



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial

Diseño y cálculo de la estructura portante mixta acero-
madera con un concepto desmontable de un edificio de
oficinas de tres alturas y 800 m² de superficie por planta
situado en Salamanca (España)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería Industrial

AUTOR/A: Jurado Boyero, Adrián

Tutor/a: Espinós Capilla, Ana

Cotutor/a: Romero García, Manuel Luis

CURSO ACADÉMICO: 2023/2024



RESUMEN

El objetivo del presente Trabajo Final de Máster es el diseño y el cálculo de la estructura portante de un edificio de oficinas de tres alturas situado en la localidad de Salamanca, con una superficie de 800 metros cuadrados por planta. La estructura portante del edificio se resuelve a partir de pórticos planos metálicos como estructura principal y vigas secundarias mixtas sobre las que se dispone el forjado de madera, para cuyo análisis se desarrolla un modelo avanzado mediante un software de simulación numérica por el método de los elementos finitos que complementa el cálculo de la estructura principal. Se tienen en cuenta en el diseño de la estructura aspectos de sostenibilidad, a través del uso de una tipología novedosa de conectores desmontables acero-madera que contribuyen a facilitar la desmontabilidad del sistema, en aras de contribuir a la economía circular. Adicionalmente, se verifica la resistencia frente al fuego de la estructura, a fin de dar cumplimiento a la normativa en materia de seguridad contra incendios.

Palabras clave:

Diseño y cálculo estructural; Edificio de oficinas; Estructura mixta acero-madera; Simulación por ordenador; Cálculo avanzado; Método de los Elementos Finitos; Resistencia al fuego; Economía circular; Sostenibilidad.





RESUM

L'objectiu del present Treball Final de Màster és el disseny i el càlcul de l'estructura portant d'un edifici d'oficines de tres altures situat en la localitat de Salamanca, amb una superfície de 800 metres quadrats per planta. L'estructura portant de l'edifici es resol a partir de pòrtics plans metàl·lics com a estructura principal i bigues secundàries mixtes sobre les quals es disposa el forjat de fusta, per a l'anàlisi de la qual es desenvolupa un model avançat mitjançant un programari de simulació numèrica pel mètode dels elements finits que complementa el càlcul de l'estructura principal. Es tenen en compte en el disseny de l'estructura aspectes de sostenibilitat, a través de l'ús d'una tipologia nova de connectors desmuntables acer-fusta que contribueixen a facilitar la desmontabilitat del sistema, a fi de contribuir a l'economia circular. Addicionalment, es verifica la resistència enfront del foc de l'estructura, a fi de donar compliment a la normativa en matèria de seguretat contra incendis.

Paraules clau:

Disseny i càlcul estructural; Edifici d'oficines; Estructura mixta acer-fusta; Simulació per ordinador; Càlcul avançat; Mètode dels Elements Finites; Resistència al foc; Economia circular; Sostenibilitat.





ABSTRACT

The objective of this Master's thesis is the design and calculation of the load-bearing structure of a three-storey office building located in the town of Salamanca, with a surface area of 800 square metres per floor. The load-bearing structure of the building is based on flat metal frames as the main structure and mixed secondary beams on which the timber floor slab is placed, for the analysis of which an advanced model is developed using numerical simulation software by the finite element method that complements the calculation of the main structure. Sustainability aspects are taken into account in the design of the structure, through the use of a new type of removable steel-wood connectors that help to facilitate the dismantling of the system, in order to contribute to the circular economy. In addition, the fire resistance of the structure is being verified in order to comply with fire safety regulations.

Key words:

Structural design and calculation; Office building; Mixed steel-wood structure; Computer simulation; Advanced calculation; Finite Element Method; Fire resistance; Circular economy; Sustainability.





ÍNDICE DE CONTENIDOS

I. MEMORIA DESCRIPTIVA	1
1. ANTECEDENTES	2
1.1. Introducción.....	2
1.2. Objeto del trabajo.....	3
1.3. Alcance del trabajo	3
1.4. Contribución del trabajo al cumplimiento de los ODS	4
1.5. Justificación	5
1.6. Motivación.....	6
2. REVISIÓN DE LA TECNOLOGÍA DISPONIBLE DE FORJADOS MIXTOS ACERO-MADERA	7
2.1. Introducción.....	7
2.2. Vigas mixtas acero-madera.....	7
2.3. Conectores desmontables	10
3. EMPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO.....	13
3.1. Descripción del emplazamiento	13
3.2. Características de la parcela	13
3.3. Normativa urbanística	14
3.4. Estudio geotécnico	16
4. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO.....	17
4.1. Distribución en planta	17
4.2. Superficies y volúmenes	20
4.3. Elementos constructivos.....	21
5. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	25
5.1. Cimentación.....	25
5.2. Placas de anclaje.....	26
5.3. Estructura de acero.....	27
5.4. Forjado.....	29
6. NORMATIVA DE APLICACIÓN	32
7. RESUMEN DEL PRESUPUESTO	34
8. BIBLIOGRAFÍA.....	36



II. ANEXO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA A TEMPERATURA AMBIENTE....42

1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	43
1.1. Software empleado	43
1.2. Metodología de cálculo	43
2. MATERIALES	45
2.1. Acero.....	45
2.2. Hormigón.....	46
2.3. Madera	47
3. ACCIONES SOBRE EL EDIFICIO	48
3.1. Acciones permanentes	48
3.2. Acciones variables	50
3.3. Acciones accidentales.....	54
3.4. Bases de cálculo.....	56
3.5. Estados límite	56
3.6. Combinación de acciones	57
4. PREDIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA.....	59
4.1. Predimensionado por pandeo	59
4.2. Predimensionado por flecha	60
5. DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA	61
5.1. Modelo de pandeo	61
5.2. Modelo de flecha.....	63
5.3. Comprobaciones a realizar	64
5.4. Dimensionado del pórtico interior (Alineación C)	70
5.5. Dimensionado del pórtico de fachada (Alineación A)	76
5.6. Dimensionado del pórtico de fachada (Alineación F).....	79
5.7. Dimensionado de la fachada lateral (Alineación 4)	82
5.8. Dimensionado del núcleo de escaleras	85
6. DIMENSIONADO DE LA CIMENTACIÓN	89
6.1. Comprobaciones a realizar	89
6.2. Viga de atado	90
6.3. Zapata cuadrada centrada (N31)	91



6.4. Zapata combinada (N23 - N154).....	93
7. DIMENSIONADO DE LAS UNIONES.....	96
7.1. Comprobaciones a realizar	97
7.2. Unión tipo 3	98
7.3. Unión tipo 5	101
7.4. Unión tipo 7	105
7.5. Unión tipo 8	108
7.6. Unión tipo 13	111





III. ANEXO DE CÁLCULO AVANZADO DEL FORJADO MIXTO.....	113
1. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO A TEMPERATURA AMBIENTE.....	114
1.1. Objetivos de la validación.....	114
1.2. Introducción de la validación.....	114
1.3. Descripción de los ensayos experimentales de referencia.....	115
1.4. Descripción del modelo numérico.....	120
1.5. Resultados de la validación.....	125
1.6. Conclusiones de la validación.....	128
2. DIMENSIONADO DEL FORJADO MIXTO.....	129
2.1. Comprobaciones a realizar.....	129
2.2. Metodología de comprobación.....	132
2.3. Resultados del cálculo avanzado.....	133



IV. ANEXO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN SITUACIÓN DE INCENDIO .. 135

1. INTRODUCCIÓN.....	136
2. NORMATIVA DE APLICACIÓN	136
2.1. SI 1: Propagación interior	137
2.2. SI 2: Propagación exterior.....	138
2.3. SI 3: Evacuación de los ocupantes	138
2.4. SI 4: Instalaciones de protección contra incendios.....	139
2.5. SI 5: Intervención de los bomberos	140
2.6. SI 6: Resistencia al fuego de la estructura	140
3. MODELOS DE INCENDIO	141
4. MODELO DE CÁLCULO.....	143
4.1. Comprobación en el dominio de la temperatura	143
4.2. Comprobación en el dominio resistente	144
5. EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA DEL ACERO.....	145
6. COMPROBACIONES A REALIZAR	147
6.1. Clasificación de la sección transversal	147
6.2. Determinación de los esfuerzos en situación de incendio	148
6.3. Obtención de la temperatura crítica	148
6.4. Determinación del tiempo de resistencia al fuego.....	149
6.5. Propuesta de protección pasiva	149
7. COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN SITUACIÓN DE INCENDIO .	150
7.1. Viga principal	151
7.2. Viga secundaria.....	154
7.3. Pilar interior	157
7.4. Pilar de fachada lateral	161
8. PROTECCIÓN DE LA LOSA DEL FORJADO	164
9. ALTERNATIVAS DE MEJORA EN LAS PROTECCIONES	166
9.1. Conclusiones de las mejoras propuestas.....	168



V. MEDICIONES Y PRESUPUESTO	169
1. MEDICIONES Y PRESUPUESTO	170
1.1. Capítulo 1 – Actuaciones previas.....	170
1.2. Capítulo 2 – Cimentaciones	171
1.3. Capítulo 3 – Estructura metálica.....	172
1.4. Capítulo 4 – Forjados y solado.....	173
1.5. Capítulo 5 – Cubierta	175
1.6. Capítulo 6 – Fachadas y particiones	176
1.7. Capítulo 7 – Protección de la estructura contra incendios.....	177
1.8. Capítulo 8 – Urbanización interior de la parcela	178
1.9. Capítulo 9 – Gestión de residuos.....	179
2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	179
3. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN.....	179
4. ANÁLISIS DEL PRESUPUESTO.....	180





VI. PLANOS	182
1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO	183
2. URBANIZACIÓN INTERIOR DE LA PARCELA	183
3. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA (1).....	183
4. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA (2).....	183
5. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA (3).....	183
6. FACHADAS Y CERRAMIENTOS EXTERIORES.....	183
7. REPLANTEO DE PILARES	183
8. CIMENTACIÓN	183
9. DETALLE DE ZAPATAS Y VIGAS DE ATADO	183
10. ESTRUCTURA EN 3D	183
11. PÓRTICO INTERIOR (ALINEACIÓN C, D y E)	183
12. PÓRTICO INTERIOR (ALINEACIÓN B)	183
13. PÓRTICO DE FACHADA (ALINEACIÓN A).....	183
14. PÓRTICO DE FACHADA (ALINEACIÓN F)	183
15. FACHADA LATERAL (ALINEACIÓN 1)	183
16. FACHADA LATERAL (ALINEACIÓN 4)	183
17. DETALLE DE UNIONES (1)	183
18. DETALLE DE UNIONES (2)	183
19. DETALLE DE UNIONES (3)	183
20. NÚCLEO DE ESCALERAS (1)	183
21. NÚCLEO DE ESCALERAS (2)	183
22. FORJADO DE PLANTA.....	183



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Geometría y sección de los ensayos de flexión de Hassanieh et al. [9].....	7
Figura 2. Secciones transversales de las soluciones de Loss y Davison [11].....	8
Figura 3. Configuración de los ensayos de Romero y Odenbreit [16]	8
Figura 4. Modos de vibración y su porcentaje de participación, Chiniforush et al. [18]	9
Figura 5. Configuración del Sistema nórdico propuesto por Heinisuo et al. [22]	9
Figura 6. Esquema del sistema de varillas metálicas desarrollado por Wang et al. [23]	9
Figura 7. Configuración del ensayo a cortante de Dallam [26].....	10
Figura 8. Conectores de rasante embebidos ensayados por Lam et al. [32]	10
Figura 9. Conectores a cortante desmontables ensayados por Chen et al. [38]	11
Figura 10. Sección de los conectores a cortante estudiados por Kozma et al. [41]	11
Figura 11. Conectores a cortante desmontables diseñados y ensayados por Romero et al. [42]	12
Figura 12. Configuración de los ensayos a cortantes realizados por Romero et al. [42]	12
Figura 13. Emplazamiento de la parcela (Fuente: Google Earth Pro).....	13
Figura 14. Disposición del edificio en la parcela	14
Figura 15. Geometría y vista aérea de la parcela [43]	14
Figura 16. Zonificación de usos del municipio de Salamanca [44][45].....	15
Figura 17. Distribución de la planta baja	17
Figura 18. Distribución de la planta primera	17
Figura 19. Distribución de la planta segunda	18
Figura 20. Parking del edificio proyectado	19
Figura 21. Detalle del muro de contención del foso del ascensor [52]	21
Figura 22. Detalle de muro cortina para los cerramientos verticales exteriores [53]	22
Figura 23. Edificio “The Edge” en Ámsterdam (izq.) [54] y Edificio “Osiris 11” en Madrid (der.) [55].....	22
Figura 24. Detalle de la fachada ventilada cerámica [56].....	23
Figura 25. Detalle de tabique interior de placa de yeso laminado [52]	23
Figura 26. Vidrio simple para los despachos de la segunda planta [57].....	23
Figura 27. Ejemplo de cubierta ajardinada extensiva [58]	24
Figura 28. Secciones de una cubierta ajardinada [59,60]	24
Figura 29. Distribución de los elementos de cimentación	25
Figura 30. Vista 3D de una viga de atado de la cimentación	26
Figura 31. Tipologías de placas de anclaje del proyecto. Tipo 1 (izquierda) y Tipo 2 (derecha).....	26
Figura 32. Uniones articuladas del pórtico principal.....	27

Figura 33. Subestructura del núcleo de escaleras	28
Figura 34. Detalle de la unión pretensada de los tirantes de arriostramiento [62]	28
Figura 35. Secciones de perfiles utilizadas [6]	29
Figura 36. Detalle de la junta de dilatación [63].....	29
Figura 37. Posición de las juntas de dilatación	29
Figura 38. Sección de un tablero de madera LVL [64]	30
Figura 39. Sección del forjado mixto acero-madera.....	30
Figura 40. Esquema de orientación de las fibras del LVL.....	30
Figura 41. Conectores de rasante del forjado mixto acero-madera [65]	31
Figura 42. Configuración del ensayo a flexión de PreFa-SeTi [66].....	31
Figura 43. Valor básico de la velocidad del viento (Fuente: CTE DB SE-AE [69])	51
Figura 44. Direcciones relativas del viento	52
Figura 45. Mapa de peligrosidad sísmica (Fuente: NCSE-02)	55
Figura 46. Coeficientes parciales de seguridad del material (Fuente CTE DB SE-A [70]).....	57
Figura 47. Ejemplo de estudio de traslacionalidad [80]	61
Figura 48. Ejes de barra según CYPE3D	63
Figura 49. Barras representativas del pórtico interior (alineación C).....	70
Figura 50. Detalle constructivo de la unión tipo 2.....	73
Figura 51. Barras representativas del pórtico de fachada (alineación A)	76
Figura 52. Barras representativas del pórtico de fachada (alineación F)	79
Figura 53. Barras representativas de la fachada lateral	82
Figura 54. Barras representativas del núcleo de escaleras.....	85
Figura 55. Detalle constructivo de la unión tipo 1.....	87
Figura 56. Elementos de cimentación a comprobar.....	89
Figura 57. Vista 3D de la viga de atado C.1.1 [N13-N9].....	90
Figura 58. Vista 3D de la zapata N31	91
Figura 59. Vista 3D de la zapata N23-N154	93
Figura 60. Uniones del pórtico interior	97
Figura 61. Conectores de rasante empleados en los ensayos de Romero et al. [42]	115
Figura 62. Configuración del ensayo de Romero et al. [16]	115
Figura 63. Esquema de aplicación de carga del ensayo de Romero et al. [16].....	116
Figura 64. Plan experimental con las probetas de acero-LVL [9].....	116
Figura 65. Conectores empleados en los ensayos de vigas mixtas acero-LVL [9].....	117

Figura 66. Esquema de mallado del modelo 2D desarrollado por Hassanieh et al. [9].....	117
Figura 67. Parámetros de la campaña experimental de Yang et al. [12]	118
Figura 68. Esquema del ensayo de Yang et al. [12]	119
Figura 69. Modelo numérico con las condiciones de contorno de Yang et al. [12].....	119
Figura 70. Planos de simetría del modelo numérico	120
Figura 71. Condiciones de contorno del modelo numérico	121
Figura 72. Mallado de las piezas del modelo numérico	121
Figura 73. Diagrama tensión-deformación del acero con endurecimiento [74]	122
Figura 74. Esquema de modelización de conectores	123
Figura 75. Configuración de un ensayo de cortante (push-out test) [42].....	123
Figura 76. Curvas de respuesta de los conectores de Romero et al. [42]	124
Figura 77. Esquema del acoplamiento de desplazamientos para la aplicación de la carga	124
Figura 78. Resultados de la validación del modelo numérico	126
Figura 79. Gráfico de errores de la validación	128
Figura 80. Diagramas de esfuerzos de una viga secundaria	130
Figura 81. Resultados del cálculo avanzado del forjado mixto.....	133
Figura 82. Etapas de un incendio real [89]	141
Figura 83. Evolución térmica según la curva normalizada ISO 834	142
Figura 84. Esquema de obtención del tiempo de resistencia al fuego.....	149
Figura 85. Barras singulares del pórtico interior a comprobar en fuego.....	150
Figura 86. Evolución de la temperatura en un IPE 400 desprotegido expuesto a tres caras.....	152
Figura 87. Evolución de la temperatura en un IPE 400 expuesto a tres caras protegido con 9.5 mm	152
Figura 88. Evolución de la temperatura en un IPE 220 desprotegido expuesto a tres caras.....	155
Figura 89. Evolución de la temperatura en un IPE 220 expuesto a tres caras protegido con 23 mm	155
Figura 90. Evolución de la temperatura en un HEB 160 desprotegido expuesto a cuatro caras	159
Figura 91. Evolución de la temperatura en un HEB 160 expuesto a cuatro caras protegido con 12.5 mm.....	159
Figura 92. Evolución de la temperatura en un HEB 160 desprotegido expuesto a tres caras	161
Figura 93. Evolución de la temperatura en un HEB 160 expuesto a tres caras protegido con 10 mm	163
Figura 94. Detalle de la protección de la losa de madera del forjado	165
Figura 95. Alternativa de mejora de las protecciones del forjado.....	166
Figura 96. Distribución de costes por capítulos	180

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Lindes de la parcela.....	13
Tabla 2. Ficha urbanística	15
Tabla 3. Superficies útiles de los espacios del edificio proyectado	20
Tabla 4. Propiedades del acero S355JR XCarb® [6].....	45
Tabla 5. Propiedades del acero B500S	45
Tabla 6. Propiedades del HL-150/B/20.....	46
Tabla 7. Prescripciones respecto a la calidad del hormigón (Fuente: Código Estructural [67])	46
Tabla 8. Propiedades del HRA-30/B/20/XC2	47
Tabla 9. Propiedades de los paneles LVL [79].....	47
Tabla 10. Cargas permanentes del proyecto	49
Tabla 11. Valores característicos de sobrecargas de uso (Fuente: CTE DB SE-AE [69])	50
Tabla 12. Valores del coeficiente de exposición (Fuente: CTE DB SE-AE [69]).....	52
Tabla 13. Coeficiente eólico en edificios de pisos (Fuente: CTE DB SE-AE [69])	52
Tabla 14. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia (Fuente: CTE DB SE-AE [69]).....	53
Tabla 15. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales (Fuente: CTE DB SI [49]).....	54
Tabla 16. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones (Fuente: CTE DB SE [68]).....	56
Tabla 17. Coeficientes de simultaneidad (Fuente CTE DB SE [68]).....	57
Tabla 18. Resultados predimensionado por pandeo.....	59
Tabla 19. Resultados predimensionado por flecha	60
Tabla 20. Estudio de traslacionalidad en el plano XZ	62
Tabla 21. Estudio de traslacionalidad en el plano XY	62
Tabla 22. Modelo de pandeo.....	63
Tabla 23. Curva de pandeo en función de la sección transversal (Fuente CTE DB SE-A [70]).....	67
Tabla 24. Coeficiente de imperfección elástica (Fuente: CTE DB SE-A [70]).....	67
Tabla 25. Curva de pandeo LT y coeficiente de imperfección LT (Fuente: CTE DB SE-A [70]).....	69
Tabla 26. Coeficientes de interacción (Fuente: CET DB SE-A[70])	69
Tabla 27. Coeficientes de momento equivalente (Fuente: CTE DB SE-A [70]).....	69
Tabla 28. Descripción de las barras significativas del pórtico interior	70
Tabla 29. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas del pórtico interior	71
Tabla 30. Comprobación de flecha sobre las barras significativas del pórtico interior	71
Tabla 31. Resumen de las comprobaciones de ELU del pórtico interior	72
Tabla 32. Comprobaciones de la unión tipo 2 sobre el pilar	73

Tabla 33. Comprobaciones de la placa de anclaje de la unión tipo 2.....	74
Tabla 34. Comprobaciones geométricas de la soldadura de la unión tipo 2.....	75
Tabla 35. Comprobaciones de resistencia de la soldadura de la unión tipo 2.....	75
Tabla 36. Descripción de las barras significativas del pórtico de fachada (alineación A)	76
Tabla 37. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas del pórtico de fachada (A).....	77
Tabla 38. Comprobación de flecha sobre las barras significativas del pórtico de fachada (A)	77
Tabla 39. Resumen de las comprobaciones de ELU del pórtico de fachada (A)	78
Tabla 40. Descripción de las barras significativas del pórtico de fachada (alineación F).....	79
Tabla 41. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas del pórtico de fachada (F)	80
Tabla 42. Comprobación de flecha sobre las barras significativas del pórtico de fachada (F).....	80
Tabla 43. Resumen de las comprobaciones de ELU del pórtico de fachada (F).....	81
Tabla 44. Descripción de las barras significativas de la fachada lateral.....	82
Tabla 45. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas de la fachada lateral	83
Tabla 46. Comprobación de flecha sobre las barras significativas de la fachada lateral	83
Tabla 47. Resumen de las comprobaciones de ELU de la fachada lateral	84
Tabla 48. Descripción de las barras significativas del núcleo de escaleras.....	85
Tabla 49. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas del núcleo de escaleras	86
Tabla 50. Comprobación de flecha sobre las barras significativas del núcleo de escaleras	86
Tabla 51. Resumen de las comprobaciones de ELU del núcleo de escaleras	87
Tabla 52. Comprobaciones de la placa de anclaje de la unión tipo 1.....	88
Tabla 53. Comprobaciones de la viga de atado C.1.1 [N13-N9]	90
Tabla 54. Comprobaciones de la zapata N31	91
Tabla 55. Comprobaciones de la zapata N23-N154.....	93
Tabla 56. Descripción de los componentes de las uniones	96
Tabla 57. Ensayos experimentales para la validación	114
Tabla 58. Propiedades elásticas de la madera LVL en las tres direcciones	122
Tabla 59. Comparativa de resultados con Romero et al.	126
Tabla 60. Comparativa de resultados con Hassanieh et al.	126
Tabla 61. Comparativa de resultados con Yang et al.	127
Tabla 62. Comparativa de resultados de las vigas mixtas acero-madera	134
Tabla 63. Dimensiones generales de los tableros comerciales Kerto® LVL Q-panel [64].....	134
Tabla 64. Justificación del perfil en situación de incendio	134
Tabla 65. Resistencia de los elementos constructivos que delimitan el sector (Fuente: CTE DB SI [49])	137



Tabla 66. Clasificación de los locales y zonas de riesgo especial (Fuente: CTE DB SI [49]).....	138
Tabla 67. Condiciones de las zonas de riesgo especial integradas en edificios (Fuente: CTE DB SI [49])	138
Tabla 68. Capacidad de evacuación de las escaleras en función de su anchura (Fuente: CTE DB SI [10])	139
Tabla 69. Protección de las escaleras (Fuente: CTE DB SI [10])	139
Tabla 70. Dotación de instalaciones de protección contra incendios (Fuente: CTE DB SI [49])	140
Tabla 71. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales (Fuente: CTE DB SI [10]).....	140
Tabla 72. Coeficientes de reducción del material a temperatura elevada (Fuente: Código estructural [67])	144
Tabla 73. Clasificación de las secciones en fuego (Fuente: Anejo 22 Código Estructural [67])	147
Tabla 74. Propiedades del aislante PROMATECT®-H (Fuente: Ficha técnica Promat)	150
Tabla 75. Espesores comerciales de PROMATECT-H (Fuente: Ficha técnica de producto [90]).....	164
Tabla 76. Espesores necesarios de pintura intumescente para los pilares [91]	167
Tabla 77. Espesores necesarios de pintura intumescente.....	167
Tabla 78. Comparativa económica de las soluciones propuestas	168





I. MEMORIA DESCRIPTIVA



1. ANTECEDENTES

1.1. Introducción

Con la creciente corriente de pensamiento ecológico a nivel internacional, las normativas, pactos o acuerdos siguen una tendencia común hacia la minimización del impacto medioambiental. Por ello, los países europeos empiezan a incorporar nuevas exigencias relacionadas con el ciclo de vida de las estructuras o la economía circular tanto a nivel nacional como en el marco internacional europeo. Actualmente, se persigue un diseño de las estructuras que contemple todas las fases de la vida de estas, desde el uso de los recursos materiales hasta el proceso de deconstrucción y reciclaje.

En paralelo, los grupos de investigación buscan abrir nuevos caminos alineados con las ideas sostenibles que proponen los gobiernos y comités internacionales. Fruto de ese trabajo aparecen las vigas mixtas acero-madera para sustituir a las soluciones similares a base de hormigón existentes hoy en día en la mayoría de las estructuras.

El hormigón es uno de los materiales más contaminantes dentro del ámbito de la construcción y de la industria debido a la producción del componente principal del conglomerado, el cemento. Siguiendo el procedimiento de cálculo del *"Inventario de Ciclo de Vida"* (ICV) de la Norma ISO 14040:2006 [1] las emisiones de dióxido de carbono (en adelante CO₂) a lo largo de la vida útil de un metro cúbico de hormigón premezclado ascienden a los 271 kgCO₂ eq/m³. Según la Agencia Internacional de la Energía todo ello supone el 8.6% de las emisiones globales antropogénicas de CO₂. Adicionalmente Miller et al. [2][3] estudiaron el gasto de agua en la producción de hormigón resultando que el 9% a nivel industrial y el 1.7% de la extracción de agua a nivel mundial se usa en la producción de hormigón. Por ello, los autores concluyen que en el año 2050 existirá una escasez de agua que repercutirá negativamente a las personas y a la biodiversidad del planeta si se sigue la misma tendencia que ha habido en los últimos diez años.

Por último, otro factor en contra de las estructuras de hormigón, frente a las soluciones que posteriormente se presentarán, están relacionadas con el final del ciclo de vida de la construcción. Un edificio a base de hormigón no es modular, con lo que la reutilización de los materiales tras la deconstrucción se reduce al reciclaje del acero y de una pequeña fracción del hormigón como árido para nuevos hormigones. Todo aquello que resta de esta operación ha de ser tratado y transportado a puntos de almacenamiento, generando una contaminación posterior al servicio que perdura durante años.

Las vigas mixtas acero-madera con conectores desmontables son una tipología estructural que busca dar solución a algunos de los problemas medioambientales que rodean a las estructuras actuales.

La principal virtud de este tipo de vigas es la reducida huella de carbono que generan a lo largo de su ciclo de vida útil. La fotosíntesis de las especies vegetales se resume en un proceso celular por el que se consume energía, CO₂ y agua para producir oxígeno. Además, la mayoría del acero empleado en el ámbito de la construcción se obtiene de la reutilización de elementos metálicos de antiguas estructuras. Así, la huella de carbono generada en la producción de la materia prima en el caso de las vigas mixtas acero-madera es nula o incluso negativa, consumiéndose más CO₂ del que se genera.

Finalmente, con respecto a los materiales empleados en este tipo de soluciones constructivas cabe destacar la aparición de los “Green Steel”. Estos, son materiales que gracias a la reutilización y al uso de las energías renovables en su producción permiten reducir en un 85% las emisiones de gases de efecto invernadero por cada tonelada de acero producido. A ello se le suma la creciente tendencia del mercado hacia el uso de aceros de alta resistencia, que permiten alcanzar las mismas prestaciones estructurales con menores perfiles y, por ello, menor cantidad de material.

Por otra parte, los conectores desmontables encargados de solidarizar el comportamiento de los dos materiales que conforman la sección transversal de la viga mixta (perfil de acero y losa de madera) facilitan el desmontaje del sistema. Con ello, se solucionan problemas durante el transporte y fundamentalmente, se facilita el aprovechamiento de ambas partes, que mantienen su capacidad mecánica tras la deconstrucción de la estructura. No obstante, no se ha investigado acerca de la reutilización de este tipo de vigas hasta la fecha.

1.2. Objeto del trabajo

El presente Trabajo Final de Máster (en adelante TFM) tiene como objeto el cálculo y diseño de la estructura portante de un edificio con uso administrativo situado en la ciudad de Salamanca. Adicionalmente, se lleva a cabo un cálculo avanzado de los elementos secundarios mixtos acero-madera del forjado mediante el método de los elementos finitos, así como un análisis de resistencia de la estructura en caso de incendio bajo un escenario prescriptivo.

Este trabajo pretende aplicar los conocimientos adquiridos en el Máster Universitario en Ingeniería Industrial, cursado en la Universitat Politècnica de València (en adelante UPV). En concreto, se enfocará en aquellos desarrollados en el ámbito del cálculo estructural y la resistencia de las estructuras en situación de incendio, de la especialidad de Construcción e Instalaciones Industriales. Asimismo, el proyecto integra los conocimientos obtenidos del trabajo de investigación que el alumno ha realizado en el Instituto Universitario de Investigación de Ciencia y Tecnología del Hormigón (en adelante ICITECH) a lo largo de su último año de estudios universitarios superiores.

Como valor añadido, este proyecto busca ampliar los conocimientos en materia de estructuras mixtas acero-madera con carácter desmontable. Esta tipología, de creciente expansión, se encuentra en fases de investigación, principalmente en el ámbito de la resistencia en caso de incendio. Además, pretende reemplazar algunos de los materiales más contaminantes empleados en la construcción actual, ofreciendo una solución estructural viable y sostenible.

1.3. Alcance del trabajo

En el presente proyecto se realiza el diseño y cálculo de la cimentación y estructura portante de un edificio de oficinas a base de pórticos planos metálicos con forjados desmontables mixtos de acero-madera, cumpliendo con la normativa del Código Técnico de la Edificación (en adelante CTE).

Adicionalmente, se realiza el modelado numérico de una viga mixta de gran luz y la validación de este mediante un software de cálculo avanzado que emplea el método de los elementos finitos. A través de un análisis mecánico a temperatura ambiente se busca conocer el comportamiento y la viabilidad de la solución estructural adoptada en el marco normativo actual.

Finalmente, se lleva a cabo la comprobación de la estructura bajo una situación de incendio prescriptiva para evaluar la resistencia frente al fuego de los elementos portantes y proponer medidas de protección para dar cumplimiento a la exigencia de resistencia al fuego de la estructura.

Para ello, se desarrollan los modelos de cálculo y un presupuesto base de licitación mediante programas comerciales empleados en el ámbito profesional y utilizados durante el último curso del máster. Ejemplo de ello son: CYPE para el cálculo estructural y el desarrollo del presupuesto, ABAQUS para el cálculo avanzado de los elementos mixtos y AutoCAD para la composición de planos.

Con este TFM se busca ampliar el conocimiento en el ámbito de la investigación de estructuras mixtas, aplicando los conocimientos de cálculo e ingeniería estructural adquiridos durante el Máster Universitario en Ingeniería Industrial.

Cabe destacar que queda fuera del alcance del presente TFM la caracterización y el cálculo de las instalaciones del edificio. Ello queda justificado por la aportación novedosa en la parte estructural que supone el cálculo avanzado de un sistema estructural mixto de acero-madera con conectores desmontables a temperatura ambiente, así como la componente investigadora del proyecto.

Asimismo, no se considerará el análisis de la estructura bajo las acciones accidentales de sismo, explosión o impacto ni el análisis dinámico de las vibraciones del forjado debido a que no se requiere de dichas comprobaciones según la normativa de aplicación.

1.4. Contribución del trabajo al cumplimiento de los ODS

La políticas nacionales e internacionales desarrolladas por los países miembros de la Unión Europea siguen una clara tendencia hacia soluciones que promuevan el Desarrollo Sostenible en todos los sectores de servicios. Desde la firma del informe *Brundtland* [4] de la Comisión Mundial para el Medio Ambiente y Desarrollo de la Organización de las Naciones Unidas (en adelante ONU) en 1987, se busca impulsar proyectos que resulten en soluciones viables económicamente y respetuosas con el medioambiente.

Años más tarde, en 2015, la ONU aprobó la Agenda 2030 [5], un documento que a través de los 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (en adelante ODS) pretende que aquellos países comprometidos persigan un crecimiento que no deje de lado la prosperidad, la sostenibilidad o el bienestar humano.

La palabra sostenibilidad se repite en muchos de los títulos de esos objetivos y es una de las principales metas del presente proyecto. En concreto, este trabajo contribuye al cumplimiento de los ODS número 9, 11, 12 y 13:

- ODS 9: Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización inclusiva y sostenible y fomentar la innovación.
- ODS 11: Lograr que las ciudades y los asentamientos urbanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.
- ODS 12: Garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles.
- ODS 13: Adoptar medidas urgentes para combatir el cambio climático y sus efectos.

La solución estructural propuesta en el edificio objeto de estudio cuenta con una destacada componente innovadora gracias a la tipología mixta acero-madera, que progresivamente se va investigando e implementando en países del norte de Europa.

Los forjados con losa de madera reducen en gran medida el uso de hormigón en el proceso de construcción del edificio, siendo este material la principal fuente de emisiones de dióxido de carbono antropogénicas en su proceso de producción. Además, el carácter desmontable de la estructura permite cerrar el ciclo de vida de la estructura reutilizando materiales y componentes o permitiendo reparar la estructura de forma modular. Así, se reduce el desaprovechamiento de los residuos del hormigón que no son posibles de reciclar, al igual que se reducen las emisiones de gases de efecto invernadero en las plantas de tratamiento de dichos residuos. Siendo el acero laminado en caliente un material fácilmente reutilizable para la producción de nuevos perfiles, y la madera triturada un componente muy utilizado en la industria actual, el porcentaje de reciclaje de los componentes de la estructura portante del edificio asciende a valores elevados. Adicionalmente, cabe destacar que la perfiles metálica con la que se conforma la estructura portante principal se lleva a cabo mediante el acero XCarb® de la empresa ArcelorMittal [6]. Esta emplea principalmente energía de fuentes renovables y acero reciclado, logrando con ello reducir las emisiones en el proceso productivo en un 85% [7].

Por otra parte, con intención de buscar un edificio neutro CO₂ (huella de carbono neta igual a acero) y de integrar la construcción con el entorno verde del parque fluvial junto al que se encuentra, el forjado superior de la última planta se resuelve mediante una cubierta vegetal extensiva. Algunas de las funciones de las cubiertas verdes extensivas en los edificios según la Norma Tecnológica de Jardinería y paisajes NTJ11C de Cubiertas Verdes [8] son:

- Proporcionar un aislamiento térmico gracias a la interacción con la radiación solar, así como por el enfriamiento evaporativo.
- Ahorro energético debido a la regulación térmica, permitiendo disminuir la demanda de climatización.
- Reducción de los efectos del viento sobre la estructura del edificio.
- Mejorar el aislamiento acústico con el exterior.
- Protección frente a la degradación de los componentes de la cubierta por la interacción con los rayos ultravioletas.
- Reducción de los niveles de contaminación atmosférica en los alrededores gracias a la captación de dióxido de carbono y a la emisión de oxígeno a través de la fotosíntesis celular de las especies vegetales.

Con todo ello, la envolvente del edificio permite reducir el gasto energético a lo largo de la vida útil de la construcción, así como mejorar la calidad ambiental.

En conclusión, el edificio propuesto para el presente Trabajo Final de Máster se lleva a cabo mediante una innovadora tipología constructiva con un enfoque sostenible en la producción, durante el tiempo de vida útil del edificio y con posibilidad de reutilización de los componentes al final del ciclo de vida de este.

1.5. Justificación

La ciudad de Salamanca se caracteriza fundamentalmente por la herencia cultural de su casco antiguo y por la vida universitaria que se desarrolla en torno a la universidad más antigua de Europa.

La “ciudad vieja de Salamanca” o casco antiguo de la ciudad fue reconocida por la UNESCO como Patrimonio de la Humanidad en el año 1988 gracias a la diversidad cultural latente en los edificios de

estilo románico, barroco o gótico que destacan por todas sus calles. Todo ello se combina con barrios y zonas industriales que los envuelven, dando a la ciudad de un encanto particular que mezcla el pasado y el presente.

La construcción de un edificio vanguardista bajo el estandarte del progreso y la sostenibilidad permitiría contrastar con el patrimonio cultural de la ciudad, que se encuentra a escasos 900 metros. Con ello, se lograría armonizar un futuro modernista y ecológico respetando el pasado de Salamanca, lo que podría suponer un encanto turístico y social adicional en la ciudad.

En cuanto al ámbito económico, una construcción estéticamente moderna y ecológica cerca de un lugar verde y concurrido, como es el paseo fluvial del río Tormes, daría visibilidad a las empresas que decidieran instalar sus negocios en el edificio. Con ello se promueve la generación de puestos de trabajo y las inversiones en la ciudad atrayendo el capital económico y humano y mejorando la posición de la ciudad en un contexto nacional.

Finalmente, cabe destacar la justificación medioambiental del edificio de estudio. Este, se resuelve a base de una innovadora tipología estructural que reduce las emisiones de gases de efecto invernadero y cuenta con elementos constructivos respetuosos con el medio ambiente. Así, se sitúa junto a una zona verde que discurre junto al cauce del río Tormes limitando al máximo el impacto ambiental que pudiera generar, tanto visual como ecológicamente.

En conclusión, el edificio vanguardista y sostenible que se propone en el presente proyecto aporta beneficios a la ciudad de Salamanca en los ámbitos sociales, económicos y medioambientales alineando su futuro con las tendencias globales de desarrollo sostenible.

1.6. Motivación

A lo largo de los seis años que engloban los estudios en Ingeniería Industrial (grado más máster) el alumno ha desarrollado una afinidad hacia las asignaturas relacionadas con el cálculo de las estructuras que se reforzó durante la estancia en prácticas en la que desarrolló este tipo de labores. Así, asignaturas del grado (Elasticidad y resistencia de materiales, Estructuras o Tecnología de la construcción) y de máster (Construcción, arquitectura y urbanismo industrial, Estructuras metálicas o Geotecnia y cimientos) han causado una inquietud al alumno e impulsado a llevar a cabo un TFM de esta temática.

Además, la propuesta de los tutores para la participación en el proyecto de investigación FIRSTIMB, financiado por la Agencia Estatal de Investigación y llevado a cabo dentro del Instituto Universitario de Investigación ICITECH de la UPV sobre un tema novedoso y con trascendencia han hecho que se opte por soluciones estructurales innovadoras como son los forjados mixtos acero-madera con conectores desmontables.

Mediante el desarrollo de un trabajo de este tipo, el alumno se introduce y conoce el ámbito de la investigación y amplía conocimientos relacionados con el comportamiento mecánico de los materiales y los procedimientos de análisis avanzado. Todo ello supone un enriquecimiento y formación adicional que permite al alumno desarrollarse tanto a nivel personal como profesional.

Con todo ello se realiza un Trabajo Final de Máster que reúne y amplía los conocimientos adquiridos durante el paso del autor por la Universidad y su participación en un proyecto de investigación.

2. REVISIÓN DE LA TECNOLOGÍA DISPONIBLE DE FORJADOS MIXTOS ACERO-MADERA

2.1. Introducción

Para desarrollar un modelo numérico que reproduzca fielmente el comportamiento de las vigas mixtas, es preciso analizar los estudios previamente realizados sobre el tema a tratar.

El comportamiento ortótropo de la madera y los diversos criterios de fractura que pueden simular la respuesta de este material, hacen imprescindible el recurrir a experimentos de laboratorio y análisis de otros autores.

La revisión del estado del arte, por tanto, supone una parte importante del presente Trabajo Final de Máster. A partir de las experiencias y los resultados obtenidos en anteriores estudios, se validará el modelo numérico y se predecirá el comportamiento de las vigas compuestas acero-madera de gran luz.

2.2. Vigas mixtas acero-madera

Han sido numerosas las investigaciones para conocer y caracterizar el comportamiento de los sistemas de forjado mixto de acero y madera. No obstante, son pocas las líneas de investigación que trabajan con conectores desmontables en tipologías estructurales mixtas acero-madera.

Hassanieh et al. [9] fueron pioneros en el estudio del comportamiento a flexión mediante ensayos de carga sobre cuatro puntos y modelos numéricos (Figura 1). Se emplearon paneles de LVL conectados medianes pernos, tornillos o adhesivos a perfiles en doble T laminados en caliente.

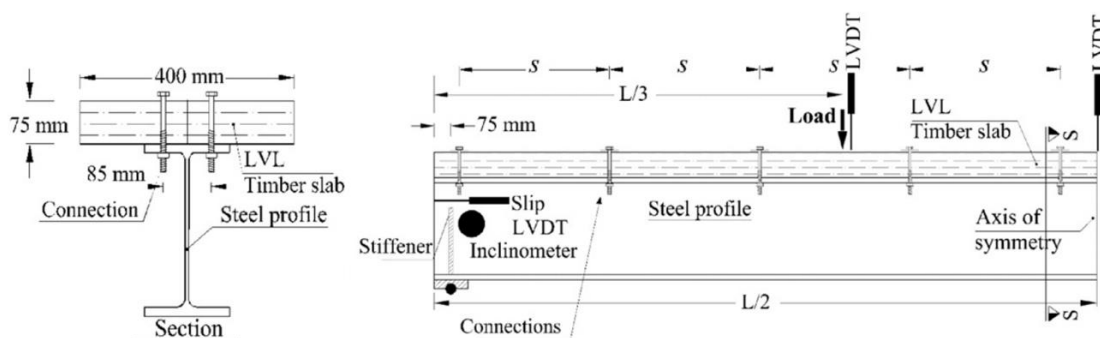


Figura 1. Geometría y sección de los ensayos de flexión de Hassanieh et al. [9]

Siendo la característica que relaciona la fuerza aplicada y el desplazamiento vertical en centro de vano la principal fuente de fallo en este tipo de elementos otros grupos de investigación se ven motivados a buscar alternativas para mejorar el comportamiento. Merryday et al. [10] y Loss y Davison [11] siguieron configuraciones similares a Hassanieh [9], considerando conectores a cortante como tornillos roscados y paneles de CLT sobre perfiles laminados en frío con forma de U o de omega (Figura 2), respectivamente. Por otro lado, Yang et al. [12] evaluaron la influencia de la contribución de la madera variando las dimensiones de la losa de madera.

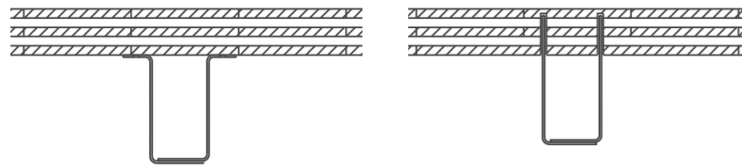


Figura 2. Secciones transversales de las soluciones de Loss y Davison [11]

Dado que la rama de conocimiento estaba más desarrollada en el ámbito de los forjados mixtos de acero y hormigón, Keipour et al. [13] realizaron un análisis numérico comparando el comportamiento a flexión de vigas de gran luz con losa de hormigón y de madera. Los resultados concluyeron que los forjados mixtos de acero-madera tienen una capacidad a flexión de aproximadamente un 20% menor.

Con el fin de conocer la evolución del comportamiento con el tiempo de este tipo de vigas Chiniforush et al. [14][15] también llevaron a cabo ensayos de laboratorio observando un aumento del 20% en el desplazamiento vertical a los 22 meses. Se determinó que la fluencia de los materiales y la pérdida de tensión en los pernos precargados podrían causar una disminución de entre el 10 y el 20% en la rigidez a lo largo de un periodo de vida de 50 años.

Desde la Universidad de Luxemburgo, Alfredo Romero y C. Odenbreit [16] lideran las últimas investigaciones sobre el comportamiento a flexión de vigas mixtas acero-madera. Estas, se conforman de paneles de LVL sobre perfiles metálicos laminados en caliente, utilizando conectores de rasante desmontables (Figura 3). Mediante ensayos a flexión sobre cuatro puntos en vigas de 10 metros de luz, se caracteriza el comportamiento con diferentes tipos de conexiones.

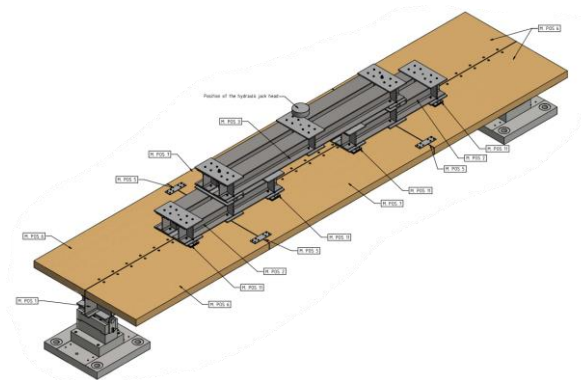


Figura 3. Configuración de los ensayos de Romero y Odenbreit [16]

Por otro lado, Chiniforush et al. [17][18] investigaron la respuesta de las vigas mixtas bajo hipótesis de Estado Límite de Servicio de vibraciones (Figura 4) y el impacto que este tipo de acciones tiene en los conectores a cortante. Owolabi y Loss [19] evaluaron vigas mixtas de CLT sobre perfiles laminados en frío para conocer el comportamiento frente a vibraciones observando una baja sensibilidad a la variación de materiales o conectores en comparación con las diferencias que generaban otros parámetros como la separación entre vigas o las condiciones de apoyo en los extremos.

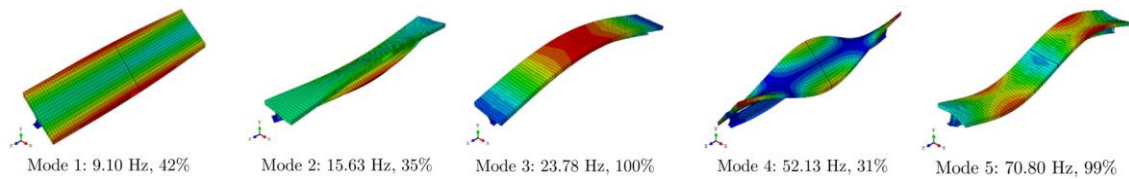


Figura 4. Modos de vibración y su porcentaje de participación, Chiniforush et al. [18]

Además, Chiniforush et al. [20] estudiaron la viabilidad y eficacia de usar las vibraciones para detectar conectores sueltos que pudieran generar accidentes.

Gao et al. [21] investigaron otra característica de comportamiento, el pandeo latero-torsional de las vigas mixtas, concluyendo que los conectores y el espesor del panel superior de madera son determinantes para resistir este modo de fallo.

Tratando de buscar alternativas constructivas, Heinisuo et al. [22] propusieron el llamado Sistema Nórdico (*Nordic system*) que utiliza placas de CLT y un perfil metálico armado (Figura 5). Con ello se consiguen menores esfuerzos en la viga, lo que permite desarrollar sistemas constructivos más compactos y ligeros.

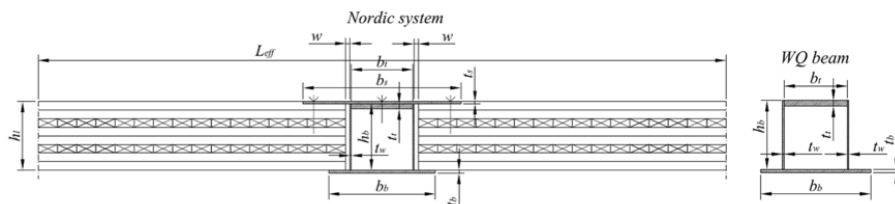


Figura 5. Configuración del Sistema nórdico propuesto por Heinisuo et al. [22]

Por su parte, T. Wang, Y. Wang, R. Crocetti, et al. [23] desarrollaron una solución a partir de paneles de madera laminada reforzada con varillas metálicas (Figura 6) para aumentar la rigidez a flexión entre un 20 y 60%. Finalmente, Chybiński [24] investigó el comportamiento a flexión de vigas mixtas de madera y aleación de aluminio con tornillos roscados como conectores de rasante.

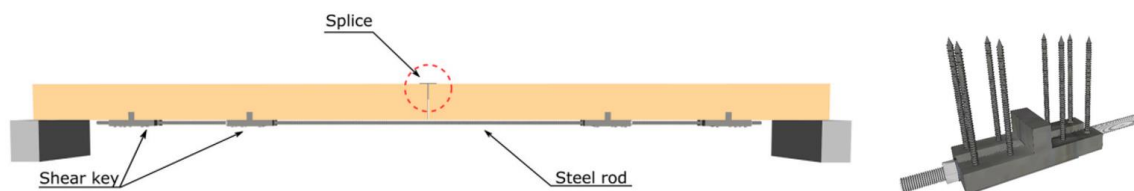


Figura 6. Esquema del sistema de varillas metálicas desarrollado por Wang et al. [23]

Por último, y relacionado con el factor medioambiental que se busca mejorar con este tipo de sistemas mixtos, Okutu [25] investigó y justificó numéricamente el impacto ambiental de utilizar paneles de CLT en comparación con losas de hormigón prefabricado.

2.3. Conectores desmontables

La forma de compatibilizar las resistencias de los materiales de la sección compuesta de las vigas supone un desafío en el ámbito de la investigación. Con el objetivo de maximizar la capacidad de carga de los sistemas constructivos y modularizar las estructuras, se están desarrollando conectores de rasante desmontables.

Los primeros trabajos de investigación sobre conectores de rasante desmontables fueron desarrollados por Dallam [26] y Marchall et al. [27] hace aproximadamente cincuenta años, centrándose en el efecto del pretensado de pernos sobre el comportamiento a cortante de vigas mixtas acero-hormigón (Figura 7). Sin embargo, el conocimiento acerca de estas uniones no alcanza a ser tan extenso como para caracterizarlas con precisión, lo que motiva a seguir realizando estudios en este campo.

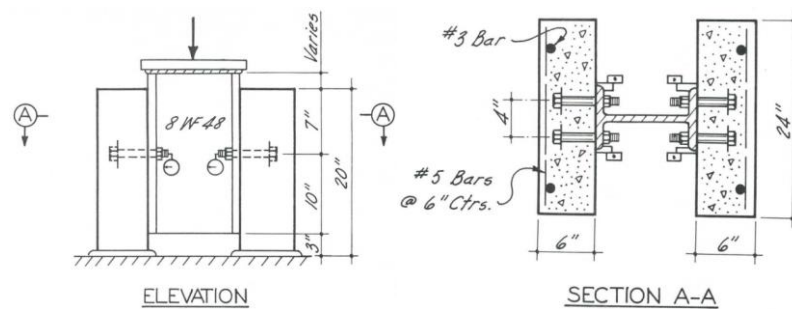


Figura 7. Configuración del ensayo a cortante de Dallam [26]

Dado que las vigas mixtas de acero y hormigón fueron estudiadas y empleadas años antes de que aparecieran las soluciones constructivas a base de madera, los estudios se iniciaron sobre las primeras y aprovechando la fluidez del material de la losa antes del fraguado. Las primeras uniones eran no desmontables y quedaban embebidas en el hormigón para garantizar un correcto comportamiento a rasante de la sección compuesta. Dedic y Klaiber [28], Sedlacek et al. [29], Pavlovic et al. [30], Moynihan and Alwood [31], Lam et al. [32], Rehman et al. [33] y Wang et al. [34] investigaron la eficiencia y el comportamiento a cortante de las uniones a base de pernos que atravesando el ala de un perfil metálico y quedaban incrustados en la losa de hormigón (Figura 8).

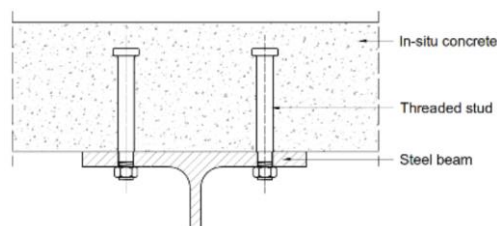


Figura 8. Conectores de rasante embebidos ensayados por Lam et al. [32]

Siguiendo un razonamiento similar Ban et al. [35], Pathirana et al. [36] y Uy et al. [37] estudiaron soluciones similares utilizando pernos ciegos, obteniendo un comportamiento de rotura frágil.

No fue hasta 2014 cuando Chen et al. [38] y Lee y Bradford [39] propusieron uniones a cortante pasantes en forjados mixtos (Figura 9). Estas, requerían de losas de hormigón prefabricadas con

taladros pasantes para poder acceder a los extremos de pernos de alta resistencia por ambos extremos y asegurar el montaje y desarme de los diferentes componentes de la sección compuesta.

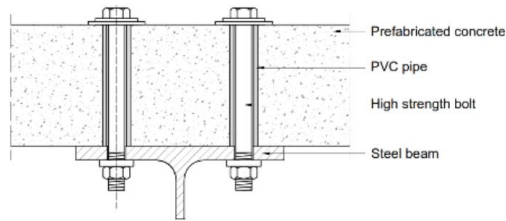


Figura 9. Conectores a cortante desmontables ensayados por Chen et al. [38]

Otros estudios, como los de Suwaed y Karavasilis [40] sugirieron reforzaran mediante una pasta de mortero los pernos pasantes. Con ello se pretendía solidarizar el comportamiento del metal con el del hormigón de la losa prefabricada. No obstante, pese a las facilidades de puesta en obra que ofrecen algunas de las soluciones aportadas el proceso de desmontaje y reciclaje de los componentes no se contemplan, acortando la vida útil del sistema.

Las nuevas políticas ecológicas internacionales llevaron a la Unión Europea a impulsar nuevas investigaciones en busca de soluciones para las conexiones de rasante desmontables, surgiendo proyectos como REDUCE desarrollado por Kozma et al. [41]. Este, estudió sistemas de forjados mixtos de acero-hormigón desmontables, reutilizables y modularizados con vigas descolgadas (Figura 10), demostrando su viabilidad y el adecuado comportamiento en vigas de gran luz mediante ensayos de laboratorio a flexión y cortante.

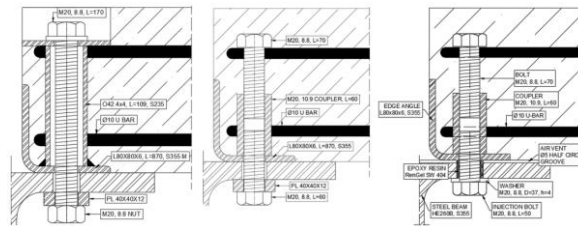


Figura 10. Sección de los conectores a cortante estudiados por Kozma et al. [41]

Dado que los resultados y conclusiones obtenidas hasta la fecha fundamentalmente se centran en el ámbito de los forjados mixtos de hormigón y acero, Romero et al. [42] investigaron el comportamiento de los conectores de rasante desmontables en vigas mixtas de acero-madera (Figura 11). Estas uniones, conformadas por pernos pretensados rodeados de un tubo metálico de alta resistencia, conseguían no dañar la madera con la fuerza del pretensado de los pernos mejorando así las prestaciones.

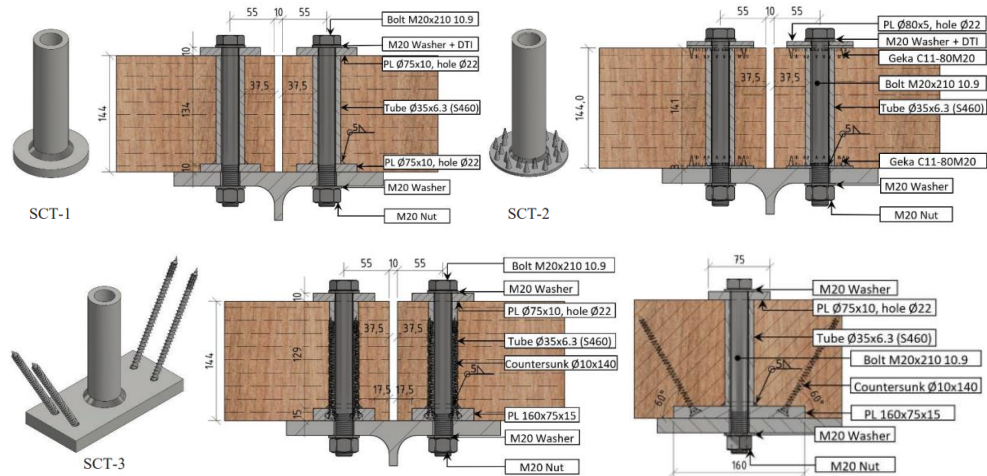


Figura 11. Conectores a cortante desmontables diseñados y ensayados por Romero et al. [42]

A través de ensayos a cortante (Figura 12) determinaron la característica de resistencia de las uniones asegurando un obteniendo dúctil y una resistencia mínima de 96 kN antes de deslizar más de 6 milímetros.

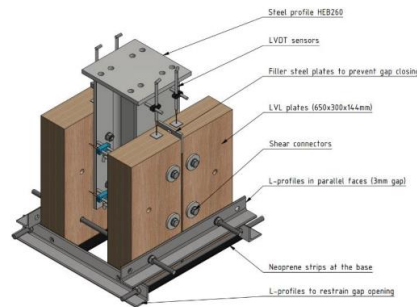


Figura 12. Configuración de los ensayos a cortantes realizados por Romero et al. [42]

Por ello y con el objetivo de cumplir con los principios de economía circular europeos, se emplearán las conexiones a cortante estudiadas por la Cátedra de ArcelorMittal de Acero en la Construcción de la Universidad de Luxemburgo para los forjados del presente Trabajo Final de Máster.

3. EMPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO

3.1. Descripción del emplazamiento

El edificio objeto de estudio del presente Trabajo Final del Máster se sitúa en el barrio de la Fontana, en la ciudad de Salamanca (Figura 13). Este se encuentra bien comunicado gracias a la avenida principal que lo atraviesa, el Paseo del Tormes, y a la intersección de esta con carreteras provinciales y nacionales que envuelven perimetralmente a la ciudad. Ejemplo de esto son las carreteras A-50 (que comunica con la localidad de Ávila) o la E-803 (que conecta Salamanca con la comunidad autónoma de Extremadura). Es por ello que se escoge un emplazamiento que facilite el acceso de trabajadores que deban movilizarse desde fuera de la ciudad para asistir a su trabajo.



Figura 13. Emplazamiento de la parcela (Fuente: Google Earth Pro)

La Tabla 1 recoge los linderos de la parcela. Hay que destacar que la entrada principal al recinto se realizará por el Paseo del Tormes, con el fin de mejorar la visibilidad del edificio y accesibilidad de los empleados.

Tabla 1. Linderos de la parcela

Linde Norte	C/ Huertas
Linde Sur	Zona verde de descanso del paseo fluvial
Linde Este	Paseo del Tormes
Linde Oeste	C/ Huerta Santísima Trinidad

3.2. Características de la parcela

La parcela en la que se situará la construcción tiene una forma aproximadamente rectangular de 112 metros de lado largo y 55 metros en la dirección perpendicular. Según datos catastrales, la superficie disponible es de 6.152 metros cuadrados y es posible acceder a ella por tres de sus linderos, lo cual facilita el acceso peatonal y rodado.

En dicha superficie albergará un edificio de planta rectangular de 50 metros de largo por 16 metros de ancho (800 m² de superficie en proyección horizontal) de tres alturas sobre rasante y un aparcamiento para los vehículos de sus ocupantes.

La orientación del edificio es tal que la mayor longitud, en la cual se sitúa el acceso principal, es paralela a la vía principal, el Paseo del Tormes. Con ello se pretende mejorar la visibilidad desde la calzada principal y minimizar la orientación norte del edificio. Así, se aumenta en la medida de lo posible la entrada de luz natural a través de las fachadas acristaladas y se reduce la demanda de calefacción en el periodo invernal.

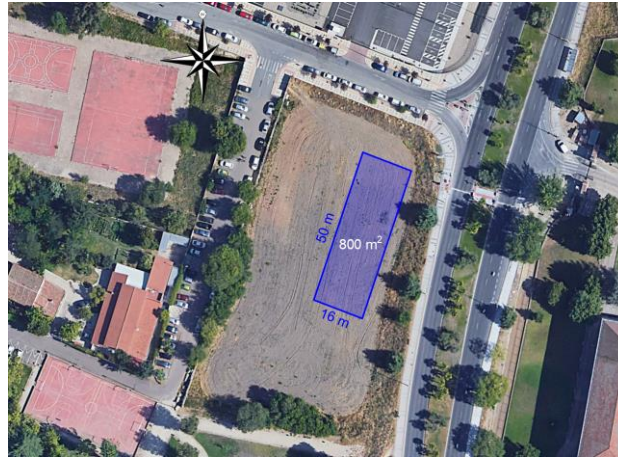


Figura 14. Disposición del edificio en la parcela

3.3. Normativa urbanística

Según la Sede Electrónica Catastral [43], la referencia de la parcela en la que se situará el edificio proyectado es 6074601TL7367C0001OP y la dirección es Calle Huerta Santísima Trinidad, 4. Se trata de una superficie aproximadamente rectangular con 6.152 m² de superficie edificable.



Figura 15. Geometría y vista aérea de la parcela [43]

La normativa urbanística vigente es el Plan General de Ordenación Urbana (en adelante PGOU) del municipio de Salamanca [44][45]. Esta establece en su artículo Art.8.23.1 la división de la ciudad en cinco zonas o sectores señalando los usos predominantes, posibles y prohibidos para cada una de ellas.

El barrio de la Fontana, donde se sitúa la parcela, se encuentra en la zona 4 según el mapa de zonificación y regulación de usos del suelo (Figura 16), donde el uso predominante es el residencial de viviendas. No obstante, el uso terciario de oficinas se considera compatible, siendo aceptado un bloque exento destinado al uso administrativo como el proyectado en el presente TFM.

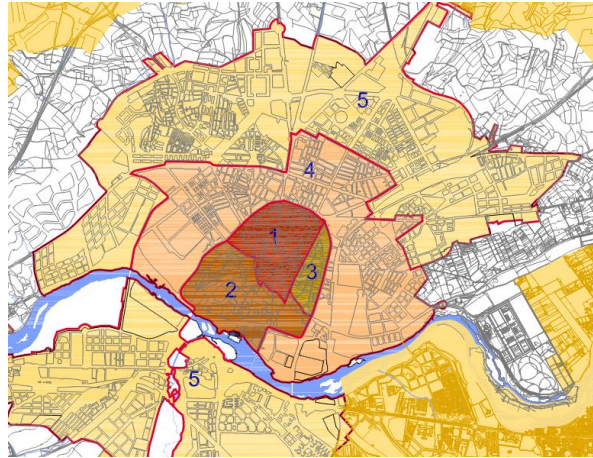


Figura 16. Zonificación de usos del municipio de Salamanca [44][45]

La Tabla 2 resume las limitaciones obligatorias según la Ordenanza 4ª de edificación en bloque abierto, así como las soluciones aportadas en el proyecto para justificar su cumplimiento:

Tabla 2. Ficha urbanística

	Parámetros límite	Solución propuesta
Parcela mínima	Sup. Mínima = 0 m ² Círculo inscrito mín = Ø15 m	Círculo inscrito > Ø50 m
Ocupación máxima	En plantas sobre rasante = 50%	13.00%
Retranqueo frontal mínimo	0.00 m	5.00 m
Retranqueo lateral mínimo	3.00 m	5.00 m
Altura máxima	10.50 m (3 plantas)	10.50 m
Altura de piso	Planta baja = [3.20, 4.20] m Planta de piso mínima = 2.80 m	Planta baja = 3.5 m Planta de piso = 3.5 m
Edificabilidad máxima	0.5 m ² t/m ² s	0.39 m ² t/m ² s
Vuelos	Según Art.6.3.11 y Art.6.3.14	No existe

Adicionalmente, se define en el Art.7.5.1 la dotación de aparcamiento en función del uso del edificio, siendo imprescindible disponer de 1.5 plazas por cada 100 m² de edificación. En el planeamiento urbanístico propuesto se cumple sobradamente dicha restricción, a la vez que se cumple la Ordenanza de Accesibilidad Integral para el Municipio de Salamanca [46] en la que se establece que como mínimo se reservará 1 plaza para personas con movilidad reducida por cada 30 plazas o fracción.

Con todo ello, queda justificado el cumplimiento de la normativa urbanística, así como la adecuación de la parcela para el presente proyecto.

3.4. Estudio geotécnico

El CTE DB SE-C [47] define el estudio geotécnico como *“el compendio de información cuantificada en cuanto a las características del terreno en relación con el tipo de edificio previsto y el entorno donde se ubica, que es necesaria para proceder al análisis y dimensionado de los cimientos de éste”*.

Para ello, la propia normativa establece todos aquellos procedimientos y ensayos que deben de realizarse para llevar a cabo un adecuado reconocimiento del terreno sobre el que se apoyará el edificio.

Según el Instituto Geológico y Minero Español [48], en su mapa geotécnico general de la región de Salamanca se establece que el terreno litológicamente está formado por arenas, microconglomerados y conglomerados, presentando un comportamiento estable y semi-permeable. Finalmente, concluye asegurando que las condiciones mecánicas son buenas y cuenta con una capacidad de carga media-alta.

No obstante, ante la ausencia de un estudio geotécnico propio para la parcela debido al carácter académico del presente proyecto, se estima un valor de tensión admisible del terreno de 0.2 MPa (2 kg/cm²) bajo situaciones persistente o transitorias. Este parámetro oscila con carácter general entre 0.05 y 0.3 MPa, por lo que el valor adoptado corresponde con una estimación media.

4. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO

4.1. Distribución en planta

La construcción tiene una tipología de edificio exento de tres plantas sobre rasante con forma de paralelepípedo que se dispone en uno de los costados de la parcela para facilitar el acceso desde uno de los viales públicos. Adicionalmente se dispone de un parking para el aparcamiento de vehículos de los empleados con capacidad para 47 turismos.

La superficie del edificio en proyección horizontal es de 800 m² y cada una de las plantas presenta un uso u ambiente diferenciado. La planta baja sirve de recepción, zona de uso común, cafetería y local de reunión o presentación. La primera planta se destina fundamentalmente a albergar espacios o puestos de trabajo, así como una sala de videoconferencia con hasta 80 butacas. Por último, en la planta superior se encuentran los despachos directivos, ya que se trata de lugares de trabajo cerrados, privados y con un mayor espacio con respecto a los que se sitúan en la segunda planta. La cubierta del edificio se realiza mediante un sistema de cubierta verde extensiva en el cual es posible plantar especies vegetales de pequeño y medio tamaño.

La distribución en planta de las tres plantas puede observarse en las siguientes figuras:

Planta Baja

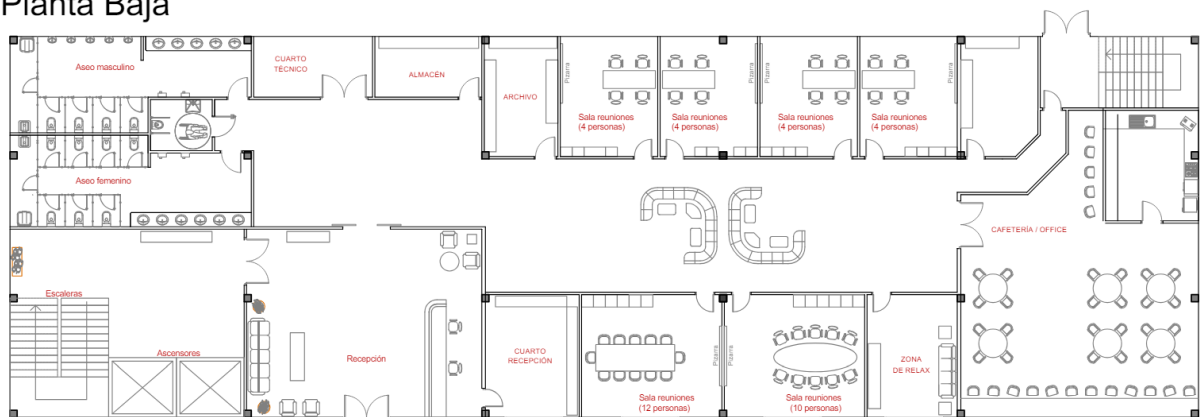


Figura 17. Distribución de la planta baja

Planta Primera

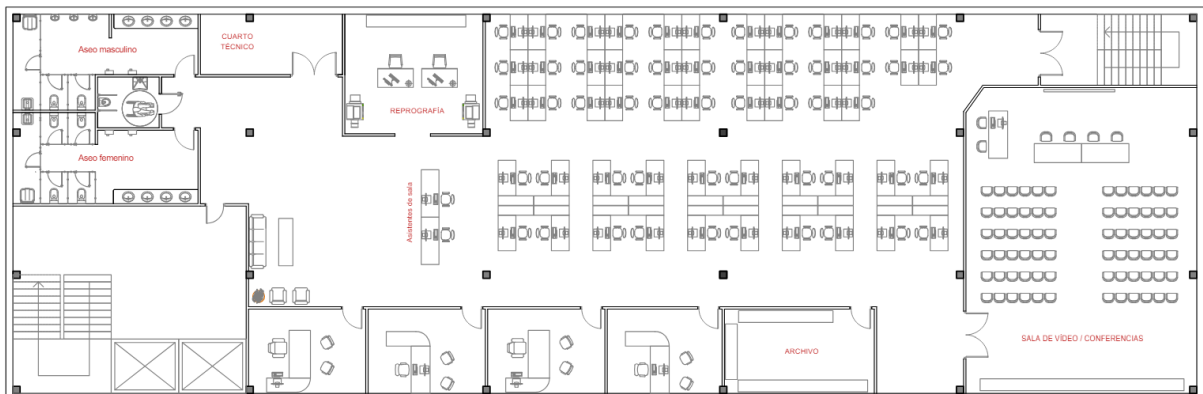


Figura 18. Distribución de la planta primera

Planta Segunda

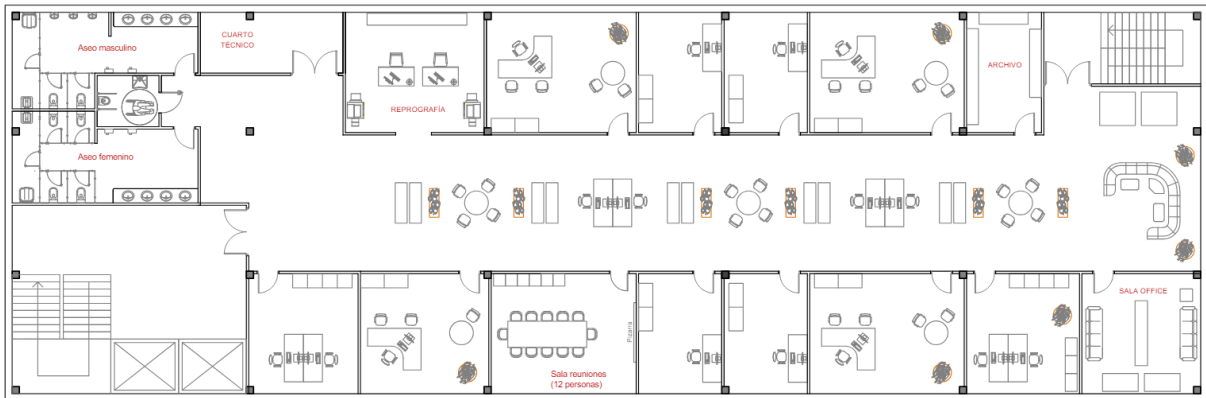


Figura 19. Distribución de la planta segunda

El uso predominante de todas las plantas es el administrativo o terciario de oficinas y en la planta baja es compartido por el uso comercial debido a la presencia de una cafetería de 115 m² de superficie. En función del uso es posible calcular la ocupación gracias a la normativa de seguridad en caso de incendio del CTE DB SI [49], en la que se supone una cantidad de personas máxima o desfavorable en caso de una situación accidental. Considerando 10 m² por persona en la zona de oficinas, 1.5 m² por persona en la zona destinada a la clientela sentada de la cafetería y a 10 m² por persona en la zona de servicio de la misma cafetería, se puede estimar una ocupación de aproximadamente 320 ocupantes.

Las dimensiones del edificio son de 50 metros de longitud por 16 metros de profundidad con 3.5 metros de altura de planta. EL CTE DB SI [49] establece que en caso de que más de 50 ocupantes deban de salvar más de 2 metros de altura de evacuación en sentido descendente, es preciso de disponer de dos escaleras de evacuación. Adicionalmente, el recorrido de evacuación máximo para cada sector de incendio es de 25 metros si este cuenta con una sola salida, por lo que para garantizar esa distancia desde el punto más alejado y discurriendo por el eje de las zonas comunes de paso, se disponen de dos salidas de emergencia por planta. En ese caso la norma permite prolongar el recorrido de evacuación a los 50 metros, con lo que se cumple holgadamente con la exigencia.

