
PENDIENTES DE DESAGUE 1% -----

	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	JUNTAS DE RETRACCIÓN SOLERA		Nº Plano: 17
1 : 100			Sustituye a:
			Sustituido por:



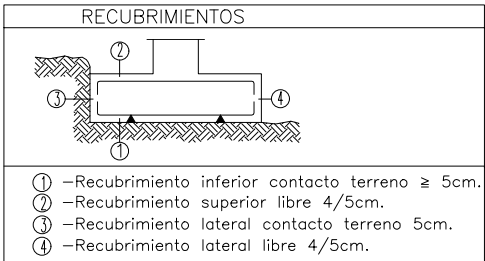
ZAPATAS PILARILLOS X 3
170 x 170 x 45
Sup X: 6Ø12c/27
Sup Y: 6Ø12c/27
Inf X: 6Ø12c/27
Inf Y: 6Ø12c/27

COTA SOLERA ACABADA +0.00
SOLERA ESTRUCTURAL
INCORPORADA A ZAPATAS Y VIGAS
DE ATADO e=20cm
DOBLE MALLAZO # 15.15 Ø10



SIMBOLOGÍA PUESTA A TIERRA

- ARQUETA DE CONEXIÓN DE PUESTA A TIERRA IEP-6
- SOLDADURA ALUMINOTERMICA
- CONDUCTOR DESNUDO Cu -Ø 35 mm
- PICA DE PUESTA A TIERRA
Se instalarán en número necesario, separados al menos 5 m si la resistencia de puesta a tierra es superior a 80 Ohm



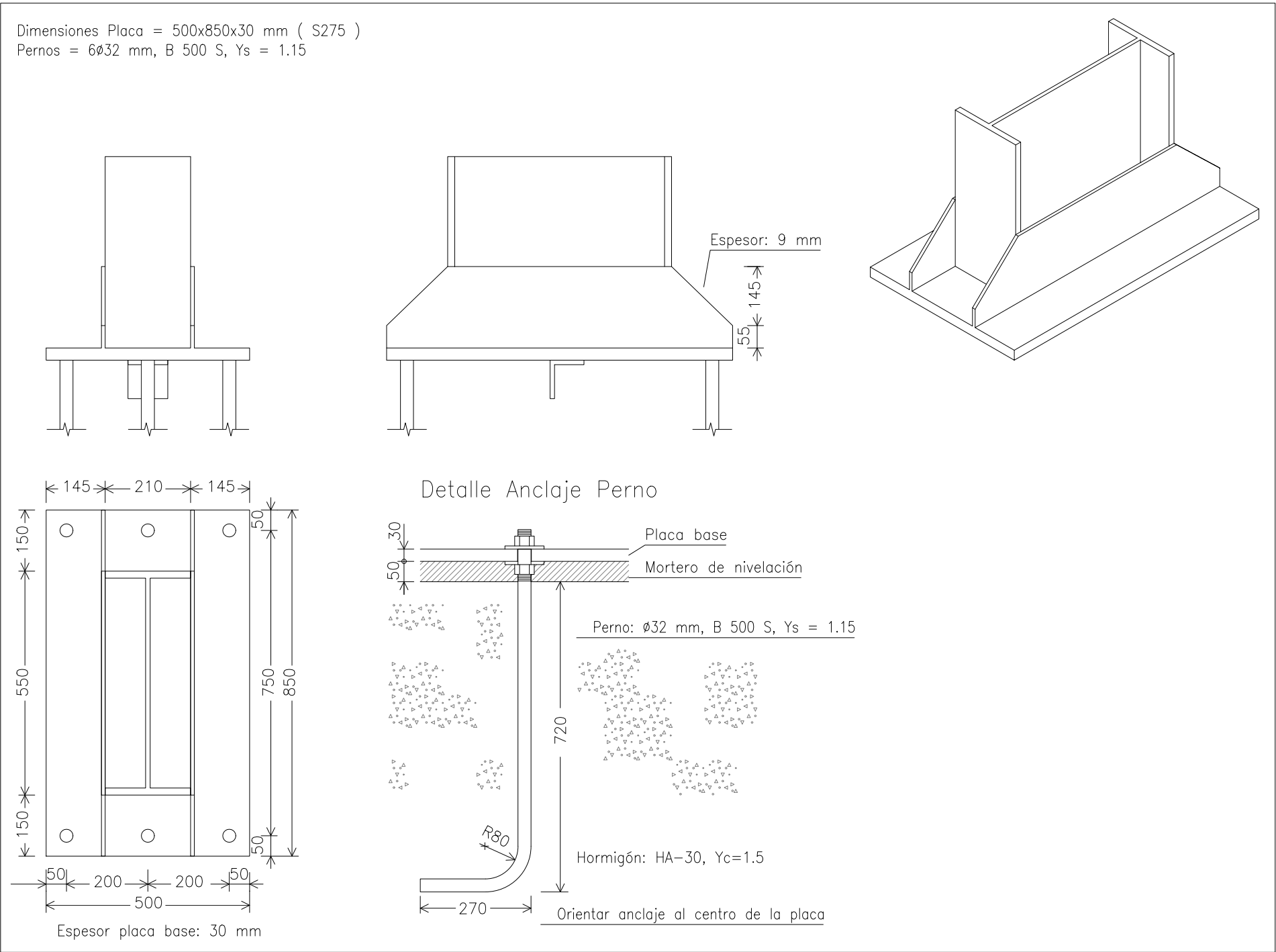
ZAPATAS LATERALES X 18
400 x 400 x 85
Sup X: 11Ø16c/26
Sup Y: 11Ø16c/26
Inf X: 11Ø16c/26
Inf Y: 11Ø16c/26

14P13Ø16c/26 (360)

