



Centro Universitario de la Defensa en la Escuela Naval Militar

TRABAJO FIN DE GRADO

Estudio de requerimientos y diseño preliminar de una torre multifunción de maniobras para la Escuela Naval Militar

Grado en Ingeniería Mecánica

ALUMNO: David Aljama Moreno

DIRECTORES: Arturo Gil González
Antón Cacabelos Reyes

CURSO ACADÉMICO: 2022-2023

Universida_{de}Vigo



Centro Universitario de la Defensa en la Escuela Naval Militar

TRABAJO FIN DE GRADO

Estudio de requerimientos y diseño preliminar de una torre multifunción de maniobras para la Escuela Naval Militar

Grado en Ingeniería Mecánica
Intensificación en Tecnología Naval
Infantería de Marina

Universida_{de}Vigo

RESUMEN

Una de las áreas que se integran en el adiestramiento de los infantes de marina de la Escuela Naval Militar (ENM), es la de técnicas especiales (rapel, fast rope y escalada). Sin embargo, actualmente no existen instalaciones destinadas a este fin en la ENM.

Con este Trabajo Fin de Grado se pretende abordar el diseño básico de una torre multifunción de maniobras. Para ello, en primer lugar, se expone la motivación que impulsó la creación del proyecto, se justifica la necesidad de su construcción y se enumeran los objetivos que se pretenden abordar, así como la metodología y los recursos empleados. Posteriormente se explican más en detalle las actividades que se pretenden realizar en esta instalación y su utilidad en operaciones militares.

Para lograr un diseño óptimo, se han estudiado diferentes estructuras con finalidades similares a la que se pretende desarrollar, el material más conveniente y las posibles ubicaciones aptas para su construcción en el recinto de la Escuela Naval.

Finalmente, atendiendo a las conclusiones obtenidas anteriormente, se ha desarrollado una propuesta de diseño realizando las comprobaciones estructurales pertinentes y optimizando la sección de los perfiles estructurales empleados, aportando un presupuesto orientativo para la ejecución de la estructura en cuestión.

PALABRAS CLAVE

Cálculo de estructuras metálicas, Técnicas especiales, Torre multifunción de maniobras, Escuela Naval Militar, Robot Estructural.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quisiera expresar el más sincero agradecimiento tanto a mi familia, como a mi pareja, Ana del Valle Pérez. Sin lugar a duda, el incansable apoyo recibido durante mi largo camino en la formación como oficial de Infantería de Marina, ha sido determinante para luchar por los objetivos propuestos. De forma especial, quiero destacar a mi madre, Susana Aljama Morales, ya que, su extraordinario desempeño profesional en el ejercicio de la abogacía constituye un real ejemplo e inspiración para todos sus seres queridos en áreas fundamentales de la vida como la defensa del honor, el valor para afrontar la adversidad y la autodisciplina como base fundamental en el trabajo.

Gracias a Ana Amaro Rey y a Celia Castellanos Ruiz por el conocimiento aportado a la hora de desarrollar el diseño gráfico del resultado final y la gestión de los presupuesto en el ámbito militar. Para realizar el estudio de las estructuras similares ha sido fundamental la colaboración del Cabo 1º Vázquez Domínguez.

De igual forma, agradecer la labor de los tutores Arturo Gil González y Antón Cacabelos Reyes por aceptar y apoyar la propuesta de desarrollo de este trabajo.

Por último, no quisiera dejar pasar esta ocasión sin mencionar al fallecido deportista Dean Potter, cuya filosofía de vida, sin duda, lo ha convertido en un referente a seguir y una profunda fuente de motivación.

CONTENIDO

Contenido	1
Índice de Figuras	3
Índice de Tablas.....	5
1 Introducción y objetivos	1
1.1 Introducción	1
1.2 Motivación y justificación del proyecto.....	3
1.3 Objetivos	5
1.4 Metodología y recursos empleados.....	5
1.4.1 Metodología general	5
1.4.2 Recursos empleados.....	6
2 Estado del arte	7
2.1 Técnicas especiales	7
2.1.1 Escalada	7
2.1.2 Rapel.....	8
2.1.3 Fast rope.....	9
2.2 Empleo de técnicas especiales en operaciones militares	10
2.3 Estudio de estructuras de adiestramiento similares.....	11
2.3.1 Tercio de Armada (TEAR)	11
2.3.2 Estación Naval de Algameca	13
2.3.3 Rocódromo Escuela Naval Militar	16
3 Normativa, ubicación y materiales	17
3.1 Normativa actual de aplicación.....	17
3.1.1 Documentación militar de referencia.....	17
3.1.2 Normativa para el cálculo estructural.	18
3.2 Ubicación	19
3.3 Materiales.....	28
3.3.1 Madera	28
3.3.2 Acero.....	28
3.3.3 Hormigón armado	29
3.3.4 Material seleccionado	30
4 Propuesta de diseño y validación	31
4.1 Descripción de la estructura.....	31

4.2 Detalles estructurales.....	36
4.2.1 Arriostramientos.....	36
4.2.2 Cerramientos.....	38
4.2.3 Uniones.....	40
4.3 Bases de cálculo estructural.....	41
4.3.1 Cálculo de acciones.....	41
4.3.2 Combinación de acciones.....	45
4.4 Diseño mediante Robot Structural.....	48
4.4.1 Definición de la estructura.....	48
4.4.2 Casos de carga.....	49
4.4.3 Verificación de secciones.....	50
4.4.4 Uniones.....	51
4.4.5 Cimentación.....	52
4.5 Presupuestos.....	53
4.5.1 Gestión de proyectos en la Escuela Naval Militar.....	53
4.5.2 Presupuesto.....	54
5 Conclusiones y líneas futuras.....	55
5.1 Conclusiones.....	55
5.2 Líneas futuras.....	56
6 Bibliografía.....	57
Anexo I: Implicaciones Sociales, y/o Económicas, y/o Ambientales.....	60
Anexo II: Reflexiones Éticas y Sociales.....	62
Anexo III: Casos de carga.....	63
Anexo IV: Cimentación.....	77
Anexo V: Comprobaciones de las secciones mediante Robot Structural Analysis.....	78
Anexo VI: Comprobaciones de las uniones mediante Robot Structural Analysis.....	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Lionel Terray atacando tras obtener una posición ventajosa. [4]	2
Figura 1-2 Descenso mediante la técnica fast rope en el TERNOR [5]	4
Figura 2-1 Alumno de la ENM descendiendo en rapel desde un helicóptero	8
Figura 2-2 Alumno descendiendo en fast rope durante la semana I+A	10
Figura 2-3 Vista frontal torre multifunción del TEAR.....	11
Figura 2-4 Rocódromo de la torre multifunción del TEAR	12
Figura 2-5 Escalera de la torre multifunción del TEAR	12
Figura 2-6 Vista frontal torre multifunción FGNE	14
Figura 2-7 Rocódromo torre multifunción FGNE.....	14
Figura 2-8 Ejemplo de disposición de presas de rocódromo.....	16
Figura 3-1 Plano de situación.....	19
Figura 3-2 Espacios disponibles.....	20
Figura 3-3 Zona 1	20
Figura 3-4 Zona 2	21
Figura 3-5 Zona 3	22
Figura 3-6 Zona 4	23
Figura 3-7 Zona 5	24
Figura 3-8 Zona 6	25
Figura 3-9 Zona 7	26
Figura 3-10 Zona 8	27
Figura 4-1 Diseño propuesto modelado en SketchUp.....	31
Figura 4-2 Altura y simulaciones de cabina.....	32
Figura 4-3 Dos escaleras tipo "U" de 2 tiros	33
Figura 4-4 Doce puntos de anclaje disponibles.....	33
Figura 4-5 Pared de rocódromo con dos vías escalada	34
Figura 4-6 Código QR con enlace a video ilustrativo de la estructura.....	34
Figura 4-7 Montaje realizado mediante Photoshop de una representación realista de la estructura	35
Figura 4-8 Ejemplo cruz de San Andrés	36
Figura 4-9 Columnas de los extremos	37
Figura 4-10 Columnas centrales.....	37
Figura 4-11 Perfiles de la escalera	38
Figura 4-12 Ejemplo de forjado mixto colaborante [34].....	38

Figura 4-13 Malla metálica TRAMEX de seguridad [35]	39
Figura 4-14 Valores característicos de la sobrecarga de uso [19]	42
Figura 4-15 Velocidad del viento según zona geográfica [19]	43
Figura 4-16 Valores del coeficiente de exposición [19]	43
Figura 4-17 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas [19]	44
Figura 4-18 Mapa sísmico de la norma sismorresistente NCSE-02 [24]	45
Figura 4-19 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones [18]	46
Figura 4-20 Coeficientes de simultaneidad [17]	47
Figura 4-21 Líneas de construcción de referencia para las medidas del diseño	48
Figura 4-22 Tipos de sección seleccionadas para el diseño	48
Figura 4-23 Diseño estructura en software Robot Structural	49
Figura 4-24 Dimensionamiento y optimización de las secciones	50
Figura 4-25 Perfiles seleccionados	51
Figura 4-26 Tipos de uniones según su tipo	52
Figura 4-27 Zapata aislada	52
Figura 4-28 Organigrama de construcción para proyectos de la ENM	53
Figura 4-29 Presupuesto en base a los índices de mercado	54
Figura A1-0-1 Las dimensiones de la sustentabilidad	60
Figura A1-0-2 Límites del sistema en un ACV	60

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Características torre multifunción TEAR	13
Tabla 2-2 Características torre multifunción FGNE	15
Tabla 3-1 Ventajas e inconvenientes zona 1	21
Tabla 3-2 Ventajas e inconvenientes zona 2	22
Tabla 3-3 Ventajas e inconvenientes zona 3	23
Tabla 3-4 Ventajas e inconvenientes zona 4	24
Tabla 3-5 Ventajas e inconvenientes zona 5	24
Tabla 3-6 Ventajas e inconvenientes zona 7	25
Tabla 3-7 Ventajas e inconvenientes zona 7	26
Tabla 3-8 Ventajas e inconvenientes zona 8	27
Tabla 4-1 Perfiles estructurales seleccionados y cantidad	51

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 Introducción

La sociedad actual se encuentra en constante evolución y transformación, este cambio viene motivado principalmente por factores como el avance tecnológico, política, globalización y el desarrollo de los sistemas económicos y financieros, resultando en cambios sustanciales entre los patrones de vida actuales y los de nuestros antepasados.

El ámbito militar no ha estado exento de estas transformaciones. En el pasado, el tipo de guerra que se desarrollaba para resolver los conflictos utilizaba tácticas y procedimientos conocidos como “guerra convencional”. En este tipo de combate, las fuerzas de ambos bandos, así como el campo de batalla quedan bien definidos y el objetivo es debilitar o destruir la entidad enemiga para negarle la capacidad de seguir combatiendo. El armamento empleado se centraba en las armas de destrucción masiva. Sin embargo, la evolución bélica actual, tiene una cierta tendencia hacia aquello que conocemos como “guerra no convencional”, donde las estrategias usadas pretenden influir sobre el bando rival de una forma precisa y acotada, para ello es frecuente el despliegue de personal encubierto para realizar acciones concretas de pequeña escala, actuando directamente sobre centros de gravedad enemigo. Reduciendo así los daños colaterales y las repercusiones sociales de los ataques.

Ambos escenarios, de una forma u otra, buscan actuar sobre las debilidades enemigas para maximizar la relación de potencia de combate propia frente a la rival. Este efecto deseado puede ser obtenido mediante la sorpresa, una de las claves del éxito que menciona la doctrina de Infantería de Marina de forma recurrente para los distintos tipos de operaciones existentes. Llegando a emplear este término en más de 70 ocasiones en publicaciones de conocimiento base para este cuerpo como son la D-RIM-351 [1] y la D-RIM-331 [2].

Una de las formas que tenemos de obtener esta sorpresa, es atacar desde posiciones por donde el enemigo jamás esperaría que se pudiese lanzar una ofensiva, en concreto mediante el empleo de técnicas especiales, como es el caso de la guerra alpina, donde la peligrosidad no solo emerge del propio combate en sí, sino que se le añaden riesgos como la supervivencia en climas extremos o en relieves accidentados. En combate convencional, como es el caso de la Segunda Guerra Mundial, podemos ver un ejemplo a través del autor Lionel Terray, alpinista y combatiente francés, que en su libro autobiográfico “Los conquistadores de lo inútil”, describe el empleo de estas técnicas para combatir a los alemanes en el Col de la Rue (Francia) [3].

“Hubiera sido completamente imposible atacar esta depresión bastante estrecha, situada entre dos cumbres muy abruptas, con tropas normales. Pero para los alpinistas resultaba evidente que, si se conseguía escalar la Grande Bagne, una cumbre de 3200 metros que dominaba el collado, por una vertiente que estuviera a cubierto de las miradas enemigas, sería posible disparar sobre los alemanes desde la cresta. Las tropas ocupantes se quedarían sorprendidas e impresionadas ante un ataque procedente de un lugar que para ellas resultaba inaccesible en esta estación. Desde el punto de vista del escalador, la empresa era también atrevida, porque nos encontrábamos en pleno invierno, hacía mucho frío y la abrupta pared que teníamos que escalar estaba cubierta de nieve. Afortunadamente, había en mi sección varios guías y alpinistas valerosos, y yo sabía que con hombres así era posible llevar a cabo acciones que hubieran parecido irrealizables para unos inexpertos. Le aseguré al capitán que, sin duda, seríamos capaces de alcanzar la cima de la Grande Bagne y disparar sobre los alemanes.”



Figura 1-1 Lionel Terray atacando tras obtener una posición ventajosa. [4]

Pero es en la actualidad, en el combate no convencional dónde este tipo de práctica pueden ganar especial protagonismo, empleando técnicas como el fast rope [capítulo 2.1.2] y rapel [capítulo 2.1.3] para insertar personal especializado de forma rápida, sobre posiciones estratégicamente clave como embarcaciones, edificaciones o sobre el terreno y así poder actuar directamente sobre los centros de gravedad enemigos.

Por tanto, podemos llegar a la conclusión de que el conocimiento y empleo de ciertas técnicas, a las que se hará referencia en este proyecto bajo el nombre de técnicas especiales (escalada, fast rope y rapel), pueden potenciar de forma significativa el factor sorpresa en determinadas operaciones, maximizando de forma determinante sus posibilidades de éxito.

1.2 Motivación y justificación del proyecto

Durante los últimos años de formación de los Oficiales de Infantería de Marina en la Escuela Naval Militar (ENM), se han practicado en varias ocasiones técnicas especiales. Estos ejercicios han tenido lugar a lo largo de las semanas de instrucción y adiestramiento (I+A) que se realizan a lo largo del curso. Una de esas ocasiones trataba de realizar un descenso en rapel desde un helicóptero a una altura de unos 15 metros sobre el suelo. Esta actividad implica un riesgo que puede llegar a ser mortal. Sobre todo si no se conocen en profundidad los métodos de descenso y las medidas de seguridad que se deben adoptar. Por este motivo, se dedicó parte de una salida al campo de las realizadas habitualmente los jueves, al aprendizaje de estos conocimientos. Al no existir una instalación destinada a esta finalidad en la ENM, se acudió al pabellón deportivo “GM2 Barrutia”, sin embargo, la altura de la estructura que se empleó, es de unos 4 metros, mucho menor de los 15 metros que se iban a alcanzar posteriormente en el helicóptero.

Esta sesión resultó útil como una primera aproximación a los procedimientos implicados en esta actividad, pero para nada se asemejaba a las sensaciones que experimentaría el alumno al abrir la puerta del helicóptero y exponerse al vacío por primera vez. Aumentando considerablemente las posibilidades de sufrir un accidente debido al nerviosismo y al no tener automatizados los procedimientos por la falta de práctica.

En otra ocasión se realizó una colaboración con la flotilla de aeronaves, realizando una actividad de las mismas características que la anteriormente descrita. Esta vez se cambiaría la técnica de descenso empleada por la de fast rope. Para realizar una práctica que se asemejase en mayor medida al descenso desde el helicóptero, se decidió acudir a las instalaciones del Tercio Norte (TERNOR) ubicadas en Ferrol (La Coruña) [Figura 1-2]. La instalación no contaba con una estructura creada para esta actividad en concreto. Aprovechaba la propia edificación del Patio de Armas para anclar la estacha¹ de fast rope en su última planta y así poder realizar un aumento gradual de la altura de descenso según la planta seleccionada, con la salvedad de que, en ocasiones, debido al balanceo, el alumno podía rozar con la pared del edificio al descender.

La altura, en esta ocasión, sí se asemejaba en mayor medida a la que iba a alcanzar el helicóptero, sin embargo, el tiempo empleado para el desplazamiento desde Marín fue de unas 6 horas en total. Teniendo en cuenta que, según el horario lectivo, una salida semanal dura aproximadamente 7 horas, incluso extendiendo el horario con más tiempo del correspondiente, como fue el caso, no supone una práctica eficiente, ya que, se destinó mucho más tiempo al desplazamiento que al adiestramiento.

¹ Cuerda de unos 5cm de diámetro que permite descender desde una altura dada aplicando fricción con piernas y manos.



Figura 1-2 Descenso mediante la técnica fast rope en el TERNOR [5]

Como consecuencia de estos dos acontecimientos, sumados a los argumentos ya expuestos [capítulo 1.1], se identifica la necesidad de crear unas instalaciones en el interior de la Escuela Naval Militar, donde se pudiesen poner en práctica este tipo de actividad sin ningún tipo de limitación.

Además, siguiendo la “norma permanente del módulo de instrucción y adiestramiento” [6] en su apartado 5.2 “Campamentos”, donde se profundiza sobre las diferentes semanas de instrucción y adiestramiento (I+A) que se realizan a lo largo del curso. Podemos apreciar que habla sobre aquellas actividades que por diferentes circunstancias, no se practican durante las salidas habituales y que por tanto, es necesario reforzar durante los campamentos: “Se potenciarán aquellos ejercicios que por las limitaciones inherentes a la actividad académica habitual, no se pueden efectuar en las Prácticas de Campo semanales, tales como: - Ejercicios de técnicas especiales: helitransporte, rapel, fast - rope...etc....” [6]. Por tanto, con la construcción de la estructura que se detalla en este proyecto se pondría solución a esta limitación.

Cabe destacar que el primer destino de todos los oficiales de Infantería de Marina es el Tercio de Armada (TEAR), esta unidad emplea un manual de referencia [7] para planificar su adiestramiento. Podemos observar que tanto el rapel como el fast rope se encuentran en el listados de aptitudes operativas individuales y deberán ser practicados con una periodicidad semestral. Tener la posibilidad de dominar este tipo de adiestramiento durante la formación como oficiales en la ENM, facilitará la integración en estas actividades y la capacidad para guiar a la unidad realizando una práctica segura.

Por último, cabe mencionar que la elevada exigencia académica, fruto del desarrollo de una doble formación civil y militar, combinado con un estricto régimen interno en los cuarteles de la ENM, en ocasiones, puede llegar a producir una sensación de estrés y monotonía, repercutiendo negativamente sobre el rendimiento. Por su naturaleza, podríamos encuadrar las técnicas especiales como actividades de riesgo, sobre todo para personas que no están habituadas a desenvolverse en trabajos de altura. Está demostrado que el desarrollo de este tipo de actividades influye sobre nuestra neuroquímica, de forma que el cerebro puede llegar a producir sustancias químicas como dopamina, norepinefrina, anandamida, endorfinas y serotonina, aumentando nuestra concentración, energía, y creatividad, fomentando una sensación de bienestar, repercutiendo positivamente en el rendimiento [3].

Atendiendo a lo anteriormente expuesto, podemos concluir que, dedicar algunas sesiones de adiestramiento, no solo aumentaría los conocimientos y el dominio del alumno en estas prácticas, sino que aumentaría su motivación y rendimiento.

1.3 Objetivos

Los objetivos que se pretenden alcanzar durante el desarrollo del proyecto son los siguientes:

- Justificación concluyente sobre la necesidad de la instalación que se pretende diseñar.
- Explicación de las actividades a desarrollar en la torre de adiestramiento.
- Análisis de estructuras similares para extraer fortalezas y debilidades del diseño.
- Diseño de la torre en base a las necesidades propias del adiestramiento militar y a la normativa estructural vigente, mejorando las instalaciones estudiadas.
- Estudio de posibles ubicaciones para la construcción en el interior del recinto de la Escuela Naval Militar y selección de la más adecuada.
- Estudio y selección de los materiales más idóneos para su construcción.
- Estudio y selección del tipo de unión más adecuada.
- Realizar un diseño amplio que permita la ejecución de diferentes ejercicios de forma simultánea, maximizando la eficiencia de las sesiones de adiestramiento.
- Realizar una propuesta de diseño apoyado en un software de uso profesional de cálculo de estructuras.
- Seleccionar la sección mínima de los perfiles estructurales necesarios que cumpliendo con la normativa satisfaga las necesidades de uso.
- Diseño preliminar de la cimentación.
- Realizar un presupuesto aproximado de la estructura propuesta.

1.4 Metodología y recursos empleados

1.4.1 Metodología general

Para lograr los objetivos establecidos anteriormente, el trabajo se estructura de la siguiente manera:

En primer lugar, se realiza una justificación sobre los beneficios de este proyecto y se establecen los objetivos a los que se pretende llegar, así como los recursos empleados. En el capítulo 2, Estado del arte, se explican las actividades que se pretenden realizar y se mencionan algunas operaciones militares donde se han aplicado este tipo de técnicas. Para poder realizar un diseño lo más completo posible y tratar de mejorar los ya existentes, se han estudiado 2 torres de adiestramiento similares y 1 pared de escalada.

En el capítulo 3, se hace referencia a la normativa de aplicación en el ámbito civil, así como la documentación militar de referencia. Posteriormente se estudian las posibles ubicaciones en las instalaciones de la ENM, decidiendo construirla en 1 en concreto. También se enumerarán las ventajas e inconvenientes de los 3 principales materiales de construcción, escogiendo el que más se adecue al presente proyecto.

A continuación, en el capítulo 4, se llevará a cabo una propuesta de diseño. Para poder realizar una descripción detallada, mediante el programa Sketch Up se modela la estructura en 3D. Para favorecer una mejor evaluación del resultado final y su impacto visual en la ubicación seleccionada, se ha usado el programa Photoshop, importando la estructura modelada a una imagen tomada de la zona donde se pretende construir. Una vez conocido el diseño, se emplea el programa profesional Robot Structural Analysis para realizar las comprobaciones pertinentes y aportar un presupuesto aproximado.

Por último, en el capítulo 5 se exponen unas conclusiones del proyecto, evaluando si los objetivos iniciales han sido alcanzados. Además, se mencionan posibles líneas de trabajo futuras que se podrían llevar a cabo para complementar la instalación una vez construida.

1.4.2 Recursos empleados

Se han utilizado diferentes programas informáticos que han facilitado el cálculo y la visualización de los resultados.

Robot Structural Analysis Professional

Es un software profesional de análisis de estructuras de Autodesk que permite modelar una estructura para posteriormente verificar el cumplimiento de la normativa vigente. Ofrece la posibilidad de trabajar empleando flujos de trabajo integrados en BIM para intercambiar datos con Revit.

Se ha usado para comprobar que cada uno de los perfiles estructurales, sus uniones y la cimentación resiste los esfuerzos para los que se ha diseñado y cumple con la normativa vigente.

SketchUp

Es un programa de diseño gráfico y modelado en 3 dimensiones. Se emplea para el modelado de entornos de planificación urbana, arquitectura, diseño industrial, GIS, etc. Permite compartir los diseños realizados con un equipo de trabajo mediante la herramienta Warehouse 3D.

Permite importar los productos obtenidos en Robot Structural y posteriormente añadir texturas a los materiales y los detalles finales de diseño. Esto nos da una imagen más ilustrativa del acabado final de la estructura.

Microsoft Excel:

Es una hoja de cálculo desarrollada por Microsoft, cuenta con herramientas que facilitan el cálculo, el diseño de gráficas, tablas estadísticas y análisis de resultados.

Se ha empleado para realizar la hoja de cálculo del presupuesto aproximado.

Adobe Photoshop

Es un editor de fotografías que ha sido desarrollado por Adobe Systems Incorporated. Trabaja con mapas de bits permitiendo realizar montajes, manipular, modificar y editar una imagen en profundidad gracias a sus herramientas.

A partir de una imagen de la zona donde se pretende desarrollar el proyecto se ha empleado para realizar un montaje realista del resultado final.

GvSIG

Es un software de Desktop para Sistemas de Información Geográfica. Usado para el manejo de información geográfica con precisión y es capaz de acceder a formatos ráster y vectoriales.

Se ha empleado para elaborar un plano de situación que facilite la identificación la ubicación geográfica de la obra.

2 ESTADO DEL ARTE

En este apartado se realiza una descripción de las actividades que se pretenden realizar, conocidas como técnicas especiales. También se destaca el beneficio que ha tenido su empleo en operaciones militares que han tenido lugar en los últimos años. Por último, para poder realizar un diseño lo más completo posible, se realiza un estudio de estructuras similares en la Armada.

2.1 Técnicas especiales

Técnicas especiales es el término que ha usado el departamento de Infantería de Marina de la Escuela Naval Militar para englobar actividades como el helitransporte, el fast rope, el rapel o la escalada [6]. En el desarrollo de este proyecto emplearemos este término para referirnos a las tres últimas, éstas se detallan a continuación:

2.1.1 Escalada

La escalada es usada por el ser humano desde sus comienzos por la necesidad de conseguir alimentos o huir de algún peligro. Es una actividad que consiste en ascender por rocas, montañas y otras estructuras naturales o artificiales. Requiere de habilidades técnicas, fuerza, resistencia y coraje.

Las distintas disciplinas y modalidades pueden clasificarse según su metodología, como la escalada libre (no emplea ningún tipo de ayuda) y la artificial (usando elementos externos más allá de nuestros brazos y piernas para ayudarnos a ascender); o el medio donde se realiza, como la escalada en roca, la escalada sobre hielo, la escalada mixta, la escalada alpina, la escalada urbana o en las paredes artificiales de un rocódromo.

Es una actividad que requiere de un buen entrenamiento físico y mental, así como un conocimiento técnico y un equipo adecuado. Ofrece una gran cantidad de beneficios para la salud contribuyendo al fortalecimiento muscular, estimulación mental, flexibilidad y reducción del estrés.

En el ámbito militar se suele emplear por unidades de montaña. Además, existen competiciones militares a nivel nacional e internacional.

2.1.2 Rapel

El rapel es una técnica de descenso por una cuerda que se utiliza en alpinismo, espeleología, rescates, operaciones militares y otros campos donde se necesite descender de forma vertical. La técnica se basa en controlar la velocidad de descenso mediante la aplicación de frenos que trabajan por fricción en la cuerda. Permitiendo al usuario descender de manera segura y controlada como se puede ver en la Figura 2-1.



Figura 2-1 Alumno de la ENM descendiendo en rapel desde un helicóptero

La historia del rapel se remonta a la Edad Media, cuando se utilizaba para acceder a las fortificaciones y castillos. En aquellos tiempos, se utilizaban cuerdas de cáñamo o lino, y los frenos se aplicaban mediante la torsión de la cuerda con las manos o mediante la colocación de objetos duros en la cuerda, como piedras o trozos de metal.

En la década de 1920, los alpinistas comenzaron a utilizar la técnica para acceder a rutas de escalada en zonas de difícil acceso y para posibilitar el descenso tras haber realizado una escalada a una cumbre inaccesible. Sin embargo, es una actividad con un riesgo inherente. A diferencia de la escalada donde se usa la cuerda como mecanismo de seguridad, en este caso, el peso corporal se encuentra reposando en todo momento sobre la cuerda. Podemos apreciar que el 80% de los accidentes de alpinismo se producen durante el descenso [8].

Para realizar una práctica segura, será necesario usar un dispositivo de auto asegurado o disponer de una persona que sostenga la cuerda desde el final, para, en caso de descenso descontrolado, tensarla y detener a la persona que desciende. Estos elementos de seguridad suponen una desventaja en operaciones militares ya que, o bien se aumenta el tiempo de descenso entre cada individuo, o bien se necesita de una persona que permanece estática en el extremo de la cuerda. Para poner fin a este problema, en aplicaciones militares como la inserción de personal en zona hostil se ha mejorado pasando a usar la técnica de fast rope [capítulo 2.1.3].

En la época de la Segunda Guerra Mundial, el rapel se convirtió en una técnica esencial para las operaciones militares, y se perfeccionó con el desarrollo de dispositivos de frenado mecánicos, como los bloqueos de mano y los dispositivos de auto aseguramiento.

En la actualidad, el rapel sigue siendo una técnica esencial en una variedad de campos, desde el alpinismo y la espeleología hasta la seguridad en situaciones de emergencia. Se ha desarrollado una gran variedad de dispositivos de descenso y seguridad para garantizar un descenso seguro y controlado en cualquier situación. A pesar de que el rapel surgió hace aproximadamente más de un siglo y medio usando elementos de fricción rudimentarios, las técnicas que son utilizadas en la actualidad se comenzaron a desarrollar en las últimas décadas [8].

Algunos de los avances más importantes incluyen:

- Dispositivos de frenado mecánicos: Estos dispositivos, como los bloqueos de mano y los dispositivos de auto aseguramiento, permiten al usuario controlar la velocidad de descenso de manera precisa y segura. Estos dispositivos han reemplazado en gran medida a las técnicas antiguas de aplicar frenos mediante la torsión de la cuerda con las manos.
- Sistemas de descenso doble: Estos sistemas consisten en dos cuerdas, una para el descenso y otra para la seguridad. Esto permite al usuario descender con mayor seguridad y protegerse contra caídas.
- Cuerdas de kevlar y de fibra de vidrio: Estas cuerdas son más resistentes y ligeras que las cuerdas tradicionales de cáñamo o lino. Están sujetas a diferentes pruebas de roturas y típicamente certifican una carga mínima de rotura del orden de 20 kN.
- Los arneses y mosquetones modernos tienen mecanismos de seguridad que evitan la apertura accidental.

En resumen, el rapel moderno ha evolucionado para ser mucho más seguro y eficiente que las técnicas utilizadas en el pasado, permitiendo a los usuarios descender con mayor rapidez y seguridad.

2.1.3 Fast rope

El fast rope fue empleado por primera vez durante la Guerra de las Malvinas de 1982. Es una técnica de descenso utilizada en operaciones militares para insertar rápidamente a soldados. Se suele realizar desde un helicóptero a una zona de operaciones en tierra o en la mar, desde alturas moderadas. Se ha vuelto muy popular entre las unidades de operaciones especiales debido a su rapidez y eficiencia.

Esta técnica es más rápida que el descenso en rapel, ya que, en este caso, la persona no porta ningún tipo de material específico que lo conecte a la cuerda. Directamente se sujeta a ésta con las manos (siendo imprescindible el uso de guantes) y se desliza hacia el extremo de la estacha. Además, los soldados pueden descender simultáneamente y sin necesidad de asegurar la cuerda en el suelo, resultando en una técnica de gran eficiencia.

Se ha utilizado en una variedad de operaciones militares, incluyendo operaciones de rescate de rehenes, operaciones de búsqueda, y operaciones de asalto a objetivos terrestres [capítulo 2.2]. Sin embargo, es importante tener en cuenta que el fast rope requiere entrenamiento y equipo especializado, y solo debe ser realizado por personal capacitado y experimentado.



Figura 2-2 Alumno descendiendo en fast rope durante la semana I+A

2.2 Empleo de técnicas especiales en operaciones militares

La fuerza aérea contribuye de forma decisiva en el apoyo a operaciones, pero tal y como nos indica el comandante de la Fuerza Aérea Colombiana “Limitar el poder aéreo a un área específica afecta a los factores más importantes del poder aéreo: la flexibilidad y versatilidad; por tanto, las aeronaves deben ser operadas para contribuir con las demás fuerzas a la maniobra terrestre y naval cuando así se requiera” [9].

Una de las formas que puede emplear la fuerza aérea para realizar esta contribución a la maniobra es mediante el uso de técnicas especiales en operaciones. En las últimas décadas se ha vuelto cada vez más común, ya que permite a un grupo reducido de combatientes insertarse de forma rápida y estratégica en zonas concretas del terreno. A continuación, se presentan algunos ejemplos de operaciones militares en las que se han sido de utilidad el conocimiento y el adiestramiento en estas técnicas:

- Operación Nimrod, Londres (1989): La embajada iraní en Londres fue atacada por los militantes más radicales que apoyaban la soberanía nacional en la provincia de Khuzestan de Irán. Durante la revuelta, 26 rehenes fueron capturados y retenidos durante 6 días. El equipo antiterrorista del Servicio Aéreo Especial realizó un descenso en rápel por el costado del edificio rescatando a la mayoría de los rehenes [10].
- Operación Just Cause, Panamá (1989): Durante las horas previas a esta operación, 33 soldados descendieron mediante fast rope a un edificio de radiocomunicaciones que exhortaba a cometer acciones violentas contra Estados Unidos [11].
- Operación Gothic Serpent, Somalia (1993): Durante la operación para capturar a líderes de la milicia de Aidid, miembros de equipos Ranger y Delta del ejército de los Estados Unidos descendieron a las esquinas y techo del edificio para proporcionar seguridad perimetral para realizar el asalto. En esta operación, un miembro del equipo falló al agarrar la cuerda que se encontraba a una altura de unos 20 metros y cayó al vacío resultando en lesiones graves [12].

- Operación Neptune's Spear, Pakistan (2011): Durante la operación que acabó con la vida del líder de Al Qaeda, Osama Bin Laden, las fuerzas especiales estadounidenses utilizaron el fast rope para acceder a su residencia [13].
- Operación Inherent Resolve, Irak (2014-2022): Como parte de la lucha contra el Daesh una coalición internacional, incluyendo la Fuerzas Armadas españolas han adiestrado al ejército iraquí [14], incluyendo las técnicas especiales en el programa de adiestramiento [15].

2.3 Estudio de estructuras de adiestramiento similares

2.3.1 Tercio de Armada (TEAR)

El Tercio de Armada se encuentra ubicado en la localidad de San Fernando, provincia de Cádiz. Se trata de una estructura construida tomando como base contenedores metálicos prefabricados, dispuestos de forma horizontal uno sobre otro y unidos en sus vértices mediante perfiles metálicos tipo IPE. Aprovecha una de los cerramiento metálicos laterales para instalar presas de escalada. La parte superior se encuentra unido mediante dos puentes metálicos, en uno de ellos se ha instalado una simulación de cabina de helicóptero. Hay que destacar que solo se puede ascender mediante la escalera construida en la torre de la izquierda según podemos apreciar en la Figura 2-3, Figura 2-4 y Figura 2-5.