Todas las salidas de emergencia cuentan con las medidas mínimas exigidas por la norma para garantizar la correcta evacuación de los ocupantes. Además, las escaleras principal y secundaria, de 2 y 1.5 metros de ancho respectivamente, son suficientes para asegurar la salida ordenada en caso de una situación accidental de incendio, ya que según la tabla 4.2 del CTE DB SI [49] son capaces de evacuar a 504 y 356 personas, siendo la suma de ambos números superior a la ocupación máxima del edificio.

En cuanto a las dotaciones de aseos y servicios, se siguen las recomendaciones de la “Guía Técnica para la evaluación y prevención de los riesgos relativos a la utilización de los lugares de trabajo” del Instituto Nacional de Seguridad y Salud en el Trabajo [50]. En ellas se establece que, en función de la ocupación del recinto y suponiendo una estimación del 50% mujeres y el 50% hombres, se disponga de un inodoro en el aseo femenino por cada 15 mujeres y un urinario y un inodoro en el masculino por cada 25 hombres. Siguiendo dichas directrices es preciso disponer de 2 o 3 inodoros destinados al aseo femenino y 2 urinarios e inodoros para el masculino. Observando la distribución en planta se verifica

que se cumple con las recomendaciones. Por último, cabe destacar que en el aseo de cada planta se cuenta con un lavadero y grifo para poder llevar a cabo las labores de limpieza adecuadamente.

Con respecto a las dotaciones para personas con movilidad reducida o necesidades especiales de accesibilidad se siguen la normativa del CTE DB SUA [51]. En el artículo 1.2.6 del apartado SUA 9 de accesibilidad se dice que como mínimo habrá *“un aseo accesible por cada 10 unidades o fracción de inodoros instalados, pudiendo ser de uso compartido para ambos sexos”*. En todas las plantas se cumple con la condición siendo preciso un aseo por planta. Cabe destacar que todos ellos cuentan con el espacio mínimo necesario para garantizar la correcta maniobrabilidad del usuario.

Además, pese a que no es de obligado cumplimiento debido a que no se han de salvar más de dos plantas en vertical desde la entrada principal, el edificio cuenta con un ascensor accesible que comunica con todas las plantas.

Finalmente, el edificio cuenta con un parking propio para el uso del personal laboral. Según la normativa de ordenación urbana del municipio de Salamanca, el PGOU, en su Tomo I [44] fija el número mínimo de plazas de aparcamiento en 1 por cada 100 m² edificados. Siendo un edificio de 2400 m² de techo es preciso disponer de 24 plazas para vehículos de 2.5x5.0 metros. Dada la ocupación del edificio y la disponibilidad de espacio en la parcela se colocan hasta 43 plazas de aparcamiento. Por último, para cumplir con la dotación de elementos accesibles el CTE DB SUA [51] acota el número de plazas a *“una plaza accesible por cada 33 plazas de aparcamiento o fracción”* para edificios de pública concurrencia. Por otra parte, el ayuntamiento del municipio salmantino emitió en 1995 la Ordenanza de Accesibilidad Integral [46] que dice que *“en los aparcamientos o estacionamiento en edificios, se preverá y reservará permanentemente para vehículos que transporten minusválidos de los miembros inferiores una plaza especial por cada 30 o fracción”*. Siendo más restrictiva la segunda condición es preciso disponer de 2 plazas para personas con movilidad reducida siendo estas de 2.20x4.50 metros como mínimo con un espacio reservado entre plazas de 1.50 metros para la maniobrabilidad del usuario. No obstante, para el proyecto se prevén hasta 4 plazas con dichas características.

Todas estas limitaciones se cumplen en el proyecto objeto de estudio y se pueden observar en la Figura 20 o en el plano de urbanización del Anexo de planos.

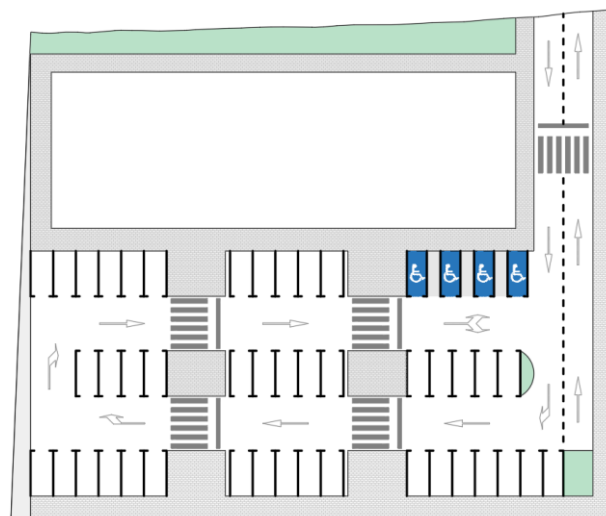


Figura 20. Parking del edificio proyectado

4.2. Superficies y volúmenes

Las dimensiones del edificio completo son 50 metros de largo, 16 metros de ancho y 10.5 metros de altura en tres plantas de 3.5 metros cada una.

La superficie ocupada de la parcela es de 800 m² rectangulares, adquiriendo la forma de un gran contenedor con un volumen encerrado de 8400 m³.

La superficie que ocupa cada espacio en su planta se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Superficies útiles de los espacios del edificio proyectado

Local	Superficie útil (m ²)
Planta baja	783.41
Recepción	78.21
Cuarto de recepción	20.27
Cuarto técnico	12.75
Almacén	11.48
Archivo	31.43
Salas de reuniones	145.67
Zona de descanso	19.54
Aseos	81.20
Cafetería	114.34
Escaleras principales	77.82
Escaleras secundarias	19.98
Pasillos y zonas comunes	170.72
Planta primera	789.31
Cuarto técnico	15.30
Reprografía	29.46
Archivo	22.46
Zona de trabajo	250.82
Salas de trabajo privado	71.00
Auditorio	125.38
Aseos	62.53
Escaleras principales	77.82
Escaleras secundarias	19.80
Pasillos y zonas comunes	114.74
Planta segunda	785.78
Cuarto técnico	15.30
Reprografía	29.46
Archivo	15.91
Zona de despachos	246.19
Sala de reuniones	30.81
Zona de descanso	25.25
Aseos	62.53
Escaleras principales	77.82
Escaleras secundarias	19.80
Pasillos y zonas comunes	262.71

4.3. Elementos constructivos

4.3.1. Solera en planta baja

Tras las labores de limpieza y desbroce del terreno sobre el que se erigirá el edificio se dispondrá de una solera de hormigón armado HRA-30/F/20/XC2 apoyada sobre una capa de 10 cm de hormigón de limpieza HL-150/B/20.

Para armar la losa cumpliendo con la cuantía mínima se coloca un mallazo electrosoldado de ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080 consiguiendo un espesor de losa total de 15 centímetros.

Con el fin de garantizar el correcto comportamiento de la solera, se dispondrán juntas de aislamiento en el perímetro del edificio y en la base de los pilares, y juntas de retracción convenientemente equiespaciadas para controlar la fisuración durante el fraguado del hormigón.

4.3.2. Muro de contención del ascensor

Ante la opción escogida de cubierta verde se decide disponer de la maquinaria del ascensor en un foso subterráneo. Con ello se mantiene la componente estética del edificio mediante una solución que actualmente es habitual en la práctica profesional.

Para cerrar el foso se emplean muros de contención cerrando el perímetro y evitando que el terreno invada o ceda en el hueco por empujes laterales. La Figura 21 muestra un detalle constructivo del muro de hormigón armado que se situará en la cimentación en torno a los ascensores.

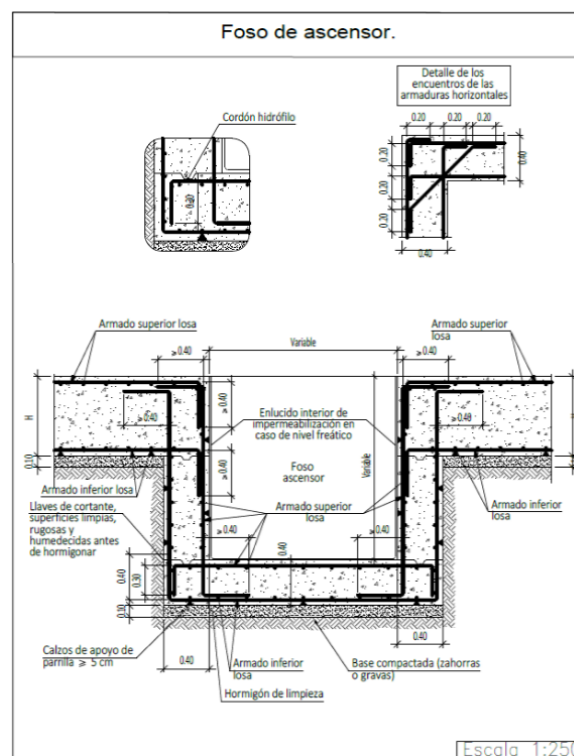


Figura 21. Detalle del muro de contención del foso del ascensor [52]

Destacar que los pilares que permiten soportar los muros que delimitan el hueco del ascensor emplearán el propio muro de hormigón armado del foso como cimentación superficial.

4.3.3. Cerramientos laterales

Las fachadas del edificio se resuelven teniendo en cuenta el factor estético, entre otros, debido a la singularidad del edificio.

Es por ello que, una parte de los cerramientos laterales serán acristalados (Figura 22) permitiendo así ofrecer a los ocupantes vistas al espacio abierto que ofrece la rivera fluvial. Además, un cerramiento acristalado permite la entrada de luz exterior creando espacios más luminosos en el interior y mejorando la sensación de amplitud y confort de los empleados.

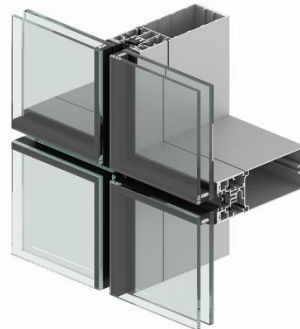


Figura 22. Detalle de muro cortina para los cerramientos verticales exteriores [53]

Desde el punto de vista de un viandante situado en el exterior, los acabados acristalados dotan a la edificación de un aspecto modernista gracias al diseño simplista y elegante que se consigue con los cerramientos acristalados. Ejemplo de ello son los edificios de oficinas (Figura 23) “The Edge” en Ámsterdam (Países Bajos), considerada una de las construcciones más sostenibles del mundo, o el “Edificio Osiris 11” en Madrid (España), galardonado por la Asociación Española de Oficinas (AEO) como la mejor construcción de obra nueva del 2019.



Figura 23. Edificio “The Edge” en Ámsterdam (izq.) [54] y Edificio “Osiris 11” en Madrid (der.) [55]

No obstante, dado que en la distribución en planta propuesta existen zonas comunes, como son los aseos de planta (o escaleras), se dispone en dichas zonas de un cerramiento rígido de fachada ventilada con placas cerámicas. Con ello se asegura una correcta privacidad en las zonas cerradas y se limita la transmisión de calor por la fachada, reduciendo la demanda de climatización en las estaciones estivales en las que el sol incide directamente en los acristalamientos.

La Figura 24 muestra un ejemplo del cerramiento lateral cerámico que se dispondrá en el proyecto, así como su detalle de colocación:

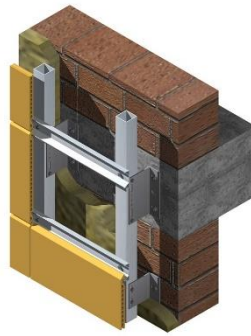


Figura 24. Detalle de la fachada ventilada cerámica [56]

4.3.4. Tabiquería interior

Los cerramientos verticales interiores se resolverán principalmente mediante tabiques ligeros de placas de yeso laminado (Figura 25). Este se trata de un material ampliamente utilizado en la práctica debido a su facilidad de montaje, sus buenas propiedades acústicas y térmicas y su precio competitivo.

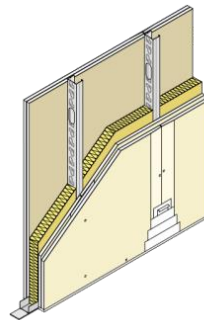


Figura 25. Detalle de tabique interior de placa de yeso laminado [52]

También, se emplearán algunos cerramientos de muro de vidrio simple para algunos despachos directivos de la planta segunda (Figura 26) ofreciendo una sensación de espacio amplio y abierto en la planta a la vez que se compartimenta.



Figura 26. Vidrio simple para los despachos de la segunda planta [57]

4.3.5. Cubierta

Puesto que se busca que la edificación sea sostenible en la cubierta, se emplea un sistema de cubierta vegetal extensiva. Esta tipología, que se considera como cubierta ligera, permite la plantación de pequeñas y medianas especies de plantas y arbustos en un sustrato de entre 10 y 12 centímetros de espesor. Su virtud principal es que requiere de pocos cuidados para su mantenimiento y desarrollo una vez se ha logrado alcanzar un equilibrio, por lo que no son cubiertas que se consideren accesibles al público.



Figura 27. Ejemplo de cubierta ajardinada extensiva [58]

Las ventajas que ofrecen este tipo de cubiertas son amplias: aislamiento térmico y acústico, ahorro energético, protección de la capa impermeabilizante, reducción de los niveles de contaminación atmosférica, etc. Todas ellas se desarrollan y justifican en el apartado 1.4 (Contribución del trabajo al cumplimiento de los ODS).

La Figura 28 muestra una sección de una cubierta vegetal extensiva para detallar su composición. Además de contar con las capas de las cubiertas convencionales (capa de pendientes, impermeabilización, aislamiento térmico, etc.), este tipo de cubiertas cuenta con sistemas de drenaje y de recogida del agua que a través del sustrato de filtro por gravedad.

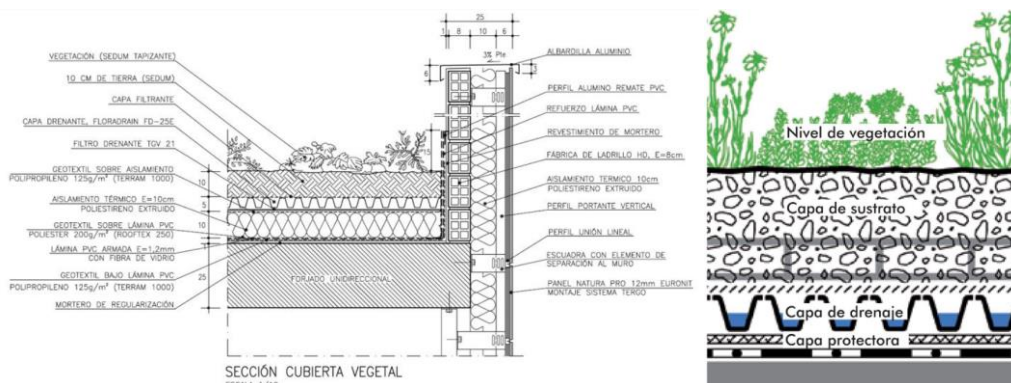


Figura 28. Secciones de una cubierta ajardinada [59,60]

Por último, cabe destacar la presencia de un antepecho perimetral de altura suficiente para asegurar que exista una línea de vida permanente y que durante las labores de mantenimiento no se produzcan accidentes involuntarios.

4.3.6. Suelo técnico

Puesto que el forjado se resolverá con vigas metálicas descolgadas, la disposición del trazado de las instalaciones por la cara inferior de este se dificultará en la puesta en obra durante la construcción. Es por ello que, sobre la cara superior del forjado, se dispondrá en todas las plantas (incluyendo la planta baja) de un suelo técnico que eleve el pavimento pisable, permitiendo así el paso de las instalaciones de la planta.

5. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

5.1. Cimentación

La cimentación constituye la base sobre la que se erige cualquier construcción. Desempeña una labor esencial de transmisión y distribución de cargas desde la vinculación de los soportes hasta el terreno sobre el que se apoya. Además, juega un papel esencial en la seguridad (para evitar el colapso del edificio) y en el confort de usuario, previniendo asentamientos en la base de los pilares que pueden inducir a deformaciones.

La cimentación del proyecto se lleva a cabo a partir de zapatas de hormigón armado HRA-30/F/20/XC2 unidas entre sí a través de vigas de atado en una de sus dos direcciones principales. El asiento de todos los elementos de cimentación se regulariza mediante una capa de 10 cm de espesor de hormigón de limpieza HL-150/B/20.

Mayoritariamente, las zapatas cuentan con un único arranque de pilar, aunque en las zonas próximas a los núcleos de escaleras se cuenta con zapatas combinadas para evitar el solape de elementos de cimentación. Cabe destacar la presencia de un foso de ascensor rodeado por un muro de hormigón armado que ata la base de los soportes que lo delimitan y actúa como muro de contención para soportar los empujes del terreno colindante.

Todas las zapatas tienen un canto de 80 cm para optimizar el uso de hormigón en la cimentación y su distribución en planta se muestra en la Figura 29:

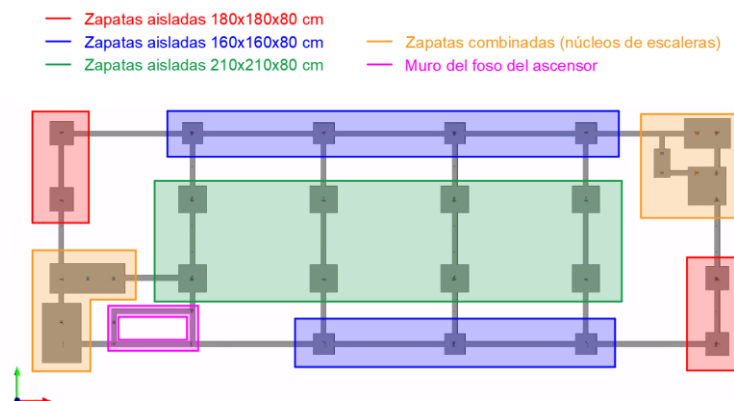


Figura 29. Distribución de los elementos de cimentación

La conexión entre elementos de cimentación se realiza a través de vigas de atado de 40 cm x 40 cm de sección, como la que se muestra en la Figura 30, en una de las dos direcciones principales, puesto que la edificación no se sitúa en una zona con alto riesgo sísmico.

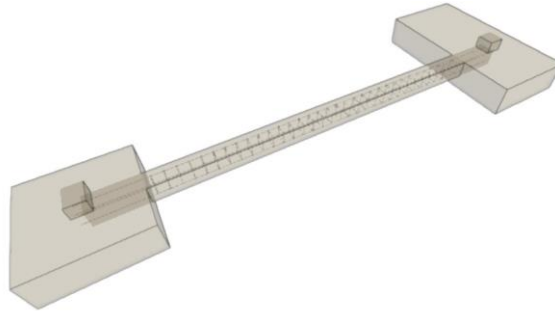


Figura 30. Vista 3D de una viga de atado de la cimentación

5.2. Placas de anclaje

Las placas de anclaje son aquellos elementos encargados de transmitir las cargas estructurales de la base de los pilares a la cimentación de la estructura. En el caso de estudio todos los soportes se consideran empotrados en su base, con lo que deben de ser capaces de garantizar la vinculación de la estructura con las zapatas.

Su geometría tiende a ser rectangular o cuadrada y se conforma a partir de tres componentes: la placa base; una lámina metálica de acero laminado S355JR que transmite los esfuerzos, las cartelas o rigidizadores; placas metálicas auxiliares que incrementan la resistencia de la base del pilar para garantizar el empotramiento de este a la cimentación, los pernos de anclaje; barras corrugadas de acero B500S que se encargan de solidarizar la resistencia de la estructura y la cimentación.

En el presente Trabajo final de Máster se modelizan dos tipos de placas de anclaje diferentes (pilares estructurales y zancas de escalera), representadas en la Figura 31. Ambas cuentan con pernos acabados en patilla a 90 grados para reducir en la medida de lo posible la longitud de anclaje requerida. La posición de las placas de anclaje se detalla en los planos estructurales.

- **Placa de anclaje tipo 1:** placa base de 150x250x9 mm, sin cartelas rigidizadoras y 4 pernos de Ø8 mm acabados en patilla normalizada a 90 grados con una longitud de 30 cm.
- **Placa de anclaje tipo 2:** placa base de 400x400x22 mm, 2 rigidizadores de 100x0x8.0 mm y de 100x0x7.0 mm en las dirección X e Y respectivamente y 8 pernos de Ø16 mm acabados en patilla normalizada a 90 grados con una longitud de 40 cm.

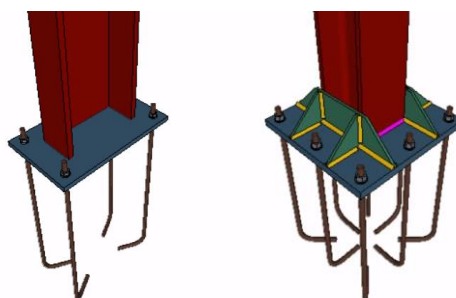


Figura 31. Tipologías de placas de anclaje del proyecto. Tipo 1 (izquierda) y Tipo 2 (derecha)

5.3. Estructura de acero

La estructura portante del edificio objeto de estudio se conforma a partir de perfiles laminados en caliente (EN 10025 [61]) de acero S355JR. En concreto, se emplea el acero XCarb[®] que ofrece la compañía ArcelorMittal por tratarse de un producto producido en un 85% a partir de material reciclado y haciendo uso de energía de procedencia fundamentalmente renovable. Además, la tendencia internacional de usar aceros de alta resistencia hace que se escoja este tipo de acero con respecto a otros más empleados actualmente en el ámbito nacional como puede ser el acero al carbono S275JR.

Con la finalidad de reducir los costes de puesta en obra, y debido a la rapidez y facilidad de implementación, la mayor parte de las uniones de la estructura metálica son articuladas (Figura 32). Como consecuencia de ello, los pilares pueden reducir su sección ya que fundamentalmente trabajarán a compresión, siendo el esfuerzo de flexión que reciben muy reducido. Lo contrario se produce en las vigas principales y secundarias. Estas se unen a los pilares y pórticos principales mediante uniones articuladas en ambos extremos con lo que, ante las fuerzas gravitatorias de las cargas permanentes y la sobrecarga, trabajarán casi exclusivamente a flexión.

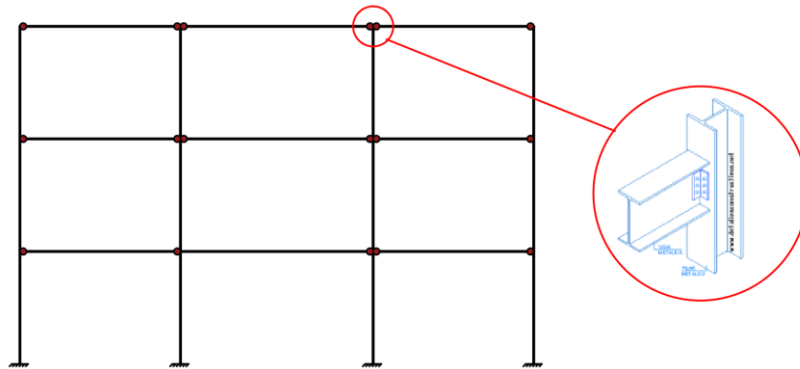


Figura 32. Uniones articuladas del pórtico principal

Bajo las demandas de cada uno de los tipos de perfiles detallados anteriormente, se seleccionarán las series de perfiles que maximicen el aprovechamiento del material. Es por ello que se buscan perfiles clasificados como clase 1 bajo las combinaciones de acciones más desfavorables.

Los pilares, tanto los de los pórticos principales como los que envuelven a los huecos de escaleras y ascensor, se resuelven a partir de perfiles de la serie HEB (Figura 35a). Estos se consideran que trabajan de forma óptima ante cargas de compresión pura, con lo que bajo las hipótesis estudiadas no presentarán abolladuras por plastificación. Además, los pilares tienen una longitud de 10,50 metros por lo que, perfiles como los seleccionados permiten igualar, en la medida de lo posible, las propiedades de inercia a flexión en los dos planos principales de sollicitación.

Por otro lado, para las vigas, que trabajan fundamentalmente a flexión en el plano que contiene a las cargas gravitatorias del edificio, se emplean perfiles de la serie IPE (Figura 35b). Esta tipología es óptima para aquellos elementos horizontales que trabajan bajo cargas gravitatorias, como es el caso de las vigas de estudio, por lo que quedarán alejadas de las clases 3 o 4 bajo las combinaciones de acciones más demandantes. Además, el efecto diafragma que proporciona el forjado de planta permite arriostrar las barras en el plano horizontal, evitando con ello el posible pandeo lateral y asegurando un aprovechamiento óptimo de la sección del perfil.

Cabe destacar también que, en el caso de las vigas secundarias, la acción mixta de la losa superior de madera LVL (“*Laminated Veneer Lumber*”) con el perfil metálico logra unas mejores prestaciones debido a la contribución de la madera en la cabeza comprimida de la viga mixta.

Para resolver la subestructura de las escaleras de la forma más eficiente, al mismo tiempo que estética, se disponen de perfiles de la serie UPN (Figura 35c) para las zancas de todos los tramos. Este tipo de barras permiten una correcta transmisión de las cargas de peso propio y sobrecarga desde los peldaños a las zancas y pilares al mismo tiempo que, a la vista de los usuarios no se observan las partes salientes que pudieran aparecer con perfiles en doble T.

En el caso de la subestructura de las escaleras las uniones entre las zancas y las vigas de las “mesetas” o entre estas últimas y los pilares se resuelven mediante nudos semirígidos soldados. Con ello se busca dotar de un mayor monolitismo a la subestructura, evitando problemas de vibraciones o confort provocadas por una excesiva flecha por el paso de los usuarios.



Figura 33. Subestructura del núcleo de escaleras

Finalmente, la última tipología de perfil empleado en la estructura portante del edificio son los tirantes de los arriostramientos. Estas barras trabajan exclusivamente a tracción para dotar de intraslacionalidad al conjunto de la estructura al transmitir los esfuerzos horizontales y se resuelven mediante barras de acero de sección circular maciza (Figura 35d). Para evitar que estas barras flecten excesivamente cuando no entren en carga, los cables atirantados se pretensarán en sus puntos de unión con los pilares y en la intersección entre cables, como se observa en la Figura 34.



Figura 34. Detalle de la unión pretensada de los tirantes de arriostramiento [62]

Con todo ello, las secciones empleadas para la resolución de la estructura portante metálica del edificio son:

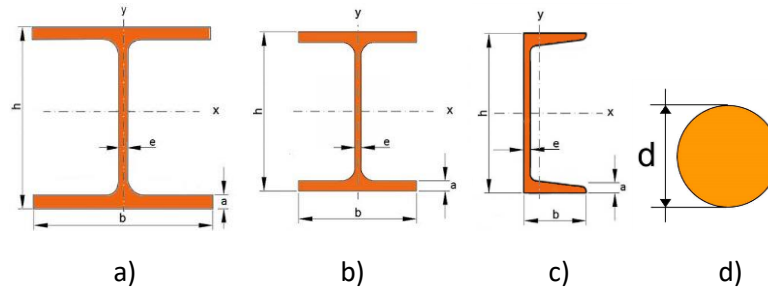


Figura 35. Secciones de perfiles utilizadas [6]

La longitud superior a 40 metros en la fachada del edificio obliga a disponer juntas de dilatación entre el segundo pòrtico y el resto de la estructura de tipo “agujero coliso”. Con ello, se permite la libre dilatación térmica de las barras que unen los pòrticos principales entre sí, pudiendo así desestimar los esfuerzos térmicos. La Figura 36 muestra un detalle de las juntas de dilatación, mientras que la Figura 37 detalla en qué puntos se dispondrían de ese tipo de encuentros.

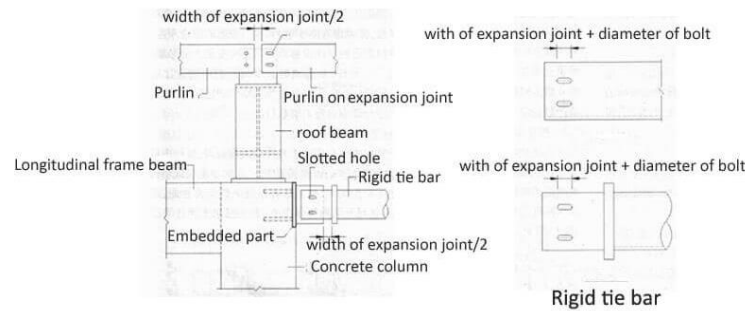


Figura 36. Detalle de la junta de dilatación [63]



Figura 37. Posición de las juntas de dilatación

5.4. Forjado

El forjado de planta y de cubierta se resuelve con una tipología mixta de acero-madera. Se trata de una solución innovadora que se está comenzando a aplicar internacionalmente debido a la componente medioambiental que adquieren los proyectos.

La losa superior se ejecuta a partir de *Laminated Veneer Lumber* (LVL), un producto de madera procesada que se conforma a partir de finas láminas de 3 mm de espesor que son adheridas entre sí manteniendo mayoritariamente la orientación de las fibras en la longitud predominante (Figura 38).



Figura 38. Sección de un tablero de madera LVL [64]

Para el presente proyecto se emplean dos tableros LVL-Qpanel de la empresa Mëtsa-Wood [64] de 72mm cada uno re-encolados, por lo que pasa a llamarse Glued Laminated Veneer Lumber (GLVL). Siendo 1 la orientación de la capa en la dirección longitudinal de las fibras y 2 la orientación transversal, la distribución de capas de cada uno de los tableros por separado es: 11-2-11111-2-111-2-111-2-11111-2-11.

La sección transversal se compone de losas de madera LVL de 144 mm de espesor apoyadas sobre las vigas secundarias ejecutadas mediante perfiles de acero normalizados IPE.

La Figura 39 muestra una sección transversal de la tipología de forjado mixto empleado.

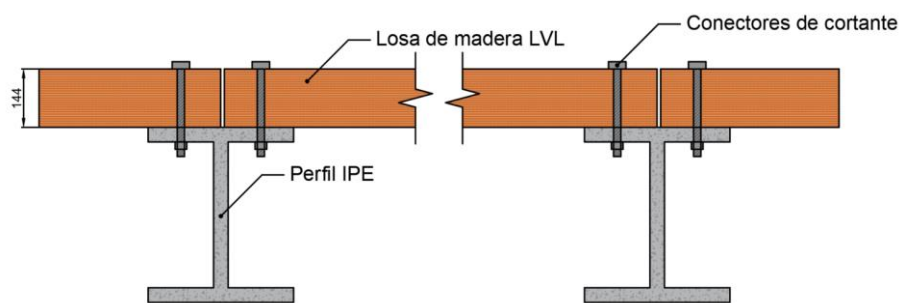


Figura 39. Sección del forjado mixto acero-madera

La luz que cubre el forjado es igual a la separación entre pórticos principales en la dirección longitudinal, diez metros, mientras que la separación entre apoyos o vigas secundarias es de 2,5 metros en los vanos extremos y de 2,0 metros en el vano interior del pórtico principal.

La Figura 40 muestra la orientación de las fibras de la losa de LVL.

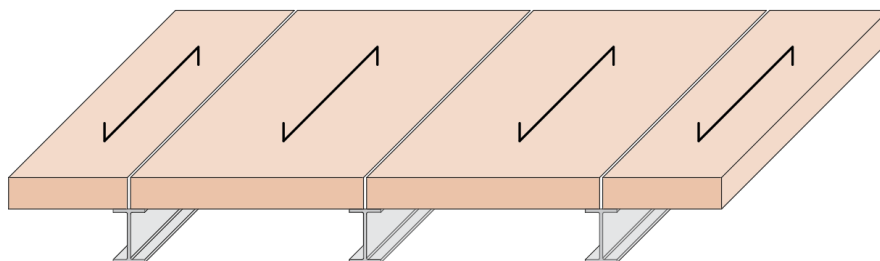


Figura 40. Esquema de orientación de las fibras del LVL

Finalmente, cabe destacar que para hacer colaborantes las capacidades resistentes de los materiales y lograr un comportamiento mixto se emplean conectores LVL de rasante pasantes (Figura 41).

Estos se componen de un tubo metálico, que discurre por el interior de un agujero perforado en la losa y en el ala del perfil, encargado de soportar los esfuerzos de compresión inducidos por el pretensado, evitando así el deterioro de la madera. Dentro del tubo se aloja un tornillo pretensado de 20 mm de diámetro pasante que será el que consiga solidarizar los componentes de la sección mixta.

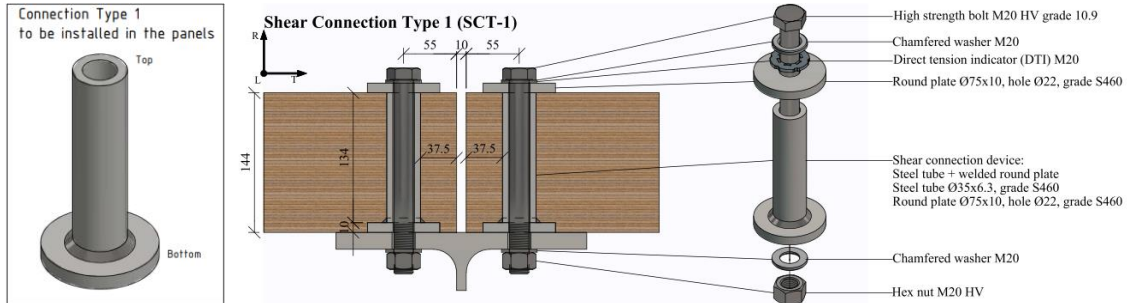


Figura 41. Conectores de rasante del forjado mixto acero-madera [65]

La razón de que estos conectores sean pasantes es la de permitir facilitar el montaje y desmontaje del forjado. Con ello se garantiza la modularidad en la estructura y el reciclaje o reutilización de algunos componentes en el final de su vida útil.

Esta propuesta de tipología estructural innovadora proviene de los ensayos desarrollados por el grupo de investigación de Christoph Odenbreit en la Universidad de Luxemburgo, quien trabaja en colaboración con el proyecto FIRSTIMB del ICITECH de la UPV, en el que participó el autor del presente TFM. La Figura 42 muestra una fotografía de la configuración del ensayo de flexión de una viga mixta acero-madera en el laboratorio del proyecto de investigación PreFa-SeTi, el cual busca caracterizar el comportamiento de vigas mixtas acero-madera con conectores desmontables, como las empleadas para la estructura del edificio objeto, a temperatura ambiente.



Figura 42. Configuración del ensayo a flexión de PreFa-SeTi [66]

6. NORMATIVA DE APLICACIÓN

La normativa de aplicación en el ámbito de la construcción para el desarrollo de un proyecto de cálculo estructural en el que se garantice la seguridad, funcionalidad y durabilidad de la edificación es la siguiente:

- Código Estructural (CE) [67], aprobado el 29 de junio de 2021 en el Real Decreto 470/2021
- Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad Estructural (CTE DB SE)[68], Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo de 2006. En concreto se han consultado los documentos:
 - DB SE-AE Acciones en la edificación [69], para la determinación de las acciones sobre la estructura del edificio.
 - DB SE-A Acero [70], para verificar la seguridad estructural de los componentes metálicos de la estructura.
 - DB SE-C Cimientos [47], para la comprobación de la seguridad estructural, capacidad portante y aptitud al servicio de los elementos de cimentación del edificio.

Asimismo, también se recurre a la siguiente normativa europea:

- EN 1991-1-1:2002 [71]. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
- EN 1991-1-2:2002 [72]. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire.
- EN 1993-1-1:2005 [73]. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1993-1-2:2005 [74]. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design
- EN 1995-1-1:2016 [75]. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
- EN 1995-1-2:2016 [76]. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design

Para la evaluación de la resistencia de la estructura en una situación accidental de incendio se siguen las exigencias del CTE DB SI [49] aprobado en el Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo de 2006.

Para verificar la necesidad de comprobación sísmica sobre la estructura se sigue la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación (NCSE-02) [77], Real Decreto 997/2002, del 27 de septiembre de 2002.

Para la correcta definición de las dotaciones de la distribución en planta que permitan una adecuada utilización de los usuarios del edificio se recurre al documento básico DB SUA Seguridad de Utilización y Accesibilidad [51], aprobado por el Real Decreto 173/2010 del 19 de febrero de 2010.

Para la concepción de la cubierta ajardinada de la azotea se siguen las recomendaciones de la Norma Tecnológica de Jardinería y paisajes NTJ 11C Cubiertas Verdes del 2012 [8], aprobada por la Asociación Española de Parques y Jardines Públicos. No se trata de una norma de obligado cumplimiento, pero es una guía de buenas prácticas que se considera para el desarrollo del presente Trabajo Final de Máster.



Finalmente, la normativa urbanística del PGOU del municipio de Salamanca [44,45] establece los posibles usos del suelo, así como los parámetros urbanísticos límite que debe cumplir la construcción proyectada.



7. RESUMEN DEL PRESUPUESTO

Descripción	Importe (€)
Desbroce y limpieza del terreno.	4.093,74
Excavación de zanjas para cimentaciones.	7.463,05
Transporte de tierras dentro de obra.	554,82
CAPÍTULO 1: ACTUACIONES PREVIAS	12.111,61
Capa de hormigón de limpieza, con áridos reciclados.	1.543,52
Zapata de cimentación de hormigón armado.	15.976,59
Viga entre zapatas.	5.057,11
Foso de ascensor.	4.013,80
CAPÍTULO 2: CIMENTACIONES	26.591,01
Acero en pilares.	35.102,74
Acero en vigas.	43.109,85
Acero en vigas mixtas.	86.223,80
Acero en subestructura de escaleras.	24.958,32
Acero en cruces de San Andrés.	11.414,86
Placa de anclaje Tipo 1.	88,12
Placa de anclaje Tipo 2.	4.873,20
CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA METÁLICA	205.770,89
Solera de hormigón.	21.368,00
Forjado de panel de madera laminada LVL.	524.544,52
Pavimento cerámico interior de gres esmaltado.	15.860,90
Suelo técnico registrable.	129.087,23
Escalera principal de huellas, tabicas y meseta de panel de madera LVL.	7.853,55
Escalera secundaria de huellas, tabicas y meseta de panel de madera LVL.	7.359,00
CAPÍTULO 4: FORJADOS Y SOLADOS	706.073,20
Cubierta ajardinada extensiva.	129.488,00
CAPÍTULO 5: CUBIERTA	129.488,00
Muro de fachada, de fábrica de ladrillo cerámico para revestir.	59.609,62
Revestimiento exterior de fachada ventilada.	122.520,36
Muro cortina de aluminio.	142.239,78
Tabiquería interior de placas de yeso laminado.	44.761,50
CAPÍTULO 6: FACHADAS Y PARTICIONES	369.131,26

Protección contra incendios de los pilares de fachada con pintura intumescente.	2.874,01
Protección contra incendios de los pilares interiores con pintura intumescente.	2.160,77
Protección pasiva contra incendios del forjado mixto con paneles de silicato cálcico.	180.341,00
CAPÍTULO 7: PROTECCIÓN DE LA ESTRUCTURA CONTRA INCENDIOS	185.375,78
Capa de mezcla bituminosa continua en caliente.	19.015,97
Pavimento de adoquines de piedra natural.	61.499,30
Puerta cancela en vallado de parcela.	3.633,37
Verja tradicional de perfiles metálicos para vallado de parcela.	20.188,13
CAPÍTULO 8: URBANIZACIÓN INTERIOR DE LA PARCELA	104.336,76
Transporte de tierras con camión.	6.054,91
CAPÍTULO 9: GESTIÓN DE RESIDUOS	6.054,91

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (P.E.M.)	1.744.933,41
13% de gastos generales	226.841,34
6% de beneficio industrial	104.696,00
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA (P.E.C.)	2.076.470,75
21% de I.V.A.	436.058,86
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	2.512.529,61

Asciende el presupuesto base de licitación a la expresada cantidad de **DOS MILLONES QUINIENTOS DOCE MIL QUINIENTOS VEINTINUEVE EUROS CON SESENTA Y UN CÉNTIMOS.**

8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] UNE-EN ISO 14040:2006/A1:2021 2021.
- [2] Miller SA, Moore FC. Climate and health damages from global concrete production. *Nat Clim Chang* 2020;10:439–43. <https://doi.org/10.1038/s41558-020-0733-0>.
- [3] Miller SA, Horvath A, Monteiro PJM. Impacts of booming concrete production on water resources worldwide. *Nat Sustain* 2018;1:69–76. <https://doi.org/10.1038/s41893-017-0009-5>.
- [4] NACIONES UNIDAS Asamblea General. Pacto Brundtland (ONU). 1987.
- [5] Plan de acción para la implementación de la Agenda 2030. n.d.
- [6] ArcelorMittal Europe-Long Products Perfilés et Aciers Marchands Sections and Merchant Bars n.d.
- [7] XCarb® Recycled and renewably produced structural steel sections and merchant bars 2023.
- [8] Normas Técnicas de Jardinería y Paisajismo NTJ 11C Cubiertas Verdes 2012.
- [9] Hassanieh A, Valipour HR, Bradford MA. Experimental and numerical study of steel-timber composite (STC) beams. *J Constr Steel Res* 2016;122:367–78. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2016.04.005>.
- [10] Merryday H, Potuzak M, Roueche D, Sener K. Experimental and Numerical Investigations on the Usage of CLT Panels to Form Timber-Steel Composite Floor Systems. 13th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2023, vol. 6, 2023. <https://doi.org/10.52202/069179-0439>.
- [11] Loss C, Davison B. Innovative composite steel-timber floors with prefabricated modular components. *Eng Struct* 2017;132. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.062>.
- [12] Yang R, Wan J, Zhang X, Sun Y. Modelling of steel-timber composite beams: Validation of finite element model and parametric study. *Wood Research* 2021;66:806–20. <https://doi.org/10.37763/wr.1336-4561/66.5.806820>.
- [13] Keipour N, Valipour HR, Bradford MA. Steel-timber versus Steel-Concrete Composite floors: A numerical study. WCTE 2016 - World Conference on Timber Engineering, 2016.
- [14] Chiniforush AA, Valipour HR, Akbarnezhad A. Long-term coupled analysis of steel-timber composite (STC) beams. *Constr Build Mater* 2021;278. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122348>.
- [15] Chiniforush AA, Valipour HR, Bradford MA, Akbar Nezhad A. Experimental and theoretical investigation of long-term performance of steel-timber composite beams. *Eng Struct* 2021;249. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113314>.
- [16] Romero A, Yang J, Odenbreit C. Bending resistance of steel-timber composite (STC) beams: analytical vs. numerical investigations. *Ce/Papers* 2023;6. <https://doi.org/10.1002/cepa.2417>.
- [17] A. Chiniforush A, Makki Alamdari M, Dackermann U, Valipour HR, Akbarnezhad A. Vibration behaviour of steel-timber composite floors, part (1): Experimental & numerical investigation. *J Constr Steel Res* 2019;161. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.07.007>.

- [18] Hassanieh A, Chiniforush AA, Valipour HR, Bradford MA. Vibration behaviour of steel-timber composite floors, part (2): Evaluation of human-induced vibrations. *J Constr Steel Res* 2019;158. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.03.026>.
- [19] Owolabi D, Loss C. EXPERIMENTAL STUDY ON THE VIBRATION CHARACTERISTICS OF A PREFABRICATED CROSS-LAMINATED TIMBER-STEEL COMPOSITE FLOOR. 13th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2023, vol. 3, 2023. <https://doi.org/10.52202/069179-0248>.
- [20] Chiniforush AA, Dackermann U, Valipour H, Akbarnezhad A. Modal-based damage detection of shear connectors in steel-timber composite (STC) beams. SHMII 2017 - 8th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Proceedings, 2017.
- [21] Gao Y, Xu F, Meng X, Zhang Y, Yang H. Experimental and numerical study on the lateral torsional buckling of full-scale steel-timber composite beams. *Advances in Structural Engineering* 2022;25. <https://doi.org/10.1177/136943322211057263>.
- [22] Heinisuo M, Mela K, Pajunen S, Malaska M. NEW STEEL-TIMBER COMPOSITE BEAM, NORDIC SYSTEM. *Ce/Papers* 2019;3. <https://doi.org/10.1002/cepa.1194>.
- [23] Wang T, Wang Y, Crocetti R, Franco L, Schweigler M, Wålinger M. An innovative timber-steel hybrid beam consisting of glulam mechanically reinforced by means of steel rod: Analytical and preliminary numerical investigations. *Journal of Building Engineering* 2021;43. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102549>.
- [24] Chybiński M, Polus Ł. Structural Behaviour of Aluminium–Timber Composite Beams with Partial Shear Connections. *Applied Sciences (Switzerland)* 2023;13. <https://doi.org/10.3390/app13031603>.
- [25] Okutu KA. CLT-Steel Composite Floors for Sustainable Multi-Storey Construction. 2019.
- [26] Dallam LN. High Strength Bolt Shear Connectors -Pushout Tests. *ACI Journal Proceedings* 1968;65. <https://doi.org/10.14359/7511>.
- [27] Marshall WT, Nelson HM, Banerjee HK. An experimental study of the use of high-strength friction grip bolts as shear connectors in composite beams. *Structural Engineer* 1971;49.
- [28] Dedic DJ, Klaiber FW. HIGH-STRENGTH BOLTS AS SHEAR CONNECTORS IN REHABILITATION WORK. *Concrete International* 1984;6.
- [29] Sedlacek G, Collin P. Composite bridge design for small and medium spans. European Commission Joint Research Centre 2003.
- [30] Pavlovic M, Spremic M, Markovic Z, Veljkovic M. Headed Shear Studs versus High-Strength Bolts in Prefabricated Composite Decks. *Composite Construction in Steel and Concrete VII - Proceedings of the 2013 International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, 2013*. <https://doi.org/10.1061/9780784479735.052>.
- [31] Moynihan MC, Allwood JM. Viability and performance of demountable composite connectors. *J Constr Steel Res* 2014;99. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.03.008>.
- [32] Lam D, Dai X. Demountable shear connectors for sustainable composite construction. *The 2013 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM13) 2013*.

- [33] Rehman N, Lam D, Dai X, Ashour AF. Experimental study on demountable shear connectors in composite slabs with profiled decking. *J Constr Steel Res* 2016;122. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.03.021>.
- [34] Wang JY, Guo JY, Jia LJ, Chen SM, Dong Y. Push-out tests of demountable headed stud shear connectors in steel-UHPC composite structures. *Compos Struct* 2017;170. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.03.004>.
- [35] Ban H, Uy B, Pathirana SW, Henderson I, Mirza O, Zhu X. Time-dependent behaviour of composite beams with blind bolts under sustained loads. *J Constr Steel Res* 2015;112. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.05.004>.
- [36] Wijesiri Pathirana S, Uy B, Mirza O, Zhu X. Flexural behaviour of composite steel-concrete beams utilising blind bolt shear connectors. *Eng Struct* 2016;114. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.057>.
- [37] Uy B, Patel V, Li D, Aslani F. Behaviour and Design of Connections for Demountable Steel and Composite Structures. *Structures* 2017;9. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.06.005>.
- [38] Chen YT, Zhao Y, West JS, Walbridge S. Behaviour of steel-precast composite girders with through-bolt shear connectors under static loading. *J Constr Steel Res* 2014;103. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.09.001>.
- [39] Lee SSM, Bradford MA. Sustainable composite beams with deconstructable bolted shear connectors. *Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation - Proceedings of the 5th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, SEMC 2013, 2013*. <https://doi.org/10.1201/b15963-247>.
- [40] Suwaed ASH, Karavasilis TL. 16.15: Experimental evaluation of a novel demountable shear connector for accelerated repair or replacement of precast steel-concrete composite bridges. *Ce/Papers* 2017;1. <https://doi.org/10.1002/cepa.473>.
- [41] Kozma A, Odenbreit C, Braun M V., Veljkovic M, Nijgh MP. Push-out tests on demountable shear connectors of steel-concrete composite structures. *Structures* 2019;21. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.05.011>.
- [42] Romero A, Yang J, Hanus F, Degée H, Odenbreit C. PUSH-OUT TESTS ON CONNECTIONS FOR DEMOUNTABLE AND REUSABLE STEEL-TIMBER COMPOSITE BEAM AND FLOORING SYSTEMS. *13th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2023* 2023;6:3568–74. <https://doi.org/10.52202/069179-0464>.
- [43] Sede Electrónica del Catastro 2024. <https://www.sedecatastro.gob.es/> (accessed July 12, 2024).
- [44] PLAN GENERAL DE ORDENACIÓN URBANA DEL MUNICIPIO DE SALAMANCA - Normativa Urbanística Tomo I. 2007.
- [45] PLAN GENERAL DE ORDENACIÓN URBANA DEL MUNICIPIO DE SALAMANCA - Normativa Urbanística Tomo II. 2007.
- [46] Ordenanza de Accesibilidad Integral para el Municipio de Salamanca (BOP núm. 149, 15 diciembre 1995). 1995.

- [47] CTE DE-SE-C Cimentaciones. Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo. 2019.
- [48] Instituto Geológico y Minero de España. Mapa Geotécnico General E.1:200.000 - Hoja 37 - Salamanca n.d.
<https://info.igme.es/catalogo/resource.aspx?catalog=1&ctt=1&distribution=1&lang=spa&dlang=eng&master=infoigme&resource=7941> (accessed May 24, 2024).
- [49] CTE DB-SI Seguridad en caso de incendios. Real decreto 732/2019, de 20 de diciembre. 2019.
- [50] Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo (España), España Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales. Guía técnica para la evaluación y prevención de los riesgos relativos a la utilización de los lugares de trabajo : Real Decreto 486/1997, de 14 de abril, B.O.E. nº 97, de 23 de abril. Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo; 2015.
- [51] CTE DB-SUA Seguridad de utilización y accesibilidad. Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo. 2022.
- [52] Detalles constructivos de CYPE 2024. <https://detallesconstructivos.cype.es/> (accessed July 12, 2024).
- [53] Muros cortina Aluminios Numancia n.d. <https://anusa.es/producto/muro-cortina-de-cristal-cortizo/> (accessed July 12, 2024).
- [54] Arquitectura de futuro: Futurismo 2024. <https://www.dlubal.com/es/img/045041> (accessed July 12, 2024).
- [55] Edificio Osiris 11 2023. <https://www.loopnet.com/Listing/Calle-Osiris-11-Madrid-MAD/29215472/> (accessed July 12, 2024).
- [56] Tetra5 Construcciones. Sistema de colocación de Fachadas ventiladas cerámicas 2015. <https://www.tetra5.com/noticias/fachadas-ventiladas-iv-sistemas-de-colocacion-fachada-ventilada-ceramica/> (accessed July 12, 2024).
- [57] El vidrio aplicado en mamparas y particiones de oficinas n.d. <https://mamparas-oficina.com/el-vidrio-aplicado-en-mamparas-y-particiones-de-oficinas/> (accessed July 12, 2024).
- [58] José Elías Bonells. CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO DE CUBIERTAS VERDES 2021. <https://jardinessinfronteras.com/2021/05/12/construccion-y-mantenimiento-de-cubiertas-verdes/> (accessed July 12, 2024).
- [59] AD+ Arquitectura. Cubiertas ajardinadas, un paso hacia la sostenibilidad 2014. <https://www.admasarquitectura.com/cubiertas-ajardinadas-un-paso-hacia-la-sostenibilidad/> (accessed July 12, 2024).
- [60] CUBIERTA EXTENSIVA CON RIEGO INTEGRADO n.d. <https://zinco-cubiertas-ecologicas.es/sistemas/cubierta-extensiva-con-riego-integrado> (accessed July 12, 2024).
- [61] UNE EN 10025-1 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras - Parte 1: Condiciones técnicas generales de suministro 2006.
- [62] ArcelorMittal Guía de aparcamientos con estructura metálica. n.d.

- [63] Havit Steel. Junta de dilatación de cubierta de acero sobre pilar de hormigón n.d. <https://havitsteelstructure.com/es/junta-de-dilatacion-de-cubierta-de-acero-sobre-pilar-de-hormigon/> (accessed July 12, 2024).
- [64] Catálogo MetsäWood Kerto LVL Q-panel 2023.
- [65] Romero A, Odenbreit C. Experimental investigation on novel shear connections for demountable steel-timber composite (STC) beams and flooring systems. Eng Struct 2024;304. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117620>.
- [66] Christoph Odenbreit. LinkedIn Profile 2024. <https://www.linkedin.com/in/christoph-odenbreit/> (accessed July 12, 2024).
- [67] Código Estructural (CE). Real Decreto 470/2021, de 29 de junio 2021.
- [68] CTE DB-SE Seguridad estructural. Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo. 2019.
- [69] CTE DB-SE-AE Acciones en la Edificación. Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo. 2009.
- [70] CTE DB-SE-A Acero. Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo. 2007.
- [71] EN 1991 1-1: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions Densities, self-weight, imposed loads for buildings 2019.
- [72] EN 1991 1-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions. Actions on structures exposed to fire 2019.
- [73] EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings 2013.
- [74] EN 1993 1-2: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules Structural fire design 2016.
- [75] Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings. 2016.
- [76] Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design 2016.
- [77] NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente. Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre 2002.
- [78] Ingenieros C. CYPE 3D - Memoria de cálculo. n.d.
- [79] Datasheet MetsäWood Kerto LVL Q-panel 2023.
- [80] Ariadna Guardiola Vállora. Pórticos Traslacionales e Intraslacionales n.d. <https://www.upv.es/visor/media/f5c8d7bf-a14c-9e44-b2c0-e58e990721a7/c> (accessed July 12, 2024).
- [81] Hassanieh A, Valipour HR, Bradford MA. Experimental and numerical investigation of short-term behaviour of CLT-steel composite beams. Eng Struct 2017;144. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.04.052>.
- [82] BS EN 26891, Timber Structures – Joints Made with Mechanical Fasteners —General Principles for the Determination of Strength and Deformation Characteristics, 1991 1991.

-
- [83] Budziak MP, Garbowski T. Failure Assessment of Steel-Concrete Composite Column Under Blast Loading. vol. 62. 2014.
- [84] Nguyen HT, Kim SE. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. J Constr Steel Res 2009;65:1909–20. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2009.06.010>.
- [85] Chybiński M, Polus. Experimental and numerical investigations of laminated veneer lumber panels. Archives of Civil Engineering 2021;67:351–72. <https://doi.org/10.24425/ace.2021.138060>.
- [86] Dorn M, Habrová K, Koubek R, Serrano E. Determination of coefficients of friction for laminated veneer lumber on steel under high pressure loads. Friction 2021;9:367–79. <https://doi.org/10.1007/s40544-020-0377-0>.
- [87] Reglamento de Instalaciones de Protección Contra Incendios (RIPCI) Real Decreto 513/2017, de 22 de mayo. 2017.
- [88] UNE EN 13501-2 Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación - Parte 2 2023.
- [89] Shan Raffel. L'art de lire le feu 2018. <https://www.ctif.org/es/node/1170> (accessed July 12, 2024).
- [90] Ficha técnica de producto PROMATECT-H - Placa de protección contra incendios n.d.
- [91] Catálogo comercial PROMATPAINT®-SC4 n.d.



II. ANEXO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA A TEMPERATURA AMBIENTE



1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1.1. Software empleado

Durante la realización del presente proyecto se han utilizado diversos programas comerciales para cada uno de los propósitos que engloban el Trabajo Final de Máster.

La definición de la envolvente del edificio y la determinación de la cargas de viento, nieve y peso propio de los elementos de fachada se realiza a través del GENERADOR DE PÓRTICOS del programa CYPE INGENIEROS en su versión Campus 2024.f. Con este programa se modela en dos dimensiones el pórtico principal y se confeccionan los datos iniciales de proyecto para posteriormente realizar una exportación tridimensional que facilite el modelado y verificación.

Para el cálculo estructural, análisis tensional y deformacional de la estructura portante metálica se emplea la herramienta de CYPE3D, dentro del programa CYPE INGENIEROS, en su versión Campus 2024.f. Con este, se modela la estructura del edificio, se verifica la resistencia y capacidad de los todos los elementos estructurales para el cumplimiento de la normativa vigente y se extraen los listados de comprobaciones y planos necesarios. Asimismo, se dimensionan y comprueban la cimentación y las uniones del proyecto.

Las simulaciones para la verificación de las vigas mixtas secundarias acero-madera requieren de un cálculo avanzado, por lo que se recurre al software ABAQUS de la empresa Dassault Systèmes en su versión 2023 mediante el cual se aplica el método de los elementos finitos.

El tratamiento de los planos extraídos de CYPE3D para su correcta composición e impresión y para lograr una comprensión que permita llevar a cabo la ejecución del proyecto, se realiza mediante el software AUTOCAD, de la empresa Autodesk, en su versión de estudiante 2024.

El replanteo del proyecto, así como la confección del presupuesto, se lleva a cabo mediante la herramienta ARQUÍMEDES y su GENERADOR DE PRECIOS del programa CYPE INGENIEROS en su versión Campus 2024.f.

1.2. Metodología de cálculo

Para llevar a cabo el dimensionado y cálculo de la estructura portante del edificio se sigue la siguiente metodología:

1. Definición de los datos generales de proyecto y la forma y dimensiones de la construcción para importar las cargas actuantes en la envolvente sobre el modelo de barras.
2. Desarrollo de un modelo de barras en el que se definen las dimensiones, secciones, orientaciones y vinculaciones de los componentes de la estructura.
3. Desarrollo de un modelo de cargas para introducir manual o automáticamente las cargas actuantes sobre las barras y nudos, tal y como establece la normativa del CTE DB SE-AE [69].
4. Desarrollo de un modelo de pandeo para determinar las condiciones de contorno y evaluar la capacidad de la estructura para soportar las cargas sin sufrir inestabilidades o el colapso debido al pandeo simple, lateral o latero-torsional.

5. Desarrollo de un modelo de flecha en el que se establecen los desplazamientos máximos absolutos y relativos para controlar las deformaciones de la estructura bajo las cargas actuantes.

Una vez se ha modelizado la estructura completa, se realiza un cálculo inicial para la comprobación de las barras y elementos de cimentación. A continuación, de forma iterativa, se realizan los cambios pertinentes en aquellos elementos que no verifiquen las exigencias de la norma, con el fin de garantizar el cumplimiento de esta.

Cabe destacar que el software de CYPE3D realiza el análisis de la estructura mediante el método matricial. Este, a partir de la matriz de rigidez de la estructura y del vector de cargas, calcula los desplazamientos en los nudos y con estos, los esfuerzos sobre cada barra. Así, obtiene las solicitaciones de cada elemento para seguir el procedimiento de comprobación según la normativa especificada por el usuario. De la memoria de cálculo del propio software [78], donde se explica la metodología seguida por el programa, se dice:

“Los estados límite y combinaciones para cada material y estado son los siguientes:

E.L.U. rotura. Hormigón en cimentaciones.

E.L.U. rotura. Acero (laminado y armado).

E.L.U. rotura. Acero (conformado).

Tensiones sobre el Terreno (acciones características).

Desplazamientos (acciones características).”

Por otra parte, para el cálculo mediante el método de los elementos finitos de las vigas secundarias se requiere de un procedimiento diferente con tal de asegurar el comportamiento deseado:

1. Desarrollo de un modelo tridimensional de la viga mixta acero-madera en el que se especifiquen las dimensiones, propiedades de los materiales, interacciones entre estos, condiciones de contorno y cargas actuantes.
2. Validación del modelo de mediante ensayos experimentales disponibles en la bibliografía revisada, realizados por diversos grupos de investigación de referencia internacional. Se busca variabilidad de ensayos, materiales y tipologías con tal de garantizar la robustez del modelo.
3. Simulación numérica mediante el modelo de elementos finitos del caso de carga más desfavorable de la viga secundaria dispuesta en el proyecto, para conocer su comportamiento estructural real.
4. Comprobación de los resultados y comparación con los estándares y límites fijados en la normativa para la verificación de la seguridad y capacidad del forjado.

2. MATERIALES

2.1. Acero

Todos los perfiles laminados de la estructura, los tirantes y las placas de anclaje del proyecto se realizan a partir de acero S355JR XCarb® de ArcelorMittal. El acero al carbono con límite elástico de 355 MPa, frente al más comúnmente empleado de 275 MPa, es cada vez más utilizada a nivel nacional para la construcción o la metalurgia, mientras que en el ámbito europeo es el grado más extendido.

La razón por la que se recurre a emplear el producto mencionado es la reducción de la huella de carbono del proyecto. La empresa tiene como objetivo la producción de un material neutro en emisiones gracias al reciclaje de aceros y el uso de energías renovables, por lo que la innovación le ha llevado a producir un acero capaz de reducir en un 85% las emisiones generadas en un proceso convencional. Con el objetivo de llevar a cabo un proyecto sostenible en todas sus fases, el primer paso es utilizar una materia prima menos contaminante.

Las propiedades nominales de este material son proporcionadas por la empresa siderúrgica y se muestran en la Tabla 4:

Tabla 4. Propiedades del acero S355JR XCarb® [6]

Límite elástico (f_y)	355 MPa
Módulo de elasticidad (E)	210 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.3
Módulo de cortadura (G)	81 GPa
Densidad (d)	78.50 kg/m ³
Coefficiente de dilatación térmica (α_t)	0.000012 K ⁻¹
Conductividad térmica (λ)	48 W/(mK)

Por otro lado, para los pernos de las placas de anclaje y para los armados de la cimentación se emplean barras de acero corrugado B500S cuyas propiedades nominales se resumen en la Tabla 5:

Tabla 5. Propiedades del acero B500S

Límite elástico (f_y)	500 MPa
Límite de rotura (f_u)	575 MPa
Módulo de elasticidad (E)	206 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.3
Módulo de cortadura (G)	81 GPa
Densidad (d)	78.50 kg/m ³
Alargamiento de rotura (ϵ_s)	16 %

2.2. Hormigón

Para la puesta en obra de la cimentación del edificio es preciso emplear dos tipos diferentes de hormigón para lograr una correcta respuesta estructural.

Tras la excavación de los huecos de las zapatas y vigas de atado se precisa de un hormigón de limpieza para regularizar la base y paredes verticales, buscando un asiento plano para el hormigón estructural. Esta primera capa será de tan solo 10 centímetros de espesor y no cumplirá ninguna función resistente. Además, según el Código Estructural [67], este material *“tiene como fin evitar la desecación del hormigón estructural durante su vertido, así como una posible contaminación de éste durante las primeras horas de su hormigonado”*. Según las recomendaciones de la norma, el hormigón utilizado es un HL-150/B/20 y sus propiedades se muestran en la Tabla 6:

Tabla 6. Propiedades del HL-150/B/20

Resistencia a compresión (f_{ck})	<20 MPa
Dosificación mínima de cemento	150 kg/m ³
Consistencia (C)	Blanda
Tamaño máximo de árido (TM)	20 mm

El material estructural de las zapatas y vigas de atado será un hormigón armado. Este debe cumplir con las condiciones de tipificación expuestas en el apartado 33.6 del Código Estructural [67]. Puesto que el proyecto busca al máximo la componente sostenible, una parte del árido empleado en el hormigón de las zapatas será reciclado (máximo un 20%). Es por ello que la resistencia a compresión máxima no podrá ser superior a los 40 MPa. El tipo de ambiente al que se expone el hormigón de las zapatas es XC2, habitual en este tipo de soluciones, ya que se trata de una situación en la que el hormigón armado está *“permanentemente en contacto con agua o enterrado en suelos no agresivos”*, con el riesgo de deteriorarse por carbonatación.

En función del tipo de ambiente es posible determinar las prescripciones mínimas respecto a la calidad que debe cumplir el hormigón según el apartado 42.2.1 del Código Estructural [67]:

Tabla 7. Prescripciones respecto a la calidad del hormigón (Fuente: Código Estructural [67])

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Máxima relación agua/cemento.	Masa	0,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,55	0,50	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50
	Armado	0,60	0,60	0,60	0,55	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,55	0,50	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50
	Pretensado	0,60	0,60	0,60	0,55	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,45	0,50	0,50	0,50
Contenido mínimo de cemento (kg/m ³).	Masa	200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	275	300	275	300	275	300	325	300	300	300
	Armado	250	275	275	300	300	300	325	350	325	325	325	300	325	300	325	325	350	350	325	325	325
	Pretensado	275	300	300	300	300	300	325	350	325	325	325	300	325	300	325	325	350	350	325	325	325
Resistencia característica (N/mm ²).	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30

Con todo ello, el hormigón seleccionado para la cimentación estructural del edificio es un HRA/30/F/20/XC2 y sus propiedades se resumen en la Tabla 8:

Tabla 8. Propiedades del HRA-30/B/20/XC2

Tipo de hormigón	Armado con árido reciclado (HRA)
Resistencia a compresión (f_{ck})	30 MPa
Consistencia (C)	Fluida
Tamaño máximo de árido (TM)	20 mm
Porcentaje máximo de árido reciclado	20 %
Tipo de ambiente	XC2 (húmedo, raramente seco)
Máxima relación agua/cemento (A/C)	0,60
Contenido mínimo de cemento	275 kg/m ³
Tipo de cemento	CEM I (pórland)

2.3. Madera

El material empleado para el forjado se compone losas de madera LVL apoyadas sobre vigas secundarias metálicas y conectadas a estas mediante conectores de rasante desmontables.

Dado que este material es ortótropo y las propiedades son significativamente mejores en la orientación longitudinal de las fibras, con el LVL se buscan aplicaciones en las que los esfuerzos actúen mayoritariamente en una sola dirección. Es por ello se usa en forjados unidireccionales actuando conjuntamente con perfiles metálicos laminados.

La Tabla 9 resume las propiedades obtenidas por ensayo de los tableros de LVL empleados y recogidas en la hoja de especificaciones técnicas de la empresa comercializadora, Metsä Wood [79].

Tabla 9. Propiedades de los paneles LVL [79]

Características esenciales	Símbolo	Prestaciones
		Kerto® Q-panel (espesor 27-75 mm)
Densidad	ρ	kg/m³
Densidad, valor medio	ρ_{mean}	510
Módulo de elasticidad	E	N/mm²
Paralelo a la fibra, al largo	$E_{0,mean}$	10500
Paralelo a la fibra, al ancho	$E_{90,mean}$	2000
Perpendicular a la fibra, vertical	$E_{90,edge,mean}$	2400
Módulo de resistencia a cortante	G	N/mm²
Vertical	$G_{0,edge,mean}$	600
Horizontal, paralelo a la fibra	$G_{0,flat,mean}$	120
Horizontal, paralelo a la fibra	$G_{90,flat,mean}$	22
Resistencia a tracción	f_t	N/mm²
Paralelo a la fibra	$f_{t,0,k}$	26.0
Perpendicular a la fibra, vertical	$f_{t,90,edge,k}$	6.0
Perpendicular a la fibra, horizontal	$f_{t,90,flat,k}$	NPD
Resistencia a compresión	f_c	N/mm²
Paralelo a la fibra	$f_{c,0,k}$	26.0

Perpendicular a la fibra, vertical	$f_{c,90,edge,k}$	9.0
Perpendicular a la fibra, horizontal	$f_{c,90,flat,k}$	2.2
Resistencia a cortante	f_v	N/mm²
Vertical	$f_{v,0,edge,k}$	4.5
Horizontal, paralelo a la fibra	$f_{v,0,flat,k}$	1.3
Horizontal, paralelo a la fibra	$f_{v,90,flat,k}$	0.6

3. ACCIONES SOBRE EL EDIFICIO

En la norma CTE DB SE-AE [69] se determinan las acciones actuantes que se deben de tener en cuenta para garantizar las exigencias de seguridad y aptitud de servicio en el cálculo estructural. En esta, se diferencian entre tres categorías en función de su variación en el tiempo: acciones permanentes, variables y accidentales.

En los siguientes apartados se definirán las acciones que se consideran, así como las combinaciones o hipótesis de cálculo, según la normativa vigente.

3.1. Acciones permanentes

Son aquellas que “*actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante*”. Contrariamente a lo que se puede intuir por su denominación, su magnitud puede ser variable con el tiempo en el caso de tratarse de acciones reológicas o de pretensado.

No obstante, para el presente proyecto se considerarán como acciones permanentes solo las del peso propio de los elementos estructurales y elementos constructivos (cerramientos, tabiquería, revestimientos y equipo fijo).

El peso de las barras que conforman la estructura portante del edificio se considera de forma intrínseca en el software de cálculo (CYPE3D). A partir de la longitud del elemento y del peso lineal de la sección del perfil seleccionado se aplica una carga uniformemente distribuida en sentido vertical y hacia abajo.

El peso propio del forjado unidireccional de planta se obtiene a partir de la densidad de la madera, testada por el fabricante, el espesor de la losa y la densidad de acero de las vigas secundarias. Con todo ello se obtiene un valor de peso propio por unidad de superficie de 0.8 kN/m², que siempre quedará del lado de la seguridad.

$$\rho_{LVL} = 510 \text{ kg/m}^3 \rightarrow q_{LVL} = \rho_{LVL} \cdot g \cdot e = 510 \text{ kg/m}^3 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 \cdot 0.144 \text{ m} = 0.72 \text{ kN/m}^2$$

Para considerar la carga de los cerramientos verticales de compartimentación de la planta se considera una carga de tabiquería ligera de 1kN/m².

Los acabados de planta se suponen con un peso total de 0.75 kN/m² considerando el peso de un pavimento pisable cerámico (solado) y los enlucidos de los cerramientos horizontales.

Además, en cada una de las plantas transitables, se considera una carga uniformemente distribuida en toda la planta de 0.2 kN/m² correspondientes al paso de instalaciones a través de un suelo técnico bajo el solado.

Puesto que la losa del forjado mixto se realiza a partir de un material combustible como es la madera, se precisa de una protección pasiva que limite el incremento de temperatura en una situación de incendio por debajo de los 300°C, con el fin de evitar la pirólisis del material. Quedando del lado de la seguridad, se prevé una carga superficial de los paneles de protección de 0.25 kN/m².

En conclusión, la carga permanente que ha de soportar una planta intermedia del edificio de oficinas proyectado alcanza los 3.0 kN/m².

Para considerar el peso de los peldaños en las escaleras se asume un valor conservador de 1kN/m² sobre la cruja de las zancas.

Finalmente, el peso de la cubierta ajardinada se determina a partir de una recomendación de la Norma Tecnológica de Jardinería (NTJ) 11 Cubiertas Verdes. Puesto que cuenta con un espesor de sustrato de entre 10 y 12 cm y varias capas de drenaje y recogida de lixiviados, se toma un valor de 1.5 kN/m² (aproximadamente 1500 kg/m²) para el forjado de cubierta.

La Tabla 10 resume las cargas permanentes consideradas en el proyecto:

Tabla 10. Cargas permanentes del proyecto

Peso propio de la estructura	Considerado por CYPE3D
Peso propio forjado	0.8 kN/m ²
Tabiquería interior	1.0 kN/m ²
Solado y acabados (enlucidos)	0.75 kN/m ²
Suelo técnico + instalaciones	0.2 kN/m ²
Protección pasiva del forjado	0.25 kN/m ²
Peldaño (escaleras)	1.0 kN/m ²
Cubierta ajardinada extensiva	1.5 kN/m ²

3.2. Acciones variables

Se consideran acciones variables aquellas que “*pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas*”. Según el CTE DB SE-AE [69] las acciones variables a considerar son: la sobrecarga de uso, el viento y la nieve.

3.2.1. Sobrecarga de uso

Se trata de una carga gravitatoria uniformemente aplicada en toda su área de actuación y su magnitud depende del uso que tenga el espacio.

En el presente proyecto se diferencian dos usos diferentes:

1. Sobre los forjados de la primera y segunda planta el uso es administrativo, puesto que se desarrolla una actividad terciaria de oficinas. Según la normativa, esta situación corresponde a una categoría de uso B.
2. La cubierta del edificio tiene una inclinación mínima para garantizar el drenaje del agua de riego o de lluvia, con lo que esta es muy inferior a los 20°. Puesto que se trata de una cubierta no transitable en la que se accederá exclusivamente para las labores de mantenimiento, la categoría de uso es G1. Cabe destacar que en ese caso la sobrecarga de uso aplicada no será concomitante con el resto de las acciones variables del proyecto.

Los valores característicos de sobrecarga se extraen de la Tabla 3.1 del CTE DB SE-AE [69] (Tabla 11):

Tabla 11. Valores característicos de sobrecargas de uso (Fuente: CTE DB SE-AE [69])

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 ⁽⁴⁾⁽¹⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Por último, según el apartado 3.1.1 del CTE DB SE-AE [69], “*en las zonas de acceso y evacuación de los edificios de las zonas de categorías A y B, tales como portales, mesetas y escaleras, se incrementará el valor correspondiente a la zona servida en 1 kN/m²*”.

3.2.2. Viento

Las acciones meteorológicas como el viento provocan efectos de empuje y succión sobre los edificios que se traducen en esfuerzos sobre la estructura. La magnitud y la distribución de dichos esfuerzos depende de la climatología, la forma del edificio o del entorno de la construcción, entre otros aspectos. La acción del viento puede expresarse según la expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (1)$$

Siendo,

q_b la presión dinámica del viento, obtenida según el mapa del Anejo D de la normativa.

c_e el coeficiente de exposición.

c_p el coeficiente eólico o de presión.

En función de la posición geográfica (Figura 43), la norma establece la velocidad media del aire mediante la cual es posible calcular la presión dinámica que ejerce el viento sobre la estructura.