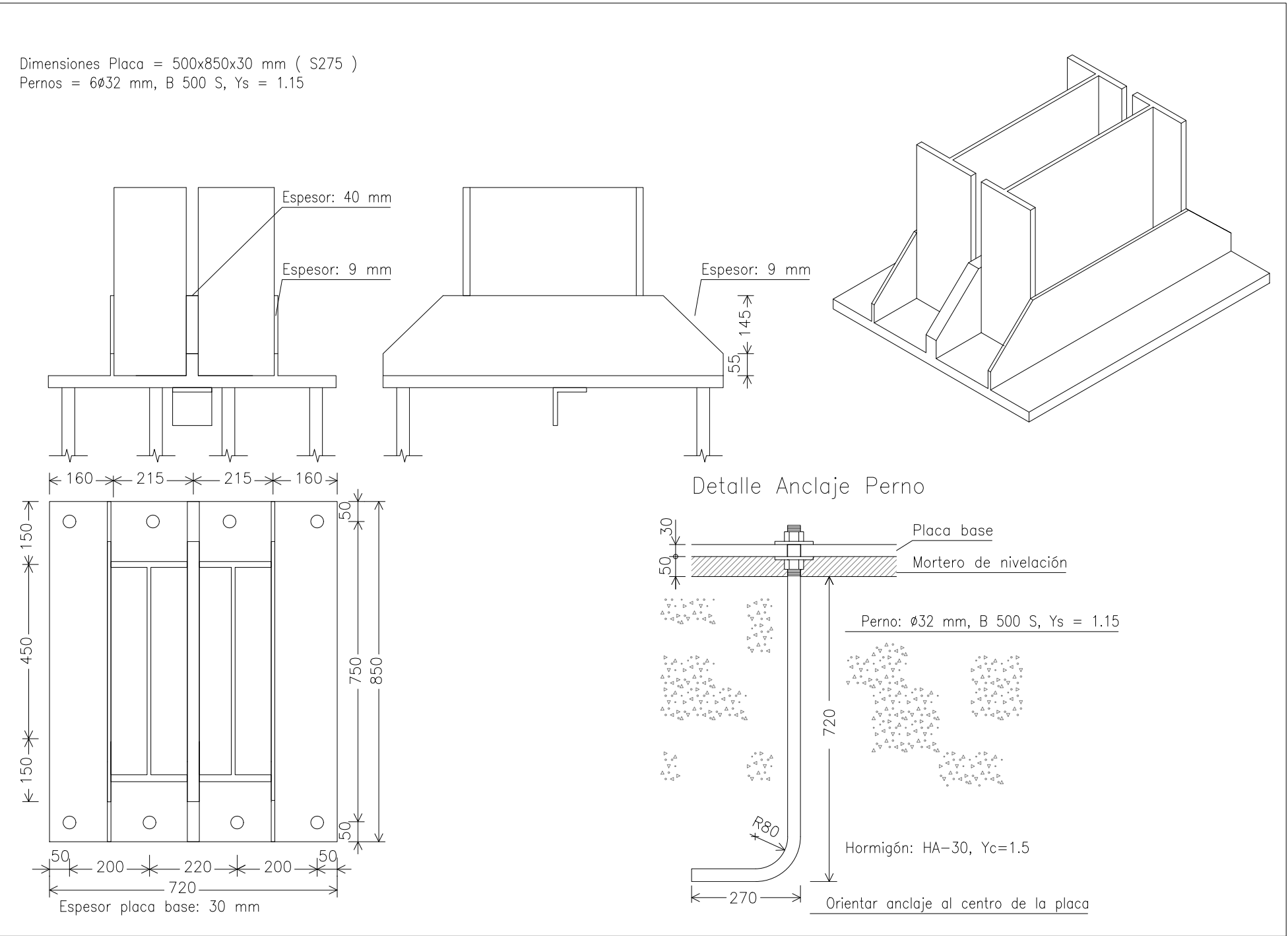
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN EHE																	
SISTEMA ESTRUCTURAL	HORMIGON												ACERO				
	TIPO DE HORMIGON	RESISTENCIA CARACTERISTICA	CONSISTENCIA Y ASIENTO	TAMARO MÁX. DEL ARIDO	CLASES DE EXPOSICIÓN	RECUBRIMIENTO MINIMO/NOMINAL	TIPO DE CEMENTO	CONTENIDO MIN. DE CEMENTO	MÁX. RELACIÓN AGUA/CEMENTO	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE MINORACIÓN	RESISTENCIA DE CALCULO	SISTEMA DE COMPACTACION	TIPO DE ACERO	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE MINORACIÓN	RESISTENCIA DE CALCULO
CIMENTOS	HA-25/P/30/IIa	25 N/mm2	Plastico 3-5 cm.	30 mm.	IIa Humedad alta	40/50 mm.	CEM II/A-V 42.5	275 Kg/m3	0.60	Estadístico	$\gamma_c = 1.50$	16,66 N/mm2	Vibrado	B-500-S	Normal	$\gamma_s = 1.15$	434,78 N/mm2
SOPORTES	HA-25/B/30/I	25 N/mm2	Blanda 6-9 cm.	30 mm.	I No agresiva	20/30 mm.	CEM II/A-V 42.5	250 Kg/m3	0.65	Estadístico	$\gamma_c = 1.50$	16,66 N/mm2	Vibrado	B-500-S	Normal	$\gamma_s = 1.15$	434,78 N/mm2
HORIZONTAL	HA-25/B/20/I	25 N/mm2	Blanda 6-9 cm.	20 mm.	I No agresiva	20/30 mm.	CEM II/A-V 42.5	250 Kg/m3	0.65	Estadístico	$\gamma_c = 1.50$	16,66 N/mm2	Vibrado	B-500-S	Normal	$\gamma_s = 1.15$	434,78 N/mm2
EXTERIORES	HA-30/B/20/IIa	30 N/mm2	Blanda 6-9 cm.	20 mm.	IIa Marina aérea	35/45 mm.	CEM II/A-V 42.5	300 Kg/m3	0.50	Estadístico	$\gamma_c = 1.50$	20,00 N/mm2	Vibrado	B-500-S	Normal	$\gamma_s = 1.15$	434,78 N/mm2
Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia según aportado 15.3 de EHE (Estados Límites Últimos)														Acero garantizado con marca AENOR o CIETSID Acero soldable			

	Nombre	Fecha	
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	CIMENTACIÓN DISTRIBUCIÓN DE ZAPATAS		Nº Plano: 18
1 : 100			Sustituye a:
			Sustituido por:

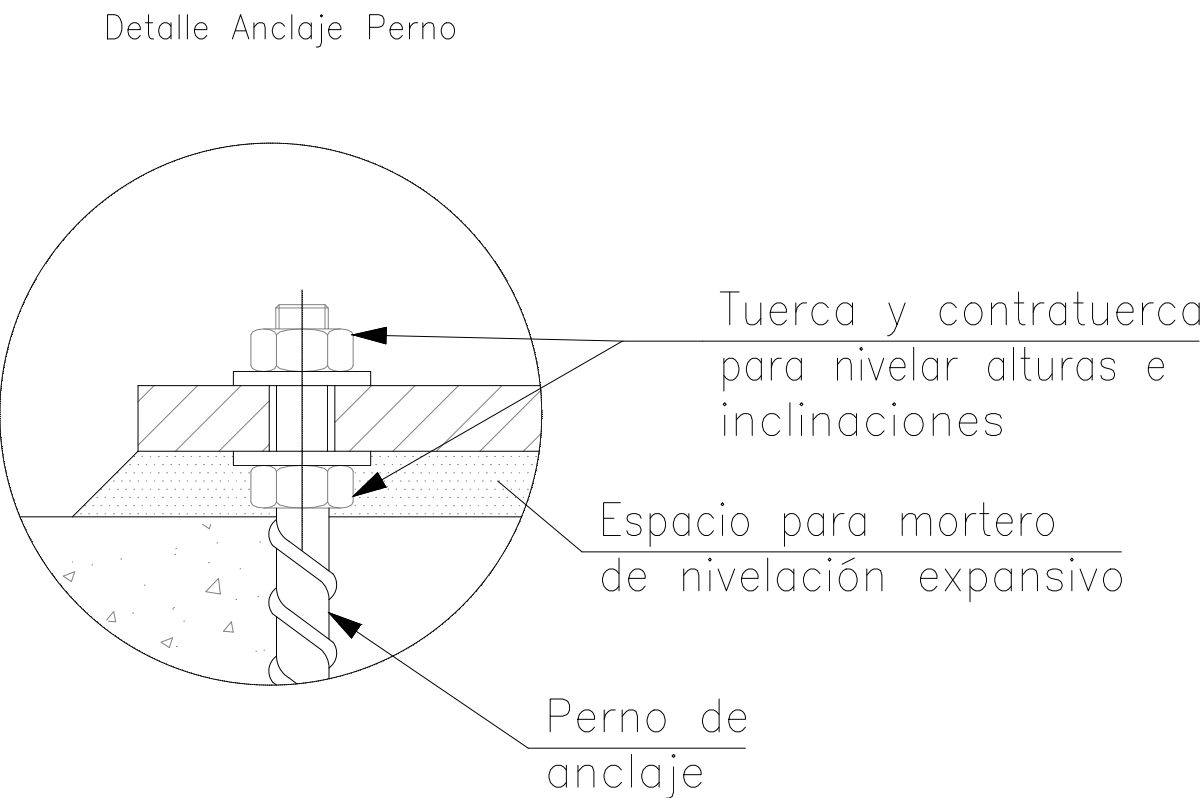
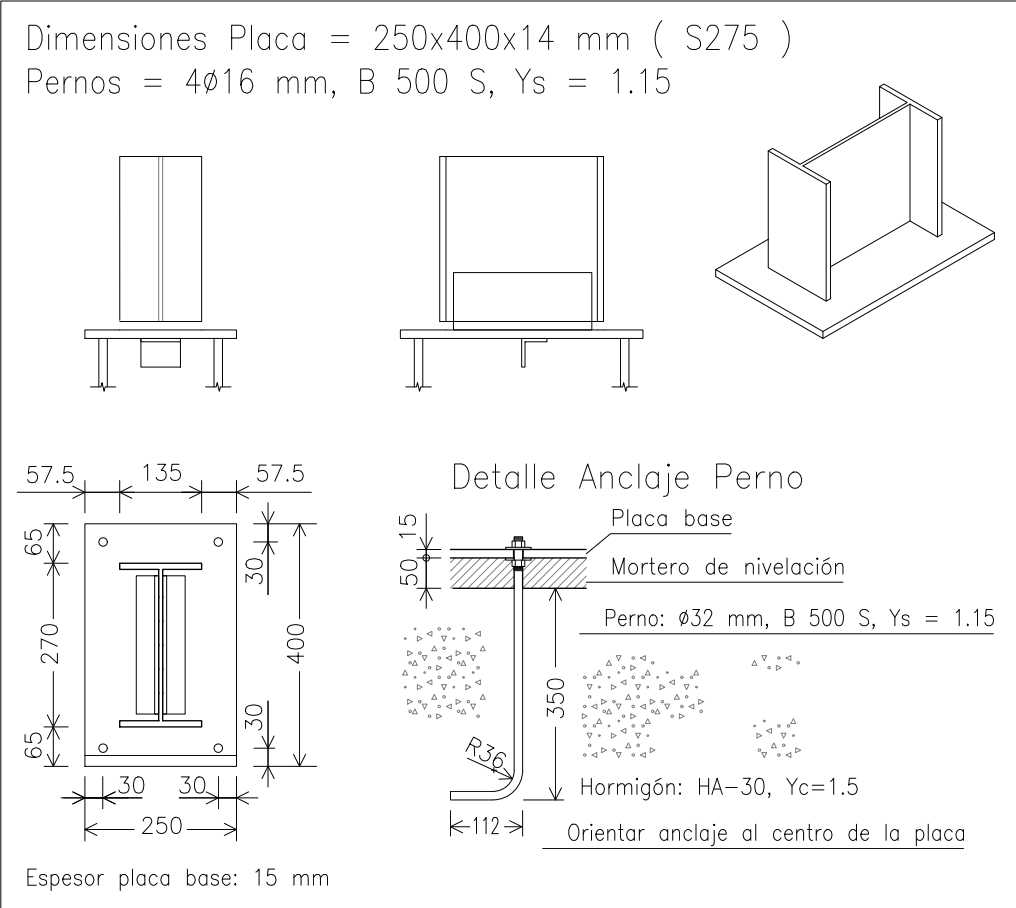
PLACAS DE PORTICOS P1, P2, P3, P4 P7, P8, P9, P10