Figura 2-3 Vista frontal torre multifunción del TEAR



Figura 2-4 Rocódromo de la torre multifunción del TEAR

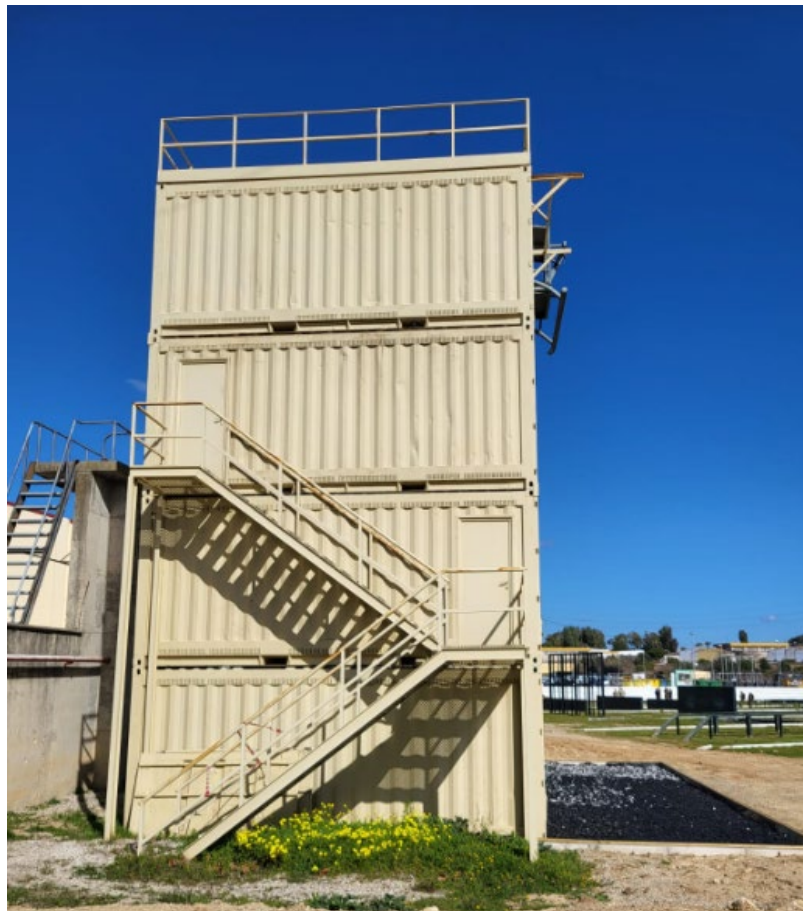


Figura 2-5 Escalera de la torre multifunción del TEAR

Las características principales se reflejan en la Tabla 2-1:

FACTOR	DATO
Altura	12 m
Ascensos simultáneos escalada	2
Descensos simultáneos rápel/ fast rope	5
Alturas distintas de descenso	4
Tipo escalera	Combinación en “U” y vertical
Material	Acero

Tabla 2-1 Características torre multifunción TEAR

A continuación, se exponen las ventajas e inconvenientes identificados:

Ventajas:

- Posibilidad de realizar rapel, fast rope y escalada de forma simultánea, pudiendo conformar diferentes grupos de trabajo.
- Cuenta con dos puentes metálicos aumentando los descensos en voladizo.
- Se ha añadido una capa de material blando en su base para amortiguar el impacto al entrar en contacto con el suelo.
- La simulación de cabina de helicóptero situada sobre el puente metálico permite adiestrarse de la forma más parecida a un descenso desde helicóptero real.
- Dispone de cerramientos en sus paredes y puertas que permiten cerrar la instalación y evitar su uso sin consentimiento reduciendo la posibilidad de accidentes.

Desventajas:

- La escalera de tipo “U” solo alcanza hasta la segunda planta y a continuación es de tipo vertical. Esto provoca mayor incomodidad y peligro para el usuario, sobre todo cuando sube con el equipo de combate (casco, fusil, chaleco y mochila).
- La pared de la zona de escalada se ha construido directamente sobre el cerramiento metálico, de forma que dificulta la modificación de las vías de escalada y aumenta el riesgo de lesión de los usuarios al tratarse de un material duro y resbaladizo.
- La altura de la simulación en cabina es de 1,3m, resultando muy incómodo maniobrar en ella.

2.3.2 Estación Naval de Algameca

Esta estructura pertenece a la Fuerza de Guerra Naval Especial (FGNE), que se encuentra ubicada en la localidad de Cartagena, provincia de Murcia. Cuenta con dos torres verticales construidas a partir de 4 pilares IPE de 12m cada una, separadas 5 m entre sí y unidos en su parte más alta mediante un puente sobre el que reposa la simulación de cabina de helicóptero mostrada en la Figura 2-6. Se aprovecha uno de los laterales para acoplar presas de escalada sobre el propio cerramiento metálico como se aprecia en la Figura 2-7.



Figura 2-6 Vista frontal torre multifunción FGNE



Figura 2-7 Rocódromo torre multifunción FGNE

Las características principales se reflejan en la Tabla 2-2:

FACTOR	DATO
Altura	12m
Ascensos simultáneos escalada	1
Descensos simultáneos rápel/ fast rope	2
Alturas distintas de descenso	1
Tipo escalera	Vertical
Material	Acero

Tabla 2-2 Características torre multifunción FGNE

A continuación, se exponen las ventajas e inconvenientes identificados:

Ventajas:

- Posibilidad de realizar rapel, fast rope y escalada de forma simultánea, pudiendo conformar diferentes grupos de trabajo.
- Dispone de cerramientos en sus paredes y puertas que permiten cerrar la instalación y evitar su uso sin consentimiento reduciendo la posibilidad de accidentes.
- La simulación de cabina de helicóptero situada sobre el puente metálico a 12 metros de altura permite adiestrarse de la forma más parecida a un descenso desde helicóptero real.

Desventajas:

- La pared de la zona de escalada se ha construido directamente sobre el cerramiento metálico, de forma que dificulta la modificación de las vías de escalada y aumenta el riesgo de lesión de los usuarios al tratarse de un material duro y resbaladizo.
- Exceptuando el anclaje de la cabina, el resto de los anclajes no se encuentran en voladizo por lo que solo hay un puesto de fast rope. Este hecho, también provoca que los rapeles se realicen apoyando las piernas en la estructura y no sea rapel volado. Por tanto, a diferencia del descenso ubicado en la cabina, se asemeja en menor medida al realizado desde un helicóptero.
- La altura de la simulación en cabina es de 1,3m, resultando muy incómodo maniobrar en ella.

2.3.3 Rocódromo Escuela Naval Militar

Este subapartado no es objeto de estudio para la construcción de la estructura metálica, servirá de referencia para mejorar la deficiencia identificadas en los dos subapartados anteriores [2.3.1] y [2.3.2]. En ambas instalaciones el rocódromo se encuentra construido directamente sobre el metal de la estructura, dificultando su uso ya que, al ser un material liso y duro, resulta resbaladizo al apoyar el pie y además aumenta los daños causado ante una posible caída.

En la Figura 2-8 se puede apreciar un montaje típico de paredes de rocódromo, construida a partir de un soporte metálico sobre el que se acoplan planchas de madera previamente taladradas siguiendo un patrón a tresbolillo. De esta forma se permite variar la disposición de las presas con facilidad. Además, la madera es un material más blando y menos resbaladizo que el metal, aumentando así la seguridad y facilita los movimientos.



Figura 2-8 Ejemplo de disposición de presas de rocódromo

3 NORMATIVA, UBICACIÓN Y MATERIALES

3.1 Normativa actual de aplicación

En este apartado se detalla la normativa y documentación de aplicación tanto en el ámbito militar como en el de la construcción, que puede ser de referencia para el desarrollo de este TFG.

3.1.1 Documentación militar de referencia

En el ámbito de la Infantería de Marina, el empleo de la técnica fast rope se encuentra regulado según el procedimiento operativo estándar [16], elaborado por el Estado Mayor del Comandante General de Infantería de Marina. En este documento se describen los aspectos básicos a tener en cuenta para el desarrollo de esta actividad, ya sea en helicópteros o en torres de adiestramiento.

En este documento se denomina esta actividad como una operación de riesgo, especialmente cuando los individuos que la realizan descienden cargando el peso de sus equipos, para mitigar este riesgo, se sugiere que “para adquirir y mantener la capacitación adecuada será necesario un adiestramiento progresivo y una práctica frecuente” [16] y se indican una serie de medidas de seguridad. A continuación, se destacan las que son de aplicación para este proyecto y que determinarán los requerimientos de diseño de la torre:

Seguridad

- La altura máxima del estacionario del helicóptero dependerá entre otras factores de la longitud de la estacha empleada y del adiestramiento de la unidad, siendo 7m la altura mínima.
- El peso máximo del equipo será 8 kg.
- Todo aquel individuo que pretenda realizar fast rope deberá estar debidamente certificado para ello según indican los anexos A y B [7].
- El sistema de anclaje se duplicará, haciéndose firme a dos puntos diferentes, ambos con un sistema de liberación de emergencia.
- El número máximo de personas descendiendo por la estacha simultáneamente se determinará previamente.
- La longitud mínima del tramo de la estacha (cuerda por la que se desciende) apoyada sobre la tierra será de 2 m de día y 3 m de noche.
- No usar botas con corchetes abiertos en las cordonerías.
- Nunca se hará firme la estacha a un punto del suelo.
- Prestar especial atención en no pisar la estacha en la toma de contacto con tierra.

Equipo y material

- Las estachas de fast rope en Infantería de Marina son de fabricación norteamericana, cumpliendo con la normativa Mil-F-44422 y esta disponibles en longitudes de 20m y 30m. Será de similares características a las utilizadas para amarrar los buques en puerto, con un diámetro aproximado de 5cm y una resistencia total de 155,9 kN y 40 kN en la gaza final. Será obligatorio realizar una inspección visual antes de ser utilizada.
- Todo el personal deberá portar guantes adecuados para la fricción, casco y gafas de protección ocular.
- El equipo de combate y el armamento irá colocado de forma que no pueda incidir negativamente sobre la maniobra de descenso por la estacha. La mochila de combate estará totalmente ajustada, incluyendo la cinta de sujeción del pecho. El fusil quedará en un lateral de forma que no pueda cruzarse por delante.

Técnicas de descenso

Los saltadores deberán:

- Sujetarse firmemente con una mano a algún punto firme de la instalación hasta agarrar la estacha.
- Ejecutar un giro a la salida para quedar de cara al helicóptero o instalación y evitar que el equipo o armamento pueda engancharse.
- Durante el descenso las manos estarán siempre sosteniendo la estacha a la altura de la barbilla
- Los cantos interiores de las botas ejercerán presión continua sobre la estacha para regular la velocidad de descenso. Las piernas quedaran estiradas con una ligera flexión evitando que el cuerpo forme una escuadra.
- Durante el descenso no mirar hacia abajo.
- Una vez en el suelo, moverse rápidamente fuera de la zona de descenso y gritar “estacha libre”.

3.1.2 Normativa para el cálculo estructural.

Para este proyecto, al no tratarse de un edificio, no es de obligado cumplimiento el Código Técnico de la Edificación (CTE) [17]. Sin embargo, se ha tenido en cuenta como principal documento de referencia. Está definido como “*marco normativo que establece las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad establecidos en la Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación (LOE)*”. En concreto, se hará referencia a los siguientes documentos de aplicación:

- Documento Básico de la Seguridad Estructural (DB-SE) [18]. Determina las pautas a seguir para cumplir con las exigencias básicas de seguridad estructural. El requisito básico de “Seguridad Estructural” se cumple si todos los Documentos Básicos son aplicados de forma correcta.
- Documento Básico de las Acciones en la edificación (DB-SE-AE) [19]. Se ha empleado para la determinación de las acciones sobre las estructuras y comprobar que se cumplen los requisitos de seguridad estructural establecidos en el DB-SE.
- Documento Básico de Cimientos (DB-SE-C) [20]. Establece la capacidad de los cimientos en cuanto a su seguridad estructural, su capacidad portante y aptitud al servicio, así como la contención de todo tipo de edificios dependiendo del terreno.
- Documento Básico del Acero (DB-SE-A) [21]. Verifica la seguridad estructural de los elementos metálicos realizados con acero de edificación.
- Documento Básico de la Madera (DB-SE-M) [22]. Verifica la seguridad estructural de los elementos metálicos realizados con madera.

También será de aplicación:

- Código estructural [23]: Regula las estructuras de hormigón, de acero y mixtas tanto de edificación como de obra civil. Sustituye a la anterior Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 y la Instrucción de Acero Estructural EAE.
- Normativa de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE) [24]. Establece los criterios que han de considerarse para consideración de la acción sísmica en el proyecto.

3.2 Ubicación

La Escuela Naval Militar dispone de unas amplias instalaciones ubicadas en el Ayuntamiento de Marín, provincia de Pontevedra (Galicia).

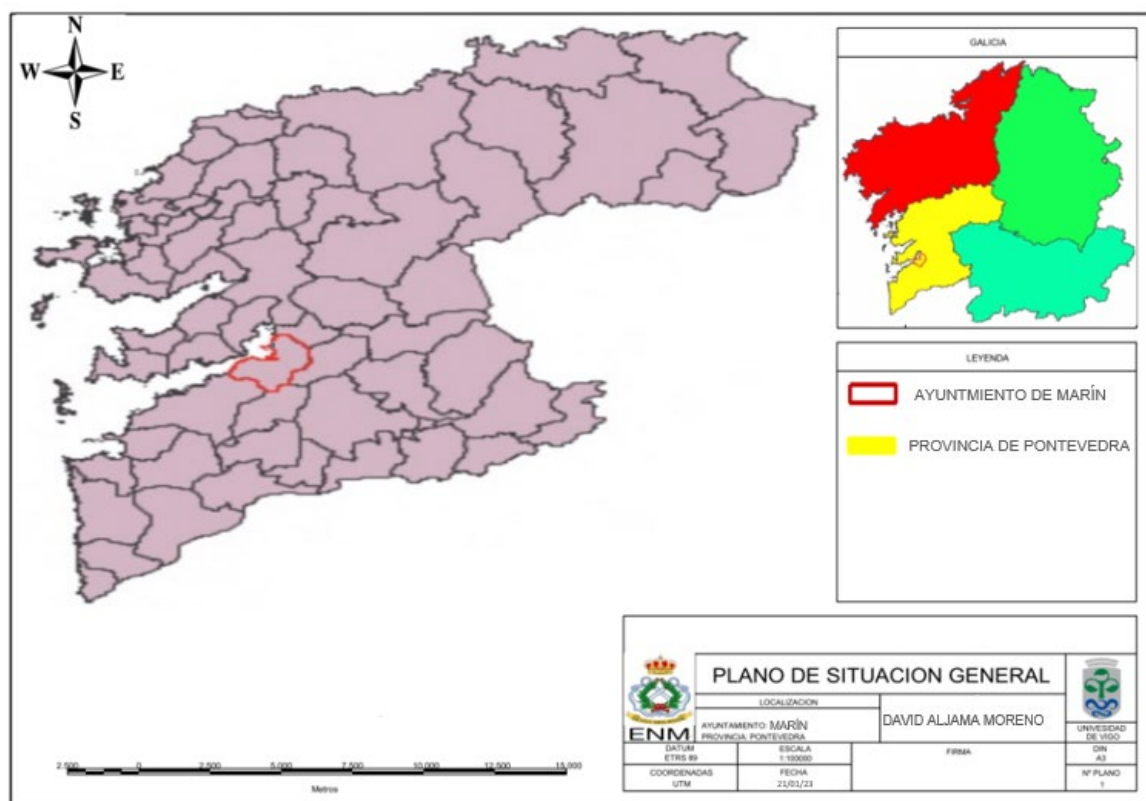


Figura 3-1 Plano de situación

En este apartado se estudiarán aquellos espacios con amplitud suficiente que no están destinados a ningún fin en particular y que podrían ser susceptibles como lugar de instalación de la torre. Este tipo de estructuras, típicamente tienen una envergadura en planta reducida, por este motivo se pueden identificar hasta 8 ubicaciones distintas para su emplazamiento según muestra la Figura 3-2.

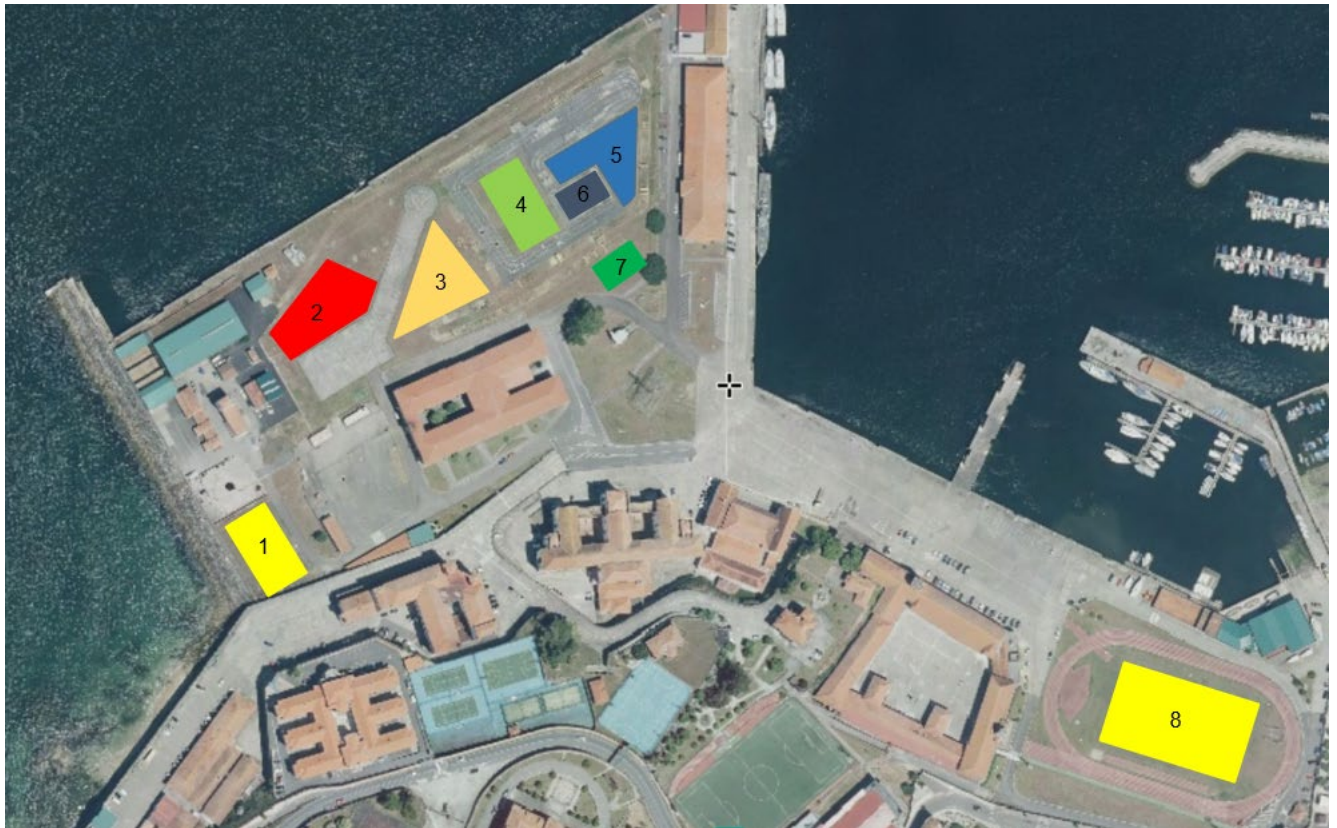


Figura 3-2 Espacios disponibles

A continuación, se analizan de forma independiente cada una de las posibles ubicaciones incluyendo sus dimensiones en metros.

ZONA 1

Ubicada en la zona oeste de las instalaciones de la Escuela Naval Militar, junto a la zona del CASI donde se realizan ejercicio de control de incendios e inundaciones. Tal y como se aprecia en la Figura 3-3, tiene una superficie aproximada de 840 m², es una zona de suelo blando y vegetación baja. En la Tabla 3-1 se exponen sus posibles ventajas e inconvenientes.



Figura 3-3 Zona 1

VENTAJAS

INCONVENIENTES

El suelo blando y la vegetación baja favorece la prevención de riesgos durante el uso de la torre

Restricciones de uso debido a las actividades contraincendios colindantes

Discreción durante su uso ante el personal civil

Zona expuesta a los fuertes vientos del Oeste

Zona no destinada a un uso en particular

Corrosión por cercanía al mar

Gran disponibilidad de espacio horizontal y vertical

Actualmente existe un posible proyecto de construcción de aulas en esta ubicación

Fácil acceso para su construcción, uso y evacuación de posibles heridos

Tabla 3-1 Ventajas e inconvenientes zona 1

ZONA 2

Ubicada en la zona noroeste de las instalaciones de la ENM, junto a la zona de aterrizaje de helicópteros y la pista militar. Tal y como se aprecia en la Figura 3-4, tiene una superficie aproximada de 900 m², es una zona de suelo blando y vegetación baja. En la Tabla 3-2 se exponen sus ventajas e inconvenientes.



Figura 3-4 Zona 2

VENTAJAS	INCONVENIENTES
El suelo blando y la vegetación baja favorece la prevención de riesgos durante el uso de la torre	Restricciones de uso debido al vuelo de helicópteros
Discreción durante su uso ante el personal civil	Zona expuesta a los fuertes vientos del Oeste
Zona no destinada a un uso en particular	Corrosión por cercanía al mar
Gran disponibilidad de espacio horizontal y vertical	
Fácil acceso para su construcción, uso y evacuación de posibles heridos	

Tabla 3-2 Ventajas e inconvenientes zona 2

ZONA 3

Ubicada en la zona noroeste de las instalaciones de la ENM, junto a la zona de aterrizaje de helicópteros y la pista militar. Tal y como se aprecia en la Figura 3-5, tiene una superficie aproximada de 1100 m², es una zona de suelo blando y vegetación baja. En la Tabla 3-3 se exponen sus ventajas e inconvenientes.



Figura 3-5 Zona 3

VENTAJAS

INCONVENIENTES

El suelo blando y la vegetación baja favorece la prevención de riesgos durante el uso de la torre	Restricciones de uso debido al vuelo de helicópteros
Discreción durante su uso ante el personal civil	Zona expuesta a los fuertes vientos del Oeste
Zona no destinada a un uso en particular	Corrosión por cercanía al mar
Gran disponibilidad de espacio horizontal y vertical	Zona sin iluminación
Fácil acceso para su construcción, uso y evacuación de posibles heridos	

Tabla 3-3 Ventajas e inconvenientes zona 3

ZONA 4

Ubicada en la zona noroeste de las instalaciones de la ENM, junto a la zona de aterrizaje de helicópteros y la pista militar. Tal y como se aprecia en la Figura 3-6, tiene una superficie aproximada de 1100 m², es una zona de suelo blando y vegetación baja. En la Tabla 3-4 se exponen sus ventajas e inconvenientes.



Figura 3-6 Zona 4

VENTAJAS	INCONVENIENTES
El suelo blando y la vegetación baja favorece la prevención de riesgos durante el uso de la torre	Posible influencia del viento producido por los helicópteros durante su uso
Discreción durante su uso ante el personal civil	Zona expuesta a los fuertes vientos del Oeste
Zona no destinada a un uso en particular	Corrosión por cercanía al mar
Gran disponibilidad de espacio horizontal y vertical	
Fácil acceso para su construcción, uso y evacuación de posibles heridos	
Zona iluminada	

Tabla 3-4 Ventajas e inconvenientes zona 4

ZONA 5

Ubicada en la zona norte de las instalaciones de la ENM, junto a la pista militar y de pentatlón naval. Tal y como se aprecia en la Figura 3-7, tiene una superficie aproximada de 1000 m², es una zona de suelo blando y vegetación baja. En la Tabla 3-5 se exponen sus ventajas e inconvenientes.



Figura 3-7 Zona 5

VENTAJAS	INCONVENIENTES
El suelo blando y la vegetación baja favorece la prevención de riesgos durante el uso de la torre	Posible influencia del viento producido por los helicópteros durante su uso
Discreción durante su uso ante el personal civil	Zona expuesta a los fuertes vientos del Oeste
Zona actualmente inutilizada	Corrosión por cercanía al mar
Gran disponibilidad de espacio horizontal y vertical	

Tabla 3-5 Ventajas e inconvenientes zona 5

ZONA 6

Ubicada en la zona norte de las instalaciones de la Escuela Naval Militar, junto a la pista militar y de pentatlón naval. Tal y como se aprecia en la Figura 3-8, tiene una superficie aproximada de 476 m² siendo una zona cimentada. En la Tabla 3-6 se exponen sus ventajas e inconvenientes.



Figura 3-8 Zona 6

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Gran disponibilidad de espacio	Corrosión por cercanía al mar
Discreción durante su uso ante el personal civil	Zona expuesta a los fuertes vientos del Oeste
Zona no destinada a un uso en particular	Corrosión por cercanía al mar
Gran disponibilidad de espacio	Necesidad de levantar parte del suelo para su construcción
	El suelo cimentado favorece la posibilidad de sufrir lesiones

Tabla 3-6 Ventajas e inconvenientes zona 7

ZONA 7

Ubicada en la zona norte de las instalaciones de la Escuela Naval Militar, junto a la pista militar y de pentatlón naval. Tal y como se aprecia en la Figura 3-9 Zona 7 tiene una superficie aproximada de 340 m². En la Tabla 3-7 se exponen sus ventajas e inconvenientes.

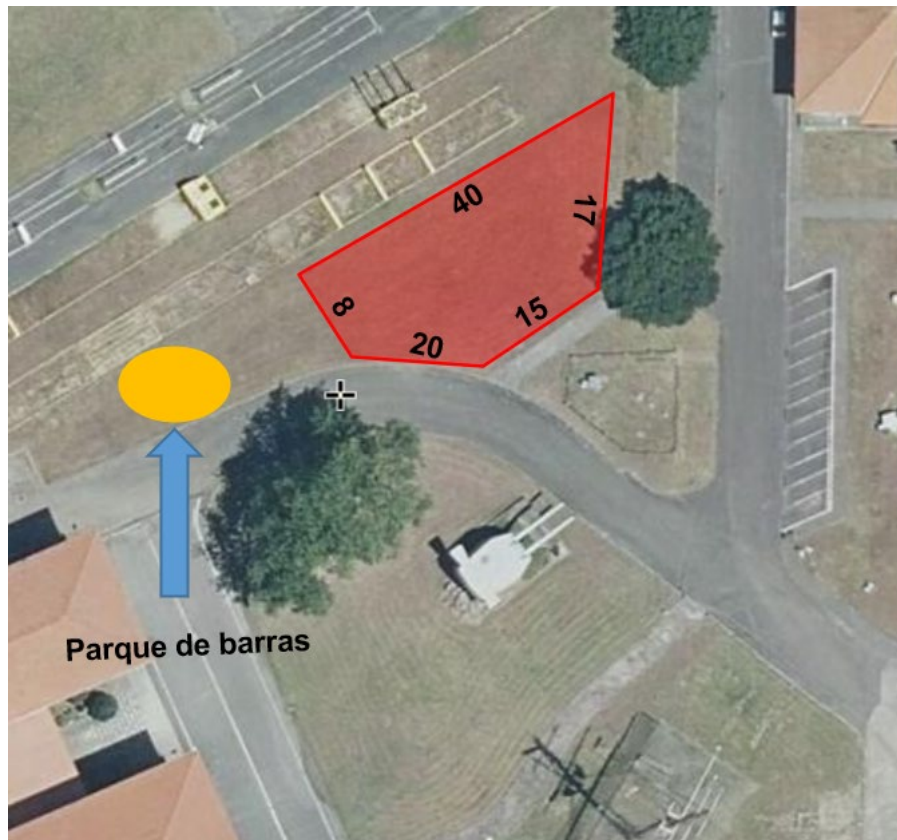


Figura 3-9 Zona 7

VENTAJAS

INCONVENIENTES

El suelo blando y la vegetación baja favorece la prevención de riesgos durante el uso de la torre

El uso de este terreno imposibilita una posible ampliación del parque de barras

Discreción durante su uso ante el personal civil

Zona expuesta a los fuertes vientos del Oeste

Zona no destinada a un uso en particular

Corrosión por cercanía al mar

Gran disponibilidad de espacio horizontal y vertical

Fácil acceso para su construcción, uso y evacuación de posibles heridos

Tabla 3-7 Ventajas e inconvenientes zona 7

ZONA 8

Ubicada en la zona este de las instalaciones de la Escuela Naval Militar, en el interior de la pista de atletismo. Tal y como se aprecia en la Figura 3-10, tiene una superficie aproximada de 3700 m², es una zona de suelo blando y vegetación baja. En la Tabla 3-8 se exponen sus ventajas e inconvenientes.



Figura 3-10 Zona 8

VENTAJAS

INCONVENIENTES

El suelo blando y la vegetación baja favorece la prevención de riesgos durante el uso de la torre	Limitación de prácticas deportivas
Gran disponibilidad de espacio horizontal y vertical	A la vista del público civil
Menor exposición al viento	Corrosión por cercanía al mar
Fácil acceso para su construcción, uso y evacuación de posibles heridos	

Tabla 3-8 Ventajas e inconvenientes zona 8

Como conclusión a este apartado, atendiendo a las diferentes características observadas, se consideran válidas las siguientes posibles ubicaciones: zona 4, zona 5 y zona 7. Esta decisión viene condicionada por su buena accesibilidad, el suelo blando y la gran disponibilidad de espacio permitiendo futuras ampliaciones. En concreto, el lugar que se ha escogido para emplazar el diseño propuesto es la zona 4.

3.3 Materiales

El acero, la madera y el hormigón armado son los tres materiales más usados y estudiados para la construcción. En este subapartado se dará una descripción general de las principales propiedades que presenta cada uno de ellos para poder evaluar el más conveniente dada la finalidad de este proyecto.

3.3.1 Madera

Ventajas:

- En ciertos tipos de madera la fuerza que puede llegar a resistir a flexión se asemeja a la de hormigón [25].
- Resistencia eléctrica y térmica. Presenta una resistencia natural a la conducción eléctrica y unos valores de conductividad térmica que en comparación con elementos naturales solo es mejorado por el aire seco [26].
- Absorción de sonido. La madera tiene un coeficiente de reflexión acústica del 90% [26], absorbe el sonido generando un entorno de mayor confort y reduciendo ecos.
- Factor medioambiental. Se puede generar mediante procesos naturales de replantación y gestión forestal. En su proceso de obtención genera menos emisiones de dióxido de carbono que el hormigón y el acero.
- Buen comportamiento en entornos costeros ya que no se corroe.

Desventajas:

- Presenta el mayor coste de entre los 3 materiales que se analizan [27].
- Contracción e hinchazón: al ser un material higroscópico absorberá los vapores condensables circundantes y perderá humedad al aire por debajo del punto de saturación de la fibra [28].
- Deterioro. Los agentes que causan el deterioro y destrucción de la madera se dividen en dos categorías: Biótico (biológico) y abiótico (no biológico). Los agentes bióticos incluyen hongos en descomposición y moho, bacterias e insectos. Los agentes abióticos incluyen el sol, viento, agua, ciertos químicos y fuego [28].
- Con esfuerzos mucho más bajos de los máximos soportados, puede llegar a fallar cuando las cargas se aplican en periodos prolongados de tiempo [25].

La madera es un material con una influencia negativa sobre el medio ambiente baja, ofrece buenas propiedades mecánicas y rapidez en el montaje, pero es un material muy sensible a agentes externos tanto bióticos como abióticos, siendo necesario un alto grado de mantenimiento preventivo. Al tratarse de una instalación al aire libre, la exposición a estos factores se incrementa, es por eso que se descarta este material.

3.3.2 Acero

El acero es una aleación principalmente compuesta de hierro y carbono.

Ventajas

- Alta resistencia mecánica por unidad de peso. No es necesario emplear grandes secciones resistentes, resultando en elementos estructurales generalmente ligeros. Este hecho hace a las estructuras metálicas sean adecuadas para voladizos, puentes de grandes luces, naves industriales, etc [25].
- Ductilidad. El acero puede sufrir una gran deformación plástica antes de fallar, esto favorece poder detectar de forma visual cuando un elemento estructural está siendo sobrecargado, pudiendo llegar al fallo por rotura.
- Propiedades predecibles. Las propiedades del acero son predecibles con un alto grado de certeza. A diferencia del hormigón armado. Las propiedades del acero no varían de forma considerable con el tiempo [25].

- Rapidez de ejecución. Se elimina el tiempo necesario para el fraguado, colocación de encofrados y demás procedimientos que exigen las estructuras de hormigón. Esto reduce significativamente los tiempos de construcción y costos laborales.
- Es fácil la instalación de refuerzos o realizar reformas sobre la propia estructura construida, así como su reparación [25].
- Factor medioambiental. Una vez finalizada su vida útil es posible reutilizar los elementos para otras estructuras o reciclarlos en forma de chatarra.

Desventajas

- Coste. Los costes de producción son mayores que para el hormigón armado [27].
- Sensibilidad frente al fuego. No es un material combustible, sin embargo, sus características mecánicas disminuyen rápidamente ante una alta temperatura [29].
- Sensibilidad ante la corrosión. Disminución de las propiedades del acero por la continua exposición a los factores climáticos. Cuanto más húmedo es el ambiente, más riesgo hay de que la corrosión afecte de manera profunda al metal. En nuestro caso en particular, debido a las condiciones de salinidad al encontrarse la estructura próxima al mar, los efectos son más agresivos. Por este motivo será necesario protegerla frente a este fenómeno usando pinturas protectoras o empleando aceros fabricados específicamente para este medio [30]. A la hora de realizar el diseño se evitará la creación de depósitos de agua accidentales.
- Susceptibilidad al pandeo. Una consecuencia negativa de la alta relación resistencia-peso, es que al incorporar elementos con secciones más finas se muestra más susceptible a pandeo. Se necesitarán más consideraciones de diseño para mejorar esta deficiencia [28].

3.3.3 Hormigón armado

Ventajas

- Coste. Es el material más económico de los anteriormente estudiados [27].
- Es posibilidad adaptarlo a formas variadas.
- Seguridad ante incendios. Incombustible, mal conductor del calor, buena protección a las armaduras [31].
- Excelente resistencia a compresión [29].
- Mayor peso propio, lo que es una ventaja cuando facilita la estabilidad estructural [29].
- Bajo mantenimiento. El hormigón encierra la barra de refuerzo metálica por completo, de modo que no se ve expuesta al medio, esto hace que el costo de mantenimiento de las estructuras de hormigón armado sea muy bajo [31].

Desventajas

- Incapacidad de resistir tracciones [29].
- Mayor influencia del peso propio [31].
- Las estructuras de hormigón in situ requieren un tiempo de fraguado (aproximadamente 30 días) para alcanzar por completo sus propiedades mecánicas, retrasando los tiempos de construcción de la obra [31].
- Dificultades y costo de demolición [29].
- La industria del cemento y del hormigón armado es una de las más contaminantes del mundo. Emitiendo grandes cantidades de CO² a la atmósfera.
- Mayor impacto visual.

3.3.4 *Material seleccionado*

Una vez analizadas las principales características de los posibles materiales a emplear [capítulo 3.3] en comparación con las necesidades propias del proyecto, llegamos a la conclusión de que usaremos el acero, en concreto, acero estructural S275JR. Esta decisión viene motivada por la rapidez a la hora del montaje, la fiabilidad que ofrecen sus propiedades mecánicas y a una mayor libertad a la hora de realizar posibles reformas o ampliaciones en la estructura una vez construida.

De los inconvenientes planteados acerca del uso de este material, el que nos afecta de manera directa es el problema de la corrosión al tratarse de una estructura construida al aire libre y próxima al mar. Para subsanarlo se tendrán en cuenta las siguientes pautas:

- Evitar los detalles que podrían atrapar humedad y suciedad.
- La estructura se encuentra sometida a un clima lluvioso, en el diseño se tendrá en cuenta el drenaje para minimizar el tiempo de humedad.
- Se evitarán las conexiones entre metales diferentes para evitar el riesgo de corrosión bimetalica acelerada. En caso de necesidad, se aislarán las superficies de contacto [32].
- Se realizará una revisión de la pintura específica de manera periódica, al menos 1 vez cada al año.

4 PROPUESTA DE DISEÑO Y VALIDACIÓN

4.1 Descripción de la estructura

Teniendo en cuenta la documentación militar de referencia en el capítulo 3.1.1, el estudio de estructuras similares en el capítulo 2.3 y que para las medidas habituales de este tipo de estructura no existe limitación de espacio en el recinto de la Escuela Naval Militar [3.1.1], se ha llegado al diseño propuesto en la Figura 4-1.