Figura 43. Valor básico de la velocidad del viento (Fuente: CTE DB SE-AE [69])

Como se observa, Salamanca se encuentra en la zona eólica A, por lo que la velocidad básica se puede estimar en 26 m/s. Con ello se obtiene el valor de la presión dinámica a partir de:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot (v_b)^2 \quad (2)$$

Siendo,

δ la densidad del aire, pudiéndose adoptar el valor de 1.25 kg/m³.

v_b la velocidad básica del viento en función de la posición geográfica dentro del territorio.

Sustituyendo valores en la ecuación (2), se obtiene un valor de la presión dinámica de 0.4225 kN/m².

“El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 3.4, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento”.

Tabla 12. Valores del coeficiente de exposición (Fuente: CTE DB SE-AE [69])

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

Puesto que la edificación se sitúa en un entorno urbano y su altura de cubierta es de 10.5 metros sobre rasante, el coeficiente de exposición del proyecto es de:

$$c_e (\text{grado IV} ; z = 10.5 \text{ m}) = 1.8$$

Por último, la normativa dice que “en edificios de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción de viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción de viento”.

Tabla 13. Coeficiente eólico en edificios de pisos (Fuente: CTE DB SE-AE [69])

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coefficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coefficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Siendo la esbeltez (h/d) del edificio de 0.66 para el viento lateral y de 0.21 para el viento frontal (Figura 44) se puede concluir que los coeficientes de presión del proyecto son:

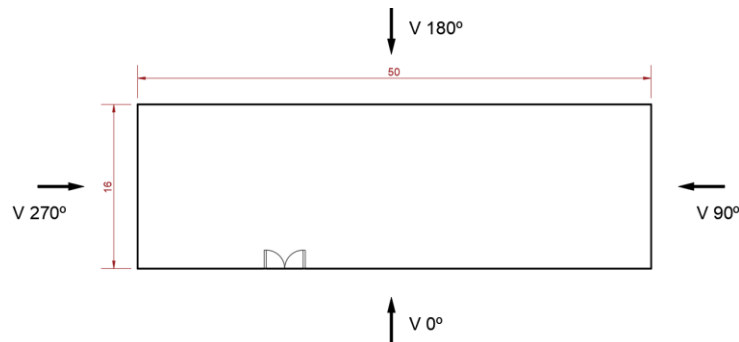


Figura 44. Direcciones relativas del viento

$$\text{Viento frontal (0° y 180°)} \rightarrow c_p = +0.7 ; c_s = -0.3$$

$$\text{Viento lateral (90° y 270°)} \rightarrow c_p = +0.744 ; c_s = -0.4$$

Aplicando la ecuación (1) con los valores de proyecto previamente justificados, la acción del viento estática que se ejerce sobre la estructura en un plano perpendicular a la dirección del viento es:

$$\text{Viento frontal (0° y 180°)} \rightarrow q_{e,p} = +0.532 \text{ kN/m}^2 ; q_{e,s} = -0.228 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Viento lateral (90° y 270°)} \rightarrow q_{e,p} = +0.566 \text{ kN/m}^2 ; q_{e,s} = -0.304 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3. Nieve

La carga superficial provocada por la nieve en la cubierta del edificio depende del clima, la localización del edificio y la posibilidad de que se produzcan acumulaciones debido a la forma de la cubierta. El valor característico de la acción de la nieve se obtiene como:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (3)$$

Siendo,

μ el “coeficiente de forma de la cubierta” que para cubiertas planas, como la del edificio proyectado, toma un valor de la unidad según el apartado 3.5.3.

s_k “el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal” que se obtiene de la Tabla 3.8 (Tabla 14) de la normativa:

Tabla 14. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia (Fuente: CTE DB SE-AE [69])

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	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Sevilla	1.090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Soria	0	0,9
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Castellón	0	0,2	Málaga	40	0,2	Teruel	550	0,9
Ciudad Real	640	0,2	Murcia	130	0,2	Toledo	0	0,5
Córdoba	100	0,6	Orense / Ourense	230	0,4	Toledo	0	0,2
Coruña / A Coruña	0	0,2	Oviedo	740	0,5	Valencia/València	690	0,4
Cuenca	1.010	0,3	Palencia	0	0,4	Valladolid	520	0,7
Gerona / Girona	70	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Granada	690	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	210	0,4
		0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Zaragoza	0	0,5
						Ceuta y Melilla		0,2

Así, se puede concluir que la acción variable de la nieve genera sobre la cubierta una distribución uniforme de carga con valor de 0.5 kN/m².

No obstante, cabe destacar que la acción conjunta del viento y la nieve pueden generar distribuciones asimétricas de carga. Por ello, la propia norma indica que se deben tener en cuenta redistribuciones de carga por lo que las hipótesis de nieve consideradas en el proyecto son:

N(EI): Nieve (estado inicial).

N(R): Nieve (redistribución).

3.3. Acciones accidentales

El CTE DB SE [68] define este tipo de acciones como *“aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña, pero de gran importancia”*. Se distinguen fundamentalmente tres tipos de acciones accidentales: incendio, sismo e impacto.

3.3.1. Incendio

Las acciones que provoca un incendio sobre la estructura son competencia del CTE DB SI [49], el cual en la exigencia SI-6 establece las condiciones que debe verificar la estructura del edificio para cumplir las exigencias básicas de la norma.

La resistencia al fuego mínima que debe de garantizar un elemento principal de la estructura depende del uso del edificio y de la altura de evacuación del mismo. En el presente Trabajo Final de Máster la construcción alberga oficinas, por lo que se trata de un edificio de uso Administrativo cuya altura máxima de evacuación es de 10.50 metros. Así, según la Tabla 3. 1 (Tabla 15) se determina la resistencia al fuego mínima que debe garantizar la estructura:

Tabla 15. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales (Fuente: CTE DB SI [49])

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

Por tanto, se debe asegurar que los elementos portantes mantienen su capacidad al menos durante 60 minutos de exposición al fuego.

Los cálculos bajo la situación de incendio siguen el procedimiento recomendado por la normativa y se detallan en el Anexo de Cálculo de la estructura en Situación de Incendio.

3.3.2. Sismo

La Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación del 2002 (en adelante NCSE-02) proporciona *“los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto”*.

En esta se clasifican los edificios según su importancia en: moderada, normal y especial. Un edificio de oficinas como el del presente proyecto tiene una importancia normal ya que su destrucción *“puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la comunidad, o producir pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos”*.

Según el mapa sísmico de la NCSE-02 (Figura 45), la ciudad de Salamanca tiene una aceleración básica inferior a 0.04 veces la aceleración de la gravedad ($a_b < 0.04g$).

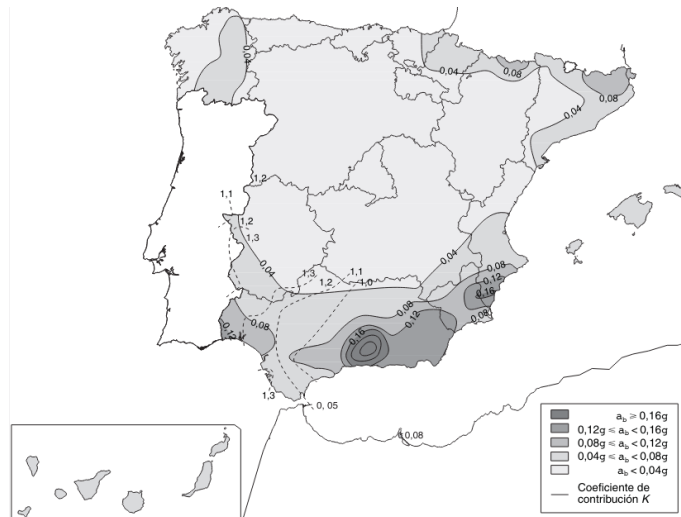


Figura 45. Mapa de peligrosidad sísmica (Fuente: NCSE-02)

En el apartado 1.2.3 la norma determina que las acciones sísmicas se deben considerar en cualquier caso a excepción de:

“- Las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración básica a_b sea inferior a 0,04g siendo g la aceleración de la gravedad.

- Las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art. 2.1) sea inferior a 0,08g”.

Dado que en el proyecto se cumplen ambas condiciones, no se consideran las acciones accidentales sísmicas.

3.3.3. Impacto

Los impactos que contempla la normativa son en cualquier caso accidentales, puesto que no es posible considerar la casuística particular de un impacto intencionado.

La magnitud de este tipo de acciones depende de la masa, geometría y velocidad del cuerpo impactante, así como de si el choque se produce desde el interior o del exterior y se representarán como una carga puntual actuando horizontalmente a una altura determinada.

En el presente proyecto no es posible que se produzcan impactos desde el interior, puesto que no es una zona transitable por vehículos. Además, la previsión de un muro que delimite la parcela ocupada disminuye la probabilidad y las consecuencias de un impacto exterior.

Por todo ello, no se consideran este tipo de acciones en el proyecto.

3.3.4. Otras acciones accidentales

En el apartado 4.4 del CTE DB SE-AE [69] se especifica que “en los edificios con usos tales como fábricas químicas, laboratorios o almacenes de materiales explosivos, se hará constar en el proyecto las acciones accidentales específicas consideradas, con indicación de su valor característico y su modelo”.

Puesto que el edificio proyectado no queda enmarcado dentro de los posibles usos en los que pueda preverse otro tipo de acciones accidentales, no se consideran.

3.4. Bases de cálculo

El CTE DB SE [68] regula los principios y exigencias que debe cumplir toda edificación en cuanto a capacidad portante y aptitud al servicio a lo largo del periodo de vida de la construcción. Este último depende de la importancia del proyecto. Dado que se trata de un edificio convencional y no requiere de indicaciones particulares, se asume el periodo de servicio general de 50 años.

A lo largo de su vida útil la estructura debe de verificar la capacidad portante, entendiéndose por esta *“la aptitud de un edificio para asegurar, con la fiabilidad requerida, la estabilidad del conjunto y la resistencia necesaria”* y la aptitud al servicio, que se define como *“la aptitud de asegurar el funcionamiento de la obra, el confort de los usuarios y de mantener el aspecto visual”*.

Para comprobar los requisitos mencionados, la normativa plantea situaciones bajo las que deberá someterse la estructura a fin de garantizar que en situaciones desfavorables es capaz de soportar los esfuerzos y desplazamientos inducidos, manteniéndolos dentro de unos márgenes determinados. Estas situaciones se conocen como Estados Límite.

3.5. Estados límite

El CTE DB SE [68] define los Estados Límites como *“aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguna de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido”*.

Según si las situaciones consideradas generan la inutilización de la estructura por colapso o inestabilidad, o simplemente deterioran una parte afectando a la apariencia o al confort, se distingue entre estados límite último y de servicio, respectivamente.

3.5.1. Estados Límite Últimos (E.L.U.)

“Los estados límite últimos son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo.”

Puesto que el resultado de no asegurar la resistencia estructural es fatal en las hipótesis enmarcadas en esta categoría, la magnitud de las acciones se multiplica por coeficientes de seguridad (Tabla 16) para modificar su valor característico en función de su naturaleza favorable o desfavorable.

Tabla 16. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones (Fuente: CTE DB SE [68])

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	

3.5.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S.)

“Los estados límite de servicio son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.”

A diferencia de los anteriores, estas situaciones pueden ser reversibles o irreversibles y se limitan los desplazamientos y las vibraciones que pueden aparecer en la estructura bajo un estado de carga menos exigente.

3.6. Combinación de acciones

La normativa española emplea un procedimiento para la verificación de los Estados Límite en el que los efectos de las acciones y la resistencia de los materiales se ponderan por coeficientes de mayoración o reducción para obtener valores de cálculo.

Este método se conoce como “Verificación basada en coeficientes parciales de seguridad” y tiene en cuenta la variabilidad de magnitud o posición de las acciones, la variabilidad en las propiedades de los materiales y las pequeñas imperfecciones geométricas. No obstante, “los valores de cálculo no tienen en cuenta la influencia de errores humanos groseros. Estos deben evitarse mediante una dirección de obra, utilización, inspección y mantenimiento adecuados.”

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones se muestran en la Tabla 16 mientras que los coeficientes de seguridad del material se obtienen de la Figura 46:

$\gamma_{M0} = 1,05$	coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material
$\gamma_{M1} = 1,05$	coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad
$\gamma_{M2} = 1,25$	coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión
$\gamma_{M3} = 1,1$	coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Servicio.
$\gamma_{M3} = 1,25$	coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Último.
$\gamma_{M3} = 1,4$	coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida.

Figura 46. Coeficientes parciales de seguridad del material (Fuente CTE DB SE-A [70])

Además, el método establece coeficientes de combinación de acciones en función de la probabilidad de ocurrencia para evaluar la respuesta de la estructura frente a hipótesis con varias acciones actuando de forma simultánea (Tabla 17).

Tabla 17. Coeficientes de simultaneidad (Fuente CTE DB SE [68])

	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

A partir de los coeficientes parciales de seguridad y de los coeficientes de combinación, la normativa establece las combinaciones que deben realizarse para verificar las exigencias de seguridad.

3.6.1. Capacidad portante

Para la verificación de la capacidad portante de la estructura de la construcción se utilizará una combinación de acciones persistente o transitoria. El valor de cálculo que permitirá definir los esfuerzos sobre los elementos se obtendrá de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (4)$$

Siendo,

$G_{k,j}$ el valor característico de la acción permanente j.

P el valor característico de la acción de pretensado.

$Q_{k,1}$ el valor característico de la acción variable principal.

$Q_{k,j}$ el valor característico de la acción variable i.

γ el coeficiente de seguridad de las acciones según la Tabla 16.

$\psi_{0,i}$ el coeficiente de combinación de la acción i según la Tabla 17.

3.6.2. Aptitud al servicio

Para la verificación de la aptitud al servicio hay tres combinaciones posibles en función de las acciones que se consideren, ya que en cada uno de los E.L.S. se controla una deformación diferente.

Cabe destacar que en estas combinaciones el coeficiente de seguridad de las acciones toma el valor de la unidad, por lo que el valor característico de las acciones y el de cálculo son iguales.

a) Acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles (combinación característica):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

b) Acciones de corta duración que pueden resultar reversibles (combinación frecuente):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,i} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6)$$

c) Acciones de larga duración (combinación casi permanente):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7)$$

4. PREDIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

Con el propósito de reducir el tiempo de cálculo del software empleado, en el presente apartado se realiza un predimensionado simplificado de los elementos principales de la estructura a partir de las comprobaciones más demandantes.

4.1. Predimensionado por pandeo

La condición geométrica que recomienda el DB SE-A [70] para los elementos principales de la estructura portante es limitar a 2.0 la esbeltez reducida de la barra, calculada como:

$$\bar{\lambda} = \lambda_i / \lambda_{lim} \quad (8)$$

Siendo,

λ_i la esbeltez mecánica de la barra en el eje i

$$\lambda_i = \frac{\beta_i \cdot L}{i_i} \quad (9)$$

β_i el coeficiente de pandeo en el eje i en función de las condiciones de contorno de la barra.

L la longitud real de la barra a estudiar.

i_i el radio de giro de la sección del perfil referida al eje i .

λ_{lim} la esbeltez límite del material obtenida según la expresión:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} \quad (10)$$

Asumiendo un acero S355JR para toda la estructura, que las vigas principales y secundarias se encuentran articuladas en ambos extremos ($\beta = 1.0$) y que el pilar se encuentra empotrado en la base y articulado sin posibilidad de traslación en los encuentros con el forjado de planta y de cubierta, la Tabla 18 resume los resultados del predimensionado por pandeo.

Tabla 18. Resultados predimensionado por pandeo

Barra	Long (m)	β	λ_{lim}	λ_{max}	i_{min} (mm)	Perfil
Viga principal	6.0	1.0	76.41	2.0	39.26	IPE 120
Viga secundaria	10.0	1.0	76.41	2.0	65.44	IPE 160
Pilar (planta baja)	3.5	0.7	76.41	2.0	16.03	HEB 100
Pilar (planta intermedia/superior)	3.5	1.0	76.41	2.0	22.90	HEB 100
Pilar completo	10.5	0.7	76.41	2.0	48.10	HEB 120

Cabe destacar que las condiciones de contorno asumidas para los pilares quedan justificadas en el apartado 5.1.1, en el que se realiza un estudio de traslacionalidad de la estructura.

4.2. Predimensionado por flecha

Para los elementos que trabajan fundamentalmente a flexión en la estructura se realiza un segundo predimensionado a fin de cumplir con el E.L.S. de Deformaciones.

Según el DB SE [68], los límites de flecha relativa que se deben verificar en función del criterio son:

- **Integridad:** “considerando solo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento – $L/400$ en pisos con tabique ordinarios o pavimentos rígidos con juntas”.
- **Confort:** “considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que $1/350$ ”.
- **Apariencia:** “ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que $1/300$ ”.

Siendo la carga permanente sobre los forjados de 3 kN/m², la sobrecarga de uso de 2 kN/m², y calculando la flecha de un elemento biapoyado bajo una carga uniformemente distribuida como:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E \cdot I_i} \quad (11)$$

Siendo,

p la carga lineal uniformemente distribuida en kN/m.

L la longitud real de la barra en metros.

E el módulo de elasticidad del material, 210 GPa.

I_i la inercia a flexión del elemento en el eje de flexión i .

Con todo ello, la Tabla 19 resume los resultados del predimensionado por flecha de los elementos principales.

Tabla 19. Resultados predimensionado por flecha

Barra	Long (m)	Integridad		Confort		Apariencia		Perfil
		p (kN/m)	I_{min} (cm ⁴)	p (kN/m)	I_{min} (cm ⁴)	p (kN/m)	I_{min} (cm ⁴)	
Viga principal interior	6.0	20.0	10715	20.0	9375	30.0	12054	IPE 360
Viga principal de fachada	6.0	10.0	5358	10.0	4688	15.0	6027	IPE 360
Viga secundaria	10.0	5.0	12401	5.0	10851	7.5	13951	IPE 300

A partir de los resultados obtenidos por los dos métodos se escogerá el perfil más desfavorable. Adicionalmente, para facilitar la puesta en obra y la materialización de las uniones entre barras, se buscará en todo caso que el canto de las vigas secundarias del forjado sea igual o menor que la de las vigas del pórtico al que acometen.

5. DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

En el siguiente apartado se presentarán los valores introducidos para el cálculo, justificando cada uno de ellos, y se mostrarán las comprobaciones realizadas a fin de demostrar el cumplimiento de las exigencias estructurales.

Con intención de reducir el anexo de cálculo y evitar información redundante para la presentación de los resultados, se mostrarán las comprobaciones de los elementos más significativos o solicitados de cada tipo de barra, siendo el resultado extrapolable al resto.

5.1. Modelo de pandeo

5.1.1. Estudio de traslacionalidad

Con la intención de caracterizar la condición de traslacionalidad de la estructura portante del edificio, se realiza un estudio siguiendo el procedimiento expuesto en el apartado 5.3.1 del DB SE-A [70]. Este consiste en realizar un análisis en régimen lineal para obtener en cada planta el coeficiente:

$$r = \frac{V_{Ed}}{H_{Ed}} \cdot \frac{\delta_{H,d}}{h} \quad (12)$$

Siendo,

V_{Ed} el valor de cálculo de las cargas verticales totales en la planta considerada (axil de los pilares).

H_{Ed} el valor de cálculo de las cargas horizontales totales (cortante en la base de los pilares).

$\delta_{H,d}$ el desplazamiento horizontal relativo de la planta.

h la altura de la planta considerada

La Figura 47 ejemplifica los esfuerzos a considerar en un caso de carga simplificado.

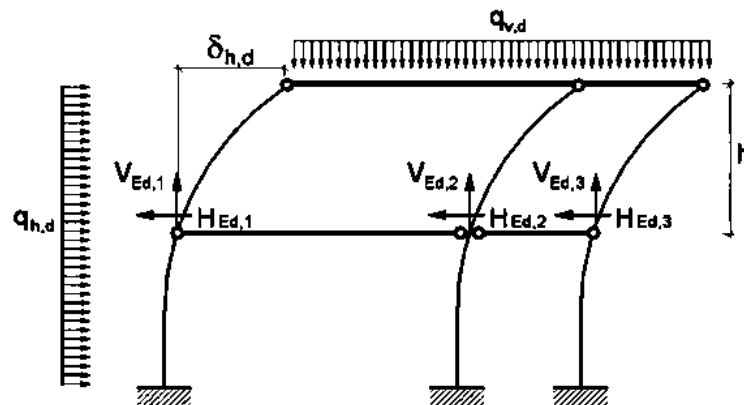


Figura 47. Ejemplo de estudio de traslacionalidad [80]

Este factor evalúa la relación entre los efectos de segundo orden provocados por el desplome de las plantas con respecto a los efectos de primer orden. Si se verifica que en cada planta el coeficiente es inferior a 0.1 se puede justificar que la estructura es intraslacional en la dirección considerada.

Con ello, se busca la hipótesis de carga que mayor desplome relativo induzca en cada planta y a partir de los esfuerzos resultantes se evalúa el efecto de los desplazamientos.

La Tabla 20 resume los valores obtenidos para cada planta del estudio realizado en el plano XZ:

Tabla 20. Estudio de traslacionalidad en el plano XZ

PLANO XZ	Planta Baja	Planta 1ª	Planta 2ª
ΣV_{Ed} (kN)	13380	8297	3376
ΣH_{Ed} (kN)	441	201.6	116.9
$\delta_{H,d}$ (mm)	6.327	5.485	2.966
h (m)	3.5	3.5	3.5
r	0.055	0.064	0.024
$\dot{\epsilon} r \leq 0.1$?	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

La Tabla 21 resume los valores obtenidos para cada planta del estudio realizado en el plano XY:

Tabla 21. Estudio de traslacionalidad en el plano XY

PLANO XY	Planta Baja	Planta 1ª	Planta 2ª
ΣV_{Ed} (kN)	13621	8702	3855
ΣH_{Ed} (kN)	88.4	48.9	15.7
$\delta_{H,d}$ (mm)	2.032	1.446	0.615
h (m)	3.5	3.5	3.5
r	0.089	0.074	0.043
$\dot{\epsilon} r \leq 0.1$?	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

En conclusión, con los resultados presentados anteriormente se ha demostrado la intraslacionalidad del edificio en ambas direcciones, por lo que se puede asumir que la cabeza de los pilares de planta se mantiene fija.

5.1.2. Parámetros de pandeo

Garantizada la intraslacionalidad del edificio, y gracias al uso de uniones articuladas es posible utilizar coeficientes de pandeo canónicos sin necesidad de tener en cuenta la rigidez de las barras que acometen a un nudo.

En los pilares se distinguen dos tramos en función de las condiciones de contorno. En la planta baja, donde se empotran en su base y se apoyan en su encuentro con las vigas, se considera un coeficiente de $\beta = 0.7$ para los dos planos de flexión. Por otro lado, en el caso de los tramos de la primera y segunda planta, los nudos de encuentro con las vigas se consideran articulaciones perfectas sin desplazamiento horizontal y por tanto se toma $\beta = 1.0$ en ambos planos.

Con respecto a las vigas de los pórticos principales, estas se encuentran articuladas en sus extremos a los pilares, de forma que las cargas gravitatorias en el plano del pórtico hacen que se comporten como un sistema isostático con $\beta = 1.0$. Mientras tanto, ante un esfuerzo en el plano perpendicular, las uniones con las vigas secundarias y la propia rigidez del forjado reducirían la longitud de cálculo a la separación entre vigas secundarias.

Las vigas secundarias del forjado que soportan la losa de madera e interconectan los pórticos entre sí, se articulan en sus extremos a las vigas principales. Ante cualquier esfuerzo en su propio plano de

flexión, su longitud de cálculo a pandeo coincide con su longitud real, por lo que tienen un coeficiente de pandeo de $\beta = 1.0$. En el plano del forjado, por otra parte, no se tiene en cuenta el pandeo, ya que la rigidez de la losa de madera, junto con los conectores de rasante, imposibilita que la viga se deforme fuera de su plano de trabajo.

Por último, las barras de arriostramiento que actúan como tirantes, no se consideran en el cálculo a pandeo debido a que se trata de cables pretensados que no trabajan a compresión por lo que en ningún caso serán susceptibles de pandear.

Cabe mencionar que exclusivamente los pilares interiores se consideran en el cálculo del pandeo lateral-torsional. La rigidez de los cerramientos de fachada y del forjado restringen la posibilidad de que se produzca este fenómeno en los pilares de fachada. No obstante, en el caso de los pilares interiores, se considera un coeficiente $\beta_{LT} = 1.0$ para quedar del lado de la seguridad. Pese a ello, las vinculaciones articuladas con el resto de elementos de la estructura hacen que el esfuerzo de flexión que llega a estos pilares sea bajo, por lo que la comprobación del pandeo lateral no es determinante en el dimensionado.

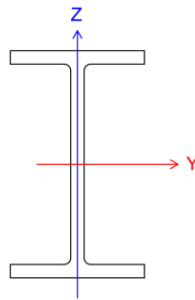


Figura 48. Ejes de barra según CYPE3D

Siendo el eje X el longitudinal de la barra y los ejes Z e Y los ejes de la sección, según se indica en la Figura 48 para un perfil IPE, la Tabla 22 resume los parámetros de pandeo de los elementos principales de la estructura portante:

Tabla 22. Modelo de pandeo

Barra	Plano XZ	Plano XY
Pilar (Planta Baja)	$\beta = 0.7$	$\beta = 0.7$
Pilar (Plantas 1ª y 2ª)	$\beta = 1.0$	$\beta = 1.0$
Viga principal	$\beta = 1.0$	$L_k = 2.5 \text{ m}$
Viga secundaria	$\beta = 1.0$	$\beta = 0$
Tirantes	$\beta = 0$	$\beta = 0$
Pilares interiores	$\beta_{LT} = 1.0$	$\beta_{LT} = 1.0$

5.2. Modelo de flecha

Según el apartado 4.3.3 del DB SE [68], los valores límite para los elementos de la estructura son:

- Para las vigas principales y secundarias y las barras de la subestructura de las escaleras, la flecha relativa será menor de $L/400$, por tratarse de un edificio con tabiques ordinarios.

- Para los pilares, el desplome local no será mayor de L/250, mientras que el desplome total no superará L/500.
- Para el resto de elementos de la estructura se fijará un valor de flecha relativa máxima de L/300.

5.3. Comprobaciones a realizar

En el siguiente apartado se presentan y detallan las comprobaciones que se realizarán a cada uno de los elementos del modelo con el fin de justificar el cumplimiento de los requisitos de la normativa vigente.

Cabe destacar que se evitarán las secciones esbeltas (clase 4), según el apartado 5.2.4 del DB SE-A [70] y preferentemente se buscarán sección de clase 1 o 2 para poder maximizar el aprovechamiento del material hasta la plastificación.

5.3.1. E.L.S. de Deformaciones

Con esta comprobación se garantiza la exigencia de aptitud al servicio a partir de los tres criterios expuestos en el apartado 3.6.2 del presente anexo de cálculos.

Aplicando los esfuerzos sobre las barras bajo la hipótesis más desfavorable y mediante el método matricial, el software de cálculo obtiene los desplazamientos en los nudos y los compara con los valores límite fijados en el modelo de flecha.

Con carácter general, el procedimiento de cálculo se basa en obtener la ecuación de la elástica derivando dos veces la ecuación de momentos de la barra, obteniendo las constantes de integración con las condiciones de contorno en los extremos de la barra y calculando la deformación de cada sección.

5.3.2. E.L.U. de Resistencia de las Secciones

La máxima de todas las comprobaciones que engloba este ELU se basan en verificar que la resistencia de cálculo de la sección crítica de la barra sea superior al efecto de cálculo de las acciones bajo la hipótesis más desfavorable.

$$E_d \leq R_d$$

Existen múltiples comprobaciones de resistencia de las secciones:

Resistencia de las secciones a tracción

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) \quad (13)$$

Siendo,

$N_{t,Rd}$ el esfuerzo axil plástico de la sección calculado como:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14)$$

$N_{u,Rd}$ el esfuerzo axil último de la sección calculado como:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{neta} \cdot f_{ud} = 0.9 \cdot A_{neta} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (15)$$

A el área de la sección transversal de sección de estudio.

f_y el límite elástico del material del perfil.

γ_{M0} el coeficiente de corrección del material relativo a la plastificación.

f_u el límite último de rotura del material del perfil.

γ_{M2} el coeficiente de corrección del material relativo a la resistencia última.

Resistencia de las secciones a cortante

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \quad (16)$$

Siendo A_v el área resistente a cortante que se simplifica para perfiles en I o H con la expresión:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad (17)$$

Resistencia de las secciones a flexión

Para secciones de clase 1 y 2:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \quad (18)$$

Siendo W_{pl} el módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión de la sección crítica estudiada.

Para secciones de clase 3:

$$M_{pl,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd} \quad (19)$$

Siendo W_{el} el módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión de la sección crítica estudiada.

Resistencia de las secciones a torsión

Cabe destacar que no se permite la torsión de las barras por lo que no se requiere de esta comprobación. No obstante, de ser precisa, la norma exige que se cumpla la siguiente condición.

$$M_{T,Ed} \leq M_{TRd}$$

Siendo $M_{T,Rd}$ el momento torsor resistente de la sección calculado como:

$$M_{T,Rd} = W_T \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (20)$$

Flexión compuesta sin cortante

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1 \quad (21)$$

Interacción flexión y cortante

Solo será necesario comprobarla cuando $V_{Ed} \geq 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$, en ese caso:

$$M_{Ed} \leq M_{v,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_{yd} \quad (22)$$

Siendo ρ un coeficiente que minora la resistencia de la sección a flexión por el efecto conjunto de la flexión y el cortante calculado como:

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (23)$$

Flexión, axil y cortante

Solo será necesario comprobarla cuando $V_{Ed} \geq 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$, en ese caso *“la resistencia de la sección para el conjunto de esfuerzos se determinará utilizando para el área de cortante un valor reducido del límite elástico (o alternativamente del espesor) conforme al factor (1- ρ)”*.

Cortante y torsión

$$V_{c,Ed} \leq V_{c,Rd} \quad (24)$$

Flexión y torsión

Cabe destacar que no se permite la torsión de las barras por lo que no se requiere de esta comprobación. No obstante, de ser precisa, la norma exige que se cumpla la siguiente condición.

$$M_{c,T,Ed} \leq M_{c,T,Rd} = \left[1 - \frac{\sigma_{W,Ed}}{f_{yd}} \right] \cdot M_{c,Rd} \quad (25)$$

Siendo $\sigma_{W,Ed}$ la tensión normal máxima determinada *“mediante las expresiones de la teoría de torsión no uniforme”*.

5.3.3. E.L.U. de Resistencia del Elemento (Pandeo)

Compresión pura

Según dice la normativa *“como capacidad a pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, puede tomarse:”*

$$N_{c,Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (26)$$

Siendo,

A el área de la sección transversal para las secciones de clase 1, 2 y 3.

f_y el límite elástico del acero.

γ_{M1} el coeficiente de corrección del material relativo a los fenómenos de inestabilidad.

χ el coeficiente de reducción por pandeo, el cual se puede obtener con el siguiente procedimiento:

1. Determinación de la esbeltez reducida del perfil.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (27)$$

Siendo,

N_{cr} el axil crítico de la sección calculado como:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I \quad (28)$$

2. Obtención de la curva de pandeo de la sección (Tabla 23) a partir de la geometría del perfil.

Tabla 23. Curva de pandeo en función de la sección transversal (Fuente CTE DB SE-A [70])

Tipo de sección	Tipo de acero	S235 a S355		S450		
		Eje de pandeo ⁽¹⁾				
		y	z	y	z	
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40$ mm	a	b	a_0	a_0
		40 mm $< t \leq 100$ mm	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100$ mm	b	c	a	a
		$t > 100$ mm	d	d	c	c
Perfiles simples U, T, chapa, redondo macizo 			c	c	c	c

3. Cálculo del coeficiente de imperfección elástica del material (Tabla 24).

Tabla 24. Coeficiente de imperfección elástica (Fuente: CTE DB SE-A [70])

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coeficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

4. Cálculo del coeficiente de reducción por pandeo

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} \leq 1 \quad (29)$$

Donde,
$$\phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0.2) + (\bar{\lambda}_k)^2 \right] \quad (30)$$

Flexocompresión:

Pandeo sobre el eje fuerte (y-y):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + 0.6 \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (31)$$

Pandeo sobre el eje débil (z-z) de una sección que no puede pandear por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + 0.6 \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (32)$$

Pandeo sobre el eje débil (z-z) de una sección que puede pandear por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{LT,y} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (33)$$

Siendo,

 χ_i el coeficiente de reducción por pandeo sobre el eje i. χ_{LT} el coeficiente de pandeo latero torsional. Para piezas no susceptibles a sufrir pandeo por torsión se tomará $\chi_{LT} = 1$. Para obtenerlo, previamente se deben calcular parámetros secundarios como:

El momento de torsión crítico.

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LT,v}^2 + M_{LT,w}^2} \quad (34)$$

El momento resistente de torsión uniforme.

$$M_{LT,v} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot E \cdot I_T \cdot I_z} \quad (35)$$

El momento resistente de torsión no uniforme.

$$M_{LT,w} = C_1 \cdot W_{el,y} \cdot E \cdot \frac{\pi^2}{L_c^2} \cdot i_{f,z}^2 \quad (36)$$

La esbeltez reducida del pandeo lateral-torsional.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y}}{M_{cr}}} \cdot f_y \quad (37)$$

A continuación, se debe seleccionar la curva de pandeo correspondiente y el coeficiente de imperfección elásticos del material para el pandeo lateral (Tabla 25) para finalmente obtener el coeficiente de reducción (χ_{LT}).

Tabla 25. Curva de pandeo LT y coeficiente de imperfección LT (Fuente: CTE DB SE-A [70])

Elemento	Límites	Curva de pandeo	α_{LT}
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34
Elemento armado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	c	0,49
	$h/b > 2$	d	0,76
Elementos con otras secciones	-	d	0,76

k_i el coeficiente de interacción que considera el hecho de existir una compresión y flexión simultánea. La Tabla 26 permite determinar el valor de dicho coeficiente.

Tabla 26. Coeficientes de interacción (Fuente: CET DB SE-A[70])

Clase	Tipo de sección	k_y	k_z	k_{yLT}
1 y 2	I, H, abiertas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
	Hueca de la da		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

$c_{m,i}$ el coeficiente de momento equivalente, que depende de la forma del diagrama de momentos flectores, según la Tabla 6.10 del DB SE-A [70] (Tabla 27):

Tabla 27. Coeficientes de momento equivalente (Fuente: CTE DB SE-A [70])

Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriestrados en dirección
$c_{m,y}$	y-y	z-z
$c_{m,z}$	z-z	y-y
$c_{m,LT}$	y-y	y-y
Diagrama de Flectores		Factor de momento uniforme equivalente
		$c_{m,y} = c_{m,i} (i=y)$ $c_{m,z} = c_{m,i} (i=z)$ $c_{m,LT} = c_{m,i} (i=LT)$
Momentos de extremo $-1 \leq \psi \leq 1$ 		$c_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$
Momento debido a cargas laterales coplanarias 		$c_{m,i} = 0,9$
Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos 		$c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $-1 \leq \alpha \leq 0$ $c_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $0 \leq \alpha \leq 1$
		$c_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ con $-1 \leq \alpha_h \leq 1$

Destacar que las ecuaciones anteriores consideran una sección de clase 1 o 2, por lo que si se tratara de una sección de clase 3 se deberían emplear los valores del módulo resistente elástico en lugar del plástico.

5.4. Dimensionado del pórtico interior (Alineación C)

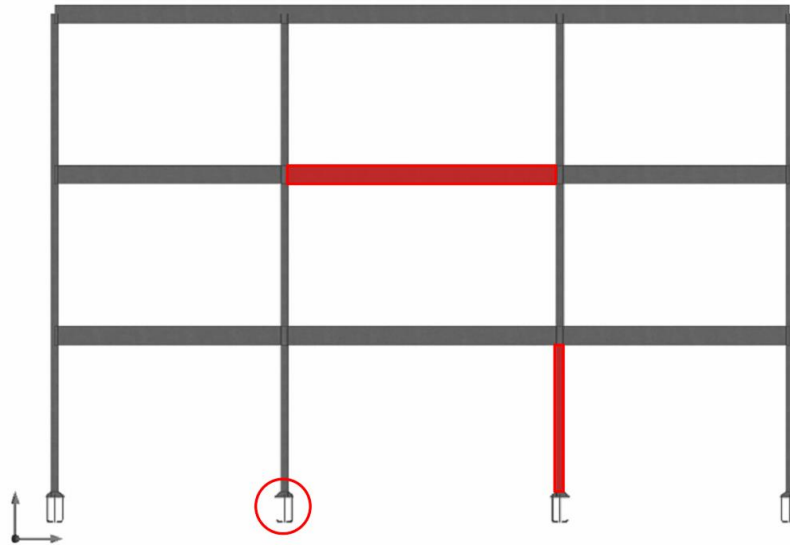


Figura 49. Barras representativas del pórtico interior (alineación C)

La Figura 49 remarca en color rojo los elementos más representativos del pórtico interior de estudio:

- Pilar de planta baja: Barra N31/N32
- Viga principal: Barras N66/N215 + N215/N206 + N206/N70 (Pieza N66/N70)
- Placa de anclaje tipo 2: Nudo 29

5.4.1. Descripción de las barras singulares

La Tabla 28 describe las barras a comprobar:

Tabla 28. Descripción de las barras significativas del pórtico interior

Descripción											
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)			bxy	bxz	LbSup. (m)	LbInf. (m)
Tipo	Designación				Indeformable origen	Deformable	Indeformable extremo				
Acero laminado	S355	N31/N69	N31/N32	HE 160 B (HEB)	-	3.500	-	0.70	0.70	3.500	3.500
		N66/N215	N66/N70	IPE 400 (IPE)	0.080	1.920	-	1.00	1.00	-	-
		N215/N206	N66/N70	IPE 400 (IPE)	-	2.000	-	1.00	1.00	-	-
		N206/N70	N66/N70	IPE 400 (IPE)	-	1.920	0.080	1.00	1.00	-	-

Notación:
 Ni: Nudo inicial
 Nf: Nudo final
 bxy: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'
 bxz: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'
 LbSup.: Separación entre arriostramientos del ala superior
 LbInf.: Separación entre arriostramientos del ala inferior

5.4.2. Comprobación de resistencia

La Tabla 29 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia sobre las barras significativa.

Destacar que los esfuerzos se han obtenido de la combinación de carga más desfavorable en la sección más solicitada de cada barra.

Tabla 29. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas del pórtico interior

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N31/N69	92.16	0.000	-1053.572	0.027	2.794	0.00	6.59	-0.01	GV	Cumple
N66/N215	65.83	2.000	0.000	0.000	-150.663	0.00	290.89	0.00	G	Cumple
N215/N206	65.93	1.000	0.000	0.000	0.000	0.00	291.33	0.00	G	Cumple
N206/N70	65.83	0.000	0.000	0.000	150.663	0.00	290.89	0.00	G	Cumple

5.4.3. Comprobación de flecha

La Tabla 30 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones del E.L.S. de Deformaciones sobre los elementos más significativos.

Tabla 30. Comprobación de flecha sobre las barras significativas del pórtico interior

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
	N31/N32	4.812	0.21	5.469	1.84	5.031	0.41	5.469
	4.812	L/(>1000)	5.469	L/(>1000)	4.812	L/(>1000)	5.469	L/(>1000)
N66/N70	3.320	0.00	2.920	10.35	3.320	0.00	2.920	10.34
	-	L/(>1000)	2.920	L/564.0	-	L/(>1000)	2.920	L/564.6

5.4.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 31 resume los resultados del cálculo de todos los E.L.U. realizados sobre las barras más significativas en la hipótesis más desfavorable y sobre la sección crítica.

Tabla 31. Resumen de las comprobaciones de ELU del pórtico interior

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado	
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_y V_z$		$M_z V_y$
N31/N69	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,máx}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N_c $x: 0 \text{ m}$ $\eta = 87.9$	M_y $x: 0 \text{ m}$ $\eta = 10.3$	M_z $x: 0 \text{ m}$ $\eta = 0.6$	V_z $\eta = 1.2$	V_y $\eta < 0.1$	$M_y V_z$ $\eta < 0.1$	$M_z V_y$ $\eta < 0.1$	$N M_y M_z$ $x: 0 \text{ m}$ $\eta = 92.2$	$N M_y M_z V_y V_z$ $\eta < 0.1$	M_t $M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	$M_y V_z$ N.P. ⁽³⁾	$M_z V_y$ N.P. ⁽³⁾	CUMPLE $\eta = 92.2$
N66/N215	N.P. ⁽⁴⁾	$x: 0.081 \text{ m}$ $\lambda_w \leq \lambda_{w,máx}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	$x: 2 \text{ m}$ $\eta = 65.8$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁶⁾	$x: 0.08 \text{ m}$ $\eta = 18.3$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	$x: 0.081 \text{ m}$ $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁹⁾	N.P. ⁽¹⁰⁾	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE $\eta = 65.8$
N215/N206	N.P. ⁽⁴⁾	$\lambda_w \leq \lambda_{w,máx}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	$x: 1 \text{ m}$ $\eta = 65.9$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁶⁾	$x: 0 \text{ m}$ $\eta = 0.1$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	$x: 0 \text{ m}$ $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁹⁾	N.P. ⁽¹⁰⁾	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE $\eta = 65.9$
N206/N70	N.P. ⁽⁴⁾	$x: 0 \text{ m}$ $\lambda_w \leq \lambda_{w,máx}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	$x: 0 \text{ m}$ $\eta = 65.8$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁶⁾	$x: 1.92 \text{ m}$ $\eta = 18.3$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	$x: 0 \text{ m}$ $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁹⁾	N.P. ⁽¹⁰⁾	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE $\eta = 65.8$
<p>Notación:</p> <ul style="list-style-type: none"> $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez λ_w: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión eje Y M_z: Resistencia a flexión eje Z V_z: Resistencia a corte Z V_y: Resistencia a corte Y $M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados $M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados $N M_y M_z$: Resistencia a flexión y axial combinados $N M_y M_z V_y V_z$: Resistencia a flexión, axial y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión $M_y V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados $M_z V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <ul style="list-style-type: none"> ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axial de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axial de compresión ni de tracción. ⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axial de compresión. ⁽⁶⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽⁷⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁸⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁹⁾ No hay interacción entre axial y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽¹⁰⁾ No hay interacción entre momento flector, axial y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. 																

5.4.5. Placa de anclaje tipo 2

A continuación, se presentan los resultados del cálculo de la unión entre el pilar y la cimentación.

5.4.5.1. Detalle de la unión

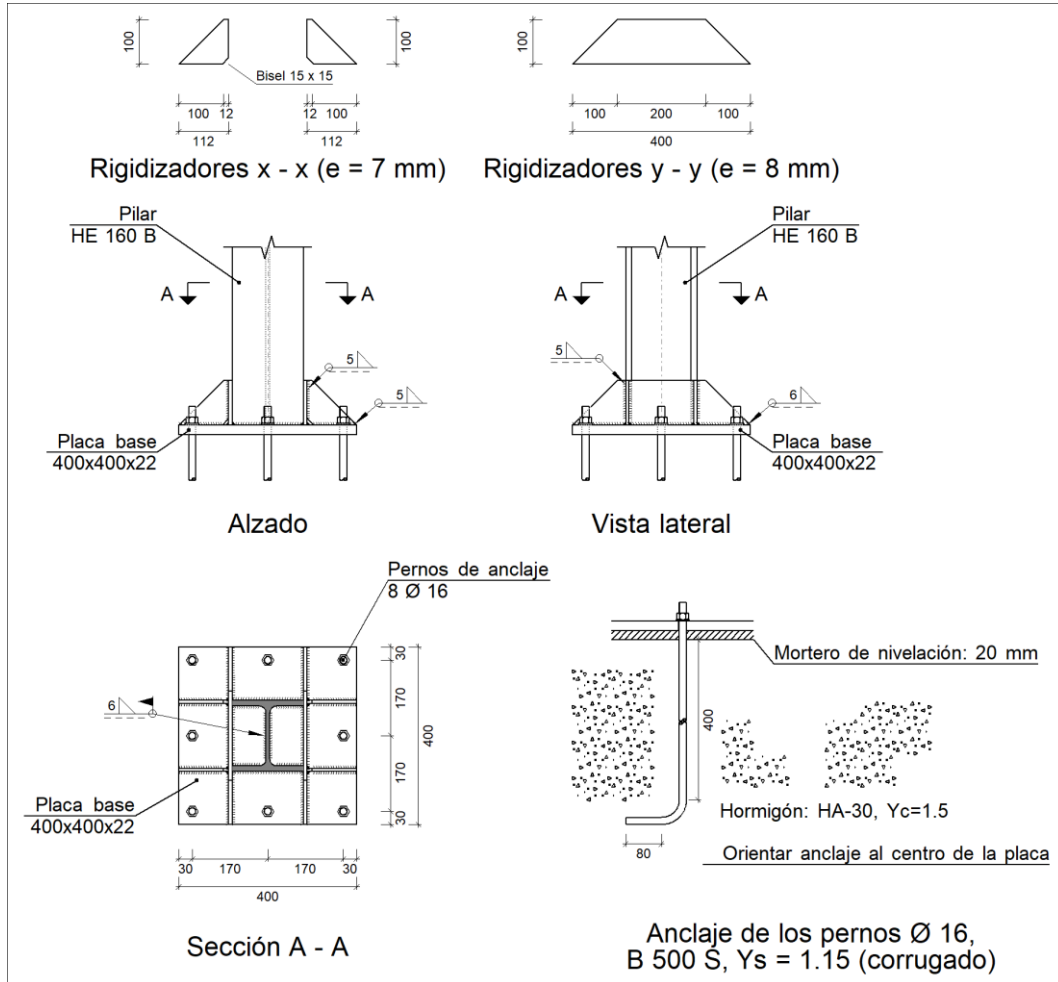


Figura 50. Detalle constructivo de la unión tipo 2

5.4.5.2. Comprobaciones del pilar HEB 160

Tabla 32. Comprobaciones de la unión tipo 2 sobre el pilar

Comprobaciones geométricas de soldadura								
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)			
Soldadura perimetral a la placa	En ángulo	6	772	8.0	90.00			
<i>a: Espesor garganta</i> <i>l: Longitud efectiva</i> <i>t: Espesor de piezas</i>								
Comprobación de resistencia								
Ref.	Tensión de Von Mises				Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)		
Soldadura perimetral a la placa	La comprobación no procede.						470.0	0.90

5.4.5.3. Comprobaciones de la placa de anclaje

Tabla 33. Comprobaciones de la placa de anclaje de la unión tipo 2

Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 48 mm Calculado: 170 mm	Cumple
Separación mínima pernos-perfil: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 24 mm Calculado: 73 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 24 mm Calculado: 30 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a X: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 38.7 Calculado: 33.8	Cumple Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 16 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 80.31 kN Calculado: 56.02 kN Máximo: 56.22 kN Calculado: 14.05 kN Máximo: 80.31 kN Calculado: 76.09 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 63.92 kN Calculado: 57.79 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 476.19 MPa Calculado: 312.256 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 238.02 kN Calculado: 14.05 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 338.095 MPa Calculado: 336.584 MPa Calculado: 336.669 MPa Calculado: 312.59 MPa Calculado: 313.702 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 2603.54 Calculado: 2602.79 Calculado: 2654.17 Calculado: 2755.48	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 338.095 MPa Calculado: 290.591 MPa	Cumple

Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		

5.4.5.1. Comprobaciones de la soldadura

Tabla 34. Comprobaciones geométricas de la soldadura de la unión tipo 2

Comprobaciones geométricas de soldadura					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Rigidizador x-x (y = -77): Soldadura a la placa base	En ángulo	5	112	7.0	90.00
Rigidizador x-x (y = -77): Soldadura al rigidizador en el extremo	En ángulo	5	85	7.0	90.00
Rigidizador x-x (y = -77): Soldadura a la placa base	En ángulo	5	112	7.0	90.00
Rigidizador x-x (y = -77): Soldadura al rigidizador en el extremo	En ángulo	5	85	7.0	90.00
Rigidizador x-x (y = 77): Soldadura a la placa base	En ángulo	5	112	7.0	90.00
Rigidizador x-x (y = 77): Soldadura al rigidizador en el extremo	En ángulo	5	85	7.0	90.00
Rigidizador x-x (y = 77): Soldadura a la placa base	En ángulo	5	112	7.0	90.00
Rigidizador x-x (y = 77): Soldadura al rigidizador en el extremo	En ángulo	5	85	7.0	90.00
Rigidizador y-y (x = -84): Soldadura a la placa base	En ángulo	6	400	8.0	90.00
Rigidizador y-y (x = 84): Soldadura a la placa base	En ángulo	6	400	8.0	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Tabla 35. Comprobaciones de resistencia de la soldadura de la unión tipo 2

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Rigidizador x-x (y = -77): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador x-x (y = -77): Soldadura al rigidizador en el extremo	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador x-x (y = -77): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador x-x (y = -77): Soldadura al rigidizador en el extremo	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador x-x (y = 77): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador x-x (y = 77): Soldadura al rigidizador en el extremo	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador x-x (y = 77): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador x-x (y = 77): Soldadura al rigidizador en el extremo	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador y-y (x = -84): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							470.0	0.90
Rigidizador y-y (x = 84): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							470.0	0.90

5.5. Dimensionado del pórtico de fachada (Alineación A)

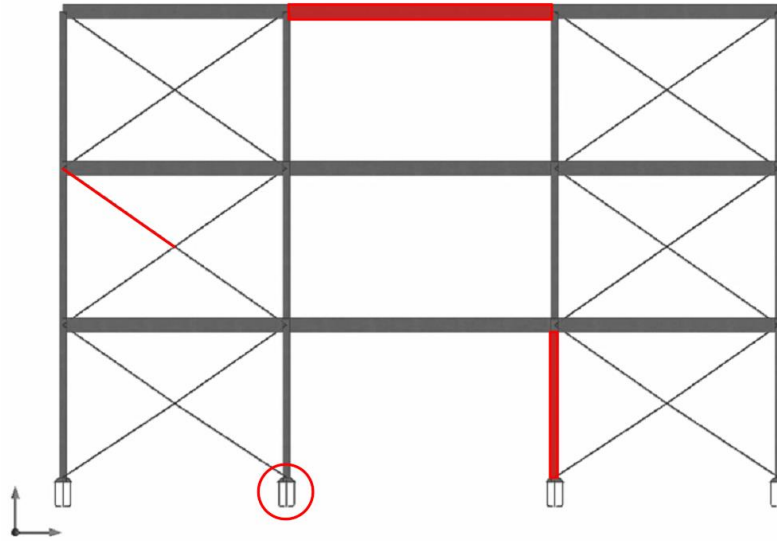


Figura 51. Barras representativas del pórtico de fachada (alineación A)

La Figura 51 remarca en color rojo los elementos más representativos del pórtico de fachada de estudio:

- Pilar de planta baja: Barra N268/N55
- Viga principal de cubierta: Barras N46/N195 + N195/N189 + N189/N48 (Pieza N46/N48)
- Tirante de arriostamiento: Barra 164/N49
- Placa de anclaje tipo 2 (cálculos análogos a los que se presentan en el apartado 5.4.5)

5.5.1. Descripción de las barras singulares

La Tabla 36 describe las barras a comprobar:

Tabla 36. Descripción de las barras significativas del pórtico de fachada (alineación A)

Descripción											
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)			b_{xy}	b_{xz}	$Lb_{sup.}$ (m)	$Lb_{inf.}$ (m)
Tipo	Designación				Indeformable origen	Deformable	Indeformable extremo				
Acero laminado	S355	N268/N55	N47/N48	HE 160 B (HEB)	-	3.500	-	0.70	0.70	-	-
		N46/N195	N46/N48	IPE 330 (IPE)	0.080	1.920	-	1.00	1.00	-	-
		N195/N189	N46/N48	IPE 330 (IPE)	-	2.000	-	1.00	1.00	-	-
		N189/N48	N46/N48	IPE 330 (IPE)	-	1.920	0.080	1.00	1.00	-	-
		N164/N49	N164/N49	R 24 (R)	-	2.954	0.098	0.00	0.00	-	-

Notación:
Ni: Nudo inicial
Nf: Nudo final
b_{xy}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'
b_{xz}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'
Lb_{sup.}: Separación entre arriostamientos del ala superior
Lb_{inf.}: Separación entre arriostamientos del ala inferior

5.5.2. Comprobación de resistencia

La Tabla 37 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia sobre las barras significativa.

Destacar que los esfuerzos se han obtenido de la combinación de carga más desfavorable en la sección más solicitada de cada barra.

Tabla 37. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas del pórtico de fachada (A)

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N268/N55	66.61	0.000	-603.743	-10.491	-2.885	0.00	-7.81	-5.55	GV	Cumple
N46/N195	46.01	2.000	0.000	-0.027	-59.193	0.00	124.80	0.05	G	Cumple
N195/N189	47.07	1.000	0.000	0.030	0.000	0.00	127.83	0.02	G	Cumple
N189/N48	45.93	0.000	0.000	-0.003	59.193	0.00	124.80	-0.01	G	Cumple
N164/N49	45.77	0.000	-60.667	0.000	-0.070	0.00	-0.04	0.00	GV	Cumple

5.5.3. Comprobación de flecha

La Tabla 38 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones del E.L.S. de Deformaciones sobre los elementos más significativos.

Tabla 38. Comprobación de flecha sobre las barras significativas del pórtico de fachada (A)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N47/N48	8.969	2.24	5.469	1.84	8.969	3.94	5.469	3.62
	8.969	L/(>1000)	5.469	L/(>1000)	8.969	L/(>1000)	5.469	L/(>1000)
N46/N48	2.120	0.27	2.920	11.19	2.120	0.42	2.920	13.12
	2.120	L/(>1000)	2.920	L/521.8	2.120	L/(>1000)	2.920	L/522.3
N164/N49	1.266	0.00	1.688	3.94	1.266	0.00	1.688	3.95
	1.266	L/(>1000)	1.688	L/750.3	1.266	L/(>1000)	1.688	L/750.6

5.5.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 39 resume los resultados del cálculo de todos los E.L.U. realizados sobre las barras más significativas en la hipótesis más desfavorable y sobre la sección crítica.

Tabla 39. Resumen de las comprobaciones de ELU del pórtico de fachada (A)

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	λ	l_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
N268/N55	$\lambda < 2.0$ Cumple	$l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 48.4	x: 0 m h = 7.5	x: 3.4 m h = 10.4	h = 1.0	x: 3.4 m h = 1.3	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 66.6	h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE h = 66.6
N46/N195	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.081 m $l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	x: 2 m h = 45.9	x: 2 m h = 0.7	x: 0.08 m h = 11.8	h < 0.1	x: 0.081 m h < 0.1	x: 0.272 m h < 0.1	x: 2 m h = 46.0	x: 0.272 m h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE h = 46.0
N195/N189	N.P. ⁽⁴⁾	$l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	x: 1 m h = 47.0	x: 0 m h = 0.7	x: 0 m h = 1.0	h < 0.1	x: 0 m h < 0.1	h < 0.1	x: 1 m h = 47.1	h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE h = 47.1
N189/N48	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	x: 0 m h = 45.9	x: 0 m h = 0.1	x: 1.92 m h = 11.8	h < 0.1	x: 0 m h < 0.1	x: 0 m h < 0.1	x: 0 m h = 45.9	x: 0 m h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE h = 45.9
N164/N49	$\lambda < 2.0$ Cumple	-	x: 2.953 m h = 34.9	x: 0 m h = 40.8	x: 0 m h = 5.0	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁶⁾	x: 0 m h = 0.1	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	x: 0 m h < 0.1	N.P. ⁽⁸⁾	x: 0 m h = 45.8	x: 0 m h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE h = 45.8

Notación:

- λ : Limitación de esbeltez
- l_w : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
- N_t : Resistencia a tracción
- N_c : Resistencia a compresión
- M_y : Resistencia a flexión eje Y
- M_z : Resistencia a flexión eje Z
- V_z : Resistencia a corte Z
- V_y : Resistencia a corte Y
- $M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
- $M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
- $N M_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados
- $N M_y M_z V_y V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
- M_t : Resistencia a torsión
- $M_t V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
- $M_t V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
- x: Distancia al origen de la barra
- h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
- N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):

- ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
- ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
- ⁽³⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
- ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión ni de tracción.
- ⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.
- ⁽⁶⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
- ⁽⁷⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
- ⁽⁸⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

5.6. Dimensionado del pórtico de fachada (Alineación F)

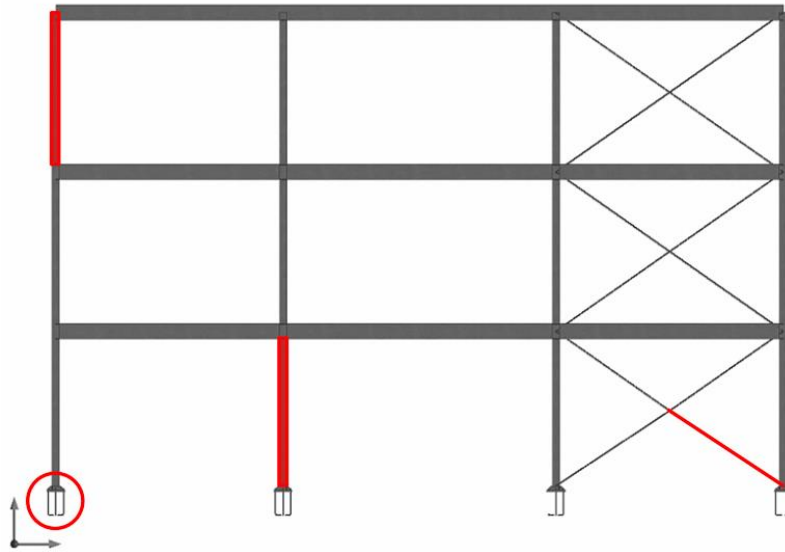


Figura 52. Barras representativas del pórtico de fachada (alineación F)

La Figura 52 remarca en color rojo los elementos más representativos del pórtico de fachada de estudio:

- Pilar de planta baja: Barra N89/N22
- Pilar de planta segunda: Barra N41/N42
- Tirante de arrostramiento: Barra N275/N175
- Placa de anclaje tipo 2 (cálculos análogos a los que se presentan en el apartado 5.4.5)

5.6.1. Descripción de las barras singulares

La Tabla 40 describe las barras a comprobar:

Tabla 40. Descripción de las barras significativas del pórtico de fachada (alineación F)

Descripción											
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)			b_{xy}	b_{xz}	$L_{b_{sup.}}$ (m)	$L_{b_{inf.}}$ (m)
Tipo	Designación				Indeformable origen	Deformable	Indeformable extremo				
Acero laminado	S355	N89/N22	N21/N22	HE 160 B (HEB)	-	3.500	-	1.00	1.00	-	-
		N41/N92	N41/N42	HE 160 B (HEB)	-	3.500	-	0.70	0.70	-	-
		N275/N175	N275/N175	R 24 (R)	0.096	2.753	0.146	0.00	0.00	-	-

Notación:
Ni: Nudo inicial
Nf: Nudo final
b_{xy}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'
b_{xz}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'
L_{b_{sup.}}: Separación entre arriostramientos del ala superior
L_{b_{inf.}}: Separación entre arriostramientos del ala inferior

5.6.2. Comprobación de resistencia

La Tabla 41 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia sobre las barras significativa.

Destacar que los esfuerzos se han obtenido de la combinación de carga más desfavorable en la sección más solicitada de cada barra.

Tabla 41. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas del pórtico de fachada (F)

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N89/N22	21.53	0.000	-111.040	5.060	-6.582	0.00	-4.19	3.12	GV	Cumple
N41/N92	62.99	0.000	-512.836	11.164	2.979	0.00	8.89	6.62	GV	Cumple
N275/N175	73.01	1.473	-100.407	0.000	-0.003	0.00	0.04	0.00	GV	Cumple

5.6.3. Comprobación de flecha

La Tabla 42 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones del E.L.S. de Deformaciones sobre los elementos más significativos.

Tabla 42. Comprobación de flecha sobre las barras significativas del pórtico de fachada (F)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N21/N22	8.969	1.26	5.250	1.96	8.969	2.10	5.250	3.92
	8.969	L/(>1000)	5.469	L/(>1000)	8.969	L/(>1000)	5.469	L/(>1000)
N41/N42	8.969	2.22	5.469	1.87	8.969	3.93	5.469	3.65
	8.969	L/(>1000)	5.469	L/(>1000)	8.969	L/(>1000)	5.469	L/(>1000)
N275/N175	1.573	0.00	1.377	7.21	1.573	0.00	1.377	7.21
	-	L/(>1000)	1.377	L/381.7	-	L/(>1000)	1.377	L/382.1

5.6.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 43 resume los resultados del cálculo de todos los E.L.U. realizados sobre las barras más significativas en la hipótesis más desfavorable y sobre la sección crítica.

Tabla 43. Resumen de las comprobaciones de ELU del pórtico de fachada (F)

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado	
	λ	l_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	M_yV_z	M_zV_y	NM_yM_z	$NM_yM_zV_yV_z$	M_t	M_tV_z		M_tV_y
N89/N22	$\lambda < 2.0$ Cumple	$l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$x: 0 \text{ m}$ $h = 14.2$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 8.0$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 8.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 4.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 0.9$	$h < 0.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h < 0.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 21.5$	$h < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE h = 21.5
N41/N92	$\lambda < 2.0$ Cumple	$l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$x: 0 \text{ m}$ $h = 48.3$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 7.9$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 11.5$	$h = 1.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 1.3$	$h < 0.1$	$h < 0.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 63.0$	$h < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE h = 63.0
N275/N175	$\lambda < 2.0$ Cumple	-	$x: 2.848 \text{ m}$ $h = 57.3$	$x: 0.096 \text{ m}$ $h = 67.6$	$x: 1.473 \text{ m}$ $h = 5.5$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	$x: 0.096 \text{ m}$ $h = 0.1$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	$x: 0.293 \text{ m}$ $h < 0.1$	N.P. ⁽⁶⁾	$x: 1.473 \text{ m}$ $h = 73.0$	$x: 0.293 \text{ m}$ $h < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE h = 73.0

Notación:
 λ : Limitación de esbeltez
 l_w : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N_t : Resistencia a tracción
 N_c : Resistencia a compresión
 M_y : Resistencia a flexión eje Y
 M_z : Resistencia a flexión eje Z
 V_z : Resistencia a corte Z
 V_y : Resistencia a corte Y
 M_yV_z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 M_zV_y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 NM_yM_z : Resistencia a flexión y axil combinados
 $NM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t : Resistencia a torsión
 M_tV_z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 M_tV_y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x : Distancia al origen de la barra
 h : Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
⁽³⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

5.7. Dimensionado de la fachada lateral (Alineación 4)

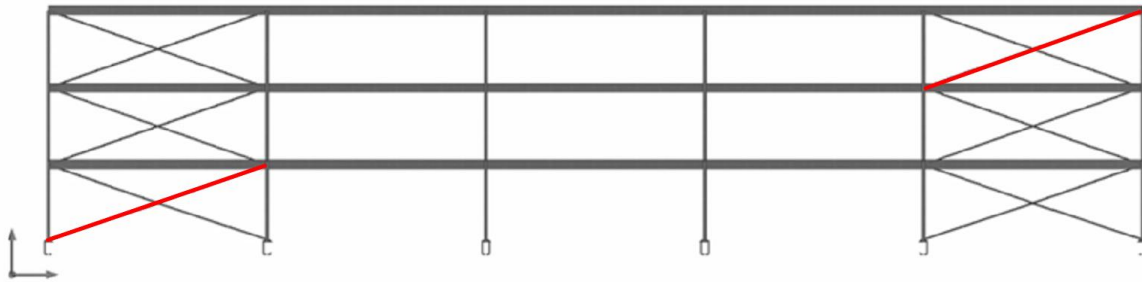


Figura 53. Barras representativas de la fachada lateral

La Figura 53 remarca en color rojo los elementos más representativos de la fachada lateral de estudio:

- Tirante de arriostramiento de planta baja: Barras N269/167 + N167/N64
- Tirante de arriostramiento de planta segunda: Barras N174/N24 + N87/N174
- Placa de anclaje tipo 2 (cálculos análogos a los que se presentan en el apartado 5.4.5)

5.7.1. Descripción de las barras singulares

La Tabla 44 describe las barras a comprobar:

Tabla 44. Descripción de las barras significativas de la fachada lateral

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	b_{xy}	b_{xz}	$Lb_{sup.}$ (m)	$Lb_{inf.}$ (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S355	N269/N167	N269/N167	R 58 (R)	5.265	0.00	0.00	-	-
		N167/N64	N167/N64	R 58 (R)	5.297	0.00	0.00	-	-
		N174/N24	N174/N24	R 58 (R)	5.297	0.00	0.00	-	-
		N87/N174	N87/N174	R 58 (R)	5.297	0.00	0.00	-	-
<p>Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final b_{xy}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' b_{xz}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' $Lb_{sup.}$: Separación entre arriostramientos del ala superior $Lb_{inf.}$: Separación entre arriostramientos del ala inferior</p>									

5.7.2. Comprobación de resistencia

La Tabla 45 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia sobre las barras significativa.

Destacar que los esfuerzos se han obtenido de la combinación de carga más desfavorable en la sección más solicitada de cada barra.

Tabla 45. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas de la fachada lateral

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N269/N167	15.91	2.633	-60.661	0.000	0.000	0.00	0.90	0.00	GV	Cumple
N167/N64	15.32	2.649	-55.249	0.000	0.000	0.00	0.91	0.00	GV	Cumple
N174/N24	10.68	2.649	16.153	0.000	0.000	0.00	0.91	0.00	GV	Cumple
N87/N174	10.17	2.649	11.875	0.000	0.000	0.00	0.91	0.00	GV	Cumple

5.7.3. Comprobación de flecha

La Tabla 46 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones del E.L.S. de Deformaciones sobre los elementos más significativos.

Tabla 46. Comprobación de flecha sobre las barras significativas de la fachada lateral

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N269/N167	1.974	0.00	2.633	16.58	1.974	0.00	2.633	16.56
	-	L/(>1000)	2.633	L/317.6	-	L/(>1000)	2.633	L/317.9
N167/N64	2.318	0.00	2.649	16.88	2.318	0.00	2.649	16.87
	-	L/(>1000)	2.649	L/313.8	-	L/(>1000)	2.649	L/314.1
N174/N24	2.318	0.00	2.649	16.88	2.318	0.00	2.649	16.87
	-	L/(>1000)	2.649	L/313.8	-	L/(>1000)	2.649	L/314.1
N87/N174	4.304	0.00	2.649	16.88	4.304	0.00	2.649	16.87
	-	L/(>1000)	2.649	L/313.8	-	L/(>1000)	2.649	L/314.1

5.7.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 47 resume los resultados del cálculo de todos los E.L.U. realizados sobre las barras más significativas en la hipótesis más desfavorable y sobre la sección crítica.

Tabla 47. Resumen de las comprobaciones de ELU de la fachada lateral

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	γ	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	M_yV_z	M_zV_y	NM_yM_z	$NM_yM_zV_yV_z$	M_t	M_yV_z	M_zV_y	
N269/N167	$\gamma < 2.0$ Cumple	x: 5.265 m h = 1.5	x: 0 m h = 7.2	x: 2.633 m h = 8.7	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 0.1	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0.329 m h < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 2.633 m h = 15.9	x: 0.329 m h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE h = 15.9
N167/N64	$\gamma < 2.0$ Cumple	x: 5.297 m h = 1.9	x: 0 m h = 6.6	x: 2.649 m h = 8.8	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 0.1	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m h < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 2.649 m h = 15.3	x: 0.331 m h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE h = 15.3
N174/N24	$\gamma \leq 3.0$ Cumple	x: 5.297 m h = 1.9	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁶⁾	x: 2.649 m h = 8.8	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 0.1	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m h < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 2.649 m h = 10.7	x: 0.331 m h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE h = 10.7
N87/N174	$\gamma < 2.0$ Cumple	x: 5.297 m h = 1.4	x: 0 m h = 0.2	x: 2.649 m h = 8.8	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 0.1	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m h < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 2.649 m h = 10.2	x: 0.331 m h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE h = 10.2

Notación:
 γ : Limitación de esbeltez
 N_t : Resistencia a tracción
 N_c : Resistencia a compresión
 M_y : Resistencia a flexión eje Y
 M_z : Resistencia a flexión eje Z
 V_z : Resistencia a corte Z
 V_y : Resistencia a corte Y
 M_yV_z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 M_zV_y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 NM_yM_z : Resistencia a flexión y axil combinados
 $NM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t : Resistencia a torsión
 M_yV_z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 M_zV_y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x : Distancia al origen de la barra
 h : Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
⁽⁶⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

5.8. Dimensionado del núcleo de escaleras

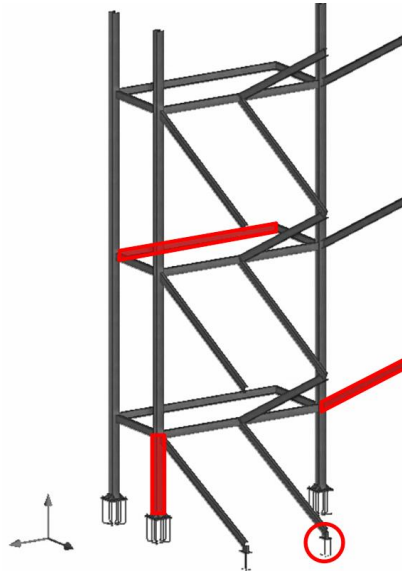


Figura 54. Barras representativas del núcleo de escaleras

La Figura 54 remarca en color rojo los elementos más representativos del núcleo de escaleras de estudio:

- Pilar de escalera en planta baja: Barra N121/N97
- Zanca de escalera: Barra N98/N54
- Viga de meseta: Barra N101/N102
- Placa de anclaje tipo 1: Nudo 109

5.8.1. Descripción de las barras singulares

La Tabla 48 describe las barras a comprobar:

Tabla 48. Descripción de las barras significativas del núcleo de escaleras

Descripción											
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)			bxy	bxz	LbSup. (m)	LbInf. (m)
Tipo	Designación				Indeformable origen	Deformable	Indeformable extremo				
Acero laminado	S355	N101/N102	N101/N102	UPN 160 (UPN)	-	4.000	-	0.67	0.76	-	-
		N98/N54	N98/N54	UPN 160 (UPN)	0.091	3.291	0.353	0.68	0.76	-	-
		N121/N97	N121/N122	HE 160 B (HEB)	-	1.661	0.089	0.70	0.70	-	-
Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final bxy: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' bxz: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' LbSup.: Separación entre arriostramientos del ala superior LbInf.: Separación entre arriostramientos del ala inferior											

5.8.2. Comprobación de resistencia

La Tabla 49 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia sobre las barras significativa.

Destacar que los esfuerzos se han obtenido de la combinación de carga más desfavorable en la sección más solicitada de cada barra.

Tabla 49. Comprobación de resistencia sobre las barras significativas del núcleo de escaleras

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N101/N102	22.78	0.000	0.776	0.144	-15.380	0.00	-9.48	0.28	GV	Cumple
N98/N54	81.01	0.091	-116.338	-1.252	9.377	0.00	7.90	-0.70	GV	Cumple
N121/N97	61.09	1.661	-614.704	9.390	-12.037	-0.01	10.53	-9.93	GV	Cumple

5.8.3. Comprobación de flecha

La Tabla 50 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones del E.L.S. de Deformaciones sobre los elementos más significativos.

Tabla 50. Comprobación de flecha sobre las barras significativas del núcleo de escaleras

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N101/N102	1.000	0.25	2.000	1.57	1.000	0.37	2.000	1.59
	1.000	L/(>1000)	2.000	L/(>1000)	1.000	L/(>1000)	2.000	L/(>1000)
N98/N54	1.646	1.80	1.440	0.70	1.646	2.86	1.234	1.07
	1.646	L/(>1000)	1.234	L/(>1000)	1.646	L/(>1000)	1.234	L/(>1000)
N121/N122	8.452	0.54	5.158	1.92	8.244	0.97	4.952	3.13
	2.165	L/(>1000)	7.000	L/(>1000)	2.165	L/(>1000)	7.000	L/(>1000)

5.8.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 51 resume los resultados del cálculo de todos los E.L.U. realizados sobre las barras más significativas en la hipótesis más desfavorable y sobre la sección crítica.