PLACAS ESPECIALES PORTICOS CENTRALES P5, P6

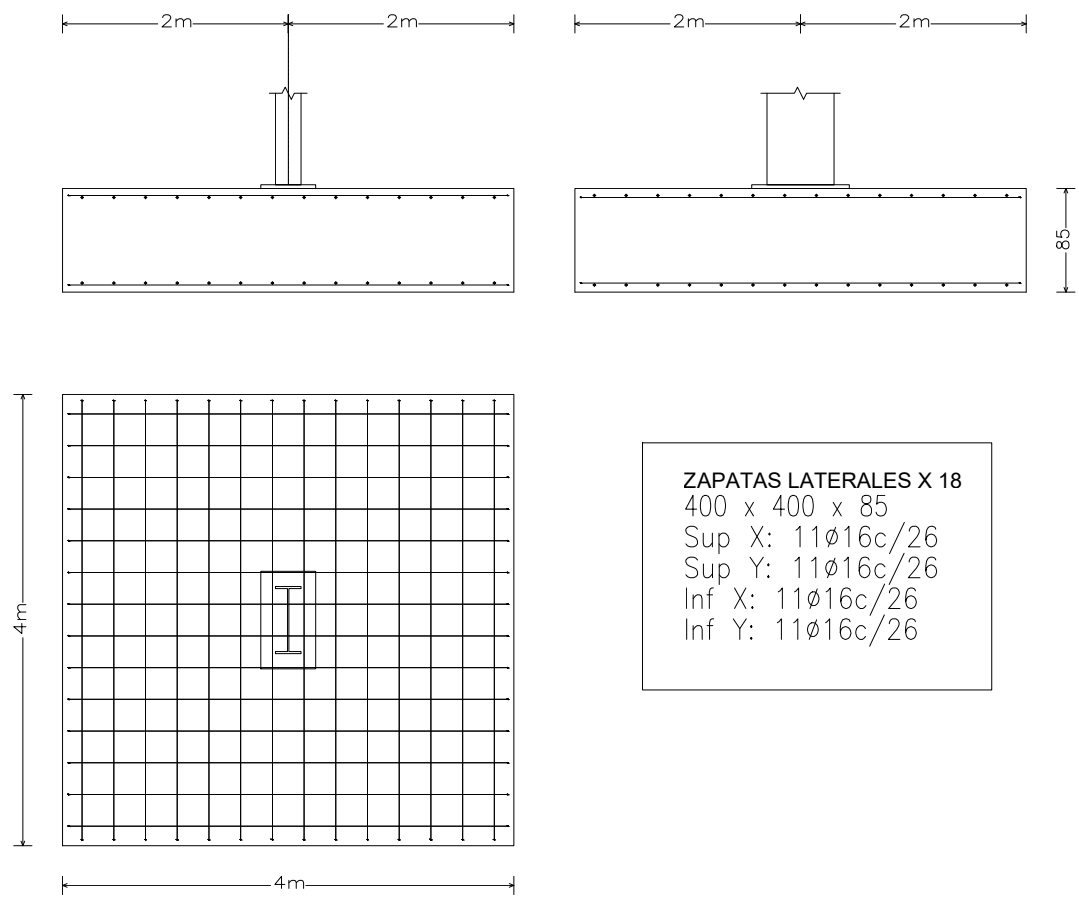


PLACAS DE PILARILLOS INTERIORES PORTICO HASTIAL CERRADO

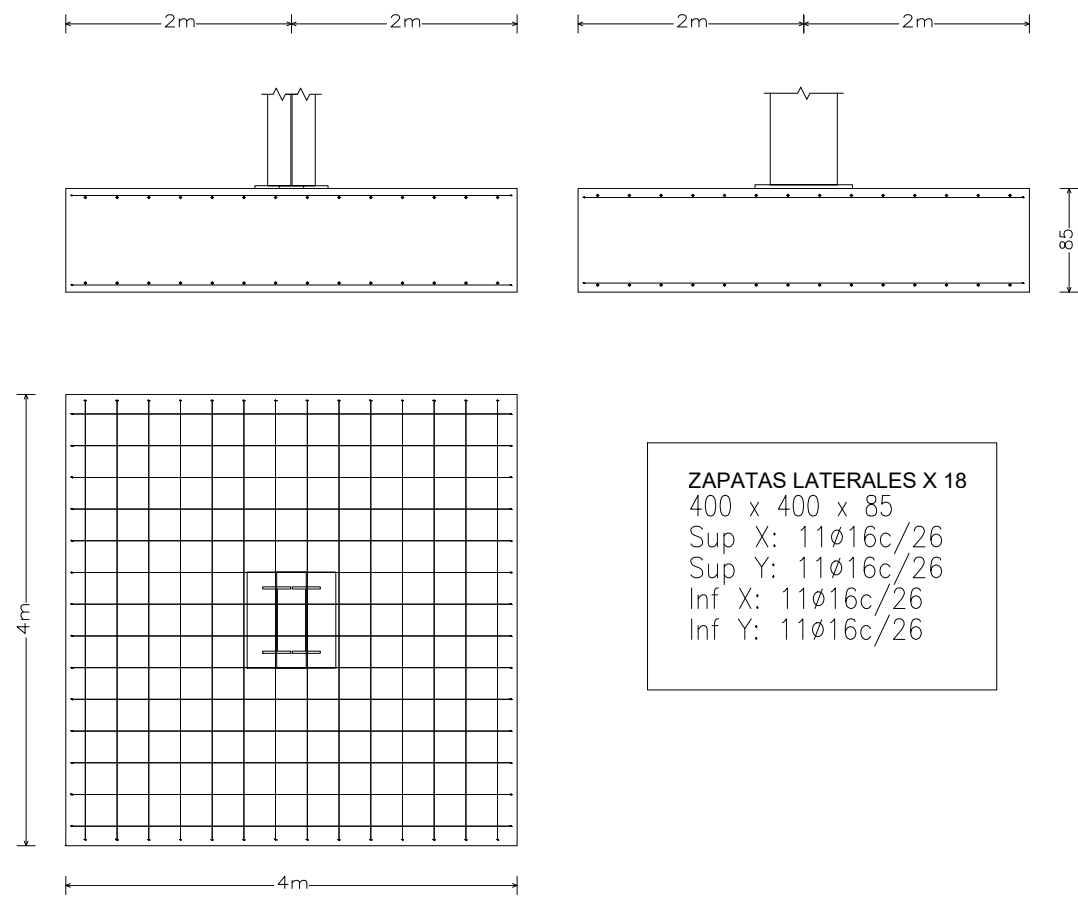


	Nombre	Fecha	
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala			
1 : 10	PLACAS DE ANCLAJE DE PILARES		Nº Plano: 19
			Sustituye a:
			Sustituido por:

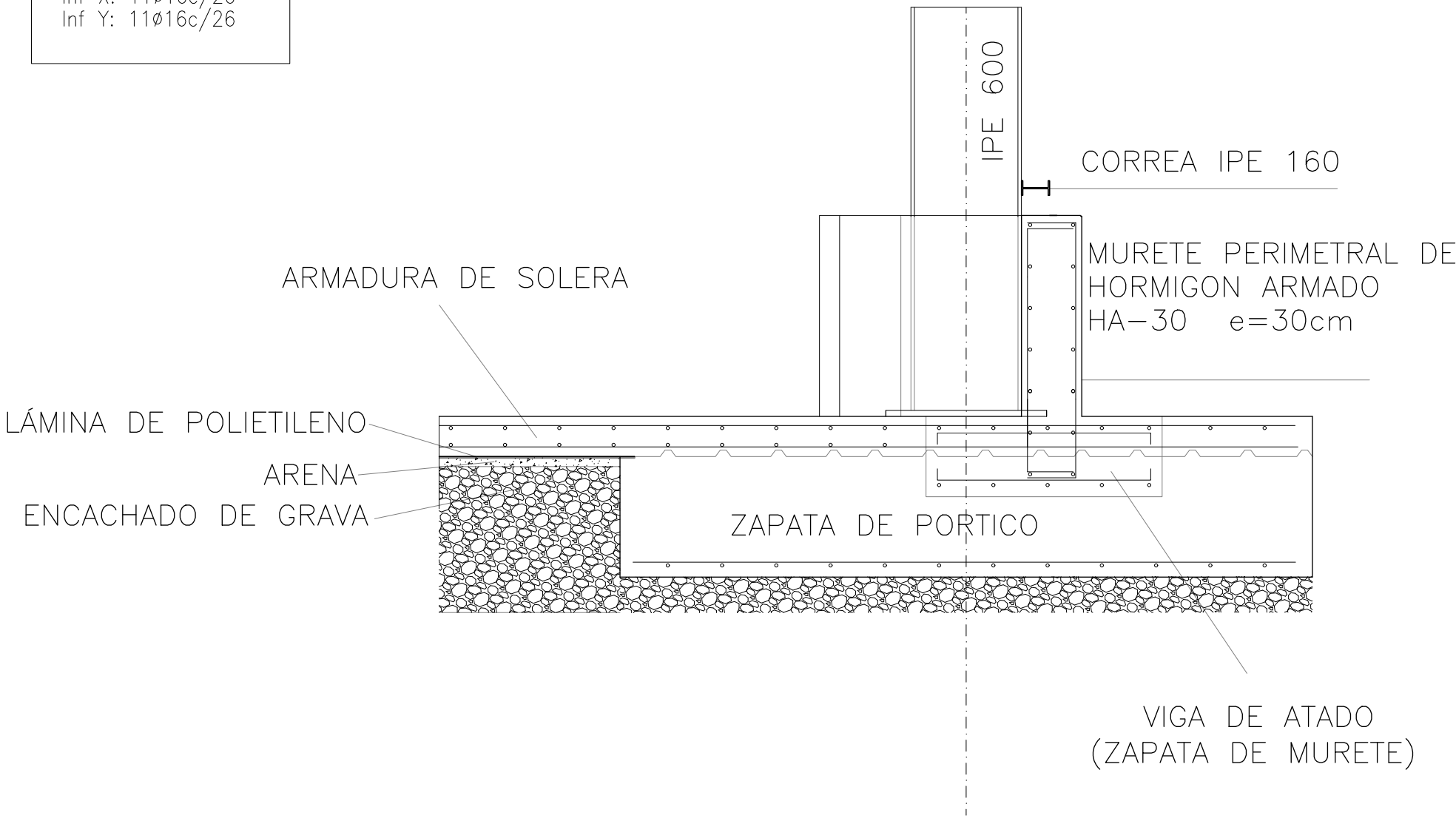
PORTICO SENCILLO X 8



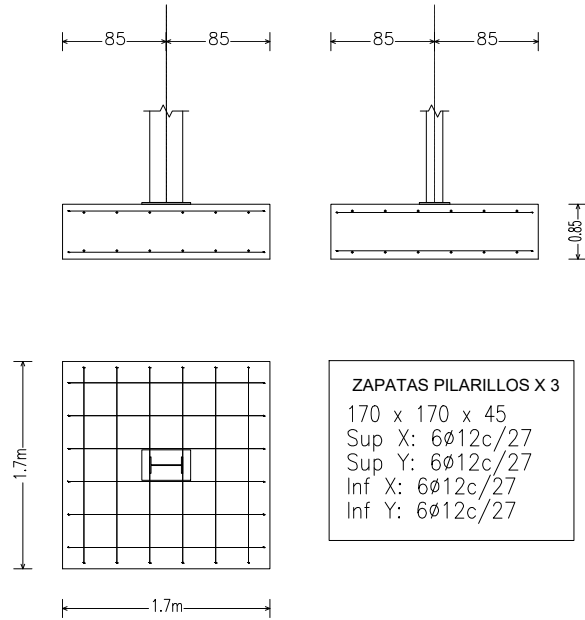
PORTICO CENTRAL DOBLE



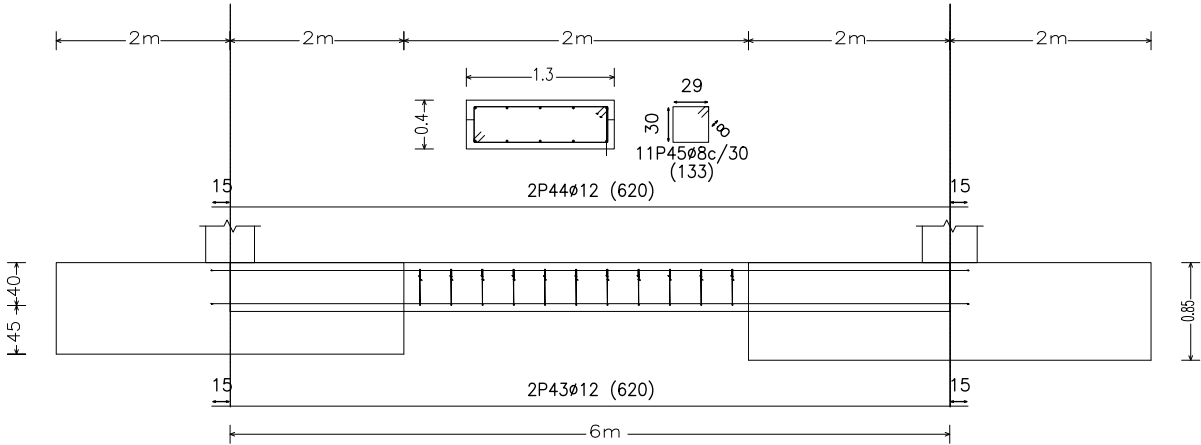
CONJUNTO DE ZAPATA, MURO, SOLERA Y VIGA DE ATADO