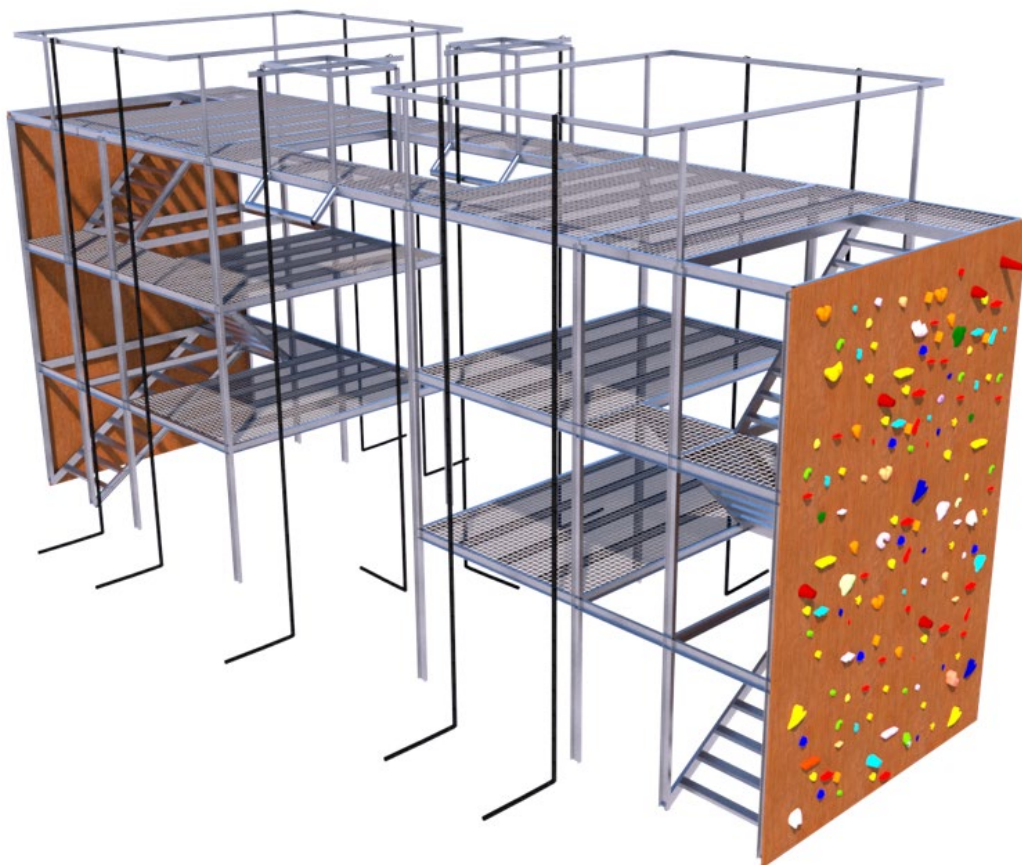


Figura 4-1 Diseño propuesto modelado en SketchUp

A continuación, se procede a exponer las principales características del diseño propuesto:

Se pretende que el diseño permita realizar descensos en rapel y fast rope desde una altura máxima de 11 m. Además, al encontrarse en una escuela docente donde la mayoría del alumnado carece de experiencia previa, existen 2 alturas intermedias de 3 y 6 m [Figura 4-2] para favorecer la progresión y evitar accidentes.

La estructura está formada por dos torres principales unidas en su tercer piso mediante 2 puentes metálicos con un vano de 6 m. En el centro de estos puentes, se encuentran dos simulaciones de cabina de helicóptero [Figura 4-2]. Debido a que uno de los objetivos principales es la preparación del alumno para descender desde un helicóptero, se ha duplicado el número de simulaciones de cabina con respecto a las estructuras estudiadas en el capítulo 2.3.

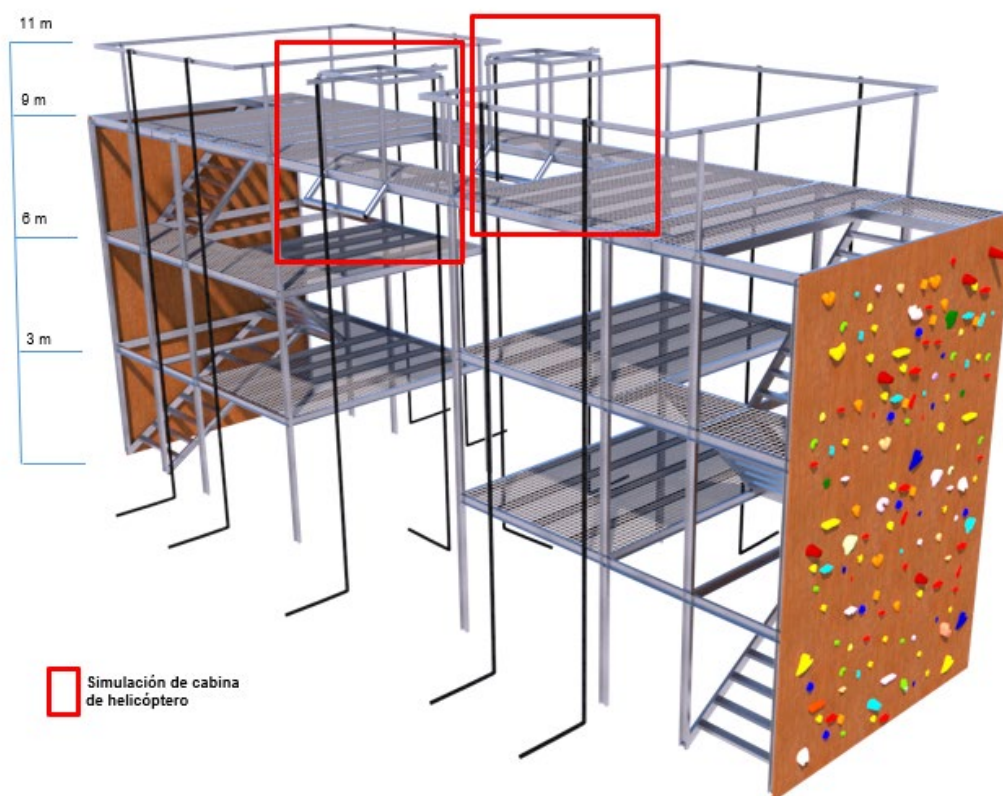


Figura 4-2 Altura y simulaciones de cabina

Para dar mayor seguridad y comodidad a la instalación se diseñan 2 escaleras tipo “U” de 2 tiros, desde el suelo hasta la última planta, representada en la Figura 4-3, con un rellano de 1,5 metros de ancho que permita el tránsito con comodidad. De esta forma el alumno puede subir con su equipo de combate evitando las escaleras de tipo vertical observada en las torres estudiadas del Tercio de Armada (TEAR) y Estación Naval de Algameca [2.3]

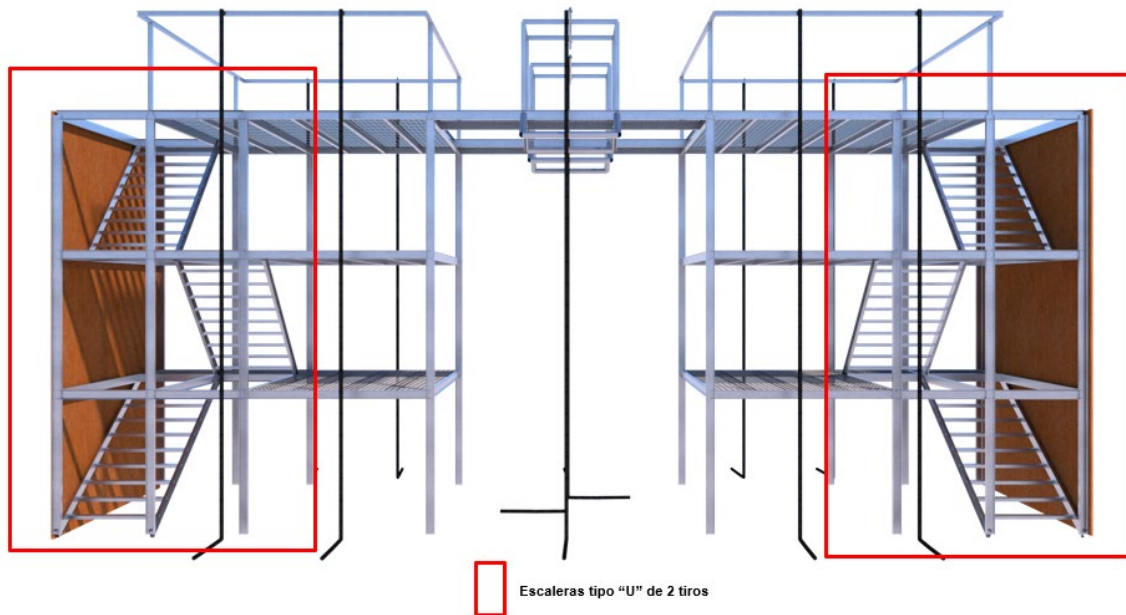


Figura 4-3 Dos escaleras tipo "U" de 2 tiros

Para favorecer que el mayor número posible de alumnos este participando de forma activa en los ejercicios, se han contemplado un total de 12 puntos de anclajes [Figura 4-4]. Estos puntos son zonas concretas de la estructura desde donde se podrán instalar los diferentes descensos. De esta forma, se ha aumentado notablemente el número de descensos simultáneos conforme a las estructuras estudiadas en el capítulo 2.3. Este es un factor importante ya que, atendiendo a la evolución de las promociones de Infantería de Marina de los últimos años, podemos apreciar que tienden a ser más numerosas. Hay que destacar que desde cada uno de los 12 anclajes se puede realizar rapel o fast rope indistintamente según se requiera.

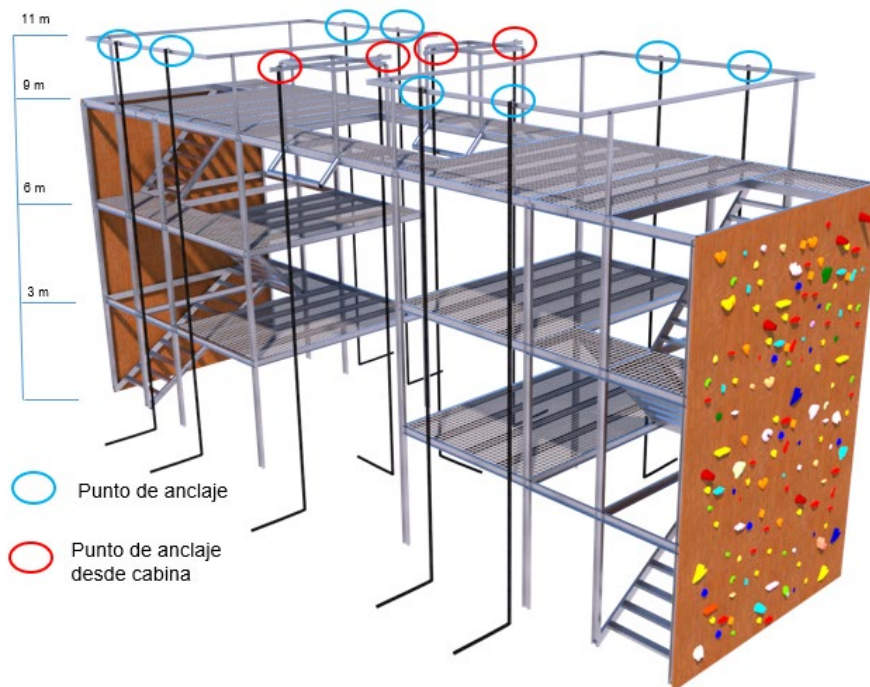


Figura 4-4 Doce puntos de anclaje disponibles

Se podrán realizar 2 ascensos simultáneos de 9 metros de escalada por cada una de las paredes laterales, permitiendo 4 en total, mostrados en la Figura 4-5. Para que se realice sin que ambos escaladores se molesten durante el ascenso, cada escalador dispondrá de 3 m de ancho de vía, por tanto, la pared debe tener un ancho de 6 metros mínimo. La creación de la pared del rocódromo no es objeto de este proyecto, pero sí se ha tenido en cuenta a la hora del cálculo de las acciones estructurales.

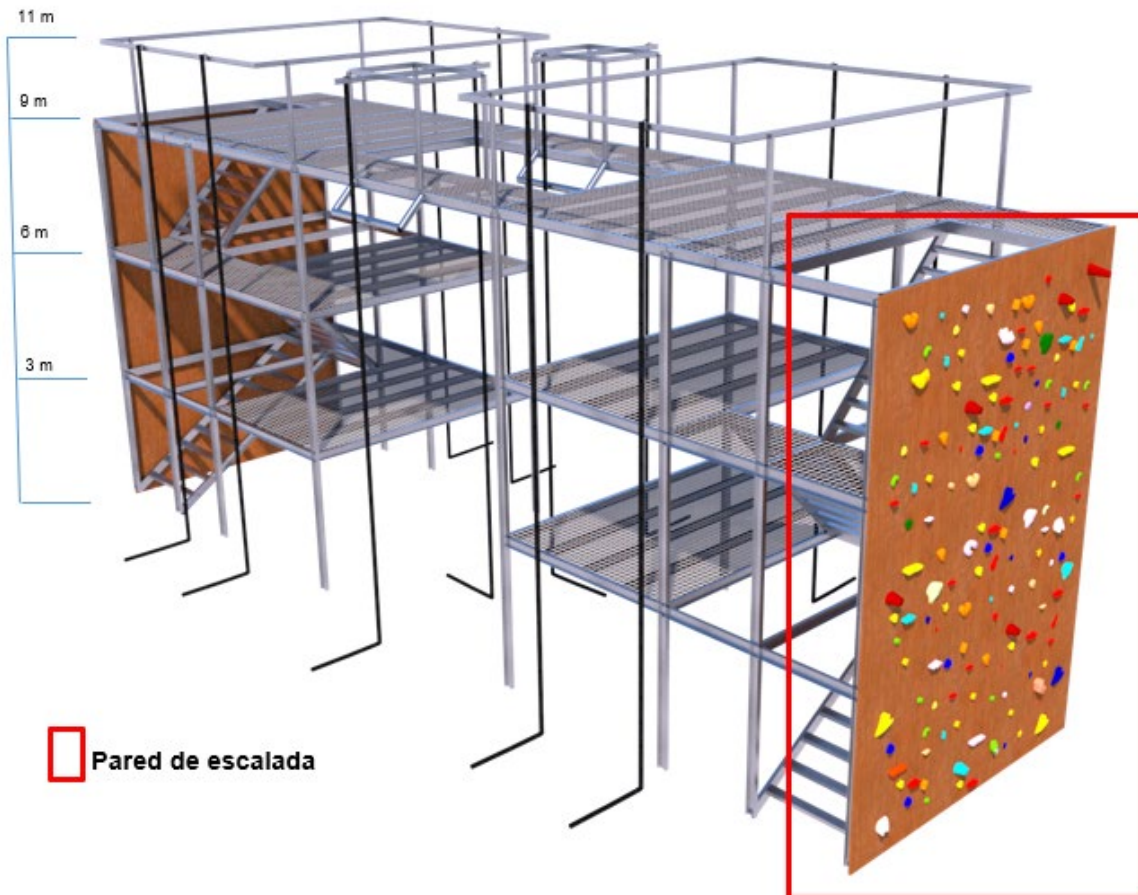


Figura 4-5 Pared de rocódromo con dos vías escalada

Para poder apreciar más en detalle las características expuestas, se ha generado un código QR con un enlace que dirige a un video ilustrativo en la plataforma YouTube [Figura 4-6].



Figura 4-6 Código QR con enlace a video ilustrativo de la estructura

Además, mediante el programa Photoshop, a partir de una imagen tomada de la ubicación seleccionada y la estructura modelada en SketchUp, se ha creado un montaje para poder visualizar el resultado final de una forma más realista. De esta forma, se podrá realizar una mejor evaluación del diseño propuesto y de su impacto visual.



Figura 4-7 Montaje realizado mediante Photoshop de una representación realista de la estructura

4.2 Detalles estructurales.

4.2.1 Arriostramientos

Cuando la rigidez de la unión viga-soporte no está garantizada debe recurrirse al arriostramiento [33]. El arriostramiento más simple es la cruz de San Andrés, que consiste en 2 tirantes que pueden trabajar alternativamente en tracción, se puede apreciar dicho elemento estructural materializado por las vigas IPE 100 de la Figura 4-8.

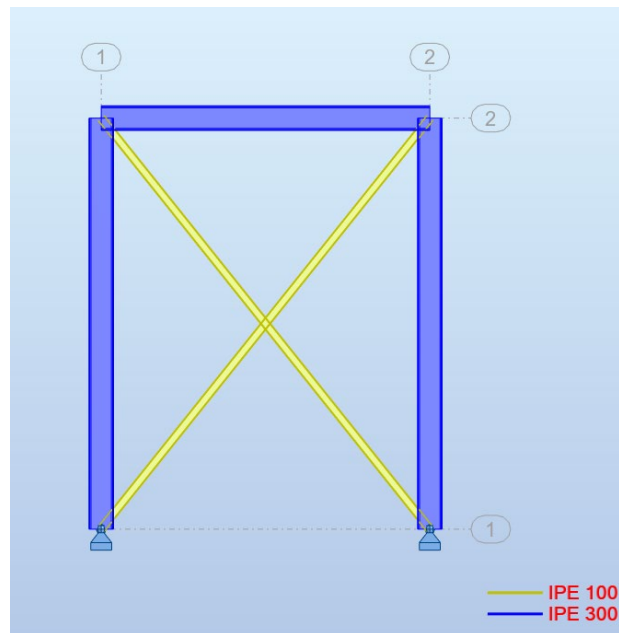


Figura 4-8 Ejemplo cruz de San Andrés

Como propósito general proporciona seguridad adicional ante las cargas externas en una construcción permitiendo que las fuerzas laterales debidas al viento, terremotos, etc., se transmitan de manera eficiente a los cimientos del edificio.

Es un elemento presente típicamente en la mayoría de las estructuras metálicas. Por lo que podría resultar llamativo que el diseño propuesto no presente ningún tipo de arriostramiento, sin embargo, esto está debidamente justificado en ambos ejes.

1. Eje X

La separación entre los pilares destacadas en azul y señaladas con las flechas negras en la Figura 4-9 es de longitud reducida, en concreto 2 metros, esto es un factor que favorece a la hora de garantizar la estabilidad.

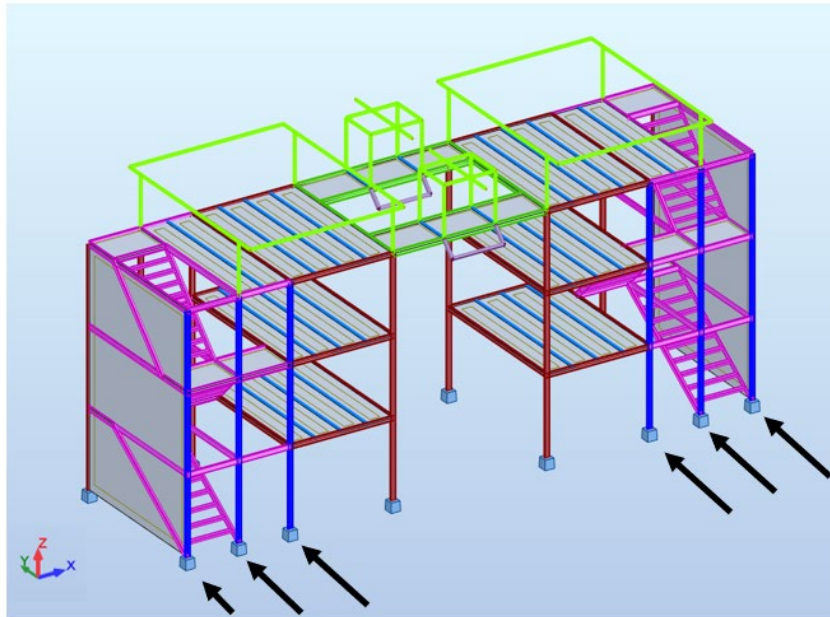


Figura 4-9 Columnas de los extremos

Por otro lado, entre los grupos de vigas destacados en la Figura 4-10, existe el doble de distancia, pero tampoco se ha considerado su uso ya que afecta directamente a la funcionalidad de la estructura dificultando su uso.

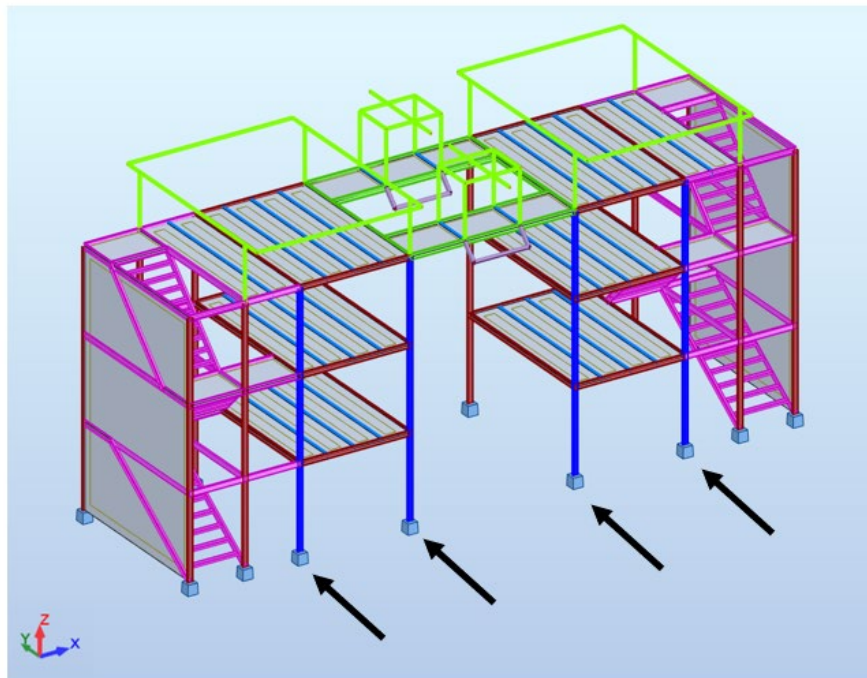


Figura 4-10 Columnas centrales

2. Eje Y

En este caso, los perfiles de la escalera mostrados en la Figura 4-11, a pesar de no haber sido ubicados con esa finalidad, contribuyen a la estabilidad soportando esfuerzos de tracción semejantes a los de una cruz de San Andrés. Además, como la estructura no tiene cerramientos laterales, la resistencia que ofrece al viento es despreciable en este eje.

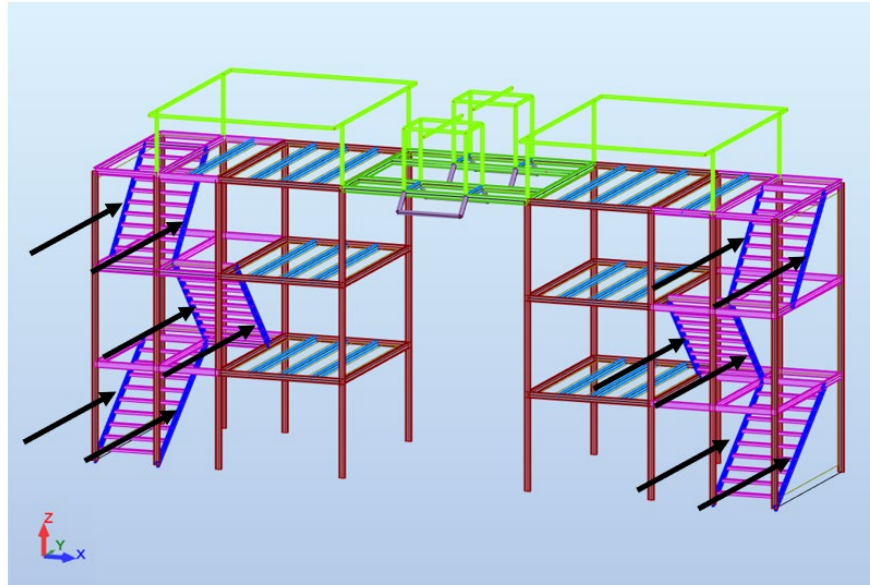


Figura 4-11 Perfiles de la escalera

4.2.2 *Cerramientos*

Se han considerado dos posibles tipos de cerramientos ubicados en el rellano de las escaleras, el suelo de la estructura principal y el suelo de ambos puentes:

1. **Forjado mixto colaborante**

Este tipo de cerramiento permite construir un forjado sin apuntalamientos y se comenzó a utilizar en EE. UU. en los años 50 para la construcción de rascacielos. El hormigón se vierte sobre un perfil de chapa grecada que sirve de encofrado y a su vez de armadura de positivos, es decir, ayuda a soportar los esfuerzos de tracción en la cara inferior del forjado debido al momento flector [34].

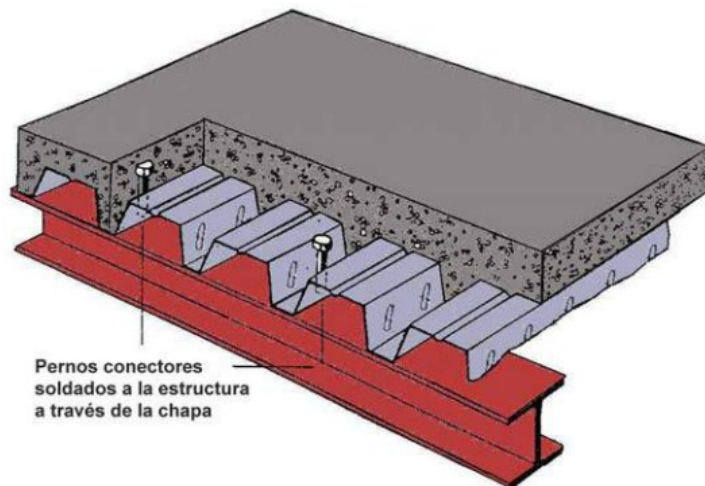


Figura 4-12 Ejemplo de forjado mixto colaborante [34]

Ventajas:

- Es una solución versátil ya que se adapta a multitud de distribuciones en planta.
- Elevada relación resistencia/peso.
- Se reduce el coste al usar menos hormigón.
- No necesita apuntalamiento reduciendo el tiempo de instalación.

Desventajas:

- Se debe contar con personal especializado.
- No admite luces superiores a 5 m.
- La reducción de masa puede contribuir a vibraciones perceptibles.

2. **Rejilla metálica inoxidable.**

Se ha estudiado el catálogo de rejillas metálicas electrosoldadas de la marca Sideraceros [35], en concreto se ha optado por la malla TRAMEX, mostrada en la Figura 4-13. Este modelo tiene la certificación de seguridad (B.O.E. de 23-04-97, según Real Decreto 486/1997 de 14 de Abril [36]) que presenta las siguientes ventajas e inconvenientes:

Ventajas

- Al tratarse de una estructura abierta, la carga de viento afecta sobre los forjados de las distintas plantas, la malla metálica presenta huecos en su estructura que reduce esta carga.
- Aumenta la seguridad debido a que los huecos permiten ver si hay otra persona en la planta inferior con intenciones de descender.
- Se trata de una superficie antideslizante.
- Los huecos son lo suficientemente pequeños como para no dejar pasar material de una planta a otra en caso de caída.

Inconvenientes.

- Permiten menor luz entre apoyos, por lo que se debe considerar el uso de viguetas.

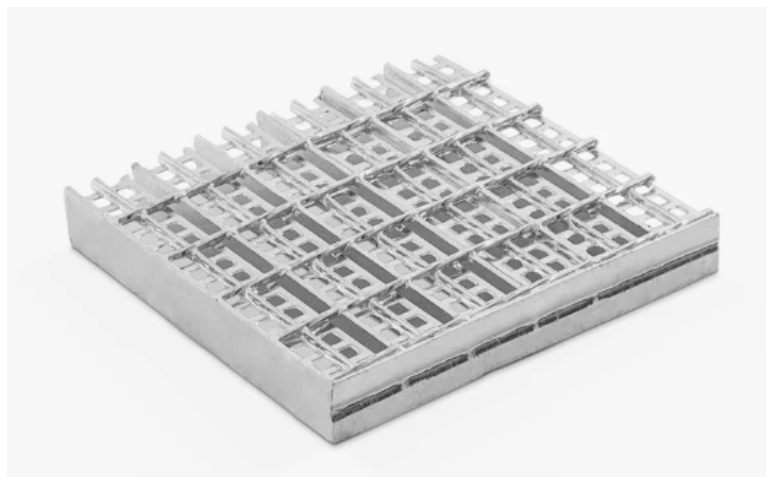


Figura 4-13 Malla metálica TRAMEX de seguridad [35]

A pesar de la alta resistencia que ofrece el forjado mixto colaborante se ha optado por la malla metálica ya que sus ventajas se adecuan en mayor medida con las características funcionales de la estructura.

La luz entre apoyos de los 3 rellanos por cada una de las dos escaleras y de los dos puentes metálicos es de 1,5 m. Atendiendo al catálogo [35] observamos que el modelo 40 x 45 PP 8 x 8 con lámina portante de 40x3 mm es el perfil mínimo necesario para cumplir con las solicitaciones de la estructura sin necesidad de añadir viguetas. Sin embargo, el habitáculo principal tiene una luz de 4m, por lo tanto, de acuerdo con el catálogo ninguna malla es válida. Como solución se han añadido 4 viguetas, reduciendo la luz a 1m y se selecciona el perfil 34 x 38 PP 8 x 8 con lámina portante de 25x3 mm que además permite reducir la flecha máxima con respecto a la malla anterior de 5 mm a 4 mm.

4.2.3 Uniones

Una de las diferencias de una estructura metálica con respecto a una de hormigón es la existencia de multitud de uniones. Se trata de un elemento al que prestar especial atención ya que toda unión por su propia naturaleza es una discontinuidad y, por tanto, una zona potencialmente peligrosa. Se procede a estudiar las características de las uniones soldadas y atornilladas [37].

1. Soldadas

Se trata de una unión permanente de dos o más piezas mediante la fusión de ellas. De forma general, la mayoría de las técnicas de soldadura se basan en la fusión de materiales mediante calor para conseguir que los materiales alcancen su punto de fusión y se derritan, logrando así una unión fija y permanente al enfriarse.

Ventajas:

- La soldadura produce uniones altamente resistentes a esfuerzos a los que puede estar sometido.
- Resistencia a la corrosión.

Desventajas:

- Son uniones de tipo permanente, impidiendo desmontar la estructura si fuera necesario.
- No absorbe vibraciones.
- Necesidad de mano de obra especializada.

2. Atornilladas

Esta unión se realiza mediante tornillos, compuestos por una cabeza hexagonal, un vástago liso y una parte roscada que permite el sellado mediante una tuerca y una arandela. Su colocación se realiza en frío.

Ventajas:

- No requiere mano de obra especializada.
- Se pueden desmontar fácilmente.
- Costos operativos bajos.
- Facilidad para unir distintos tipos de materiales con distintos tipos de fabricación.

Desventajas:

- Normalmente la junta es más débil que las partes que se van a unir.
- No son herméticas a los fluidos.
- Concentración de tensiones en la zona de los agujeros.
- Posibilidad de aflojarse.

Como conclusión de este apartado, para facilitar el montaje y favorecer posibles modificaciones de la estructura se realizarán uniones atornilladas exceptuando el grupo de perfiles UPN de la escalera y el grupo ROND del patín de la cabina que serán uniones soldadas.

4.3 Bases de cálculo estructural

Se exponen a continuación los principios del cálculo estructural necesarios para el dimensionamiento de la estructura. Para la realización de esta fase de desarrollo del proyecto se ha empleado el software Robot Structural. Aunque este programa realiza de forma detallada las comprobaciones estructurales, en este apartado se ha tratado la parte teórica del cálculo de acciones.

4.3.1 Cálculo de acciones

El documento DB-SB-AE [19] divide las acciones en permanentes, variables y accidentales:

- **Acciones permanentes (G):**

Son inherentes a la estructura y su valor es constante en magnitud y posición. En nuestro caso tendremos en cuenta el peso propio de la estructura y el de las rejillas metálicas que conformaran el suelo.

1. Peso propio

Considerados por el programa de forma automática en función del perfil seleccionado.

2. Peso del suelo de rejilla metálica

Teniendo en cuenta el capítulo 4.4.1, seleccionaremos 2 tipos de rejilla metálica según su ubicación:

- Rellano de escaleras (separación entre apoyos 1,5m): Se usará una malla 40 x 45 PP 8 x 8 con lámina portante de 40x3, con un peso propio de 39,05 kg/m². En cada planta existe un rellano por escalera, cada uno está dividido en 2 rectángulos de barras UPN 200 de 1,5x2 m. Teniendo en cuenta el peso de la malla y la longitud de sus apoyos, cada una de las cuatro barras soportará una carga distribuida de 0,58 kN/m.
- Habitáculo principal (separación entre apoyos 1m): Se usará una malla 34 x 38 PP 8 x 8 con lámina portante de 25x3, con un peso propio de 26,35 kg/m². El habitáculo principal de cada planta lo conforma un rectángulo de barras IPE 200 de 6x4 m que a su vez está dividido en secciones de 1 metro de ancho. Teniendo en cuenta el peso de la malla y la longitud de sus apoyos, cada una de las cuatro barras soportará una carga distribuida de 0,26 kN/m.

- **Acciones variables (Q):**

Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura, dependiendo de factores como la meteorología, emplazamiento, geometría y finalidad de uso. Analizaremos la sobrecarga de uso, el viento, las acciones térmicas y la carga de nieve:

1. Sobrecarga de uso

Se trata del peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. No se contempla ubicar elementos de un peso significativo en ninguna de sus plantas. La situación más desfavorable corresponde con su uso menos habitual, que, en este caso, debido a su posible ubicación en inmediaciones de la pista militar 3.2, corresponde con el uso de la estructura como plataforma elevada para presenciar competiciones deportivas,

demostraciones aéreas de helicópteros o una parada naval en la ría. Para este uso se considera la existencia de 30 personas por planta resultando en una carga de 0,5 kN/m². Favoreciendo la seguridad, redondeamos a la alza la carga calculada, siendo 1 kN/m² que, además, coincide según el DB-SE-AE [19] con un valor característico de sobrecarga de uso semejante a la categoría de cubierta transitable accesible solo privadamente.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁶⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Figura 4-14 Valores característicos de la sobrecarga de uso [19]

Por otro lado, en cada punto de anclaje para los 12 descensos se debe tener en cuenta una carga puntual dinámica considerando el peso de la estacha y el de una persona con su equipo de combate. Según el Documento Básico SE [18], las fuerzas dinámicas se representan a través de una fuerza estática equivalente. En este caso se ha mayorado, considerándose 1,5 kN.

2. Viento

La distribución y el valor de las presiones vendrá determinada por la intensidad y dirección del viento, así como por la forma, dimensiones y permeabilidad de la estructura. La forma del viento actúa de forma perpendicular a la superficie sobre la que incide y se calcula mediante la siguiente fórmula:

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

El primer término, q_b , se calcula según la fórmula $q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot v_b^2$, donde δ es la densidad del aire y v_b la velocidad básica del viento. Otra forma de calcular la presión dinámica del viento es acudiendo a la Figura 4-15. La ubicación de Pontevedra se encuentra dentro de la zona B que corresponde a un valor de 0,45 kN/m².



Figura 4-15 Velocidad del viento según zona geográfica [19]

El coeficiente de exposición, c_e , varía según el grado de aspereza del entorno y la altura del punto considerado, se calcula mediante la tabla de la Figura 4-16. A pesar de tener la última planta una altura de 9m, consideraremos la altura más desfavorable correspondiente a los elementos que se coloquen encima como la cabina de helicóptero. Para una altura de 9-12 metros sobre el suelo y grado de aspereza del entorno I, el coeficiente c_e tiene un valor de 3,1.

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 4-16 Valores del coeficiente de exposición [19]

El coeficiente eólico o de presión, c_p , dependen de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición de elemento considerado y de su área de influencia. Tendremos en cuenta los efectos generados por la de presión del viento y por la succión, siendo estos últimos valores negativos. Este coeficiente será considerado de forma automática por el software Robot Structural.