Tabla 51. Resumen de las comprobaciones de ELU del núcleo de escaleras

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	λ	l_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$NM_y M_z$	$NM_z M_y V_z$	M_t	$M_y V_z$	$M_z V_y$	
N101/N102	$\lambda < 2.0$ Cumple	$l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$h = 0.2$	$h = 0.5$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 20.9$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 2.6$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 6.5$	$h = 0.1$	$h < 0.1$	$h < 0.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 22.8$	$h < 0.1$	$M_{ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 22.8
N98/N54	$\lambda < 2.0$ Cumple	$l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$x: 3.382 \text{ m}$ $h = 12.8$	$x: 0.091 \text{ m}$ $h = 59.3$	$x: 0.091 \text{ m}$ $h = 16.9$	$x: 3.382 \text{ m}$ $h = 7.9$	$x: 0.091 \text{ m}$ $h = 4.4$	$x: 3.382 \text{ m}$ $h = 0.7$	$h < 0.1$	$h < 0.1$	$x: 0.091 \text{ m}$ $h = 81.0$	$h < 0.1$	$h = 0.2$	$x: 0.091 \text{ m}$ $h = 4.4$	$x: 0.091 \text{ m}$ $h = 0.7$	CUMPLE h = 81.0
N121/N97	$\lambda < 2.0$ Cumple	$l_w \leq l_{w,max}$ Cumple	$N_{ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	$x: 0 \text{ m}$ $h = 38.5$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 18.1$	$x: 1.661 \text{ m}$ $h = 17.3$	$h = 6.0$	$h = 1.1$	$h < 0.1$	$h < 0.1$	$x: 1.661 \text{ m}$ $h = 61.1$	$h < 0.1$	$h = 0.2$	$h = 6.0$	$h = 1.1$	CUMPLE h = 61.1

Notación:
 λ : Limitación de esbeltez
 l_w : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N_t : Resistencia a tracción
 N_c : Resistencia a compresión
 M_y : Resistencia a flexión eje Y
 M_z : Resistencia a flexión eje Z
 V_z : Resistencia a corte Z
 V_y : Resistencia a corte Y
 $M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 $M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 $NM_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados
 $NM_y M_z V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t : Resistencia a torsión
 $M_y V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 $M_z V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x : Distancia al origen de la barra
 h : Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

5.8.5. Placa de anclaje tipo 1

A continuación, se presentan los resultados del cálculo de la unión entre el pilar y la cimentación.

5.8.5.1. Detalle de la unión

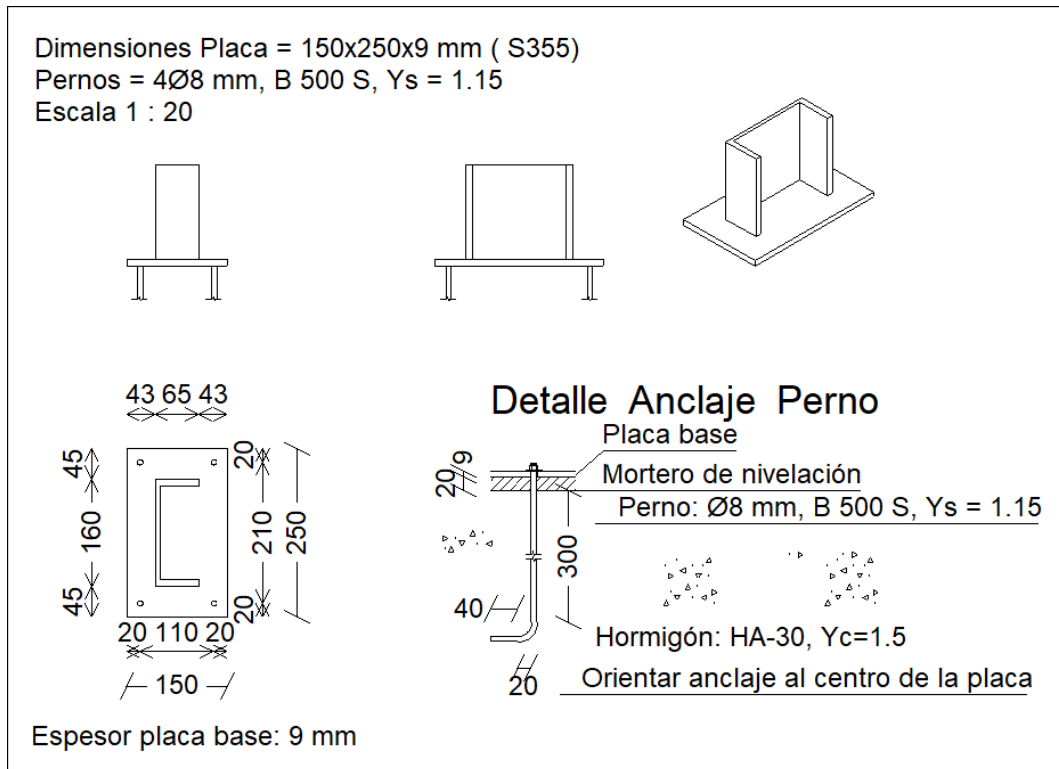


Figura 55. Detalle constructivo de la unión tipo 1

5.8.5.2. Comprobaciones de la placa de anclaje

Tabla 52. Comprobaciones de la placa de anclaje de la unión tipo 1

Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 24 mm Calculado: 111 mm	Cumple
Separación mínima pernos-perfil: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 34 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón (Tracción):	Máximo: 30.12 kN Calculado: 0 kN	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 16 kN Calculado: 0 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 476.19 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 48.69 kN Calculado: 0 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 338.095 MPa	
- Derecha:	Calculado: 19.0716 MPa	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 19.0716 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 21.1907 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 21.1907 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 5937.78	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 5937.78	Cumple
- Arriba:	Calculado: 5289.33	Cumple
- Abajo:	Calculado: 5289.33	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 338.095 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.0071		

6. DIMENSIONADO DE LA CIMENTACIÓN

6.1. Comprobaciones a realizar

Todos los elementos de cimentación deberán verificar que cumplen con los siguientes Estados Límite Últimos:

- E.L.U. de Durabilidad
- E.L.U. de Equilibrio
- E.L.U. de Hundimiento
- E.L.U. de Deslizamiento
- E.L.U. de Capacidad Estructural

La Figura 56 destaca los elementos significativos de cimentación que se comprobarán.

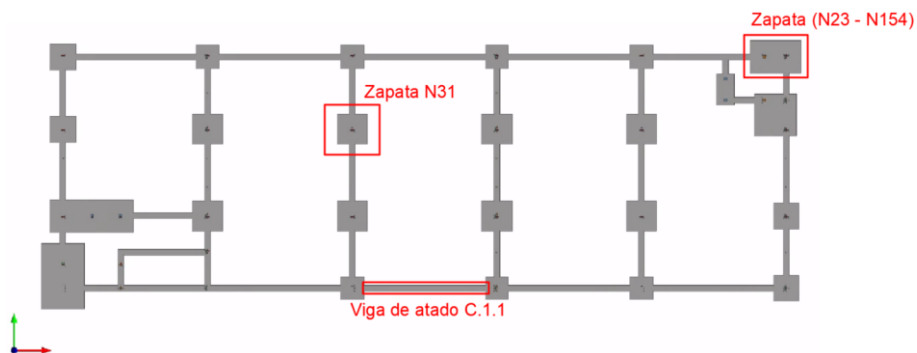


Figura 56. Elementos de cimentación a comprobar

- Viga de atado: C.1.1 [N13-N9]
- Zapata asilada cuadrada y centrada: N31
- Zapata combinada rectangular centrada: N23-N154

6.2. Viga de atado

La Figura 57 muestra una perspectiva tridimensional de la viga de atado a comprobar

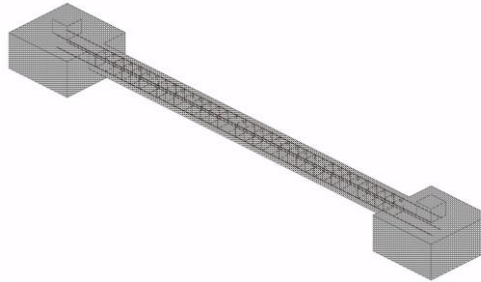


Figura 57. Vista 3D de la viga de atado C.1.1 [N13-N9]

La Tabla 53 recoge el listado de comprobaciones de la viga de atado a comprobar.

Tabla 53. Comprobaciones de la viga de atado C.1.1 [N13-N9]

Referencia: C.1.1 [N13-N9] (Viga de atado)		
-Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm		
-Armadura superior: 2Ø12		
-Armadura inferior: 2Ø12		
-Estribos: 1xØ8c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.8.2 (2)</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 24.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.8.2 (2)</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.2 (6)</i>	Máximo: 25.2 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26 cm	Cumple
Información adicional:		
- Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Norma Código Estructural. Artículo A19.9.8.3): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple)		
- No llegan estados de carga a la cimentación.		

6.3. Zapata cuadrada centrada (N31)

La Figura 58 muestra una perspectiva tridimensional de la zapata aislada a comprobar

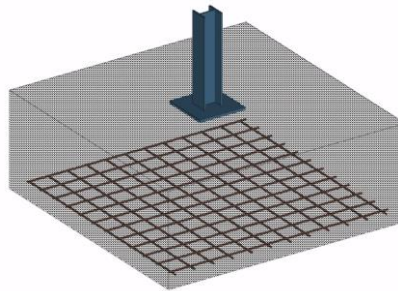


Figura 58. Vista 3D de la zapata N31

La Tabla 54 recoge el listado de comprobaciones de la zapata aislada a comprobar.

Tabla 54. Comprobaciones de la zapata N31

Referencia: N31 Dimensiones: 210 x 210 x 80 Armados: Xi:Ø16c/17 Yi:Ø16c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.193551 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.19414 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.197573 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 131449.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 2955.9 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 206.75 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 208.98 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 88.00 kN	Cumple

- En dirección Y:	Cortante: 89.37 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 1026.2 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Criterio de CYPE</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N31:	Mínimo: 40 cm Calculado: 72 cm	Cumple
Cuántía geométrica mínima: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.1.1</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.00139 Calculado: 0.00144 Calculado: 0.00144	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.8.2.1</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 17 cm Calculado: 17 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 17 cm Calculado: 17 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: 49.5 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 16 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Información adicional: - Zapata de tipo rígido - Relación rotura pésima (En dirección X): 0.33 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.33 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 554.85 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 554.85 kN		

6.4. Zapata combinada (N23 - N154)

La Figura 59 muestra una perspectiva tridimensional de la zapata combinada a comprobar

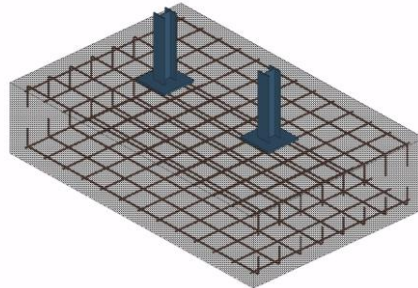


Figura 59. Vista 3D de la zapata N23-N154

La Tabla 55 recoge el listado de comprobaciones de la zapata combinada a comprobar.

Tabla 55. Comprobaciones de la zapata N23-N154

Referencia: (N23 - N154)		
Dimensiones: 350 x 225 x 80		
Armados: Xi:Ø20c/28 Yi:Ø20c/27 Xs:Ø20c/28 Ys:Ø20c/27		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
<i>Criterio de CYPE</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.069651 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0681795 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.105261 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata:		
<i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 54.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 56.9 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 66.48 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 162.18 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		

- En dirección X:	Cortante: 23.94 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 91.63 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 282.8 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Criterio de CYPE</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N23: - N154:	Mínimo: 40 cm Calculado: 71 cm Calculado: 71 cm	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.1.1</i> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.00139 Calculado: 0.0014 Mínimo: 0.00139 Calculado: 0.0014 Mínimo: 0.0014 Calculado: 0.0015 Mínimo: 0.0014 Calculado: 0.0015	Cumple Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.8.2.1</i> - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 27 cm Calculado: 28 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 28 cm Calculado: 27 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple Cumple

- Armado superior dirección Y:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud de anclaje: 49.5		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 33 cm Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 28 cm Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 28 cm Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 24 cm Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 24 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 24 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Criterio de CYPE)		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.11		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.15		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 592.13 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 921.06 kN		

7. DIMENSIONADO DE LAS UNIONES

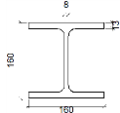
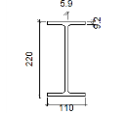
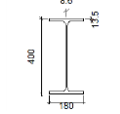

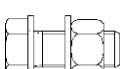

Con el objetivo de facilitar la puesta en obra y buscar la mayor modularidad de la estructura del edificio proyectado, las conexiones entre elementos portantes se ejecutan mayoritariamente mediante uniones atornilladas.

Se trata de una práctica extendida, puesto que este tipo de uniones presentan ventajas con respecto a las soldadas. Algunas de ellas son:

- Mayor facilidad de montaje y desmontaje
- Sencillez en el control de calidad
- Mayor adaptabilidad en el diseño
- No requiere de personal especializado

En el presente Trabajo Final de Máster se opta por emplear tornillería sin pretensar de clase 8.8. La Tabla 56 resume la geometría y propiedades de los perfiles y tornillos que intervienen en las tipologías de uniones a comprobar.

Tabla 56. Descripción de los componentes de las uniones

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	Tipo	f _y (MPa)	f _u (MPa)
Pilar	HE 160 B		160	160	13	8	S355	355.0	470.0
Viga	IPE 220		220	110	9.2	5.9	S355	355.0	470.0
Viga	IPE 400		400	180	13.5	8.6	S355	355.0	470.0
Elementos de tornillería									
Descripción	Geometría			Acero					
	Esquema	Diámetro	L (mm)	Clase	f _y (MPa)	f _u (MPa)			
ISO 4017-M12x35-8.8 ISO 4032-M12-8 2 ISO 7089-12-200 HV		M12	35	8.8	640.0	800.0			
ISO 4017-M20x50-8.8 ISO 4032-M20-8 2 ISO 7089-20-200 HV		M20	50	8.8	640.0	800.0			
ISO 4017-M22x50-8.8 ISO 4032-M22-8 2 ISO 7089-22-200 HV		M22	50	8.8	640.0	800.0			

7.1. Comprobaciones a realizar

En el presente apartado se presentarán los listados de comprobación de las uniones entre barras más representativas del pórtico interior tipo del edificio. La Figura 60 muestra un esquema con los nudos a dimensionar.

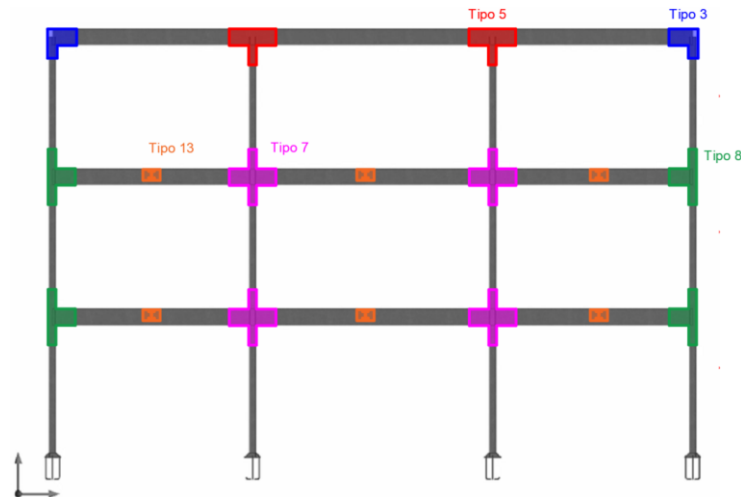


Figura 60. Uniones del pórtico interior

En cada tipo de unión a estudiar, las comprobaciones se centran en las diferentes partes que la componen: los perfiles, las chapas laterales, los cordones de soldadura y los tornillos.

Las comprobaciones que se realizan a los perfiles son:

- Resistencia a punzonamiento del ala y del alma
- Resistencia a flexión del ala y del alma
- Resistencia a desgarro o pandeo del alma

Las comprobaciones que se realizan a la chapa lateral son:

- Resistencia frente al cortante, flexión e interacción
- Resistencia al pandeo local
- Resistencia al desgarro
- Resistencia a aplastamiento de un tornillo
- Tensión de Von Mises

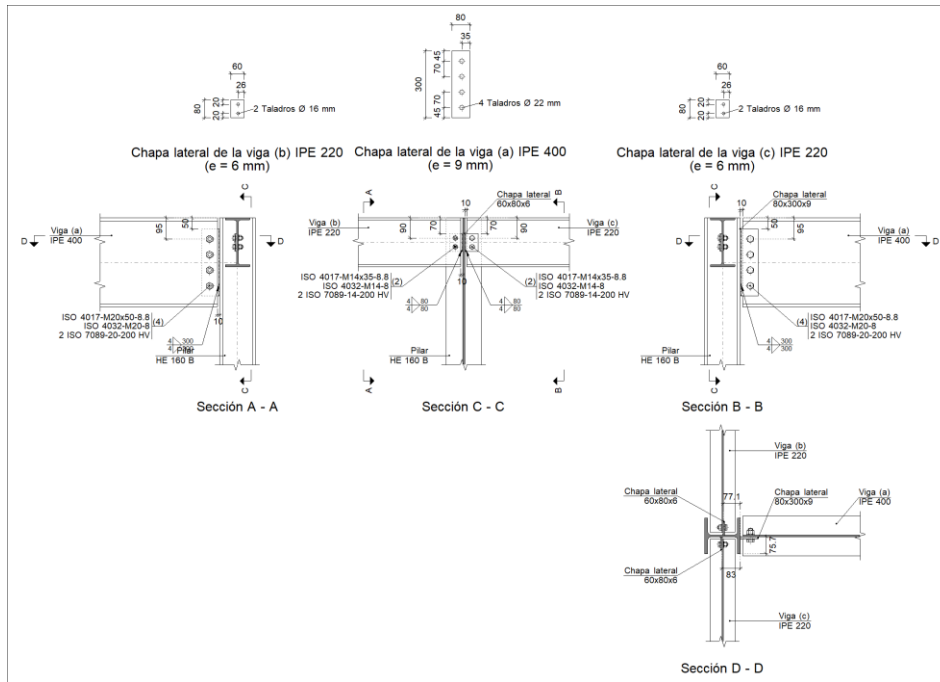
Las comprobaciones que se realizan a los cordones de soldadura son:

- Espesor de garganta máximo
- Resistencia de cálculo de la soldadura

Las comprobaciones que se realizan para los tornillos son:

- Disposiciones constructivas - las distancias de los taladros con bordes de chapa o con otros agujeros están limitadas en función de la métrica del tornillo y del espesor de los elementos a unir.
- Resistencia a cortante de la sección transversal del tornillo
- Resistencia a aplastamiento de la chapa que se une

7.2. Unión tipo 3



7.2.1. Comprobaciones

1) Pilar HE 160 B

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Viga (c) IPE 220	Alma	Punzonamiento	kN	8.28	310.43	2.67
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	6.10	81.69	7.47
Viga (b) IPE 220	Alma	Punzonamiento	kN	7.11	310.43	2.29
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	5.19	81.69	6.36

2) Viga (a) IPE 400

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.01
	Tensiones combinadas	--	--	--	26.69
	Pandeo local	N/mm ²	33.17	293.71	11.29
	Aplastamiento	kN	41.59	100.21	41.51
	Desgarro	kN	120.81	358.70	33.68
Alma	Aplastamiento	kN	41.59	101.55	40.96
	Desgarro	kN	120.81	492.71	24.52

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	300	9.0	90.00
<i>a: Espesor garganta</i> <i>l: Longitud efectiva</i> <i>t: Espesor de piezas</i>					

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	7.5	7.5	49.2	86.5	20.70	17.1	4.53	470.0	0.90

Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	45	35	70	--	35.0
2	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	--	35	70	--	35.0
3	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	--	35	70	--	35.0
4	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	45	35	70	--	35.0
--: La comprobación no procede.							

Resistencia										
Tornillo	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Aprov. (%)	
1	Sección transversal	41.593	78.400	53.05	Vástago	0.136	141.120	0.10	53.05	53.05
	Aplastamiento	41.593	100.212	41.51	Punzonamiento	0.136	191.846	0.07		
2	Sección transversal	32.711	78.400	41.72	Vástago	0.136	141.120	0.10	41.72	41.72
	Aplastamiento	29.683	108.027	27.48	Punzonamiento	0.136	191.846	0.07		
3	Sección transversal	29.787	78.400	37.99	Vástago	0.136	141.120	0.10	38.06	38.06
	Aplastamiento	29.787	136.794	21.77	Punzonamiento	0.136	191.846	0.07		
4	Sección transversal	34.948	78.400	44.58	Vástago	0.136	141.120	0.10	44.64	44.64
	Aplastamiento	34.948	129.777	26.93	Punzonamiento	0.136	191.846	0.07		

3) Viga (c) IPE 220

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.18
	Tensiones combinadas	--	--	--	58.87
	Pandeo local	N/mm ²	162.66	282.39	57.60
	Aplastamiento	kN	31.98	40.07	79.80
	Desgarro	kN	29.91	54.14	55.23
Alma	Aplastamiento	kN	31.98	39.91	80.13
	Desgarro	kN	29.91	168.53	17.74

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	80	6.0	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	9.1	9.1	44.9	79.9	19.12	9.2	2.44	470.0	0.90

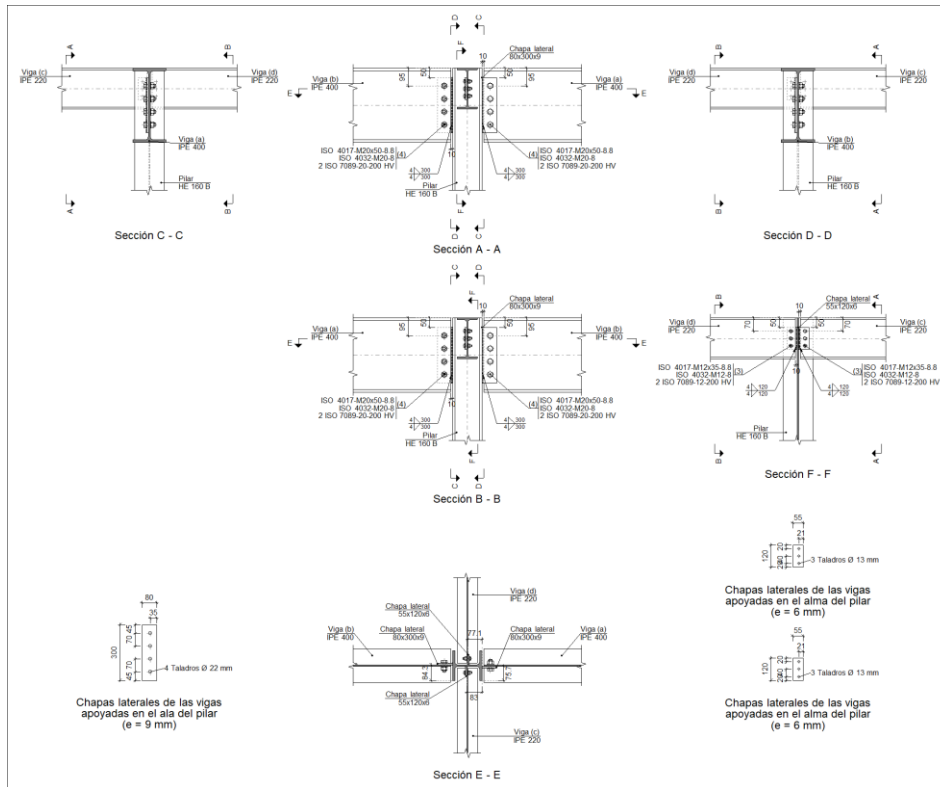
Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M14x35-8.8	16.0	20	24	40	--	20.0
2	ISO 4017-M14x35-8.8	16.0	20	24	40	--	20.0

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Tornillo	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	Sección transversal	31.976	36.800	86.89	Vástago	0.000	66.240	0.00	86.89	86.89
	Aplastamiento	31.976	40.070	79.80	Punzonamiento	0.000	92.748	0.00		
2	Sección transversal	30.430	36.800	82.69	Vástago	0.000	66.240	0.00	82.69	82.69
	Aplastamiento	30.430	53.188	57.21	Punzonamiento	0.000	92.748	0.00		

7.3. Unión tipo 5



7.3.1. Comprobaciones

1) Pilar HE 160 B

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Viga (c) IPE 220	Alma	Punzonamiento	kN	36.91	454.81	8.12
	Alma	Flexión por fuerza perpendicular	kN	27.96	99.16	28.20
Viga (d) IPE 220	Alma	Punzonamiento	kN	39.50	454.81	8.69
	Alma	Flexión por fuerza perpendicular	kN	30.34	99.16	30.60

2) Viga (a) IPE 400

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.01
	Tensiones combinadas	--	--	--	38.53
	Pandeo local	N/mm ²	88.29	293.71	30.06
	Aplastamiento	kN	66.22	121.07	54.70
	Desgarro	kN	181.74	358.70	50.67
Alma	Aplastamiento	kN	66.22	161.68	40.96
	Desgarro	kN	181.74	492.71	36.89

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	300	9.0	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	30.8	30.8	61.9	123.7	29.61	31.3	8.33	470.0	0.90

Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	45	35	70	--	35.0
2	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	--	35	70	--	35.0
3	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	--	35	70	--	35.0
4	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	45	35	70	--	35.0

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Tornillo	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	Sección transversal	37.753	78.400	48.15	Vástago	0.015	141.120	0.01	48.16	48.16
	Aplastamiento	37.753	113.764	33.19	Punzonamiento	0.015	191.846	0.01		
2	Sección transversal	40.693	78.400	51.90	Vástago	0.015	141.120	0.01	51.91	51.91
	Aplastamiento	40.693	132.665	30.67	Punzonamiento	0.015	191.846	0.01		
3	Sección transversal	51.531	78.400	65.73	Vástago	0.015	141.120	0.01	65.73	65.73
	Aplastamiento	51.531	125.280	41.13	Punzonamiento	0.015	191.846	0.01		
4	Sección transversal	66.221	78.400	84.46	Vástago	0.015	141.120	0.01	84.47	84.47
	Aplastamiento	66.221	121.072	54.70	Punzonamiento	0.015	191.846	0.01		

4) Viga (c) IPE 220

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.08
	Tensiones combinadas	--	--	--	19.40
	Pandeo local	N/mm ²	18.61	282.39	6.59
	Aplastamiento	kN	14.61	36.42	40.11
	Desgarro	kN	37.27	91.37	40.79
Alma	Aplastamiento	kN	14.61	41.06	35.57
	Desgarro	kN	37.27	182.95	20.37

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas						
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)	
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	120	6.0	90.00	

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	27.2	27.2	5.4	55.2	13.21	27.2	7.23	470.0	0.90

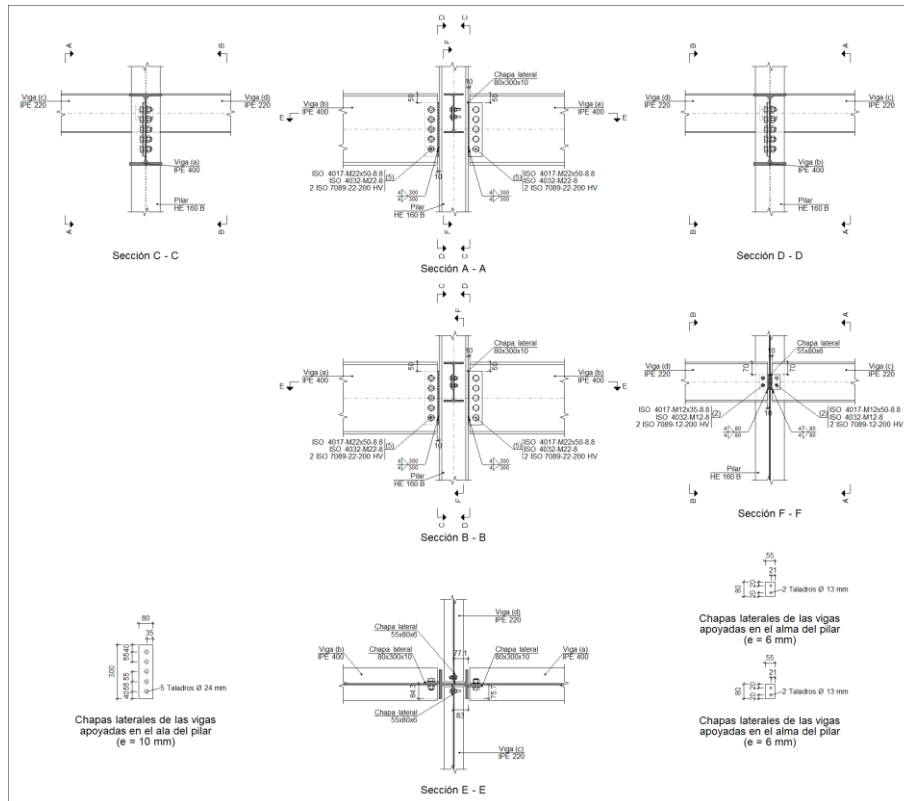
Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M12x35-8.8	13.0	20	21	40	--	20.0
2	ISO 4017-M12x35-8.8	13.0	--	21	40	--	21.0
3	ISO 4017-M12x35-8.8	13.0	20	21	40	--	20.0

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Tornillo	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	Sección transversal	14.605	26.976	54.14	Vástago	0.006	48.557	0.01	54.15	54.15
	Aplastamiento	14.605	36.417	40.11	Punzonamiento	0.006	79.513	0.01		
2	Sección transversal	12.423	26.976	46.05	Vástago	0.006	48.557	0.01	46.06	46.06
	Aplastamiento	12.423	36.627	33.92	Punzonamiento	0.006	79.513	0.01		
3	Sección transversal	10.249	26.976	37.99	Vástago	0.006	48.557	0.01	38.00	38.00
	Aplastamiento	10.249	36.714	27.92	Punzonamiento	0.006	79.513	0.01		

7.4. Unión tipo 7



7.4.1. Comprobaciones

1) Pilar HE 160 B

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Viga (c) IPE 220	Alma	Punzonamiento	kN	9.07	310.43	2.92
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	9.68	128.42	7.54
Viga (d) IPE 220	Alma	Punzonamiento	kN	24.95	310.43	8.04
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	19.41	83.47	23.25

2) Viga (a) IPE 400

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.01
	Tensiones combinadas	--	--	--	54.51
	Pandeo local	N/mm ²	136.49	301.94	45.20
	Aplastamiento	kN	89.35	122.66	72.84
	Desgarro	kN	304.70	338.40	90.04

Alma	Aplastamiento	kN	74.44	128.20	58.06
	Desgarro	kN	304.70	449.06	67.85

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	300	10.0	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	63.8	63.8	89.3	200.5	48.00	63.8	16.97	470.0	0.90

Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M22x50-8.8	24.0	40	35	55	--	35.0
2	ISO 4017-M22x50-8.8	24.0	--	35	55	--	35.0
3	ISO 4017-M22x50-8.8	24.0	--	35	55	--	35.0
4	ISO 4017-M22x50-8.8	24.0	--	35	55	--	35.0
5	ISO 4017-M22x50-8.8	24.0	40	35	55	--	35.0

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Tornillo	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	Sección transversal	43.657	96.960	45.03	Vástago	0.005	174.528	0.00	45.03	45.03
	Aplastamiento	43.657	115.320	37.86	Punzonamiento	0.005	217.263	0.00		
2	Sección transversal	50.022	96.960	51.59	Vástago	0.005	174.528	0.00	51.59	51.59
	Aplastamiento	50.022	111.157	45.00	Punzonamiento	0.005	217.263	0.00		
3	Sección transversal	60.941	96.960	62.85	Vástago	0.005	174.528	0.00	62.85	62.85
	Aplastamiento	60.941	116.202	52.44	Punzonamiento	0.005	217.263	0.00		
4	Sección transversal	74.435	96.960	76.77	Vástago	0.005	174.528	0.00	76.77	76.77
	Aplastamiento	74.435	120.058	62.00	Punzonamiento	0.005	217.263	0.00		
5	Sección transversal	89.346	96.960	92.15	Vástago	0.005	174.528	0.00	92.15	92.15
	Aplastamiento	89.346	122.660	72.84	Punzonamiento	0.005	217.263	0.00		

4) Viga (c) IPE 220

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.17
	Tensiones combinadas	--	--	--	7.02
	Pandeo local	N/mm ²	22.73	282.39	8.05
	Aplastamiento	kN	3.87	36.40	10.63
	Desgarro	kN	9.09	60.91	14.92
Alma	Aplastamiento	kN	3.87	41.13	9.41
	Desgarro	kN	9.09	175.19	5.19

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	80	6.0	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	10.0	10.0	0.9	20.1	4.82	10.0	2.67	470.0	0.90

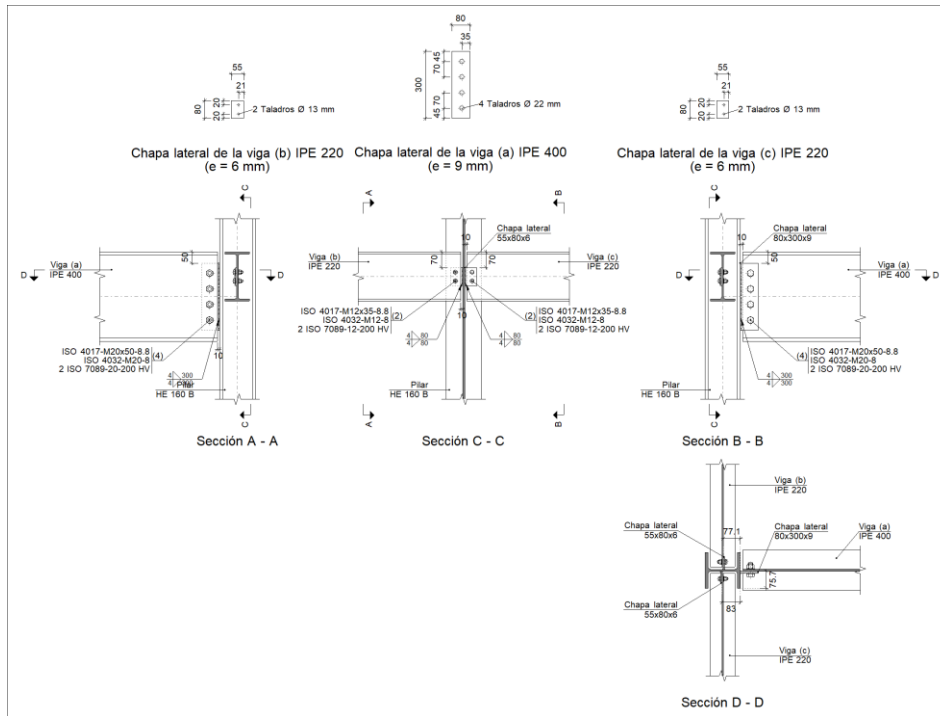
Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M12x50-8.8	13.0	20	21	40	--	20.0
2	ISO 4017-M12x50-8.8	13.0	20	21	40	--	20.0

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Tornillo	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	Sección transversal	4.181	26.976	15.50	Vástago	0.008	48.557	0.02	15.50	15.50
	Aplastamiento	3.869	36.401	10.63	Punzonamiento	0.008	79.513	0.01		
2	Sección transversal	5.038	26.976	18.68	Vástago	0.008	48.557	0.02	18.68	18.68
	Aplastamiento	5.038	58.919	8.55	Punzonamiento	0.008	79.513	0.01		

7.5. Unión tipo 8



7.5.1. Comprobaciones

1) Pilar HE 160 B

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Viga (c) IPE 220	Alma	Punzonamiento	kN	1.62	310.43	0.52
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	2.10	128.42	1.64
Viga (b) IPE 220	Alma	Punzonamiento	kN	4.12	310.43	1.33
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	3.59	119.73	3.00

2) Viga (a) IPE 400

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.01
	Tensiones combinadas	--	--	--	39.59
	Pandeo local	N/mm ²	70.62	293.71	24.04
	Aplastamiento	kN	64.38	98.20	65.56
	Desgarro	kN	179.86	358.70	50.14
Alma	Aplastamiento	kN	64.38	98.30	65.50
	Desgarro	kN	179.86	492.71	36.50

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	300	9.0	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s [⊥] (N/mm ²)	t [⊥] (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s [⊥] (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	20.0	20.0	69.4	126.7	30.32	27.2	7.22	470.0	0.90

Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	45	35	70	--	35.0
2	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	--	35	70	--	35.0
3	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	--	35	70	--	35.0
4	ISO 4017-M20x50-8.8	22.0	45	35	70	--	35.0

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Tornillo	Comprobación	Cortante			Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
		Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	Sección transversal	64.380	78.400	82.12	Vástago	0.042	141.120	0.03	82.12	82.12
	Aplastamiento	64.380	98.204	65.56	Punzonamiento	0.042	191.846	0.02		
2	Sección transversal	50.003	78.400	63.78	Vástago	0.042	141.120	0.03	63.78	63.78
	Aplastamiento	48.311	108.536	44.51	Punzonamiento	0.042	191.846	0.02		
3	Sección transversal	46.263	78.400	59.01	Vástago	0.042	141.120	0.03	59.02	59.02
	Aplastamiento	46.263	133.441	34.67	Punzonamiento	0.042	191.846	0.02		
4	Sección transversal	58.179	78.400	74.21	Vástago	0.042	141.120	0.03	74.22	74.22
	Aplastamiento	57.292	123.638	46.34	Punzonamiento	0.042	191.846	0.02		

3) Viga (c) IPE 220

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.17
	Tensiones combinadas	--	--	--	4.16
	Pandeo local	N/mm ²	12.59	282.39	4.46
	Aplastamiento	kN	2.13	36.14	5.91
	Desgarro	kN	2.37	60.91	3.90
Alma	Aplastamiento	kN	2.13	42.27	5.05
	Desgarro	kN	2.37	175.19	1.35

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	80	6.0	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	1.8	1.8	2.7	5.9	1.41	1.8	0.48	470.0	0.90

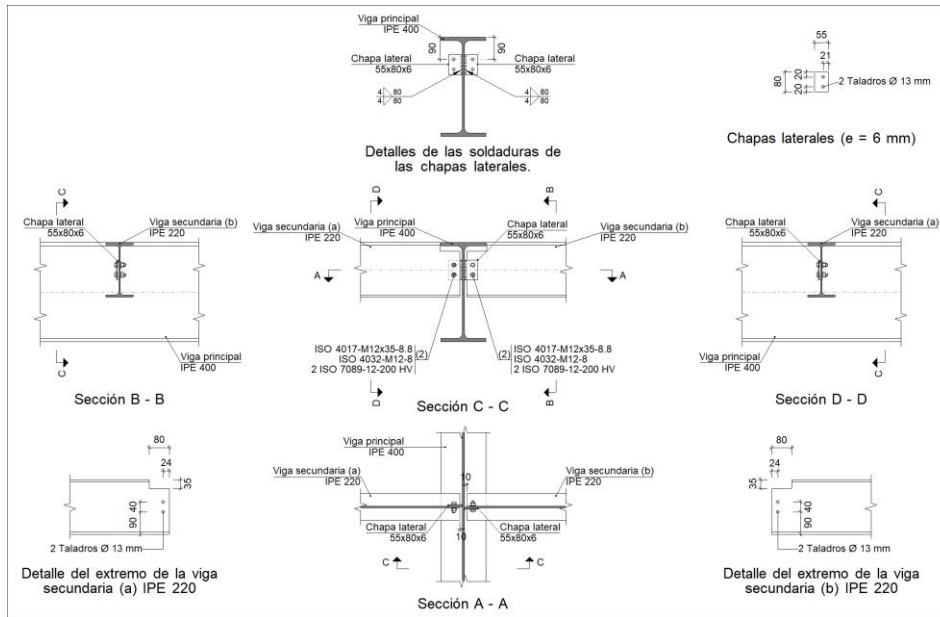
Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M12x35-8.8	13.0	20	21	40	--	20.0
2	ISO 4017-M12x35-8.8	13.0	20	21	40	--	20.0

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Tornillo	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	Sección transversal	2.134	26.976	7.91	Vástago	0.000	48.557	0.00	7.91	7.91
	Aplastamiento	2.134	36.138	5.91	Punzonamiento	0.000	79.513	0.00		
2	Sección transversal	2.444	26.976	9.06	Vástago	0.000	48.557	0.00	9.06	9.06
	Aplastamiento	2.444	58.047	4.21	Punzonamiento	0.000	79.513	0.00		

7.6. Unión tipo 13



7.6.1. Comprobaciones

1) Viga principal

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Viga secundaria (a) IPE 220	Punzonamiento	kN	3.38	53.72	6.30	
	Flexión por fuerza perpendicular	kN	0.81	159.39	0.51	
Viga secundaria (b) IPE 220	Punzonamiento	kN	2.78	53.72	5.17	
	Flexión por fuerza perpendicular	kN	0.32	193.89	0.16	

2) Viga secundaria (a) IPE 220

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.17
	Tensiones combinadas	--	--	--	4.81
	Pandeo local	N/mm ²	13.36	282.39	4.73
	Aplastamiento	kN	2.99	36.29	8.25
	Desgarro	kN	3.53	60.91	5.79
Alma	Aplastamiento	kN	2.99	41.61	7.19
	Desgarro	kN	3.53	103.16	3.42

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	4	80	6.0	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	b _w
	s _⊥ (N/mm ²)	t _⊥ (N/mm ²)	t (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	s _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	8.2	8.2	2.7	17.1	4.09	8.2	2.19	470.0	0.90

Comprobaciones para los tornillos

Disposición							
Tornillo	Denominación	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M12x35-8.8	13.0	20	21	40	--	20.0
2	ISO 4017-M12x35-8.8	13.0	20	21	40	--	20.0

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Tornillo	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Aprov. (%)	
1	Sección transversal	2.994	26.976	11.10	Vástago	0.000	48.557	0.00	11.10	11.10
	Aplastamiento	2.994	36.287	8.25	Punzonamiento	0.000	79.513	0.00		
2	Sección transversal	2.616	26.976	9.70	Vástago	0.000	48.557	0.00	9.70	9.70
	Aplastamiento	2.616	58.166	4.50	Punzonamiento	0.000	79.513	0.00		



III. ANEXO DE CÁLCULO AVANZADO DEL FORJADO MIXTO



1. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO A TEMPERATURA AMBIENTE

1.1. Objetivos de la validación

Ante la singularidad de la tipología y respuesta estructural, así como la falta de normativa vigente referente a vigas mixtas de acero-madera con conectores desmontables, se recurre a un cálculo avanzado por el método de los elementos finitos.

Dado que el caso de estudio no se contempla en las principales herramientas de cálculo estructural comerciales, se desarrolla un modelo numérico que reproduzca fielmente el comportamiento del elemento a partir de ensayos de laboratorio.

Con este enfoque, se consigue predecir la respuesta de una viga mixta en las condiciones de montaje y bajo el estado tensional al que estará sometido, permitiendo así demostrar el cumplimiento de la normativa vigente en materia de resistencia y desplazamientos.

1.2. Introducción de la validación

El proceso de validación de un modelo estructural consiste en comparar los resultados de ensayos de laboratorio con los resultados numéricos obtenidos de la simulación de dichos ensayos en un programa de cálculo avanzado. Es importante destacar que las condiciones del ensayo deben ser reproducidas con la mayor fidelidad para obtener una respuesta precisa.

Para validar el modelo numérico, que se describirá en apartados posteriores, se emplean nueve ensayos realizados por diversos autores, con diferencias en los materiales, conectores y dimensiones. Con ello, se busca una variabilidad de escenarios que permita extrapolar los resultados a las condiciones de puesta en obra reales de las vigas mixtas desmontables, quedando del lado de la seguridad.

La Tabla 57 presenta de manera resumida los parámetros y los casos de los ensayos experimentales que servirán como base para la validación del modelo numérico.

Tabla 57. Ensayos experimentales para la validación

Autores	Nº ensayos	Tipo de madera	Luz del vano (m)	Tipo de conectores	Separación conectores (mm)	Espesor losa (mm)
Romero et al.	2	LVL	10	SCT-1 / SCT-2	337	144
Hassanieh et al.	1	LVL	6	Pernos M12	250	75
Hassanieh et al.	1	CLT	6	Pernos M16	250	120
Yang et al.	5	Glulam	2.52	Pernos M6	100	30, 40, 50, 60

1.3. Descripción de los ensayos experimentales de referencia

1.3.1. A. Romero et al. [65]

En la Cátedra de Acero para la Construcción de la Universidad de Luxemburgo, el profesor Christoph Odenbreit lidera un equipo de investigación dedicado al estudio de las vigas mixtas acero-madera con conectores desmontables a temperatura ambiente, a través del proyecto de investigación Prefa-SeTi y la tesis doctoral paralela de Alfredo Romero.

Sus ensayos buscan estudiar el comportamiento a flexión de vigas mixtas de grandes luces de hasta diez metros utilizando losas de madera laminada LVL.

La unión de los paneles superiores con el perfil metálico se lleva a cabo mediante dos tipos de conectores pasantes desarrollados y ensayados en previas campañas de estudio (Figura 61). Ambos cuentan con un refuerzo metálico tubular igual al del agujero de los pernos. Con ello se busca absorber las tensiones de compresión que recibe la losa de madera debido a la precarga de los pernos pasantes, así como reducir la posibilidad de plastificación de los agujeros durante los ensayos a flexión.

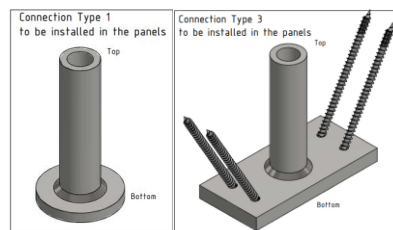


Figura 61. Conectores de rasante empleados en los ensayos de Romero et al. [42]

La campaña experimental cuenta con dos ensayos destinados a analizar el comportamiento de las vigas mixtas con cada uno de los conectores de rasante. La Figura 62 muestra un esquema de la geometría y características de los experimentos.

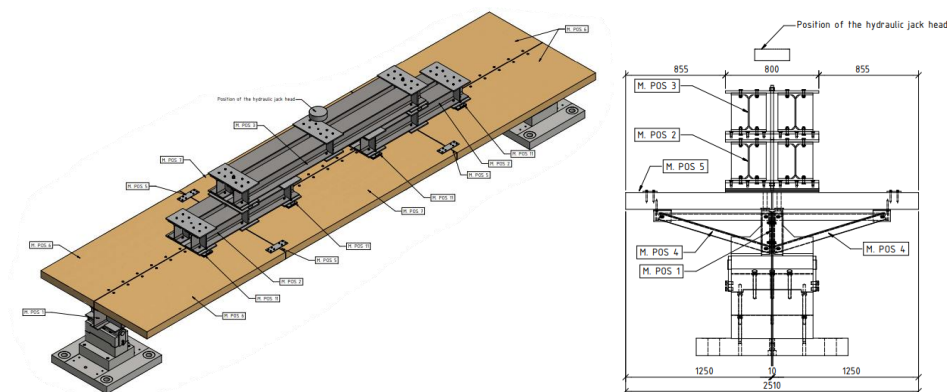


Figura 62. Configuración del ensayo de Romero et al. [16]

Los paneles de LVL tienen dimensiones normalizadas proporcionadas por el proveedor finlandés Metsä Wood, con 1250 mm de anchura y 144 mm de espesor. Dadas estas dimensiones, se refuerzan mediante barras que conectan el ala inferior del perfil de la viga con los extremos del panel de madera para evitar la flexión transversal de la losa debido al peso propio.

Independientemente del tipo de conector empleado, la distancia de separación en la dirección longitudinal de la viga es de 337,5mm. La diferencia reside en los taladrados y rebajes realizados sobre los paneles para alojar cada uno de los conectores.

Puesto que los detalles experimentales no han sido publicados, no se dispone de información sobre la velocidad o el procedimiento de aplicación de la carga. No obstante, a partir de las gráficas que muestran la evolución de la fuerza con respecto al desplazamiento vertical en el centro de vano, se determina que se sigue un ensayo de carga cíclica progresiva.

A diferencia de los ensayos a flexión convencionales a cuatro puntos, por las grandes luces que cubre la viga, se realiza un ensayo de 6 puntos (dos reacciones y cuatro puntos de aplicación de la carga), como se observa en la Figura 63.

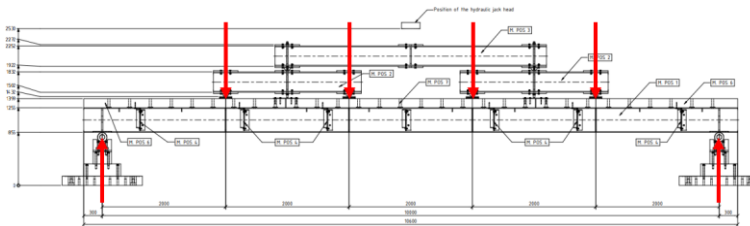


Figura 63. Esquema de aplicación de carga del ensayo de Romero et al. [16]

1.3.2. Hassanieh et al. [9,81]

Desde la Universidad de Sydney se busca conocer la respuesta a flexión, la rigidez, la carga última y los modos de fallo de las vigas mixtas de acero-madera. Durante un periodo de dos años, Hassanieh y co-autores llevaron a cabo experimentos con dos tipologías de losas de madera laminada, comparando los resultados y evaluando la influencia de la resistencia en las diferentes direcciones del espacio.

En primer lugar, se empleó madera LVL unida a un perfil metálico laminado en caliente mediante diversos tipos de conectores [9]. En la segunda campaña experimental, se replicaron los ensayos utilizando paneles de CLT y variando las dimensiones de la losa de compresión [81].

Panel orientation	Span length (mm)	Specimen no.	Steel profile	Connection type	Spacing (mm)
Parallel	Short beam 3000 mm	1	200UB25.4	16 mm screw	250
		2		16 mm screw + nail plate	250
		3		Glue + 16 mm screw	500
	Long beam 6000 mm	4	250UB25.7	12 mm screw	250
		5		M12 bolt	250
Perpendicular	Short beam 3000 mm	6	200UB25.4	16 mm screw	400
		7		Glue + 16 mm screw	400

Figura 64. Plan experimental con las probetas de acero-LVL [9]

El plan experimental desarrollado contempla los experimentos de siete probetas a gran escala variando la luz, los conectores de rasante y la distancia (Figura 64) entre estos para analizar la influencia de los distintos parámetros. Entre los diferentes conectores estudiados se incluyen: tornillos, pernos pasantes, adhesivos y combinaciones de estos (Figura 65).

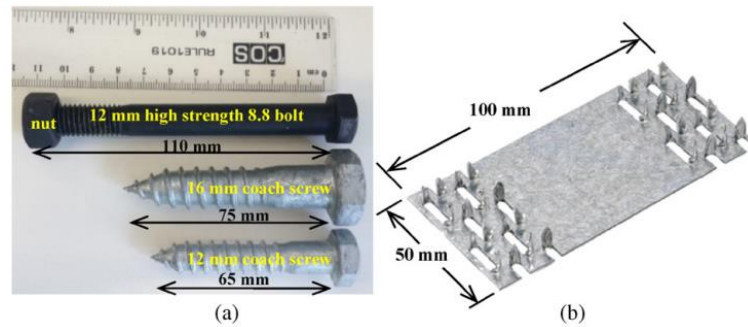


Figura 65. Conectores empleados en los ensayos de vigas mixtas acero-LVL [9]

Para la presente validación se considera el experimento de una viga de gran luz que emplea pernos pasantes para solidarizar los desplazamientos entre la losa y el perfil de la viga. Aunque este sistema no es idéntico al utilizado en el edificio proyectado, al no contar con un tubo metálico en el agujero pasante, se asume que proporcionará un comportamiento análogo al ejecutado en el proyecto. No obstante, se cumple con la condición de modularidad.

La configuración del ensayo siguió el procedimiento de aplicación de la carga expuesto en la normativa europea del Eurocódigo de estructuras de madera del anejo nacional inglés, BS EN-26891 [82]. Inicialmente, se carga la viga aplicando un desplazamiento vertical a razón de 1 mm/s hasta alcanzar el 40% de su capacidad última. Luego, se descarga la viga hasta el 10% de la capacidad y finalmente se retoma la carga con la misma velocidad hasta que se observan daños significativos o se alcanza la situación de fallo.

Para validar los resultados experimentales, los investigadores desarrollaron dos modelos numéricos en una y dos dimensiones (Figura 66). Con ello se abren nuevas ramas de estudio, permitiendo realizar estudios paramétricos. Adicionalmente, con dichos modelos se pudo estimar la carga última de las probetas con el fin de preparar adecuadamente la zona de ensayos y configurar los parámetros de los sensores y actuadores.

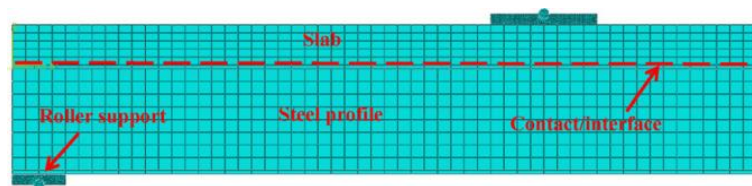


Figura 66. Esquema de mallado del modelo 2D desarrollado por Hassanieh et al. [9]

1.3.3. Yang et al. [12]

En otro intento por caracterizar el comportamiento a flexión de las vigas mixtas de acero-madera, un grupo de investigadores de la Universidad de Nanjing Tech University en colaboración con la Taiyuan University of Technology, llevó a cabo un estudio paramétrico.

En este estudio, las vigas cubren luces de dos metros y medio por lo que las dimensiones de las diferentes partes de la sección transversal son menores que las descritas en comparación con los estudios anteriores.

La principal peculiaridad de esta campaña experimental radica en el uso de madera de tipo Glulam de *Larix gmelinii* para la losa. Esta se conforma a partir de paneles orientados con todas las fibras en la dirección longitudinal de la viga, unidos entre sí con un fuerte adhesivo.

El sistema de conexión frente al esfuerzo cortante fue similar al empleado por Hassannieh et al. [9,81]. Consiste en pernos pretensados con arandelas para distribuir la compresión de pretensado en la madera, dispuestos en agujeros taladrados previamente en las losas y perfiles.

La campaña experimental ensayó seis configuraciones diferentes, con tres probetas por configuración, para estudiar la influencia del espesor y la anchura de la losa de madera bajo las mismas condiciones de conexión. La Figura 67 presenta un resumen del plan experimental llevado a cabo.

Group N°.	h_1 (mm)	b_1 (mm)	s (mm)	l (mm)	L (mm)	$b \times h$ (mm)
Group A	30	150	100	2520	2700	150×130
Group B	40	150	100	2520	2700	150×140
Group C	50	150	100	2520	2700	150×150
Group D	60	150	100	2520	2700	150×160
Group E	40	100	100	2520	2700	100×140
Group F	40	200	100	2520	2700	200×140

Note: h_1 - thickness of glulam slabs (mm); b_1 - width of glulam slabs (mm); s - spacing of bolts along the span direction (mm); l - span of STC beams (mm); L - length of STC beams (mm); b - width of STC beams (mm); h - height of STC beams (mm)

Figura 67. Parámetros de la campaña experimental de Yang et al. [12]

Cabe destacar que en la presente validación no se considerarán los resultados obtenidos en los ensayos del "Group E" debido a que los propios autores argumentan que se produjeron errores de medición. Debido a la baja inercia de la viga en la dirección transversal y las condiciones de sujeción, el pandeo lateral impidió que los resultados se aproximaran a lo esperado. Así, dado que el modelo numérico desarrollado no contempla la posibilidad del pandeo latero-torsional, se descarta la comparación con dichos resultados, que podrían constituir una fuente de error.

Todos los ensayos fueron a cuatro puntos (Figura 68), siguiendo las recomendaciones de la normativa ASTM D198-15. Para ello se empleó una viga de distribución aplicando la carga a 1/3 de la luz del vano desde los soportes. La velocidad de aplicación de la carga fue controlada por desplazamiento a razón de 5 mm/min de forma monótona creciente hasta alcanzar el 90% de la carga última de la viga o hasta observar daños significativos en el centro de vano.

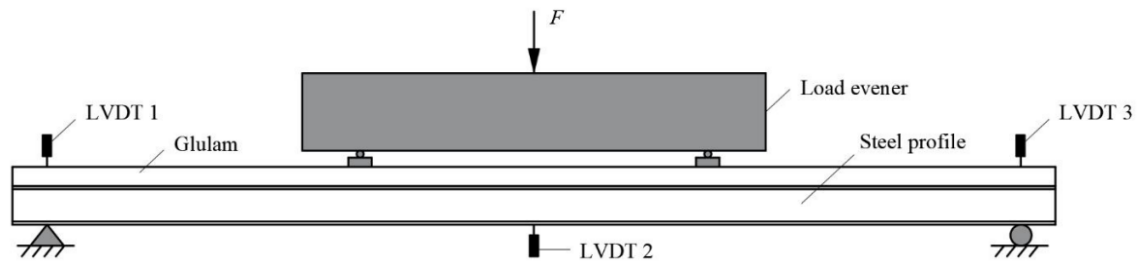


Figura 68. Esquema del ensayo de Yang et al. [12]

Los parámetros medibles se capturaron mediante sensores láseres (LDV-2) en el punto medio del vano y sensores de desplazamiento lineal en los puntos de apoyo (LDV-1).

En paralelo a la campaña experimental, en esta publicación se desarrollaron modelos numéricos tridimensionales (Figura 69) en ABAQUS para comparar y validar los resultados, así como para evaluar la capacidad de conexión de los pernos.

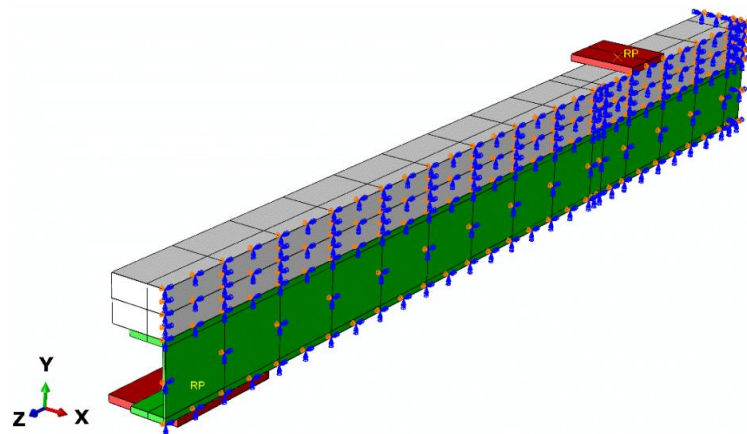


Figura 69. Modelo numérico con las condiciones de contorno de Yang et al. [12]

1.4. Descripción del modelo numérico

En el siguiente apartado se describen los pasos que permiten definir el proceso de modelado numérico desarrollado para reproducir los ensayos anteriormente presentados.

El modelo fue elaborado utilizando el software de cálculo de análisis no lineal por el método de los elementos finitos ABAQUS, en su versión 2023.

1.4.1. Geometría y condiciones de contorno

El modelo se compone de cuatro partes diferenciadas: la losa de madera, el perfil metálico, los conectores de rasante y el apoyo rígido.

Las dos primeras se modelizan a partir de extrusiones tridimensionales de una sección transversal previamente definida. Los pernos que solidarizan el comportamiento de la sección mixta acero-madera se simulan mediante dos nodos de referencia que indican los extremos del elemento real y una interacción, posteriormente descrita, que caracteriza el comportamiento resistente de la unión. Por último, los apoyos se conforman a partir de un tubo hueco para imitar un apoyo puntual sobre los que se han aplicado las condiciones de contorno necesarias para anular todos sus movimientos y rotaciones en el espacio.

Dadas las simetrías que presenta la sección transversal de la viga a modelar, es válido emplear el modelo de una cuarta parte del elemento. Además, esta simplificación permite reducir el tiempo de cálculo debido a que disminuye el número de elementos de integración del modelo sobre los que se deben aplicar las ecuaciones de equilibrio en cada iteración. Por consiguiente, se realizan extrusiones de las diferentes piezas que conforman la sección de la viga con una doble simetría (longitudinal y transversal), como se observa en la Figura 70:

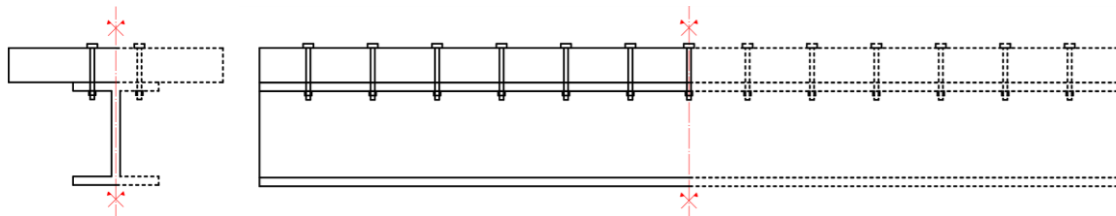


Figura 70. Planos de simetría del modelo numérico

Dada la estrategia de modelado empleada se precisa de dos condiciones de contorno que permitan considerar el efecto de aquellas partes no modelizadas. La Figura 71 representa las dos superficies en las que se aplican las condiciones y los grados de libertad restringidos.

Para la simetría longitudinal se impide el desplazamiento en la dirección del eje X y los giros alrededor de los ejes Y y Z. Por otro lado, para la simetría axial se impiden los desplazamientos en la dirección del eje Y y los giros alrededor de los ejes X y Z.

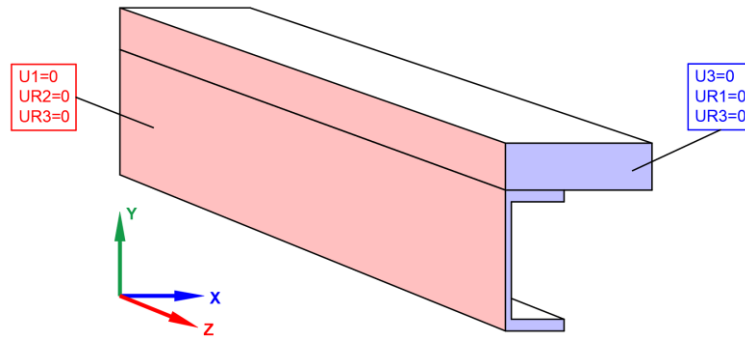


Figura 71. Condiciones de contorno del modelo numérico

Cabe destacar que con la simetría axial no es posible simular el efecto del pandeo lateral de las vigas, ya que el desplazamiento fuera del plano de flexión está impedido. No obstante, tanto en las condiciones de ensayo como en la práctica constructiva, se disponen de detalles para el correcto arriostamiento lateral de las vigas.

1.4.2. Mallado del modelo

Buscando un mallado uniforme, sin discontinuidades ni deformaciones excesivas de los elementos finitos por singularidades de la geometría, se realizan particiones en cada una de las piezas del modelo. Esto permite independizar el mallado en las diferentes partes, generando aristas y puntos de nucleación de nodos que definirán los elementos posteriormente. Asimismo, esas particiones permiten acotar las diferentes superficies facilitando la definición de las propiedades de interacción entre piezas del modelo.

Todas las piezas del modelo son malladas de forma independiente al ensamblaje. Se emplean elementos sólidos cúbicos de ocho nodos con rigidez de integración reducida (C3D8R) y tres grados de libertad traslacionales (Figura 72). Estos, son adecuados en análisis no lineales que involucran contactos variables, grandes deformaciones, excesiva plasticidad o fallo del material [83,84]. Además, son empleados habitualmente en partes o elementos tipo losa [85] como la pieza de madera laminada presente en la sección de la viga de estudio.

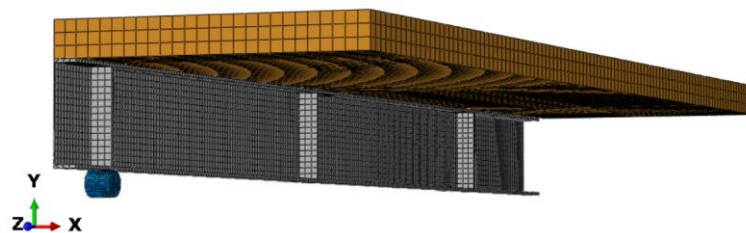


Figura 72. Mallado de las piezas del modelo numérico

1.4.3. Leyes constitutivas de material

La caracterización del material se obtiene a partir de ensayos realizados en laboratorio, permitiendo así trabajar con los valores de resistencia y rigidez reales. Con ello, se pretende reproducir las condiciones del experimento fielmente evitando errores causados por el uso de valores nominales que podrían afectar a los resultados.

Las propiedades del perfil metálico se modelizan a partir de los valores del límite elástico (f_y), límite de rotura (f_u) y módulo elástico (E) extraídos de un ensayo de tracción uniaxial. La curva de tensión-deformación del acero se construye a partir de las indicaciones de la normativa europea UNE EN 1993.1.2 [74] en su anexo A (Figura 73).

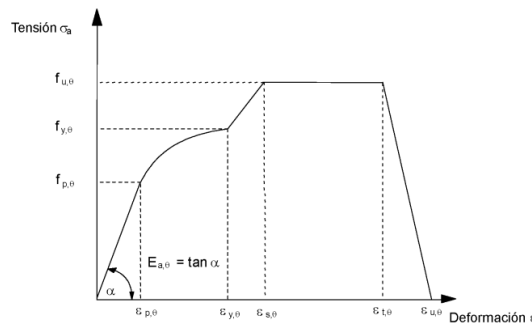


Figura 73. Diagrama tensión-deformación del acero con endurecimiento [74]

La madera, al tratarse de un material ortótropo, requiere de múltiples ensayos para definir adecuadamente sus propiedades. Sin embargo, la losa de las vigas mixtas se lleva a cabo mediante paneles de LVL por lo que el comportamiento se rige directamente por las propiedades en la dirección paralela a las fibras. Siendo así escasa la influencia de las propiedades de la madera en las direcciones transversal y radial al veteado.

En el modelo tridimensional, las propiedades elásticas de la losa se definen mediante los valores de límite elástico (f_y), módulo elástico longitudinal (E), módulo elástico transversal (G) y módulo de Poisson (ν) en las tres direcciones del espacio. Siendo 1 la dirección paralela a las fibras del material y 2 y 3 las direcciones perpendicular y radial respectivamente, la Tabla 58 muestra los valores de empleados para la definición de las propiedades elásticas del material. Cabe destacar que los valores considerados han sido obtenidos por ensayos de laboratorio.

Tabla 58. Propiedades elásticas de la madera LVL en las tres direcciones

E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	E_3 (MPa)	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}	G_{12} (MPa)	G_{13} (MPa)	G_{23} (MPa)
7917	1764.5	95.5	0.48	0.48	0.24	765.22	342.96	49.09

Finalmente, se descarta la parte plástica de la curva de comportamiento del material. Bajo los estados de carga considerados no se alcanza la plastificación de la madera por compresión. Asimismo, el comportamiento es frágil a tracción, pero por las condiciones de contorno en los extremos no se producirá nunca un estado tensional en el que la parte superior de la viga esté sometida a tracción.

1.4.4. Interacciones

La interacción entre las diferentes partes del modelo de la viga mixta se realiza mediante un contacto normal y tangencial.

El contacto normal se lleva a cabo mediante la opción de “*Hard Contact*” para evitar la penetración o soldadura de las piezas bajo cargas de compresión.

La propiedad tangencial se modela mediante una fricción entre materiales con un coeficiente de rozamiento de valor 0.3 entre la losa de madera y el perfil metálico según los resultados obtenidos por Dorn et al. [86] en la campaña experimental para la determinación de los coeficiente de fricción del LVL sobre piezas metálicas.

1.4.5. Conectores desmontables

Los conectores de rasante desmontables se modelan utilizando la función de “Conector” de ABAQUS.

Se sitúan puntos de referencia en los extremos de la unión, en la parte inferior del ala superior del perfil metálico y la cara superior de la losa de madera, como se muestra en la Figura 74.

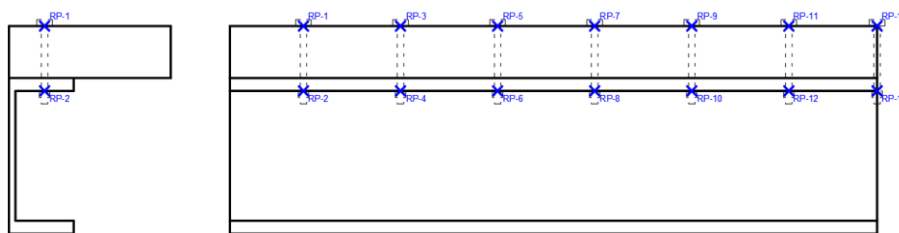


Figura 74. Esquema de modelización de conectores

El comportamiento de la unión se caracteriza a partir de los resultados de ensayos de cortante (push-out) llevados a cabo en la universidad de Luxemburgo, cuya configuración se muestra en la Figura 75.

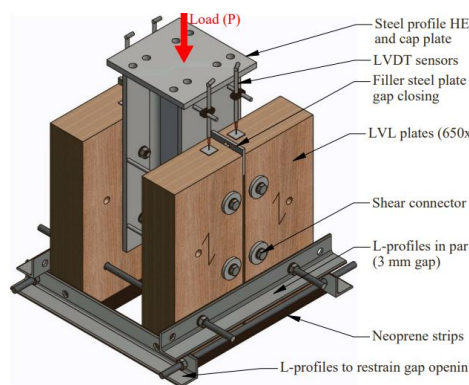


Figura 75. Configuración de un ensayo de cortante (push-out test) [42]

Estos permiten determinar la relación entre fuerza aplicada en la dirección perpendicular y el desplazamiento del conector en la dirección de aplicación de la carga. La Figura 76 muestra las curvas de fuerza-desplazamiento extraídas en los ensayos de Romero et al. [42].

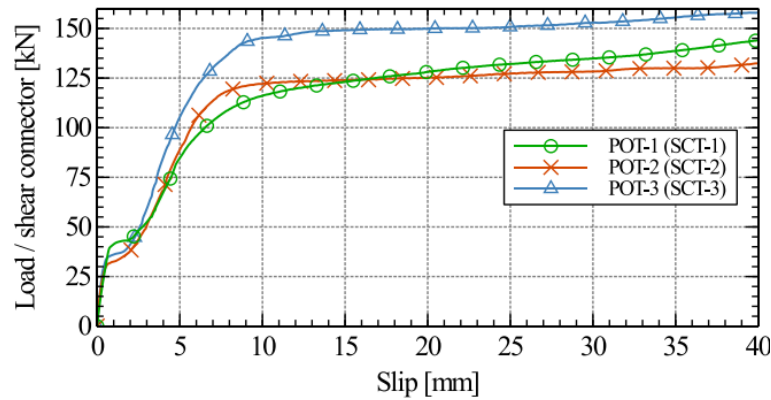


Figura 76. Curvas de respuesta de los conectores de Romero et al. [42]

1.4.6. Aplicación de la carga

La aplicación de la carga se realiza mediante un desplazamiento controlado directamente sobre un punto de referencia. A través de una condición de contorno que acopla el punto anteriormente mencionado con los nodos de la región en la que se sitúa el plato de carga real, se impone un descenso unitario en la dirección perpendicular al eje de la viga (0,-1,0). La Figura 77 muestra un esquema del acoplamiento.

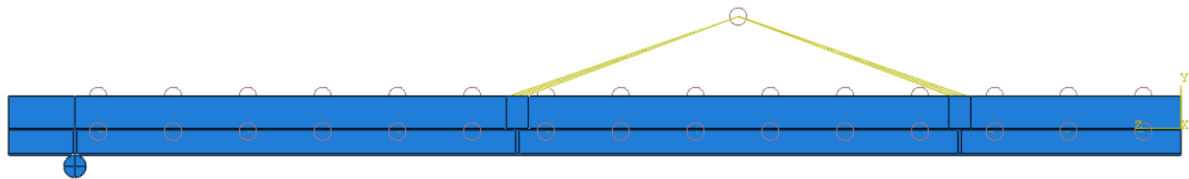
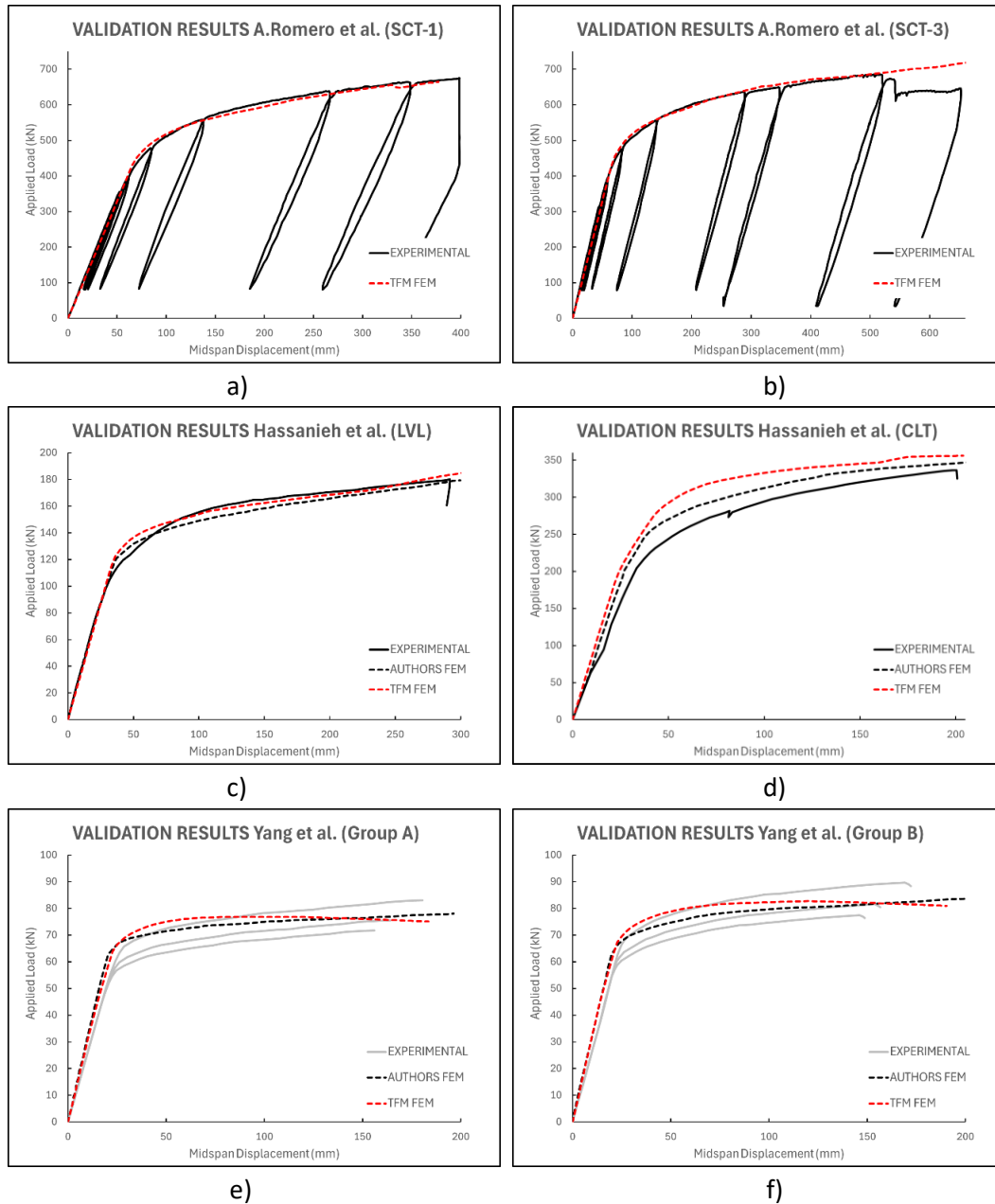


Figura 77. Esquema del acoplamiento de desplazamientos para la aplicación de la carga

Con esta técnica se evitan problemas de falta de convergencia derivados de la aplicación de una fuerza puntual o lineal.

1.5. Resultados de la validación

La respuesta a flexión (curvas fuerza-desplazamiento) de las vigas mixtas simuladas mediante el modelo numérico desarrollado en ABAQUS, comparada con los resultados experimentales y numéricos obtenidos por los diversos autores estudiados se muestra en la Figura 78.



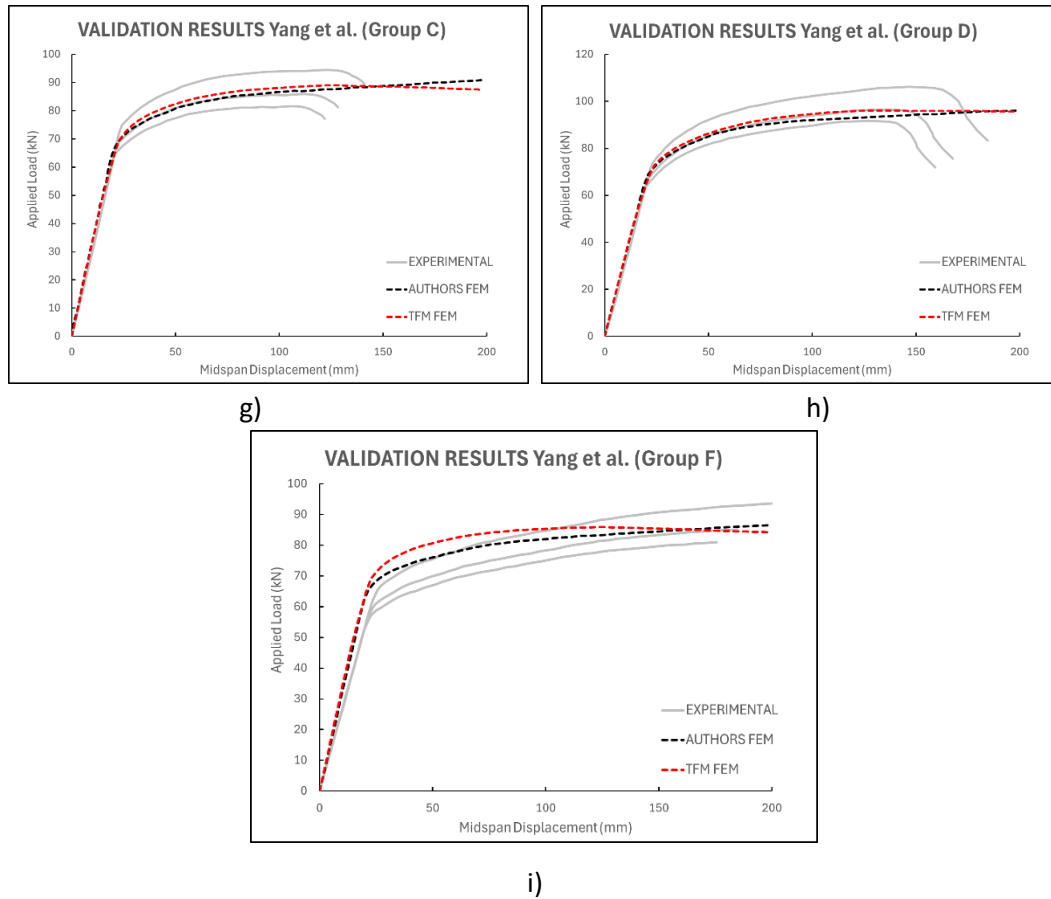


Figura 78. Resultados de la validación del modelo numérico

Como se puede observar, la respuesta elástica y la carga última es capturada con precisión por las simulaciones y la diferencia máxima entre la carga última experimental y numérica no supera el 6%. Las siguientes tablas recogen los valores de carga última obtenidos de los ensayos experimentales y de los modelos numéricos, demostrando un correcto comportamiento de las simulaciones.

Tabla 59. Comparativa de resultados con Romero et al.

ALFREDO ROMERO - LVL			
Ensayo	Carga máxima (kN)		Error
	Experimental	Numérico	
1 (STC-1)	675.69	666.22	1.01
2 (STC-3)	685.31	689.19	0.99
	Mean		1.00
	Standar deviation		0.01

Tabla 60. Comparativa de resultados con Hassanieh et al.

HASSANIEH - LVL					
Ensayo	Carga máxima (kN)			Error del autor	Error
	Experimental	Numérico del autor	Numérico		
5 (M12)	181.50	178.50	183.40	1.02	0.99

HASSANIEH - CLT					
Ensayo	Carga máxima (kN)			Error del autor	Error
	Experimental	Numérico del autor	Numérico		
4 (M16)	336.00	347.00	355.86	0.97	0.94

Tabla 61. Comparativa de resultados con Yang et al.

YANG - GLULAM						
Ensayo	Carga máxima (kN)			Error del autor	Error	Error numérico
	Experimental	Numérico autor	Numérico			
A	72.85	75.16	76.86	0.97	0.95	0.98
B	77.81	80.09	82.73	0.97	0.94	0.97
C	86.61	86.14	88.99	1.01	0.97	0.97
D	93.92	92.76	96.06	1.01	0.98	0.97
F	79.80	82.28	85.88	0.97	0.93	0.96
Mean				0.99	0.95	0.97
Standard deviation				0.02	0.02	0.01

Los errores indicados en estas tablas se han calculado mediante la siguiente relación:

$$\varepsilon = \frac{P_{exp}}{P_{num}} \quad (38)$$

Así, todos aquellos valores que superen la unidad se considerarán del lado de la seguridad, debido a que el modelo predice una carga última por debajo de la real (conservadora), mientras que valores inferiores a la unidad son considerados inseguros.

1.6. Conclusiones de la validación

A partir de los resultados presentados en el apartado anterior se resume en la Figura 79 la comparación entre los resultados experimentales y numéricos.

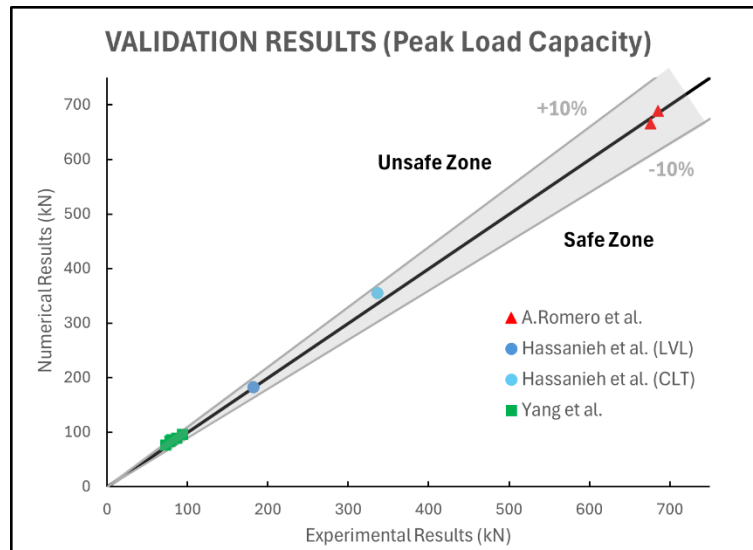


Figura 79. Gráfico de errores de la validación

Mediante esta gráfica se busca observar la posición de los resultados de las simulaciones numéricas con respecto a una bisectriz que delimita la bondad de la predicción. Cuando el resultado experimental supera al numérico, la marca queda por debajo de la recta bisectriz, indicando que está del lado de la seguridad. Por el contrario, si el resultado numérico es superior al experimental, la marca queda por encima de la recta (en la zona insegura).

Independientemente de la posición relativa de los resultados con respecto a la bisectriz, se considera válido cualquier error que difiera menos de un $\pm 10\%$. Como se observa en el gráfico, todos los resultados caen dentro del cono gris, donde el error es menor al 10%.

Por todo ello, se puede concluir que el modelo numérico desarrollado representa con fidelidad el comportamiento real de una viga mixta acero-madera con conectores desmontables. Por lo tanto, puede ser extendido para ser utilizado en el análisis tensional y deformacional de las vigas secundarias del edificio proyectado bajo las hipótesis de acciones consideradas en el proyecto y con ello verificar las prescripciones contempladas en la normativa vigente.

2. DIMENSIONADO DEL FORJADO MIXTO

Una vez el modelo numérico se ha validado y se ha comprobado que reproduce fielmente el comportamiento real de una viga mixta de acero-madera, es posible dimensionar las vigas secundarias sobre las que apoyará la losa de madera mediante este modelo avanzado para justificar el cumplimiento de la normativa.

2.1. Comprobaciones a realizar

El software de cálculo estructural CYPE3D no es capaz de modelizar el comportamiento mixto de una tipología de viga mixta acero-madera como la que se emplea para los forjados del presente proyecto. Es por ello que, para su comprobación, es necesario recurrir a programas de cálculo numérico avanzado como es ABAQUS.

No obstante, el módulo de CYPE sí que es capaz de generar las hipótesis y combinaciones de acciones que debe soportar la barra para garantizar el cumplimiento de las exigencias básicas del CTE DB SE [68].

Así, a partir de los esfuerzos de sollicitación extraídos de un software y las curvas de comportamiento obtenidas por el otro es posible realizar el cálculo resistente a temperatura ambiente del forjado.

Puesto que la separación entre vigas secundarias es de 2.5 metros en los vanos exteriores del pórtico y de 2 metros en el vano interior y que la longitud máxima de esta tipología de elementos es de 10 metros, las comprobaciones se realizarán sobre una viga secundaria de la primera o segunda planta, por tener una sobrecarga de uso mayor que la cubierta, con crujía de carga de 2.5 metros.

2.1.1. Estados Límite Últimos (ELU)

Como ya se ha justificado anteriormente, las uniones de las vigas secundarias con las vigas principales son articuladas. Por ello, los perfiles sobre los que apoya la losa del forjado están sometidos fundamentalmente a esfuerzos de flexión.

No obstante, la flexión pura es un escenario virtual puesto que en la realidad siempre existirá un esfuerzo de corte o de tracción o compresión que acompañe al momento flector.

La combinación de acciones más desfavorable para la comprobación de resistencia a flexión y axil combinados:

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_B + 0.9 \cdot V(90^\circ) + 0.75 \cdot N(EI)$$

Siendo,

G la carga permanente.

Q_B la sobrecarga de uso de categoría B (administrativa).

$V(90^\circ)$ el viento lateral que llega con un ángulo de 90 grados con respecto a la fachada frontal.

$N(EI)$ la carga de nieve sobre la cubierta.

En este caso, no se tiene en cuenta el cortante, ya que las mayores sollicitaciones se producen en el centro del vano de la viga y el esfuerzo de corte es nulo en ese punto y máximo en los apoyos, donde

el momento se anula. La Figura 80 muestra un esquema de los diagramas de esfuerzos de la barra de estudio:

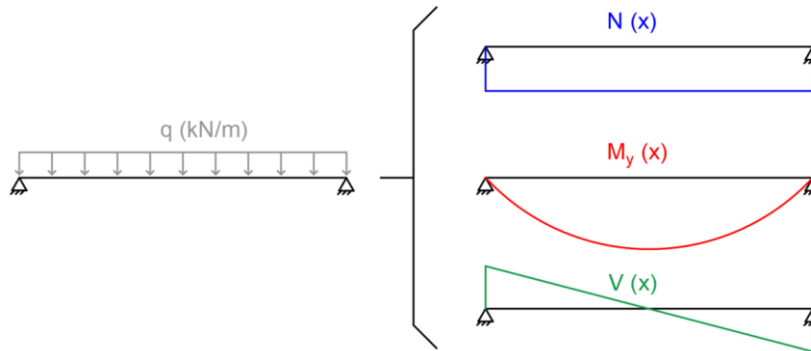


Figura 80. Diagramas de esfuerzos de una viga secundaria

Bajo la hipótesis de acciones considerada, los esfuerzos en la sección más desfavorable de la viga (sección central) son:

$$N_{Ed} = 0.05 \text{ kN} ; M_{y,Ed} = 224.65 \text{ kNm} ; M_{z,Ed} = 0 \text{ kNm} ; V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

Como se observa, el esfuerzo predominante es la flexión sobre el eje fuerte (eje y-y) y el axil es tan pequeño que se puede despreciar. Según el Eurocódigo 3, EN 1993-1-1 [73] en secciones en doble T simétricas, de clase 1 o 2 y sometidas a flexión y axil combinados “no es necesario hacer la reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión alrededor del eje y-y por efecto del esfuerzo axil, cuando se cumplan los dos siguientes criterios:”

$$N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (39)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (40)$$

Siendo,

N_{Ed} el axil demandado a la sección crítica, en este caso 0.05 kN.

$N_{pl,Rd}$ la resistencia plástica de la sección bajo un esfuerzo axil calculada según la ecuación (14).

h_w la altura del alma del perfil a estudiar.

t_w el espesor del alma del perfil a estudiar.

f_y el límite elástico del material del perfil a estudiar, en este caso 355 MPa.

γ_{M0} el coeficiente parcial de seguridad del material relativo a la plastificación ($\gamma_{M0} = 1.05$).

Considerando las dimensiones del perfil más pequeño posible de la serie IPE, el IPE80, se obtiene:

$$N_{Ed} = 0.05 \text{ kN} \ll 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 64.58 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0.05 \text{ kN} \ll 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd} = 38.29 \text{ kN}$$

Con ello queda justificado según la normativa europea vigente la desestimación del esfuerzo axil para la comprobación de la viga secundaria (es decir, no es necesario comprobar la interacción axil-momento flector).

Con la simplificación considerada, el único E.L.U. a comprobar es el de flexión en el eje y-y, cuya combinación más desfavorable sigue siendo la descrita anteriormente. El esfuerzo de cálculo a considerar será:

$$M_{y,Ed} = 224.65 \text{ kNm}$$

Además, cabe destacar que no se precisa de más comprobaciones debido a los esfuerzos a los que se somete la barra y a la imposibilidad de pandeo que tiene la viga en su eje débil, debido al arriostamiento que ofrece la losa de madera a la que se conecta mediante conectores de rasante. Así, queda justificada la imposibilidad de pandear tanto en su plano como fuera de este.

2.1.2. Estados Límite de Servicio (ELS)

La otra exigencia básica requerida por la normativa del del CTE DB SE [68] es la de Aptitud al Servicio. Con esta se limitan las deformaciones admisibles en la estructura bajo combinaciones de acciones que frecuentemente se pueden dar a lo largo de la vida útil del edificio. Los tres criterios de comprobación son: integridad, confort y apariencia. Estos se detallan en el apartado 3.6.2 del Anexo de Cálculo a Temperatura Ambiente y se resumen en:

- **Integridad:** se consideran las acciones de corta duración irreversibles con una combinación característica y se limita la flecha relativa a L/400.
- **Confort:** se consideran las acciones de corta duración reversibles con una combinación característica y se limita la flecha relativa a L/300. Puesto que integridad es más restrictiva no se considerará en las comprobaciones.
- **Apariencia:** se consideran las acciones de larga duración con una combinación casi permanente y se limita la flecha relativa a L/300.

A partir de la exigencia de la norma y sabiendo que sobre le forjado de planta las acciones actuantes son 3.0 kN/m² de carga permanente y 2.0 kN/m² de sobre carga de uso, se puede calcular la carga lineal en cada caso de estudio:

$$\text{Integridad: } q = Q_B \cdot s = 2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.5 \text{ m} = 5.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Apariencia: } q = G \cdot s = 3.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.5 \text{ m} = 7.5 \text{ kN/m}$$

A continuación, se puede calcular el momento flector en el centro de vano de una viga biarticulada sometida a una carga lineal uniformemente distribuida como:

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 \quad (41)$$

Por tanto, para cada uno de los criterios a comprobar el momento valdrá:

$$\text{Integridad: } M_{Ed_{int}} = 62.5 \text{ kNm}$$

$$\text{Apariencia: } M_{Ed_{ap}} = 93.75 \text{ kNm}$$

En conclusión, a partir de las curvas de comportamiento de la viga mixta obtenidas de la simulación numérica, se deberá asegurar que para los esfuerzos previamente calculados la flecha en centro de vano no supera los valores límite.

2.2. Metodología de comprobación

Al igual que en el proceso de validación, para conocer la respuesta de las vigas mixtas ante los esfuerzos anteriormente calculados, se simulará un ensayo de flexión.

Para ello, se modelizará un cuarto de la sección de la viga y se impondrán las simetrías y condiciones de contorno pertinentes para asegurar el correcto funcionamiento de la simulación.

Iterativamente se obtendrán las curvas de comportamiento de diversas vigas variando el canto del perfil metálico sobre el que se soporta la losa de madera, que se supondrá de espesor constante e igual a 144 mm. La separación de los conectores de rasante se mantendrá constante e igual a 337.5 mm en la dirección longitudinal, de forma que a lo largo de los 10 metros de la barra haya hasta 60 pernos desmontables que solidaricen los esfuerzos de las partes de la sección transversal.

Finalmente, a partir de los esfuerzos de cálculo y de los resultados se seleccionará qué perfil cumple o no con las exigencias básicas de la norma.

2.3. Resultados del cálculo avanzado

La Figura 81 muestra las curvas de comportamiento (momento-flecha en centro de vano) de diversas vigas mixtas simuladas mediante el modelo de cálculo avanzado con diferentes secciones de perfiles, desde un IPE 400 hasta el perfil de menor canto de la serie que se comercializa, el IPE 120.

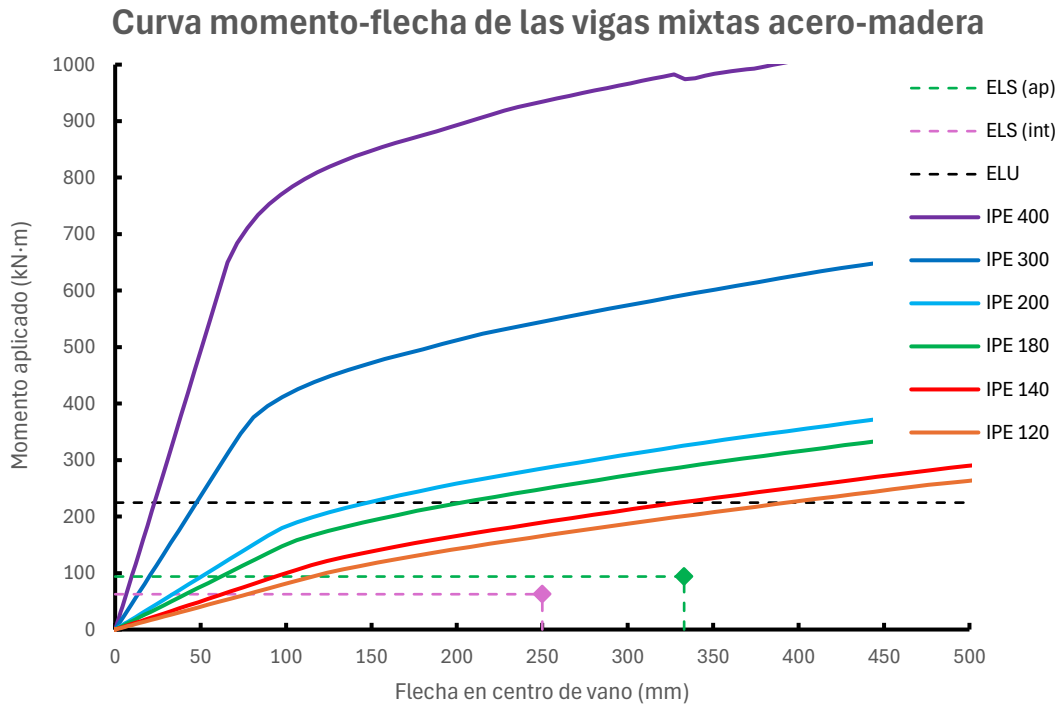


Figura 81. Resultados del cálculo avanzado del forjado mixto

En línea discontinua negra se muestra el momento flector de cálculo con la hipótesis más desfavorable de E.L.U. obtenido del programa CYPE3D. Como se puede observar, todas las simulaciones presentan un momento último por encima de la sollicitación, por lo que cualquiera de las vigas simuladas cumpliría con la exigencia de capacidad portante.

Por otro lado, los dos puntos en la intersección de las líneas discontinuas representan los límites de flecha según los criterios de integridad (color rosa) y apariencia (color verde). Todas las respuestas estructurales que se representen por encima de esos puntos indicarán que se cumplen las condiciones, mientras que si pasan por debajo significará que la viga, para el momento sollicitado, se deforma más del máximo permitido en la norma. De nuevo se puede observar que la respuesta de todas las simulaciones realizadas supera los puntos de control, de forma que cualquier perfil de los simulados podría instalarse. Además, todas las vigas se encuentran en el rango de deformación elástica en el punto de cruce con el momento sollicitante, por lo que cualquier deformación sería reversible retomando su forma original sin experimentar deformaciones plásticas.

Según el software de cálculo de estructuras metálicas CYPE 3D, el perfil necesario sin considerar la aportación de la losa de madera es un IPE400. Con un porcentaje de aprovechamiento del 52.34% en la hipótesis más desfavorable de resistencia y de 89.15% en flecha, ningún perfil menor es capaz de cumplir con las exigencias de aptitud al servicio debido a su longitud, 10 metros.

No obstante, tras la simulación avanzada de las vigas mixtas acero-madera los resultados previamente obtenidos con CYPE se corrigen demostrando que no se precisa de perfiles de ese canto para superar los límites de resistencia última a flexión ni desplazamiento máximo en centro de vano. La Tabla 62 compara los perfiles necesarios en las dos situaciones de cálculo realizadas.

Tabla 62. Comparativa de resultados de las vigas mixtas acero-madera

	Sin considerar el efecto mixto (acero-madera) – CYPE 3D	Considerando el efecto mixto (acero-madera) – ABAQUS
Mínimo perfil requerido	IPE 400	IPE 120

La razón fundamental por la que incluso los perfiles más pequeños como el IPE120 son capaces de cumplir con los requisitos establecidos por la norma es la separación entre vigas secundarias. Esta distancia queda impuesta por las dimensiones máximas de los tableros Kerto® LVL Q-panel de la empresa Metsä Wood (Tabla 63). Puesto que la máxima separación entre las vigas secundarias coincide con la anchura máxima de los paneles, 2.5 metros, los esfuerzos demandantes son reducidos.

Tabla 63. Dimensiones generales de los tableros comerciales Kerto® LVL Q-panel [64]

	MÍNIMA (mm)	MÁXIMA (mm)
Espesor	21	75
Ancho/canto	200	2500
Largo	2000*	25 000**

* Longitudes inferiores (< 2000 mm) y anchos inferiores a 200 mm disponibles bajo pedido.

** Si el ancho del producto es superior a 1830 mm, la longitud máxima es de 20 000 mm.

Finalmente, cabe destacar que el perfil seleccionado para soportar la losa del forjado en las vigas secundarias será un IPE220. Como se demostrará en el Anexo de Cálculo de la estructura en situación accidental de incendio, esto se debe a que en el análisis estructural en fuego se desestima del lado de la seguridad la contribución de la lámina de madera a la capacidad mecánica de la viga debido a la propiedad combustible del material de la losa. Así, bajo la simplificación considerada el menor perfil que es capaz de soportar los esfuerzos sin colapsar es el IPE 220. La Tabla 64 justifica que la elección del perfil en fuego:

Tabla 64. Justificación del perfil en situación de incendio

Perfil	$E_{fi,d}$	$R_{fi,d,0}$	$\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d,0}$	$\mu_0 \leq 1$
IPE 180	127.30 kN·m	84.39 kN·m	1.508	NO
IPE 200	127.74 kN·m	111.88 kN·m	1.142	NO
IPE 220	128.22 kN·m	144.74 kN·m	0.886	SÍ

$E_{fi,d}$ el esfuerzo de cálculo en la situación de incendio.

$R_{fi,d,0}$ la resistencia de cálculo en fuego, en el instante inicial (t=0).

μ_0 el grado de utilización del elemento.

A partir de los resultados de la Figura 81, es evidente que una viga mixta con el IPE220, con mayor resistencia y rigidez que el IPE200, cumplirá con las condiciones de capacidad portante y aptitud al servicio.



IV. ANEXO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN SITUACIÓN DE INCENDIO



1. INTRODUCCIÓN

En el presente anexo se describe y detalla la verificación de la exigencia de resistencia estructural en situación accidental de incendio de la estructura portante metálica del edificio de oficinas proyectado para cumplir con los requisitos de la normativa vigente.

Para ello, se realiza un cálculo prescriptivo basado en los modelos simplificados desarrollados en la norma nacional CTE DB SI 6 [49] e internacional EN 1993-1-2 [74].

La normativa europea relativa al cálculo de acciones en situación de incendio, EN 1991-1-2 [72], establece que *“un procedimiento de cálculo estructural ante el fuego plenamente analítico debiera tener en cuenta el comportamiento del sistema estructural a temperaturas elevadas, la exposición potencial al calor y los efectos favorables de los sistemas activos y pasivos de protección contra incendios, así como las incertidumbres asociadas a estos tres factores y la importancia de la estructura”*.

Los métodos de cálculo prescriptivos son aquellos que emplean modelos de incendio representados por curvas nominales temperatura-tiempo propuestos en la normativa para la generación de las acciones térmicas sobre la estructura. Además, estos evalúan la resistencia de los elementos estructurales de forma individualizada, sin tener en cuenta la interacción con el resto de barras que acometen a sus extremos, por lo que requieren de la aplicación de factores de corrección por incertidumbre.

Estos procedimientos de cálculo son los recomendados en la normativa, dada su simplicidad de aplicación, aunque también es posible realizar un cálculo prestacional, el cual recurre a modelos de cálculo avanzados y modelos de incendio “natural” obtenidos a partir de herramientas de simulación computacional, siempre que se garanticen los requisitos mínimos de seguridad y resistencia de la estructura.

En el presente Trabajo Final de Máster se emplea una metodología de cálculo prescriptiva basada en un modelo de incendio normalizado representado por la curva estándar tiempo-temperatura. El método de cálculo utilizado será el de la temperatura crítica, descrito en el CTE DB SI-6 Anejo D, de modo que se asegure un tiempo de resistencia al fuego de la estructura principal superior al exigido.

2. NORMATIVA DE APLICACIÓN

En el marco normativo español, el CTE DB SI regula la prestaciones de las estructuras de edificios de uso administrativo, entre otros, frente a la acción del fuego. El documento básico se divide en seis apartados en los que trata cada una de las exigencias básicas que debe verificar la construcción objeto de estudio. Estas exigencias son:

- SI-1: Propagación interior
- SI-2: Propagación exterior
- SI-3: Evacuación de los ocupantes
- SI-4: Instalaciones de protección contra incendios
- SI-5: Intervención de los bomberos
- SI-6: Resistencia al fuego de la estructura

Otras normativas de referencia en materia estructural a las que se recurren son: el Código Estructural [67], que por su Anejo 23 regula los proyectos estructurales sometidos al fuego, y los Eurocódigos relativos a estructuras metálicas: EN 1993-1-2 [74] y EN 1995-1-2 [76].

No obstante, cabe destacar que los contenidos de todas ellas con respecto a los métodos simplificados de cálculo basados en la temperatura crítica y comprobación en el dominio resistente son comunes, por lo que el presente anexo se seguirá la metodología propuesta en el Anejo 23 del Código Estructural [67].

2.1. SI 1: Propagación interior

Establece las condiciones que debe cumplir el edificio para limitar la propagación de un incendio localizado a la totalidad de la construcción. Para ello es preciso compartimentar el establecimiento en sectores de incendio diferenciados que garanticen el aislamiento y eviten la propagación de las llamas en caso de incendio.

La norma limita el tamaño de los sectores de incendio en función de su uso. Para un edificio administrativo como el proyectado, el tamaño máximo de un sector debe de ser de 2500 m². Puesto que cada planta tiene una superficie en proyección horizontal de 800 m² se cumple la exigencia. Además, las escaleras de ambos costados de la distribución en planta (Figura 17, Figura 18 y Figura 19) se consideran sectores de incendio independientes por tratarse de vías de evacuación, por lo que se encuentran debidamente aisladas mediante puertas que garantizan el tiempo de resistencia al fuego mínimo y su superficie se descontaría del sector de cada planta.

A continuación, a partir del uso y de la altura de evacuación, el DB SI [49] exige unas propiedades de estanqueidad y aislamiento de los elementos constructivos que delimitan el sector (Tabla 65).

Tabla 65. Resistencia de los elementos constructivos que delimitan el sector (Fuente: CTE DB SI [49])

Elemento	Plantas bajo rasante	Resistencia al fuego		
		Plantas sobre rasante en edificio con altura de evacuación:		
		h ≤ 15 m	15 < h ≤ 28 m	h > 28 m
Paredes y techos ⁽³⁾ que separan al sector considerado del resto del edificio, siendo su uso previsto: ⁽⁴⁾				
- Sector de riesgo mínimo en edificio de cualquier uso	(no se admite)	EI 120	EI 120	EI 120
- Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	EI 120	EI 60	EI 90	EI 120
- Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	EI 120 ⁽⁵⁾	EI 90	EI 120	EI 180
- Aparcamiento ⁽⁶⁾	EI 120 ⁽⁷⁾	EI 120	EI 120	EI 120
Puertas de paso entre sectores de incendio				
	EI ₂ t-C5 siendo t la mitad del tiempo de resistencia al fuego requerido a la pared en la que se encuentre, o bien la cuarta parte cuando el paso se realice a través de un vestíbulo de independencia y de dos puertas.			

En el caso de estudio, la altura de la construcción no supera los 15 metros sobre rasante, por lo que se requiere como mínimo de un EI60 para los elementos constructivos y una caracterización de EI₂ tC-5 para las puertas que comunican diferentes sectores de incendio.

Por último, define aquellos espacios en los que hay un mayor riesgo de iniciación de un incendio como “locales de riesgo especial”. En general se consideran como locales de riesgo especial los

almacenes de productos de limpieza y para el caso particular de un uso de oficina los locales destinados al almacenamiento de archivos o a la reprografía también constituyen posibles focos de incendio. La Tabla 66 muestra los límites de tamaño que pueden tener este tipo de estancias para clasificarlas en locales de riesgo bajo, medio o alto.

Tabla 66. Clasificación de los locales y zonas de riesgo especial (Fuente: CTE DB SI [49])

Uso previsto del edificio o establecimiento	Tamaño del local o zona		
	Riesgo bajo	Riesgo medio	Riesgo alto
- Uso del local o zona	S = superficie construida V = volumen construido		
En cualquier edificio o establecimiento:			
- Talleres de mantenimiento, almacenes de elementos combustibles (p. e.: mobiliario, lencería, limpieza, etc.) archivos de documentos, depósitos de libros, etc.	100<V≤ 200 m ³	200<V≤ 400 m ³	V>400 m ³
Administrativo			
- Imprenta, reprografía y locales anejos, tales como almacenes de papel o de publicaciones, encuadernado, etc.	100<V≤200 m ³	200<V≤500 m ³	V>500 m ³

En este proyecto, puesto que ninguna de los locales calificados como “Limpieza, Archivo o Reprografía” superan los 200 m³ de volumen libre, todos los locales especiales se considerarán de riesgo bajo y deben garantizar las condiciones de la Tabla 2.2 de la norma (Tabla 67).

Tabla 67. Condiciones de las zonas de riesgo especial integradas en edificios (Fuente: CTE DB SI [49])

Característica	Riesgo bajo	Riesgo medio	Riesgo alto
Resistencia al fuego de la estructura portante ⁽²⁾	R 90	R 120	R 180
Resistencia al fuego de las paredes y techos ⁽³⁾ que separan la zona del resto del edificio ⁽²⁾⁽⁴⁾	EI 90	EI 120	EI 180
Vestíbulo de independencia en cada comunicación de la zona con el resto del edificio	-	Si	Si
Puertas de comunicación con el resto del edificio	EI ₂ 45-C5	2 x EI ₂ 30 -C5	2 x EI ₂ 45-C5
Máximo recorrido hasta alguna salida del local ⁽⁵⁾	≤ 25 m ⁽⁶⁾	≤ 25 m ⁽⁶⁾	≤ 25 m ⁽⁶⁾

2.2. SI 2: Propagación exterior

En esta exigencia la norma establece las condiciones que deben cumplir los cerramientos exteriores del edificio para limitar la propagación del incendio por la fachada o la cubierta.

El presente proyecto se desarrolla en una edificación aislada, por lo que no es posible que las llamas se propaguen a edificios colindantes o cercanos. No obstante, los requerimientos de aislamiento de la fachada deben de garantizarse para prevenir la propagación entre las diferentes plantas.

La caracterización de las condiciones de los cerramientos de fachada y cubierta quedan fuera del alcance del presente Trabajo Final de Máster.

2.3. SI 3: Evacuación de los ocupantes

La normativa fija los medios que debe disponer el edificio para la evacuación de los usuarios hasta un lugar seguro en condiciones de seguridad.

La longitud máxima del recorrido de evacuación si solo se dispone de una salida del recinto es de 25 metros medidos sobre el eje de las zonas comunes (pasillos, escales o rampas). No obstante, “si la

altura de evacuación descendente de la planta obliga a que exista más de una salida de planta o si más de 50 personas precisan salvar en sentido ascendente una altura de evacuación mayor que 2 m, al menos dos salidas de planta conducen a dos escaleras diferentes". Es por ello que se disponen de dos escaleras de evacuación en los dos extremos de cada planta que cumplen con las dimensiones mínimas exigidas para poder conducir a los usuarios (Tabla 68).

Tabla 68. Capacidad de evacuación de las escaleras en función de su anchura (Fuente: CTE DB SI [10])

Anchura de la escalera en m	Escalera no protegida		Escalera protegida (evacuación descendente o ascendente) ⁽¹⁾					
	Evacuación ascendente ⁽²⁾	Evacuación descendente	Nº de plantas					cada planta más
			2	4	6	8	10	
1,00	132	160	224	288	352	416	480	+32
1,10	145	176	248	320	392	464	536	+36
1,20	158	192	274	356	438	520	602	+41
1,30	171	208	302	396	490	584	678	+47
1,40	184	224	328	432	536	640	744	+52
1,50	198	240	356	472	588	704	820	+58
1,60	211	256	384	512	640	768	896	+64
1,70	224	272	414	556	698	840	982	+71
1,80	237	288	442	596	750	904	1058	+77
1,90	250	304	472	640	808	976	1144	+84
2,00	264	320	504	688	872	1056	1240	+92
2,10	277	336	534	732	930	1128	1326	+99
2,20	290	352	566	780	994	1208	1422	+107
2,30	303	368	598	828	1058	1288	1518	+115
2,40	316	384	630	876	1122	1368	1614	+123
Número de ocupantes que pueden utilizar la escalera								

Finalmente, cabe destacar que según la Tabla 5.1 (Tabla 69) de la normativa no es preciso proteger las escaleras porque la altura de evacuación es menor de 14 metros.

Tabla 69. Protección de las escaleras (Fuente: CTE DB SI [10])

Uso previsto ⁽¹⁾	Condiciones según tipo de protección de la escalera		
	No protegida	Protegida ⁽²⁾	Especialmente protegida
Escaleras para evacuación descendente			
Residencial Vivienda	h ≤ 14 m	h ≤ 28 m	
Administrativo, Docente,	h ≤ 14 m	h ≤ 28 m	

La caracterización de los cerramientos de las escaleras queda fuera del alcance del presente Trabajo Final de Máster.

2.4. SI 4: Instalaciones de protección contra incendios

Establece "los equipos e instalaciones adecuados para hacer posible la detección, el control y la extinción del incendio, así como la transmisión de la alarma a los ocupantes".

En la Tabla 1.1 (Tabla 70), la norma proporciona las dotaciones mínimas que debe disponer el edificio en función del uso al que esté destinado.

Tabla 70. Dotación de instalaciones de protección contra incendios (Fuente: CTE DB SI [49])

Administrativo	
Bocas de incendio equipadas	Si la superficie construida excede de 2.000 m ² . ⁽⁷⁾
Columna seca ⁽⁵⁾	Si la altura de evacuación excede de 24 m.
Sistema de alarma ⁽⁶⁾	Si la superficie construida excede de 1.000 m ² .
Sistema de detección de incendio	Si la superficie construida excede de 2.000 m ² , detectores en zonas de riesgo alto conforme al capítulo 2 de la Sección 1 de este DB. Si excede de 5.000 m ² , en todo el edificio.
Hidrantes exteriores	Uno si la superficie total construida está comprendida entre 5.000 y 10.000 m ² . Uno más por cada 10.000 m ² adicionales o fracción. ⁽³⁾

Puesto que el edificio del presente proyecto es de uso administrativo (oficinas), cuenta con una superficie construida de 2400 m² (3 alturas de 800 m² cada una) y tiene una altura máxima de evacuación de 10.5 metros, las instalaciones con las que debe contar son:

- Extintores portátiles: “a 15 m de recorrido en cada planta, como máximo, desde todo origen de evacuación”.
- Bocas de incendio equipadas (BIEs)
- Sistema de alarma
- Sistema de detección

Todos los equipos e instalaciones deben cumplir lo establecido en el Reglamento de Protección contra Incendios (RIPCI) [87].

La caracterización y el cálculo de las instalaciones queda fuera del alcance del presente Trabajo Final de Máster.

2.5. SI 5: Intervención de los bomberos

Establece las condiciones que deben cumplir los viales y edificios para facilitar la aproximación y actuación de los equipos especializados de bomberos en una situación de incendio.

Queda fuera del alcance del Trabajo Final de Máster la caracterización de estas medidas.

2.6. SI 6: Resistencia al fuego de la estructura

Por último, en la sexta exigencia, la norma fija la resistencia mínima que deben de garantizar los elementos estructurales del edificio en situación accidental de incendio.

Según la Tabla 3.1, para un uso administrativo con altura de evacuación menor a 15 metros, la resistencia al fuego exigida es R60.

Tabla 71. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales (Fuente: CTE DB SI [10])

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante		
		altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

Finalmente, la norma propone que los “*métodos simplificados de cálculo son suficientemente aproximados para la mayoría de las situaciones habituales*”. Con estos se evaluará “*la resistencia al fuego de los elementos estructurales individuales ante la curva normalizada tiempo temperatura*”.

En el presente Trabajo Final de Máster se seguirá el procedimiento expuesto en el Anejo 23 del Código Estructural [67], un método de cálculo prescriptivo.

3. MODELOS DE INCENDIO

Los métodos de cálculo prescriptivos son aquellos emplean modelos de incendio nominales para la determinación de la acción del fuego sobre la estructura.

El modelo establecido en el Anejo B del DB SI-6 para la verificación del tiempo resistencia al fuego de la estructura portante de un edificio mediante los métodos de cálculo simplificados es el de la curva estándar tiempo-temperatura ISO 834. Esta es una “*curva nominal definida en la norma EN 13501-2 [88] para representar un modelo de fuego totalmente desarrollado en un sector de incendio*”. Se trata de una simplificación, puesto que asume que el incendio desde su inicio se encuentra plenamente desarrollado, es decir en una etapa “*post-flashover*”. Por ello, no se trata de una representación realista de un fuego natural, no obstante, se propone su utilización en las normativas como curva patrón para comparar las prestaciones de distintos elementos frente a la acción del fuego.

Un incendio real (fuego “natural”) atraviesa diferentes etapas desde su inicio hasta la extinción que se diferencian fundamentalmente por la evolución de la Tasa de Liberación de Calor (*Heat Release Rate, RHR*). La Figura 82 muestra un gráfico de temperatura-tiempo en el que se pueden distinguir las diferentes etapas de un incendio natural:

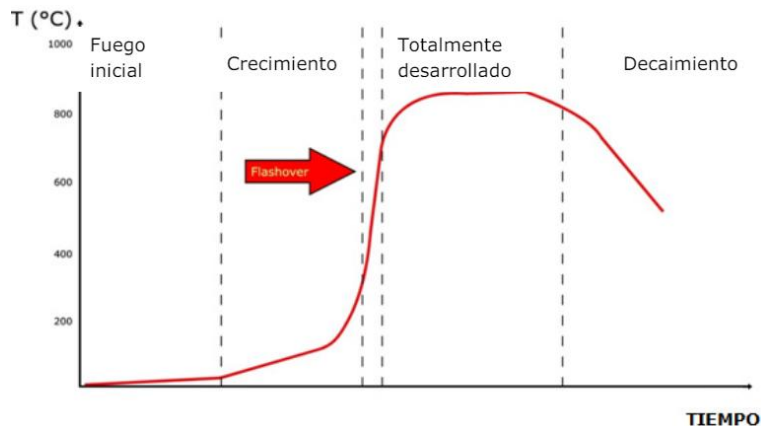


Figura 82. Etapas de un incendio real [89]

En la fase de ignición, la temperatura y el RHR incrementan debido a la combustión de la carga combustible presente en el recinto, que se va desarrollando progresivamente hasta que se alcanza un punto conocido como *flashover*.

Este término hace referencia a una rápida etapa en la progresión de un incendio caracterizada por la ignición simultánea de los materiales combustibles del recinto incendiado. Este fenómeno ocurre cuando la radiación térmica, acumulada debido a la combustión y los gases calientes, incrementa la

temperatura de todos los materiales combustibles en la habitación hasta alcanzar su punto de ignición. El *flashover* marca un momento crítico en la evolución del incendio, transformando un fuego localizado en uno completamente desarrollado.

Por último, cuando la carga de fuego ha sido mayoritariamente consumida, la tasa de liberación de calor (RHR) disminuye, lo que reduce la temperatura hasta que el incendio se extingue debido a la carbonización completa del material combustible (incendio controlado por la disponibilidad de combustible). Adicionalmente, existe la posibilidad de extinción del incendio debido a la falta de oxígeno en el recinto afectado (incendio controlado por la ventilación) lo que produce la sofocación de la llama. En ausencia del comburente, el fuego inicia la fase de enfriamiento o extinción.

Los modelos de fuego natural tienen en cuenta todas las fases del incendio, el material combustible presente en el recinto y la degradación de este con el paso del tiempo. Por otro lado, cabe resaltar que el hecho de que un modelo de fuego nominal solo contemple la fase *post-flashover* o de incendio totalmente desarrollado queda del lado de la seguridad, debido a que el crecimiento de la temperatura es mucho más rápido y no presenta una rama de enfriamiento o extinción (es una curva monótona creciente), con lo que el elemento estructural a estudiar requerirá de una mayor protección pasiva para limitar el incremento de su temperatura durante el tiempo que debe soportar la estructura la acción del fuego.

La curva normalizada ISO 834 es un ejemplo de este tipo de modelos de incendio. La evolución de la temperatura del gas en el recinto solamente depende del tiempo, y se obtiene mediante la expresión:

$$\theta_g(t) = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (42)$$

Siendo,

θ_g la temperatura del gas del recinto incendiado en [°C].

t el tiempo desde la iniciación del incendio en minutos [min].

La Figura 83 muestra la evolución de la temperatura durante la primera hora, según la curva ISO 834:

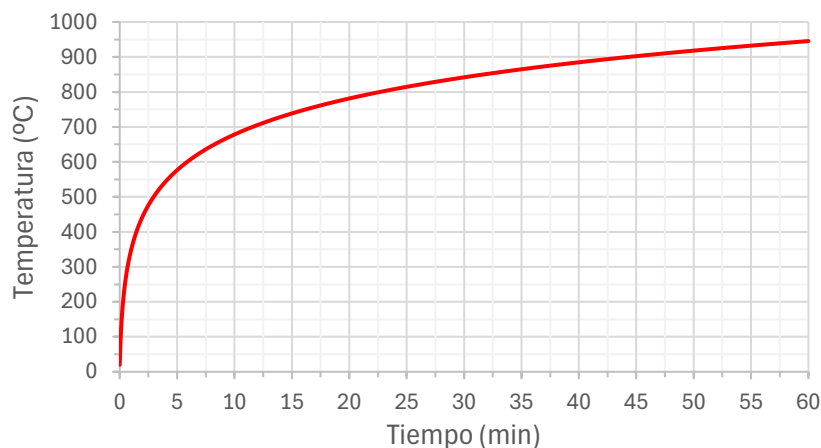


Figura 83. Evolución térmica según la curva normalizada ISO 834

4. MODELO DE CÁLCULO

Para garantizar el cumplimiento de la exigencia básica de resistencia al fuego de la estructura, se llevará a cabo un cálculo en el dominio resistente y en el de la temperatura, según los apartados 4.2.3 y 4.2.4 del Anejo 23 del Código Estructural [67] respectivamente.

Cabe destacar que no existe una metodología específica de comprobación en situación de incendio para estructura mixtas de acero-madera con conectores desmontables. Para conocer el comportamiento de esta tipología estructural se precisaría de un cálculo termo-mecánico avanzado que queda fuera del alcance del presente Trabajo Final de Máster y será objeto de futuros proyectos de investigación y tesis doctorales, en la línea del proyecto FIRSTIMB anteriormente mencionado. Así, para la verificación de la resistencia al fuego del forjado mixto se estudian en este trabajo por separado el comportamiento de la viga metálica secundaria y de la losa de madera, que se asume protegida.

4.1. Comprobación en el dominio de la temperatura

Esta metodología de comprobación, descrita en el apartado 4.2.4 del Anejo 23 del Código Estructural, se basa en asegurar que el elemento estructural no alcance un valor de temperatura superior a un límite predefinido (denominado “temperatura crítica”), en el tiempo exigido por la normativa. El valor de la temperatura crítica del elemento depende de su grado de utilización y de la clasificación de la sección transversal en fuego.

$$\theta_{a,cr} = 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (43)$$

Siendo,

$\theta_{a,cr}$ la temperatura crítica en [°C] del elemento con clase de sección 1, 2 o 3 en fuego. Para aquellos elementos con una sección transversal de clase 4, la temperatura crítica tomará un valor constante e igual a 350°C.

μ_0 el grado de utilización del elemento, calculado según la ecuación (44) y no menor de 0.013.

$$\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d,0} \quad (44)$$

Donde:

$E_{fi,d}$ “el valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento en la situación de incendio”.

$R_{fi,d,0}$ “el valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento de acero, para el dimensionamiento en la situación de incendio” en el instante inicial (t=0).

Según el Código Estructural [67], “los modelos de cálculo simplificados son apropiados para la verificación de los elementos en la situación de incendio” y “son métodos de cálculo simplificados para elementos individuales, los cuales se fundamentan en hipótesis conservadoras”. Por ello, no se realiza un cálculo global de la estructura y solo se seleccionarán aquellas barras más significativas y demandadas para, posteriormente, extrapolar los resultados al resto de componentes de la estructura.

Cabe destacar que las comprobaciones en el dominio resistente se realizarán para aquellas barras sometidas a un esfuerzo puro (compresión, tracción o flexión) descartándose aquellas hipótesis que conlleven la interacción de esfuerzos en la sección crítica del elemento.

4.2. Comprobación en el dominio resistente

Otra metodología de comprobación contemplada por la normativa (apartado 4.2.3 del Anejo 23 del Código Estructural [67]) se basa en la verificación a partir de la resistencia última del elemento en el instante de fallo.

“Se debe suponer que la función portante de un elemento de acero se mantiene en una situación de incendio determinada después de un instante t si:”

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (45)$$

Siendo,

$E_{fi,d}$ “el valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento en la situación de incendio, de acuerdo con la reglamentación específica vigente”.

$R_{fi,d,t}$ “el valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento de acero, para el dimensionamiento en la situación de incendio en el instante t ”.

Para ello, en primer lugar, es necesario obtener la temperatura que alcanza el elemento estructural en el tiempo requerido de resistencia al fuego impuesto por el DB SI 6 [49]. Con ella, se calcula la resistencia última del elemento reduciendo las propiedades del material a partir de los coeficientes dependientes de la temperatura (Tabla 72).

Tabla 72. Coeficientes de reducción del material a temperatura elevada (Fuente: Código estructural [67])

Temperatura del acero θ_a	Coeficientes de reducción a temperatura θ_a respecto al valor de f_y o E_a a 20 °C		
	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite elástico eficaz $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite de proporcionalidad $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

NOTA: Puede emplearse una interpolación lineal para valores intermedios de temperatura del acero.

Estos coeficientes permiten obtener la resistencia de cálculo en el instante t “sobre la hipótesis de una temperatura uniforme en la sección transversal, modificando el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura ambiente”.

La metodología basada en el dominio resistente será precisa para la verificación de la resistencia al fuego de los pilares de fachada del pórtico principal del edificio, cuya comprobación más desfavorable es la de flexocompresión, la cual no es posible realizar mediante el método de la temperatura crítica de una manera directa, debido a la aparición de los efectos de segundo orden (requeriría de un cálculo iterativo para su resolución).

5. EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA DEL ACERO

El problema de transmisión de calor en régimen transitorio para elementos de acero se considera un problema cero-dimensional. Esto se debe a que la difusividad térmica del material es elevada. Así, al calentarse, su temperatura se puede considerar prácticamente uniforme en toda la sección transversal, debido a que el gradiente de temperatura es despreciable.

$$\Delta T = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (46)$$

Siendo,

α la difusividad térmica del material, calculada como:

$$\alpha = \frac{\lambda}{\rho \cdot c} \quad (47)$$

λ la conductividad térmica del material en [W/m·K].

ρ la densidad del material en [kg/m³].

c el calor específico del material en [J/kg·K].

En el caso del acero:

$$\lambda \uparrow \uparrow \rightarrow \alpha \uparrow \uparrow \rightarrow \Delta T \approx 0 \rightarrow \text{problema cero - dimensional}$$

Para un elemento de acero sin protección, durante un intervalo de tiempo, el apartado 4.2.5.1 del Anejo 23 del Código Estructural [67] establece que el incremento de temperatura se determina con la expresión:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{[A_m/V]}{c_a \cdot \rho_a} \cdot [\dot{h}_{net}] \cdot \Delta t \quad (48)$$

Siendo,

$\Delta\theta_{a,t}$ la variación de temperatura del acero en el periodo de tiempo t medida en [°C]

k_{sh} el coeficiente de corrección del efecto sombra, que para secciones abiertas sometidas a las acciones de un fuego nominal, puede ser calculado como:

$$k_{sh} = 0.9 \cdot [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (49)$$

$\left(\frac{A_m}{V}\right)_b$ la masividad del perfil de estudio cajeadado, medida en [m⁻¹]

$\left(\frac{A_m}{V}\right)$ la masividad del perfil de estudio, medida en [m⁻¹]

ρ_a la densidad del acero, 7850 kg/m³

c_a el calor específico del acero, 600 J/kg·K

Δt el incremento de tiempo en minutos (se recomienda tomar un valor inferior a 5 segundos)

\dot{h}_{net} "el valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie" en [W/m²] calculado según la expresión de la norma EN 1991-1-2 [72]:

$$\dot{h}_{net} = \alpha_c \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) + \phi \cdot \varepsilon_f \cdot \varepsilon_m \cdot \sigma \cdot [(\theta_{r,t} + 273)^4 - (\theta_{a,t} + 273)^4] \quad (50)$$

Donde:

$\theta_{g,t} = \theta_{r,t}$ la temperatura del gas del recinto incendiado en el instante t, medida en [°C], que en fuegos totalmente desarrollados coincide con la temperatura radiante del foco emisor.

$\theta_{a,t}$ la temperatura del acero del perfil en el instante t medida en [°C]

t el tiempo en minutos [min]

α_c el coeficiente de convección, para un modelo de fuego estándar ISO-834 es igual a 25 W/m²·K

ϕ el factor de forma, que evalúa la posición relativa entre la superficie de transmisión de calor y el foco emisor, en caso de falta de datos se toma el valor máximo ($\phi = 1$)

ε_f la emisividad del foco emisor (fuego), $\varepsilon_f = 1$

ε_m la emisividad del material del perfil estructural (acero al carbono), $\varepsilon_m = 0.7$

σ la constante de Stefan-Boltzmann, $\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}^4$

Si por lo contrario la sección de acero se encuentra aislada por un material de protección pasiva que cumple la función de frenar la evolución de la temperatura del material en situación de incendio, la evolución de la temperatura del acero se obtiene a partir de la expresión:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p \cdot [A_p/V]}{d_p \cdot c_a \cdot \rho_a} \cdot \left[\frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{1 + \phi/3} \cdot \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t} \right] \quad (51)$$

$$\text{con: } \phi = \frac{c_p \cdot \rho_p}{c_a \cdot \rho_a} \cdot d_p \cdot [A_p/V]$$

Siendo,

$\theta_{g,t}$ la temperatura del gas del recinto incendiado en el instante t, medida en [°C]

$\theta_{a,t}$ la temperatura del acero del perfil en el instante t, medida en [°C]

ρ_a la densidad del acero, 7850 kg/m³

ρ_p la densidad del material de protección pasiva, en [kg/m³]

c_a el calor específico del acero, 600 J/kg·K

c_p el calor específico del material de protección pasiva, en [J/kg·K]

λ_p la conductividad térmica del material de protección pasiva, en [W/m·K]

d_p el espesor de la capa de aislante que rodea al perfil, en [m]

$[A_p/V]$ la masividad del perfil protegido, medida en [m⁻¹]

t el tiempo en minutos [min]

6. COMPROBACIONES A REALIZAR

En el presente apartado se detallarán los pasos y comprobaciones pertinentes para llevar a cabo la comprobación de los elementos estructurales en situación de incendio.

6.1. Clasificación de la sección transversal

La clasificación de las secciones de acero bajo una situación de incendio difiere de la clasificación a temperatura ambiente a través del coeficiente del material (ε) obtenido como:

$$\varepsilon_\theta = 0.85 \cdot \sqrt{235/f_y} \quad (52)$$

Siendo f_y el límite elástico del material a 20°C medido en MPa.

A partir de dicho factor y de la geometría y esfuerzos que tenga la sección transversal del perfil de estudio se clasifica según la Tabla 73:

Tabla 73. Clasificación de las secciones en fuego (Fuente: Anejo 22 Código Estructural [67])

Elementos de chapa comprimidos internos			
	Eje de flexión		
	Eje de flexión		
Clase	Chapa flexada	Chapa comprimida	Chapa flexo-comprimida
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	cuando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ cuando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(1 - \psi)}$

6.2. Determinación de los esfuerzos en situación de incendio

El efecto de las acciones en fuego debe de obtenerse en el instante $t=0$ a partir de las combinaciones de acciones para una situación accidental.

No obstante, la normativa contempla una simplificación mediante la cual es posible calcular la acción demandante en situación de incendio a partir del efecto a temperatura ambiente a través de un coeficiente de reducción:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (53)$$

Siendo,

E_d el efecto de las acciones a temperatura ambiente

η_{fi} el coeficiente de reducción de las cargas en fuego

Dicho factor se puede obtener analíticamente a partir de la relación entre las cargas permanente y variable que actúen, pero la norma permite utilizar $\eta_{fi} = 0.65$ para facilitar los cálculos y quedar del lado de la seguridad.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (54)$$

Siendo,

G_k el valor característico de la acción permanente

$Q_{k,1}$ el valor característico de la acción variable principal

γ_G el coeficiente de seguridad de las acciones permanentes

$\gamma_{Q,1}$ el coeficiente de seguridad de las acciones variables

$\psi_{0,1}$ el coeficiente de combinación de la acción variable principal

ψ_{fi} el coeficiente de combinación, $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$, en función de la reglamentación vigente

6.3. Obtención de la temperatura crítica

Calculado el efecto de las acciones en fuego ($E_{d,fi}$) y la resistencia de la sección ($R_{d,fi,t}$) se determina el grado de utilización del elemento estructural (μ_0) según la expresión (44).

Con este, se calcula la temperatura crítica (43) siendo este el máximo valor que puede alcanzar la sección del elementos estructural antes de que transcurra el tiempo de resistencia al fuego exigido por la norma.

6.4. Determinación del tiempo de resistencia al fuego

A partir de la curva normalizada que representa la evolución de la temperatura del recinto incendiado (ISO 834) y de la ecuación de calentamiento del acero (48) se obtiene el perfil de calentamiento de la barra metálica. Calculada la temperatura crítica de la barra, se busca la intersección de la temperatura límite con la curva de comportamiento del perfil de estudio. El instante de tiempo para el cual se alcanza el valor de la temperatura crítica corresponde con el tiempo de resistencia al fuego.

La Figura 84 resume el proceso de obtención del tiempo de resistencia al fuego de un perfil metálico sometido a un modelo de incendio normalizado basado en la curva ISO 834:

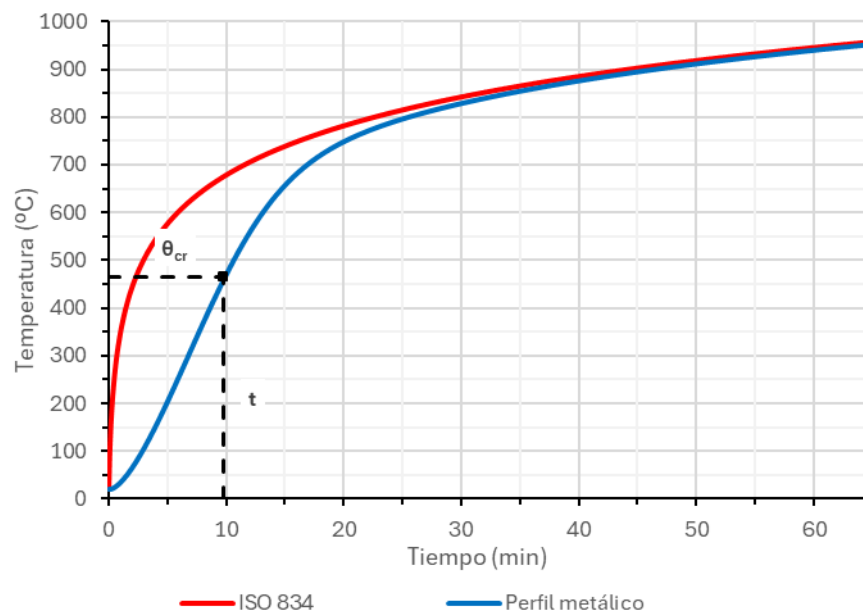


Figura 84. Esquema de obtención del tiempo de resistencia al fuego

El valor entero, en minutos, del tiempo corresponde con el tiempo de resistencia al fuego de la barra calculada y debe verificarse que es superior al tiempo exigido por el CTE DB SI 6 [49].

6.5. Propuesta de protección pasiva

Puesto que un perfil descubierto sometido a la acción del fuego no es capaz de resistir a una temperatura inferior a la crítica durante una exposición al fuego normalizado de 60 minutos, será preciso disponer de material de protección pasiva para recubrir los elementos estructurales expuestos.

A partir de las propiedades térmicas del material proporcionadas por las casas comerciales se determinará el espesor de protección pasiva necesario para cumplir con la exigencia de resistencia al fuego de la estructura del edificio.

Para la protección de la estructura portante del presente Trabajo Final de Máster se empleará un cajeadado tipo placa de silicato cálcico laminado de la empresa especializada en aislamiento térmico pasivo PROMAT o similar. En concreto, se selecciona de catálogo las placas de PROMATECT®-H. Según la Ficha Técnica del fabricante [90], este aislante se compone de una matriz de silicato cálcico reforzada

con cemento y rellenos minerales. Con ello se consigue producir láminas con alta resistencia mecánica y a la humedad que son manipulables como tablonos de madera laminada.

Sus propiedades han sido obtenidas mediante ensayos normalizados por la UNE EN 13501 [88] y se resumen en la Tabla 74:

Tabla 74. Propiedades del aislante PROMATECT®-H (Fuente: Ficha técnica Promat)

Reacción al fuego	A1
Densidad	870 kg/m ³
Contenido de humedad	5-10%
Conductividad térmica	0.175 W/mK
Calor específico	920 J/kgK
Resistencia a la difusión del agua	20

7. COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN SITUACIÓN DE INCENDIO

En el siguiente apartado se detallan las comprobaciones de resistencia en situación accidental de incendio para los principales elementos del pórtico interior tipo de la estructura del edificio proyectado a través de las dos metodologías simplificadas propuestas por el Anejo 23 del Código Estructural [67].

Destacar que los esfuerzos de cálculo obtenidos para las comprobaciones se extraen del cálculo realizado mediante el software de cálculo estructural CYPE3D.

La Figura 85 muestra las barras más solicitadas del pórtico interior tipo que se comprobarán en situación de incendio.

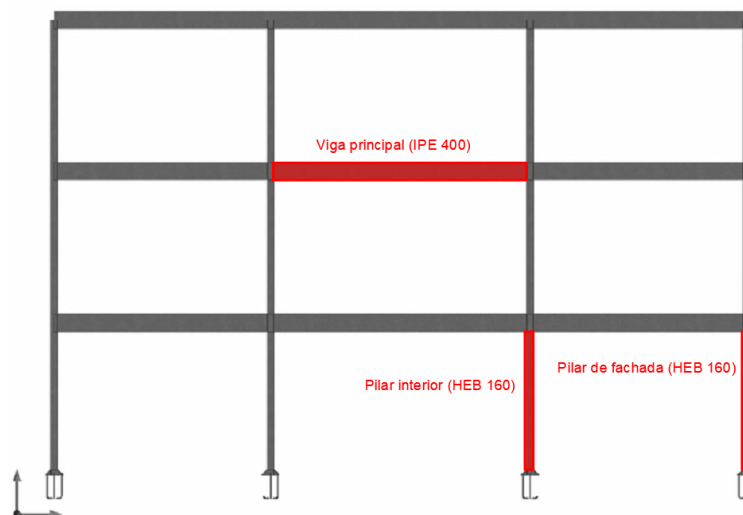


Figura 85. Barras singulares del pórtico interior a comprobar en fuego

7.1. Viga principal

La viga principal del pórtico interior del edificio se realiza a partir de un perfil IPE400 articulado en ambos extremos con los pilares. Su sollicitación más demandante es fundamentalmente la de flexión pura bajo una hipótesis de cargas gravitatorias. La presencia de una losa de forjado hace que el perfil esté expuesto a la acción del fuego por tres de sus caras y que aparezca un pequeño gradiente térmico en la sección transversal de la barra.

7.1.1. Clasificación del perfil

$$\text{Ala comprimida: } c/t = 4.79 < 09 \cdot \varepsilon_{\theta} = 6.22 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

$$\text{Alma flectada: } c/t = 38.49 < 72 \cdot \varepsilon_{\theta} = 49.79 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

En conclusión, el perfil se clasifica como CLASE 1 en fuego bajo un esfuerzo de flexión pura.

7.1.2. Comprobación en el dominio de la temperatura.

$$\text{Esfuerzo de sollicitación en fuego: } E_{fi,d} = M_{y,fi,Ed} = 185.80 \text{ kNm}$$

Para una barra sometida a flexión pura la resistencia se obtiene como.

$$R_{fi,d,20} = M_{y,fi,d,t} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \cdot \frac{1}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} \quad (55)$$

Siendo,

$W_{pl,y}$ el módulo plástico seccional a flexión sobre el eje y del perfil.

f_y el límite elástico del material del perfil de estudio, en este caso 355 MPa.

$\gamma_{M,fi}$ el coeficiente de seguridad del material en situación de incendio ($\gamma_{M,fi} = 1.0$).

κ_1 el coeficiente que tiene en cuenta la uniformidad de temperaturas en la sección. Para una viga sobre la que apoya un forjado, que provoca un gradiente térmico en la sección transversal, toma un valor de $\kappa_1 = 0.7$

κ_2 el coeficiente que tiene en cuenta la uniformidad de temperaturas a lo largo del elemento. Para vigas hiperestáticas en la que la temperatura no es uniforme vale 0.85, para el resto de los casos y el valor que se tomará en las comprobaciones del proyecto, $\kappa_2 = 1.0$

Con todo ello, la resistencia a flexión de un IPE400 en situación de incendio es:

$$\text{Resistencia de cálculo en fuego: } R_{fi,d,20} = M_{y,fi,d,t} = 662.84 \text{ kNm}$$

A partir de la sollicitación y la resistencia se determina el factor de utilización de la sección y la temperatura crítica del perfil según la ecuación (44) y (43) respectivamente:

$$\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d} = 0.280 \rightarrow \theta_{cr}(\mu_0) = 674.06 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

A continuación, se plantea la curva de calentamiento de un perfil metálico sin protección y considerando el efecto sombra para comprobar si es preciso cajear con aislante térmico. Esto será necesario siempre que el elemento alcance a los 60 minutos (tiempo requerido de resistencia al fuego)

un temperatura superior a la crítica. La curva de evolución de la temperatura de la barra de estudio ante una exposición a un fuego normalizado ISO 834 se muestra en la Figura 86:

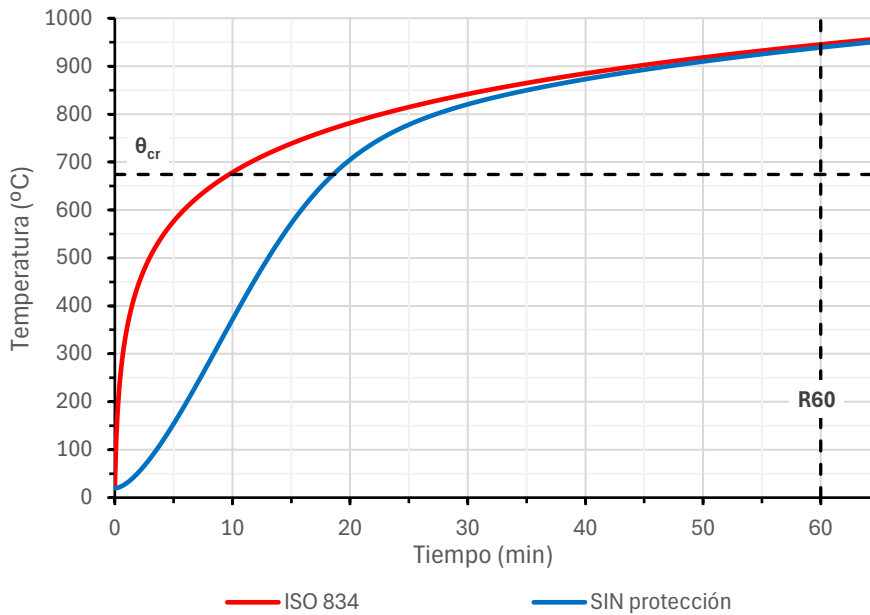


Figura 86. Evolución de la temperatura en un IPE 400 desprotegido expuesto a tres caras

Puesto que es evidente que no se cumplen las exigencias es preciso proteger. Iterativamente se realiza la comprobación explicada anteriormente hasta determinar el espesor de aislante PROMATECT®-H necesario para cumplir con una resistencia R60. Así, se obtiene que el espesor de aislante mínimo requerido es de 9.5 mm como se observa en la Figura 87:

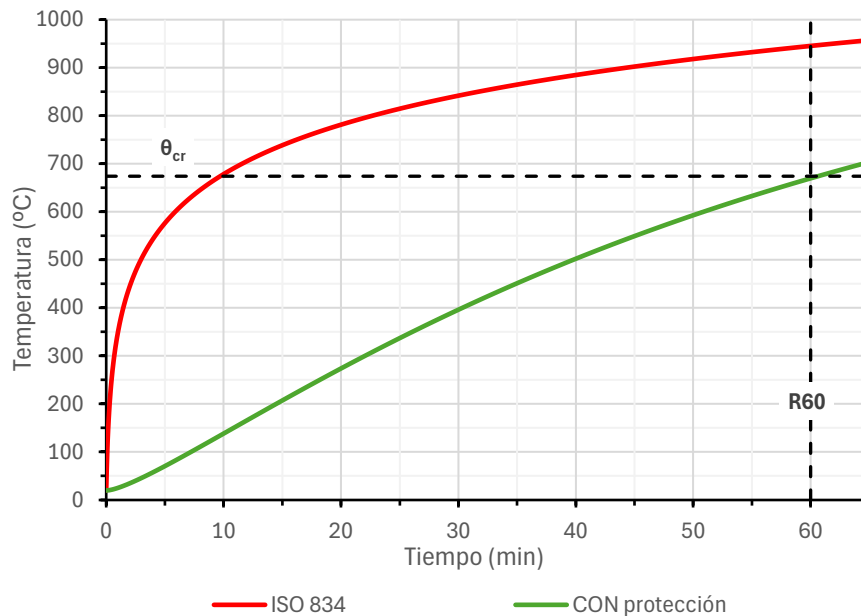


Figura 87. Evolución de la temperatura en un IPE 400 expuesto a tres caras protegido con 9.5 mm

El espesor comercial inmediatamente superior de la empresa productora es de 10 mm ± 0.5 mm y será con el que se cajeará el perfil de la viga principal del pórtico para garantizar la resistencia al fuego de R60 exigida por la normativa.

7.1.3. Comprobación en el dominio resistente

Según la Figura 86, para un perfil IPE400 desprotegido, a los 60 minutos de exposición a un fuego normalizado según la curva ISO 834, la temperatura que se alcanza es de 938.92 °C. A partir de este valor se obtiene el coeficiente de minoración del límite elástico del material:

$$k_{y,\theta} (938.92 \text{ °C}) = 0.0522 \rightarrow f_{y,\theta} = f_y \cdot k_{y,\theta} = 18.54 \text{ N/mm}^2$$

Con ello, la resistencia de la barra reducida a temperatura elevada se obtiene según la ecuación (55) modificando el valor del límite elástico nominal por el reducido a temperatura elevada ($f_{y,\theta}$):

$$M_{y,fi,Rd,t} = 34.61 \text{ kNm}$$

Por tanto, no se cumple la comprobación y será preciso proteger:

$$M_{y,fi,Rd,t} = 34.61 \text{ kNm} \ll M_{y,fi,Ed} = 185.80 \text{ kNm} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

A continuación, se repetirán los cálculos considerando un espesor de aislamiento de PROMATECT®-H de 10 mm para comprobar si se alcanza la resistencia mínima requerida.

La temperatura que alcanza un perfil IPE400 expuesto por tres de sus caras con un cajeadado de 10 mm de protección pasiva a los 60 minutos es de 652.85 °C.

$$k_{y,\theta} (652.85 \text{ °C}) = 0.3432 \rightarrow f_{y,\theta} = f_y \cdot k_{y,\theta} = 121.82 \text{ N/mm}^2$$

Con ello, la resistencia de la barra reducida a temperatura elevada vale:

$$M_{y,fi,Rd,t} = 227.46 \text{ kNm}$$

En este caso se cumple la comprobación y se concluye que el aislante empleado es suficiente para garantizar la exigencia:

$$M_{y,fi,Rd,t} = 227.46 \text{ kNm} > M_{y,fi,Ed} = 185.80 \text{ kNm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

7.2. Viga secundaria

La viga secundaria del forjado se realiza a partir de un perfil IPE220 articulado en ambos extremos con las vigas principales. Su sollicitación más demandante es fundamentalmente la de flexión pura bajo una hipótesis de cargas gravitatorias. La presencia de una losa de forjado hace que el perfil esté expuesto a la acción del fuego por tres de sus caras y que aparezca un pequeño gradiente térmico en la sección transversal de la barra.

Cabe destacar que para la comprobación en fuego de este elemento no se tiene en cuenta el efecto mixto del forjado de acero-madera (es decir, no se considera la conexión parcial entre la viga de acero y la losa de madera a través de los conectores de rasante para soportar los esfuerzos de flexión, despreciándose del lado de la seguridad la contribución de la losa de madera). Es por ello que el dimensionado de este componente de la estructura queda condicionado por la resistencia última de la viga metálica en situación de incendio.

Como se ha justificado anteriormente en el Anexo de cálculo del forjado, un perfil más pequeño sería capaz de verificar las exigencias básicas de capacidad portante y aptitud al servicio. No obstante, con la consideración realizada en el presente apartado, la sección del perfil será aquella que pueda soportar el esfuerzo de cálculo en la combinación más desfavorable de acciones en fuego.

7.2.1. Clasificación del perfil

$$\text{Ala comprimida: } c/t = 4.35 < 09 \cdot \varepsilon_{\theta} = 6.22 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

$$\text{Alma flectada: } c/t = 30.10 < 72 \cdot \varepsilon_{\theta} = 49.79 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

En conclusión, el perfil se clasifica como CLASE 1 en fuego bajo un esfuerzo de flexión pura.

7.2.2. Comprobación en el dominio de la temperatura.

$$\text{Esfuerzo de sollicitación en fuego: } E_{fi,d} = M_{y,fi,Ed} = 128.22 \text{ kNm}$$

Para una barra sometida a flexión pura, la resistencia se obtiene según la ecuación (55) y para un perfil

IPE220 en situación de incendio es:

$$\text{Resistencia de cálculo en fuego: } R_{fi,d} = M_{y,fi,t,Rd} = 144.74 \text{ kNm}$$

A partir de la sollicitación y la resistencia se determina el factor de utilización de la sección y la temperatura crítica del perfil según la ecuación (44) y (43) respectivamente:

$$\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d} = 0.886 \rightarrow \theta_{cr}(\mu_0) = 464.80 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

A continuación, se plantea la curva de calentamiento de un perfil metálico sin protección y considerando el efecto sombra para comprobar si es preciso cajear con aislante térmico. Esto será necesario siempre que el elemento alcance a los 60 minutos (tiempo requerido de resistencia al fuego) un temperatura superior a la crítica. La curva de comportamiento frente a la temperatura de la barra de estudio ante una exposición a un fuego normalizado ISO 834 se muestra en la Figura 88:

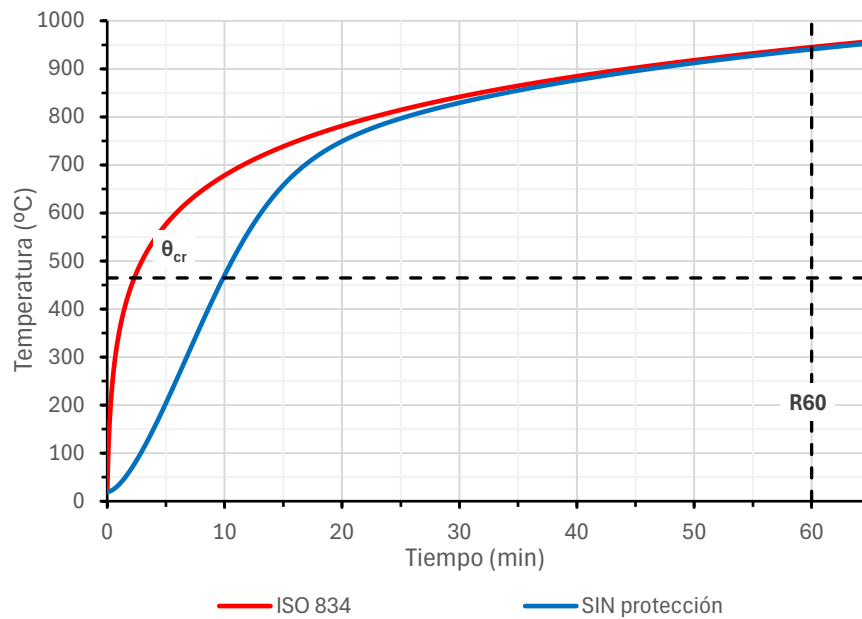


Figura 88. Evolución de la temperatura en un IPE 220 desprotegido expuesto a tres caras

Puesto que es evidente que no se cumplen las exigencias es preciso proteger. Iterativamente se realiza la comprobación explicada anteriormente hasta determinar el espesor de aislante PROMATECT®-H necesario para cumplir con una resistencia R60. Así, se obtiene que el espesor de aislante mínimo requerido es de 23 mm como se observa en la Figura 89:

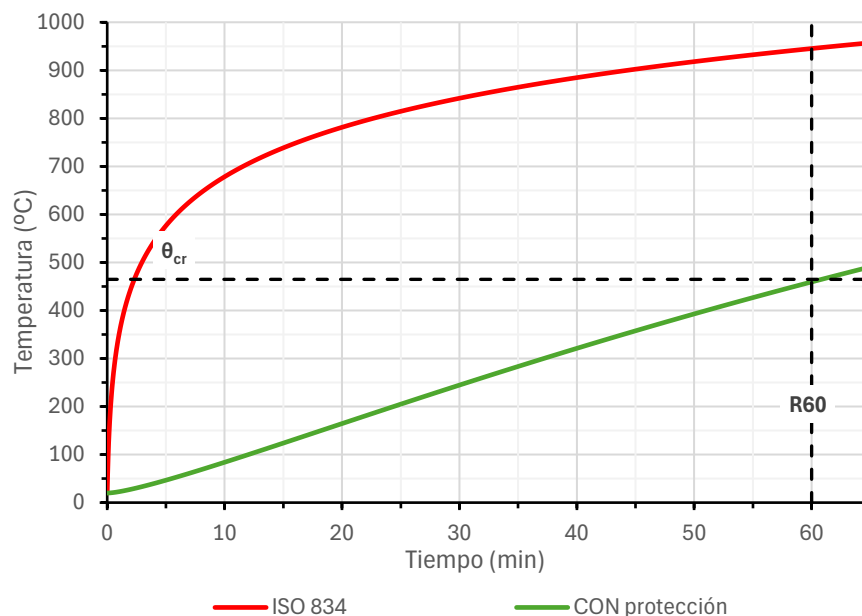


Figura 89. Evolución de la temperatura en un IPE 220 expuesto a tres caras protegido con 23 mm

El espesor comercial inmediatamente superior de la empresa productora es de 25 mm ± 1.5 mm y será con el que se cajeará el perfil de la viga principal del pórtico para garantizar la resistencia al fuego de R60 exigida por la normativa.

7.2.3. Comprobación en el dominio resistente

Según la Figura 88, para un perfil IPE220 desprotegido, a los 60 minutos de exposición a un fuego normalizado según la curva ISO 834, la temperatura que se alcanza es de 940.93 °C. A partir de este valor se obtiene el coeficiente de minoración del límite elástico del material:

$$k_{y,\theta} (940.93 \text{ °C}) = 0.0518 \rightarrow f_{y,\theta} = f_y \cdot k_{y,\theta} = 18.39 \text{ N/mm}^2$$

Con ello, la resistencia de la barra reducida a temperatura elevada se obtiene según la ecuación (55) modificando el valor del límite elástico nominal por el reducido a temperatura elevada ($f_{y,\theta}$):

$$M_{y,fi,Rd,t} = 7.50 \text{ kNm}$$

Por tanto, no se cumple la comprobación y será preciso proteger:

$$M_{y,fi,Rd,t} = 7.50 \text{ kNm} \ll M_{y,fi,Ed} = 128.22 \text{ kNm} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

A continuación, se repetirán los cálculos considerando un espesor de aislamiento de PROMATECT®-H de 25 mm para comprobar si se alcanza la resistencia mínima requerida.

La temperatura que alcanza un perfil IPE220 expuesto por tres de sus caras con un cajeadado de 25 mm de protección pasiva a los 60 minutos es de 430.02 °C.

$$k_{y,\theta} (430.02 \text{ °C}) = 0.934 \rightarrow f_{y,\theta} = f_y \cdot k_{y,\theta} = 331.55 \text{ N/mm}^2$$

Con ello, la resistencia de la barra reducida a temperatura elevada vale:

$$M_{y,fi,Rd,t} = 135.28 \text{ kNm}$$

En este caso se cumple la comprobación y se concluye que el aislante empleado es suficiente para garantizar la exigencia:

$$M_{y,fi,Rd,t} = 135.28 \text{ kNm} > M_{y,fi,Ed} = 128.22 \text{ kNm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

7.3. Pilar interior

El pilar interior se realiza a partir de un perfil HEB160 empotrado en la base y expuesto al fuego por todas sus caras. Su sollicitación más demandante es la de flexocompresión debido al peso de las cargas gravitatorias y a la acción del viento lateral. Los esfuerzos obtenidos del software de cálculo en la hipótesis más desfavorable son:

$$N_{fi,Ed} = 639.89 \text{ kN} ; M_{fi,y,Ed} = 1.4 \text{ kNm} ; M_{fi,z,Ed} = 0.0 \text{ kNm}$$

Puesto que el momento flector que aparece por la acción del viento es despreciable, a criterio del proyectista, se decide comprobar la barra en la hipótesis más desfavorable de compresión pura.

$$M_{fi,y,Rd} = 179.53 \text{ kNm} \rightarrow \frac{M_{fi,y,Ed}}{M_{fi,y,Rd}} = 0.0078 < 0.8\% \rightarrow M_{fi,y,Ed} = 0 \text{ (despreciable)}$$

Con la simplificación propuesta, el esfuerzo solicitado del pilar es de 641.43 kN y a continuación se realizarán los cálculos pertinentes para comprobar su resistencia al fuego.

7.3.1. Clasificación del perfil

$$\text{Ala comprimida: } c/t = 4.69 < 09 \cdot \varepsilon_{\theta} = 6.22 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

$$\text{Alma comprimida: } c/t = 13.00 < 33 \cdot \varepsilon_{\theta} = 22.82 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

En conclusión, el perfil se clasifica como CLASE 1 en fuego bajo un esfuerzo de compresión pura.

7.3.2. Comprobación en el dominio de la temperatura.

$$\text{Esfuerzo de sollicitación en fuego: } E_{fi,d} = N_{fi,Ed} = 641.43 \text{ kN}$$

Para una barra sometida a compresión pura, la resistencia se obtiene según la ecuación:

$$N_{b,fi,\theta,Rd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (56)$$

Siendo,

A el área de la sección transversal para las secciones de clase 1, 2 y 3.

f_y el límite elástico del acero.

$\gamma_{M,fi}$ el coeficiente de corrección del material en caso de incendio.

$k_{y,\theta}$ el coeficiente de corrección del límite elástico a temperatura elevada.

χ_{fi} el coeficiente de reducción por pandeo, el cual se puede obtener como:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^2 - (\bar{\lambda}_{\theta,k})^2}} \leq 1 \quad (57)$$

Donde,

$$\phi_{\theta} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{\theta} \cdot (\bar{\lambda}_{\theta,k}) + (\bar{\lambda}_{\theta,k})^2 \right] \quad (58)$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,k} = k_{\lambda,\theta} \cdot \bar{\lambda}_k \quad (59)$$

$$\alpha_{\theta} = 0.65 \cdot \sqrt{235/f_y} \quad (60)$$

Siendo,

$\bar{\lambda}_{\theta,k}$ la esbeltez de la barra a temperatura elevada.

$k_{\lambda,\theta}$ el coeficiente de corrección de la esbeltez a temperatura elevada, que para los cálculos de la comprobación en el dominio de la temperatura se asume:

$$k_{\lambda,\theta} = 1.2$$

Esto se debe a que la comprobación a pandeo requiere conocer la temperatura a la que se producirá el fallo del elemento. No obstante, para determinar dicha temperatura se requiere del coeficiente de corrección, por lo que el problema se resuelve de forma iterativa. Como simplificación, para la aplicación del método de la temperatura crítica, es posible asumir que la esbeltez del elemento en fuego es 1.2 veces mayor a la esbeltez a temperatura ambiente.

α_{θ} el coeficiente de imperfección del material a temperatura elevada.

Así, para un perfil HEB160 en situación de incendio la resistencia del elemento es:

$$\text{Resistencia de cálculo en fuego: } R_{fi,d} = N_{fi,t,Rd} = 1271.83 \text{ kN}$$

A partir de la sollicitación y la resistencia se determina el factor de utilización de la sección y la temperatura crítica del perfil según la ecuación (44) y (43) respectivamente:

$$\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d} = 0.504 \rightarrow \theta_{cr}(\mu_0) = 583.27 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

A continuación, se plantea la curva de calentamiento de un perfil metálico sin protección y considerando el efecto sombra para comprobar si es preciso cajear con aislante térmico. Esto será necesario siempre que el elemento alcance a los 60 minutos (tiempo requerido de resistencia al fuego) un temperatura superior a la crítica. La curva de comportamiento frente a la temperatura de la barra de estudio ante una exposición a un fuego normalizado ISO 834 se muestra en la Figura 90:

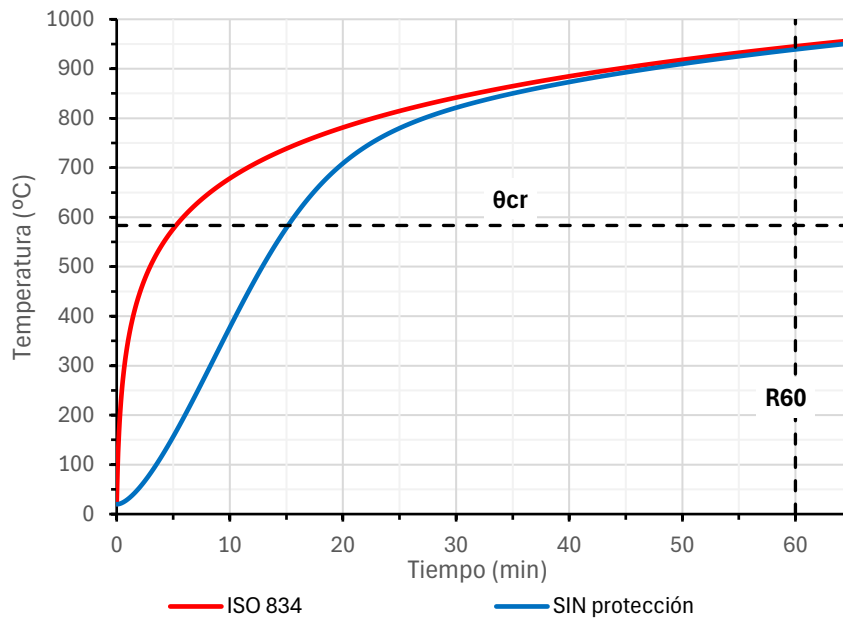


Figura 90. Evolución de la temperatura en un HEB 160 desprotegido expuesto a cuatro caras

Puesto que es evidente que no se cumplen las exigencias es preciso proteger. Iterativamente se realiza la comprobación explicada anteriormente hasta determinar el espesor de aislante PROMATECT®-H necesario para cumplir con una resistencia R60. Así, se obtiene que el espesor de aislante mínimo requerido es de 12.5 mm como se observa en la Figura 91:

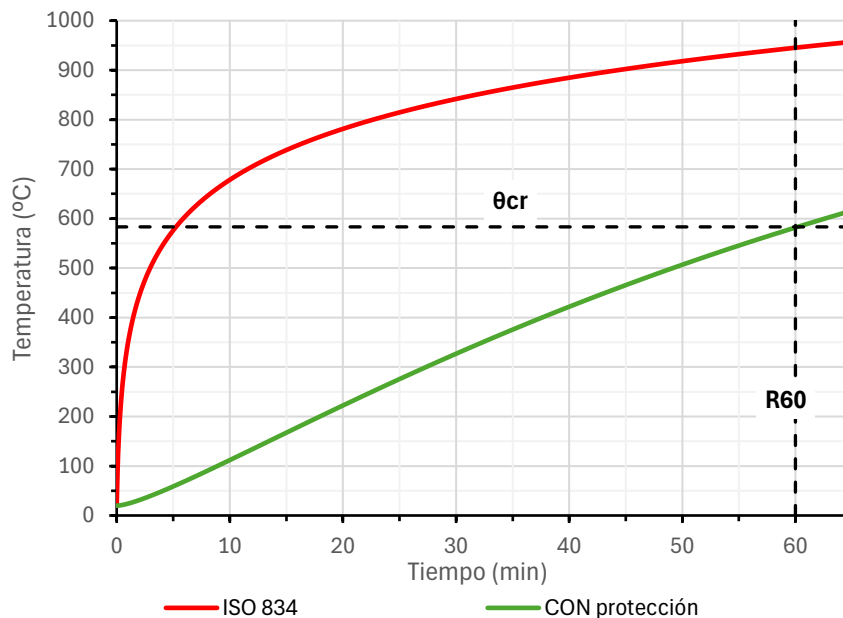


Figura 91. Evolución de la temperatura en un HEB 160 expuesto a cuatro caras protegido con 12.5 mm

El espesor comercial inmediatamente superior de la empresa productora es de 15 mm ± 1.0 mm y será con el que se cajeará el perfil de la viga principal del pórtico para garantizar la resistencia al fuego de R60 exigida por la normativa.

7.3.3. Comprobación en el dominio resistente

Según la Figura 90, para un perfil HEB160 desprotegido, a los 60 minutos de exposición a un fuego normalizado según la curva ISO 834, la temperatura que se alcanza es de 938.82 °C. A partir de este valor se obtiene los coeficiente de minoración del material:

$$k_{y,\theta} (938.82 \text{ °C}) = 0.052 \quad ; \quad k_{\lambda,\theta} (938.82 \text{ °C}) = 0.943$$

Con ello, la resistencia de la barra reducida a temperatura elevada se obtiene según la ecuación (56) modificando el valor del límite elástico nominal por el reducido a temperatura elevada ($f_{y,\theta}$):

$$N_{fi,Rd,t} = 74.22 \text{ kN}$$

Por tanto, no se cumple la comprobación y será preciso proteger:

$$N_{fi,Rd,t} = 74.88 \text{ kN} \ll N_{fi,Ed} = 641.43 \text{ kN} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

A continuación, se repetirán los cálculos considerando un espesor de aislamiento de PROMATECT®-H de 15 mm para comprobar si se alcanza la resistencia mínima requerida.

La temperatura que alcanza un perfil HEB160 expuesto por tres de sus caras con un cajeadado de 15 mm de protección pasiva a los 60 minutos es de 581.36 °C.

$$k_{y,\theta} (581.36 \text{ °C}) = 0.528 \quad ; \quad k_{\lambda,\theta} (581.36 \text{ °C}) = 1.214$$

Con ello, la resistencia de la barra reducida a temperatura elevada vale:

$$N_{fi,Rd,t} = 666.80 \text{ kN}$$

En este caso se cumple la comprobación y se concluye que el aislante empleado es suficiente para garantizar la exigencia:

$$N_{fi,Rd,t} = 666.80 \text{ kN} > N_{fi,Ed} = 641.43 \text{ kN} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

7.4. Pilar de fachada lateral

El pilar de fachada del pórtico interior se realiza a partir de un perfil HEB160 empotrado en la base y expuesto al fuego por tres de sus caras debido a la presencia del muro de fachada. Su sollicitación más demandante es la de flexocompresión debido al peso de las cargas gravitatorias y a la acción del viento lateral. Los esfuerzos obtenidos del software de cálculo en la hipótesis más desfavorable son:

$$N_{fi,Ed} = 354.5 \text{ kN} ; M_{fi,y,Ed} = 5.74 \text{ kNm} ; M_{fi,z,Ed} = 0.0 \text{ kNm}$$

Pese a que el valor del esfuerzo de flexión es bajo, se comprobará elemento considerando la interacción de ambas sollicitaciones.

Cabe destacar que no es posible llevar a cabo la comprobación de interacción de axil y momento flector de forma directa por el método de la temperatura crítica, debido a la presencia de los fenómenos de segundo orden (no linealidades geométricas), por lo que se recurrirá en este caso exclusivamente a la verificación en el dominio resistente.

7.4.1. Clasificación del perfil

$$\text{la comprimida: } c/t = 4.69 < 09 \cdot \varepsilon_{\theta} = 6.22 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

$$\text{Alma comprimida: } c/t = 13.00 < 33 \cdot \varepsilon_{\theta} = 22.82 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

$$\text{Alma flectada: } c/t = 13.00 < 72 \cdot \varepsilon_{\theta} = 49.79 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

En conclusión, el perfil se clasifica como CLASE 1 en fuego bajo un esfuerzo de compresión compuesta.

7.4.2. Comprobación en el dominio resistente

La Figura 92 muestra la evolución de la temperatura de un perfil HEB160 desprotegido expuesto por 3 caras:

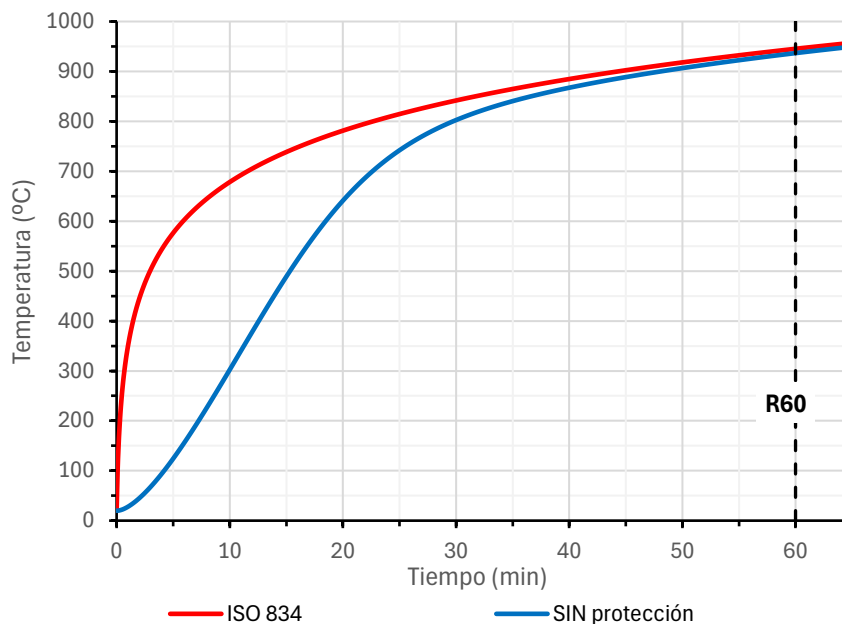


Figura 92. Evolución de la temperatura en un HEB 160 desprotegido expuesto a tres caras

A los 60 minutos de exposición a un fuego normalizado según la curva ISO 834, la temperatura que se alcanza es de 936.49 °C. A partir de este valor se obtiene el coeficiente de minoración del material:

$$k_{y,\theta} (936.49 \text{ °C}) = 0.053 \quad ; \quad k_{\lambda,\theta} (936.49 \text{ °C}) = 0.943$$

Las comprobaciones de resistencia para el caso de una barra sometida a axil y flexión a nivel elemento según el apartado 4.2.3.5 del Anejo 23 del Código Estructural [67]:

Pandeo sobre el eje fuerte (y-y):

$$\eta_y = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot A \cdot k_{y\theta} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y\theta} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,fi,ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y\theta} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{M,fi}}} \quad (61)$$

Pandeo sobre el eje débil (z-z):

$$\eta_z = \frac{N_{fi,ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y\theta} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT,y} \cdot M_{y,fi,ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y\theta} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,fi,ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y\theta} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{M,fi}}} \quad (62)$$

Cabe destacar que en el caso del pilar de fachada la posibilidad del pandeo laterotorsional está impedida, debido a la rigidez del cerramiento de fachada por lo que en este caso:

$$k_{LT} = \chi_{LT} = 1.0$$

Sustituyendo en las ecuaciones a partir de los datos seccionales, los esfuerzos y las propiedades del material ninguna de las comprobaciones se cumple y será preciso proteger:

$$\eta_y = 6.749 > 1 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

$$\eta_z = 7.490 > 1 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Para obtener el espesor de aislante de PROMATECT®-H que garantice que se alcanza la resistencia mínima requerida por la norma se deben repetir los cálculos de forma iterativa hasta que se cumplan las exigencias.

Así, el espesor mínimo necesario es de 8.5 mm, pero el espesor comercial inmediatamente superior de la empresa productora es de 10 mm ± 0.5 mm por lo que será con el que se cajeará el perfil del pilar de fachada del pórtico para garantizar la resistencia al fuego de R60 exigida por la normativa.

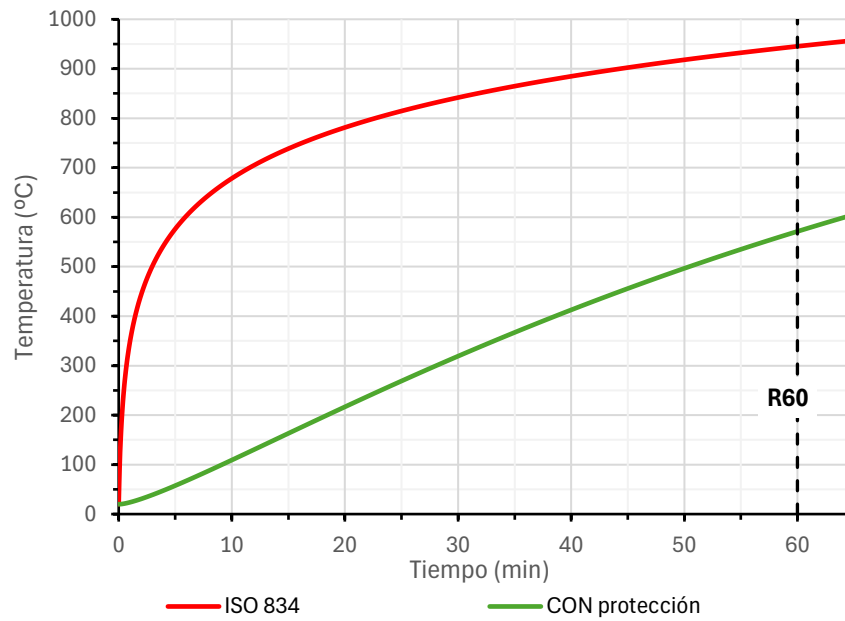


Figura 93. Evolución de la temperatura en un HEB 160 expuesto a tres caras protegido con 10 mm

Según la Figura 93, la temperatura que alcanza un perfil HEB160 expuesto por tres de sus caras con un cajeado de 10 mm de protección pasiva a los 60 minutos es de 571.28 °C.

$$k_{y,\theta} (571.28 \text{ °C}) = 0.561 \quad ; \quad k_{\lambda,\theta} (571.28 \text{ °C}) = 1.205$$

Empleando las ecuaciones se concluye que el aislante empleado es suficiente para garantizar la exigencia:

$$\eta_y = 0.698 \leq 1 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

$$\eta_z = 0.557 \leq 1 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

8. PROTECCIÓN DE LA LOSA DEL FORJADO

La losa del forjado se realiza a partir de un material combustible como es la madera LVL. Puesto que en una situación de incendio su exposición directa supondría un incremento de la carga de fuego presente en el recinto y una pérdida de sección que induciría al colapso del suelo de planta, es imprescindible protegerla.

La solución escogida para el presente TFM es encapsular la madera en su cara inferior mediante las mismas placas de protección pasiva con las que se cajea la estructura portante del edificio. Disponiendo de suficiente aislante en la cara inferior del forjado y del suelo técnico entre el pavimento pisable y la losa se consigue aislar el LVL para que no entre en contacto con el combustible del incendio.

No obstante, la madera no precisa de contacto directo para iniciar la ignición. Según la norma europea EN 1995-1-2 [76] el material puede desarrollar una ignición espontánea si alcanza los 300°C. En ese instante comienza el proceso de carbonización de la madera reduciendo la sección resistente.

En el artículo 3.4 la norma aborda la velocidad a la que la madera protegida y sin proteger se quema y pierde todas sus propiedades resistentes. Para un elemento de madera expuesto a un modelo de incendio normalizado como es la curva de tiempo-temperatura ISO 834 y protegido por una “placa de yeso laminado de tipo A, F o H de acuerdo con la Norma EN 520, en las zonas internas o en el perímetro adyacente a las juntas selladas, u holguras con una anchura de 2 mm o menos, el tiempo de inicio de la carbonización t_{ch} debería tomarse como:”

$$t_{ch} = 2.8 \cdot h_p - 14 \quad (63)$$

Siendo h_p el espesor del tablero en milímetros.

Para evitar la pérdida de sección en los 60 minutos de resistencia al fuego que requiere la normativa española, el espesor de protección requerido es de 26.43 mm. Los espesores de aislante comerciales de PROMATECT®-H se muestran en la (Tabla 75) y dado que no existe un espesor mayor al mínimo necesario se precisará de dos tableros cuyos espesores garanticen que el tiempo de inicio de la carbonización supera los 60 minutos.

Tabla 75. Espesores comerciales de PROMATECT-H (Fuente: Ficha técnica de producto [90])

	6 mm ± 0,5 mm	Ca. 5,6 Kg/m ²
	8 mm ± 0,5 mm	Ca. 7,4 Kg/m ²
	10 mm ± 0,5 mm	Ca. 9,2 Kg/m ²
Espesores y pesos	12 mm ± 0,5 mm	Ca. 11,1 Kg/m ²
	15 mm ± 1,0 mm	Ca. 13,9 Kg/m ²
	20 mm ± 1,0 mm	Ca. 18,5 Kg/m ²
	25 mm ± 1,5 mm	Ca. 23,1 Kg/m ²

En ese caso la norma dice que, para “placas de yeso laminado tipo F, el tiempo de inicio de la carbonización t_{ch} debería determinarse de acuerdo con la expresión (3.11) donde el espesor h_p se toma igual al espesor de la capa externa más el 80% del espesor de la capa interna, siempre que la separación entre los elementos de fijación en la capa interna no sea mayor que las separaciones de los elementos

de fijación en la capa externa". Exigiendo en las puesta en obra que se cumplan con las condiciones de separación de los elementos de fijación, se dispondrá de una placa interior de 8 mm y una exterior de 20 mm. Así, el tiempo de inicio de la carbonización será:

$$t_{ch} = 2.8 \cdot (20\text{mm} + 0.8 \cdot 8\text{mm}) - 14 = 59.92 \text{ min} \approx 60 \text{ min}$$

Con ello queda justificado que la losa del forjado soportará sin pérdida de sección los 60 minutos de exposición al fuego exigidos por el CTE DB SI [49]. No obstante, cabe destacar que la norma EN 1995-1-2 especifica los cálculos para placas de yeso laminado. En el caso de la estructura proyectada, el material de protección son láminas de silicato cálcico, un material con menor conductividad térmica que el yeso ($\lambda_{\text{yeso}} = 0.21 \text{ W/mK} > \lambda_{\text{silicato}} = 0.175 \text{ W/mK}$), con lo que la protección realmente dispuesta queda del lado de la seguridad.

La Figura 94 muestra un detalle de la protección de la losa de madera del forjado y de su continuidad en el encuentro con una viga secundaria.

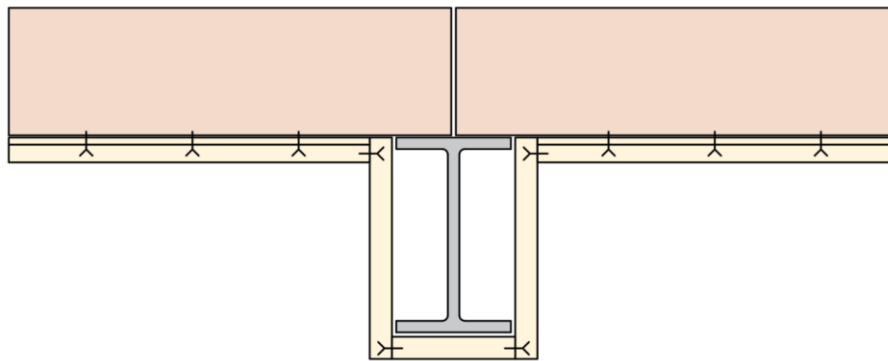


Figura 94. Detalle de la protección de la losa de madera del forjado

9. ALTERNATIVAS DE MEJORA EN LAS PROTECCIONES

Ante el excesivo cajeadado que supone la solución previamente planteada se buscan alternativas de mejora para la protección de la estructura.

Constructivamente, el encapsulado de la losa de madera del forjado y el cajeadado de las vigas secundarias y principales de forma independiente supone un reto en la puesta en obra debido a la cantidad de uniones o juntas que se generan. Además, teniendo en cuenta el factor estético, se formaría en el techo de la planta una retícula de elementos cajeadados que a la vista del usuario podría resultar desagradable.

Una posible alternativa que simplificaría la puesta en obra y reduciría la cantidad de material empleado para la protección de los elementos horizontales sería el encapsulado del forjado mixto y de las vigas secundarias y principales con una sola placa de silicato cálcico simulando un falso techo. Esta solución también permitiría ocultar los conductos de ventilación, lo cual proporcionaría una protección extra contra la suciedad o la temperatura, aislaría acústicamente y mejoraría la apariencia del local.

La Figura 95 muestra un detalle de la alternativa de protección de los elementos horizontales de la estructura.

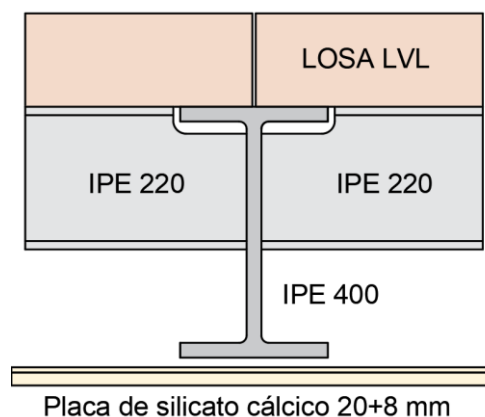


Figura 95. Alternativa de mejora de las protecciones del forjado

Puesto que la parte más desfavorable, en materia de resistencia al fuego, es la losa de madera debido a su carácter combustible, el espesor de panel que se dispondrá para proteger todos los elementos que quedan dentro del falso techo será de 20+8 mm. En el apartado de dimensionado de las protecciones pasivas se determinó que, tanto las vigas principales como las secundarias requerían de un tablero de menor espesor por lo que con la solución propuesta en este apartado se queda del lado de la seguridad.

Por otra parte, el cajeadado de todos los pilares requiere de una gran cantidad de material para asegurar la resistencia al fuego exigida por la normativa. La pintura intumescente es una alternativa a la protección anteriormente descrita que puede garantizar el cumplimiento de las limitaciones con un coste significativamente más reducido. Asimismo, no requiere de personal especializado por lo que, de nuevo, se facilita y abarata la puesta en obra.

Este tipo de pinturas no puede considerarse como una protección pasiva debido la reacción química que desencadenan cuando se exponen al calor. Al aumentar su temperatura este aislante aumenta su

volumen mediante la producción de gases no inflamables que retrasan el aumento de temperatura del perfil metálico protegido. Debido a estos efectos el espesor de pintura necesario para garantizar el cumplimiento de la normativa se debe obtener a partir de catálogos comerciales. En estos se recogen los resultados de ensayos de laboratorio en tablas que permiten determinar la cantidad de aislante necesario para un tiempo de resistencia requerido a partir del factor de forma del perfil.

Para un perfil HEB 160 expuesto por tres de sus caras su masividad o factor de forma es de 140 m⁻¹ mientras que, para la misma barra, si el calor del fuego incide por todas sus caras, es de 169.26 m⁻¹.

Recurriendo al catálogo de la pintura PROMATPAINT®-SC4 de la empresa PROMAT [91], la Tabla 76 muestra los espesores requeridos en los dos casos de estudio.

Tabla 76. Espesores necesarios de pintura intumescente para los pilares [91]

TABLA DE ESPESORES DE LA PINTURA PROMAPAIN[®]-SC4 DE ACUERDO CON NORMA EN 13381-8:2010

Factores de forma en m ⁻¹	Espesor de PROMAPAIN [®] SC4 en micras. Perfiles tipo H e I									
	R15		R30		R45		R60		R90	
	Vigas	Pilares	Vigas	Pilares	Vigas	Pilares	Vigas	Pilares	Vigas	Pilares
67	188	104	188	104	188	104	418	433	1161	1.192
70	188	104	188	104	188	104	463	478	1203	1.233
75	188	104	188	104	188	161	521	536	1257	1.287
130	188	104	188	143	494	506	851	869	1564	1.595
135	188	104	188	160	511	523	867	885	1579	1.610
140	188	104	188	176	527	538	882	900	1593	1.624
145	188	104	188	191	541	553	896	914	1606	1.637
150	188	104	200	205	554	566	909	927	1618	1.649
155	188	104	213	218	567	578	921	939	1629	1.660
160	188	104	225	230	578	590	932	950	1639	1.670
165	188	104	236	242	589	601	943	961	1649	1.680
170	188	104	247	252	600	612	952	971	1658	1.689
175	188	104	257	262	609	621	962	980	1667	1.698

El fabricante advierte que las tablas que proporciona son válidas para temperaturas críticas de 500°C. En el caso de los pilares, en el apartado 7.3.2 se calculó la temperatura crítica de un pilar interior, resultando esta de 583°C. Siendo este valor superior al considerado por la empresa comercializadora y siendo el pilar interior el más desfavorable de las dos tipologías de pilares consideradas se asume que los espesores de pintura obtenidos y que se resumen en la Tabla 77 quedan del lado de la seguridad y cubren las exigencias del CTE DB SI-6 [49].

Tabla 77. Espesores necesarios de pintura intumescente

Descripción	Perfil	Masividad (m ⁻¹)	Espesor (µm)
Pilares de fachada (expuesto a 3 caras)	HEB 160	139.77	900
Pilares interiores (expuesto a 4 caras)	HEB 160	169.27	971

9.1. Conclusiones de las mejoras propuestas

Las alternativas de mejora propuestas en el presente apartado buscan dotar de una mayor componente estética al interior del edificio. No obstante, las razones fundamentales son la simplificación de la puesta en obra y la reducción del presupuesto de ejecución material (P.E.M.). La reducción del material requerido para la protección del forjado y las vigas, y el menor coste por metro cuadrado de la pintura intumescente consiguen reducir aproximadamente un 31% el capítulo de "Protección de la estructura contra incendios". La Tabla 78 recoge los cálculos comparativos entre las dos alternativas de protección:

Tabla 78. Comparativa económica de las soluciones propuestas

Solución 1				
Descripción	Ud	Medición	Precio unitario	Importe
Cajeado de pilares de fachada	m	210,00	55,46	11.646,60
Cajeado de pilares interiores	m	115,50	64,34	7.431,27
Cajeado de vigas principales	m	288,00	66,96	19.284,48
Cajeado de vigas secundarias	m	1.200,00	56,73	68.076,00
Encapsulado de la losa del forjado	m ²	2.141,43	75,38	161.420,99
TOTAL SOLUCIÓN 1				267.859,34
Solución 2				
Descripción	Ud	Medición	Precio unitario	Importe
Pintado de pilares de fachada	m ²	116,64	24,64	2.874,01
Pintado de pilares interiores	m ²	82,63	26,15	2.160,77
Cajeado de elementos horizontales	m ²	2.278,50	79,15	180.341,00
TOTAL SOLUCIÓN 2				185.375,78
AHORRO				30,79%

Con todo ello se concluye que las alternativas propuesta para la protección al fuego de la estructura son significativamente mejores que las inicialmente consideradas por lo que en el proyecto final se resolverán las protecciones con dichas soluciones.



V. MEDICIONES Y PRESUPUESTO



1. MEDICIONES Y PRESUPUESTO

1.1. Capítulo 1 – Actuaciones previas

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
1.1	ADL005	m ³	Desbroce y limpieza del terreno.	3.591,00	1,14	4.093,74
	Desbroce y limpieza del terreno de topografía con desniveles mínimos, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión. El precio no incluye la tala de árboles ni el transporte de los materiales retirados.					
1.2	ADE010	m ³	Excavación de zanjas para cimentaciones.	490,99	15,20	7.463,05
	Excavación de zanjas para cimentaciones hasta una profundidad de 2 m, en suelo de arena semidensa, con medios mecánicos, bajo nivel freático, y carga a camión. Incluso utilización de bombas para bajar el nivel freático del terreno y poder trabajar en seco durante las labores de excavación. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.					
1.3	ADT010	m ³	Transporte de tierras dentro de obra.	490,99	1,13	554,82
	Transporte de tierras con camión de 8 t de los productos procedentes de la excavación de cualquier tipo de terreno dentro de la obra, a una distancia menor de 0,5 km. El precio incluye el tiempo de espera en obra durante las operaciones de carga, el viaje de ida, la descarga y el viaje de vuelta, pero no incluye la carga en obra.					
TOTAL CAPÍTULO 1: ACTUACIONES PREVIAS						12.111,61

1.2. Capítulo 2 – Cimentaciones

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
2.1	CRL015	m ²	Capa de hormigón de limpieza, con áridos reciclados.	176,00	8,77	1.543,52
	Capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, de 10 cm de espesor, de hormigón HL-150/B/20, con un porcentaje máximo de áridos reciclados del 50%, fabricado en central y vertido desde camión, en el fondo de la excavación previamente realizada.					
2.2	CSZ010	m ³	Zapata de cimentación de hormigón armado.	89,17	179,17	15.976,59
	Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HRA-30/B/20/XC2, con un porcentaje máximo de áridos reciclados del 20%, fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 39,18 kg/m ³ . Incluso armaduras de espera del pilar, alambre de atar, y separadores. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.					
2.3	CAV010	m ³	Viga entre zapatas.	25,82	195,86	5.057,11
	Viga de atado de hormigón armado, realizada con hormigón HRA-30/B/20/XC2, con un porcentaje máximo de áridos reciclados del 20%, fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 49,56 kg/m ³ . Incluso alambre de atar, y separadores. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.					
2.4	CVF010	m ³	Foso de ascensor.	14,25	281,67	4.013,80
	Foso de ascensor a nivel de cimentación, mediante vaso de hormigón armado, realizado con hormigón HRA-30/B/20/XC2, con un porcentaje máximo de áridos reciclados del 20%, fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 40 kg/m ³ . Incluso armaduras para formación de zunchos de borde y refuerzos, armaduras de espera, alambre de atar, separadores y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado. El precio incluye el montaje y desmontaje del sistema de encofrado, la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra.					
TOTAL CAPÍTULO 2: CIMENTACIONES						26.591,01

1.3. Capítulo 3 – Estructura metálica

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
3.1	EAS010	kg	Acero en pilares.	13.874,60	2,53	35.102,74
	Acero UNE-EN 10025 S355JR, en pilares formados por piezas simples de perfiles laminados en caliente de la serie HEB, acabado con imprimación antioxidante, colocados con uniones atornilladas en obra, a una altura de más de 3 m. El precio incluye los tornillos, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, las placas de arranque y de transición de pilar inferior a superior, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.					
3.2	EAV010	kg	Acero en vigas.	17.453,38	2,47	43.109,85
	Acero UNE-EN 10025 S355JR, en vigas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente de la serie IPE, acabado con imprimación antioxidante, con uniones atornilladas en obra, a una altura de más de 3 m. El precio incluye los tornillos, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.					
3.3	EXV010	kg	Acero en vigas mixtas.	31.934,74	2,70	86.223,80
	Acero UNE-EN 10025 S355JR, en vigas mixtas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente de la serie IPE, con uniones atornilladas en obra. El precio incluye los tornillos, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.					
3.4	EAE010	kg	Acero en subestructura de escaleras.	2.730,67	9,14	24.958,32
	Acero UNE-EN 10025 S355JR, en estructura de escalera compuesta de zancas y mesetas, formada por piezas simples de perfiles laminados en caliente de la serie UPN, acabado con imprimación antioxidante, con uniones soldadas en obra. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.					
3.5	EAV011	kg	Acero en cruces de San Andrés.	4.340,25	2,63	11.414,86
	Acero UNE-EN 10025 S355JR, en vigas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente redondo, acabado con imprimación antioxidante, con uniones soldadas en obra, a una altura de más de 3 m. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.					
3.6	EAS05a	Ud	Placa de anclaje Tipo 1.	4	22,03	88,12
	Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S355JR en perfil plano, con taladro central biselado, de 150x250 mm y espesor 9 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 8 mm de diámetro y 40 cm de longitud total. El precio incluye los cortes, los despuntes, la preparación de bordes, las pletinas, las piezas especiales y los elementos auxiliares de montaje.					
3.7	EAS05b	Ud	Placa de anclaje Tipo 2.	31	157,20	4.873,20
	Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S355JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central biselado, de 400x400 mm y espesor 22 mm, con 8 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 16 mm de diámetro y 62 cm de longitud total. El precio incluye los cortes, los despuntes, la preparación de bordes, las pletinas, las piezas especiales y los elementos auxiliares de montaje.					
TOTAL CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA METÁLICA						205.770,89

1.4. Capítulo 4 – Forjados y solado

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
4.1	ANS010	m ²	Solera de hormigón.	800,00	26,71	21.368,00
	Solera de hormigón con malla electrosoldada de 15 cm de espesor, realizada con hormigón HA-30/B/20/XC2 fabricado en central y vertido desde camión, con malla electrosoldada superior como armadura de reparto, ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080, extendido y vibrado mecánico mediante extendedora, sin tratamiento de su superficie; con juntas de retracción de 5 mm de espesor, mediante corte con disco de diamante. Incluso panel de poliestireno expandido de 3 cm de espesor, para la ejecución de juntas de dilatación. El precio no incluye la base de la solera.					
4.2	EMD020	m ²	Forjado de panel de madera LVL.	2.278,35	230,23	524.544,52
	Forjado de panel de madera laminada LVL, de superficie media mayor de 6 m ² , de 144 mm de espesor, acabado superficial calidad vista para viviendas en ambas caras, de madera de abeto, con tratamiento superficial hidrofugante, transparente; fijación de paneles con pernos pasantes desmontables de acero. El precio incluye la descarga del panel y por medio de eslingas.					
4.3	RSG110	m ²	Pavimento interior de gres esmaltado.	206,20	76,92	15.860,90
	Pavimento interior de piezas de gres esmaltado, de 200x200x10 mm, gama básica, capacidad de absorción de agua E<3%, grupo B1b, según UNE-EN 14411, con resistencia al deslizamiento 35<Rd<=45 según UNE-EN 16165 y resbaladicidad clase 2 según CTE. SOPORTE: de madera. COLOCACIÓN: en capa fina y mediante encolado simple con adhesivo de resinas reactivas mejorado, R2 T, según UNE-EN 12004, con deslizamiento reducido. REJUNTADO: con mortero de juntas cementoso mejorado, con absorción de agua reducida y resistencia elevada a la abrasión tipo CG 2 W A, color blanco, en juntas de 2 mm de espesor.					
4.4	RSE005	m ²	Suelo técnico registrable.	1.507,50	85,63	129.087,23
	Suelo técnico registrable, formado por paneles de 600x600 mm, con núcleo de tablero aglomerado de madera de alta densidad, 650 kg/m ³ , y 30 mm de espesor, con chapa de acero en la cara inferior, con canteado perimetral de PVC de 18 mm, protegiendo el canto vivo del pavimento; apoyados sobre pedestales regulables para alturas de hasta 150 mm, de acero cincado con cabeza con junta antivibratoria, fijados al soporte con pegamento; clasificación 2/2/A/2, según UNE-EN 12825 y Euroclase Bfl-s1 de reacción al fuego, según UNE-EN 13501-1 y acabado superior de pavimento vinílico heterogéneo, de 3,2 mm de espesor total, con capa de uso de 1,00 mm de espesor, con tratamiento de protección superficial PUR, color a elegir, suministrado en losetas de 60,96x60,96 cm.					
4.5	REM020a	Ud	Escalera principal de huellas, tabicas y meseta de panel de madera LVL.	3	2.617,85	7.853,55
	Escalera de ida y vuelta, de dos tramos rectos con meseta intermedia de 200 cm de anchura, con 20 peldaños de panel de madera LVL, compuesta por meseta rectangular de 2000x2500x60 mm, acabado superficial calidad vista para viviendas en ambas caras, huellas y tabicas de 2000x110x60 mm, con acabado superficial calidad vista para viviendas en ambas caras, de madera de abeto. El precio incluye la descarga de la escalera y por medio de eslingas.					



	REM020b	Ud	Escalera secundaria de peldaños y meseta de panel de madera LVL.	3	2.453,00	7.359,00
4.6	Escalera de ida y vuelta, de dos tramos rectos con meseta intermedia de 150 cm de anchura, con 20 peldaños de panel de madera LVL, compuesta por meseta rectangular de 1500x2500x60 mm, acabado superficial calidad vista para viviendas en ambas caras, huellas y tabicas de 1500x110x60 mm, con acabado superficial calidad vista para viviendas en ambas caras, de madera de abeto. El precio incluye la descarga de la escalera y por medio de eslingas.					
TOTAL CAPÍTULO 4: FORJADO Y SOLADO						706.073,20



1.5. Capítulo 5 – Cubierta

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
5.1	QVE023	m ²	Cubierta ajardinada extensiva	800,00	161,86	129.488,00
<p>Cubierta plana no transitable, no ventilada, ajardinada extensiva (ecológica), con riego integrado, sistema "ZINCO" o similar, pendiente del 1% al 5%. FORMACIÓN DE PENDIENTES: mediante encintado de limatesas, limahoyas y juntas con maestras de ladrillo cerámico hueco doble y capa de arcilla expandida, vertida en seco y consolidada en su superficie con lechada de cemento, proporcionando una resistencia a compresión de 1 MPa y con una conductividad térmica de 0,087 W/(mK), con espesor medio de 10 cm; con capa de regularización de mortero de cemento, industrial, M-5 de 4 cm de espesor, acabado fratasado; IMPERMEABILIZACIÓN: tipo bicapa, adherida, compuesta por una lámina de betún modificado con elastómero SBS, LBM(SBS)-30-FV, con armadura de fieltro de fibra de vidrio de 60 g/m², de superficie no protegida y una lámina de betún modificado con elastómero SBS, LBM(SBS)-50/G-FP, con armadura de fieltro de poliéster reforzado y estabilizado de 150 g/m², con autoprotección mineral de color verde, con resistencia a la penetración de raíces, totalmente adheridas con soplete, sin coincidir sus juntas; membrana antirraíces flexible de polietileno de baja densidad y alta resistencia, WSF 40 "ZINCO", color negro, para evitar la penetración de raíces en la membrana impermeable; CAPA SEPARADORA BAJO PROTECCIÓN: manta protectora y retenedora SSM 45 "ZINCO", formada por geotextil de poliéster y polipropileno, de 5 mm de espesor, con una retención de agua de 5 l/m², una resistencia a la tracción longitudinal de 5,5 kN/m, una resistencia CBR a punzonamiento 2 kN y una masa superficial de 470 g/m²; CAPA DRENANTE Y RETENEDORA DE AGUA: módulo Floradrain FD 25-E "ZINCO", formado por placa de poliolefinas recicladas con perforaciones en la parte superior; CAPA FILTRANTE Y DISTRIBUIDORA DE AGUA: fieltro de distribución de agua AF 300 "ZINCO", formado por un geotextil de fibras de polipropileno y una lámina acrílica en una de sus caras, de 300 g/m² de masa superficial y 2,40 mm de espesor total; INSTALACIÓN DE RIEGO: tubería de riego por goteo, realizada con tubo de polietileno, 500-L2 "ZINCO", color negro, de 16 mm de diámetro exterior, con goteros autocompensables y autolimpiables integrados, situados cada 50 cm, fijada a la capa filtrante y distribuidora de agua con tiras de velcro, color negro, de 5 cm de anchura y 12 cm de longitud (2 ud/m²); CAPA DE PROTECCIÓN: sustrato Zincoterra Floral "ZINCO", compuesto de cerámica seleccionada triturada y otros componentes minerales mezclados con compost y turba rubia, de 100 mm de espesor, plantas con cepellón plano, Zinco Sedum Mix "ZINCO", con 4 o más especies distintas de sedum. Incluso cantos rodados para el relleno del espacio entre el borde de la cubierta y la vegetación. El precio no incluye la tubería de abastecimiento y distribución ni los accesorios.</p>						
TOTAL CAPÍTULO 5: CUBIERTA						129.488,00

1.6. Capítulo 6 – Fachadas y particiones

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
6.1	FAR010	m ²	Muro de fachada de fábrica de ladrillo cerámico para revestir.	1.183,20	50,38	59.609,62
	Hoja principal de fachada ventilada, apoyada sobre el forjado y enrasada, de 16 cm de espesor, de fábrica de ladrillo cerámico hueco doble, para revestir, 33x16x7 cm, con juntas horizontales y verticales de 10 mm de espesor, recibida con mortero de cemento industrial, color gris, M-5, suministrado a granel. Dintel de fábrica armada de ladrillos cortados para revestir; montaje y desmontaje de apeo.					
6.2	FAG100	m ²	Revestimiento exterior de fachada ventilada.	1.183,20	103,55	122.520,36
	Revestimiento exterior de fachada ventilada, con piezas alveolares machihembradas de gran formato de cerámica extruida, acabado natural, de 300x1200x17 mm, capacidad de absorción de agua 3%≤E<6%, grupo BIIa, según UNE-EN 14411; colocación en posición horizontal mediante el sistema de fijación oculta con grapas, sobre subestructura soporte de aleación de aluminio EN AW-6060, con tratamiento térmico T6. Incluso tirafondos y anclajes mecánicos de expansión de acero inoxidable A2, para la fijación de la subestructura soporte. El precio no incluye el aislamiento térmico.					
6.3	FMC010	m ²	Muro cortina de aluminio.	334,80	424,85	142.239,78
	Muro cortina de aluminio realizado mediante el sistema de tapetas; cerramiento compuesto de un 60% de superficie opaca (antepechos sin acristalamiento exterior, cantos de forjado y falsos techos) y un 40% de superficie transparente (32% fija con luna templada por el exterior y 8% de ventanas con doble acristalamiento).					
6.4	FBY010	m ²	Tabiquería interior de placas de yeso laminado.	1.470,00	30,45	44.761,50
	Tabique sencillo (15+48+15)/400 (48) (2 normal), con placas de yeso laminado, de 78 mm de espesor total, con nivel de calidad del acabado estándar (Q2), formado por una estructura simple de perfiles de chapa de acero galvanizado de 48 mm de anchura, a base de montantes (elementos verticales) separados 400 mm entre sí, con disposición normal "N" y canales (elementos horizontales), a la que se atornillan dos placas en total (una placa tipo normal en cada cara, de 15 mm de espesor cada placa). Incluso banda acústica de dilatación autoadhesiva; fijaciones para el anclaje de canales y montantes metálicos; tornillería para la fijación de las placas; cinta de papel con refuerzo metálico y pasta y cinta para el tratamiento de juntas. El precio incluye la resolución de encuentros y puntos singulares, pero no incluye el aislamiento a colocar entre los montantes.					
TOTAL CAPÍTULO 6: FACHADAS Y PARTICIONES						369.131,26

1.7. Capítulo 7 – Protección de la estructura contra incendios

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
7.1	IOR042a	m ²	Protección contra incendios de los pilares de fachada con pintura intumescente.	116,64	24,64	2.874,01
	Protección pasiva contra incendios de estructura metálica, mediante la aplicación de dos manos de pintura intumescente para interior o exterior, tipo Promapaint-SC4 "PROMAT" o similar, a base de copolímeros acrílicos en emulsión acuosa, color blanco, hasta formar un espesor mínimo de película seca de 900 micras y conseguir una resistencia al fuego de 60 minutos, según UNE-EN 13381-8. El precio no incluye la imprimación ni el revestimiento posterior.					
7.2	IOR042b	m ²	Protección contra incendios de los pilares interiores con pintura intumescente.	82,63	26,15	2.160,77
	Protección pasiva contra incendios de estructura metálica, mediante la aplicación de dos manos de pintura intumescente para interior o exterior, tipo Promapaint-SC4 "PROMAT" o similar, a base de copolímeros acrílicos en emulsión acuosa, color blanco, hasta formar un espesor mínimo de película seca de 971 micras y conseguir una resistencia al fuego de 60 minutos, según UNE-EN 13381-8. El precio no incluye la imprimación ni el revestimiento posterior.					
7.3	IOR022	m ²	Protección pasiva contra incendios del forjado mixto con paneles de silicato cálcico.	2.278,50	79,15	180.341,00
	Sistema de protección pasiva contra incendios tipo falso techo, con una resistencia al fuego de 60 minutos, según UNE-EN 13381-4, sistema tipo "PROMAT" o similar, mediante recubrimiento con placas de silicato cálcico Promatect-XS, de 1200x2500 mm y 20+8 mm de espesor, con los bordes cuadrados, fijadas con grapas.					
TOTAL CAPÍTULO 7: PROTECCIÓN DE LA ESTRUCTURA CONTRA INCENDIOS						185.375,78

1.8. Capítulo 8 – Urbanización interior de la parcela

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
8.1	UXF010	m ²	Asfaltado del aparcamiento.	1.713,15	11,10	19.015,97
	Capa de 5 cm de espesor de mezcla bituminosa continua en caliente AC16 surf D, para capa de rodadura, de composición densa, con árido granítico de 16 mm de tamaño máximo y betún asfáltico de penetración. El precio no incluye la capa base.					
8.2	UXA030	m ²	Pavimento de acera transitable.	918,86	66,93	61.499,30
	Pavimento de adoquines de piedra natural, en exteriores, realizado sobre firme con tráfico de categoría C4 (áreas peatonales, calles residenciales) y categoría de explanada E1 (5 ≤ CBR < 10), compuesto por base flexible de zahorra natural, de 20 cm de espesor, con extendido y compactado al 100% del Proctor Modificado, mediante la colocación flexible, con un grado de complejidad del aparejo bajo, de adoquines de granito Blanco Berrocal, de 8x8x5 cm, con acabado flameado en la cara vista y aserrado en las otras caras, sobre una capa de arena de granulometría comprendida entre 0,5 y 5 mm, dejando entre ellos una junta de separación de entre 2 y 3 mm, para su posterior rejuntado con arena natural, fina y seca, de 2 mm de tamaño máximo; y vibrado del pavimento con bandeja vibrante de guiado manual.					
8.3	UVP010	Ud	Puerta cancela en vallado de parcela.	1,00	3.633,37	3.633,37
	Puerta cancela de chapa de acero galvanizado, acabado lacado, de una hoja abatible, dimensiones 300x200 cm, perfiles rectangulares en cerco zócalo inferior realizado con chapa grecada de 1,2 mm de espesor a dos caras, para acceso de vehículos. Apertura automática con equipo de automatismo recibido a obra para apertura y cierre automático de puerta (incluido en el precio). Incluso bisagras o anclajes metálicos laterales de los bastidores, armadura portante de la cancela y recibidos a obra, material de conexionado eléctrico, elementos de anclaje, herrajes de seguridad y cierre, acabado con imprimación antioxidante y accesorios.					
8.4	UVR010	m	Verja para vallado de parcela, sobre muro de fábrica.	187,50	107,67	20.188,13
	Vallado de parcela sobre muro de fábrica con pilastras intermedias, formado por verja tradicional compuesta de barrotes horizontales de cuadrado de perfil macizo de acero laminado en caliente de 12x12 mm fijados con tornillos a las pilastras intermedias, barrotes verticales de cuadrado de perfil macizo de acero laminado en caliente de 12x12 mm de 1 m de altura y postes del mismo material empotrados en muros de fábrica. Incluso mortero de cemento para recibido de los postes. El precio no incluye el muro ni las pilastras intermedias.					
TOTAL CAPÍTULO 8: URBANIZACIÓN INTERIOR DE LA PARCELA						104.336,76

1.9. Capítulo 9 – Gestión de residuos

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
	GTA020	m³	Transporte de tierras con camión.	1.388,74	4,36	6.054,91
7.1			Transporte de tierras con camión de los productos procedentes de la excavación de cualquier tipo de terreno a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima de 10 km. El precio incluye el tiempo de espera en obra durante las operaciones de carga, el viaje de ida, la descarga y el viaje de vuelta, pero no incluye la carga en obra.			
TOTAL CAPÍTULO 7: GESTIÓN DE RESIDUOS						6.054,91

2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

Descripción	Importe (€)
CAPÍTULO 1: ACTUACIONES PREVIAS	12.111,61
CAPÍTULO 2: CIMENTACIONES	26.591,01
CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA METÁLICA	205.770,89
CAPÍTULO 4: FORJADO Y SOLADO	706.073,20
CAPÍTULO 5: CUBIERTA	129.488,00
CAPÍTULO 6: FACHADAS Y PARTICIONES	369.131,26
CAPÍTULO 7: PROTECCIÓN PASIVA CONTRA INCENDIOS	185.375,78
CAPÍTULO 8: URBANIZACIÓN INTERIOR DE LA PARCELA	104.336,76
CAPÍTULO 9: GESTIÓN DE RESIDUOS	6.054,91
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (P.E.M.)	1.744.933,41

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de **UN MILLÓN SETECIENTOS CUARENTA Y CUATRO MIL NOVECIENTOS TREINTA Y TRES EUROS CON CUARENTA Y UN CÉNTIMOS.**

3. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN

Descripción	Importe (€)
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (P.E.M.)	1.744.933,41
13% de gastos generales	226.841,34
6% de beneficio industrial	104.696,00
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA (P.E.C.)	2.076.470,75
21% de I.V.A.	436.058,86
TOTAL PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	2.512.529,61

Asciende el presupuesto base de licitación a la expresada cantidad de **DOS MILLONES QUINIENTOS DOCE MIL QUINIENTOS VEINTINUEVE EUROS CON SESENTA Y UN CÉNTIMOS.**

4. ANÁLISIS DEL PRESUPUESTO

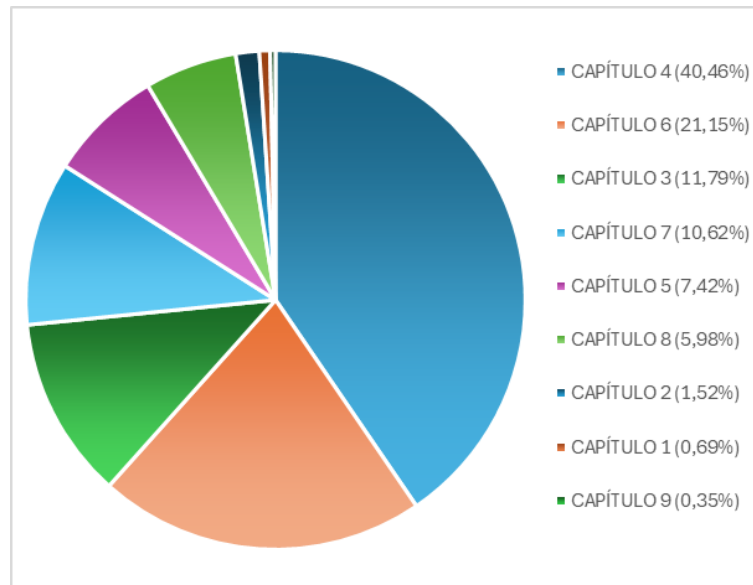


Figura 96. Distribución de costes por capítulos

La Figura 96 muestra la distribución de los costes del P.E.M. por capítulos con los porcentajes que supone cada uno de estos sobre el total. A partir de los resultados obtenidos es posible sacar algunas conclusiones.

El capítulo que más costes supone para el proyecto es el de Forjados y Solados. La razón fundamental de ello es el coste de la losa del forjado de LVL. Con un precio unitario de aproximadamente 230 €/m² solamente su partida supone un 30% del P.E.M. debido a que la superficie por planta es de aproximadamente 760 m².

A continuación, el capítulo de fachadas y particiones es el segundo que más impacto económico genera. El revestimiento de la fachada ventilada con placas alveolares cerámicas machihembradas y el coste del cerramiento acristalado de muro cortina hacen que el coste de los cerramientos de fachada se dispare con relación al resto de capítulos.

En tercer lugar, el capítulo de la estructura metálica del edificio es el más costoso. La densidad de vigas secundarias y los perfiles que demandan los esfuerzos para las barras principales de los pórticos hacen que la cantidad de acero demandado y la puesta en obra eleven el precio de las partidas.

El capítulo de protecciones de la estructura le sigue de cerca, suponiendo un 10.6% del total del P.E.M. La protección pasiva de los perfiles de la estructura metálica tiene justificado su peso debido a la cantidad de superficie a cubrir. Un proyecto en el que la estructura está mayoritariamente expuesta con vigas descolgadas y pilares vistos requiere de gran cantidad de aislante para hacer frente a una situación de incendio. Además, una de las razones de su elevado coste es la cantidad de estructura a cubrir mediante placas de silicato cálcico de 28 mm de espesor. Cubrir toda la parte inferior de los tres forjados con tanto material y los elementos de anclaje que ello requiere junto con la mano de obra, que supone la gran mayoría del coste, hacen que se encarezca rápidamente el capítulo.



Por último, los capítulos 5 y 8 (la cubierta y urbanización de la parcela, respectivamente) son los últimos con un peso relevante dentro del P.E.M, con un porcentaje muy similar. La solución constructiva de la cubierta ajardinada con riego integrado hace que con tan solo una partida ya suponga más de 7.5% del coste total. Para acondicionar el terreno y contemplar un parquin para los trabajadores, el terreno ruinoso de la parcela requería de una urbanización con lo que el asfaltado, pavimentado de la parcela y la señalización suponen más de cien mil euros en el presupuesto del proyecto.

Cabe mencionar que los tres capítulos con menor peso económico suman entre los tres un porcentaje acumulado del 2.55% del total.

Las conclusiones que se pueden extraer del análisis y que permitirían reducir en la medida de los posible el coste del P.E.M. del proyecto se basan en buscar mejores alternativas para los cerramientos verticales y horizontales. Debido a las grandes superficies que se deben cubrir, con un menor coste en el forjado o mediante un cerramiento acristalado tipo muro cortina con un menor coste o que requiera de menos mano de obra conseguiría reducir los gastos sustancialmente.