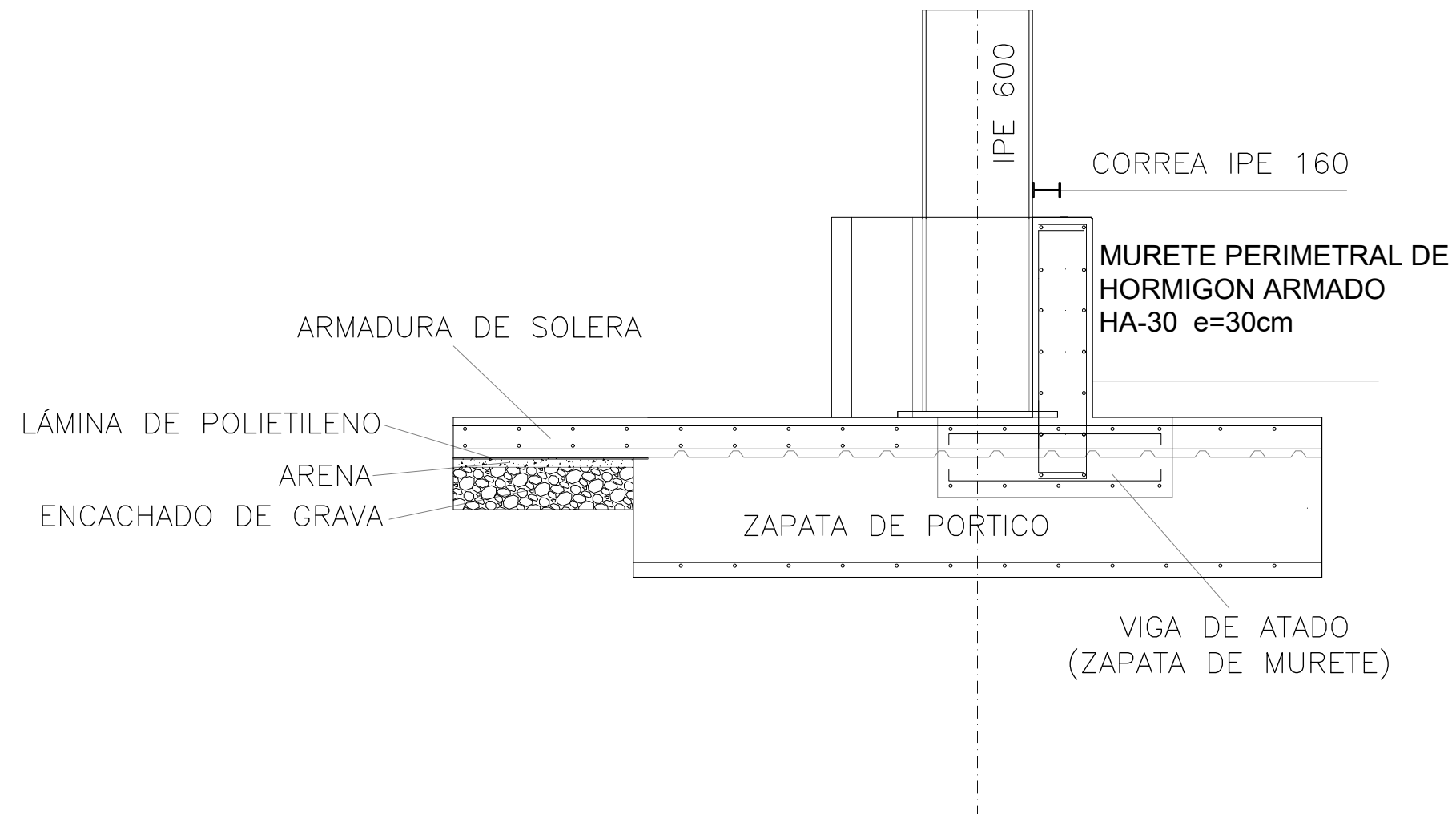
PILARILLO PORTICO HASTIAL X 3
N70



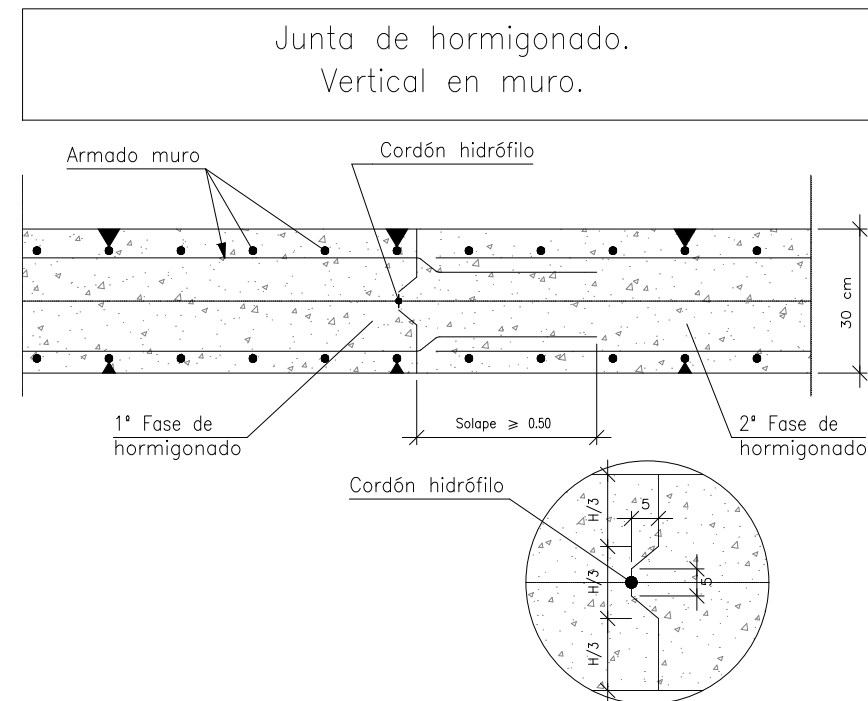
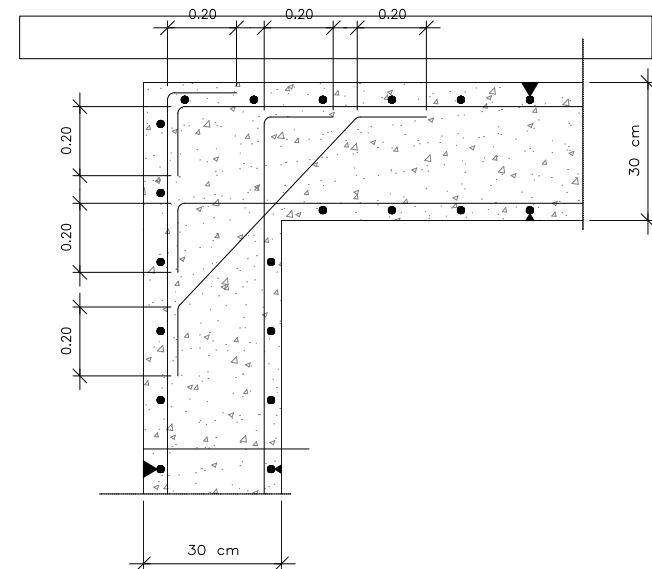
VIGA DE ATADO



	Nombre	Fecha	
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	ARMADO DE ZAPATAS		Nº Plano: 20
S/E			Sustituye a:
			Sustituido por:



Detalle de las armaduras horizontales, en encuentro en esquina.