3. Acciones térmicas

Según nos indica el DB-SE-AE [19], los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior, provocando deformaciones de todos los elementos constructivos pudiendo llegar a crear tensiones en los diferentes elementos afectados. Sin embargo, debido a que no existen elementos continuos de más de 40 m, la propia nos indica que se pueden despreciar las acciones térmicas.

4. Nieve

La carga de nieve sobre una cubierta viene dada según el clima del lugar, el tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

La carga de nieve se obtiene según la siguiente ecuación:

$$q_n = \mu \cdot s_k.$$

Siendo:

μ : coeficiente de forma de la cubierta. La inclinación de la cubierta es de 0°, por tanto, se toma el valor 1.

s_k : valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. De la Figura 4-17, se determina que s_k para la ubicación de Pontevedra tiene un valor de $0,3 \text{ kN/m}^2$.

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,7
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,2
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,9
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,4
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,2
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,9
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,5
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,2
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,4
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,7
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,5
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,2
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla		

Figura 4-17 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas [19]

Como resultado se obtiene $q_n = 0,3 \text{ kN/m}^2$.

- **Acciones accidentales (A):**

Son aquellas cuya probabilidad de que ocurra es pequeña, sin embargo, en caso de tener lugar las consecuencias son de gran importancia.

Sismo

Estas acciones están reguladas según la Normativa de Construcción Sismorresistente [24], indicando que para aquellas construcciones donde $a_b < 0.04g$ (g : aceleración de la gravedad y a_b : aceleración sísmica básica), la consideración de las acciones sísmicas estará exenta de ser de obligado cumplimiento. Observando la Figura 4-18, podemos ver que para la zona de Pontevedra se cumple la condición anterior, por tanto, la aplicación de esta norma no es necesaria.



Figura 4-18 Mapa sísmico de la norma sismorresistente NCSE-02 [24]

4.3.2 Combinación de acciones

Para este apartado se ha seguido la normativa CTE-DB-SE [18], el Código Estructural [17] así como el libro de Acciones en la Edificación [19].

Una vez calculadas todas las diferentes acciones que van a influir sobre la estructura, estudiaremos cómo se deben considerar combinadas todas ellas para cumplir los requisitos fijados en el capítulo 4 del CTE-DB-SE [18].

El Estado Límite es una condición crítica que se utiliza en el diseño y análisis de estructuras para garantizar su seguridad y estabilidad. Se define como la condición en la que la estructura alcanza su límite de capacidad para soportar las cargas aplicadas, ya sea por deformación excesiva, agrietamiento, colapso total o cualquier otro tipo de falla. Existen varios tipos de estados límite, como el estado límite de resistencia, el estado límite de deformación y el estado límite de servicio. Cada uno de ellos representa una condición específica en la que la estructura debe ser analizada para garantizar su seguridad y durabilidad. En general, el diseño estructural se lleva a cabo para garantizar que la estructura sea capaz de resistir las cargas y fuerzas a las que estará sometida a lo largo de su vida útil, sin alcanzar los estados límites que

podrían poner en peligro la seguridad de la estructura o las personas que la utilizan.

El Estado Límite de Servicio (ELS) son aquellos que si son superados pueden afectar al confort de los usuarios, al funcionamiento normal de la construcción o a su apariencia. Pueden ser tanto de carácter reversible como irreversible una vez desaparecidas las acciones incidentes. Se considerarán los relativos a las deformaciones, las vibraciones y los daños que afecten a la apariencia.

El estado límite último (ELU) son aquellos que de ser superados representan un riesgo para las personas debido al colapso total o parcial de la construcción o su puesta fuera de servicio. Se considerarán los debidos a la pérdida del equilibrio, así como el fallo por deformación excesiva y rotura de sus elementos estructurales.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones nombradas en 4.2.1 para una situación de cálculo persistente y transitoria, se determina mediante la combinación de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- El primer sumando, $\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$, hace referencia al sumatorio de todas las acciones permanentes ($G_{k,j}$) con sus respectivos valores característicos multiplicado por su coeficiente de seguridad ($\gamma_{G,j}$).
- En segundo lugar, se encuentra el cálculo del pretensado, $\gamma_p \cdot P$, el cual no afecta en este caso.
- El siguiente sumando, $\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$, hace referencia a la acción variable determinante con su valor característico ($Q_{k,1}$) multiplicado por el correspondiente coeficiente de seguridad.
- Lo restante son las restantes acciones variables concomitantes con la acción variable determinante, $\gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$, con sus valores característicos ($Q_{k,i}$), su coeficiente de seguridad ($\gamma_{Q,i}$) y su coeficiente de simultaneidad $\Psi_{0,i}$.

Analizando más concretamente los coeficientes de seguridad, también conocidos como coeficientes parciales o de mayoración, se debe tener en cuenta si la carga a la que se le está añadiendo ese coeficiente es favorable o desfavorable a la acción variable determinante, ya que tomará un valor u otro como se puede ver en la Figura 4-19.

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 4-19 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones [18]

En cuanto a los coeficientes de simultaneidad existen tres tipos: valor de combinación (Ψ_0), valor frecuente (Ψ_1) y valor casi permanente (Ψ_2) como se puede ver en la Figura 4-8. En este caso se usa (Ψ_0) como se indica en la Figura 4-20.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Figura 4-20 Coeficientes de simultaneidad [17]

A la hora de hacer las diferentes combinaciones de cargas, poniendo como acción variable determinante cada uno de los diferentes valores característicos, hay que tener en cuenta que la acción variable de sobrecarga de uso no es concomitante con el resto de las acciones variables. En primer lugar, se hace la comprobación para E.L.U de resistencia, para cada elemento de la estructura. A continuación, se hace un proceso análogo para la comprobación del E.L.S, la única diferencia entre ambos es el coeficiente de seguridad $\gamma_{Q,i}$ que se encuentran en la Figura 4-19. Una vez se obtiene esa combinación de cargas, para E.L.U, al ser el caso más desfavorable, también será esa misma combinación para E.L.S, variando ese coeficiente de seguridad. Será realizado por el software de forma automática.

4.4 Diseño mediante Robot Structural

Para realizar el diseño y las comprobaciones estructurales se ha empleado el software Robot Estructural que contempla la normativa vigente en España expuesta en el capítulo 4.2.3.

4.4.1 Definición de la estructura

Una vez definido el diseño [capítulo 4.1], introducimos las líneas de construcción de los ejes X, Y y Z, que servirán de referencia para introducir los perfiles [Figura 4-21].

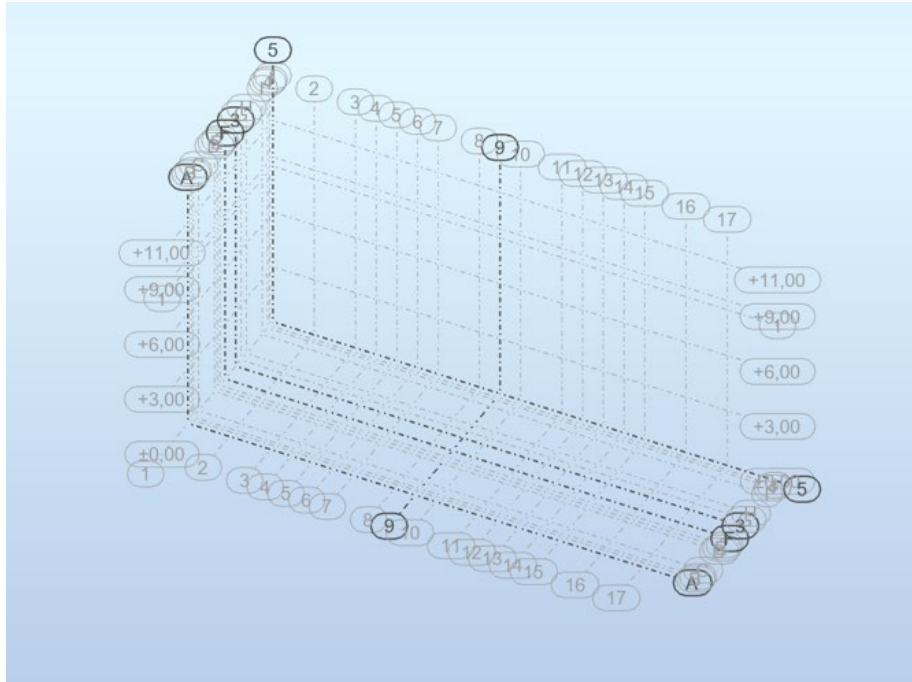


Figura 4-21 Líneas de construcción de referencia para las medidas del diseño

Posteriormente introducimos el perfil que vamos a emplear para cada sección. En este paso lo importante es el tipo de perfil a emplear, en este caso UPN, IPE y ROND. El tamaño en esta fase del diseño es orientativo ya que posteriormente, al implementar los diferentes casos de cargas y verificar la estructura, se comprueba si es necesario aumentar o reducir el tamaño [Figura 4-22].

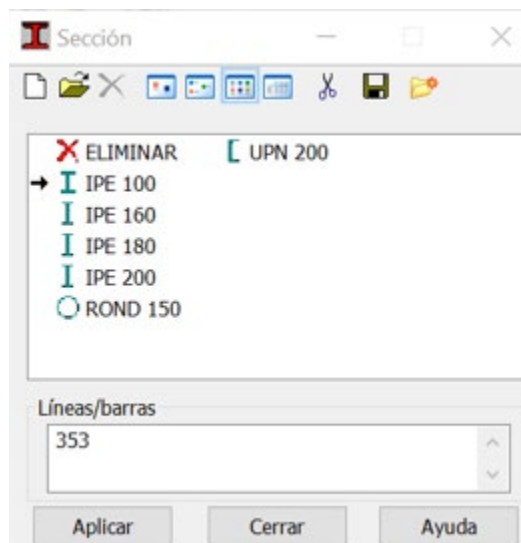


Figura 4-22 Tipos de sección seleccionadas para el diseño

Mediante la herramienta “barra” se dibuja la estructura y usando “apoyos” se establece que el tipo de apoyo entre las vigas y el suelo será empotrado. La herramienta “cerramientos” nos permite transmitir esfuerzos sin que constituya un elemento estructural. Se crean cerramientos en las paredes laterales donde se ubicarán las planchas de madera del rocódromo y en el suelo que estará formado por la rejilla metálica [Figura 4-23].

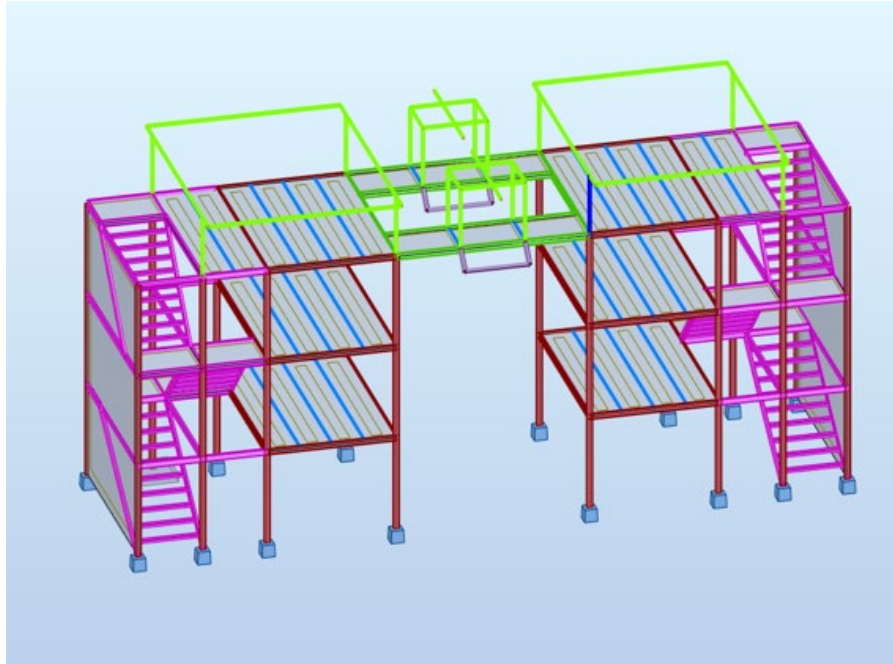


Figura 4-23 Diseño estructura en software Robot Structural

4.4.2 Casos de carga

Una vez representada la estructura se añaden los diferentes casos de carga con los datos obtenidos en 4.3.1. Las acciones que se describen a continuación se encuentran detalladas en el Anexo III: Casos de carga.

- **Acciones permanentes:**
 - Peso propio: Calculado automáticamente por el software.
 - Peso rejilla metálica: Para las viguetas de separación 1,5m se considera una carga distribuida de 0,58 KN/m y para las de separación 1m se establece 0,26 KN/m.
- **Acciones variables:**
 - Sobrecarga de uso: 1 KN/m² para la superficie del suelo y 1,5 KN/m² para los 12 puntos de anclaje.
 - Viento: Según el simulador de viento del propio software, en este estudio no se han tenido en cuenta todas las posibles direcciones en las que el viento puede actuar, apoyándonos en DB-SE-AE [19], se ha simplificado considerando solo las dos direcciones principales X e Y en sus dos posibles sentidos.
 - Nieve: 0,3 KN/m².
- **Combinación de acciones E.L.U y E.L.S.:**

Ver Anexo III: Casos de carga

4.4.3 Verificación de secciones.

Consiste en aplicar la formulación y los coeficientes de seguridad establecidos para comprobar la seguridad de los miembros estructurales. Para ello abrimos el nivel de esquema “DIMENSIONAMIENTOS DE ACERO” y luego “BARRAS DE ACERO”.

Para realizar esta tarea de forma óptima se procede a agrupar las 220 barras que forman la estructura según grupos de trabajo que facilitan la verificación estructural. Se crean 6 grupos diferentes con características similares: columnas principales, escalera, vigas habitáculo principal, viguetas para rejilla metálica, anclaje de cuerda y soporte de cabina.

Para obtener el perfil más adecuado que cumple con las solicitaciones establecidas para cada uno de los 6 grupos, seleccionamos “DIMENSIONAMIENTO GRUPOS” y calculamos para el estado límite de servicio por ser más restrictivo seleccionando la casilla “OPTIMIZAR” [Figura 4-24].

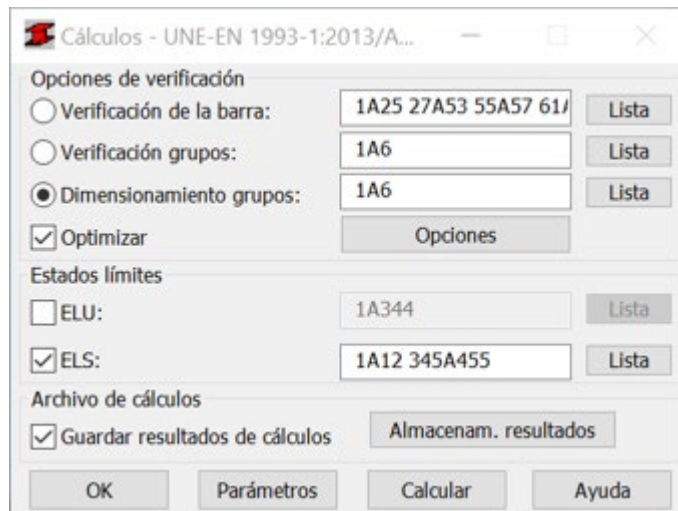


Figura 4-24 Dimensionamiento y optimización de las secciones

De esta forma se obtienen los perfiles óptimos par cada uno de los grupo exceptuando los perfiles UPN y ROND que por motivos ergonómicos se ha decidido sobredimensionarlos para facilitar la subida del personal que use la estructura. La selección de perfiles queda establecida según la Figura 4-25 Perfiles seleccionados, el detalle de las comprobaciones estructurales se encuentra en el Anexo III: Casos de carga

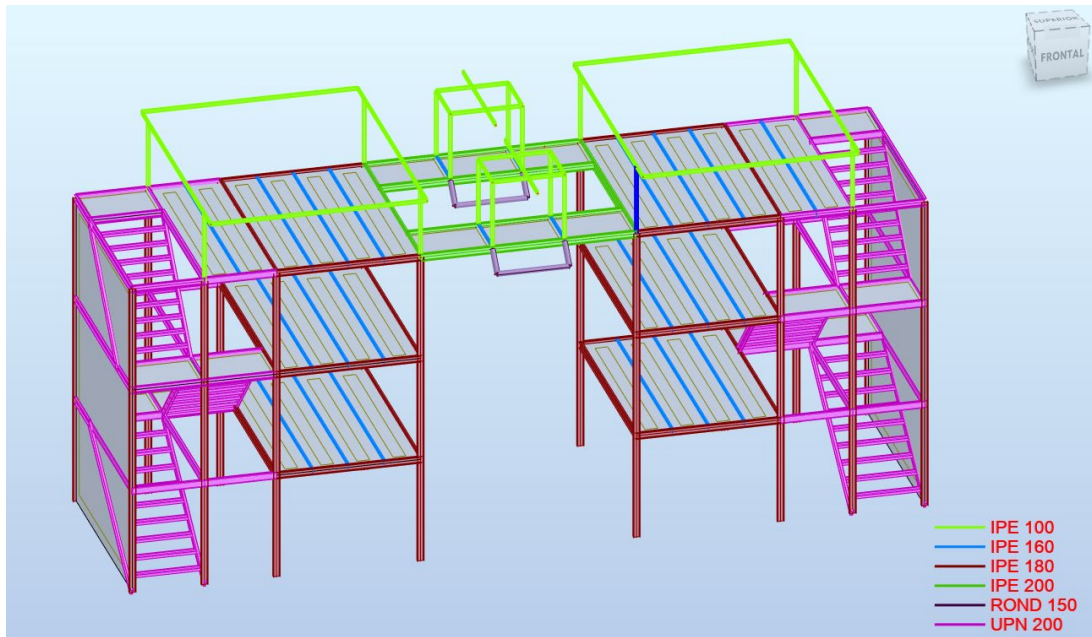


Figura 4-25 Perfiles seleccionados

En la Tabla 4-1 se muestran los perfiles estructurales seleccionados y la cantidad necesaria de cada uno:

Elemento	Perfil	Cantidad
Columna	IPE 180	16
Viga	IPE 180	24
Puente	IPE 200	4
Vigueta	IPE 160	20
Escalera	UPN 200	122
Soporte anclajes	IPE 100	34
Patín cabina	ROND 50	12

Tabla 4-1 Perfiles estructurales seleccionados y cantidad

4.4.4 Uniones

En el nivel de esquemas seleccionamos “DIMENSIONAMIENTO DE ACERO” y a continuación “UNIONES”. Para simplificar el proceso se han agrupado las diferentes uniones existentes según su geometría y se ha procedido a calcular la más desfavorable. A continuación, se muestra una imagen de cada tipo de unión, las comprobaciones estructurales se encuentran en el Anexo VI: Comprobaciones de las uniones mediante Robot Structural Analysis [Figura 4-26].

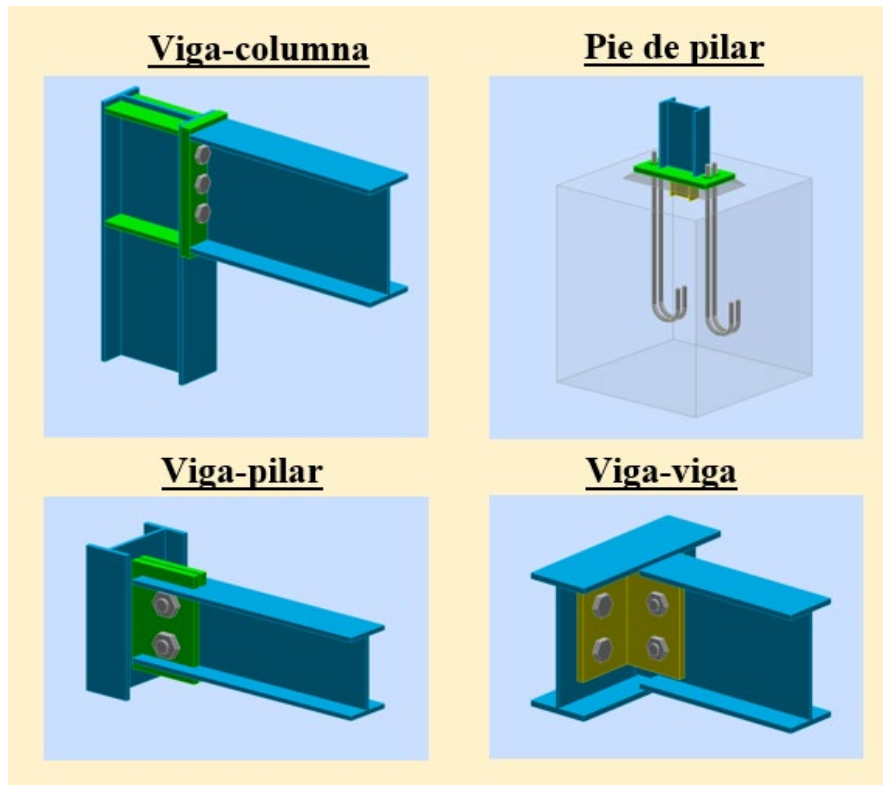


Figura 4-26 Tipos de uniones según su tipo

4.4.5 Cimentación

Para conocer en profundidad el tipo de cimentación que se debe emplear para soportar la estructura es necesario realizar un estudio geotécnico para determinar las propiedades del suelo. En este proyecto se ha realizado una primera aproximación, debido nos encontramos ante un terreno ganado al mar de escasa calidad, se han introducido en el software valores de sus características bajos. En concreto, se ha elegido llevar a cabo una cimentación formada por zapatas aislada formada por un emparrillado de acero B500S, y hormigón HA-25. Podemos verla de forma gráfica en la Figura 4-27 Zapata aislada y sus detalles en el Anexo IV.

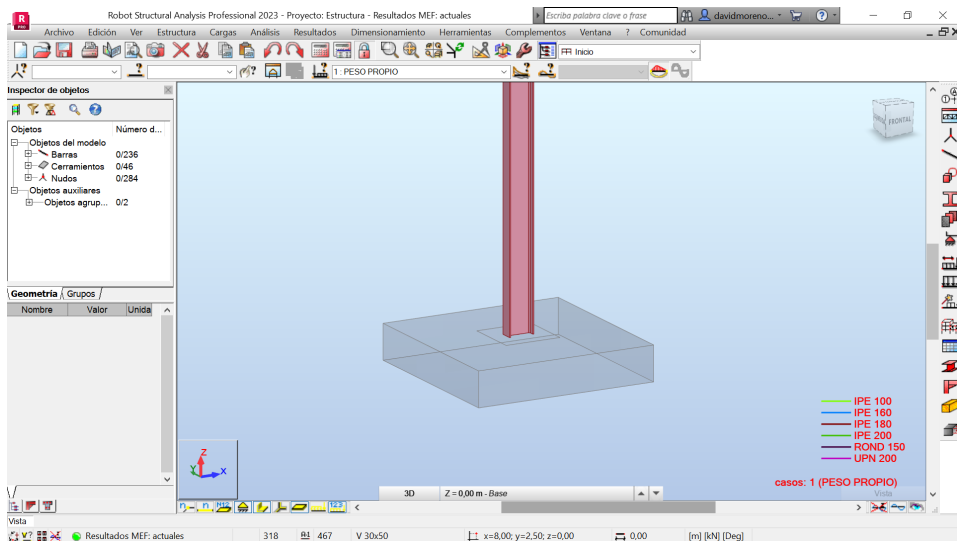


Figura 4-27 Zapata aislada

4.5 Presupuestos

En primer lugar, se tratan las condicionantes específicos que afectan al proyecto por estar ubicado sobre suelo militar. Describiendo el tipo de gestión que es necesario realizar y sus condicionantes. A continuación, se realizará una primera aproximación para determinar el costo que tiene realizar la estructura propuesta en la ENM. Para ello se ha elaborado una tabla resumen de los gastos económicos que se han calculado.

4.5.1 Gestión de proyectos en la Escuela Naval Militar

Por su naturaleza militar, el proyecto estaría financiado por el Ministerio de Defensa. Este hecho provoca que existan ciertas diferencias a la hora de ejecutar frente a las construcciones en suelo urbano. En la Figura 5-1 se puede observar el proceso que sigue un proyecto en suelo militar desde su inicio hasta su posible ejecución.

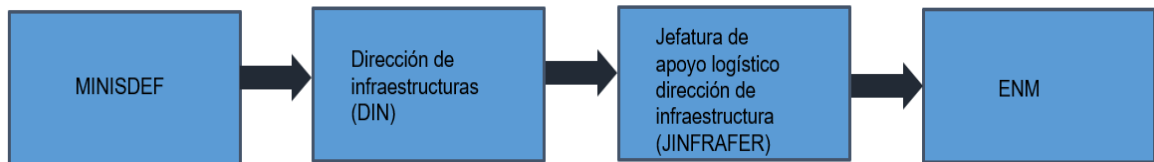


Figura 4-28 Organigrama de construcción para proyectos de la ENM

La Escuela Naval Militar para este tipo de construcciones depende directamente de la Jefatura de apoyo logístico (JAL), más concretamente de la dirección de infraestructura del Arsenal de Ferrol. De forma opcional, es recomendable que la Oficina de Supervisión de la JAL revise el proyecto. Siguiendo la instrucción permanente de la DIN 02/06 del Almirante Jefe de Apoyo Logístico sobre Licencias, Tasas e Impuestos por Obras Realizadas en Bienes Inmuebles Afectos al Ministerio de Defensa (Armada), es necesario solicitar un permiso de construcción al Ayuntamiento de la zona (Marín). Sin embargo, la Escuela Naval Militar al estar en el listado de bienes de interés para la defensa nacional, no tiene obligación de solicitar dicho permiso al Ayuntamiento.

Para poder llevar a cabo el proyecto descrito en el presente proyecto fin de grado, cabe destacar que deberíamos llevar a cabo la realización de un contrato de obras. Para lo cual necesitaríamos elaborar previamente la documentación requerida:

- Memoria Justificativa de la Necesidad
- Documento de Determinación de Necesidades
- Pliego de Prescripciones Técnicas
- Pliego de Cláusulas Administrativas Particulares

Una vez adjuntada la documentación mencionada y se lleve a cabo el proceso de licitación, se adjudicará a la empresa que ofrezca unas mejores condiciones bajo el criterio calidad-precio recogido en la propia Ley de Contratos del Sector Público (LCSP) 9/2017, de 8 de noviembre. Tras la adjudicación será la propia empresa quien deberá de requerir los permisos necesarios para la construcción, así como lo referente a documentos medioambientales entre otros.

4.5.2 Presupuesto

A lo largo de este proyecto se ha propuesto un diseño básico preliminar para mejorar las condiciones de adiestramiento de la ENM, para realizar una aproximación del costo que tendría la realización de un proyecto de estas características se ha empleado el software Robot Structural y los índices de mercado. Los resultados principales se encuentran en la Figura 4-29.

DESCRIPCIÓN	VALOR (EUROS)
Perfil metálico IPE 100	24.135,68
Perfil metálico IPE 160	15.903,89
Perfil metálico IPE 180	28.102,76
Perfil metálico IPE 200	10.223,56
Perfil metálico ROND 150	1.856,76
Perfil metálico UPN 200	18.567,99
Uniones atornilladas	12.567,87
Uniones soldadas	12.089,78
Cimentación	25.434,87
Suelo metálico	19.079,90
Presupuesto de Ejecución Material (PEM)	167.963,06
13% gastos generales	21835,1978
6% beneficio industrial	10077,7836
Presupuesto de licitación	199.876,04
21% IVA	41973,96869
Presupuesto total de obras	241.850,01

Figura 4-29 Presupuesto en base a los índices de mercado

Por tanto, el presupuesto total de obras de este proyecto es de **DOSCIENTOS CUARENTA Y UN MIL OCHOCIENTOS CINCUENTA EUROS CON UN CÉNTIMO (242.850,01 €)**.

5 CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS

5.1 Conclusiones

En este proyecto se ha identificado una carencia en las instalaciones de la Escuela Naval Militar y se ha propuesto una posible solución mediante el estudio del diseño preliminar de una torre multifunción de maniobras. En él, se ha desarrollado una propuesta de diseño en base a todos los factores que se han considerado relevantes, tales como, la normativa militar y civil de aplicación, los diferentes materiales de construcción o los espacios disponibles en la ENM.

Las principales conclusiones a las que se ha llegado durante el desarrollo del proyecto satisfacen los objetivos establecidos inicialmente:

- Se ha realizado una argumentación clara sobre la necesidad de implantar una estructura que satisfaga las necesidades de adiestramiento en técnicas especiales para el alumnado de la Escuela Naval Militar.
- Se han estudiado las torres de adiestramiento de los acuartelamientos del Tercio de Armada y de la Algameca, identificándose sus fortalezas y debilidades, sirviendo de referencia para el diseño propuesto. Además, se ha valorado el diseño del rocódromo de la ENM para la futura construcción de la pared de escalada.
- Una vez definidas las tres actividades para las que se pretende diseñar la estructura; rapel, escalada y fast rope, se ha procedido a dar una explicación sobre cómo se desarrollan para lograr una mejor comprensión por parte del lector de la propuesta de diseño.
- Se ha identificado la doctrina militar de referencia para adaptar el diseño a las necesidades de adiestramiento.
- El diseño permite que hasta 16 personas estén involucradas de forma simultánea en ejercicios de adiestramiento, maximizando así el aprovechamiento de la estructura. En concreto, se disponen de 12 anclajes de fast rope/rapel, incluyendo 4 de ellos sobre una simulación de cabina de helicóptero y 4 vías de escalada.
- Se han identificado las posibles ubicaciones en el interior de la ENM, estudiando sus ventajas e inconvenientes realizando una propuesta de los lugares más idóneos para su emplazamiento.
- Se han estudiado los materiales típicos para la construcción; madera, acero estructural y hormigón, seleccionando el más adecuado para la construcción de la estructura propuesta.

- Una vez identificados los diferentes tipos de uniones existentes y sus características, se ha propuesto usar soldadura para la escalera y atornilladas para el resto de las uniones.
- Mediante el software Robot Structural Analysis se ha diseñado la estructura metálica. El uso de este programa ha permitido reducir el tamaño de los diferentes elementos estructurales al mínimo que cumple con las solicitaciones de diseño y la normativa vigente.
- Realizando una aproximación del tipo de suelo, se ha empleado el software Robot Estructural para realizar un dimensionamiento preliminar de la cimentación necesaria.
- Se ha realizado una explicación del proceso que debe seguir el proyecto para su aprobación y se ha aportado un presupuesto aproximado.

5.2 Líneas futuras

Cómo continuación del presente proyecto y para seguir mejorando las instalaciones dedicadas al adiestramiento militar en la Escuela Naval Militar, se proponen las siguientes líneas futuras:

- Construcción complementaria de una instalación que sirva como vallado para controlar el acceso a la torre de adiestramiento.
- Programa de mantenimiento de la instalación.
- Manual de seguridad para el uso de la torre de adiestramiento.
- Planificación anual para incorporar el uso de la estructura al plan de adiestramiento de los alumnos de Infantería de Marina.
- Estudio sobre la posibilidad de que la construcción pueda tener una segunda finalidad. En concreto, adiestrarse en combate urbano. Esto se puede lograr incorporando paneles modulares para generar diferentes habitáculos como los propuestos por el AA Juan Francisco Vidal Sánchez en su Trabajo Fin de Grado [38].

6 BIBLIOGRAFÍA

En esta sección figurarán todas las referencias, sean recursos web, libros, artículos, etc., incluyendo la información de autores, título de la obra, nombre de la publicación, año, edición y enlace más fecha de último acceso en el caso de referencias a recursos online.

- [1] Cuartel General de la Flota, DRIM-351 El pelotón de fusiles.
- [2] Cuartel General de la Flot, D-RIM 331 La compañía y la sección de fusiles de Infantería de Marina.
- [3] S. Kotler, The rise of superman, Quercus, 2014.
- [4] L. Terray, Los conquistadores de lo inútil, Ediciones Desnivel, 2015.
- [5] «Imagen fast rope,» [En línea]. Available: <https://monarquia.elconfidencialdigital.com/articulo/espana/exigente-instruccion-unidad-heterogenea/20220303165035074930.html>. [Último acceso: 13 enero 2023].
- [6] Departamento de Instrucción y Adiestramiento de la Escuela Naval Militar, «Norma permanente del módulo de intrucción y adiestramiento».
- [7] General Tercio Armada, Armada, Plan de Adiestramiento del TEAR (MANREF).
- [8] «Historia del rapel,» [En línea]. Available: <https://www.rapel.es/historia-del-rape.html>. [Último acceso: 14 enero 2023].
- [9] Artículo revista táctica, General Fuerza Armada Colombiana Leon Mayor , 2010.
- [10] R. Philips, Operation Nimrod, 2015

- [11] «U.S American Special Operation history,» [En línea]. Available: https://arsof-history.org/articles/19oct_absolute_confidence_page_1.html. [Último acceso: 16 enero 2023].
- [12] «Military Fitness Institute,» [En línea]. Available: <https://bootcampmilitaryfitnessinstitute.com/2021/09/23/what-was-operation-gothic-serpent-1993/>. [Último acceso: 16 enero 2023].
- [13] «Operation Neptune» [En línea]. Available: <http://www.paulobrienaauthor.ie/operation-neptune-spear/>. [Último acceso: 16 enero 2023].
- [14] «Ministerio de Defensa,» [En línea]. Available: https://www.defensa.gob.es/misiones/en_exterior/actuales/listado/apoyo-a-irak.html. [Último acceso: 17 enero 2023].
- [15] «Defense Visual Information Distribution,» [En línea]. Available: <https://www.dvidshub.net/image/4344206/iraqi-counterterror-student-fast-ropes-helicopter>. [Último acceso: 17 enero 2023].
- [16] Estado Mayor del COMGEIM, SOP P3-1 Procedimientos de fast rope, 2018
- [17] Ministerio de Fomento, «Código técnico de la Edificación,» [En línea]. Available: <https://codigotecnico.org/index.html>. [Último acceso: 1 febrero 2023].
- [18] Ministerio de Fomento, «Documento Básico de la Seguridad Estructural,» [En línea]. Available: <https://www.codigotecnico.org/DocumentosCTE/DocumentosCTE.html>. [Último acceso: 1 febrero 2023].
- [19] Ministerio de Fomento, «Documento Básico de Acciones en la Edificación,» [En línea]. Available: <https://www.codigotecnico.org/DocumentosCTE/DocumentosCTE.html>. [Último acceso: 1 febrero 2023].
- [20] Ministerio de Fomento, «Documento Básico de Cimientos,» [En línea]. Available: <https://www.codigotecnico.org/DocumentosCTE/DocumentosCTE.html>. [Último acceso: 10 febrero 2023].
- [21] Ministerio de Fomento, «Documento Básico del Acero,» [En línea]. Available: <https://www.codigotecnico.org/DocumentosCTE/DocumentosCTE.html>. [Último acceso: 1 febrero 2023].
- [22] Ministerio de Fomento, «Documento Básico de la Madera,» [En línea]. Available: <https://www.codigotecnico.org/DocumentosCTE/DocumentosCTE.html>. [Último acceso: 1 febrero 2023].
- [23] Ministerio de Fomento, «Código Estructural,» [En línea]. Available: <https://www.boe.es/eli/es/rd/2021/06/29/470>. [Último acceso: 3 febrero 2023].
- [24] Ministerio de Fomento, «Normativa de Construcción sismoresistente,» [En línea]. Available: https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0820200.pdf. [Último acceso: 3 febrero 2023].
- [25] «Universidad Central del Ecuador,» [En línea]. Available: <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/740>. [Último acceso: 10 febrero 2023].
- [26] «Características madera,» [En línea]. Available: <https://www.maderea.es/madera-y-ahorro-de->

- energia/#:~:text=La%20madera%20de%20forma%20natural,para%20la%20eliminaci%C3%B3n%20de%20ecos.. [Último acceso: 11 febrero 2023].
- [27] «Comparativa materiales construcción,» [En línea]. Available: <https://www.maderea.es/comparamos-precios-madera-acero-y-hormigon-en-construccion/>. [Último acceso: 11 febrero 2023].
- [28] «Ingeniería skyciv, ventajas hormigón armado» [En línea]. Available: <https://skyciv.com/es/technical/steel-vs-timber-vs-concrete/>. [Último acceso: 11 febrero 2023].
- [29] «Universidad de Coruña, estudio materiales de construcción» [En línea]. Available: http://caminos.udc.es/info/asignaturas/406/contenido_publico/recursos/tema00.pdf. [Último acceso: 11 febrero 2023]
- [30] «e-struc corrosión del acero,» [En línea]. Available: <https://e-struc.com/2015/04/17/corrosion-del-acero-estructural-dos-casos-reales/>. [Último acceso: 15 febrero 2023].
- [31] J. C. Caamaño, «Apuntes estructuras de formigon universidad de vigo», 2022.
- [32] «Ingeniería y construcción S.A.S.,» [En línea]. Available: <https://www.estructurasmetalicascolombia.com/mantenimiento-de-estructuras/proteccion-contrala-corrosion>. [Último acceso: 15 febrero 2023].
- [33] «Arriostramiento. Instituto Juan de Herrera.ETS de Arquitectura.,» [En línea]. Available: https://oa.upm.es/1500/1/MONO_AROCA_2000_02.pdf. [Último acceso: 15 febrero 2023].
- [34] «Artículo de la Asociación de Consultores Independientes de Estructuras de Edificación», 2018.
- [35] «Catálogo rejilla metálica TRAMEX,» [En línea]. Available: <https://www.sideraceros.com/especificaciones/tramex.pdf>. [Último acceso: 23 febrero 2023].
- [36] «BOE,» [En línea]. Available: <https://www.boe.es/buscar/pdf/1997/BOE-A-1997-8669-consolidado.pdf>. [Último acceso: 23 febrero 2023].
- [37] Universidad Politécnica de Cataluña, « Estudio de los diferentes métodos de dimensionamiento para uniones atornilladas y soldadas de acuerdo con la normativa vigente.,» [En línea]. Available: <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/6080>. [Último acceso: 3 Marzo 2023].
- [38] J. F. V. Sánchez, «Repositorio Institucional del CUD,» [En línea]. Available: <http://calderon.cud.uvigo.es/handle/123456789/1>. [Último acceso: 15 marzo 2023].
- [39] Universidad de Coimbra, «La sustentabilidad del acero y las estructuras metálicas,» [En línea]. Available: <https://www.icha.cl/wp-content/uploads/2014/12/LA-Sustentabilidad-del-Acero-y-Las-Estructuras-Met%C3%A1licas1.pdf>. [Último acceso: 15 Marzo 2023].
- [40] J. Ruskin, Los ojos de John Ruskin, 1849.

ANEXO I: IMPLICACIONES SOCIALES, Y/O ECONÓMICAS, Y/O AMBIENTALES

Para la construcción de la estructura que se ha planteado durante el desarrollo del presente proyecto se requiere la implicación directa de la industria de la construcción, esta industria desempeña un notable papel, no solo en cuanto a su contribución a la economía sino también por el impacto en términos ambientales y sociales. Actualmente, un factor que juega un papel fundamental en la evolución de esta industria es el desarrollo sustentable. Charles Kibert, durante la Conferencia Internacional sobre Construcción Sustentable la definió como “la creación y planificación responsable de un ambiente construido saludable basado en la optimización de los recursos naturales disponibles y los principios ecológicos”. Habitualmente se divide en tres áreas: ecológica, económica y social. [39]

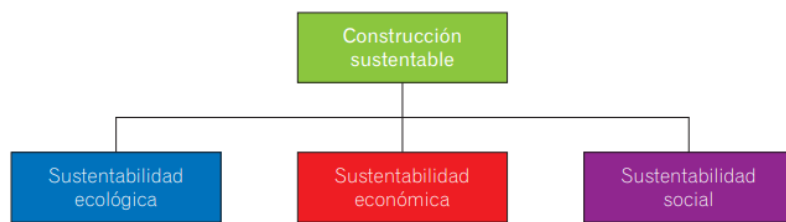


Figura A1-1 Las dimensiones de la sustentabilidad

Área ecológica

Tomando como base la evidencia científica sobre cómo afecta la construcción tradicional al medio ambiente, la construcción con alma de acero tomó fuerza ya que permite una obra más ecológica, moderna y perdurable. Aportando las siguientes ventajas:

- Permite construcciones más ligeras que reducen el impacto ambiental mediante la reducción las fundaciones y los movimientos de suelos.
- El acero es 100% reciclable.
- Reducción de la huella de carbono frente al hormigón armado.
- Menor impacto de obra, debido a una construcción sin polvo, en menor tiempo y en seco.

Sin embargo, debemos ser plenamente conscientes de las implicaciones del proyecto, una forma de hacerlo es mediante el análisis ambiental del ciclo de vida, evaluando todos los flujos de entrada y salida. Además de los potenciales impactos ambientales a lo largo del ciclo de vida de la estructura, realizando un balance ambiental en cada fase. Un ejemplo de este proceso se muestra en la siguiente imagen.

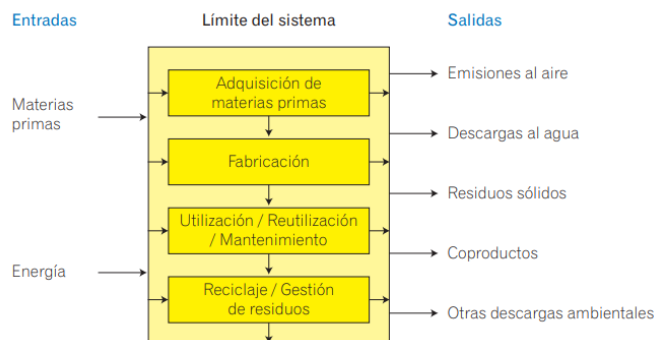


Figura A1-2 Límites del sistema en un análisis del ciclo de vida

Área económica y social

Medir el impacto de la industria acerera en estos ámbitos supone una tarea compleja. La World Steel Association, a través de Oxford Economics, ha elaborado un estudio para medir el impacto producido tanto directamente como indirectamente.

Uno de los aspectos a destacar es la capacidad de generar empleo que tiene la industria siderúrgica: por cada 2 empleos en este sector, se generan 13 empleos más en toda su cadena de suministro. Se calcula que de forma directa se generan 40.5 millones de empleos y, siguiendo con el impacto social de la actividad de la industria, también facilita un total de 96 millones de empleos en todo el mundo.

Este estudio destaca que por cada \$1 obtenido dentro de la industria del acero, se permiten otros \$2,50 de valor agregado como resultado de las compras de materias primas, equipos, energía y servicios, generando más de \$1.2 billones de valor agregado en las cadenas de suministro.

Conclusión

Por tanto, un factor que se debería tener en cuenta a la hora de presentar el proyecto a concurso es la responsabilidad social empresarial, es decir, a el valor añadido que genera una empresa mediante la contribución activa y voluntaria al mejoramiento social, económico y ambiental.

ANEXO II: REFLEXIONES ÉTICAS Y SOCIALES

“Cuando construimos, que no sea solo para uso presente. Que sea una obra que nuestros descendientes nos agradezcan” [40]

Al observar por vez primera el mundo de la industria de la construcción desde el punto de vista de un proyectista, se ha podido reflexionar sobre la importancia de inculcar una sólida base de valores éticos y sociales en este entorno.

El mundo actual necesita de soluciones prácticas para solventar los diferentes problemas presentes, así como los que afrontarán las generaciones venideras. La ingeniería trata de ayudar ante problemas como el cambio climático, abastecimiento de agua potable, generación de energías renovables etc. Debido al constante avance tecnológico será necesario completar y ampliar los conocimientos técnicos ya adquiridos para estar plenamente capacitados en el desarrollo de estas soluciones prácticas.

Sin embargo, no solo debemos prestar atención a la formación técnica, también es necesario prestar especial atención a la formación humanística. De forma que se permita contextualizar los proyectos que se desarrollan o incluso plantear cuestiones sobre el efecto de su obra en futuras generaciones. A pesar de la existencia de códigos deontológicos que tratan de asegurar el correcto comportamiento de sus asociados, en ocasiones, se construyen obras con un impacto social, económico y medioambiental irreversible. Un factor que ha influido en que se produzcan este tipo de situaciones es la globalización. En la actualidad existen multitud de importantes empresas encargadas de desarrollar obras de grandes dimensiones en el ámbito internacional, reduciendo la capacidad de decisión de sus empleados. Esto es consecuencia de priorizar los intereses de la empresa, condicionando la política de actuación del individuo. Esto puede generar conflicto entre la voluntad de proteger el interés público y mantenerse fieles a sus compromisos profesionales.

En lugar de usar la ética como una frontera a la hora de tomar acción, debemos de tratar de hacerla presente en la mayoría de las actividades desarrolladas, encaminándolas a hacer el bien y a la autorregulación. Ser un buen profesional implica un excelente comportamiento no sólo en ámbito laboral, también es necesario un comportamiento similar en el ámbito social cumpliendo con las obligaciones éticas.

ANEXO III: CASOS DE CARGA

1. Acciones permanentes:

- Peso propio

Robot Structural Analysis Professional 2023 - Proyecto: Estructura - Resultados MEF: actuales

Archivo Edición Ver Estructura Cargas Análisis Resultados Dimensionamiento Herramientas Complementos Ventana ? Comunidad

Vista - casos: 1 (PESO PROPIO)

Casos de carga

Descripción del caso

Número: 1 Etiqueta: PP

Tipo: permanente

Nombre: PESO PROPIO

Lista de casos definidos:

Número	Nombre del caso	Naturaleza
1	PESO PROPIO	Peso propio
2	Peso rejilla para 1m de luz	Peso propio
3	sobrecarga uso	Categoría F
4	Peso rejilla para 1,5 m de luz	Peso propio
5	nieve	nieve <1000
6	descensos	Categoría F
7	Viento X+ 27 m/s (f = 1.00) Si...	viento
8	Viento Y+ 27 m/s (f = 1.00) Si...	viento
9	Viento X- 27 m/s (f = 1.00) Sim...	viento
10	Viento Y- 27 m/s (f = 1.00) Sim...	viento

Cargas - Caso: 1 (PESO PROPIO)

Caso	Tipo de carga	Lista	PX=0.0	PY=0.07	PZ=0.10	local	no proyectad	absolutos	AL=0.0	BE=0.0	GA=0.0	DY=0.0	DZ=0.0	MEMO:
7	Viento X+ 27 m/s (f = 1.00) Si...													
2	Peso rejilla para 1m de luz													

Vista Cargas

Resultados MEF: actuales 318 467 V 30x50 x=0.00; y=0.00; z=0.00 0.00 [m] [kN] [Deg]

- Peso rejilla para 1m de luz:

Robot Structural Analysis Professional 2023 - Proyecto: Estructura - Resultados MEF: actuales

Archivo Edición Ver Estructura Cargas Análisis Resultados Dimensionamiento Herramientas Complementos Ventana ? Comunidad

Vista - casos: 2 (Peso rejilla para 1m de luz)

Casos de carga

Descripción del caso

Número: 2 Etiqueta: PP2

Tipo: permanente

Nombre: Peso rejilla para 1m de luz

Lista de casos definidos:

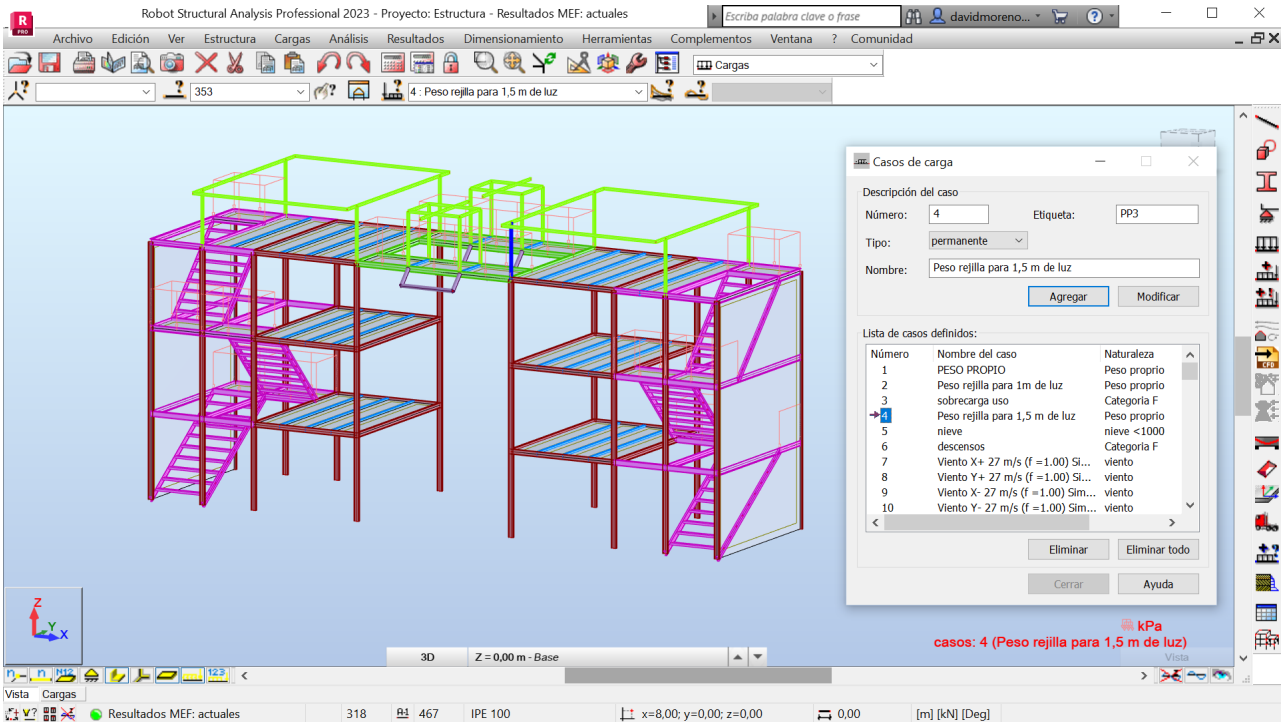
Número	Nombre del caso	Naturaleza
1	PESO PROPIO	Peso propio
2	Peso rejilla para 1m de luz	Peso propio
3	sobrecarga uso	Categoría F
4	Peso rejilla para 1,5 m de luz	Peso propio
5	nieve	nieve <1000
6	descensos	Categoría F
7	Viento X+ 27 m/s (f = 1.00) Si...	viento
8	Viento Y+ 27 m/s (f = 1.00) Si...	viento
9	Viento X- 27 m/s (f = 1.00) Sim...	viento
10	Viento Y- 27 m/s (f = 1.00) Sim...	viento

Cargas - Caso: 2 (Peso rejilla para 1m de luz)

Vista Cargas

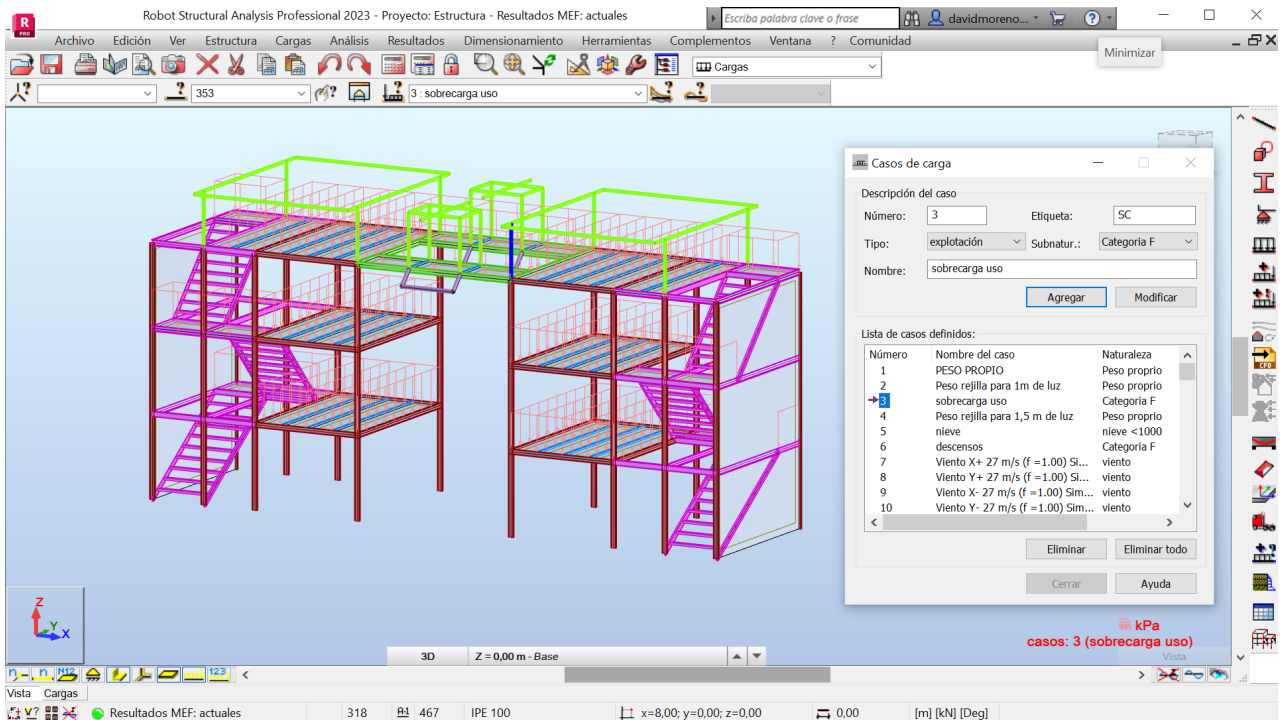
Resultados MEF: actuales 318 467 IPE 100 x=8.00; y=0.00; z=0.00 0.00 [m] [kN] [Deg]

- Peso rejilla para 1,5m de luz:



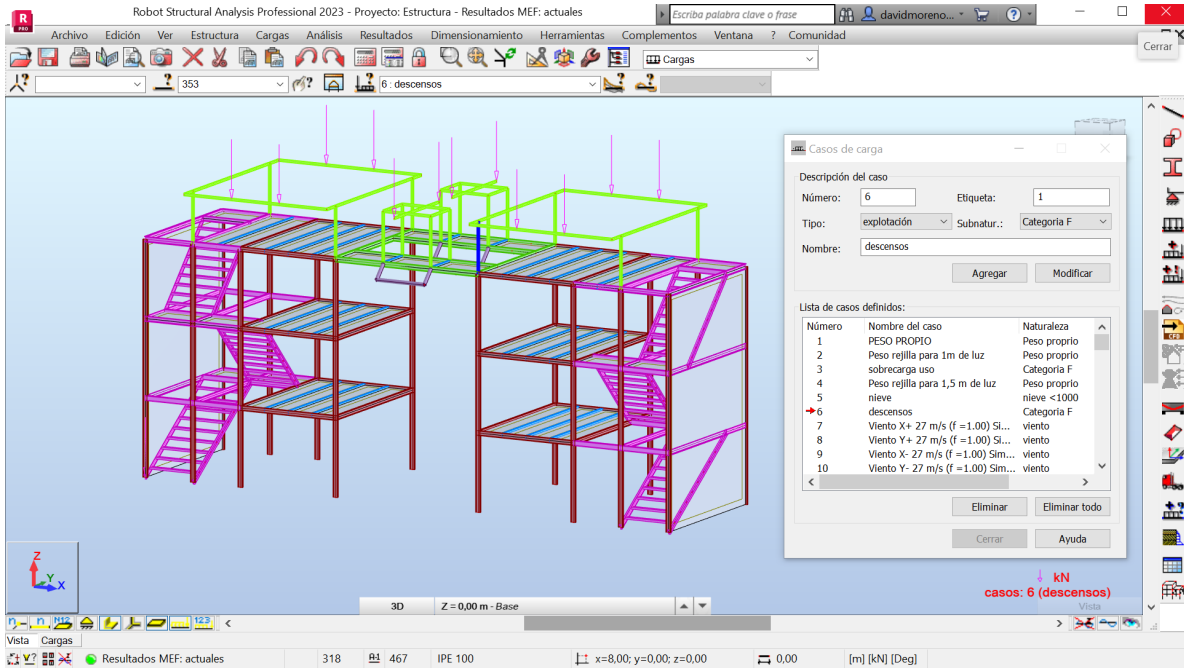
2. Acciones variables:

- Sobrecarga de uso:

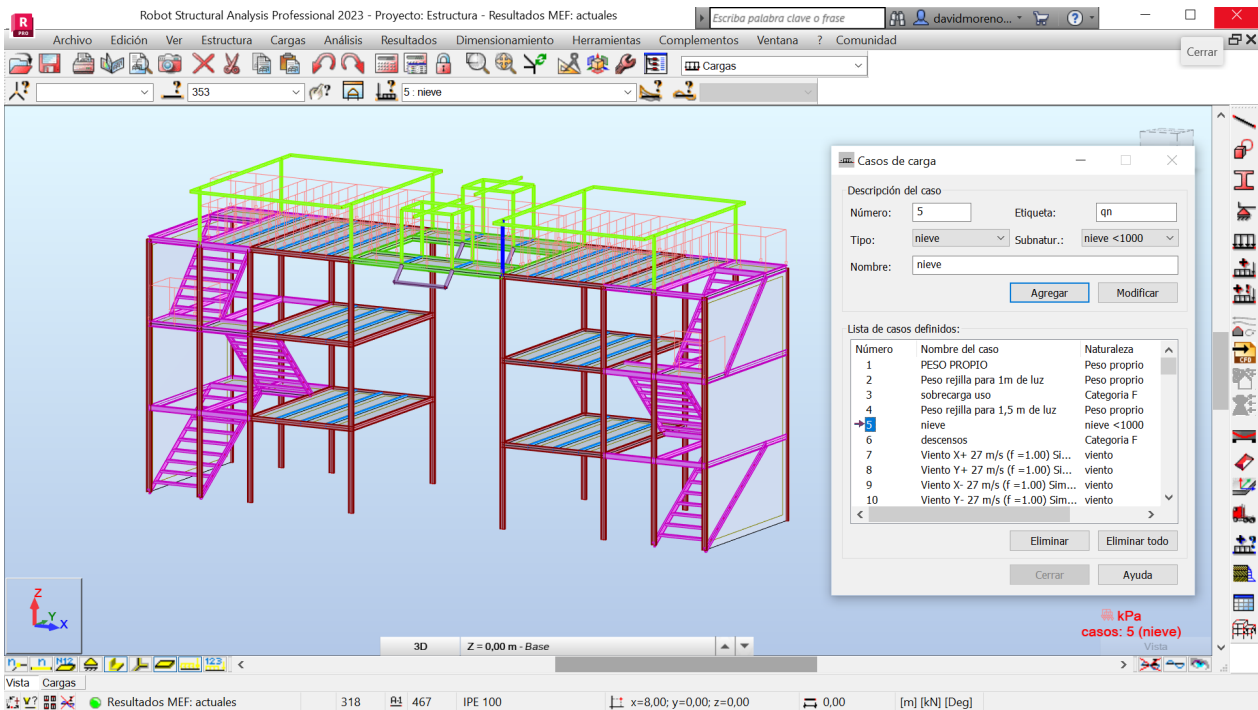


ESTUDIO DE REQUERIMIENTOS Y DISEÑO PRELIMINAR DE
UNA TORRE MULTIFUNCIÓN DE MANIOBRAS
PARA LA ESCUELA NAVAL MILITAR

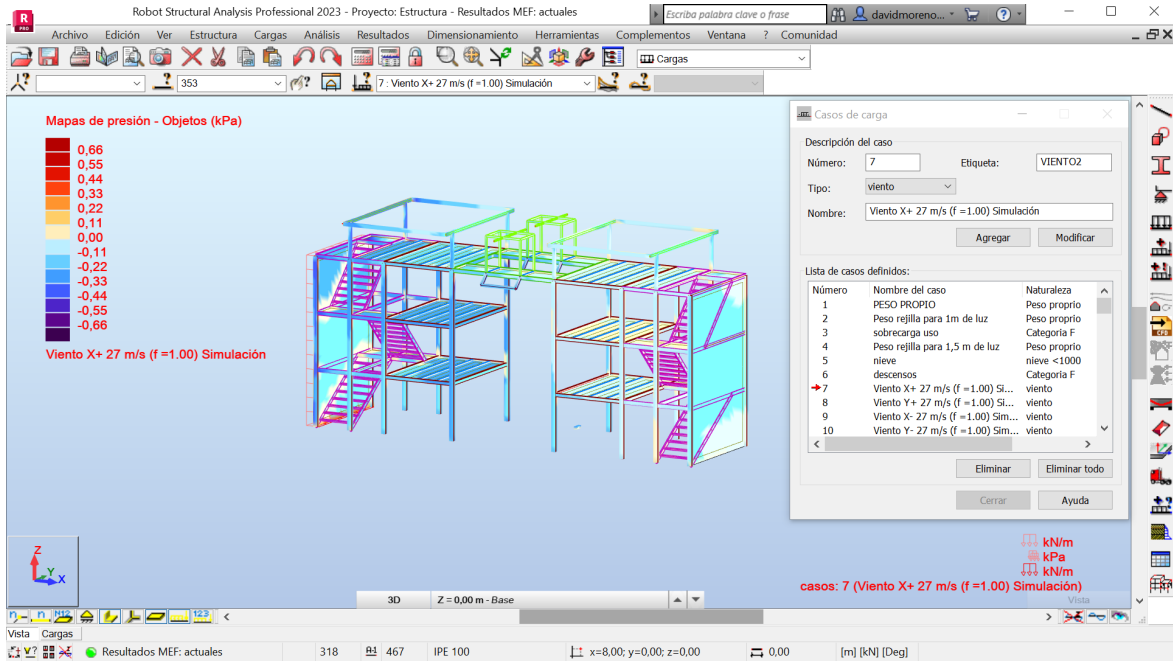
- Fuerza ejercida en los descensos:



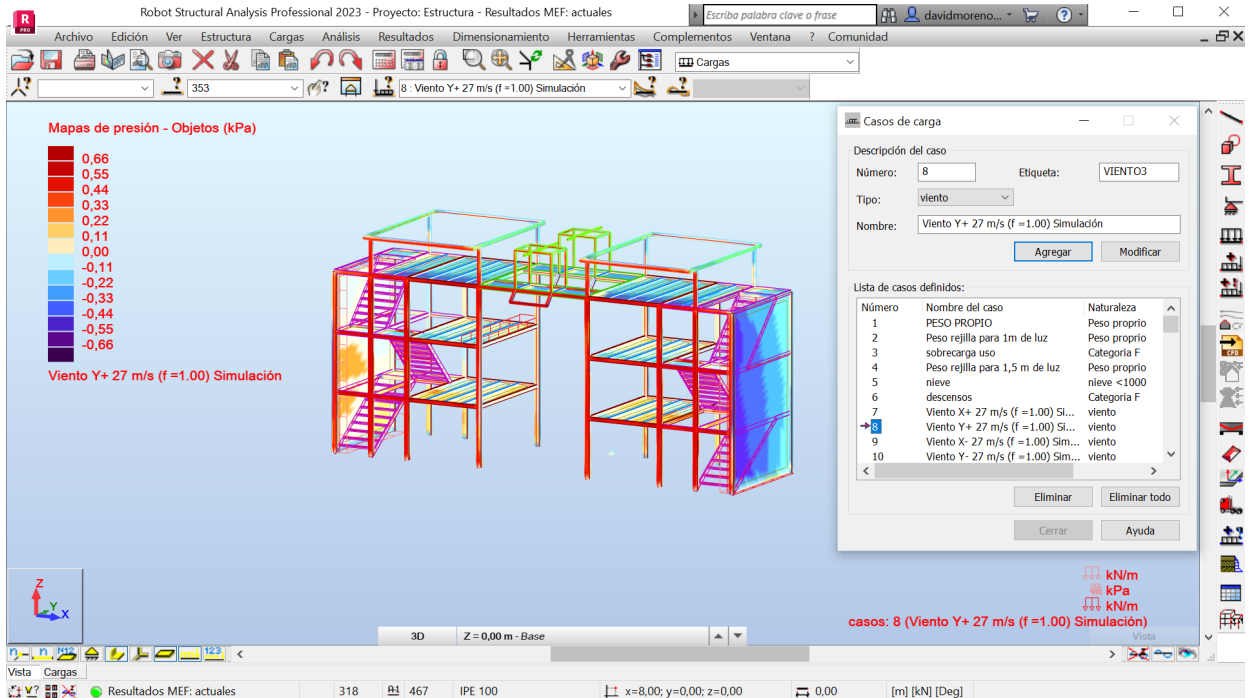
- Nieve:



- Viento en eje X sentido positivo:

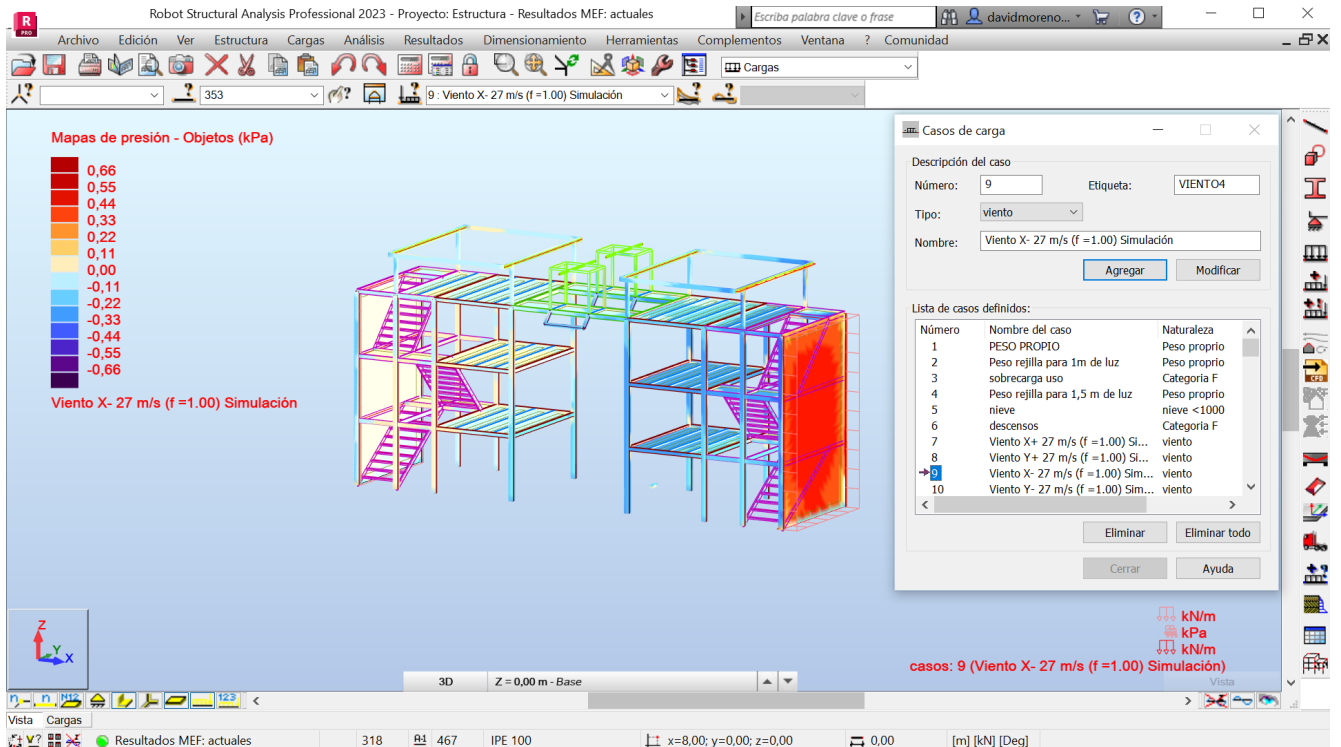


- Viento en eje Y sentido positivo:

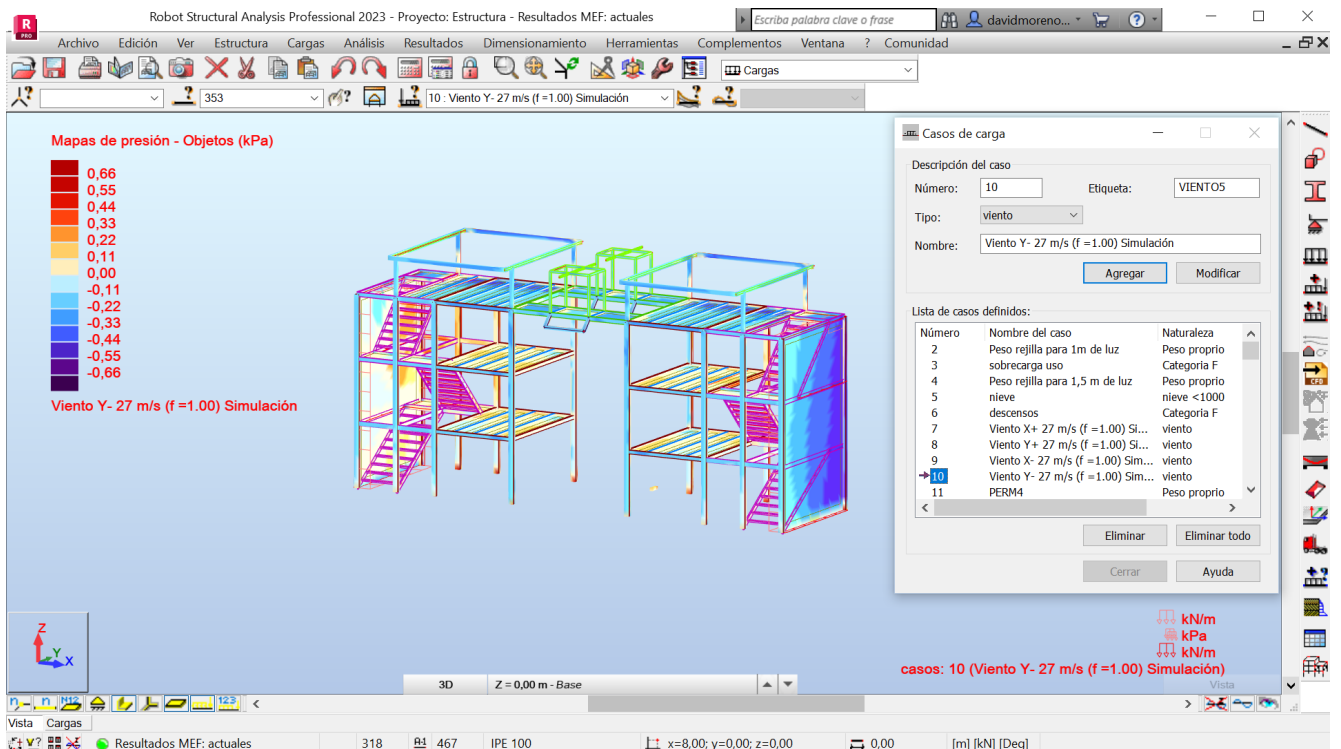


ESTUDIO DE REQUERIMIENTOS Y DISEÑO PRELIMINAR DE
UNA TORRE MULTIFUNCIÓN DE MANIOBRAS
PARA LA ESCUELA NAVAL MILITAR

- Viento en eje X sentido negativo:

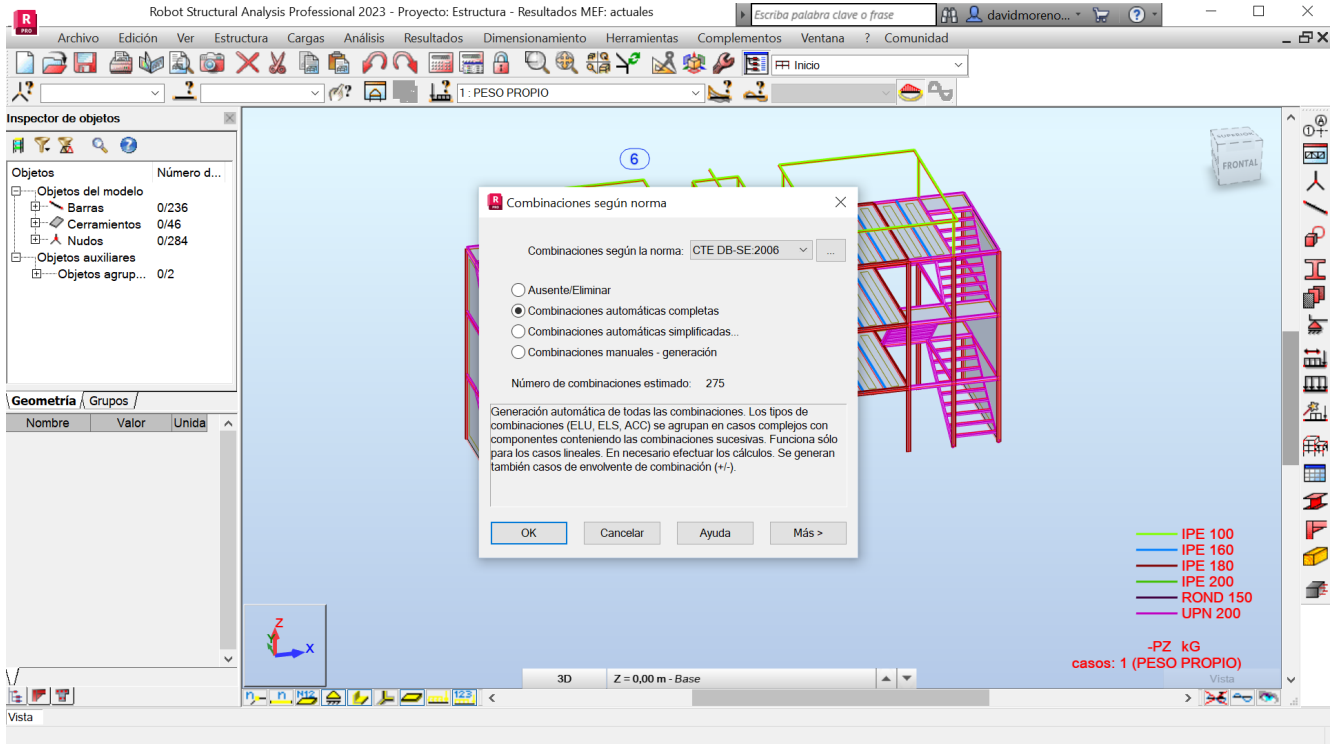


- Viento en eje Y sentido negativo:



3. Combinación de cargas:

La combinación de acciones se ha realizado según la norma CTE DB-SE mediante la generación de combinaciones automáticas completas, obteniendo 331 combinaciones E.L.U. y 110 combinaciones E.L.S.



Combinación de cargas:

Combinación	Nombre
13 (C)	ELU/1=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+5...
14 (C)	ELU/2=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50
15 (C)	ELU/3=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+7...
16 (C)	ELU/4=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+7...
17 (C)	ELU/5=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+8...
18 (C)	ELU/6=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+8...
19 (C)	ELU/7=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+9...
20 (C)	ELU/8=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+9...
21 (C)	ELU/9=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+10...
22 (C)	ELU/10=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50...
23 (C)	ELU/11=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35
24 (C)	ELU/12=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+5*0.75
25 (C)	ELU/13=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 6*1.50
26 (C)	ELU/14=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+7*0.90+5...
27 (C)	ELU/15=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+7*0.90
28 (C)	ELU/16=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+8*0.90+5...
29 (C)	ELU/17=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+8*0.90
30 (C)	ELU/18=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+9*0.90+5...
31 (C)	ELU/19=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+9*0.90
32 (C)	ELU/20=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+10*0.90...

ESTUDIO DE REQUERIMIENTOS Y DISEÑO PRELIMINAR DE
UNA TORRE MULTIFUNCIÓN DE MANIOBRAS
PARA LA ESCUELA NAVAL MILITAR

Combinación	Nombre
33 (C)	ELU/21=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+10*0.90
34 (C)	ELU/22=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+5*0.75
35 (C)	ELU/23=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 3*1.50
36 (C)	ELU/24=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+7*0.90+5...
37 (C)	ELU/25=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+7*0.90
38 (C)	ELU/26=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+8*0.90+5...
39 (C)	ELU/27=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+8*0.90
40 (C)	ELU/28=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+9*0.90+5...
41 (C)	ELU/29=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+9*0.90
42 (C)	ELU/30=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+10*0.90...
43 (C)	ELU/31=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+10*0.90
44 (C)	ELU/32=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+5...
45 (C)	ELU/33=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50
46 (C)	ELU/34=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+7...
47 (C)	ELU/35=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+7...
48 (C)	ELU/36=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+8...
49 (C)	ELU/37=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+8...
50 (C)	ELU/38=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+9...
51 (C)	ELU/39=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+9...
52 (C)	ELU/40=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50...
53 (C)	ELU/41=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50...
54 (C)	ELU/42=11*1.35 + 12*1.35 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80
55 (C)	ELU/43=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+5*0.75
56 (C)	ELU/44=11*1.35 + 12*1.35 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 6*1.50
57 (C)	ELU/45=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+7*0.90+5...
58 (C)	ELU/46=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+7*0.90
59 (C)	ELU/47=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+8*0.90+5...
60 (C)	ELU/48=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+8*0.90
61 (C)	ELU/49=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+9*0.90+5...
62 (C)	ELU/50=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+9*0.90
63 (C)	ELU/51=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+10*0.90...
64 (C)	ELU/52=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+10*0.90
65 (C)	ELU/53=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+5*0.75
66 (C)	ELU/54=11*1.35 + 12*1.35 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 3*1.50
67 (C)	ELU/55=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+7*0.90+5...
68 (C)	ELU/56=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+7*0.90
69 (C)	ELU/57=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+8*0.90+5...
70 (C)	ELU/58=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+8*0.90
71 (C)	ELU/59=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+9*0.90+5...
72 (C)	ELU/60=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+9*0.90
73 (C)	ELU/61=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+10*0.90...
74 (C)	ELU/62=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+10*0.90
75 (C)	ELU/63=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+5...
76 (C)	ELU/64=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50
77 (C)	ELU/65=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+7...
78 (C)	ELU/66=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+7...
79 (C)	ELU/67=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+8...
80 (C)	ELU/68=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+8...
81 (C)	ELU/69=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+9...
82 (C)	ELU/70=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+9...
83 (C)	ELU/71=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50...
84 (C)	ELU/72=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50...
85 (C)	ELU/73=11*0.80 + 12*0.80 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35
86 (C)	ELU/74=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+5*0.75
87 (C)	ELU/75=11*0.80 + 12*0.80 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 6*1.50
88 (C)	ELU/76=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+7*0.90+5...
89 (C)	ELU/77=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+7*0.90
90 (C)	ELU/78=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+8*0.90+5...

Combinación	Nombre
91 (C)	ELU/79=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+8*0.90
92 (C)	ELU/80=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+9*0.90+5...
93 (C)	ELU/81=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+9*0.90
94 (C)	ELU/82=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+10*0.90...
95 (C)	ELU/83=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+10*0.90
96 (C)	ELU/84=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+5*0.75
97 (C)	ELU/85=11*0.80 + 12*0.80 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 3*1.50
98 (C)	ELU/86=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+7*0.90+5...
99 (C)	ELU/87=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+7*0.90
100 (C)	ELU/88=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+8*0.90+5...
101 (C)	ELU/89=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+8*0.90
102 (C)	ELU/90=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+9*0.90+5...
103 (C)	ELU/91=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+9*0.90
104 (C)	ELU/92=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+10*0.90...
105 (C)	ELU/93=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.50+10*0.90
106 (C)	ELU/94=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+5...
107 (C)	ELU/95=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50
108 (C)	ELU/96=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+7...
109 (C)	ELU/97=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+7...
110 (C)	ELU/98=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+8...
111 (C)	ELU/99=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50+8...
112 (C)	ELU/100=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50...
113 (C)	ELU/101=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50...
114 (C)	ELU/102=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50...
115 (C)	ELU/103=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+3*1.50...
116 (C)	ELU/104=11*0.80 + 12*0.80 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80
117 (C)	ELU/105=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+5*0.75
118 (C)	ELU/106=11*0.80 + 12*0.80 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 6*1.50
119 (C)	ELU/107=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+7*0.90...
120 (C)	ELU/108=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+7*0.90
121 (C)	ELU/109=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+8*0.90...
122 (C)	ELU/110=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+8*0.90
123 (C)	ELU/111=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+9*0.90...
124 (C)	ELU/112=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+9*0.90
125 (C)	ELU/113=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+10*0.90...
126 (C)	ELU/114=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.50+10*0.90
127 (C)	ELU/115=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+5*0.75
128 (C)	ELU/116=11*0.80 + 12*0.80 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 3*1.50
129 (C)	ELU/117=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+7*0.90...
130 (C)	ELU/118=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+7*0.90
131 (C)	ELU/119=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+8*0.90...
132 (C)	ELU/120=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+8*0.90
133 (C)	ELU/121=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+9*0.90...
134 (C)	ELU/122=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+9*0.90
135 (C)	ELU/123=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+10*0.90...
136 (C)	ELU/124=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.50+10*0.90
137 (C)	ELU/125=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
138 (C)	ELU/126=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
139 (C)	ELU/127=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
140 (C)	ELU/128=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
141 (C)	ELU/129=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
142 (C)	ELU/130=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
143 (C)	ELU/131=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
144 (C)	ELU/132=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
145 (C)	ELU/133=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+7*1.50+5*0.75
146 (C)	ELU/134=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 7*1.50
147 (C)	ELU/135=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+8*1.50+5*0.75
148 (C)	ELU/136=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 8*1.50
149 (C)	ELU/137=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+9*1.50+5*0.75
150 (C)	ELU/138=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 9*1.50
151 (C)	ELU/139=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+10*1.50+5*0.75

ESTUDIO DE REQUERIMIENTOS Y DISEÑO PRELIMINAR DE
UNA TORRE MULTIFUNCIÓN DE MANIOBRAS
PARA LA ESCUELA NAVAL MILITAR

Combinación	Nombre
152 (C)	ELU/140=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 10*1.50
153 (C)	ELU/141=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+7*1.50...
154 (C)	ELU/142=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+7*1.50
155 (C)	ELU/143=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+8*1.50...
156 (C)	ELU/144=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+8*1.50
157 (C)	ELU/145=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+9*1.50...
158 (C)	ELU/146=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+9*1.50
159 (C)	ELU/147=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+10*1.50...
160 (C)	ELU/148=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+10*1.50
161 (C)	ELU/149=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+7*1.50...
162 (C)	ELU/150=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+7*1.50
163 (C)	ELU/151=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+8*1.50...
164 (C)	ELU/152=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+8*1.50
165 (C)	ELU/153=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+9*1.50...
166 (C)	ELU/154=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+9*1.50
167 (C)	ELU/155=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+10*1.50...
168 (C)	ELU/156=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+10*1.50
169 (C)	ELU/157=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
170 (C)	ELU/158=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
171 (C)	ELU/159=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
172 (C)	ELU/160=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
173 (C)	ELU/161=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
174 (C)	ELU/162=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
175 (C)	ELU/163=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
176 (C)	ELU/164=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
177 (C)	ELU/165=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+7*1.50+5*0.75
178 (C)	ELU/166=11*1.35 + 12*1.35 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 7*1.50
179 (C)	ELU/167=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+8*1.50+5*0.75
180 (C)	ELU/168=11*1.35 + 12*1.35 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 8*1.50
181 (C)	ELU/169=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+9*1.50+5*0.75
182 (C)	ELU/170=11*1.35 + 12*1.35 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 9*1.50
183 (C)	ELU/171=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+10*1.50+5*0.75
184 (C)	ELU/172=11*1.35 + 12*1.35 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 10*1.50
185 (C)	ELU/173=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+7*1.50...
186 (C)	ELU/174=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+7*1.50
187 (C)	ELU/175=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+8*1.50...
188 (C)	ELU/176=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+8*1.50
189 (C)	ELU/177=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+9*1.50...
190 (C)	ELU/178=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+9*1.50
191 (C)	ELU/179=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+10*1.50...
192 (C)	ELU/180=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+10*1.50
193 (C)	ELU/181=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+7*1.50...
194 (C)	ELU/182=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+7*1.50
195 (C)	ELU/183=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+8*1.50...
196 (C)	ELU/184=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+8*1.50
197 (C)	ELU/185=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+9*1.50...
198 (C)	ELU/186=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+9*1.50
199 (C)	ELU/187=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+10*1.50...
200 (C)	ELU/188=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+10*1.50
201 (C)	ELU/189=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
202 (C)	ELU/190=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
203 (C)	ELU/191=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
204 (C)	ELU/192=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
205 (C)	ELU/193=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
206 (C)	ELU/194=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
207 (C)	ELU/195=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
208 (C)	ELU/196=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
209 (C)	ELU/197=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+7*1.50+5*0.75

Combinación	Nombre
210 (C)	ELU/198=11*0.80 + 12*0.80 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 7*1.50
211 (C)	ELU/199=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+8*1.50+5*0.75
212 (C)	ELU/200=11*0.80 + 12*0.80 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 8*1.50
213 (C)	ELU/201=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+9*1.50+5*0.75
214 (C)	ELU/202=11*0.80 + 12*0.80 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 9*1.50
215 (C)	ELU/203=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+10*1.50+5*0.75
216 (C)	ELU/204=11*0.80 + 12*0.80 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 10*1.50
217 (C)	ELU/205=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+7*1.50...
218 (C)	ELU/206=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+7*1.50
219 (C)	ELU/207=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+8*1.50...
220 (C)	ELU/208=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+8*1.50
221 (C)	ELU/209=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+9*1.50...
222 (C)	ELU/210=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+9*1.50
223 (C)	ELU/211=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+10*1.50...
224 (C)	ELU/212=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+10*1.50
225 (C)	ELU/213=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+7*1.50...
226 (C)	ELU/214=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+7*1.50
227 (C)	ELU/215=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+8*1.50...
228 (C)	ELU/216=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+8*1.50
229 (C)	ELU/217=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+9*1.50...
230 (C)	ELU/218=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+9*1.50
231 (C)	ELU/219=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+10*1.50...
232 (C)	ELU/220=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+10*1.50
233 (C)	ELU/221=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
234 (C)	ELU/222=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
235 (C)	ELU/223=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
236 (C)	ELU/224=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
237 (C)	ELU/225=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
238 (C)	ELU/226=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
239 (C)	ELU/227=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
240 (C)	ELU/228=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
241 (C)	ELU/229=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+7*1.50+5*0.75
242 (C)	ELU/230=11*0.80 + 12*0.80 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 7*1.50
243 (C)	ELU/231=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+8*1.50+5*0.75
244 (C)	ELU/232=11*0.80 + 12*0.80 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 8*1.50
245 (C)	ELU/233=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+9*1.50+5*0.75
246 (C)	ELU/234=11*0.80 + 12*0.80 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 9*1.50
247 (C)	ELU/235=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+10*1.50+5*0.75
248 (C)	ELU/236=11*0.80 + 12*0.80 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 10*1.50
249 (C)	ELU/237=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+7*1.50...
250 (C)	ELU/238=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+7*1.50
251 (C)	ELU/239=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+8*1.50...
252 (C)	ELU/240=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+8*1.50
253 (C)	ELU/241=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+9*1.50...
254 (C)	ELU/242=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+9*1.50
255 (C)	ELU/243=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+10*1.50...
256 (C)	ELU/244=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+10*1.50
257 (C)	ELU/245=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+7*1.50...
258 (C)	ELU/246=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+7*1.50
259 (C)	ELU/247=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+8*1.50...
260 (C)	ELU/248=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+8*1.50
261 (C)	ELU/249=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+9*1.50...
262 (C)	ELU/250=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+9*1.50
263 (C)	ELU/251=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+10*1.50...
264 (C)	ELU/252=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+10*1.50
265 (C)	ELU/253=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
266 (C)	ELU/254=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
267 (C)	ELU/255=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
268 (C)	ELU/256=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
269 (C)	ELU/257=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
270 (C)	ELU/258=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50

ESTUDIO DE REQUERIMIENTOS Y DISEÑO PRELIMINAR DE
UNA TORRE MULTIFUNCIÓN DE MANIOBRAS
PARA LA ESCUELA NAVAL MILITAR

Combinación	Nombre
271 (C)	ELU/259=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+7*0.90+5*1.50
272 (C)	ELU/260=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+8*0.90+5*1.50
273 (C)	ELU/261=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+9*0.90+5*1.50
274 (C)	ELU/262=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+10*0.90+5*1.50
275 (C)	ELU/263=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+5*1.50
276 (C)	ELU/264=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+7*0.90...
277 (C)	ELU/265=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+8*0.90...
278 (C)	ELU/266=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+9*0.90...
279 (C)	ELU/267=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+10*0.90...
280 (C)	ELU/268=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+5*1.50
281 (C)	ELU/269=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+7*0.90...
282 (C)	ELU/270=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+8*0.90...
283 (C)	ELU/271=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+9*0.90...
284 (C)	ELU/272=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+10*0.90...
285 (C)	ELU/273=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
286 (C)	ELU/274=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
287 (C)	ELU/275=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
288 (C)	ELU/276=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
289 (C)	ELU/277=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
290 (C)	ELU/278=11*1.35 + 12*1.35 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 5*1.50
291 (C)	ELU/279=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+7*0.90+5*1.50
292 (C)	ELU/280=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+8*0.90+5*1.50
293 (C)	ELU/281=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+9*0.90+5*1.50
294 (C)	ELU/282=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+10*0.90+5*1.50
295 (C)	ELU/283=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+5*1.50
296 (C)	ELU/284=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+7*0.90...
297 (C)	ELU/285=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+8*0.90...
298 (C)	ELU/286=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+9*0.90...
299 (C)	ELU/287=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+10*0.90...
300 (C)	ELU/288=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+5*1.50
301 (C)	ELU/289=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+7*0.90...
302 (C)	ELU/290=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+8*0.90...
303 (C)	ELU/291=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+9*0.90...
304 (C)	ELU/292=11*1.35+12*1.35+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+10*0.90...
305 (C)	ELU/293=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
306 (C)	ELU/294=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
307 (C)	ELU/295=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
308 (C)	ELU/296=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
309 (C)	ELU/297=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
310 (C)	ELU/298=11*0.80 + 12*0.80 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50
311 (C)	ELU/299=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+7*0.90+5*1.50
312 (C)	ELU/300=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+8*0.90+5*1.50
313 (C)	ELU/301=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+9*0.90+5*1.50
314 (C)	ELU/302=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+10*0.90+5*1.50
315 (C)	ELU/303=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+5*1.50
316 (C)	ELU/304=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+7*0.90...
317 (C)	ELU/305=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+8*0.90...
318 (C)	ELU/306=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+9*0.90...
319 (C)	ELU/307=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+10*0.90...
320 (C)	ELU/308=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+5*1.50
321 (C)	ELU/309=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+7*0.90...
322 (C)	ELU/310=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+8*0.90...
323 (C)	ELU/311=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+9*0.90...
324 (C)	ELU/312=11*0.80+12*0.80+1*1.35+2*1.35+4*1.35+3*1.05+10*0.90...
325 (C)	ELU/313=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
326 (C)	ELU/314=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
327 (C)	ELU/315=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
328 (C)	ELU/316=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...

Combinación	Nombre
329 (C)	ELU/317=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+3*1.05...
330 (C)	ELU/318=11*0.80 + 12*0.80 + 1*0.80 + 2*0.80 + 4*0.80 + 5*1.50
331 (C)	ELU/319=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+7*0.90+5*1.50
332 (C)	ELU/320=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+8*0.90+5*1.50
333 (C)	ELU/321=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+9*0.90+5*1.50
334 (C)	ELU/322=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+10*0.90+5*1.50
335 (C)	ELU/323=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+5*1.50
336 (C)	ELU/324=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+7*0.90...
337 (C)	ELU/325=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+8*0.90...
338 (C)	ELU/326=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+9*0.90...
339 (C)	ELU/327=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+6*1.05+10*0.90...
340 (C)	ELU/328=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+5*1.50
341 (C)	ELU/329=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+7*0.90...
342 (C)	ELU/330=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+8*0.90...
343 (C)	ELU/331=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+9*0.90...
344 (C)	ELU/332=11*0.80+12*0.80+1*0.80+2*0.80+4*0.80+3*1.05+10*0.90...
345 (C)	ELS/1=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+5...
346 (C)	ELS/2=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00
347 (C)	ELS/3=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+7...
348 (C)	ELS/4=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+7...
349 (C)	ELS/5=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+8...
350 (C)	ELS/6=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+8...
351 (C)	ELS/7=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+9...
352 (C)	ELS/8=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+9...
353 (C)	ELS/9=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+10...
354 (C)	ELS/10=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00...
355 (C)	ELS/11=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00
356 (C)	ELS/12=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+5*0.50
357 (C)	ELS/13=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 6*1.00
358 (C)	ELS/14=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+7*0.60+5...
359 (C)	ELS/15=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+7*0.60
360 (C)	ELS/16=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+8*0.60+5...
361 (C)	ELS/17=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+8*0.60
362 (C)	ELS/18=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+9*0.60+5...
363 (C)	ELS/19=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+9*0.60
364 (C)	ELS/20=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+10*0.60...
365 (C)	ELS/21=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+10*0.60
366 (C)	ELS/22=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+5*0.50
367 (C)	ELS/23=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 3*1.00
368 (C)	ELS/24=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+7*0.60+5...
369 (C)	ELS/25=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+7*0.60
370 (C)	ELS/26=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+8*0.60+5...
371 (C)	ELS/27=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+8*0.60
372 (C)	ELS/28=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+9*0.60+5...
373 (C)	ELS/29=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+9*0.60
374 (C)	ELS/30=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+10*0.60...
375 (C)	ELS/31=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*1.00+10*0.60
376 (C)	ELS/32=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+7...
377 (C)	ELS/33=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+7...
378 (C)	ELS/34=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+8...
379 (C)	ELS/35=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+8...
380 (C)	ELS/36=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+9...
381 (C)	ELS/37=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+9...
382 (C)	ELS/38=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70...
383 (C)	ELS/39=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70...
384 (C)	ELS/40=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+7*1.00+5*0.50
385 (C)	ELS/41=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 7*1.00
386 (C)	ELS/42=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+8*1.00+5*0.50
387 (C)	ELS/43=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 8*1.00
388 (C)	ELS/44=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+9*1.00+5*0.50
389 (C)	ELS/45=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 9*1.00

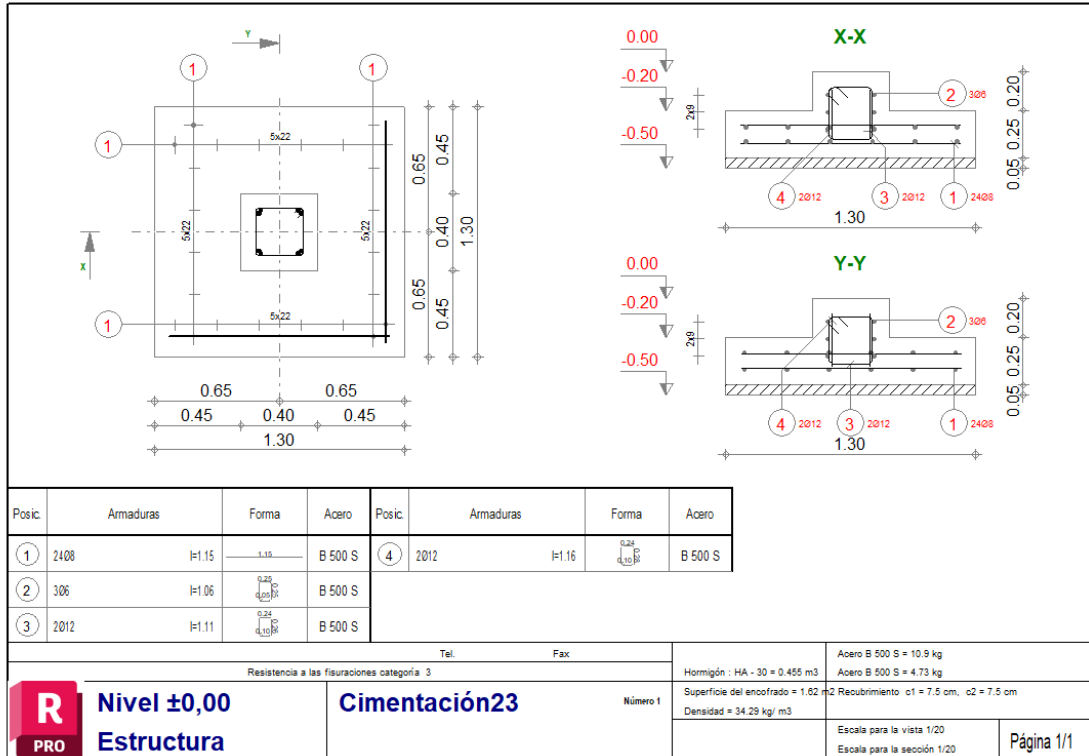
ESTUDIO DE REQUERIMIENTOS Y DISEÑO PRELIMINAR DE
UNA TORRE MULTIFUNCIÓN DE MANIOBRAS
PARA LA ESCUELA NAVAL MILITAR

Combinación	Nombre
390 (C)	ELS/46=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+10*1.00+5*0.50
391 (C)	ELS/47=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 10*1.00
392 (C)	ELS/48=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+7*1.00+5...
393 (C)	ELS/49=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+7*1.00
394 (C)	ELS/50=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+8*1.00+5...
395 (C)	ELS/51=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+8*1.00
396 (C)	ELS/52=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+9*1.00+5...
397 (C)	ELS/53=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+9*1.00
398 (C)	ELS/54=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+10*1.00...
399 (C)	ELS/55=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+10*1.00
400 (C)	ELS/56=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+7*1.00+5...
401 (C)	ELS/57=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+7*1.00
402 (C)	ELS/58=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+8*1.00+5...
403 (C)	ELS/59=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+8*1.00
404 (C)	ELS/60=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+9*1.00+5...
405 (C)	ELS/61=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+9*1.00
406 (C)	ELS/62=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+10*1.00...
407 (C)	ELS/63=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+10*1.00
408 (C)	ELS/64=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+5...
409 (C)	ELS/65=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+7...
410 (C)	ELS/66=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+8...
411 (C)	ELS/67=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70+9...
412 (C)	ELS/68=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70...
413 (C)	ELS/69=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00
414 (C)	ELS/70=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+7*0.60+5*1.00
415 (C)	ELS/71=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+8*0.60+5*1.00
416 (C)	ELS/72=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+9*0.60+5*1.00
417 (C)	ELS/73=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+10*0.60+5*1.00
418 (C)	ELS/74=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+5*1.00
419 (C)	ELS/75=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+7*0.60+5...
420 (C)	ELS/76=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+8*0.60+5...
421 (C)	ELS/77=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+9*0.60+5...
422 (C)	ELS/78=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+10*0.60...
423 (C)	ELS/79=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+5*1.00
424 (C)	ELS/80=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+7*0.60+5...
425 (C)	ELS/81=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+8*0.60+5...
426 (C)	ELS/82=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+9*0.60+5...
427 (C)	ELS/83=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70+10*0.60...
428 (C)	ELS:FRE/84=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70
429 (C)	ELS:FRE/85=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00
430 (C)	ELS:FRE/86=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70
431 (C)	ELS:FRE/87=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.70
432 (C)	ELS:FRE/88=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+3...
433 (C)	ELS:FRE/89=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+3...
434 (C)	ELS:FRE/90=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+3...
435 (C)	ELS:FRE/91=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+3...
436 (C)	ELS:FRE/92=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+7*0.50
437 (C)	ELS:FRE/93=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+8*0.50
438 (C)	ELS:FRE/94=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+9*0.50
439 (C)	ELS:FRE/95=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+10*0.50
440 (C)	ELS:FRE/96=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+7*0.50
441 (C)	ELS:FRE/97=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+8*0.50
442 (C)	ELS:FRE/98=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+9*0.50
443 (C)	ELS:FRE/99=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+10*0.50
444 (C)	ELS:FRE/100=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.60+7*0.50
445 (C)	ELS:FRE/101=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.60+8*0.50
446 (C)	ELS:FRE/102=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.60+9*0.50
447 (C)	ELS:FRE/103=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.60+10...

DAVID ALJAMA MORENO

Combinación	Nombre
448 (C)	ELS:FRE/104=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+3...
449 (C)	ELS:FRE/105=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+5*0.20
450 (C)	ELS:FRE/106=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+5*0.20
451 (C)	ELS:FRE/107=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+3*0.60+5*0.20
452 (C)	ELS/108=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.60+3*0.60
453 (C)	ELS/109=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00
454 (C)	ELS/110=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 6*0.60
455 (C)	ELS/111=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 3*0.60

ANEXO IV: CIMENTACIÓN



ANEXO V: COMPROBACIONES DE LAS SECCIONES MEDIANTE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Este anexo tiene como objetivo reflejar todas las verificaciones y resultados de las diferentes barras, uniones y zapatas realizadas a través del software Robot Structural Analysis, justificando lo expuesto en el capítulo 4. Las comprobaciones se han realizado según los diferentes grupos de barras ...para los diferentes casos de carga, en este caso solamente se estudiará el caso de Estado Límite Último (ELU), ya que es el caso más desfavorable.

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 1 columnas principales

BARRA: 14 Viga_14

PUNTOS:

COORDENADA:



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

Ay=14.56 cm²

Iy=1316.96 cm⁴

Wely=146.33 cm³

Az=9.54 cm²

Iz=100.85 cm⁴

Welz=22.16 cm³

Ax=23.95 cm²

Ix=4.90 cm⁴

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.3 cm < uy max = L/200.00 = 4.5 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 391 ELS/47=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 10*1.00 (11+12+1+2+4+10)*1.00

uz = 0.2 cm < uz max = L/200.00 = 4.5 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 382 ELS/38=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70... (11+12+1+2+4+10)*1.00+(6+3)*0.70+5*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): No analizado

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 2 anclaje cuerdas

BARRA: 356 Viga_356

PUNTOS:

COORDENADA:



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 100

ht=10.0 cm

bf=5.5 cm

ea=0.4 cm

es=0.6 cm

Ay=6.27 cm²

Iy=171.01 cm⁴

Wely=34.20 cm³

Az=4.10 cm²

Iz=15.92 cm⁴

Welz=5.79 cm³

Ax=10.32 cm²

Ix=1.10 cm⁴

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

$u_y = 3.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.7 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 9 Viento X- 27 m/s (f=1.00) Simulación

$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.7 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 391 ELS/47=11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 10*1.00
(11+12+1+2+4+10)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): No analizado

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 3 vigetas para rejilla metálica

BARRA: 304 Viga_304

PUNTOS:

COORDENADA:



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 160

ht=16.0 cm

bf=8.2 cm

ea=0.5 cm

es=0.7 cm

Ay=12.14 cm²

Iy=869.29 cm⁴

Wely=108.66 cm³

Az=8.00 cm²

Iz=68.31 cm⁴

Welz=16.66 cm³

Ax=20.09 cm²

Ix=3.53 cm⁴

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 382 ELS/38=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70...
(11+12+1+2+4+10)*1.00+(6+3)*0.70+5*0.50

$u_z = 1.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 351 ELS/7=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+9...
(11+12+1+2+4+6+3)*1.00+9*0.60+5*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): No analizado

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 4 vigas habitáculo principal

BARRA: 30 Viga_30

PUNTOS:

COORDENADA:



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

Ay=14.56 cm²

Iy=1316.96 cm⁴

Wely=146.33 cm³

Az=9.54 cm²

Iz=100.85 cm⁴

Welz=22.16 cm³

Ax=23.95 cm²

Ix=4.90 cm⁴

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 382 ELS/38=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70...
 (11+12+1+2+4+10)*1.00+(6+3)*0.70+5*0.50

$u_z = 0.7 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 347 ELS/3=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+7...
 (11+12+1+2+4+6+3)*1.00+7*0.60+5*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): No analizado

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 5 soporte cabina

BARRA: 32 Viga_32

PUNTOS:

COORDENADA:



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

ht=20.0 cm

bf=10.0 cm

ea=0.6 cm

es=0.9 cm

Ay=17.00 cm²

Iy=1943.17 cm⁴

Wely=194.32 cm³

Az=11.20 cm²

Iz=142.37 cm⁴

Welz=28.47 cm³

Ax=28.48 cm²

Ix=6.46 cm⁴

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 382 ELS/38=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*0.70+3*0.70...
 (11+12+1+2+4+10)*1.00+(6+3)*0.70+5*0.50

$u_z = 1.2 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 351 ELS/7=11*1.00+12*1.00+1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+3*1.00+9...
 (11+12+1+2+4+6+3)*1.00+9*0.60+5*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): No analizado

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 6 escalera

BARRA: 53 Columna_53

PUNTOS:

COORDENADA:



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

ht=20.0 cm

bf=7.5 cm

ea=0.9 cm

es=1.1 cm

Ay=17.25 cm²

Iy=1910.50 cm⁴

Wely=191.05 cm³

Az=17.00 cm²

Iz=147.81 cm⁴

Welz=26.95 cm³

Ax=32.02 cm²

Ix=11.03 cm⁴

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): No analizado



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 1.3 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: $387 \text{ ELS}/43 = 11*1.00 + 12*1.00 + 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 8*1.00$
(11+12+1+2+4+8)*1.00

$v_y = 0.6 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 1.3 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 10 Viento Y- 27 m/s (f=1.00) Simulación

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 1 columnas principales

BARRA: 12 Viga_12

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: $137 \text{ ELU}/125 = 11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 6*1.05 + 3*1.05...$
(11+12+1+2+4)*1.35+(6+3)*1.05+7*1.50+5*0.75

MATERIAL:

ACERO (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=9.1 cm

Ay=16.21 cm²

Az=11.25 cm²

Ax=23.95 cm²

tw=0.5 cm

Iy=1316.96 cm⁴

Iz=100.85 cm⁴

Ix=4.90 cm⁴

tf=0.8 cm

Wply=166.42 cm³

Wplz=34.60 cm³

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 56.66 kN

My_{Ed} = -6.21 kN*m

Mz_{Ed} = 0.07 kN*m

Vy_{Ed} = 0.15 kN

Nc,Rd = 562.76 kN

My_{Ed,max} = -6.21 kN*m

Mz_{Ed,max} = -2.28 kN*m

Vy,T,Rd = 219.86 kN

Nb,Rd = 562.76 kN

My,c,Rd = 39.11 kN*m

Mz,c,Rd = 8.13 kN*m

Vz_{Ed} = 3.82 kN

MN_{y,Rd} = 39.11 kN*m

MN_{z,Rd} = 8.13 kN*m

Vz,T,Rd = 152.63 kN

Mb,Rd = 10.57 kN*m

Tt_{Ed} = 0.00 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Mcr = 10.57 kN*m

Curva,LT - b

XLT = 0.27

Lcr,low=9.00 m

Lam_LT = 1.92

fi,LT = 2.15

XLT,mod = 0.27

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

kyy = 1.00



respecto al eje z:

kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00 (6.2.4.(1))

My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.16 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.59 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 2 anclaje cuerdas

BARRA: 356 Viga_356

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.09 L = 0.70 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 139 ELU/127=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
(11+12+1+2+4)*1.35+(6+3)*1.05+8*1.50+5*0.75

MATERIAL:

ACERO (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 100

h=10.0 cm	g _{M0} =1.00	g _{M1} =1.00	
b=5.5 cm	A _y =7.26 cm ²	A _z =5.08 cm ²	A _x =10.32 cm ²
tw=0.4 cm	I _y =171.01 cm ⁴	I _z =15.92 cm ⁴	I _x =1.10 cm ⁴
tf=0.6 cm	W _{ply} =39.41 cm ³	W _{plz} =9.15 cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N _{,Ed} = 0.38 kN	M _{y,Ed} = -0.77 kN*m	M _{z,Ed} = -0.14 kN*m	V _{y,Ed} = -0.09 kN
N _{c,Rd} = 242.60 kN	M _{y,Ed,max} = -0.77 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.43 kN*m	V _{y,T,Rd} = 98.50 kN
N _{b,Rd} = 242.60 kN	M _{y,c,Rd} = 9.26 kN*m	M _{z,c,Rd} = 2.15 kN*m	V _{z,Ed} = 0.47 kN
	M _{N,y,Rd} = 9.26 kN*m	M _{N,z,Rd} = 2.15 kN*m	V _{z,T,Rd} = 68.96 kN
	M _{b,Rd} = 2.49 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1			



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	M _{cr} = 2.49 kN*m	Curva,LT - b	X _{LT} = 0.27
L _{cr,low} = 7.40 m	L _{am_LT} = 1.93	f _{i,LT} = 2.16	X _{LT,mod} = 0.27

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

$$k_{yy} = 1.00$$



respecto al eje z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau_{ty,Ed}/(f_y/\sqrt{3}) * g_{M0} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau_{tz,Ed}/(f_y/\sqrt{3}) * g_{M0} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

$My_{Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.51 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.51 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 3 vigetas para rejilla metálica

BARRA: 315 Viga_315 **PUNTOS:** 2

COORDENADA: x = 0.50 L = 3.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 21 ELU/9=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+10...
(11+12+1+2+4)*1.35+(6+3)*1.50+10*0.90+5*0.75

MATERIAL:

ACERO (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 160

h=16.0 cm	g _{M0} =1.00	g _{M1} =1.00	
b=8.2 cm	A _y =13.73 cm ²	A _z =9.66 cm ²	A _x =20.09 cm ²
tw=0.5 cm	I _y =869.29 cm ⁴	I _z =68.31 cm ⁴	I _x =3.53 cm ⁴
tf=0.7 cm	W _{ply} =123.87 cm ³	W _{plz} =26.10 cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N _{Ed} = 0.04 kN	My _{Ed} = 9.75 kN*m	Mz _{Ed} = 0.00 kN*m	Vy _{Ed} = 0.18 kN
N _{c,Rd} = 472.15 kN	My _{Ed,max} = 9.75 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.55 kN*m	Vy _{T,Rd} = 186.30 kN
N _{b,Rd} = 472.15 kN	My _{c,Rd} = 29.11 kN*m	Mz _{c,Rd} = 6.13 kN*m	Vz _{Ed} = -0.00 kN
	MN _{y,Rd} = 29.11 kN*m	MN _{z,Rd} = 6.13 kN*m	Vz _{T,Rd} = 131.03 kN
	Mb _{Rd} = 10.91 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	M _{cr} = 10.93 kN*m	Curva _{LT} - b	XLT = 0.37
L _{cr,upp} = 6.00 m	Lam _{LT} = 1.63	fi _{LT} = 1.71	XLT _{mod} = 0.37

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

$k_{yy} = 1.00$



respecto al eje z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.33 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.98 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.98 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 4 vigas habitáculo principal

BARRA: 36 Viga_36

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.25 L = 1.50 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 143 ELU/131=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
(11+12+1+2+4)*1.35+(6+3)*1.05+10*1.50+5*0.75

MATERIAL:

ACERO (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm	g _{M0} =1.00	g _{M1} =1.00	
b=9.1 cm	A _y =16.21 cm ²	A _z =11.25 cm ²	A _x =23.95 cm ²
tw=0.5 cm	I _y =1316.96 cm ⁴	I _z =100.85 cm ⁴	I _x =4.90 cm ⁴
tf=0.8 cm	W _{ply} =166.42 cm ³	W _{plz} =34.60 cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N _{,Ed} = 1.27 kN	M _{y,Ed} = 3.36 kN*m	M _{z,Ed} = -0.12 kN*m	V _{y,Ed} = -0.04 kN
N _{c,Rd} = 562.76 kN	M _{y,Ed,max} = 6.86 kN*m	M _{z,Ed,max} = 2.04 kN*m	V _{y,T,Rd} = 219.89 kN
N _{b,Rd} = 562.76 kN	M _{y,c,Rd} = 39.11 kN*m	M _{z,c,Rd} = 8.13 kN*m	V _{z,Ed} = 1.08 kN
	M _{N,y,Rd} = 39.11 kN*m	M _{N,z,Rd} = 8.13 kN*m	V _{z,T,Rd} = 152.64 kN
	M _{b,Rd} = 15.34 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1			



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	M _{cr} = 15.55 kN*m	Curva,LT - b	X _{LT} = 0.39
L _{cr,upp} =6.00 m	L _{am_LT} = 1.59	f _{i,LT} = 1.64	X _{LT,mod} = 0.39

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

$$k_{yy} = 1.00$$



respecto al eje z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.45 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.70 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.70 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 5 soporte cabina

BARRA: 12 Viga_12

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 137 ELU/125=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
(11+12+1+2+4)*1.35+(6+3)*1.05+7*1.50+5*0.75

MATERIAL:

ACERO (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm	g _{M0} =1.00	g _{M1} =1.00	
b=9.1 cm	A _y =16.21 cm ²	A _z =11.25 cm ²	A _x =23.95 cm ²
tw=0.5 cm	I _y =1316.96 cm ⁴	I _z =100.85 cm ⁴	I _x =4.90 cm ⁴
tf=0.8 cm	W _{ply} =166.42 cm ³	W _{plz} =34.60 cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N _{,Ed} = 56.66 kN	M _{y,Ed} = -6.21 kN*m	M _{z,Ed} = 0.07 kN*m	V _{y,Ed} = 0.15 kN
N _{c,Rd} = 562.76 kN	M _{y,Ed,max} = -6.21 kN*m	M _{z,Ed,max} = -2.28 kN*m	V _{y,T,Rd} = 219.86 kN
N _{b,Rd} = 562.76 kN	M _{y,c,Rd} = 39.11 kN*m	M _{z,c,Rd} = 8.13 kN*m	V _{z,Ed} = 3.82 kN
	MN _{y,Rd} = 39.11 kN*m	MN _{z,Rd} = 8.13 kN*m	V _{z,T,Rd} = 152.63 kN
	M _{b,Rd} = 10.57 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1			



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	M _{cr} = 10.57 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.27
L _{cr,low} = 9.00 m	Lam _{LT} = 1.92	f _{i,LT} = 2.15	XLT _{mod} = 0.27

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

$k_{yy} = 1.00$



respecto al eje z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.59 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 6 escalera

BARRA: 98 Columna_98

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 143 ELU/131=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.05+3*1.05...
(11+12+1+2+4)*1.35+(6+3)*1.05+10*1.50+5*0.75

MATERIAL:

ACERO (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=7.5 cm

Ay=18.93 cm²

Az=17.07 cm²

Ax=32.02 cm²

tw=0.9 cm

Iy=1910.50 cm⁴

Iz=147.81 cm⁴

Ix=11.03 cm⁴

tf=1.1 cm

Wply=227.71 cm³

Wplz=51.78 cm³

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{,Ed} = -0.43 kN

M_{y,Ed} = 14.24 kN*m

M_{z,Ed} = -2.11 kN*m

V_{y,Ed} = -2.67 kN

N_{t,Rd} = 752.53 kN

M_{y,pl,Rd} = 53.51 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 12.17 kN*m

V_{y,T,Rd} = 256.73 kN

M_{y,c,Rd} = 53.51 kN*m

M_{z,c,Rd} = 12.17 kN*m

V_{z,Ed} = -10.13 kN

M_{N,y,Rd} = 53.51 kN*m

M_{N,z,Rd} = 12.17 kN*m

V_{z,T,Rd} = 231.54 kN

T_{t,Ed} = -0.00 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

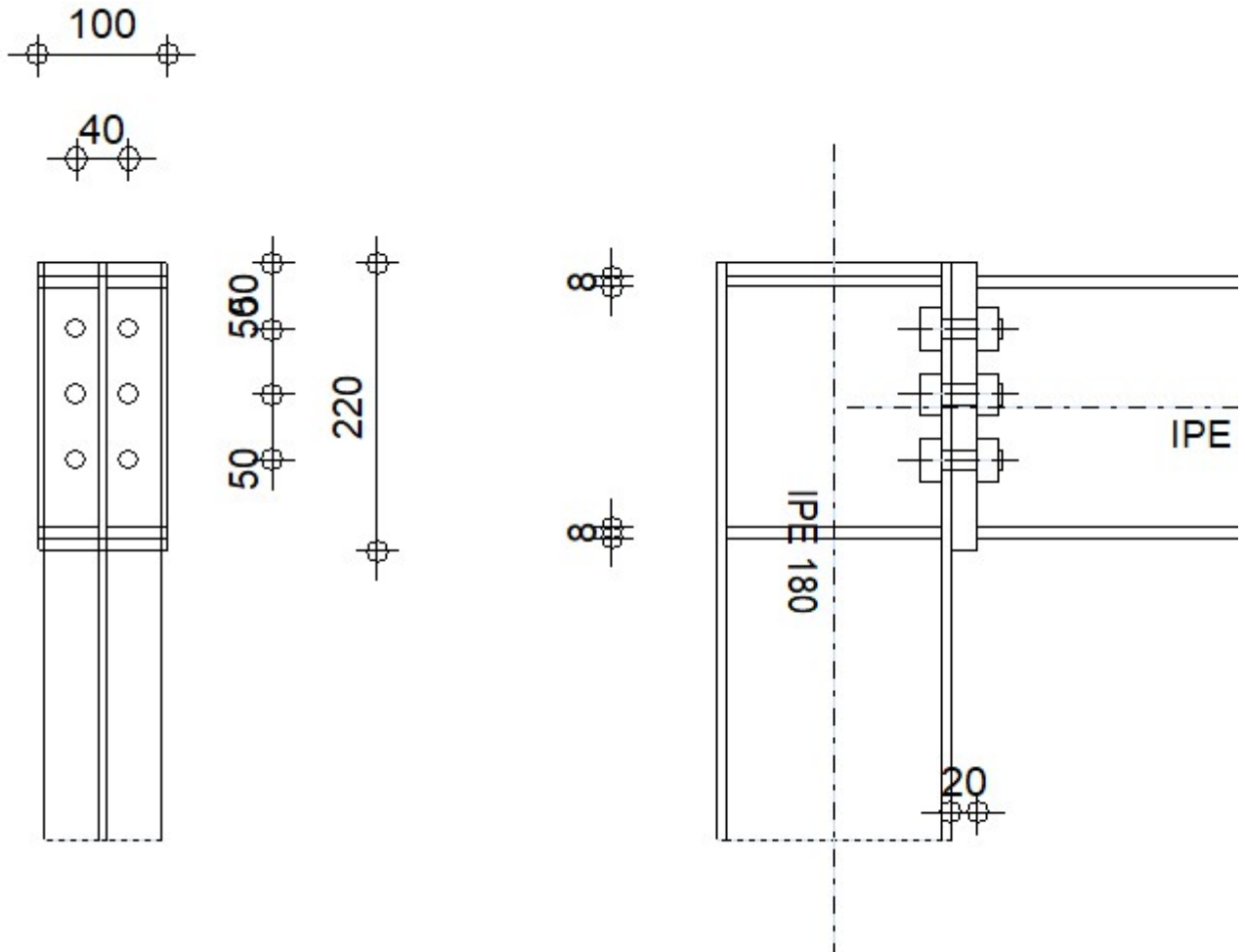
$$\text{Tau,ty,Ed}/(\text{fy}/(\text{sqrt}(3)*\text{gM0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau,tz,Ed}/(\text{fy}/(\text{sqrt}(3)*\text{gM0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Perfil correcto !!!

ANEXO VI: COMPROBACIONES DE LAS UNIONES MEDIANTE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

	Robot Structural Analysis Professional 2023	
	Cálculo del empotramiento Viga - Columna EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



6.1 General

Unión N.º:	6
Nombre de la unión:	Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura:	26
Barras de la estructura:	13, 41

6.2 Geometría

6.2.1 Pilar

Perfil:	IPE 180
Barra N.º:	13

Perfil:	IPE 180		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
$h_c =$	180	[mm]	Altura de la sección del pilar
$b_{fc} =$	91	[mm]	Anchura de la sección del pilar
$t_{wc} =$	5	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
$t_{fc} =$	8	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
$r_c =$	9	[mm]	Radio del arredondeado de la sección del pilar
$A_c =$	23,95	[cm ²]	Area de la sección del pilar
$I_{xc} =$	1316,96	[cm ⁴]	Momento de inercia de la sección del pilar
Material:	ACERO		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Resistencia

6.2.2 Viga

Perfil:	IPE 200		
Barra N.º:	41		
$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
$h_b =$	200	[mm]	Altura de la sección de la viga
$b_f =$	100	[mm]	Anchura de la sección de la viga
$t_{wb} =$	6	[mm]	Espesor del alma de la sección de la viga
$t_{fb} =$	8	[mm]	Espesor del ala de la sección de la viga
$r_b =$	12	[mm]	Radio del arredondeado de la sección de la viga
$r_b =$	12	[mm]	Radio del arredondeado de la sección de la viga
$A_b =$	28,48	[cm ²]	Área de la sección de la viga
$I_{xb} =$	1943,17	[cm ⁴]	Momento de inercia de la sección de la viga
Material:	ACERO		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Resistencia

6.2.3 Tornillos

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

$d =$	16	[mm]	Diámetro del tornillo
Clase =	10.9		Clase del tornillo
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Resistencia de tornillo a la tracción
$n_h =$	2		Número de columnas de tornillos
$n_v =$	3		Número de líneas de tornillos
$h_1 =$	50	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal $e_i =$	40	[mm]	
Separación vertical $p_i =$	50; 50	[mm]	

6.2.4 Pletina

$h_p =$	220	[mm]	Altura de la pletina
$b_p =$	100	[mm]	Anchura de la pletina
$t_p =$	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Resistencia

6.2.5 Rigidizador del pilar

Superior

$h_{su} =$	164	[mm]	Altura del rigidizador
$b_{su} =$	43	[mm]	Anchura del rigidizador
$t_{hu} =$	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Resistencia

Inferior

$h_{sd} =$	164	[mm]	Altura del rigidizador
$b_{sd} =$	43	[mm]	Anchura del rigidizador
$t_{hd} =$	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Resistencia

6.2.6 Soldaduras de ángulo

$a_w =$	4	[mm]	Soldadura del alma
$a_r =$	6	[mm]	Soldadura del ala
$a_s =$	4	[mm]	Soldadura del rigidizador

6.2.7 Coeficientes de material

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

6.3 Cargas

Estado límite último

Ca 15: $ELU/3=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+7...$
 so: $(11+12+1+2+4)*1.35+(6+3)*1.50+7*0.90+5*0.75$

$M_{b1,Ed} =$	9,83	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed} =$	9,32	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga derecha
$N_{b1,Ed} =$	-3,18	[kN]	Esfuerzo axial en la viga derecha
$M_{b2,Ed} =$	9,62	[kN*m]	Momento flector en la viga izquierda

$M_{b1,Ed} =$	9,83	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b2,Ed} =$	11,51	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga izquierda
$N_{b2,Ed} =$	-4,06	[kN]	Esfuerzo axil en la viga izquierda
$M_{c1,Ed} =$	0,01	[kN*m]	Momento flector en el pilar inferior
$V_{c1,Ed} =$	-0,73	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar inferior
$N_{c1,Ed} =$	-35,88	[kN]	Esfuerzo axil en el pilar inferior
$M_{c2,Ed} =$	-0,22	[kN*m]	Momento flector en el pilar superior
$V_{c2,Ed} =$	-0,12	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar superior
$N_{c2,Ed} =$	-0,93	[kN]	Esfuerzo axil en el pilar superior

6.4 Resultados

6.4.1 Resistencias de la viga

COMPRESIÓN

$$A_b = 28,48 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área de sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 669,38 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección a la compresión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

CIZALLAMIENTO

$$A_{vb} = 14,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 189,95 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección al cortante} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,05)$$

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$$W_{plb} = 220,66 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Módulo de sección plástico} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$= \frac{M_{b,pl,Rd}}{5} = \frac{51,8}{5} \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLETINA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$$W_{pl} = 220,66 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Módulo de sección plástico} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 51,85 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$$M_{cb,Rd} = 51,85 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 192 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de las alas} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 270,78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del ala comprimida y del alma} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

6.4.2 Resistencias del pilar

PANEL DEL ALMA EN CORTANTE

$M_{b1,Ed} =$	9,83	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	9,62	[kN*m]	Momento flector en la viga izquierda	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-0,73	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar inferior	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	-0,12	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar superior	[5.3.(3)]
$z =$	130	[mm]	Brazo de palanca	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed} =$	1,92	[kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	11,2 5	[cm ²]	Área del alma del pilar en cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	11,2 5	[cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	192	[mm]	Distancia entre los centros de gravedad de los rigidizadores	[6.2.6.1.(4)]
$= M_{pl,fc,Rd}$	0,34	[kN* m]	Resistencia plástica del ala del pilar en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$= M_{pl,stu,Rd}$	0,34	[kN* m]	Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$= M_{pl,sti,Rd}$	0,34	[kN* m]	Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	144,52	[kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,01 < 1,00		verificado	(0,01)

ALMA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

apoyo:

$t_{wc} =$	5	[mm]	Espesor eficaz del alma del pilar	[6.2.6.2.(6)]
$= b_{eff,c,wc}$	150	[mm]	Anchura eficaz del alma en compresión	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	11,2 25	[cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,0 0		Coefficiente de reducción para la interacción con el cortante	[6.2.6.2.(1)]
$= \sigma_{com,Ed}$	15,0 01	[MPa]	Tensión de compresión máxima en el alma	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,0 0		Coefficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	6,8 6	[cm ²]	Área del rigidizador del alma	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	348,53	[kN]	Resistencia del alma del pilar	[6.2.6.2.(1)]
Pandeo:				
$d_{wc} =$	146	[mm]	Altura del alma comprimida	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,87		Esbeltéz del elemento de tipo pletina	[6.2.6.2.(1)]

$d_{wc} =$	146	[mm]	Altura del alma comprimida	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,88		Coefficiente de reducción en pandeo	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	5,39		Esbeltz del rigidizador	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficiente de pandeo del rigidizador	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} =$	326,76	[kN]	Resistencia del alma del pilar	[6.2.6.2.(1)]
------------------	--------	------	--------------------------------	---------------

Resistencia final:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} =$	326,76	[kN]	Resistencia del alma del pilar	[6.2.6.2.(1)]
-----------------	--------	------	--------------------------------	---------------

ALMA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA SUPERIOR DE LA VIGA

apoyo:

$t_{wc} =$	5	[mm]	Espesor eficaz del alma del pilar	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	150	[mm]	Anchura eficaz del alma en compresión	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	11,25	[cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,0		Coefficiente de reducción para la interacción con el cortante	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	15,01	[MPa]	Tensión de compresión máxima en el alma	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,0		Coefficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	6,86	[cm ²]	Área del rigidizador del alma	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} =$	348,53	[kN]	Resistencia del alma del pilar	[6.2.6.2.(1)]
------------------	--------	------	--------------------------------	---------------

Pandeo:

$d_{wc} =$	146	[mm]	Altura del alma comprimida	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,87		Esbeltz del elemento de tipo pletina	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,88		Coefficiente de reducción en pandeo	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	5,39		Esbeltz del rigidizador	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficiente de pandeo del rigidizador	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} =$	326,76	[kN]	Resistencia del alma del pilar	[6.2.6.2.(1)]
------------------	--------	------	--------------------------------	---------------

Resistencia final:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} =$	326,76	[kN]	Resistencia del alma del pilar	[6.2.6.2.(1)]
---------------------	--------	------	--------------------------------	---------------

6.4.3 Parámetros geométricos de la unión

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - ALA DEL PILAR

r	N	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,c} _p	l _{eff,n} _c	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	0	1	-	2	-	5	64	72	64	72	82	61	61	61
2	0	1	-	2	-	5	64	72	64	72	100	50	50	50
3	0	1	-	2	-	5	64	72	64	72	82	61	61	61

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLETINA DE TOPE

r	N	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,c} _p	l _{eff,n} _c	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	3	1	-	3	-	5	80	88	80	88	90	69	69	69
2	3	1	-	3	-	5	80	88	80	88	100	50	50	50
3	3	1	-	3	-	5	80	88	80	88	90	69	69	69

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

l_{eff,cp} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 1

l_{eff,2} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 2

l_{eff,cp,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1

l_{eff,2,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

6.4.4 Resistencia de la unión a la compresión

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 653,51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de la unión a la compresión} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

6.4.5 Resistencia de la unión a la flexión

$$F_{t,Rd} = 113,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 104,23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – resistencia del ala del pilar en flexión

F_{t,wc,Rd} – resistencia del alma del pilar en tracción

F_{t,ep,Rd} – resistencia de la pletina doblada en flexión

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión

$F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

F_{t1,Rd,comp} - Fórmula	F_{t1,Rd,comp}	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	79,43	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(1)} = 94,50$	94,50	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(1)} = 79,43$	79,43	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Pletina de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(1)} = 104,80$	104,80	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 208,46$	208,46	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta = 6741,74$	6741,74	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} = 326,76$	326,76	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} = 270,78$	270,78	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

F_{t2,Rd,comp} - Fórmula	F_{t2,Rd,comp}	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	58,45	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(2)} = 94,50$	94,50	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(2)} = 79,43$	79,43	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Pletina de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(2)} = 104,80$	104,80	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 208,46$	208,46	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 6741,74 - 79,43$	6662,31	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 326,76 - 79,43$	247,33	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 270,78 - 79,43$	191,35	Ala de la viga - compresión
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 164,04 - 79,43$	84,61	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 137,89 - 79,43$	58,45	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 447,19 - 79,43$	367,76	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 156,50 - 79,43$	77,07	Alma de la viga - tracción - grupo

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	75,61	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(3)} = 94,50$	94,50	Ala del pilar - tracción

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t,wc,Rd(3)} = 79,43$	79,43	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Pletina de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(3)} = 104,80$	104,80	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 208,46$	208,46	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 6741,74 - 137,89$	6603,86	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 326,76 - 137,89$	188,87	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 270,78 - 137,89$	132,89	Ala de la viga - compresión
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 164,04 - 58,45$	105,59	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 137,89 - 58,45$	79,43	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 254,00 - 137,89$	116,11	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 213,50 - 137,89$	75,61	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 447,49 - 58,45$	389,03	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 156,73 - 58,45$	98,28	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 678,24 - 137,89$	540,35	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 247,43 - 137,89$	109,55	Alma de la viga - tracción - grupo

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

r	N	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1		155	79,43	94,50	79,43	226,08	104,80	226,08	208,46
2		105	58,45	94,50	79,43	226,08	104,80	226,08	208,46
3		55	75,61	94,50	79,43	226,08	104,80	226,08	208,46

Resistencia de la unión a la flexión M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 22,66 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,43 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,43)$$

6.4.6 Resistencia de la unión al cortante

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 96,51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo al cortante} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 35,16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo intermedio al apoyo} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 48,65 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo extremo al apoyo} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

Nr	F_{tj,Rd,N}	F_{tj,Ed,N}	F_{tj,Rd,M}	F_{tj,Ed,M}	F_{tj,Ed}	F_{vj,Rd}
1	226,08	-1,06	79,43	34,45	33,39	70,32
2	226,08	-1,06	58,45	25,35	24,29	70,32
3	226,08	-1,06	75,61	32,79	31,73	70,32

- $F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple
- $F_{tj,Ed,N}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axil
- $F_{tj,Rd,M}$ – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple
- $F_{tj,Ed,M}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento
- $F_{tj,Ed}$ – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo
- $F_{vj,Rd}$ – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 210,97 \quad \text{[kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,04)$$

6.4.7 Resistencia de las soldaduras

$$A_w = 33,17 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de todas las soldaduras} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 20,45 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de las soldaduras horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 12,72 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de las soldaduras verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 2203,34 \quad \text{[cm}^4\text{]}_{\text{hor.}} \quad \text{Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -33,17 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -25,75 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensiones en la soldadura vertical} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 7,33 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensión tangente} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coeficiente de correlación} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 66,33 < 360,00 \quad \text{verificado} \quad (0,18)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 53,05 < 360,00 \quad \text{verificado} \quad (0,15)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 33,17 < 259,20 \quad \text{verificado} \quad (0,13)$$

6.4.8 Rigidez de la unión

$$t_{\text{wash}} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Espesor de la arandela} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{\text{head}} = 12 \quad \text{[mm]} \quad \text{Altura de la cabeza del tornillo} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{\text{nut}} = 16 \quad \text{[mm]} \quad \text{Altura de la rosca del tornillo} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 50 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longitud del tornillo} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 5 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coeficiente de rigidez de los tornillos} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Suma	3,10	37,80
1	155	1	27	244	1	1,60	24,88
2	105	1	22	177	1	0,93	9,77
3	55	1	27	244	1	0,57	3,15

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^3 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 122$ [mm] Brazo de fuerzas equivalente [6.3.3.1.(3)]

$K_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $K_{eq} = 3$ [mm] Coeficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 11,25$ [cm²] Área en cizallamiento EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 0,02$ Parámetro de la transformación [5.3.(7)]

$z = 122$ [mm] Brazo de palanca [6.2.5]

$k_1 = 164$ [mm] Coeficiente de rigidez del panel del alma del pilar [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coeficiente de rigidez del alma comprimida del pilar [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 7816,41$ [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coeficiente de rigidez de la unión [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 7816,41$ [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig} = 5440,88$ [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]



$S_{j,pin} = 340,05$ [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

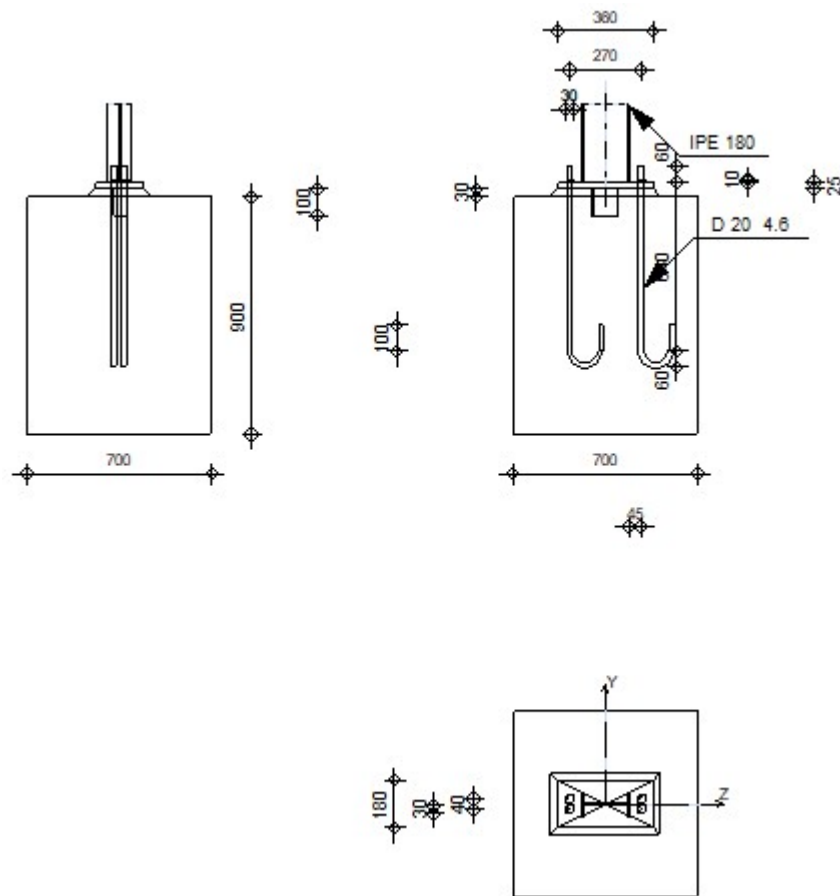
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

6.4.9 Componente más débil:

ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	Cálculo de la base de columna empotrada Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete					



6.5 General

Unión N.º:	1
Nombre de la unión:	Pié de pilar engastado
Nudo de la estructura:	27
Barras de la estructura:	14

6.6 Geometría

6.6.1 Pilar

Perfil:		IPE 180
Barra N.º:		14
$L_c =$	9,00	[m] Longitud del pilar
$\alpha =$	0,0	[Deg] Ángulo de inclinación
$h_c =$	180	[mm] Altura de la sección del pilar
$b_{fc} =$	91	[mm] Anchura de la sección del pilar
$t_{wc} =$	5	[mm] Espesor del alma de la sección del pilar
$t_{fc} =$	8	[mm] Espesor del ala del de la sección del pilar
$r_c =$	9	[mm] Radio del arredondeado de la sección del pilar

$L_c =$	9,00	[m]	Longitud del pilar
$A_c =$	23,95	[cm ²]	Area de la sección del pilar
$I_{yc} =$	1316,96	[cm ⁴]	Momento de inercia de la sección del pilar
Material:	ACERO		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Resistencia
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Límite de resistencia del material

6.6.2 Chapa debajo de la base del pilar

$l_{pd} =$	360	[mm]	Longitud
$b_{pd} =$	180	[mm]	Anchura
$t_{pd} =$	25	[mm]	Espesor
Material:	S 235		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Resistencia
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Límite de resistencia del material

6.6.3 Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase =	4.6		Clase de anclajes
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Límite de plasticidad del material del tornillo
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Resistencia del material del tornillo a la tracción
$d =$	20	[mm]	Diámetro del tornillo
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Area de la sección eficaz del tornillo
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Area de la sección del tornillo
$n_H =$	2		Número de columnas de tornillos
$n_V =$	2		Número de líneas de tornillos
Separación horizontal $e_{Hi} =$	270	[mm]	
Separación vertical $e_{Vi} =$	40	[mm]	

Dimensiones de los anclajes

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Plaqueta

$l_{wd} =$	30	[mm]	Longitud
$b_{wd} =$	30	[mm]	Anchura
$t_{wd} =$	10	[mm]	Espesor

6.6.4 Chaveta

Perfil:	IPE 100		
$l_w =$	100	[mm]	Longitud

Material: S 235
 $f_{yw} = 235,00$ [MPa] Resistencia

6.6.5 Coeficientes de material

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial
 $\gamma_C = 1,50$ Coeficiente de seguridad parcial

6.6.6 Cimentación

$L = 700$ [mm] Longitud de la cimentación
 $B = 700$ [mm] Anchura de la cimentación
 $H = 900$ [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150
 $f_{ck} = 15,00$ [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

$t_g = 30$ [mm] Espesor de la capa de arena
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Resistencia característica a la compresión
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

6.6.7 Soldaduras

$a_p = 3$ [mm] Pletina principal del pie del pilar
 $a_w = 4$ [mm] Chaveta
 $a_{p1} = 7$ [mm] Plaqueta

6.7 Cargas

so: $Ca_{182} = \frac{ELU}{170} = 11 \cdot 1.35 + 12 \cdot 1.35 + 1 \cdot 0.80 + 2 \cdot 0.80 + 4 \cdot 0.80 + 9 \cdot 1.50$
 $(11+12) \cdot 1.35 + (1+2+4) \cdot 0.80 + 9 \cdot 1.50$

$N_{j,Ed} = -19,34$ [kN] Esfuerzo axial
 $V_{j,Ed,y} = 0,01$ [kN] Esfuerzo cortante
 $V_{j,Ed,z} = 3,55$ [kN] Esfuerzo cortante
 $M_{j,Ed,y} = -5,88$ [kN*m] Momento flector
 $M_{j,Ed,z} = 0,11$ [kN*m] Momento flector

6.8 Resultados

6.8.1 Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

$f_{cd} =$	10,0 0	[MPa]	Resistencia de cálculo a la compresión	EN 1992-1: [3.1.6.(1)]
$f_j =$	16,1 0	[MPa]	Resistencia de cálculo al apoyo debajo de la pletina de base	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	55	[mm]	Anchura adicional de la zona de apoyo	[6.2.5.(4)]
$=$	b_{eff}	118	[mm]	Anchura eficaz de la zona de apoyo debajo de la tabla [6.2.5.(3)]
	$l_{eff} =$	180	[mm]	Longitud eficaz de la zona de apoyo debajo del ala [6.2.5.(3)]
$=$	A_{c0}	212,91	[cm ²]	Superficie de contacto entre la pletina de base y la cimentación EN 1992-1: [6.7.(3)]
$=$	A_{c1}	1916,1 9	[cm ²]	Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1: [6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	638,73	[kN]	Resistencia del hormigón al apoyo	EN 1992-1: [6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficiente de reducción para la compresión	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	20,00	[MPa]	Resistencia de cálculo al apoyo	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	474,70	[cm ²]	Área de apoyo en compresión	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	212,91	[cm ²]	Área de apoyo en flexión My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	237,35	[cm ²]	Área de apoyo en flexión Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	949,40	[kN]	Resistencia del hormigón al apoyo en compresión	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	425,82	[kN]	Resistencia del hormigón al apoyo en flexión My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	474,70	[kN]	Resistencia del hormigón al apoyo en flexión Mz	[6.2.8.3.(1)]
ALA Y ALMA DEL PILAR EN COMPRESIÓN				
$CL =$	1,00		Clase de sección	EN 1993-1-1: [5.5.2]
$W_{pl,y} =$	166,42	[cm ³]	Módulo de sección plástico	EN1993-1-1: [6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	39,11	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1: [6.2.5]
$h_{f,y} =$	172	[mm]	Distancia entre los centros de gravedad de las alas	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	227,38	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	34,60	[cm ³]	Módulo de sección plástico	EN1993-1-1: [6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	8,13	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1: [6.2.5]
$h_{f,z} =$	85	[mm]	Distancia entre los centros de gravedad de las alas	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	95,19	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA				
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	949,40	[kN]	Resistencia del pié del pilar a la compresión axial	[6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 227,38 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 95,19 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida} \quad [6.2.8.3]$$

6.8.2 Zona traccionada

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$$A_b = 2,45 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{'Area efectivo del tornillo} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$f_{ub} = 400,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistencia del material del tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{coeficiente de reducción de la resistencia del tornillo} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 59,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del tornillo a la ruptura} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 240,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Límite de plasticidad del material del tornillo} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 49,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del tornillo a la ruptura} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 49,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del tornillo a la ruptura}$$

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$$f_{ck} = 15,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistencia característica del hormigón a la compresión} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$$= f_{ctd} = 0,8 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistencia de cálculo a la tracción} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$= \eta_1 = 1,0 \quad \text{Coef. dependiente da las condiciones del hormigonado y de la adherencia} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$= \eta_2 = 1,0 \quad \text{Coef. dependiente del dámetro del anclaje} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 1,92 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Adherencia admisible de cálculo} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 610 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 73,43 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de cálculo para el arrancamiento} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$$h_{ef} = 220 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 94,79 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 660 \quad [\text{mm}] \quad \text{Anchura crítica del cono de hormigón} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 330 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distancia crítica al borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 4356,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área máxima del cono} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

	$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$				
	$N_{Rk,c}^0 =$	94,79	[kN]	Resistencia característica del anclaje	CEB [9.2.4]
	$A_{c,N} =$	1907,50	[cm ²]	Área real del cono	CEB [9.2.4]
	$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
=	$\Psi_{A,N}$	0,4		Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.2.4]
	$c =$	215	[mm]	Distancia mínima entre el anclaje y el borde	CEB [9.2.4]
	$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
	$\Psi_{s,N} =$	0,9		Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación	CEB [9.2.4]
	$\Psi_{ec,N} =$	1,0		Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes	CEB [9.2.4]
	$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
	$\Psi_{re,N} =$	1,00		Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación	CEB [9.2.4]
	$\Psi_{ucr,N} =$	1,00		Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón	CEB [9.2.4]
	$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]
	$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$				
=	$F_{t,Rd,c}$	17,2	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

	$h_{ef} =$	610	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	CEB [9.2.5]
	$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$				
	$N_{Rk,c}^0 =$	437,62	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
	$s_{cr,N} =$	1220	[mm]	Anchura crítica del cono de hormigón	CEB [9.2.5]
	$c_{cr,N} =$	610	[mm]	Distancia crítica al borde de la cimentación	CEB [9.2.5]
	$A_{c,N0} =$	14884,00	[cm ²]	Área máxima del cono	CEB [9.2.5]
	$A_{c,N} =$	2450,00	[cm ²]	Área real del cono	CEB [9.2.5]
	$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
=	$\Psi_{A,N}$	0,1		Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.2.5]
	$c =$	215	[mm]	Distancia mínima entre el anclaje y el borde	CEB [9.2.5]
	$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
	$\Psi_{s,N} =$	0,8		Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación	CEB [9.2.5]
	$\Psi_{ec,N} =$	1,0		Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes	CEB [9.2.5]
	$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
	$\Psi_{re,N} =$	1,00		Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación	CEB [9.2.5]
	$\Psi_{ucr,N} =$	1,00		Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón	CEB [9.2.5]
	$\Psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				

$\psi_{h,N} = 0,82$ Coef. dependiente de la altura de la cimentación CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{RK,c} \cdot 0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 21,94$ [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 17,21$ [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 90$ [mm] Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 90$ [mm] Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 2 [6.2.6.5]

$m = 42$ [mm] Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 3,30$ [kN*m] Resistencia plástica de la pletina para el modo 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 3,30$ [kN*m] Resistencia plástica de la pletina para el modo 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 317,71$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 94,20$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 34,41$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 34,41$ [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 180$ [mm] Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 180$ [mm] Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 2 [6.2.6.5]

$m = 42$ [mm] Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 6,61$ [kN*m] Resistencia plástica de la pletina para el modo 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 6,61$ [kN*m] Resistencia plástica de la pletina para el modo 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 635,43$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 170,51$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 34,41$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} = 34,41$ [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 34,41$ [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 34,41$ [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

6.8.3 Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,02 < 1,00$	verificado	(0,02)
---------------------------------------	---------------	------------	--------

$e_y =$	304	[mm]	Ecentricidad de la fuerza axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	86	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	135	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	10,60	[kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			$0,55 < 1,00$	verificado (0,55)
$e_z =$	6	[mm]	Ecentricidad de la fuerza axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	43	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	20	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	0,97	[kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			$0,12 < 1,00$	verificado (0,12)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			$0,67 < 1,00$	verificado (0,67)

6.8.4 Cizallamiento

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,36$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,36$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$ [Tabla 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento [Tabla 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 128,18$ [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 3,84$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$ [Tabla 3.4]

$k_{1,z} = 0,85$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento [Tabla 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 121,75$ [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$\alpha_b = 0,37$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3,14$ [cm²] Area de la sección del tornillo [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 400,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 37,00$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dependiente de la fijación del anclaje en la cimentación CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,26$ [kN*m] Resistencia característica del anclaje a la flexión CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 52$ [mm] Longitud del brazo de palanca CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 8,11$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$N_{Rk,c} =$	37,17	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00		Coef. dependiente de la longitud de anclaje	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coeficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]
$F_{V,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$				
$F_{V,Rd,cp} =$	34,41	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$	123,52	[kN]	Resistencia característica del anclaje	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,43		Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} =$	1,00		Coef. dependiente del espesor de la cimentación	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,83		Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} =$	1,00		Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	1,00		Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} =$	1,00		Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coeficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]

$$F_{V,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{V,Rd,c,y} =$	20,62	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde	CEB [9.3.1]
------------------	-------	------	--	-------------

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	64,96	[kN]	Resistencia característica del anclaje	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} =$	1,00		Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} =$	1,00		Coef. dependiente del espesor de la cimentación	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} =$	1,00		Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,00		Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} =$	1,00		Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} =$	1,00		Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coeficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 30,07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 19,34 \quad [\text{kN}] \quad \text{Fuerza de compresión} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 5,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia al deslizamiento} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACTO CUÑA - HORMIGÓN

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 140,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia al contacto cuña - hormigón}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 77,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia al contacto cuña - hormigón}$$

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 178,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 115,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,03)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,03)$$

6.8.5 Soldaduras entre el pilar y la pletina de base

$$\sigma_{\perp} = 48,27 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 48,27 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente perpendicular} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 0,01 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente paralela a } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 3,61 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente paralela a } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coeficiente dependiente de la resistencia} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,19)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,27 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,27)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,22 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,22)$$

6.8.6 Rigidez de la unión

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 118 \quad [\text{mm}] \quad \text{Anchura eficaz de la zona de apoyo debajo de la tabla} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 180 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz de la zona de apoyo debajo del ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,y} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidez del hormigón comprimido} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$l_{eff} = 90 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 42 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado} \quad [6.2.6.5]$$

$l_{eff} = 90$	[mm]	Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 2	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} = 8$	[mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$L_b = 235$	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,y} = 2$	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} = 1,29$		Esbetez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 16272,59$	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} = 9218,72$	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RÍGIDA			[5.2.2.5.(2)]

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$$

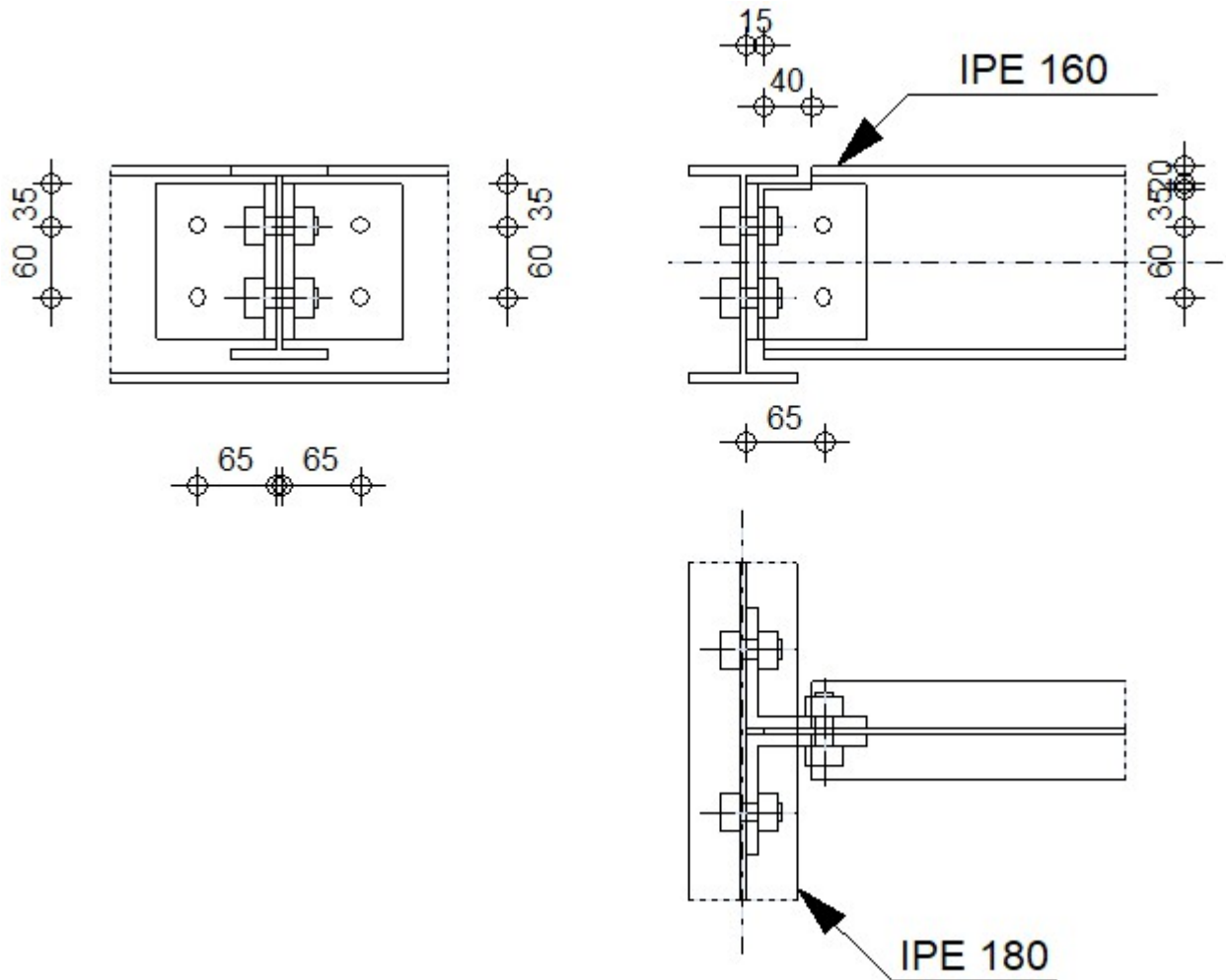
$k_{13,z} = 13$	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$l_{eff} = 180$	[mm]	Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 2	[6.2.6.5]
$m = 42$	[mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} = 17$	[mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$L_b = 235$	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z} = 2$	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} = 4,67$		Esbetez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 10257,63$	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 705,95$	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RÍGIDA			[5.2.2.5.(2)]

6.8.7 Componente más débil:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,67

	Robot Structural Analysis Professional 2023	
	Cálculos de la unión viga - viga (alma) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



6.9 General

Unión N.º:	5
Nombre de la unión:	Viga-viga (alma)
Nudo de la estructura:	234
Barras de la estructura:	31, 315

6.10 Geometría

6.10.1 Viga principal

Perfil:	IPE 180		
Barra N.º:	31		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
$h_g =$	180	[mm]	Altura de la sección de la viga principal
$b_{fg} =$	91	[mm]	Anchura del ala de la sección de la viga principal
$t_{wg} =$	5	[mm]	Espesor del alma de la sección de la viga principal
$t_{fg} =$	8	[mm]	Espesor del ala de la sección de la viga principal
$r_g =$	9	[mm]	Radio del arredondeado del alma de la sección de la viga principal

Perfil:	IPE 180		
$A_p =$	23,95	[cm ²]	Área de sección de la viga principal
$I_{yp} =$	1316,96	[cm ⁴]	Momento de inercia de la sección de la viga principal
Material:	ACERO		
$f_{yg} =$	235,00	[MPa]	Resistencia de cálculo
$f_{ug} =$	360,00	[MPa]	Resistencia a la tracción

6.10.2 Viga

Perfil:	IPE 160		
Barra N.º:	315		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
$h_b =$	160	[mm]	Altura de la sección de la viga
$b_b =$	82	[mm]	Anchura de la sección de la viga
$t_{wb} =$	5	[mm]	Espesor del alma de la sección de la viga
$t_{fb} =$	7	[mm]	Espesor del ala de la sección de la viga
$r_b =$	9	[mm]	Radio del arredondeado de la sección de la viga
$A_b =$	20,09	[cm ²]	Área de la sección de la viga
$I_{yb} =$	869,29	[cm ⁴]	Momento de inercia de la sección de la viga
Material:	ACERO		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Resistencia de cálculo
$f_{ub} =$	360,00	[MPa]	Resistencia a la tracción

6.10.3 Entalle en la viga

$h_1 =$	20	[mm]	Entalle superior
$h_2 =$	0	[mm]	Entalle inferior
$l =$	40	[mm]	Longitud del entalle

6.10.4 Angular

Perfil:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Altura de la sección del angular
$b_k =$	100	[mm]	Anchura de la sección del angular
$t_{fk} =$	10	[mm]	Espesor del ala de la sección del angular
$r_k =$	12	[mm]	Radio de arredondeado del alma de la sección angular
$l_k =$	130	[mm]	Longitud del angular
Material:	ACERO		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Resistencia de cálculo
$f_{uk} =$	360,00	[MPa]	Resistencia a la tracción

6.10.5 Tornillos

6.10.5.1 Tornillos de la unión angular-viga principal

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase =	4.8		Clase del tornillo
d =	16	[mm]	Diámetro del tornillo
d ₀ =	18	[mm]	Diámetro del hueco para el tornillo
A _s =	1,57	[cm ²]	Area de la sección eficaz del tornillo
A _v =	2,01	[cm ²]	Area de la sección del tornillo
f _{ub} =	400,00	[MPa]	Resistencia a la tracción
k =	1		Número de columnas de tornillos
w =	2		Número de líneas de tornillos
e ₁ =	35	[mm]	Nivel del primer tornillo
p ₁ =	60	[mm]	Separación vertical

6.10.5.2 Tornillos de la unión angular-viga

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase =	4.8		Clase del tornillo
d =	16	[mm]	Diámetro del tornillo
d ₀ =	18	[mm]	Diámetro del hueco para el tornillo
A _s =	1,57	[cm ²]	Area de la sección eficaz del tornillo
A _v =	2,01	[cm ²]	Area de la sección del tornillo
f _{ub} =	400,00	[MPa]	Resistencia a la tracción
k =	1		Número de columnas de tornillos
w =	2		Número de líneas de tornillos
e ₁ =	35	[mm]	Nivel del primer tornillo
p ₁ =	60	[mm]	Separación vertical

6.10.6 Coeficientes de material

γ _{M0} =	1,00	Coficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coficiente de seguridad parcial	[2.2]

6.11 Cargas

Ca 19: ELU/7=11*1.35+12*1.35+1*1.35+2*1.35+4*1.35+6*1.50+3*1.50+9...
 so: (11+12+1+2+4)*1.35+(6+3)*1.50+9*0.90+5*0.75

N _{b,Ed} =	0,01	[kN]	Esfuerzo axial
V _{b,Ed} =	6,36	[kN]	Esfuerzo cortante
M _{b,Ed} =	0,02	[kN*m]	Momento flector

6.12 Resultados

6.12.1 Tornillos de la unión angular-viga principal

6.12.1.1 Resistencia de tornillos

=	F _{v,Rd}	38,6 0	[k N]	Resistencia del tornillo cortante en la parte no fileteada de un tornillo	F _{v,Rd} = 0.6*f _{ub} *A _v *m/γM ₂
=	F _{t,Rd}	45,2 2	[k N]	Resistencia de un tornillo a la tracción	F _{t,Rd} = 0.9*f _u *A _s /γM ₂

Apoyo del tornillo hacia el alma de la viga principal

Dirección x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$F_{b,Rd1x} = 61,06 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo al apoyo} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma M_2$$

Dirección z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$F_{b,Rd1z} = 52,58 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo al apoyo} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma M_2$$

Apoyo del tornillo hacia el angular

Dirección x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$\alpha_{bx} = 0,65 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$F_{b,Rd2x} = 74,67 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo al apoyo} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma M_2$$

Dirección z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$F_{b,Rd2z} = 74,67 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo al apoyo} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma M_2$$

6.12.1.2 Esfuerzos solicitando los tornillos en la unión viga principal - angular

Corte de los tornillos

=	e	68	[m]	Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos del angular y en centro del alma de la viga	
o =	M	0,21	[k N*m]	Momento flector real	$M_0=0.5*V_{b,Ed}*e$
z =	F _V	1,59	[k N]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del esfuerzo cortante	$F_{Vz}=0.5* V_{b,Ed} /n$
M _x =	F	3,58	[k N]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al momento	$F_{Mx}= M_0 *z_i/\sum Z_i^2$
Ed =	F _x	3,58	[k N]	Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
Ed =	F _z	1,59	[k N]	Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
d =	F _E	3,92	[k N]	Esfuerzo cortante resultante en el tornillo	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
dx =	F _R	61,06	[k N]	Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección X	$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
dz =	F _R	52,58	[k N]	Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección Z	$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3,58 < 61,06$	verificado	(0,06)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,59 < 52,58$	verificado	(0,03)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$3,92 < 38,60$	verificado	(0,10)

Tracción de tornillos

=	e	68	[m]	Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma de la viga principal	
ot =	M	0,23	[k N*m]	Momento flector real	$M_{ot}=0.5*(M_{b,Ed}+V_{b,Ed}*e)$
Ed =	F _t	3,76	[k N]	Esfuerzo de tracción en el tornillo extremo	$F_{t,Ed}=M_{ot}*z_{max}/\sum Z_i^2 + 0.5*N_{b2,Ed}/n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$3,76 < 45,22$	verificado	(0,08)
--------------------------	----------------	------------	--------

Acción simultánea del esfuerzo de tracción y del cortante en el tornillo

F _{v,Ed} =	3,92	[kN]	Esfuerzo cortante resultante en el tornillo	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4*F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,16 < 1,00$	verificado	(0,16)	

6.12.2 Tornillos de la unión angular-viga

6.12.2.1 Resistencia de tornillos

=	F _{v,Rd}	77,21	[k N]	Resistencia del tornillo cortante en la parte no fileteada de un tornillo	$F_{v,Rd}=0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$
---	-------------------	-------	-------	---	---

Apoyo del tornillo hacia la viga

Dirección x

k _{1x} =	2,50	Coeficiente para el cálculo de F _{b,Rd}	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
-------------------	------	--	--

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado	
----------------	---------------	------------	--

ESTUDIO DE REQUERIMIENTOS Y DISEÑO PRELIMINAR DE
UNA TORRE MULTIFUNCIÓN DE MANIOBRAS
PARA LA ESCUELA NAVAL MILITAR

$\alpha_{bx} =$	0,93		Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,93 > 0,00	verificado
$F_{b,Rd1x} =$	53,33	[kN]	Resistencia de un tornillo al apoyo	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Dirección z				
$k_{1z} =$	2,50		Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	verificado
$\alpha_{bz} =$	0,86		Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,86 > 0,00	verificado
$F_{b,Rd1z} =$	49,60	[kN]	Resistencia de un tornillo al apoyo	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Apoyo del tornillo hacia el angular				
Dirección x				
$k_{1x} =$	2,50		Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	verificado
$\alpha_{bx} =$	0,65		Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,65 > 0,00	verificado
$F_{b,Rd2x} =$	149,33	[kN]	Resistencia de un tornillo al apoyo	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Dirección z				
$k_{1z} =$	2,50		Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	verificado
$\alpha_{bz} =$	0,65		Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,65 > 0,00	verificado
$F_{b,Rd2z} =$	149,33	[kN]	Resistencia de un tornillo al apoyo	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

6.12.2.2 Esfuerzos solicitando los tornillos en la angular - viga

Corte de los tornillos

	e	68	[m]	Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma de la viga principal	
=	M_0	0,45	[k N*m]	Momento flector real	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
x =	F_N	0,00	[k N]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto de la fuerza longitudinal	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
z =	F_V	3,18	[k N]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del esfuerzo cortante	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
x =	F_M	7,52	[k N]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del momento en la dirección x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
z =	F_M	0,00	[k N]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
Ed =	F_x	7,53	[k N]	Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
Ed =	F_z	3,18	[k N]	Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

=	e	68	[m]	Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma de la viga principal	
d =	F _E	8,17	[kN]	Esfuerzo cortante resultante en el tornillo	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
dx =	F _R	53,33	[kN]	Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección X	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
dz =	F _R	49,60	[kN]	Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección Z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 7,53 < 53,33$	verificado	(0,14)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 3,18 < 49,60$	verificado	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$8,17 < 77,21$	verificado	(0,11)

6.12.3 Comprobación de la sección respecto a la ruptura de tipo bloque (fuerza axial)

6.12.3.1 Angular

A _{nt} =	4,20	[cm ²]	Área de la zona traccionada neta de la sección		
A _{nv} =	5,20	[cm ²]	Área de la zona cizallada de la sección		
=	V _{effRd}	191,51	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 191,51$	verificado	(0,00)
---------------------------------------	-------------------	------------	--------

6.12.3.2 Viga

A _{nt} =	2,10	[cm ²]	Área de la zona traccionada neta de la sección		
A _{nv} =	4,10	[cm ²]	Área de la zona cizallada de la sección		
=	V _{effRd}	116,11	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,01 < 116,11$	verificado	(0,00)
-----------------------------	-------------------	------------	--------

6.12.4 Comprobación de la sección respecto a la ruptura de tipo bloque (esfuerzo cortante)

6.12.4.1 Angular

A _{nt} =	2,60	[cm ²]	Área de la zona traccionada neta de la sección		
A _{nv} =	6,80	[cm ²]	Área de la zona cizallada de la sección		
=	V _{effRd}	129,70	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 3,18 < 129,70$	verificado	(0,02)
---------------------------------------	-------------------	------------	--------

6.12.4.2 Viga

$A_{nt} = 2,05 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de la zona traccionada neta de la sección

$A_{nv} = 3,15 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de la zona cizallada de la sección

$V_{effRd} = 72,26 \text{ [kN]}$ Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 6,36 < 72,26$	verificado	(0,09)
-----------------------------	------------------	------------	--------

6.12.5 Comprobación de la sección del angular debilitado por huecos

$A_t = 6,50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área bruta de la zona traccionada de la sección

$A_{t,net} = 4,70 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de la zona traccionada neta de la sección

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,82$
--	---------------

$W_{net} = 27,22 \text{ [cm}^3\text{]}$ Módulo de sección elástico

$M_{c,Rdnet} = 6,40 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$ Resistencia de cálculo de la sección en flexión $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,23 < 6,40$	verificado	(0,04)
--------------------------	-----------------	------------	--------

$A_v = 13,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de la sección eficaz para el cortante $A_v = I_a \cdot t_a$

$A_{v,net} = 9,40 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de la sección eficaz neta para el cortante $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 176,38 \text{ [kN]}$ Obliczeniowa nosnosc plastyczna przekroju brutto $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 3,18 < 176,38$	verificado	(0,02)
---------------------------------------	-------------------	------------	--------

6.12.6 Comprobación de la sección de la viga debilitada por huecos

$A_t = 3,50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área bruta de la zona traccionada de la sección

$A_{t,net} = 2,60 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de la zona traccionada neta de la sección

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,67 < 0,82$
--	---------------

$W_{net} = 15,65 \text{ [cm}^3\text{]}$ Módulo de sección elástico

$M_{c,Rdnet} = 3,68 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$ Resistencia de cálculo de la sección en flexión $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,45 < 3,68$	verificado	(0,12)
--------------------------	-----------------	------------	--------

$A_v = 7,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de la sección eficaz para el cortante

$A_{v,net} = 5,20 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de la sección eficaz neta para el cortante $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

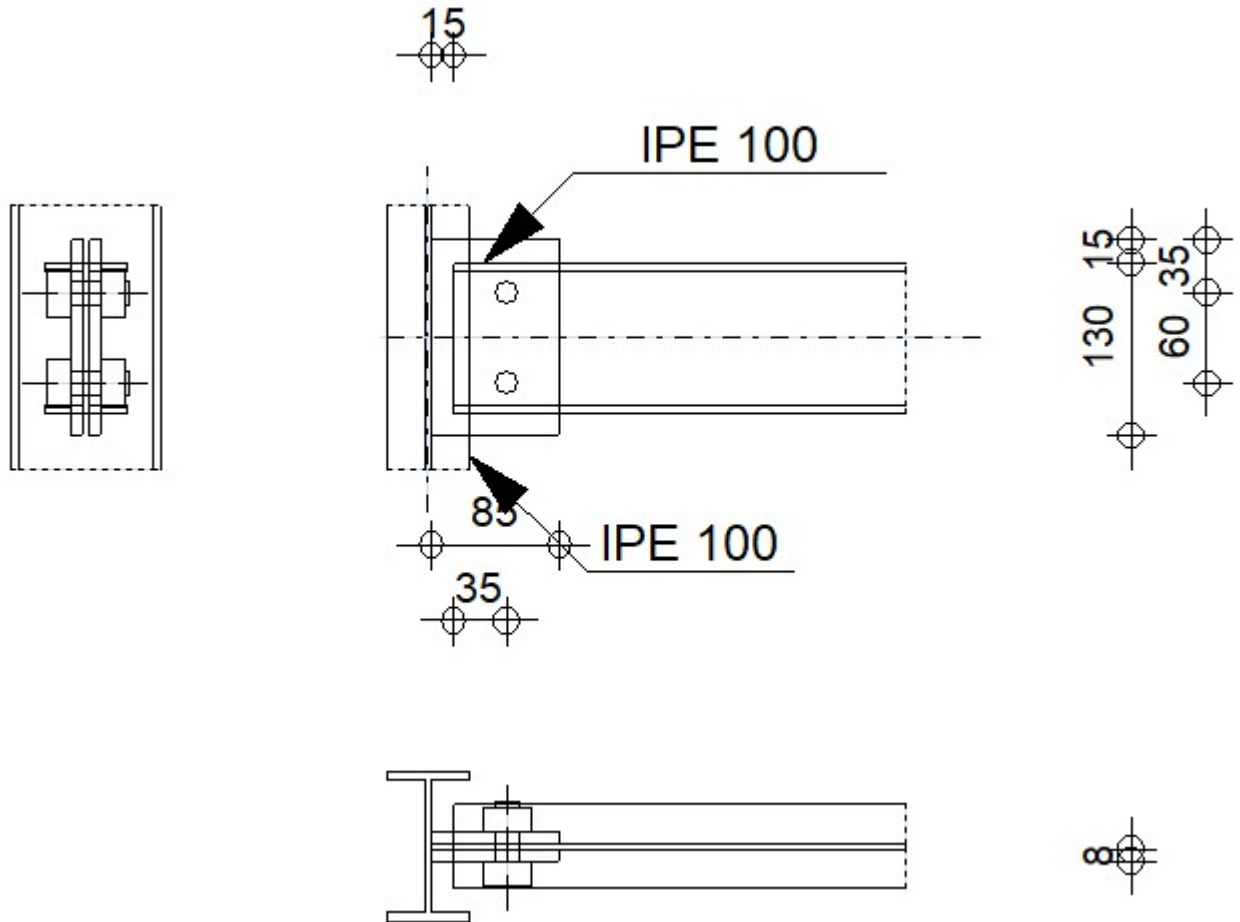
$V_{pl,Rd} = 94,97 \text{ [kN]}$ Obliczeniowa nosnosc plastyczna przekroju brutto $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 6,36 < 94,97$	verificado	(0,07)
---------------------------	------------------	------------	--------

Unión conforme con la Norma

Relación 0,16

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	Cálculos de la sección viga - pilar (alma) EN 1993-1-8:2005/AC:2009					



6.13 General

Unión N.º:	2
Nombre de la unión:	Viga-pilar (alma)
Nudo de la estructura:	267
Barras de la estructura:	353, 358

6.14 Geometría

6.14.1 Pilar

Perfil:	IPE 100
Barra N.º:	353
$\alpha =$	-90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
$h_c =$	100 [mm] Altura de la sección del pilar
$b_{fc} =$	55 [mm] Anchura de la sección del pilar

Perfil:	IPE 100		
$t_{wc} =$	4	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
$t_{fc} =$	6	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
$r_c =$	7	[mm]	Radio del arredondeado de la sección del pilar
$A_c =$	10,32	[cm ²]	Area de la sección del pilar
$I_{yc} =$	171,01	[cm ⁴]	Momento de inercia de la sección del pilar
Material:	ACERO		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Resistencia de cálculo
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Resistencia a la tracción

6.14.2 Viga

Perfil:	IPE 100		
Barra N.º:	358		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
$h_b =$	100	[mm]	Altura de la sección de la viga
$b_b =$	55	[mm]	Anchura de la sección de la viga
$t_{wb} =$	4	[mm]	Espesor del alma de la sección de la viga
$t_{fb} =$	6	[mm]	Espesor del ala de la sección de la viga
$r_b =$	7	[mm]	Radio del arredondeado de la sección de la viga
$A_b =$	10,32	[cm ²]	Área de la sección de la viga
$I_{yb} =$	171,01	[cm ⁴]	Momento de inercia de la sección de la viga
Material:	ACERO		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Resistencia de cálculo
$f_{ub} =$	360,00	[MPa]	Resistencia a la tracción

6.14.3 Pletina

Tipo:	de ambos lados		
$l_p =$	85	[mm]	Longitud de la pletina
$h_p =$	130	[mm]	Altura de la pletina
$t_p =$	8	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	ACERO		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Resistencia de cálculo
$f_{up} =$	360,00	[MPa]	Resistencia a la tracción

6.14.4 Tornillos

6.14.4.1 Tornillos de la unión viga-pletina

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase =	4.8		Clase del tornillo
d =	16	[mm]	Diámetro del tornillo
d ₀ =	18	[mm]	Diámetro del hueco para el tornillo
A _s =	1,57	[cm ²]	Area de la sección eficaz del tornillo
A _v =	2,01	[cm ²]	Area de la sección del tornillo
f _{ub} =	400,00	[MPa]	Resistencia a la tracción
k =	1		Número de columnas de tornillos
w =	2		Número de líneas de tornillos
e ₁ =	35	[mm]	Nivel del primer tornillo
p ₁ =	60	[mm]	Separación vertical

6.14.5 Soldaduras

a _{cp} =	5	[mm]	Soldaduras de ángulo entre la pletina y el pilar
-------------------	---	------	--

6.14.6 Coeficientes de material

γ _{M0} =	1,00		Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ _{M2} =	1,25		Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

6.15 Cargas

Cas 152: ELU/140=11*1.35 + 12*1.35 + 1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.35 + 10*1.50
o: (11+12+1+2+4)*1.35+10*1.50

N _{b,Ed} =	0,13	[kN]	Esfuerzo axial
V _{b,Ed} =	0,40	[kN]	Esfuerzo cortante
M _{b,Ed} =	0,26	[kN*m]	Momento flector

6.16 Resultados

6.16.1 Tornillos de la unión viga-pletina

6.16.1.1 Resistencia de tornillos

F_{v,Rd} = 77,2 [kN] Resistencia del tornillo cortante en la parte no fileteada de un tornillo
F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/γ_{M2}

Apoyo del tornillo hacia la viga

Dirección x

k_{1x} = 1,41 Coeficiente para el cálculo de F_{b,Rd} k_{1x} = min[2.8*(e₁/d₀)-1.7, 1.4*(p₁/d₀)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0 1,41 > 0,00 **verificado**

α_{bx} = 0,65 Coeficiente para el cálculo de F_{b,Rd} α_{bx}=min[e₂/(3*d₀), f_{ub}/f_u, 1]

α_{bx} > 0.0 0,65 > 0,00 **verificado**

F_{b,Rd1x} = 17,28 [kN] Resistencia de un tornillo al apoyo F_{b,Rd1x}=k_{1x}*α_{bx}*f_u*d*t/γ_{M2}

Dirección z

$k_{1z} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bz} = 0,37$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,37 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1z} = 17,49$ [kN] Resistencia de un tornillo al apoyo $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Apoyo del tornillo hacia la pletina

Dirección x

$k_{1x} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd2x} = 119,47$ [kN] Resistencia de un tornillo al apoyo $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd2z} = 119,47$ [kN] Resistencia de un tornillo al apoyo $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

6.16.1.2 Esfuerzos actuando en los tornillos en la unión pletina - viga

Corte de los tornillos

$e =$	52	[m]	Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma del pilar	
$=$	M_0	0,28	[kN * m] Momento flector real	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$=$	F_{Nx}	0,07	[kN] Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto de la fuerza longitudinal	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$=$	F_{Vz}	0,20	[kN] Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del esfuerzo cortante	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$=$	F_{Mx}	4,65	[kN] Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del momento en la dirección x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$=$	F_{Mz}	0,00	[kN] Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$d =$	$F_{x,E}$	4,71	[kN] Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$d =$	$F_{z,E}$	0,20	[kN] Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$=$	F_{Ed}	4,71	[kN] Esfuerzo cortante resultante en el tornillo	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$x =$	F_{Rd}	17,28	[kN] Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección X	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

Corte de los tornillos

$e = 52$ [m] Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma del pilar

$F_{Rd} = 17,49$ [kN] Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección Z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 4,71 < 17,28$	verificado	(0,27)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,20 < 17,49$	verificado	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$4,71 < 77,21$	verificado	(0,06)

6.16.2 Comprobación de la sección respecto a la ruptura de tipo bloque (fuerza axial)

6.16.2.1 Pletina

$A_{nt} = 3,36$ [cm²] Área de la zona traccionada neta de la sección

$A_{nv} = 4,16$ [cm²] Área de la zona cizallada de la sección

$V_{effRd} = 153,21$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,07 < 153,21$	verificado	(0,00)
---------------------------------------	-------------------	------------	--------

6.16.2.2 Viga

$A_{nt} = 1,72$ [cm²] Área de la zona traccionada neta de la sección

$A_{nv} = 2,13$ [cm²] Área de la zona cizallada de la sección

$V_{effRd} = 78,52$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,13 < 78,52$	verificado	(0,00)
-----------------------------	------------------	------------	--------

6.16.3 Comprobación de la sección respecto a la ruptura de tipo bloque (esfuerzo cortante)

6.16.3.1 Pletina

$A_{nt} = 2,08$ [m²] Área de la zona traccionada neta de la sección

$A_{nv} = 5,44$ [m²] Área de la zona cizallada de la sección

$V_{effRd} = 103,76$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,20 < 103,76$	verificado	(0,00)
---------------------------------------	-------------------	------------	--------

6.16.3.2 Viga

$A_{nt} =$	$1,07$	[cm ²]	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$A_{nv} =$	$2,17$	[cm ²]	Área de la zona cizallada de la sección	
$V_{effRd} =$	$44,83$	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 0,40 < 44,83$	verificado	(0,01)

6.16.4 Comprobación de la pletina debilitada por huecos

$A_t =$	$5,25$	[cm ²]	Área bruta de la zona traccionada de la sección	
$A_{t,net} =$	$3,81$	[cm ²]	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$		$0,65 < 0,82$		
$W_{net} =$	$21,77$	[cm ³]	Módulo de sección elástico	
$M_{c,Rdnet} =$	$5,12$	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ 0,14 < 5,12$	verificado	(0,03)
$A_v =$	$10,40$	[cm ²]	Área de la sección eficaz para el cortante	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	$7,52$	[cm ²]	Área de la sección eficaz neta para el cortante	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	$141,10$	[kN]	Obliczeniowa nosnosc plastyczna przekroju brutto	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$		$ 0,20 < 141,10$	verificado	(0,00)

6.16.5 Comprobación de la sección de la viga debilitada por huecos

$A_t =$	$2,07$	[cm ²]	Área bruta de la zona traccionada de la sección	
$A_{t,net} =$	$1,33$	[cm ²]	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$		$0,58 < 0,82$		
$W_{net} =$	$6,84$	[cm ³]	Módulo de sección elástico	
$M_{c,Rdnet} =$	$1,61$	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ 0,28 < 1,61$	verificado	(0,17)
$A_v =$	$4,10$	[cm ²]	Área de la sección eficaz para el cortante	
$A_{v,net} =$	$2,62$	[cm ²]	Área de la sección eficaz neta para el cortante	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	$35,60$	[kN]	Obliczeniowa nosnosc plastyczna przekroju brutto	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$		$ 0,40 < 35,60$	verificado	(0,01)

6.16.6 Resistencia de las soldaduras

6.16.6.1 Soldaduras de ángulo entre la pletina y el pilar

$A_w =$	6,50	[cm ²]	Área de la soldadura	$A_w = h_p \cdot a_{gp}$
$\sigma =$	9,97	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	$\sigma = 0.5 \cdot [N_{b,Ed}/A_s + M_0/W_{yw}]$
$\sigma_{\perp} =$	7,05	[MPa]	Tensión normal perpendicular en la soldadura	$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$		7,05 < 259,20		verificado (0,03)
$\tau_{\perp} =$	7,05	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} =$	0,31	[MPa]	Tensión tangente paralela	$\tau_{\parallel} = 0.25 \cdot V_{b,Ed} / A_w$
$\beta_w =$	0,80		Coefficiente de correlación	[Tabla 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$		14,10 < 360,00		verificado (0,04)

Unión conforme con la Norma

Relación

0,27