VI. PLANOS



- 1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO**
- 2. URBANIZACIÓN INTERIOR DE LA PARCELA**
- 3. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA (1)**
- 4. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA (2)**
- 5. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA (3)**
- 6. FACHADAS Y CERRAMIENTOS EXTERIORES**
- 7. REPLANTEO DE PILARES**
- 8. CIMENTACIÓN**
- 9. DETALLE DE ZAPATAS Y VIGAS DE ATADO**
- 10. ESTRUCTURA EN 3D**
- 11. PÓRTICO INTERIOR (ALINEACIÓN C, D Y E)**
- 12. PÓRTICO INTERIOR (ALINEACIÓN B)**
- 13. PÓRTICO DE FACHADA (ALINEACIÓN A)**
- 14. PÓRTICO DE FACHADA (ALINEACIÓN F)**
- 15. FACHADA LATERAL (ALINEACIÓN 1)**
- 16. FACHADA LATERAL (ALINEACIÓN 4)**
- 17. DETALLE DE UNIONES (1)**
- 18. DETALLE DE UNIONES (2)**
- 19. DETALLE DE UNIONES (3)**
- 20. NÚCLEO DE ESCALERAS (1)**
- 21. NÚCLEO DE ESCALERAS (2)**
- 22. FORJADO DE PLANTA**



TRABAJO FINAL DE MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR INGENIERÍA
INDUSTRIAL VALENCIA

Proyecto:
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE RESUELTA A
BASE DE VIGAS MIXTAS ACERO-MADERA Y VERIFICACIÓN DE LA
RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE
TRES ALTURAS Y 800 m² DE SUPERFICIE POR PLANTA SITUADO EN
SALAMANCA (ESPAÑA)

Plano:
SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

Autor:
Adrián Jurado Boyero

Fecha:
Mayo 2024

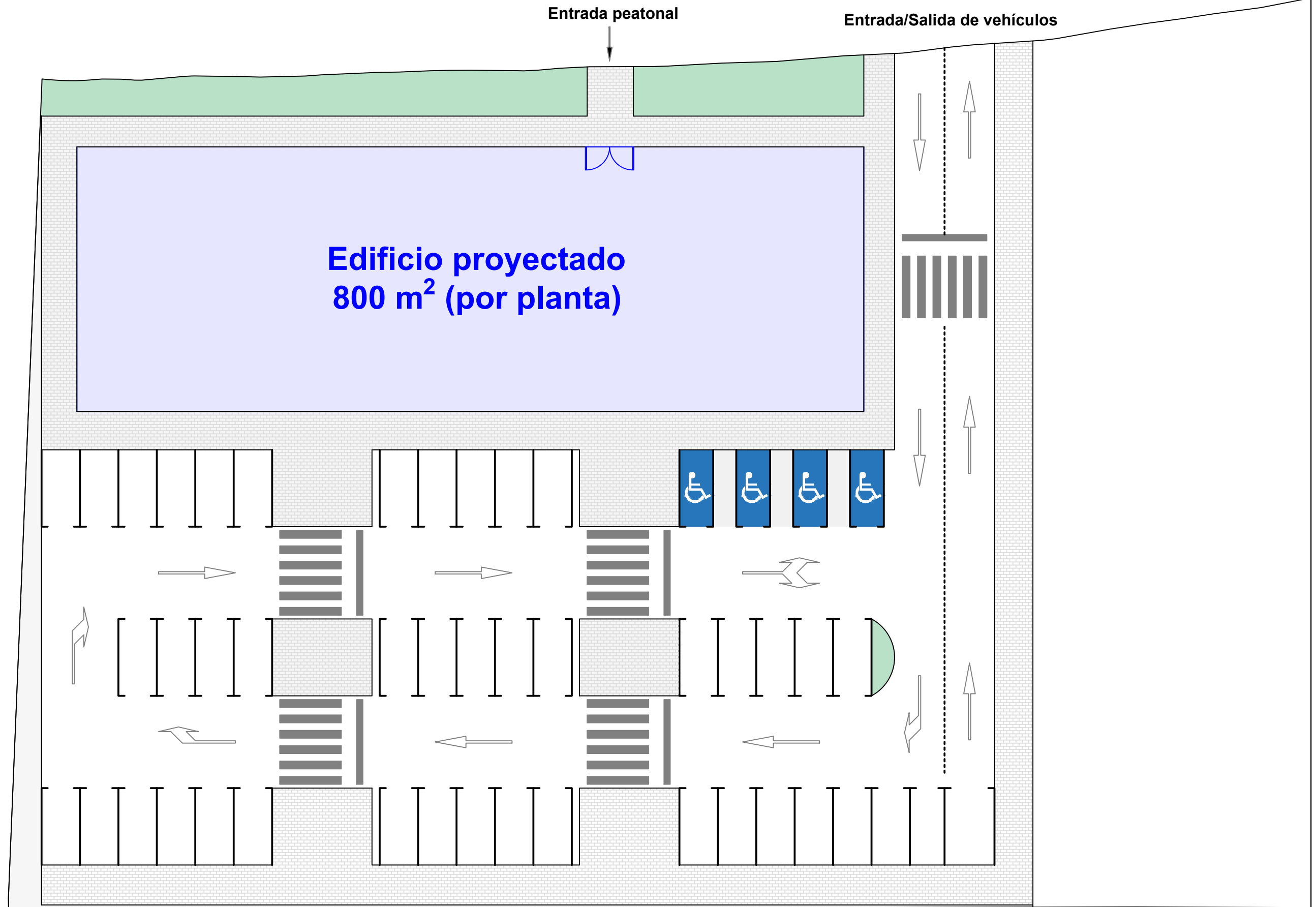
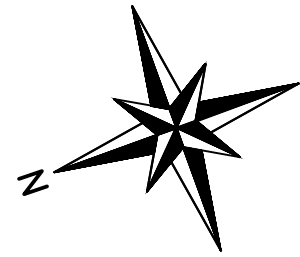
Escala:
VARIAS

Nº Plano:

01

ESCALA 1:1000

ESCALA 1:5000



TRABAJO FINAL DE MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL



Proyecto:
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE RESUELTA A BASE DE VIGAS MIXTAS ACERO-MADERA Y VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE TRES ALTURAS Y 800 m² DE SUPERFICIE POR PLANTA SITUADO EN SALAMANCA (ESPAÑA)

Plano:
URBANIZACIÓN INTERIOR DE LA PARCELA

Autor:
Adrián Jurado Boyero

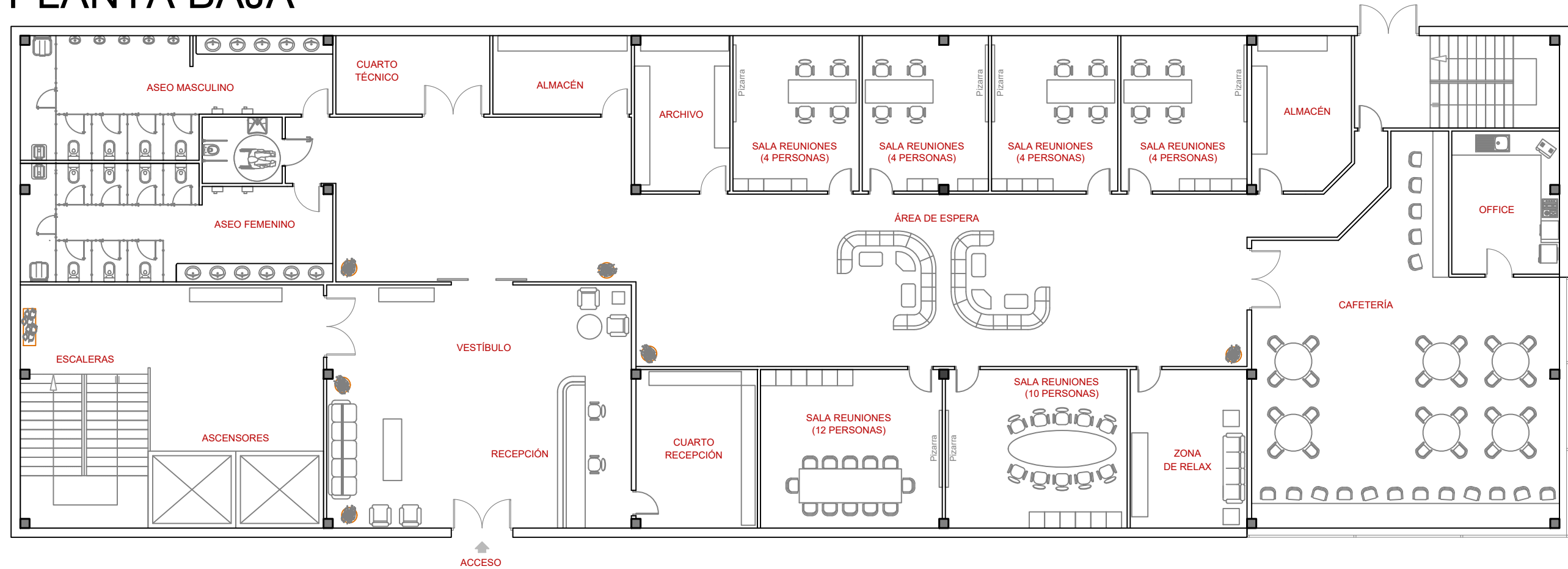
Fecha:
Junio 2024

Escala:
1:250

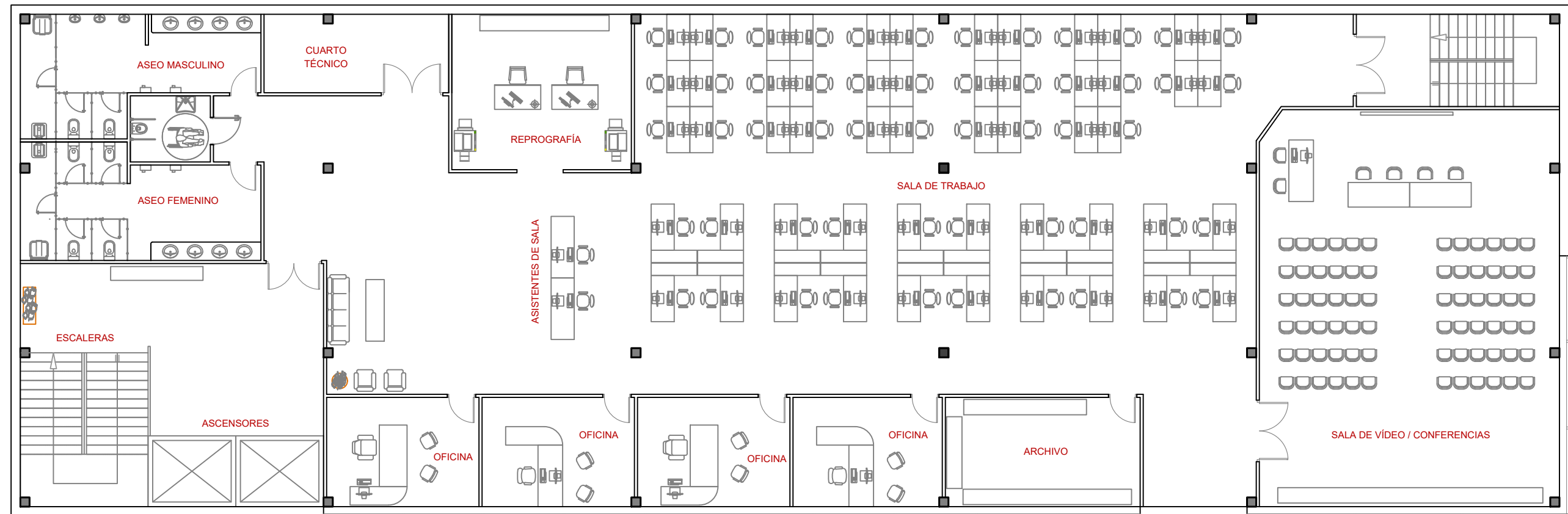
Nº Plano:

02

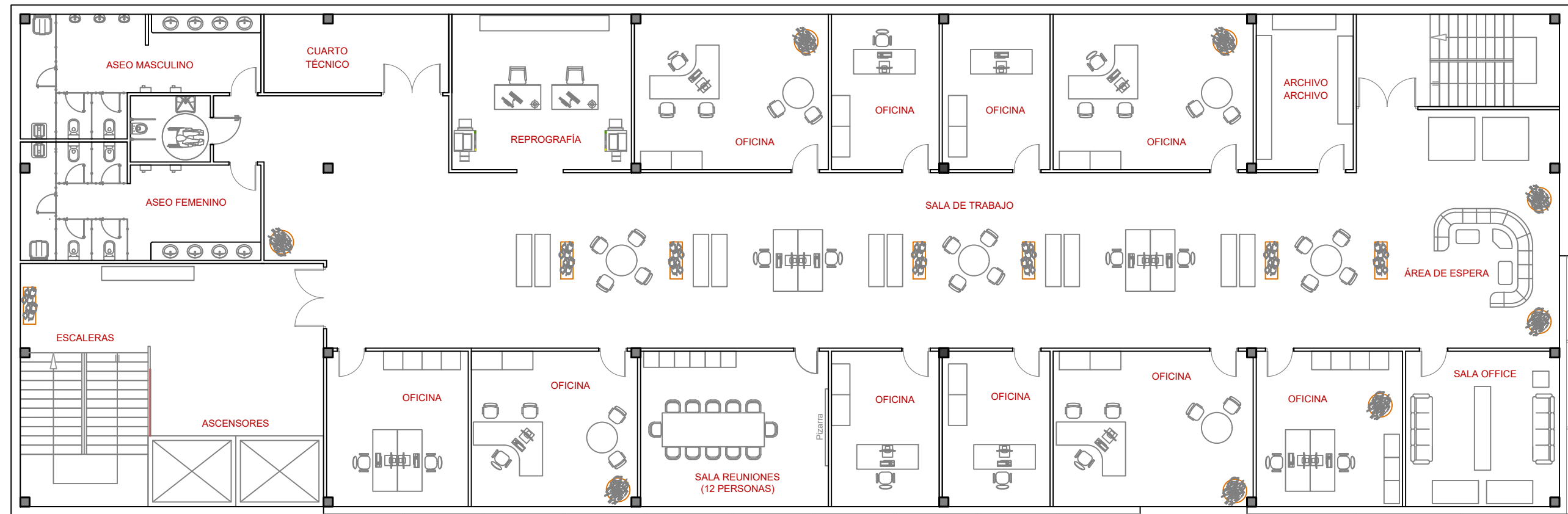
PLANTA BAJA

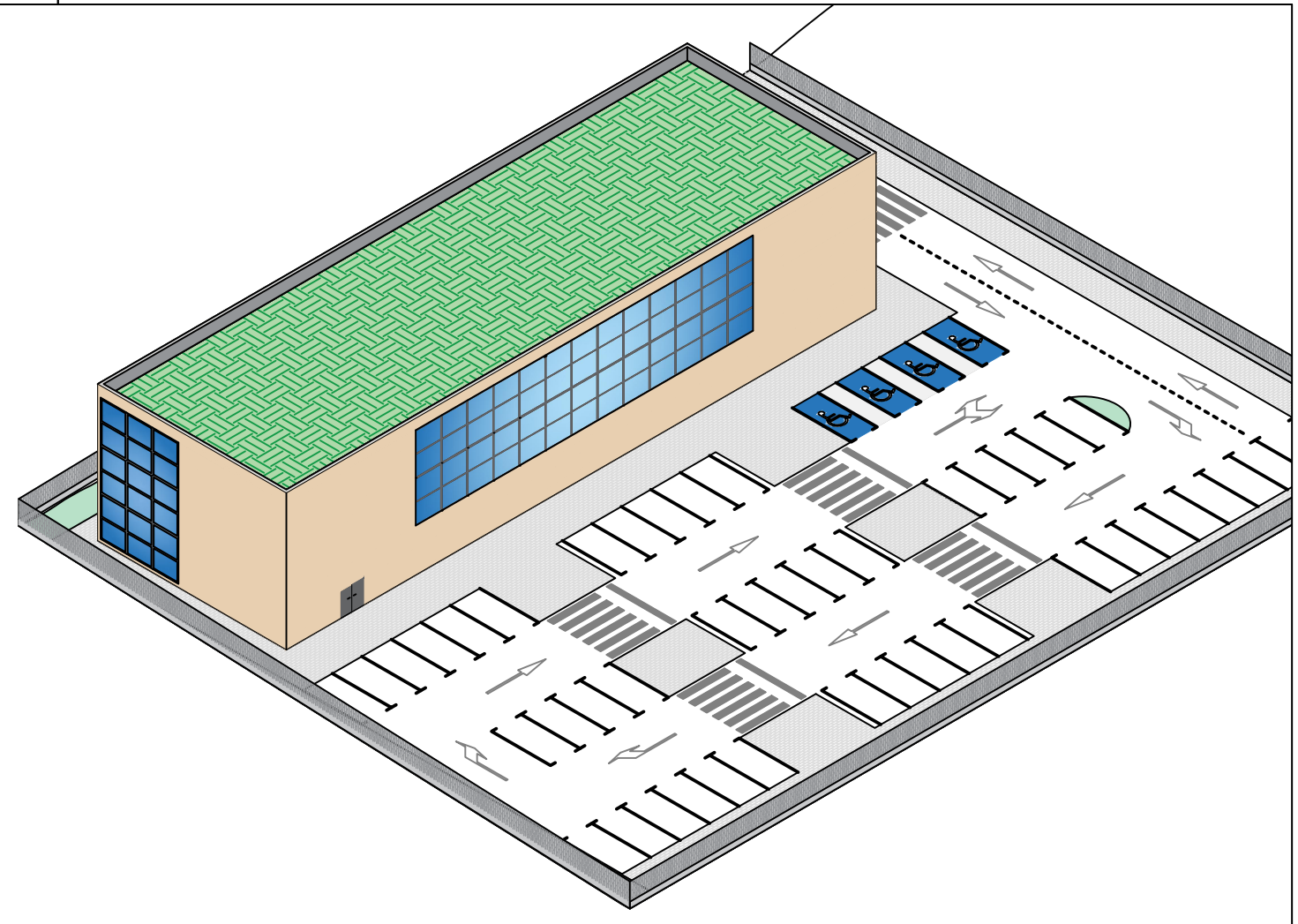
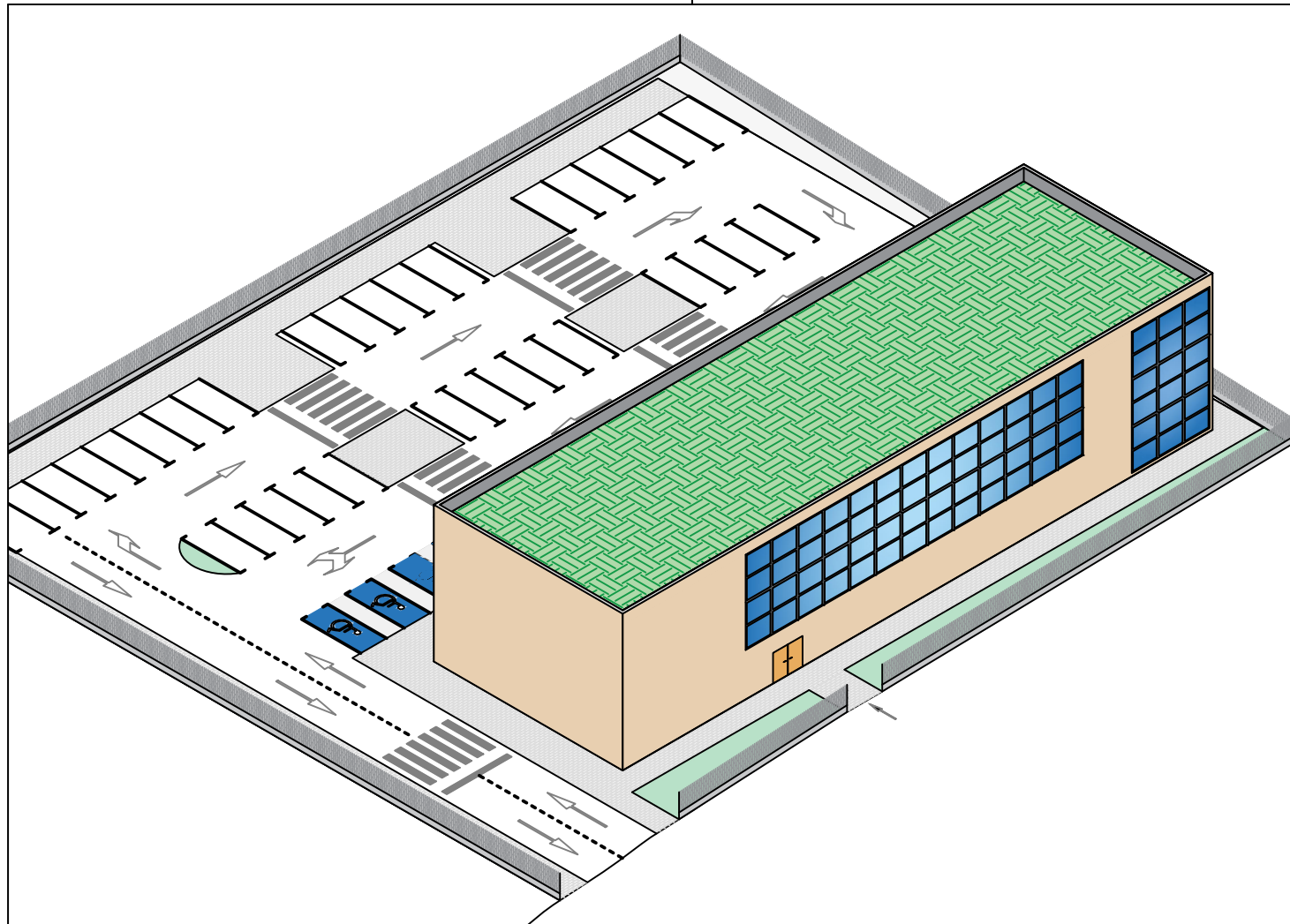


PLANTA PRIMERA

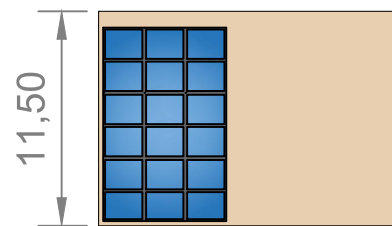


PLANTA SEGUNDA

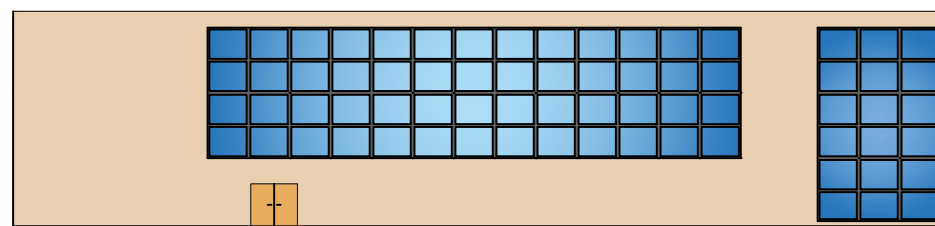




FACHADA DERECHA



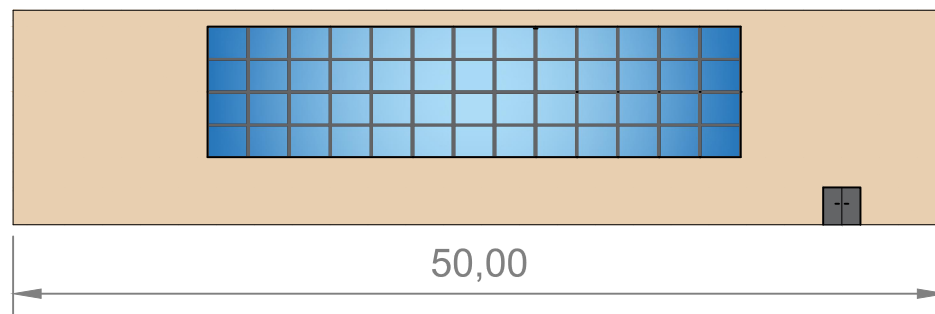
FACHADA FRONTAL



FACHADA IZQUIERDA

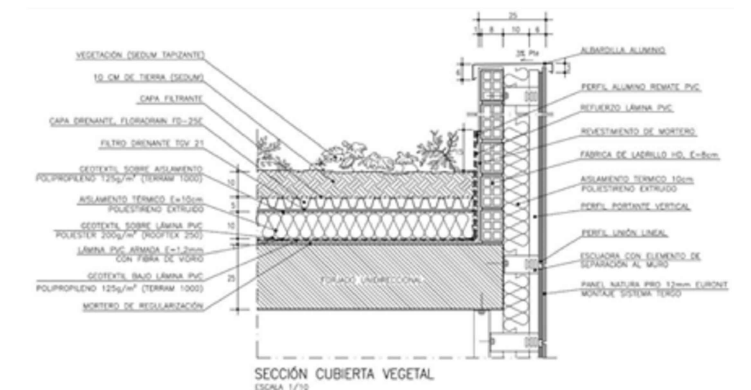


FACHADA TRASERA

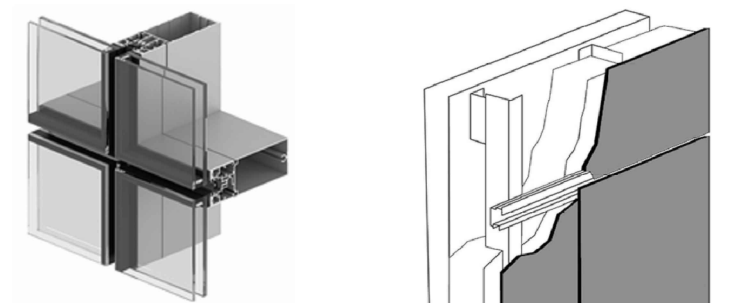


NOTA: Cotas en metros [m]

Sección transversal cubierta ajardinada extensiva



Sección cerramientos verticales de fachada



TRABAJO FINAL DE MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL



Proyecto:
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE RESUELTA A BASE DE VIGAS MIXTAS ACERO-MADERA Y VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE TRES ALTURAS Y 800 m² DE SUPERFICIE POR PLANTA SITUADO EN SALAMANCA (ESPAÑA)

Plano:
FACHADAS Y CERRAMIENTOS EXTERIORES

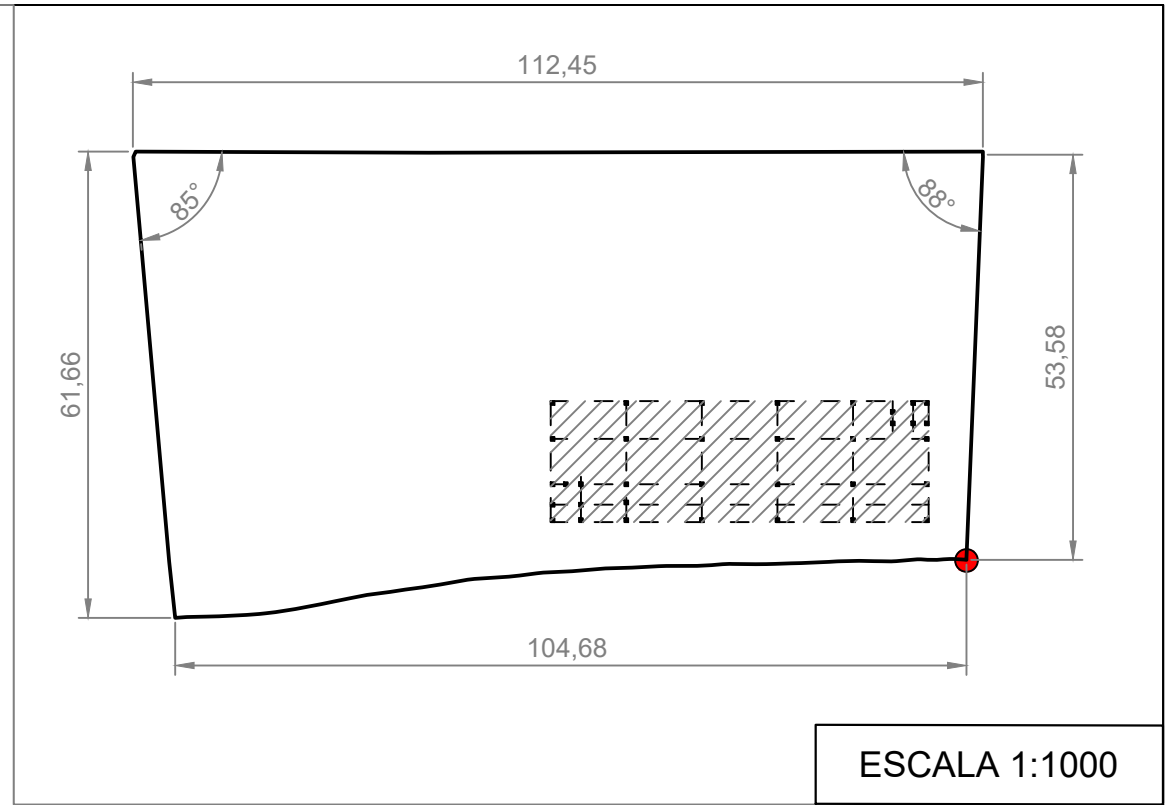
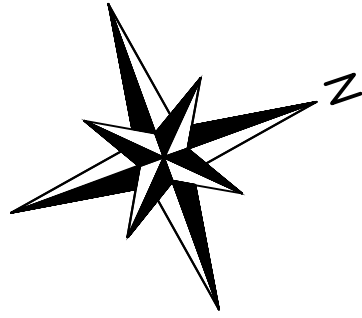
Autor:
Adrián Jurado Boyero

Fecha:
Julio 2024

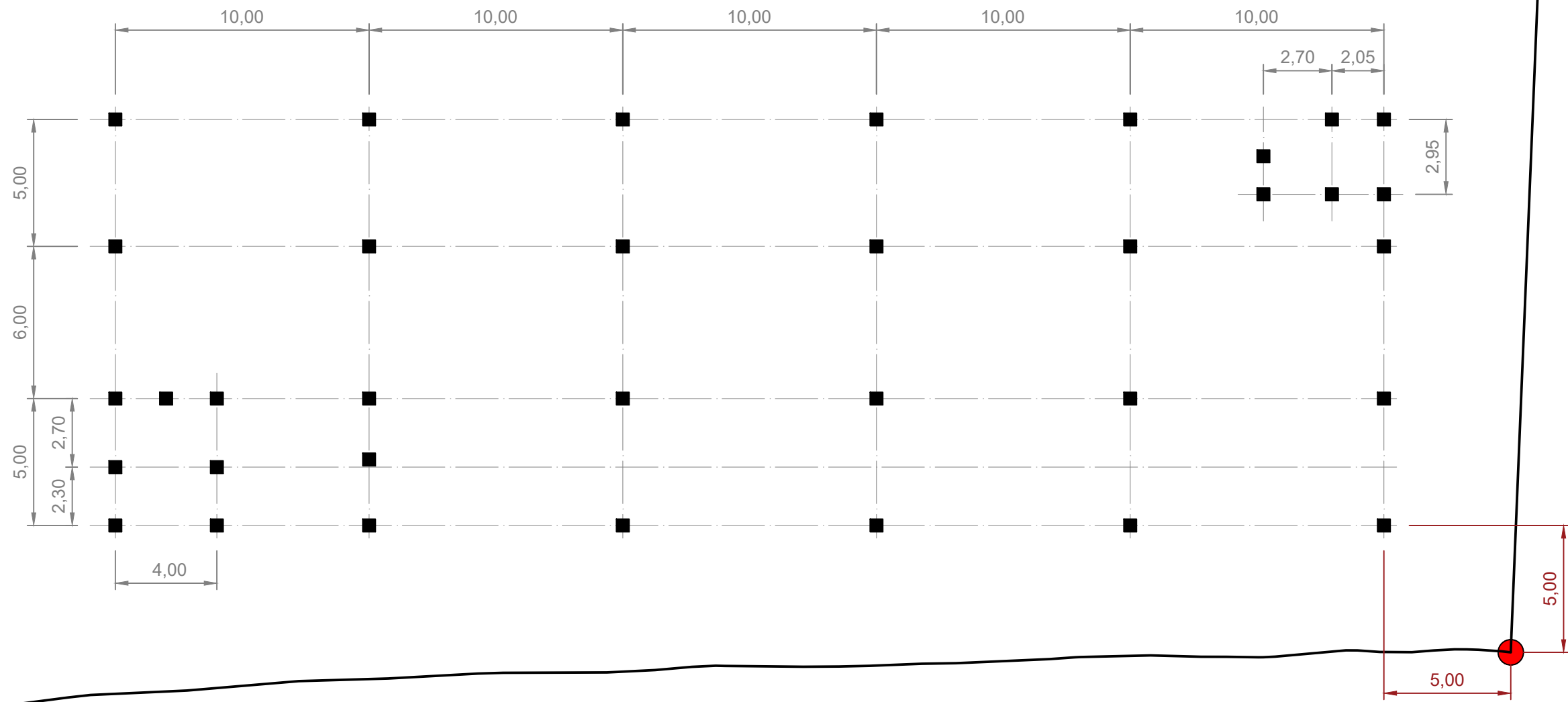
Escala:
1:400

Nº Plano:

06



ESCALA 1:1000



NOTA: Cotas en metros [m]

ESCALA 1:200

TRABAJO FINAL DE MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL



Proyecto:
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE RESUELTA A BASE DE VIGAS MIXTAS ACERO-MADERA Y VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE TRES ALTURAS Y 800 m² DE SUPERFICIE POR PLANTA SITUADO EN SALAMANCA (ESPAÑA)

Plano:
REPLANTEO DE PILARES

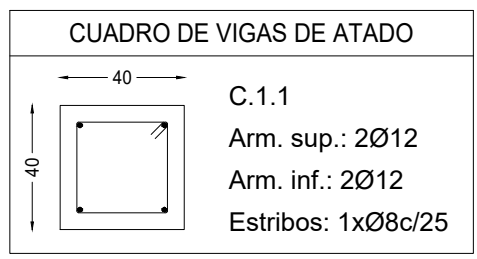
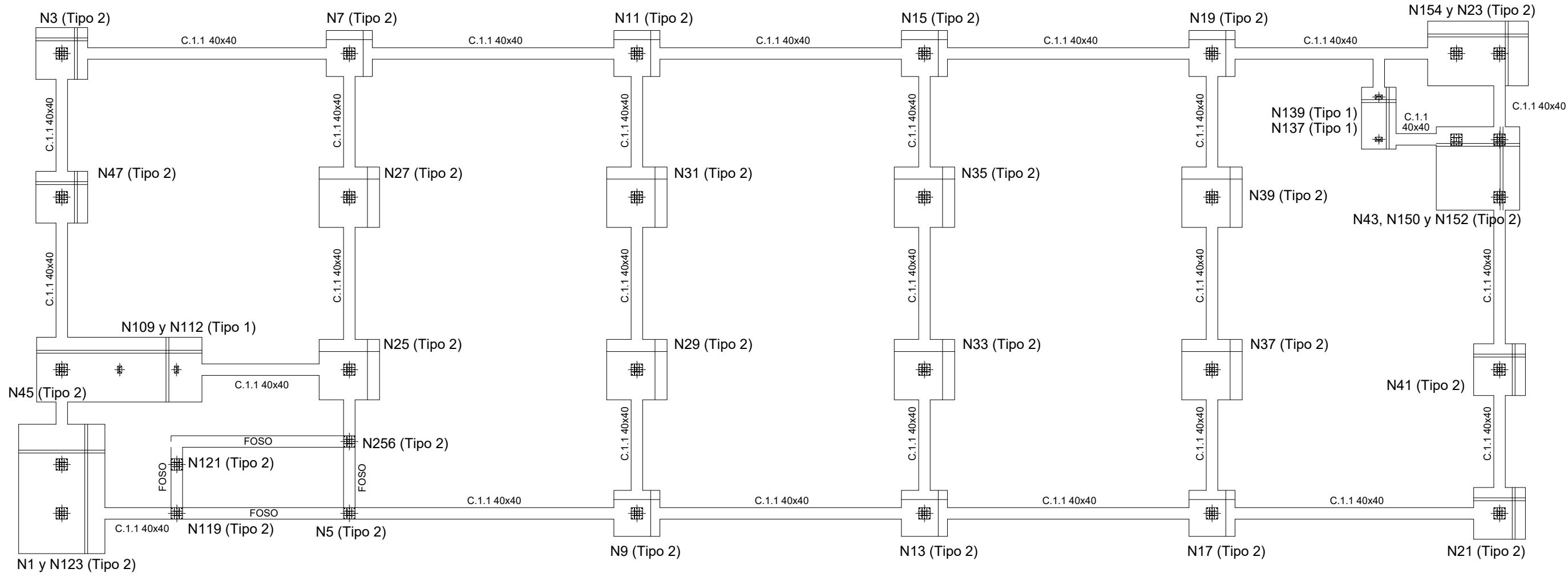
Autor:
Adrián Jurado Boyero

Fecha:
Julio 2024

Escala:
VARIAS

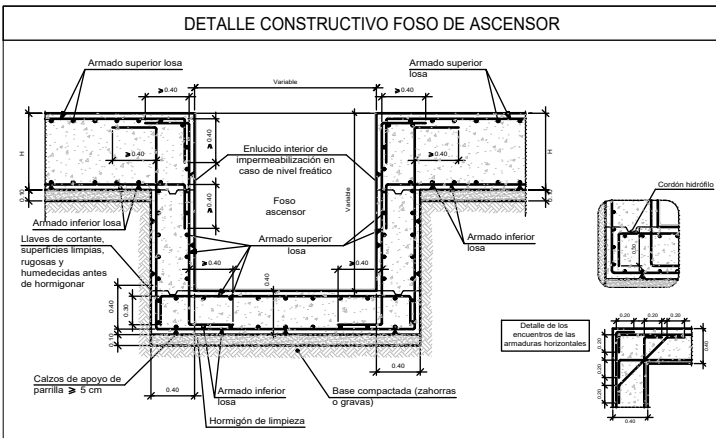
Nº Plano:

07



CUADRO DE ARRANQUES

Referencias	Pernos de Placas de Anclaje	Dimensión de Placas de Anclaje
N3, N7, N11, N15, N19, N39, N37, N17, N41, N21, N13, N33, N29, N9, N25, N27, N31, N35, N47, N23, N154, N43, N150, N152, N45, N1 y N123	8 Pernos Ø 16	Placa base (400x400x22)
N137, N139, N109 y N112	4 Pernos Ø 8	Placa base (150x250x9)



CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
(N23 - N154)	350x225	80	8Ø20c/28	13Ø20c/27	8Ø20c/28	13Ø20c/27
(N43 - N150 - N152)	290x290	80	11Ø20c/26	11Ø20c/26	11Ø20c/26	11Ø20c/26
(N137 - N139)	120x215	80	8Ø20c/27	7Ø16c/16	8Ø20c/27	7Ø16c/16
(N45 - N109 - N112)	575x225	80	8Ø20c/28	21Ø20c/27	8Ø20c/28	21Ø20c/27
(N1 - N123)	300x450	80	16Ø20c/28	11Ø20c/27	16Ø20c/28	11Ø20c/27
N3, N21, N41 y N47	180x180	80	10Ø16c/17	10Ø16c/17	10Ø16c/17	10Ø16c/17
N7, N9, N11, N13, N15, N17 y N19	160x160	80	6Ø20c/27	6Ø20c/27		
N25, N27, N29, N31, N33, N35, N37 y N39	210x210	80	12Ø16c/17	12Ø16c/17		

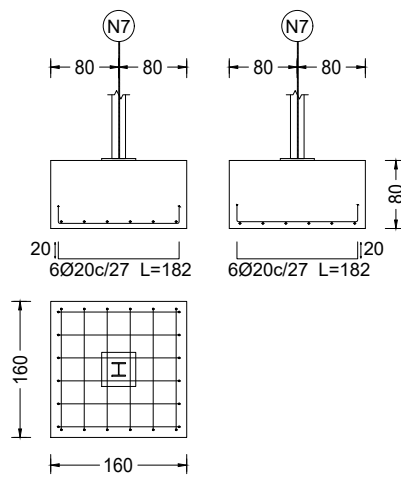
- Control Estadístico en CE
 - Solapes según CE
 - El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ...

Datos geotécnicos	Recubrimientos nominales
- Tensión admisible del terreno considerada = 0.20 MPa (2.00 Kg/cm ²)	<ol style="list-style-type: none"> 1.- Recubrimiento con hormigón de limpieza 4 cm. 2.- Recubrimiento superior libre 4/5 cm. 3.- Recubrimiento lateral contacto terreno > 8 cm 4.- Recubrimiento lateral libre 4/5 cm.

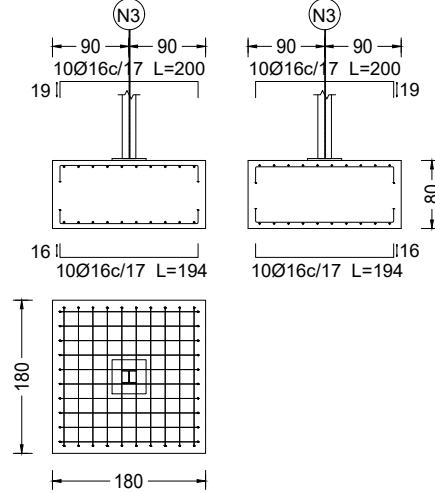
Características de los materiales - Zapatas de cimentación

Materiales	Hormigón					Acero		
	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
Zapatas	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HRA-30/F/20/XC2	Fluida (10-15 cm)	20 mm	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HRA-30/F/20/XC2	Fluida (10-15 cm)	20 mm	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_{G+Q}=1.35$ $\gamma_{Q}=1.50$	Adaptado a la Instrucción CTE Db-Cimientos					
Exposición/ambiente	Terreno		Terreno protegido u hormigón de limpieza	X0	XC2			
Recubrimientos nominales (mm)	80		Ver Exposición/Ambiente	30	30			

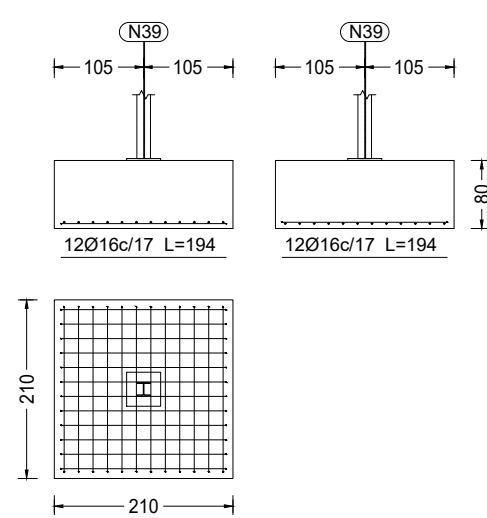
Zapata Tipo A



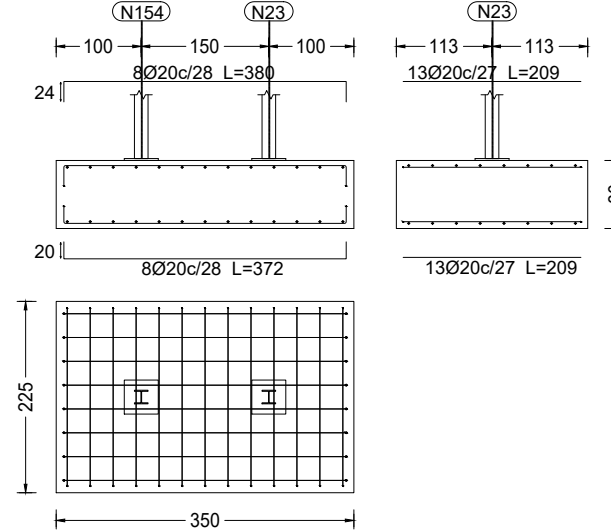
Zapata Tipo B



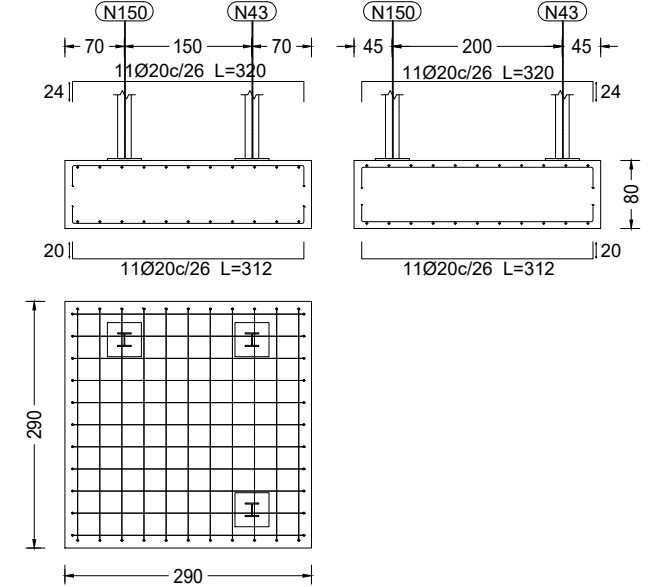
Zapata Tipo C



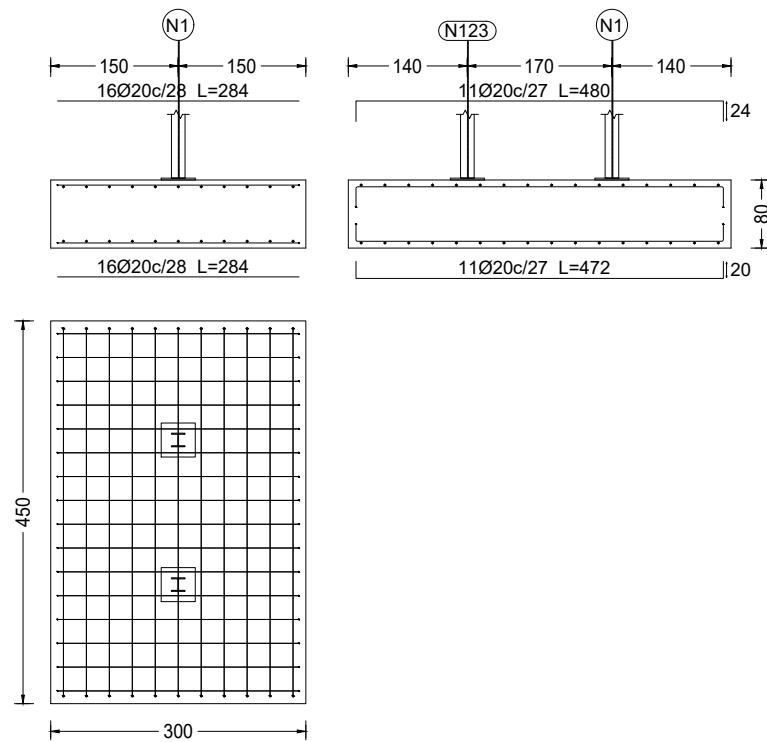
Zapata Tipo D



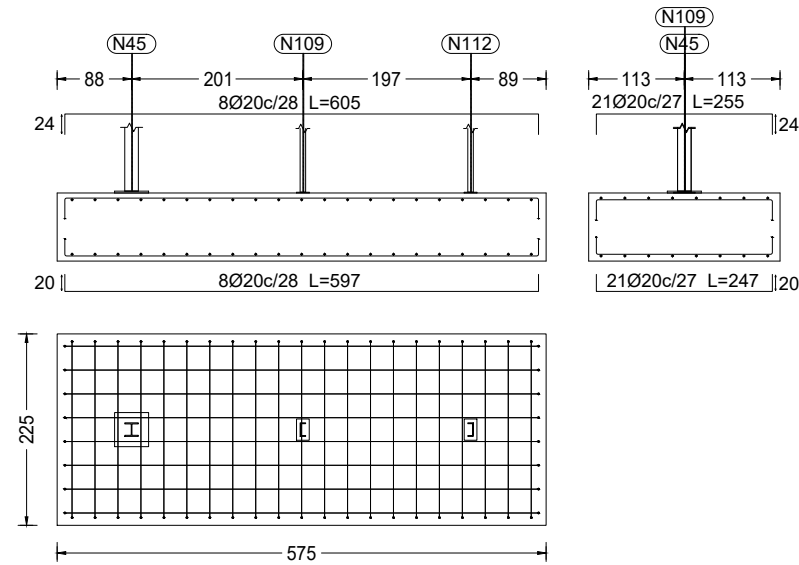
Zapata Tipo E



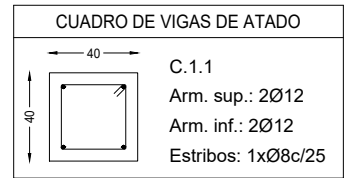
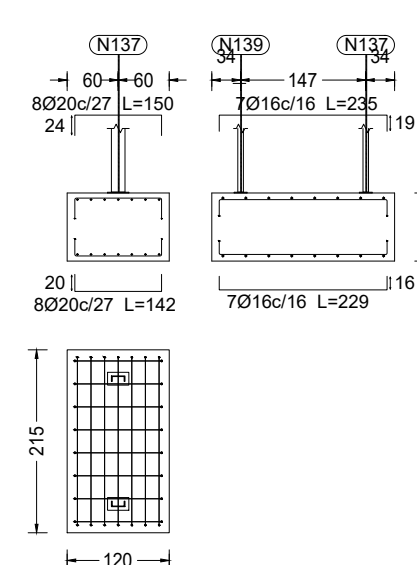
Zapata Tipo F



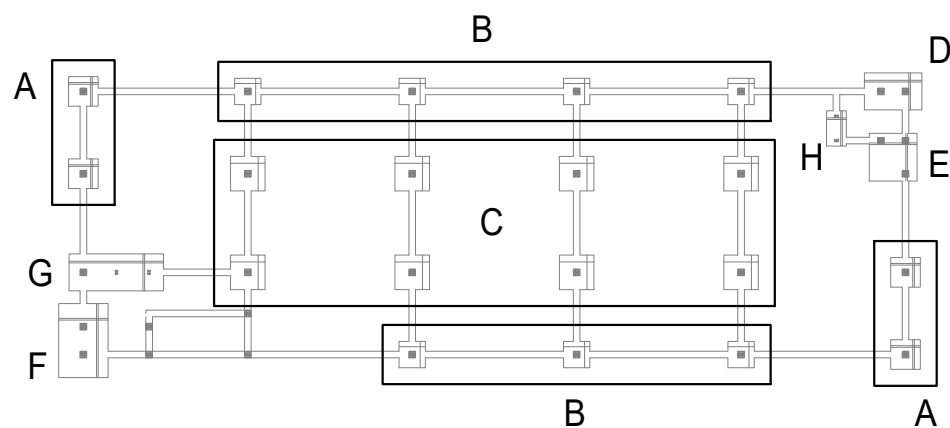
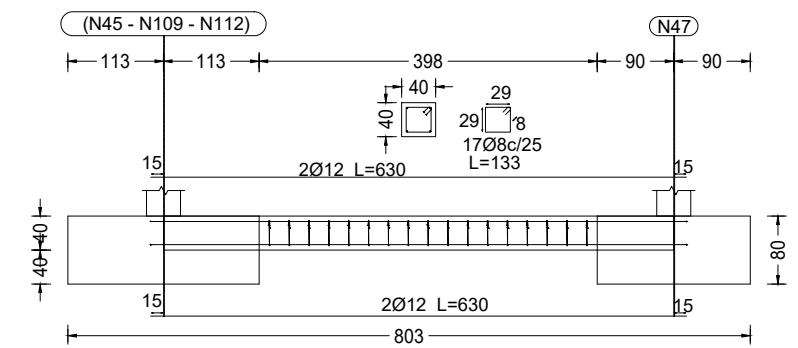
Zapata Tipo G



Zapata Tipo H

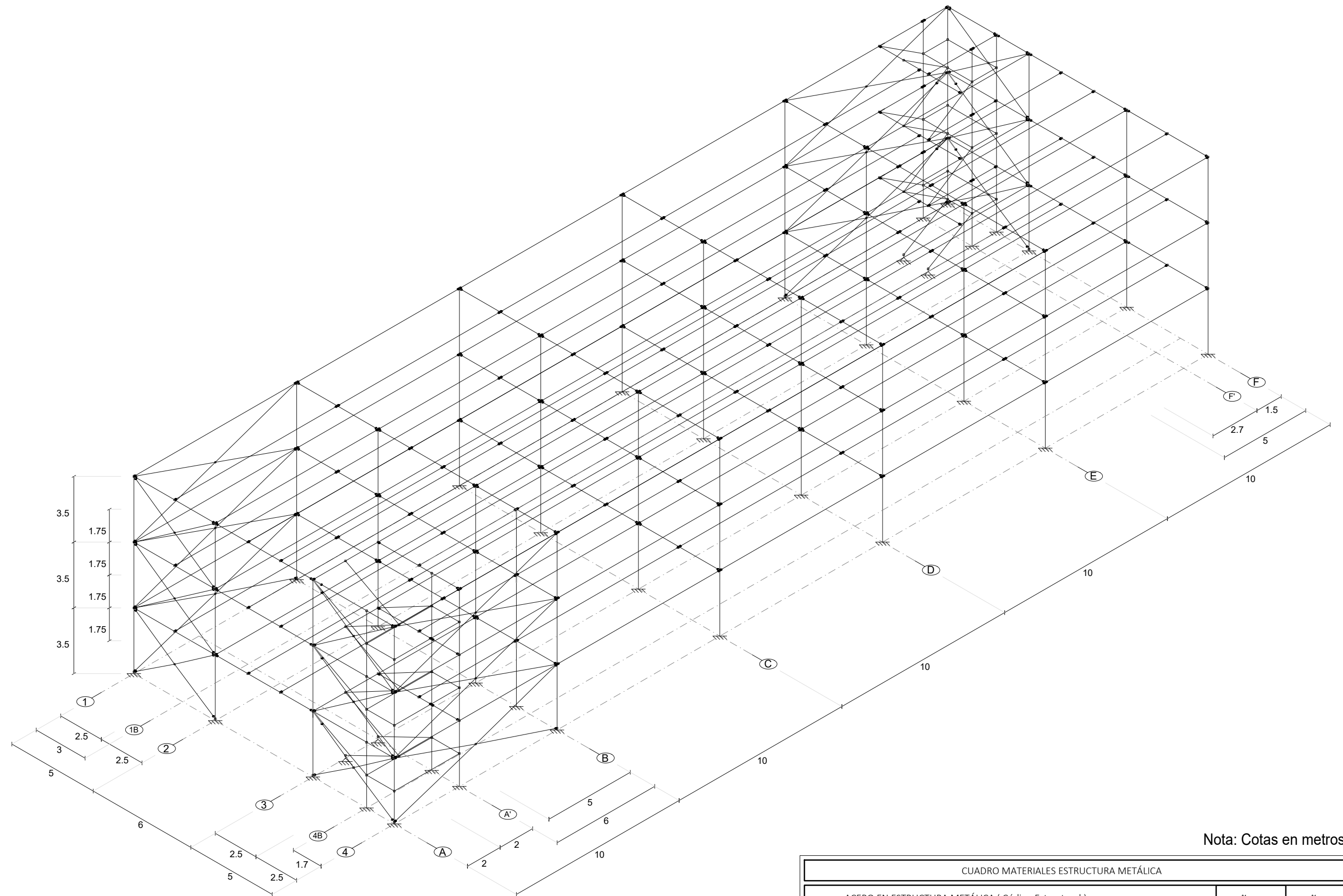


Viga de atado tipo (C.1.1)



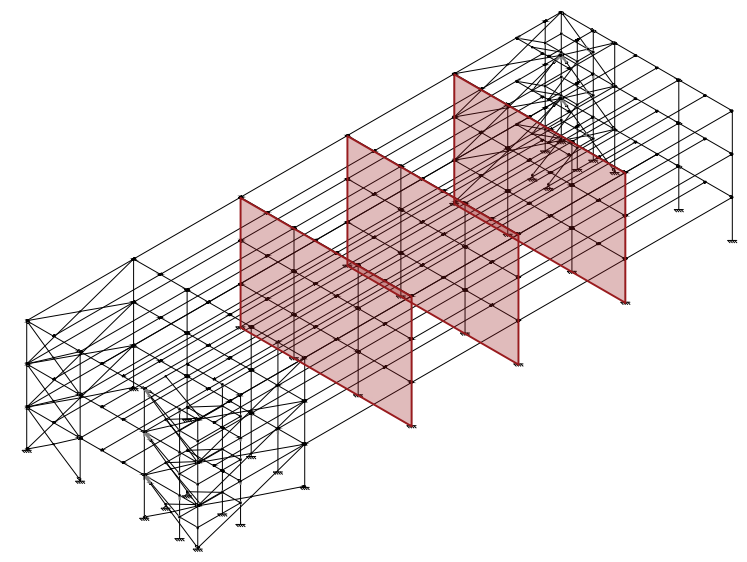
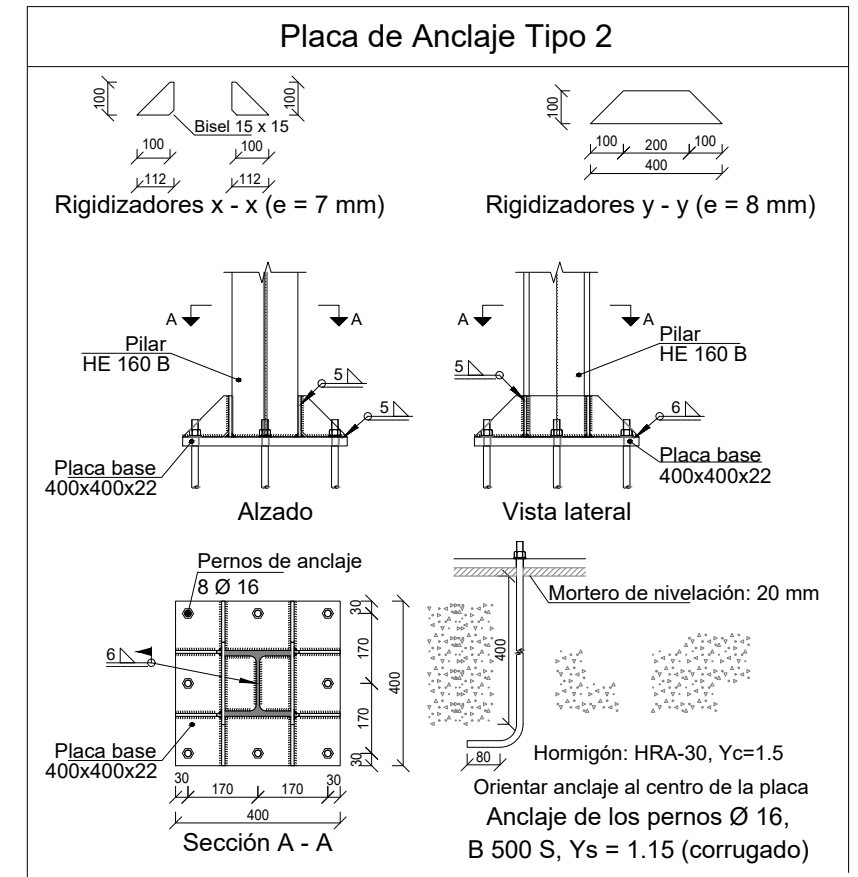
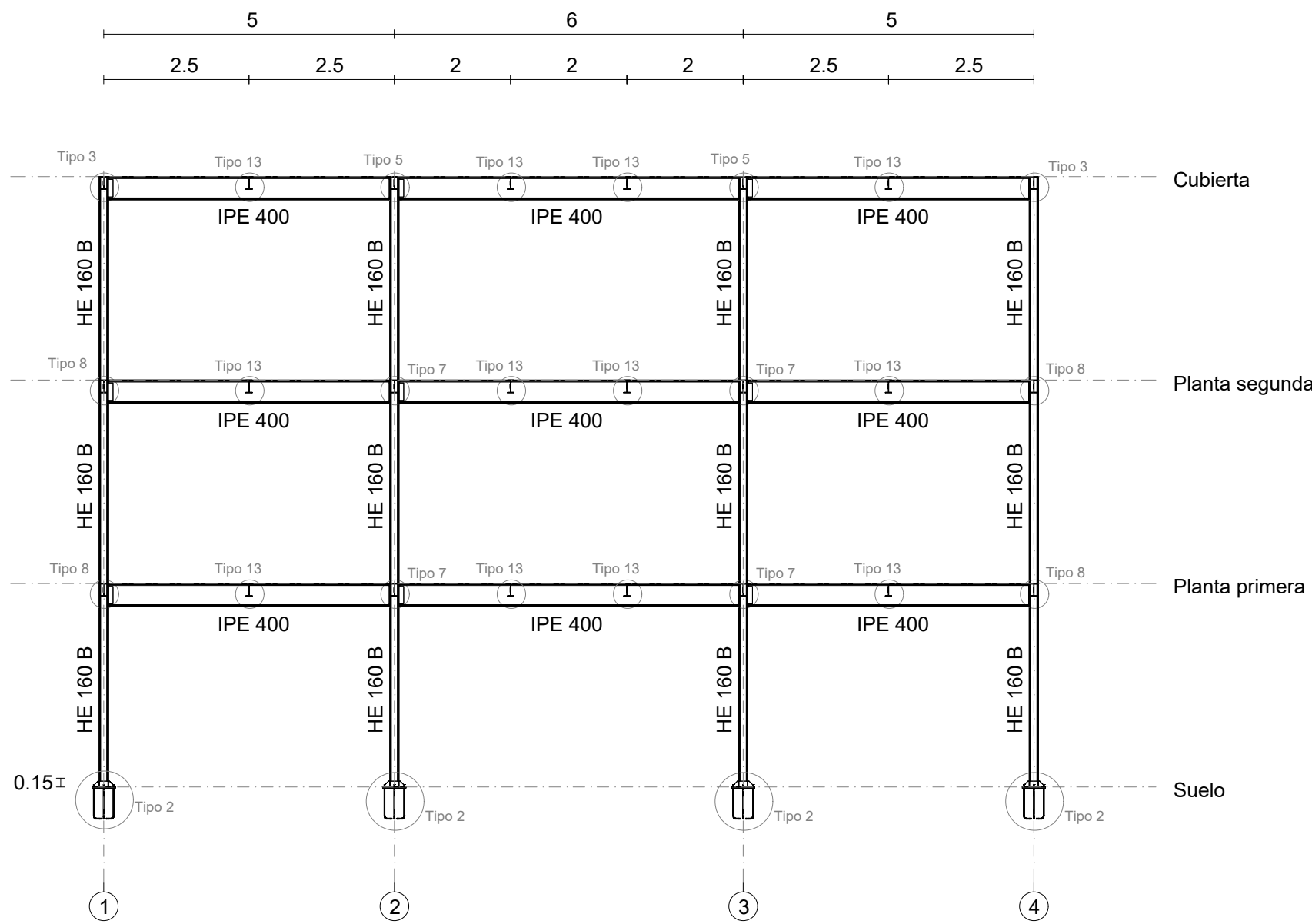
<ul style="list-style-type: none"> - Control Estadístico en CE - Solapes según CE - El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ... 	
Datos geotécnicos	Recubrimientos nominales
<ul style="list-style-type: none"> - Tensión admisible del terreno considerada = 0.20 MPa (2.00 Kg/cm²) 	<ol style="list-style-type: none"> 1.- Recubrimiento con hormigón de limpieza 4 cm. 2.- Recubrimiento superior libre 4/5 cm. 3.- Recubrimiento lateral contacto terreno > 8 cm 4.- Recubrimiento lateral libre 4/5 cm.

Características de los materiales - Zapatas de cimentación								
Materiales	Hormigón				Acero			
	Nivel Control	Coef. Ponde.	Control	Características	Nivel Control	Coef. Ponde.	Control	Características
Elemento Zona/Planta	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HRA-30/F/20/XC2	Fluïda (10-15 cm)	Normal	$\gamma_s=1.15$	Normal	B500S
Zapatas	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HRA-30/F/20/XC2	Fluïda (10-15 cm)	Normal	$\gamma_s=1.15$	Normal	B500S
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HRA-30/F/20/XC2	Fluïda (10-15 cm)	Normal	$\gamma_s=1.15$	Normal	B500S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G=1.35$ $\gamma_Q=1.50$	Adaptado a la Instrucción CTE Db-Cimientos					
Exposición/ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigón de limpieza		X0	XC2			
Recubrimientos nominales (mm)	80	Ver Exposición/Ambiente		30	30			



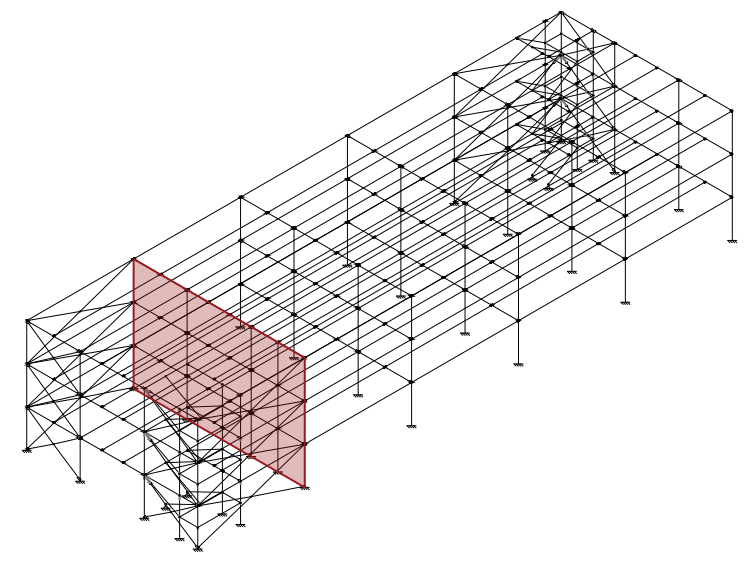
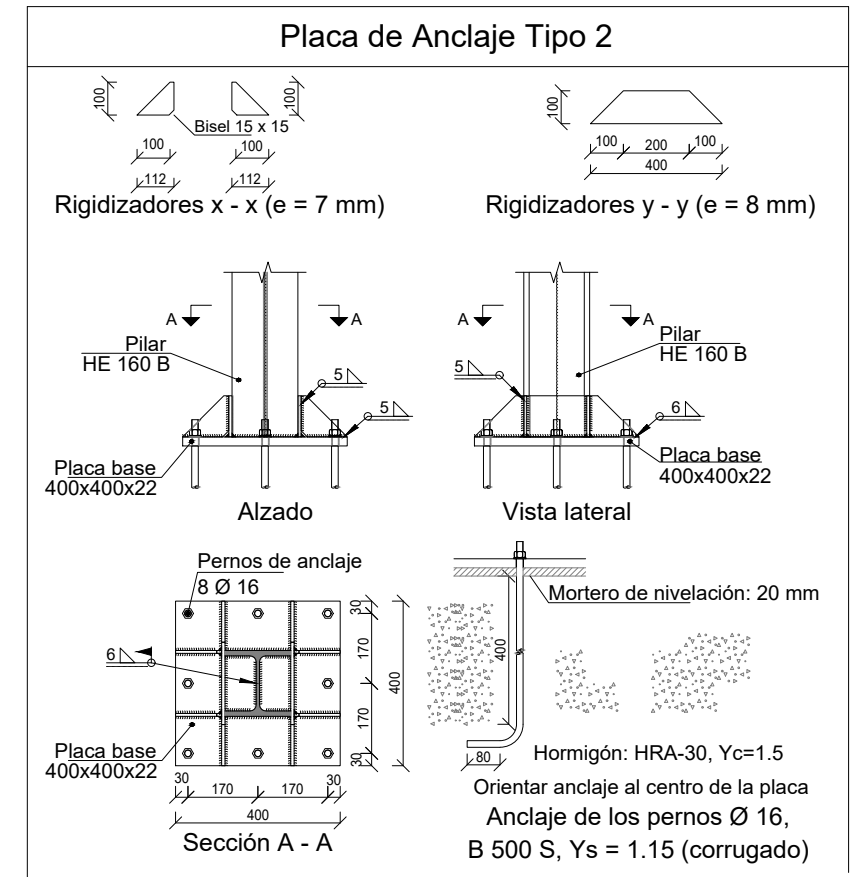
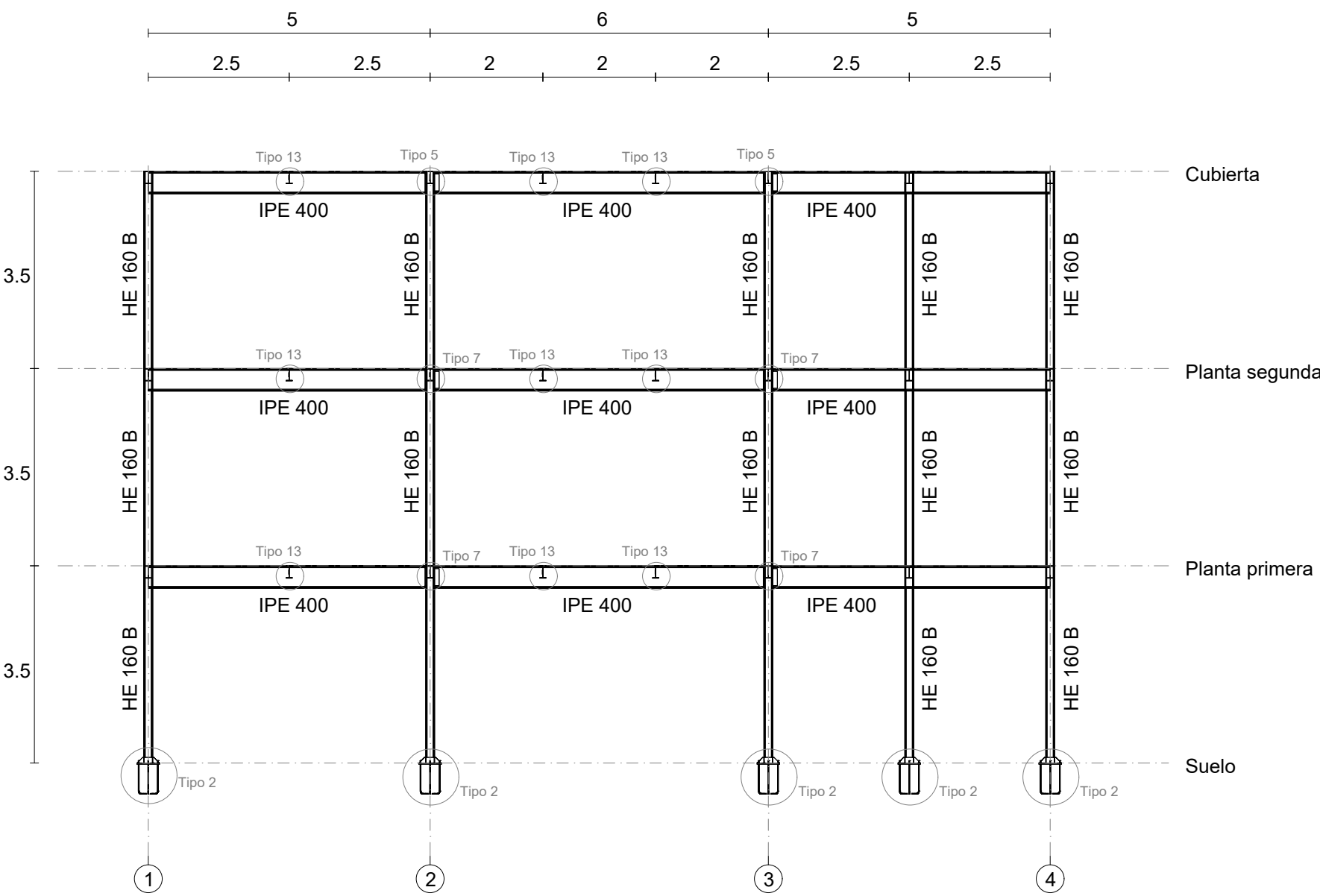
Nota: Cotas en metros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA		
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$



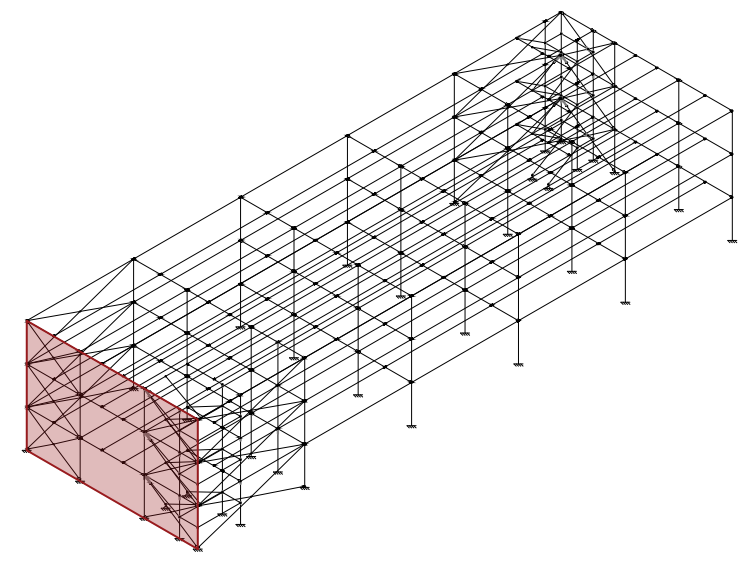
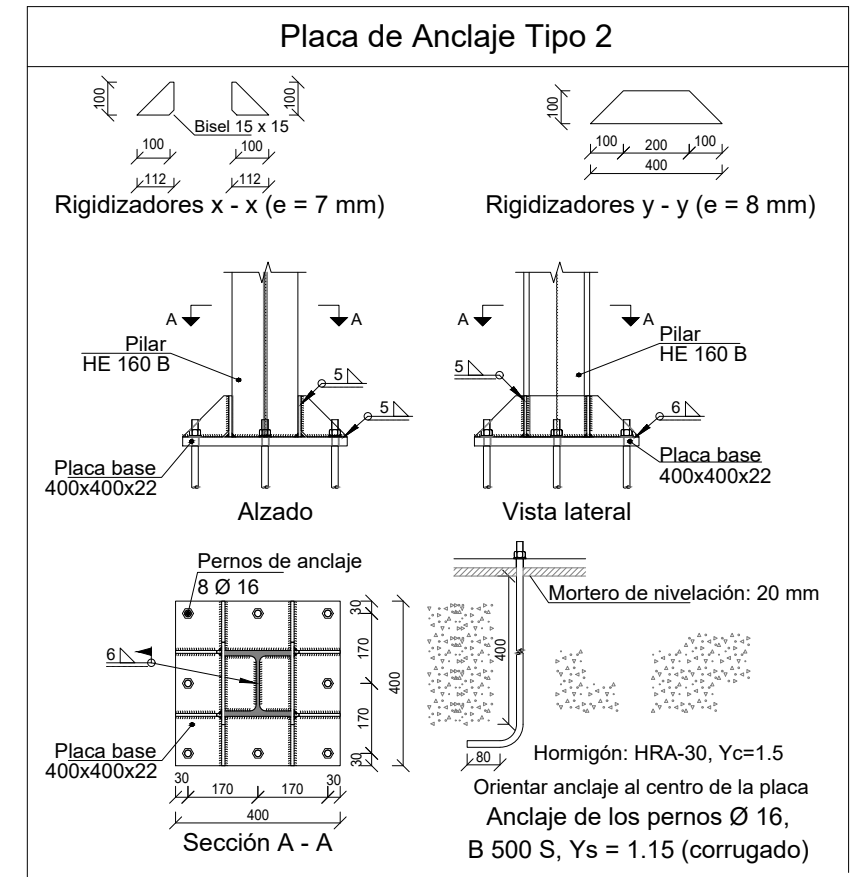
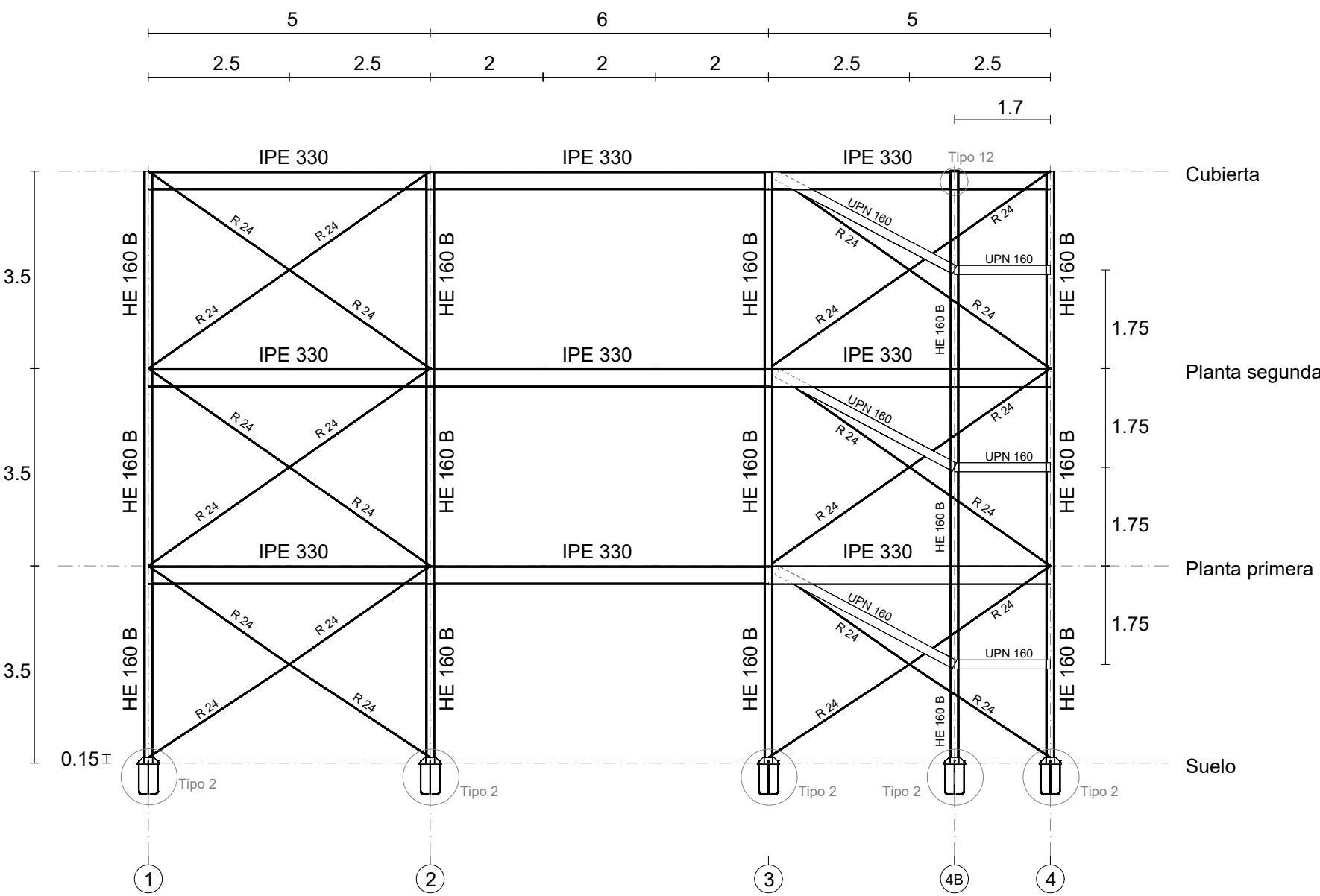
Nota: Cotas en metros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$



Nota: Cotas en metros.

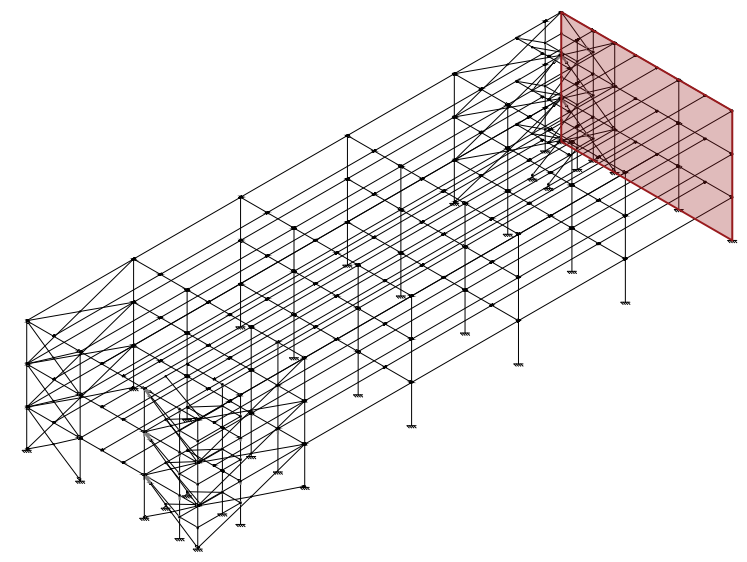
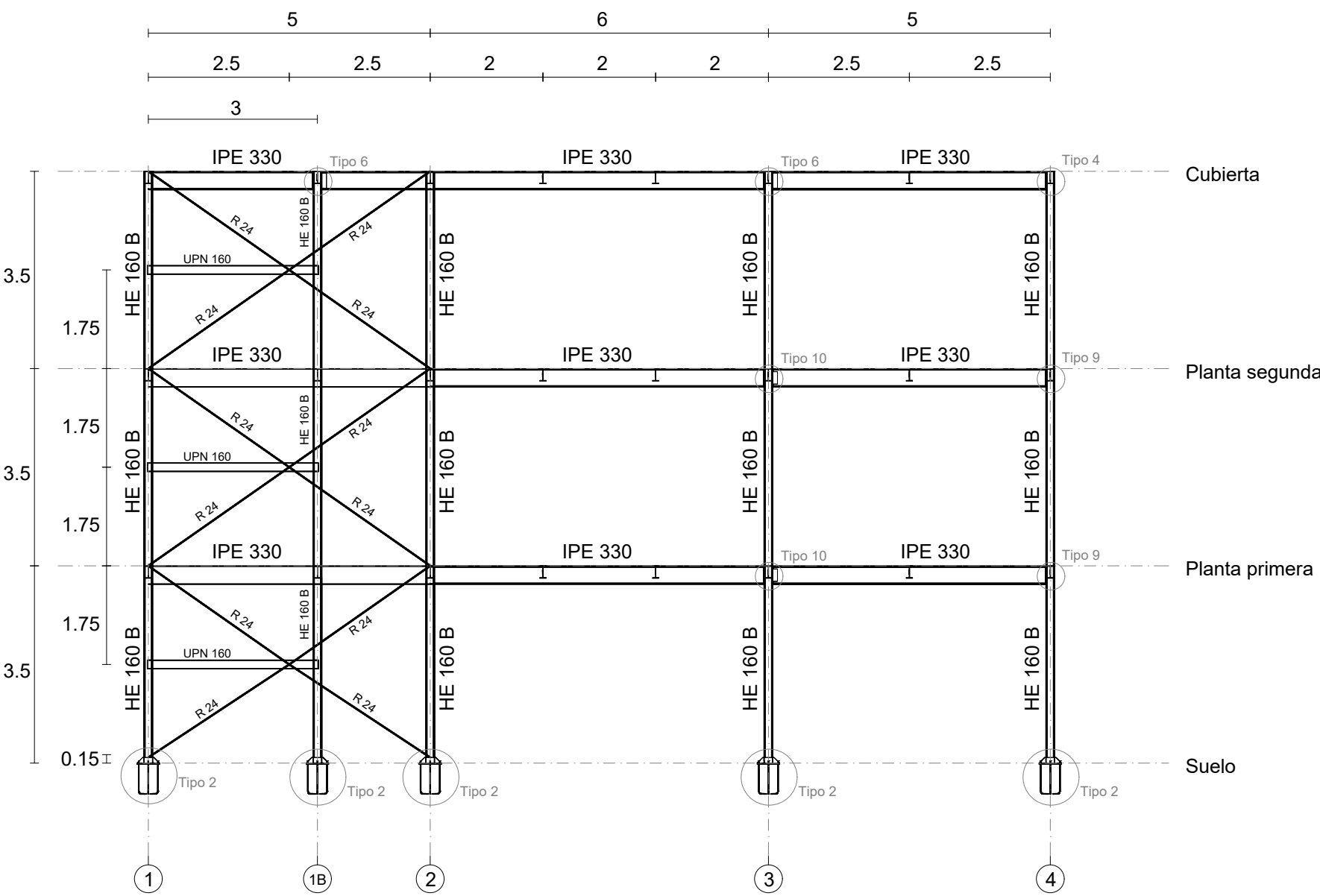
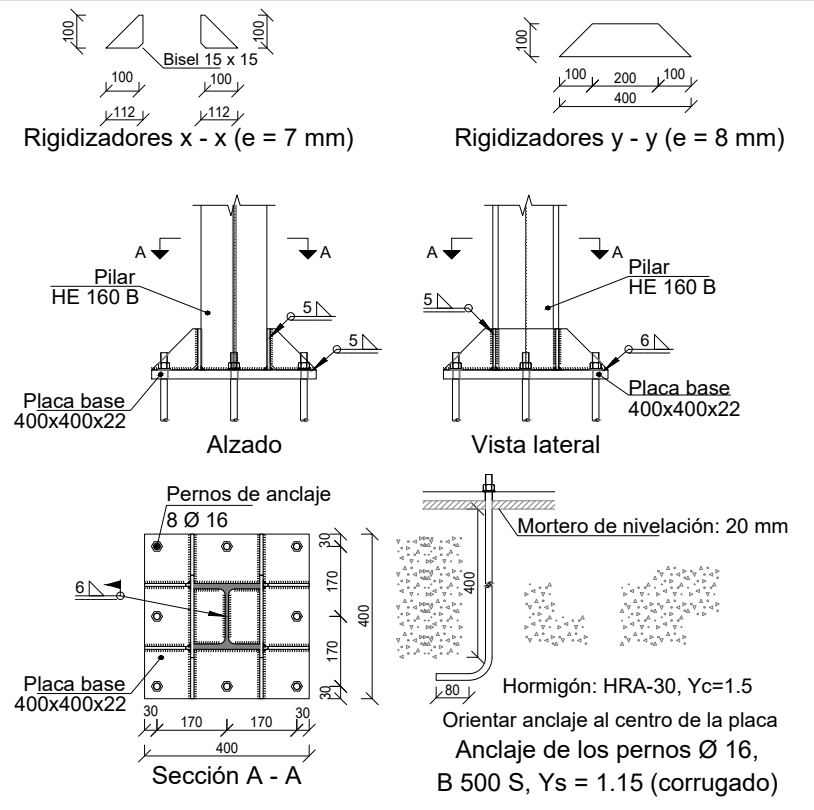
CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}	
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$	



Nota: Cotas en metros.

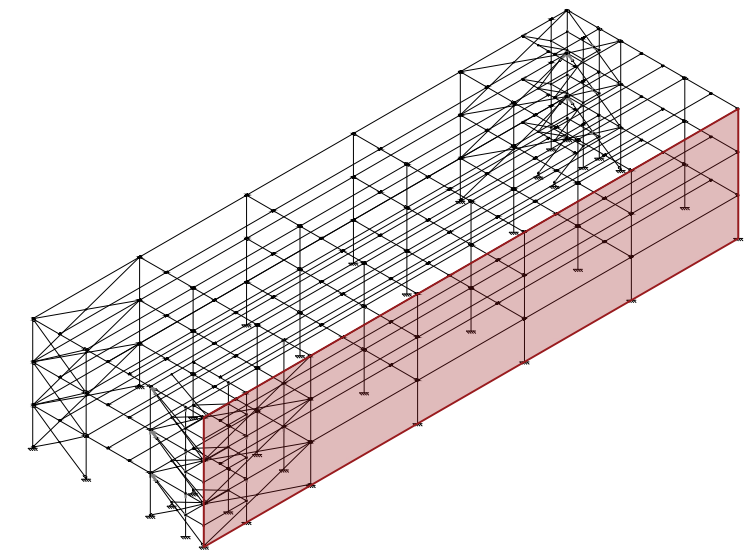
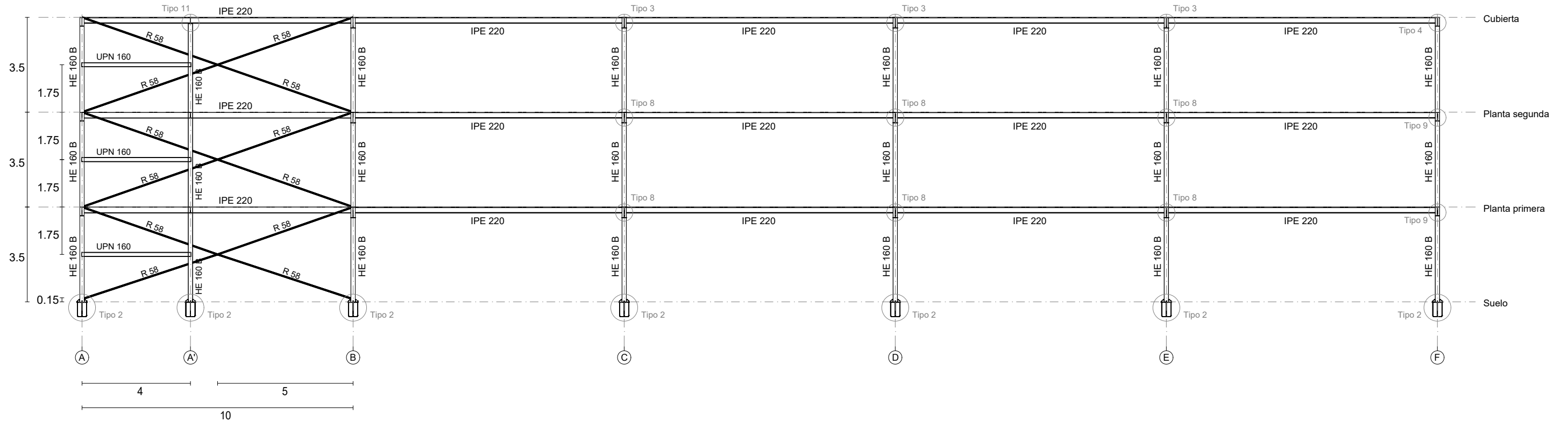
CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$

Placa de Anclaje Tipo 2

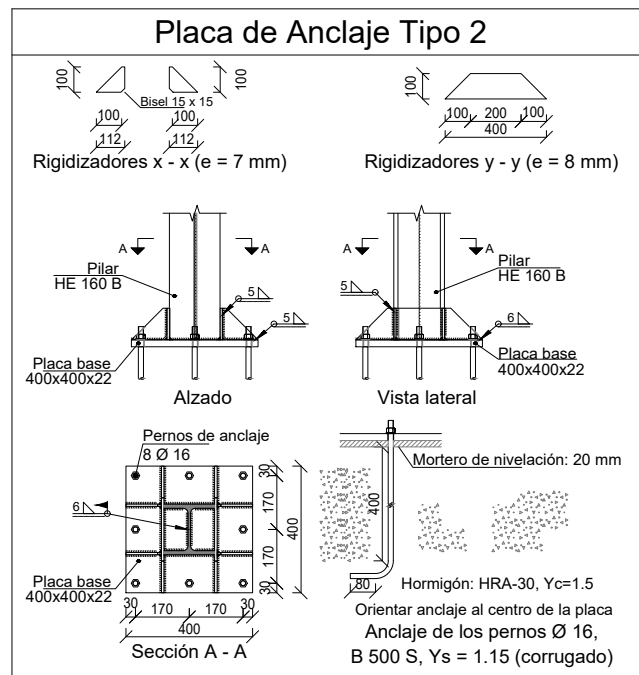


Nota: Cotas en metros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$



Nota: Cotas en metros.



CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$

TRABAJO FINAL DE MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL



Proyecto:
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE RESUELTA A BASE DE VIGAS MIXTAS ACERO-MADERA Y VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE TRES ALTURAS Y 800 m² DE SUPERFICIE POR PLANTA SITUADO EN SALAMANCA (ESPAÑA)

Plano:
FACHADA LATERAL (Alineación 1)

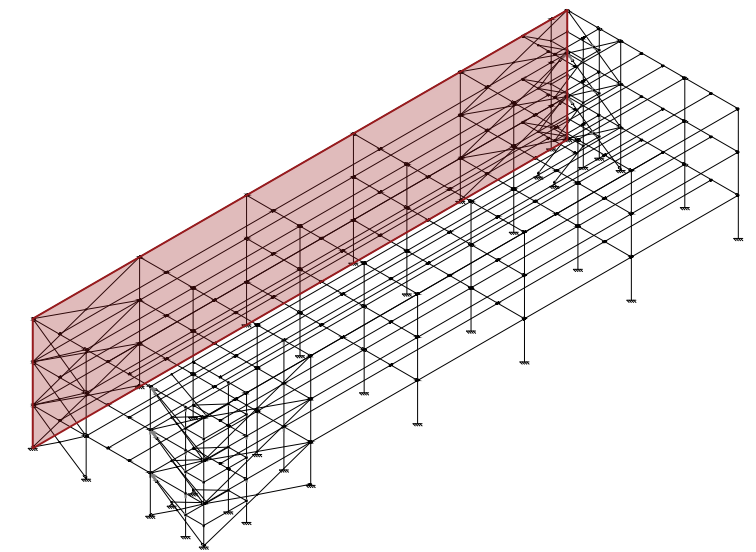
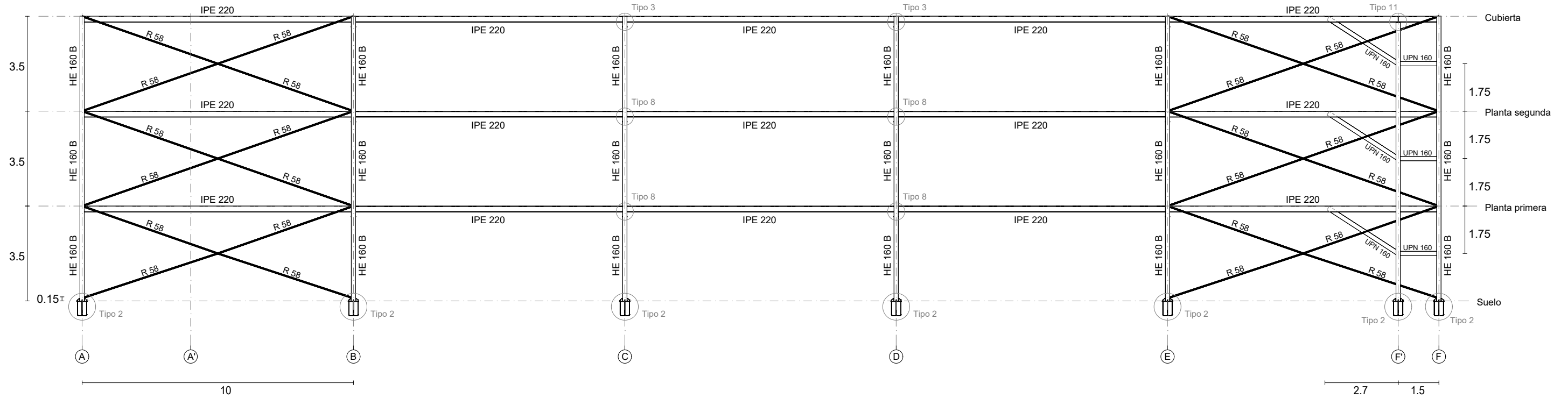
Autor:
Adrián Jurado Boyero

Fecha:
Julio 2024

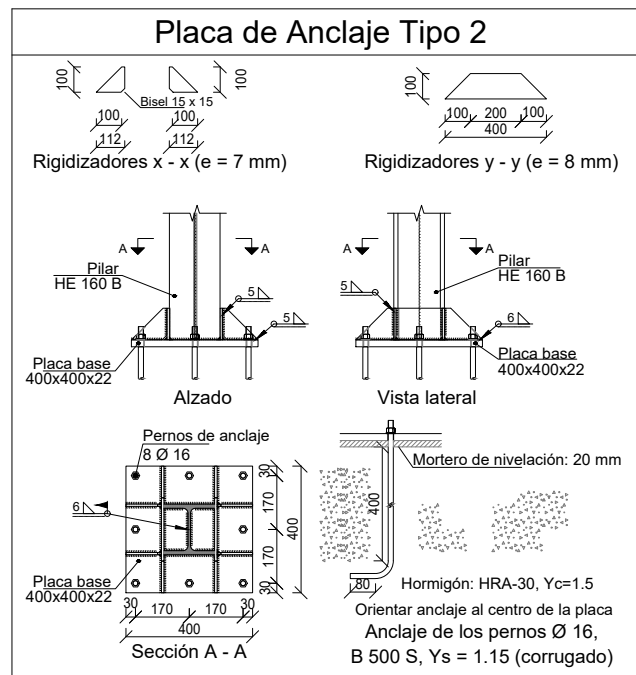
Escala:
1:150

Nº Plano:

15



Nota: Cotas en metros.



CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$

TRABAJO FINAL DE MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL



Proyecto:
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE RESUELTA A BASE DE VIGAS MIXTAS ACERO-MADERA Y VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE TRES ALTURAS Y 800 m² DE SUPERFICIE POR PLANTA SITUADO EN SALAMANCA (ESPAÑA)

Plano:
FACHADA LATERAL (Alineación 4)

Autor:
Adrián Jurado Boyero

Fecha:
Julio 2024

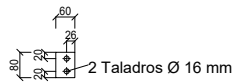
Escala:
1:150

Nº Plano:

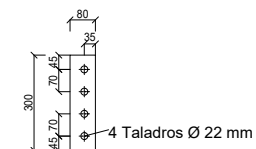
16

Tipo 3

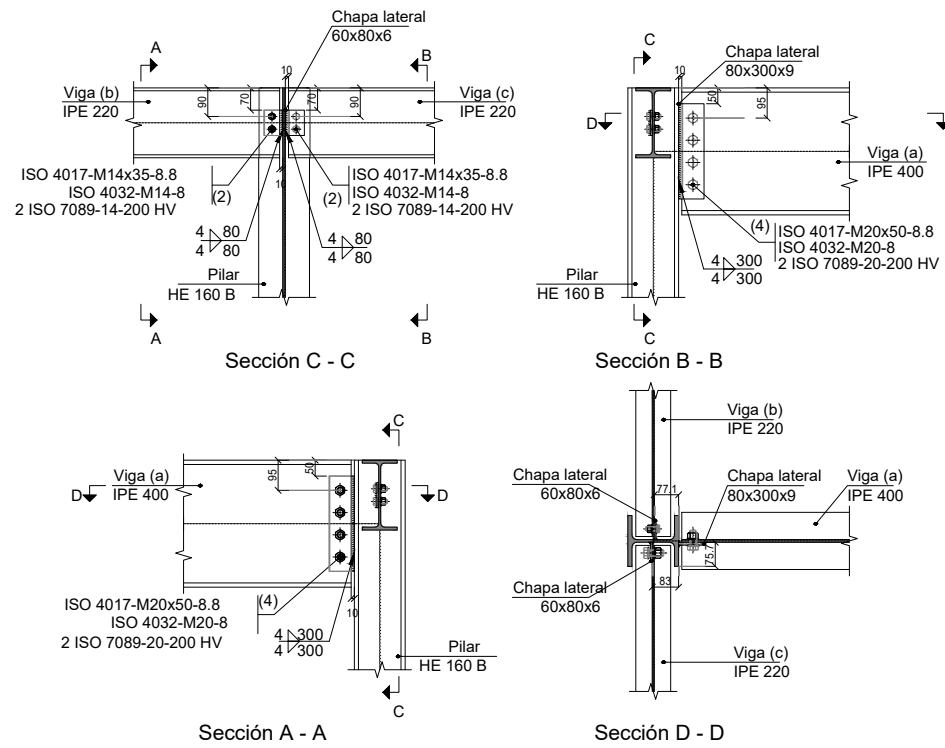
Chapa lateral de la viga (b) IPE 220 (e = 6 mm)



Chapa lateral de la viga (c) IPE 220 (e = 6 mm)

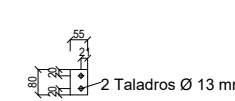


Chapa lateral de la viga (a) IPE 400 (e = 9 mm)

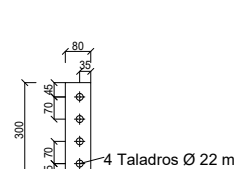


Tipo 8

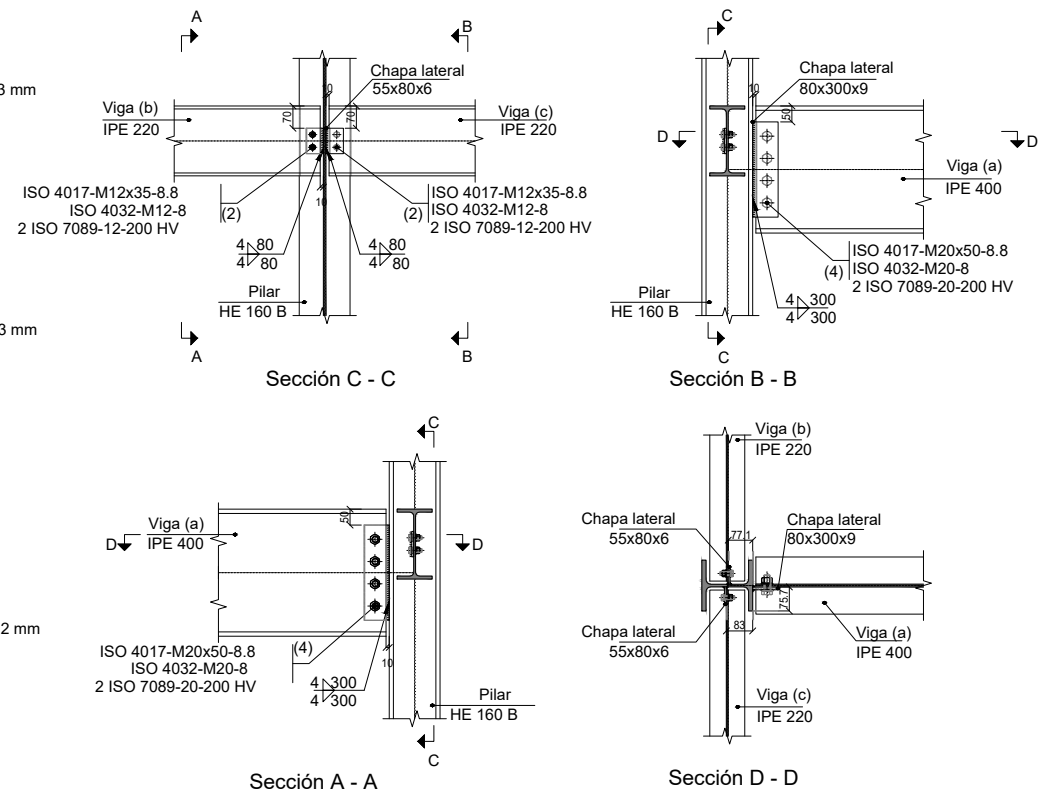
Chapa lateral de la viga (b) IPE 220 (e = 6 mm)



Chapa lateral de la viga (c) IPE 220 (e = 6 mm)

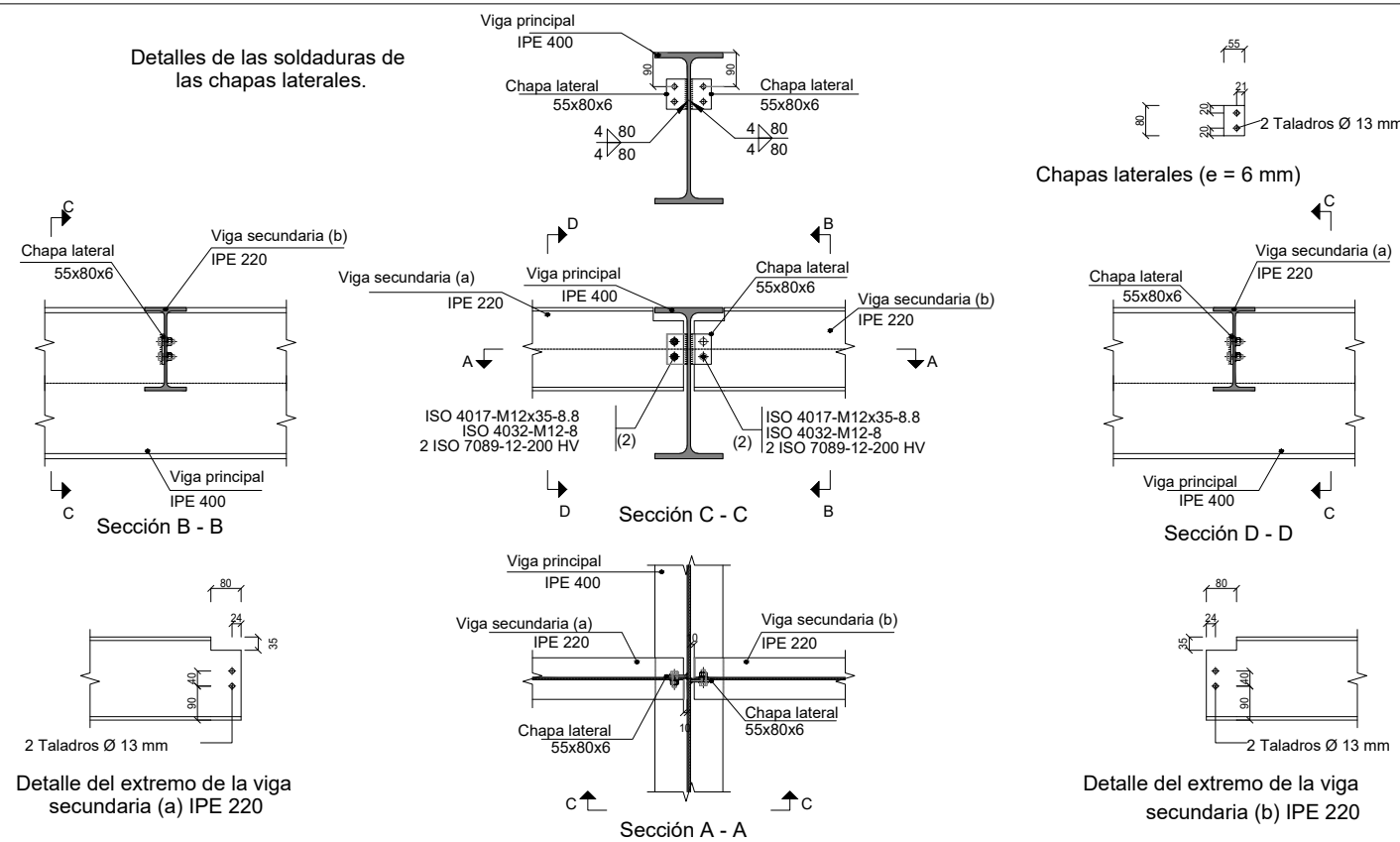


Chapa lateral de la viga (a) IPE 400 (e = 9 mm)

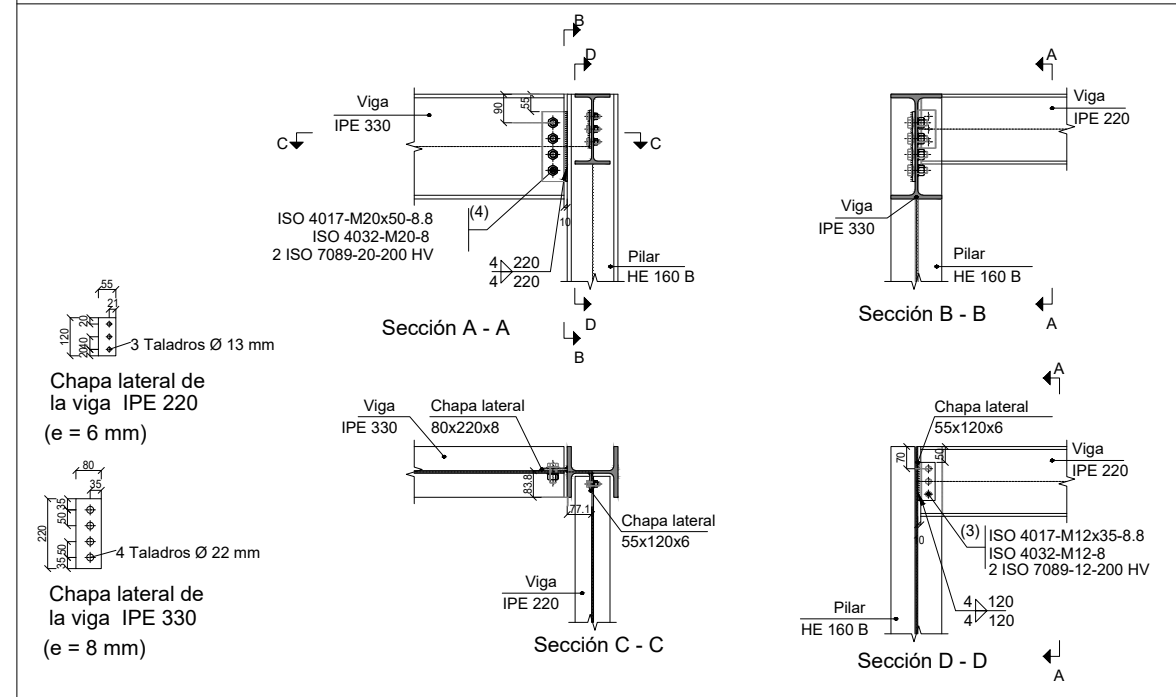


Tipo 13

Detalles de las soldaduras de las chapas laterales.

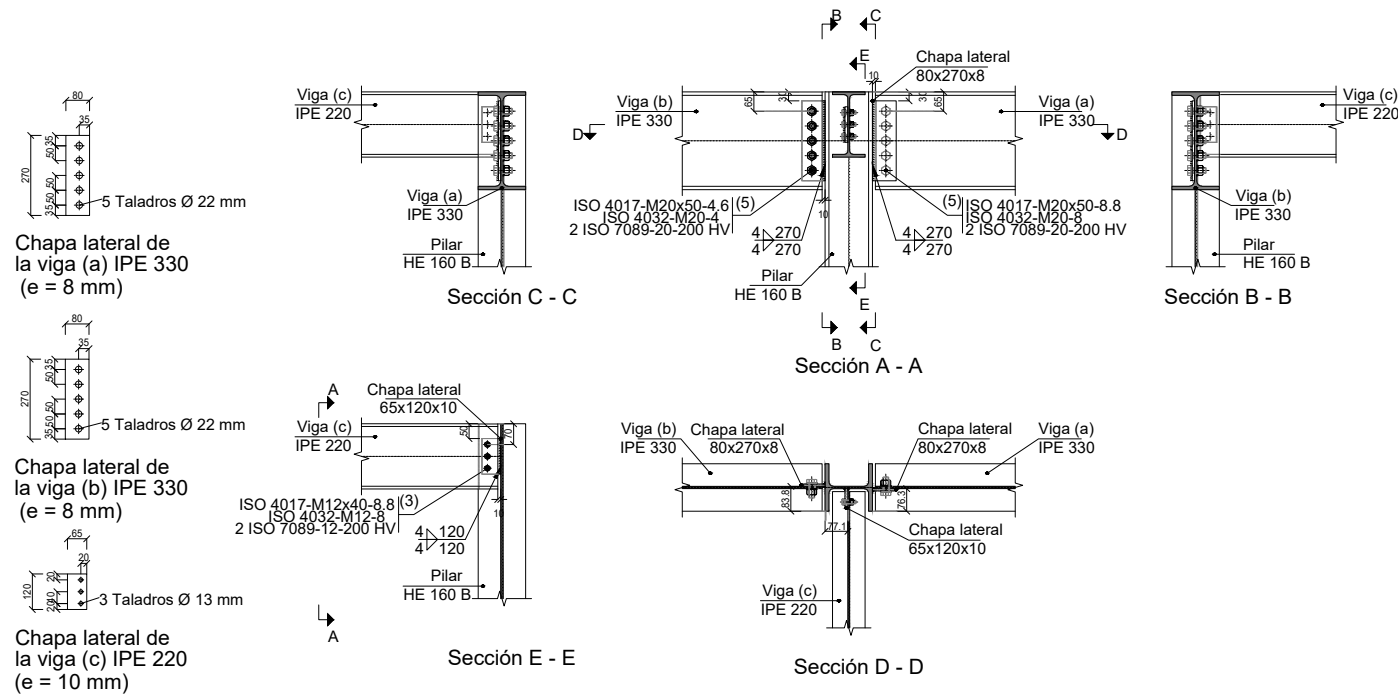


Tipo 4

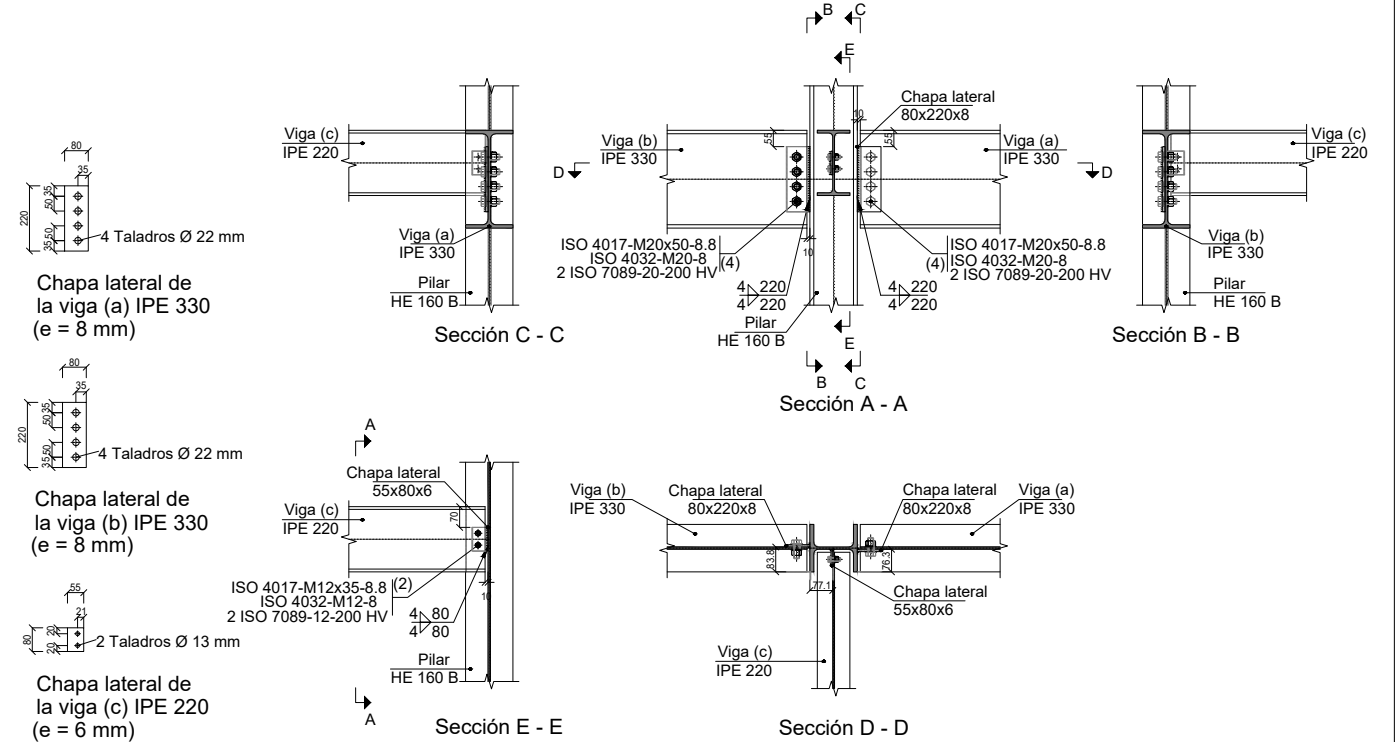


CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$

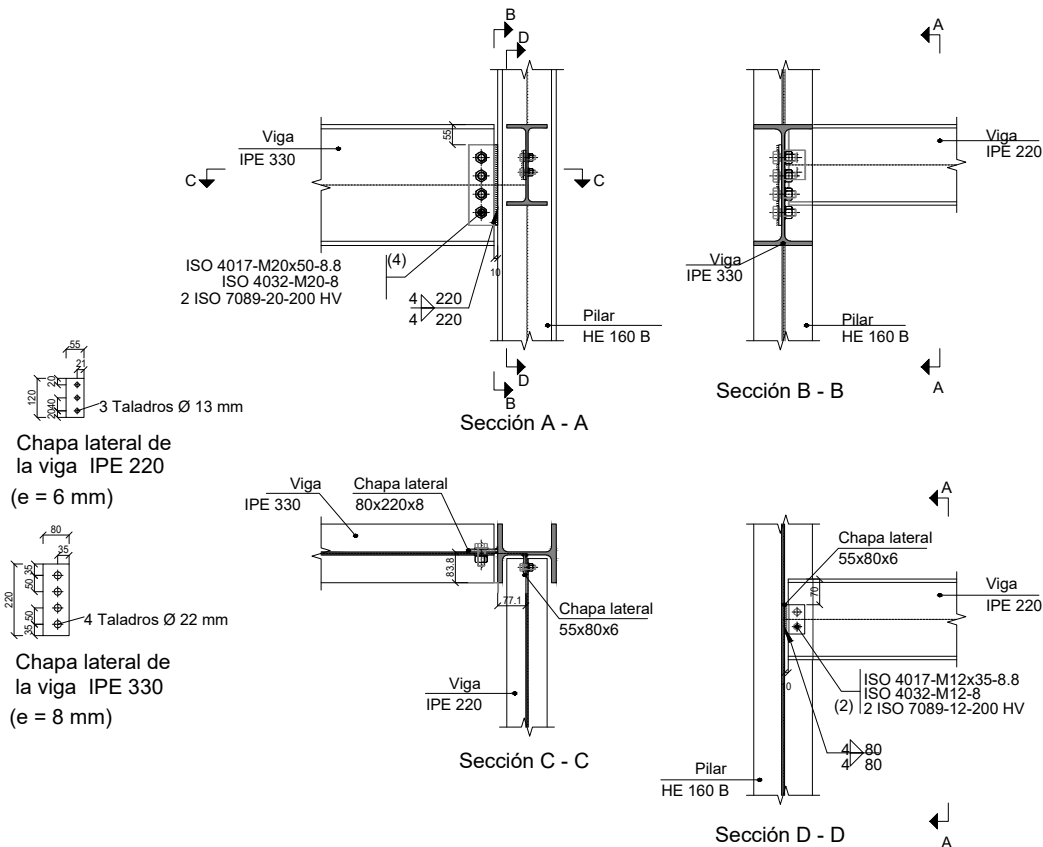
Tipo 6



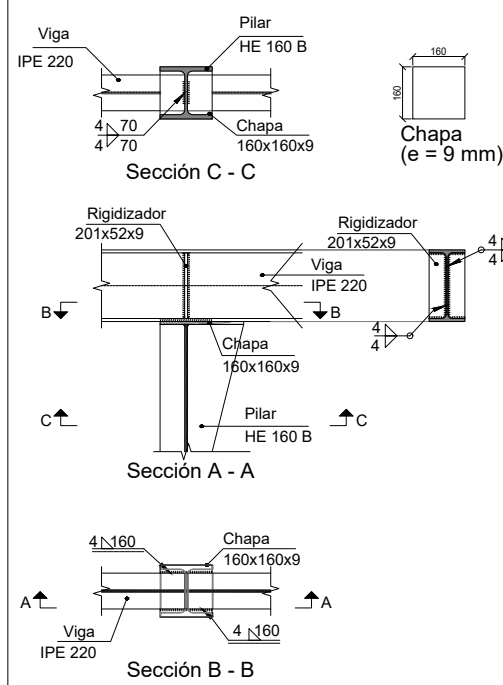
Tipo 10



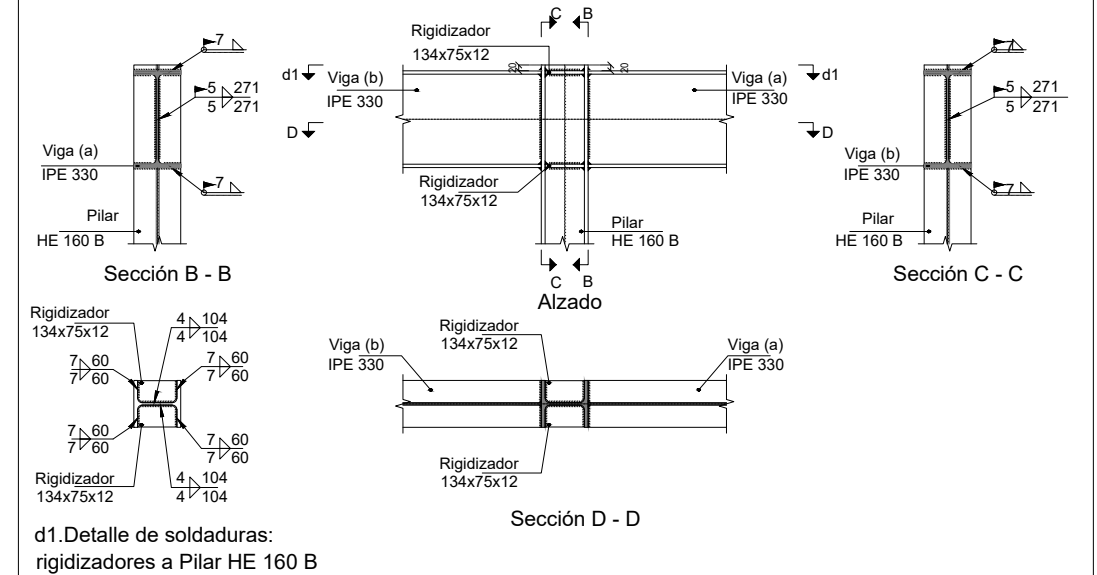
Tipo 9



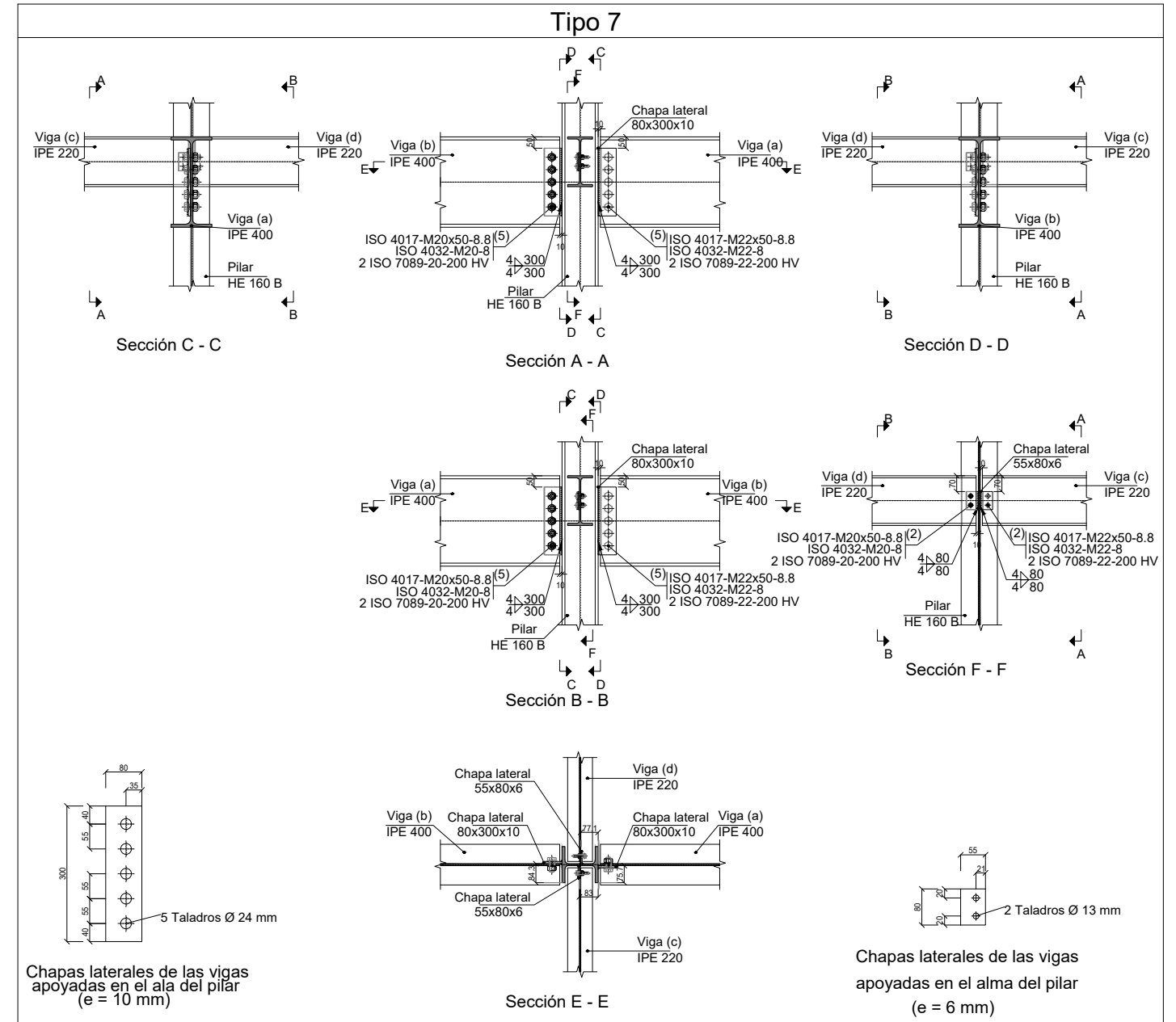
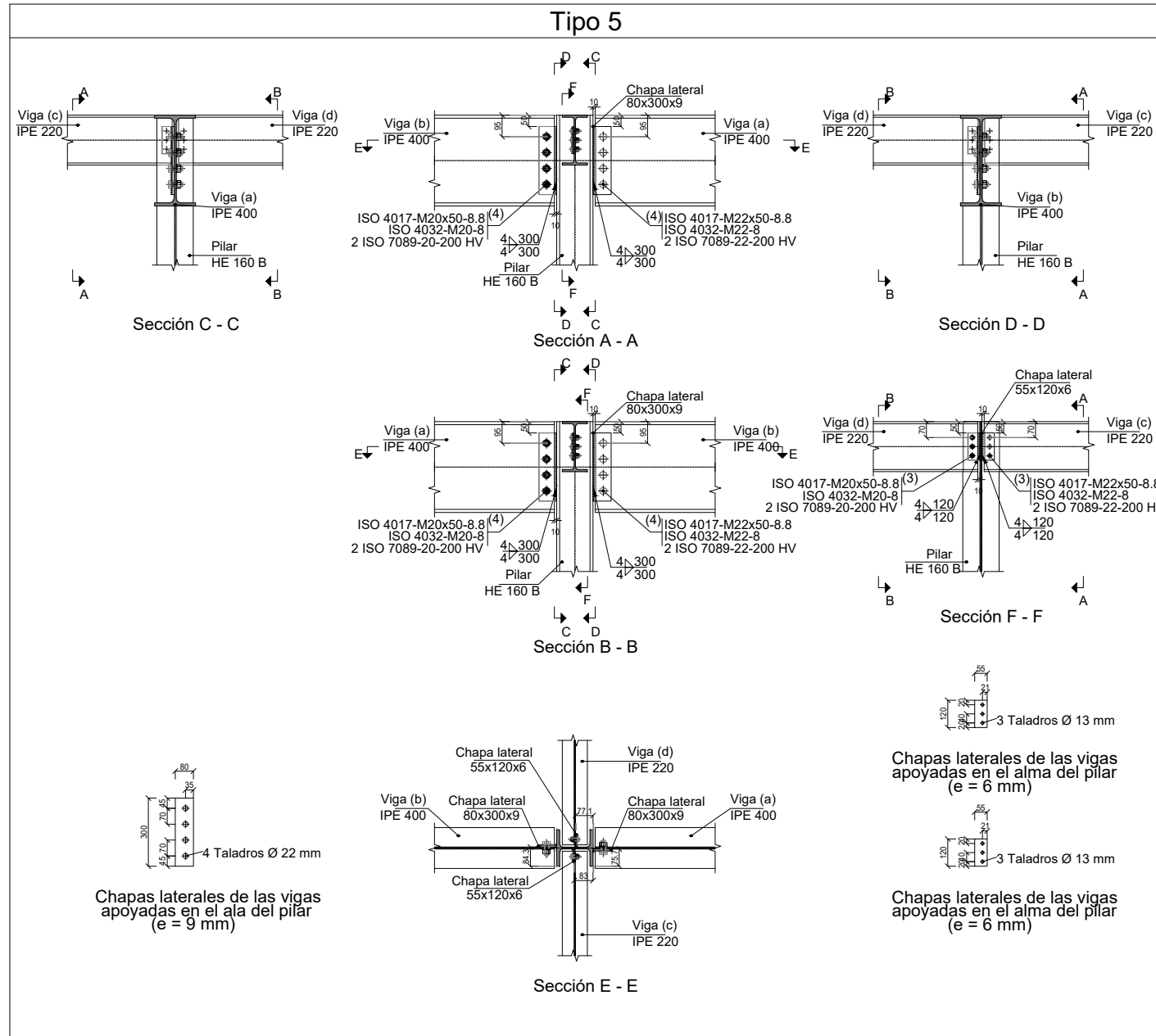
Tipo 11



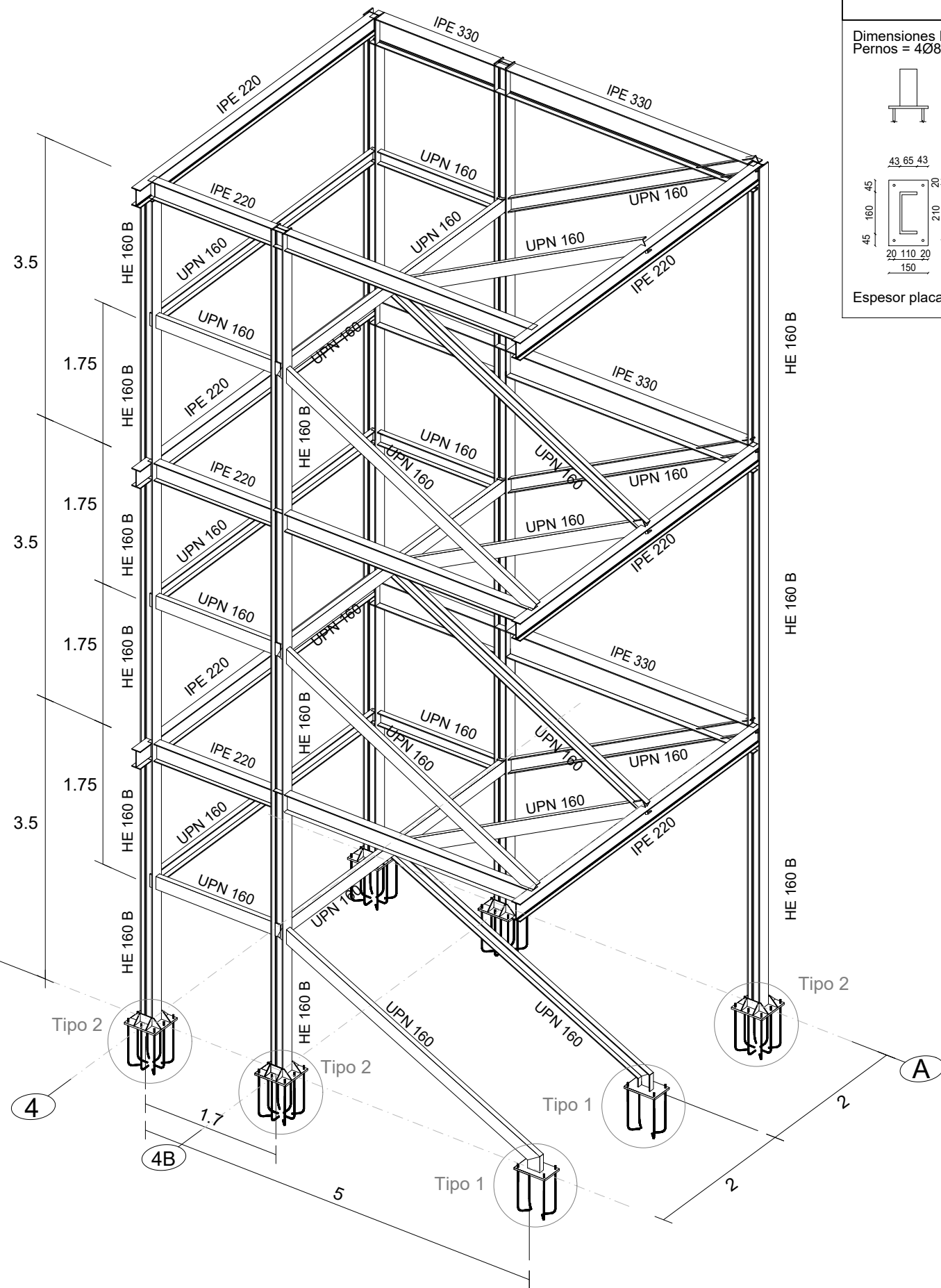
Tipo 12



CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$

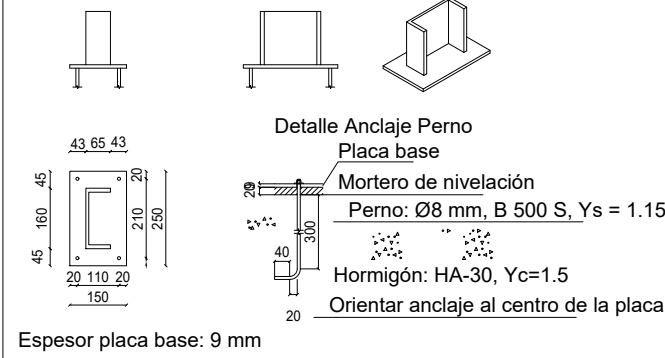


CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}	
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$	

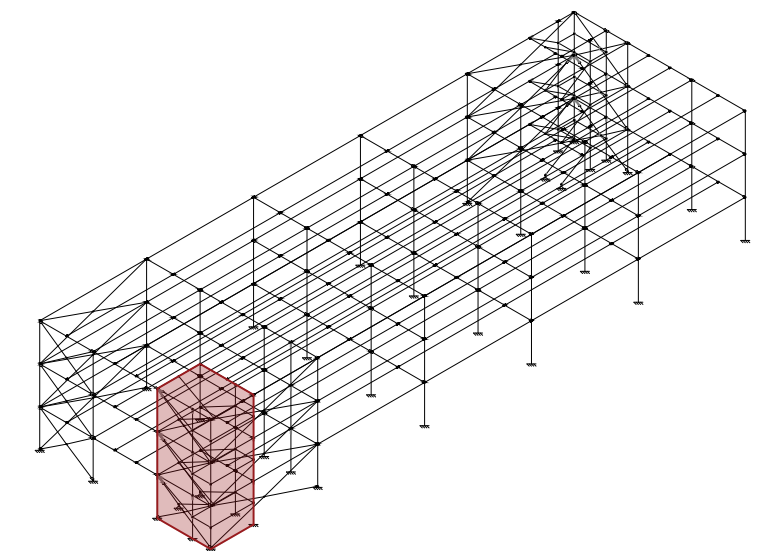
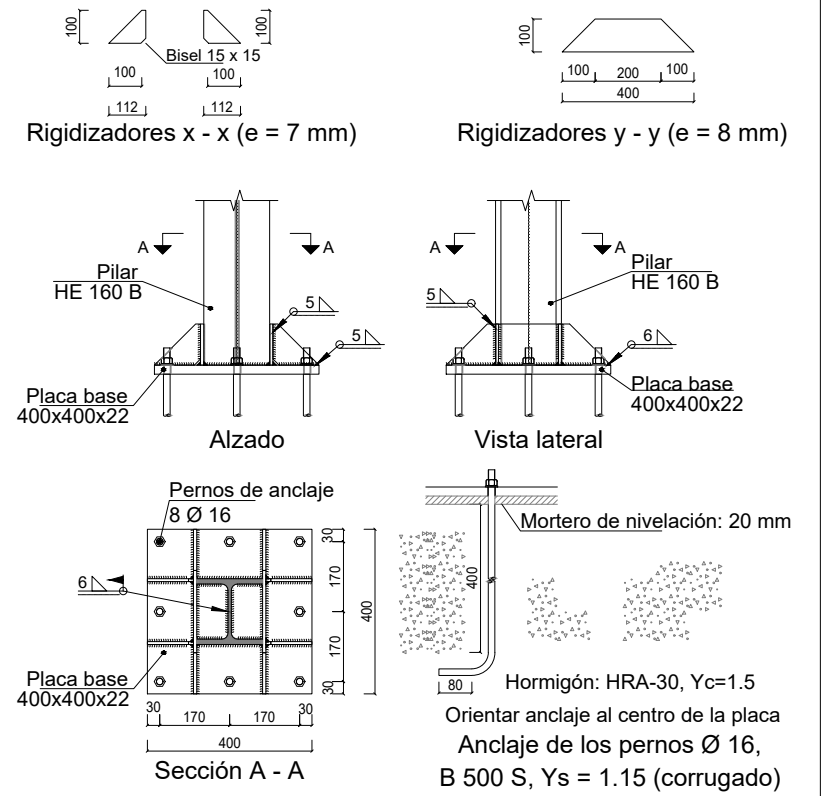


Placa de Anclaje Tipo 1

Dimensiones Placa = 150x250x9 mm (S355)
 Pernos = 4Ø8 mm, B 500 S, Ys = 1.15



Placa de Anclaje Tipo 2



Nota: Cotas en metros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$

TRABAJO FINAL DE MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL



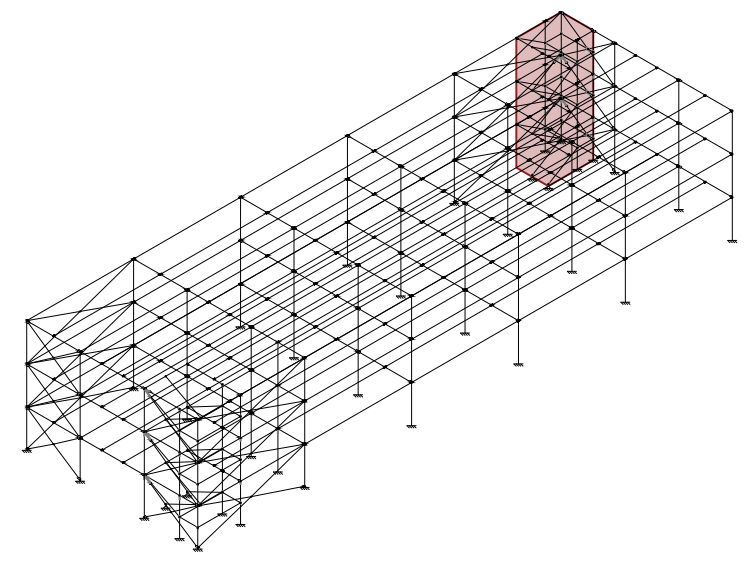
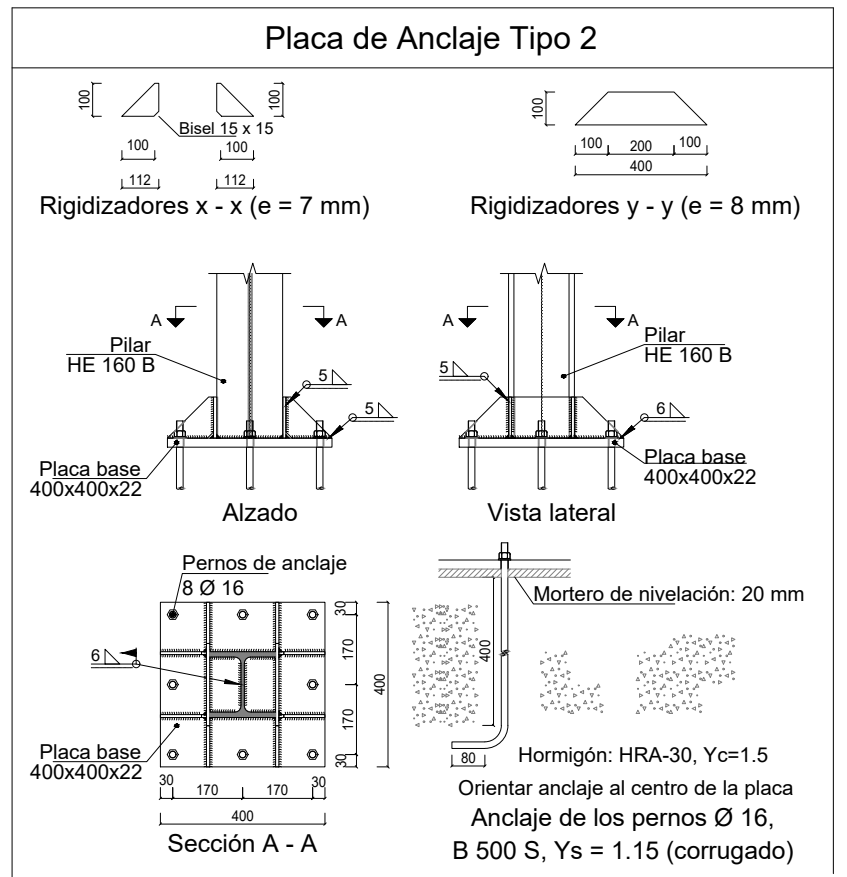
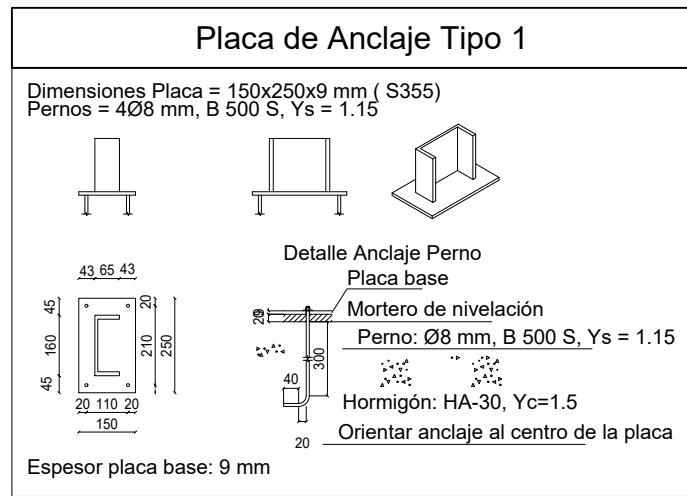
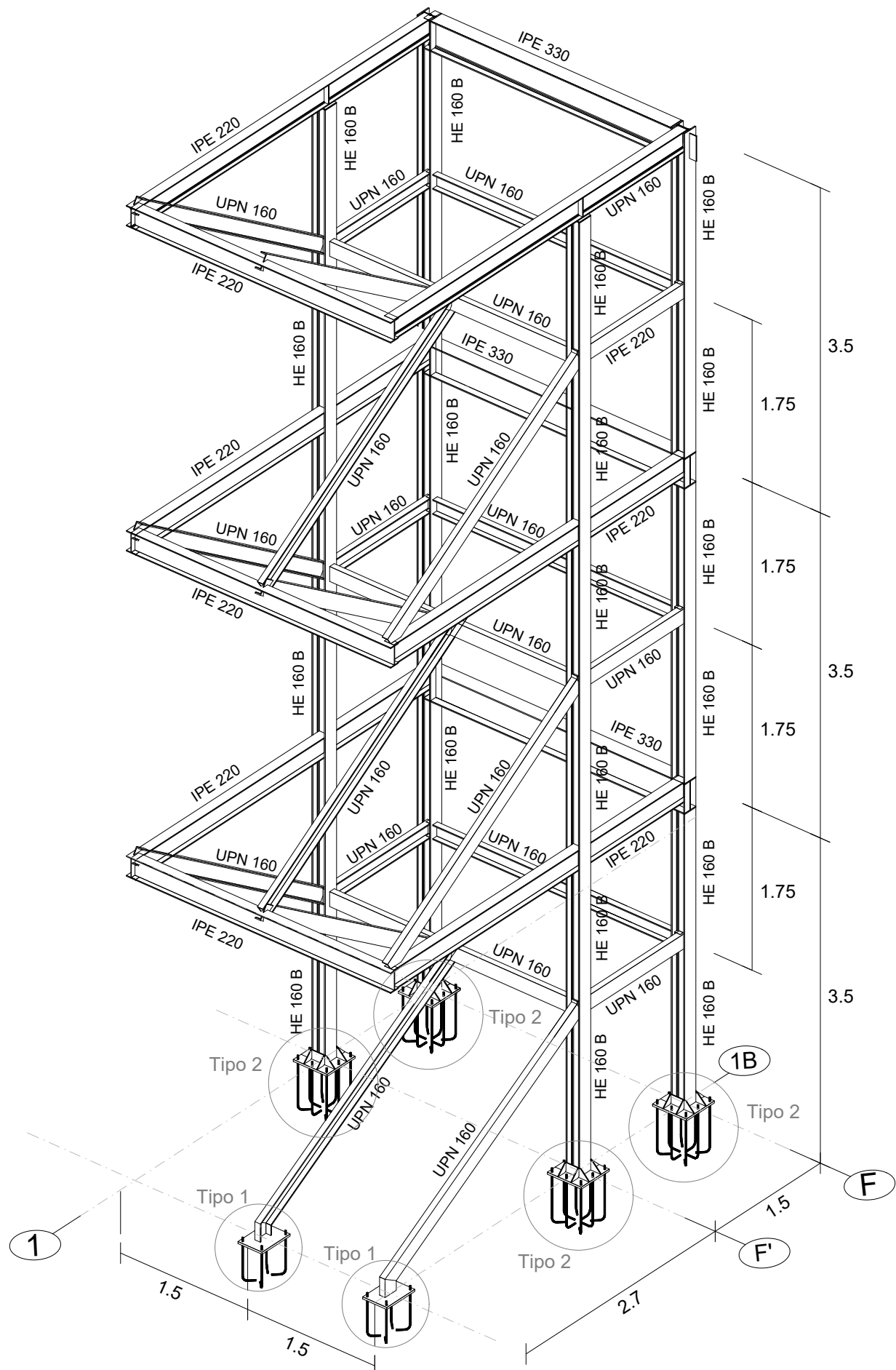
Proyecto:
 DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE RESUELTA A BASE DE VIGAS MIXTAS ACERO-MADERA Y VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE TRES ALTURAS Y 800 m² DE SUPERFICIE POR PLANTA SITUADO EN SALAMANCA (ESPAÑA)

Plano:
NÚCLEO DE ESCALERAS (1)

Autor:
 Adrián Jurado Boyero

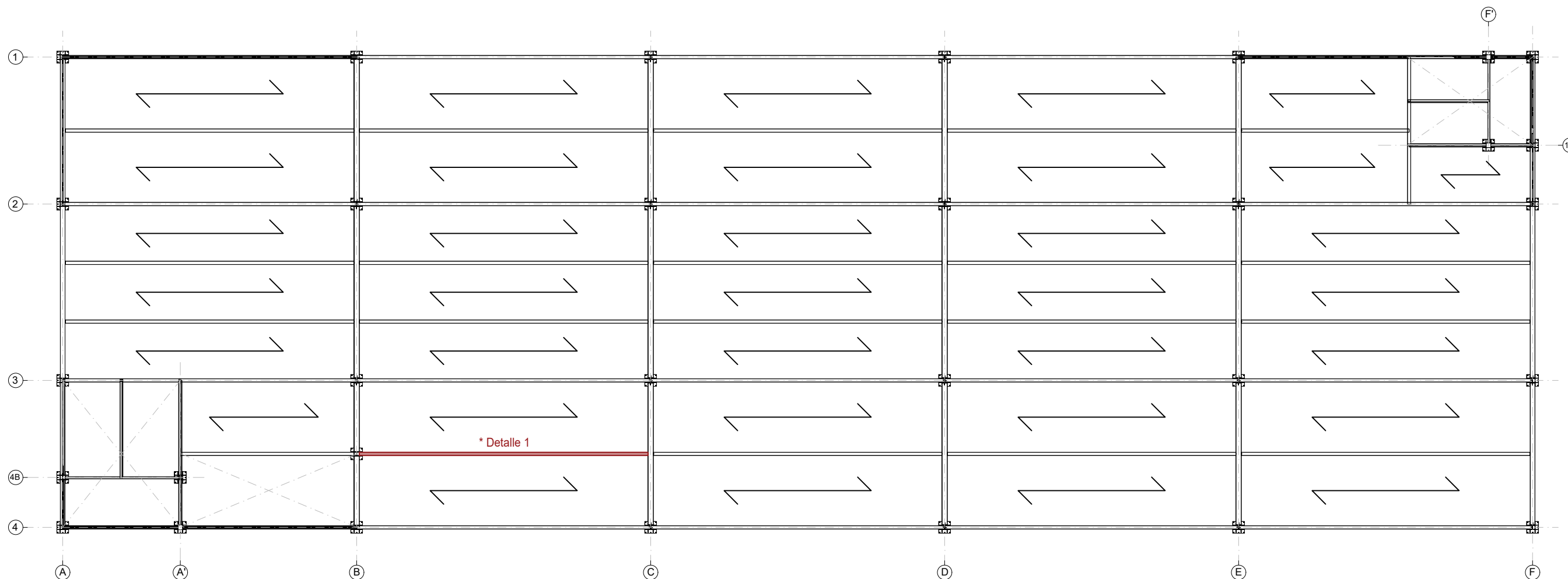
Fecha:
Julio 2024
 Escala:
Sin Escala

Nº Plano:
20



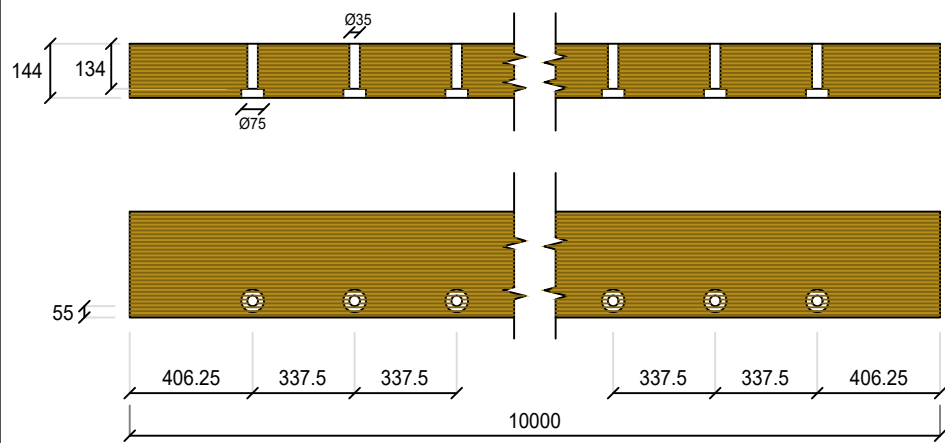
Nota: Cotas en metros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}	
Perfiles laminados en caliente S 355 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$	

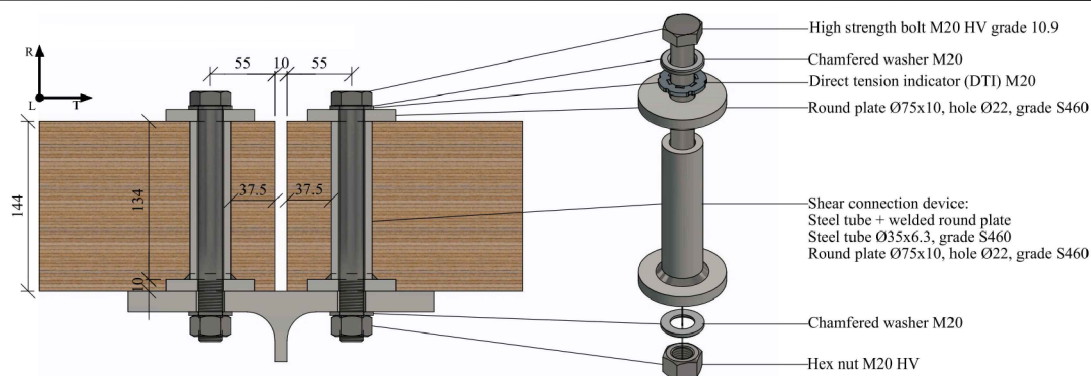


*** DETALLE 1: SEPARACIÓN DE LOS CONECTORES**

Nota: cotas en milímetros



DETALLE 2: CONECTORES DE RASANTE DESMONTABLES [1]



Canto de la losa del forjado: 144 mm
 Material de la losa del forjado: madera LVL
 Viga secundaria: IPE 220
 Material de la viga metálica: S355
 Peso propio del forjado: 0.8 kN/m²

[1] Romero A, Odenbreit C. Experimental investigation on novel shear connections for demountable steel-timber composite (STC) beams and flooring systems. Eng Struct 2024;304. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117620>.