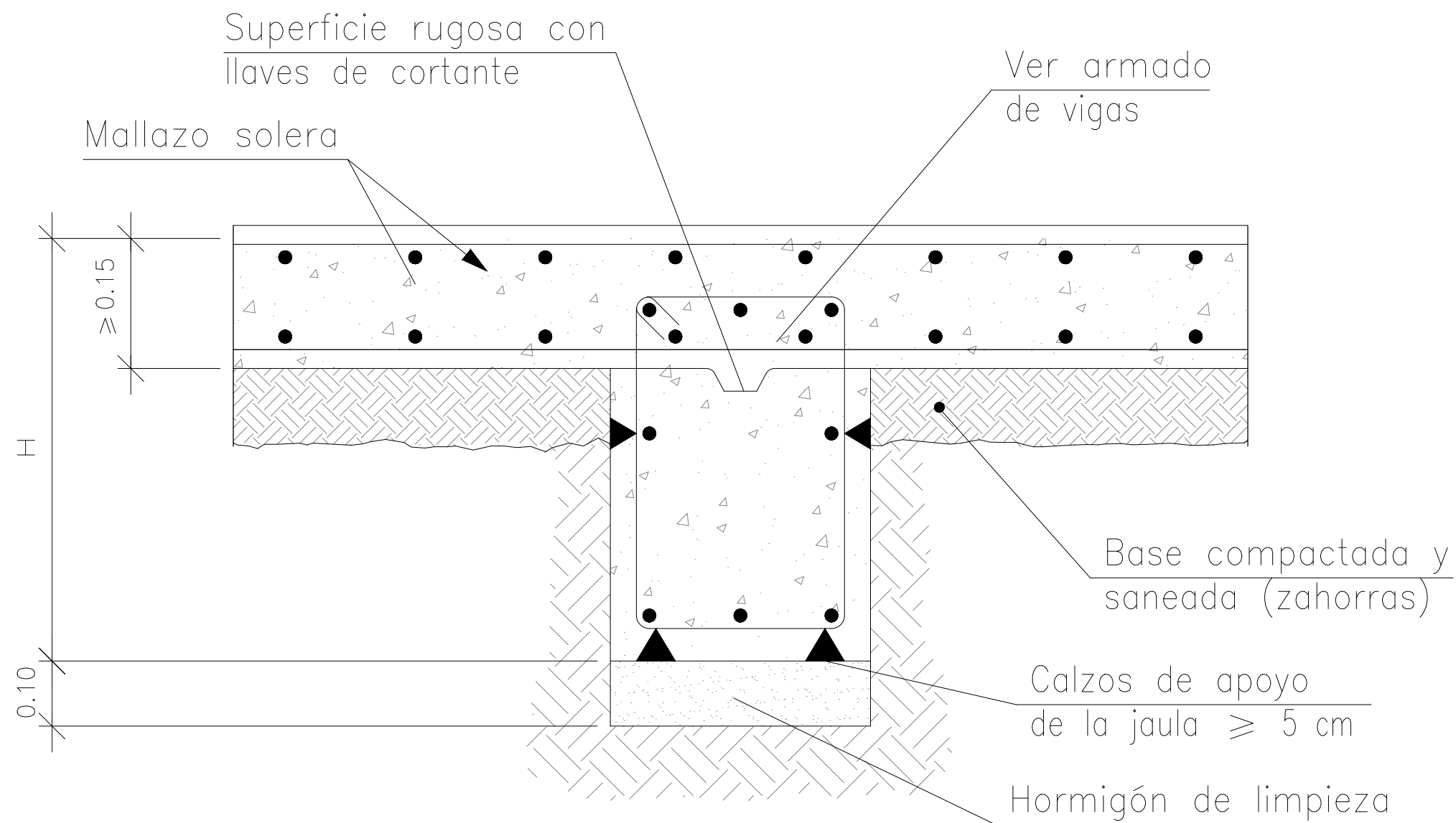


	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	DETALLE ARMADO DE MURO PERIMETRAL ENCUENTRO CON ZAPATA Y SOLERA		Nº Plano: 21
S/E			Sustituye a:
			Sustituido por:



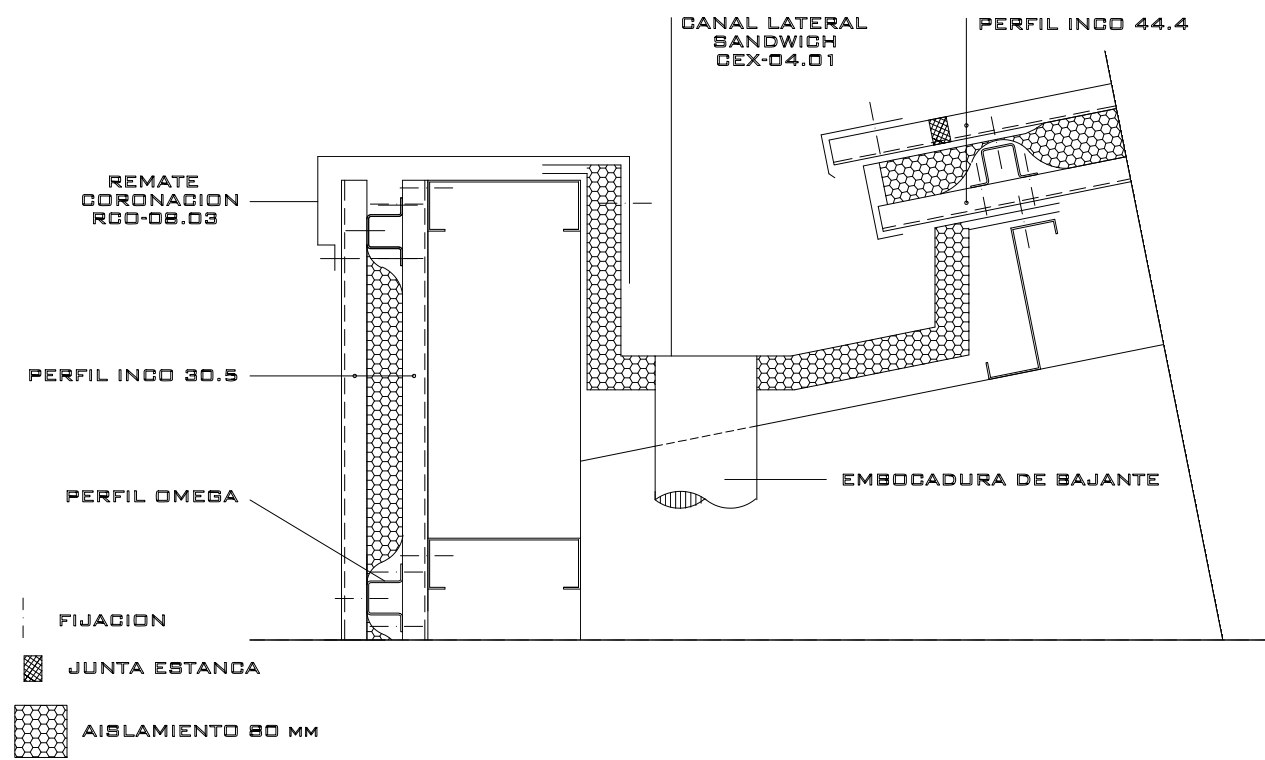
Escuela Naval Militar

Viga de cimentación con solera incorporada.

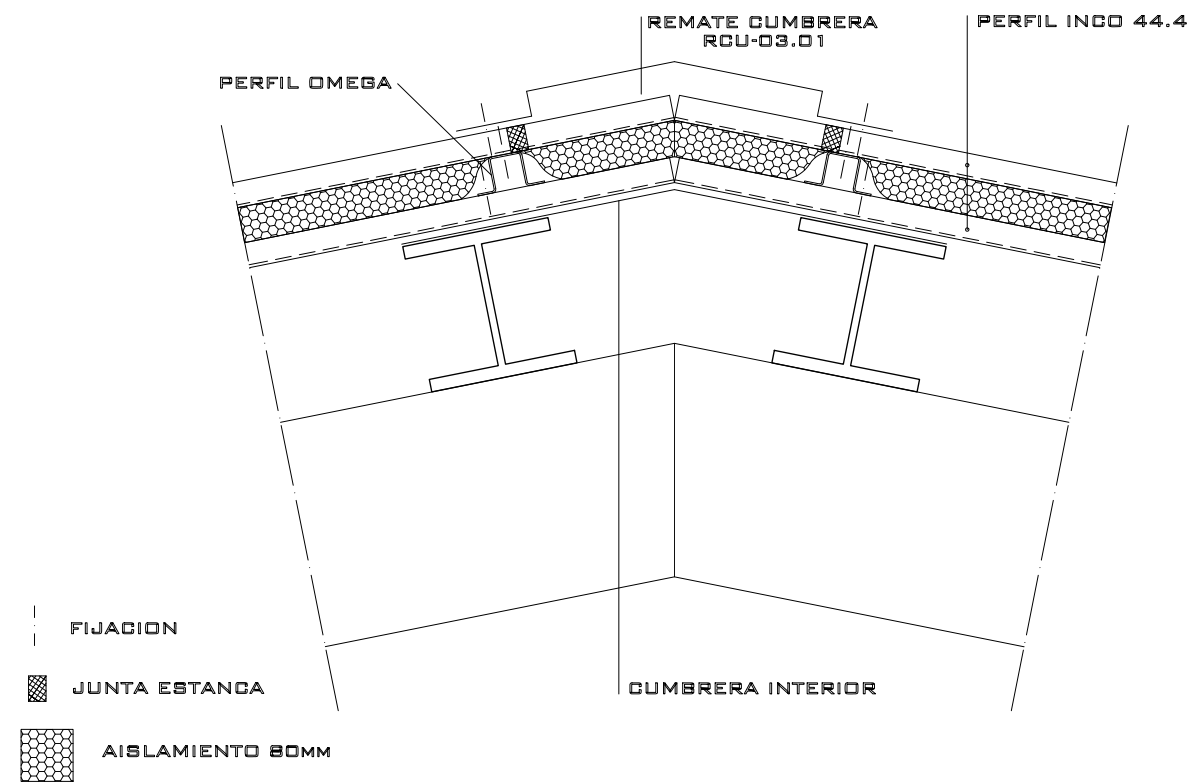


	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	VIGA DE ATADO TRANSVERSAL		Nº Plano: 22
S/E			Sustituye a:
			Sustituido por:

HOMBRO Y RECOGIDA DE PLUVIALES

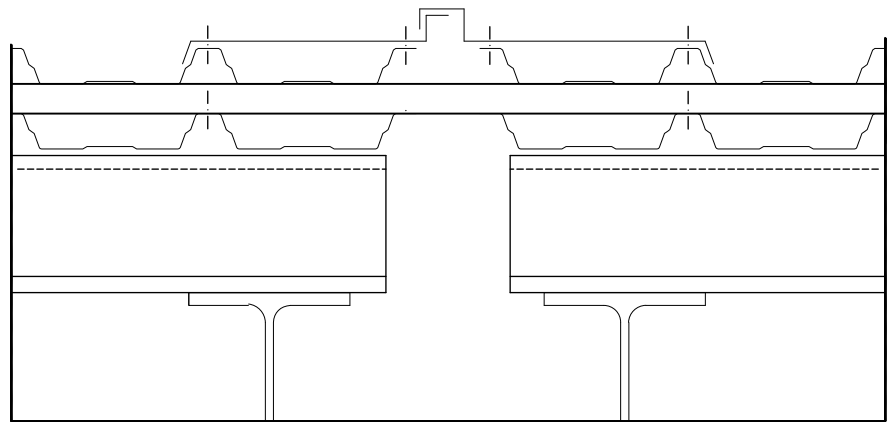


CUMBRERO



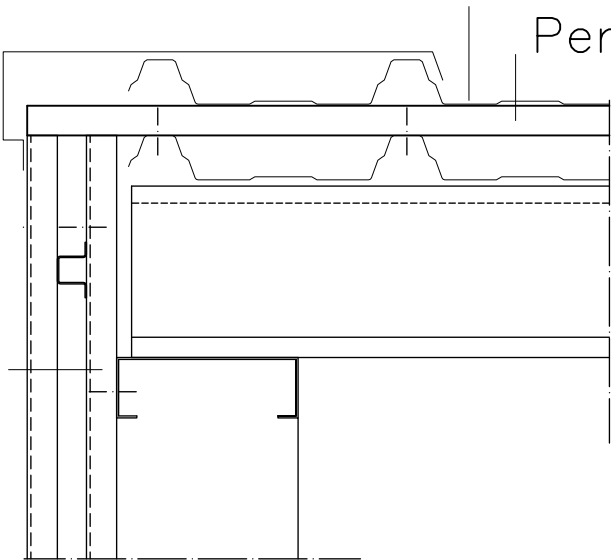
	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	DETALLES CIERRE DE HOMBROS Y CUBRERA		Nº Plano: 23
S/E			Sustituye a:
			Sustituido por:

REMATE JUNTA DE DILATACIÓN EN CUBIERTA



REMATE SUPERIOR EN PIÑÓN

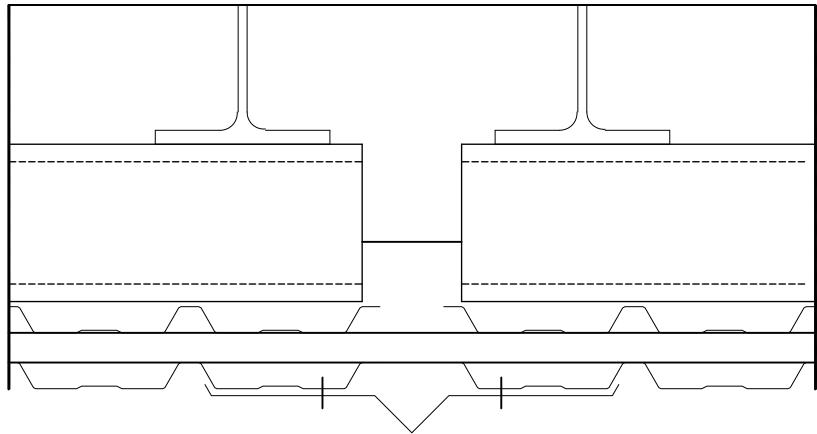
Perfil de chapa 70.4
Perfil omega



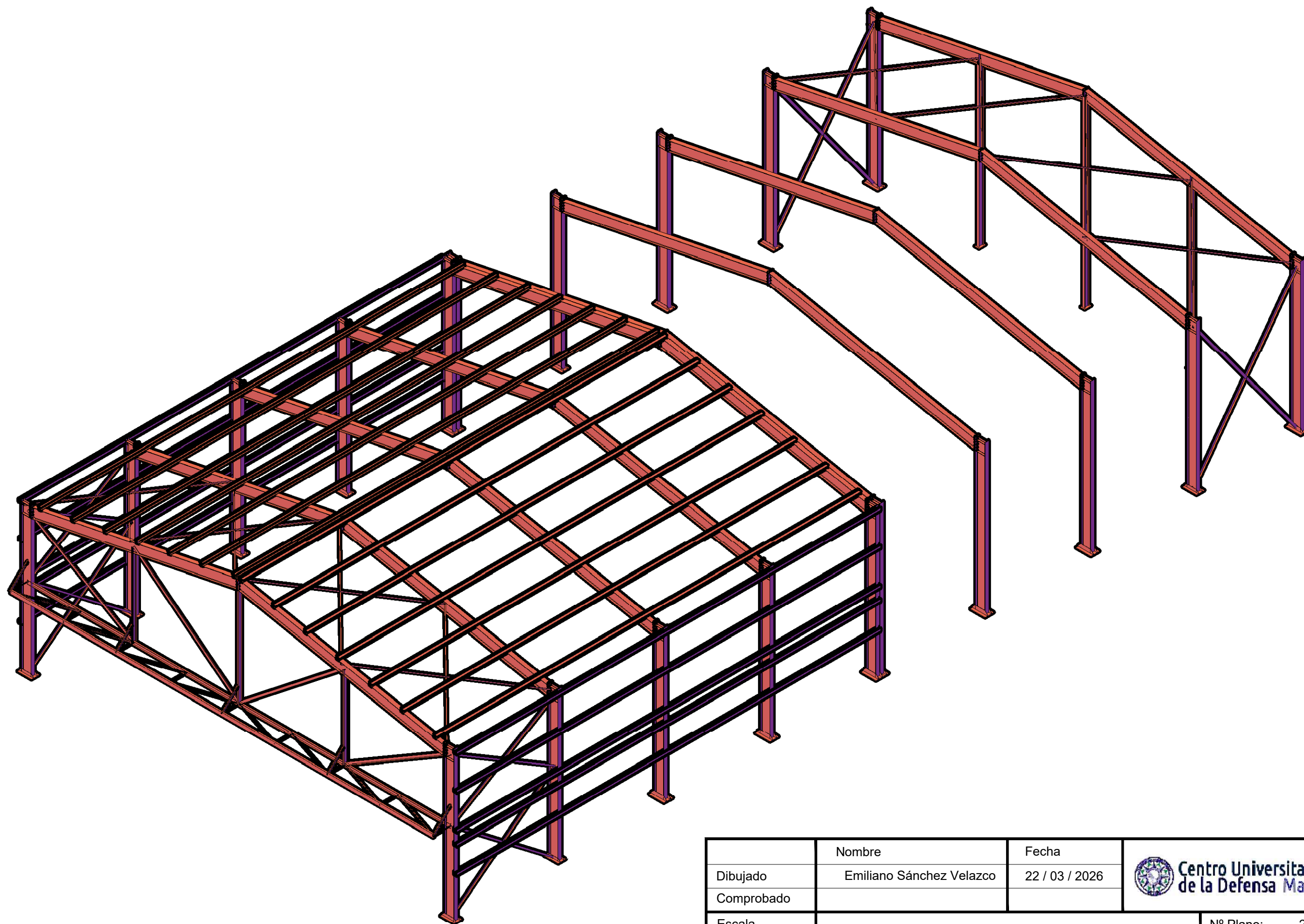
Remate superior

Perfil de chapa 70.4

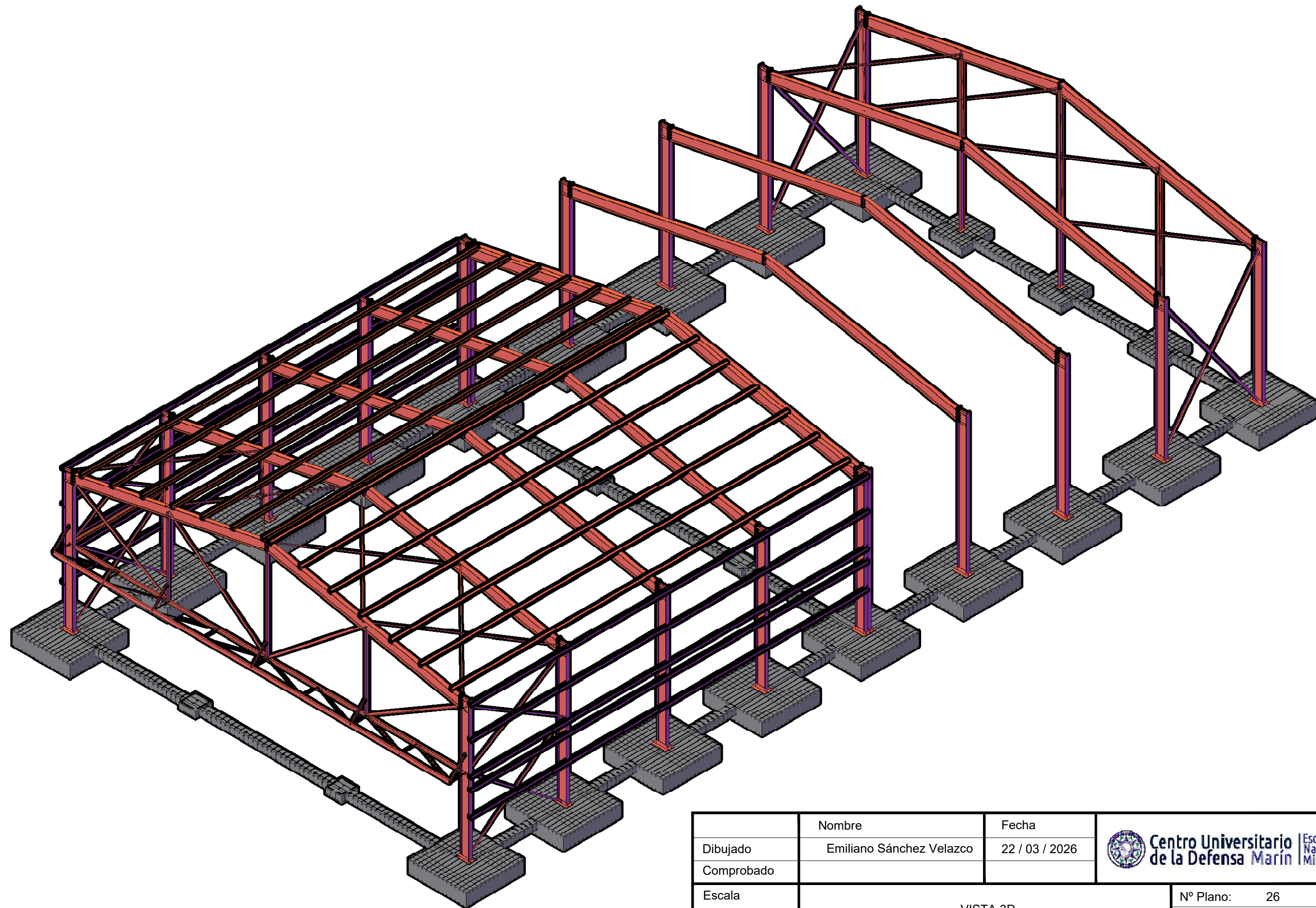
REMATE JUNTA DE DILATACIÓN EN FACHADA



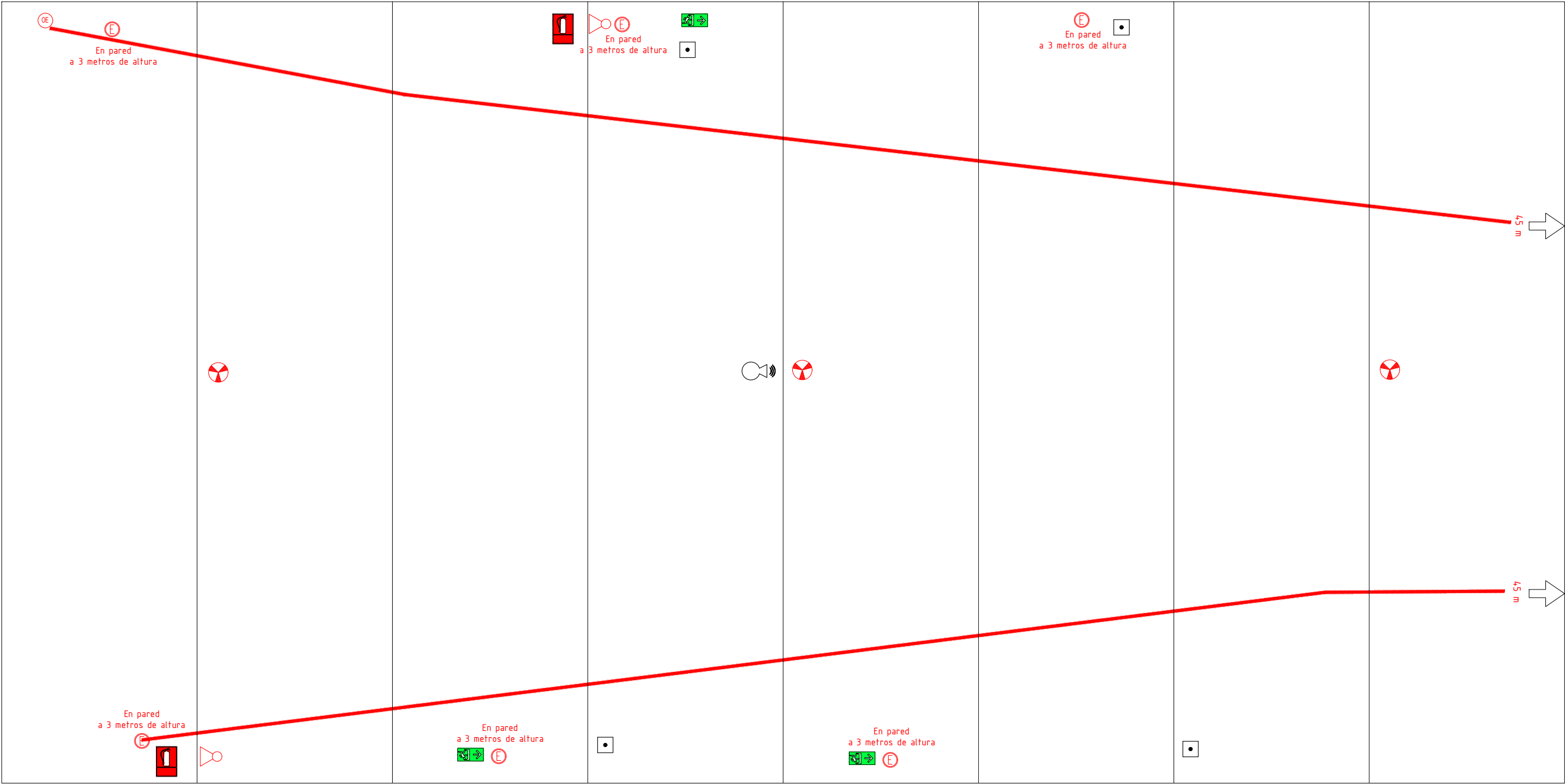
	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	DETALLE JUNTAS DE DILATACIÓN FACHADA Y CUBIERTA		Nº Plano: 24
S/E			Sustituye a:
			Sustituido por:



Dibujado	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Comprobado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Escala			
S/E	VISTA 3D ESTRUCTURA		Nº Plano: 25
			Sustituye a:
			Sustituido por:



	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	VISTA 3D ESTRUCTURA Y CIMENTACION		Nº Plano: 26
S/E			Sustituye a:
			Sustituido por:



SEÑALÉTICA.	
	EA -1 SALIDA DE EMERGENCIA
	EA-2.1 SALIDA DE EMERGENCIA
	EA-2.2 SALIDA DE EMERGENCIA
	EA-4 PUERTA CORTAFUEGOS. MANTENER SIEMPRE CERRADA
	EA-5 EXTINTOR

EVACUACIÓN	
	LUMINARIA DE EMERGENCIA DAISALUX, Serie Hydra LD N7A
	SENTIDO DE EVACUACIÓN
	SALIDA DE EMERGENCIA
	ORIGEN EVACUACIÓN

PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS.	
	EXTINTOR 27A-233B. 6 LITROS DE AGUA CON ADITIVOS
	DETECTOR DE HUMO
	TIMBRE ALARMA
	PULSADOR DE ALARMA
	LUMINARIA DE EMERGENCIA

SECTORIZACIÓN.	
	SECTORIZACIÓN EI-120 (MEDIANERÍA)

	Nombre	Fecha	 Centro Universitario de la Defensa Marín Escuela Naval Militar
Dibujado	Emiliano Sánchez Velazco	22 / 03 / 2026	
Comprobado			
Escala	EVACUACION, SEÑALIZACION Y PROTECCION CONTRA INCENDIOS		Nº Plano: 27
1 : 150			Sustituye a:
			Sustituido por: