



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

**EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA
DEL LABORATORIO DE
TECNOLOGÍA DE ESTRUCTURAS –
LUIS AGULLÓ Y ESTUDIO DE
FACTIBILIDAD DE AMPLIACIÓN DE
LA CAPACIDAD DEL PUENTE GRÚA**

Trabajo realizado por:
Víctor Andrés Avalo Mau

Dirigido por:
Jesús Miguel Bairán García

Máster en:
Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, octubre 2020

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

RESUMEN

Los puentes grúa son un tipo de grúa muy usados en fábricas e industrias debido a su gran capacidad y fácil maniobrabilidad, usadas para elevación y/o transporte de grandes cargas, pudiendo moverse a verticalmente u horizontalmente a lo largo y ancho de su área de trabajo. Estas ventajas son las razones por las que el Laboratorio de Tecnología de Estructuras y Materiales “Lluís Agulló” (LATEM) de la Universidad Politécnica de Cataluña fue diseñado de inicio con una de estas maquinarias.

El LATEM es un referente internacional en innovación y experimentación de materiales con casi tres décadas en servicio. Inicialmente disponía de un puente grúa de 5 toneladas, tras el paso de los años se vio necesario colocar otro puente grúa de la misma capacidad.

El presente trabajo pretende evaluar la factibilidad de aumentar la capacidad de los puentes grúa existentes ya que se busca adecuar la estructura para realizar investigaciones a mayor escala.

La documentación inherente al proyecto de esta estructura es insuficiente por lo que el primer paso del estudio fue llevar a cabo un levantamiento geométrico, para luego realizar ensayos no destructivos de caracterización del hormigón.

Las acciones inducidas por los puentes grúa se calcularon tomando en cuenta las normas de diseño europeas y se analizó la estructura mediante un modelo numérico a través del software SAP2000.

Finalmente se evaluó la resistencia de la estructura de soporte de los puentes grúa, es decir de los pilares y ménsulas, se planteó una propuesta de refuerzo y se presentaron las conclusiones referentes a lo observado en el análisis.

ABSTRACT

Overhead cranes are a type of crane widely used in factories and industries due to its great capacity and easy maneuverability, used for lifting and/or transporting large loads, being able to move vertically or horizontally throughout its work area. These advantages are the reasons why the “Lluís Agulló” Laboratory of Technology of Structures and Materials (LATEM) of the Universidad Politécnic de Catalunya was designed from the beginning with one of these machines.

LATEM is an international benchmark in materials innovation and experimentation with almost three decades in service. Initially it had a 5 tonne overhead crane, after the years it was necessary to place another overhead crane of the same capacity.

The present work aims to evaluate the feasibility of increasing the capacity of existing overhead cranes since it seeks to adapt the structure to carry out research on a larger scale.

The documentation inherent to the project of this structure is insufficient, so the first step of the study was to carry out a geometric survey, and then carry out non-destructive tests to characterize the concrete.

The actions induced by the overhead cranes were calculated taking into account the European design standards and the structure was analyzed by means of a numerical model using the SAP2000 software.

Finally, the resistance of the supporting structure of the overhead cranes was evaluated, that is, of the pillars and corbels, a reinforcement proposal was proposed and the conclusions regarding what was observed in the analysis were presented.

INDICE

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
INDICE.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS	v
ÍNDICE DE TABLAS	vii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Objetivos.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.2.1. Documentación de partida	2
1.3. Estructura del documento	2
2. EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA	4
2.1. Descripción. Datos previos	4
2.2. Inspección de la estructura	7
2.3. Levantamiento geométrico	17
2.4. Investigación de la calidad del hormigón	18
2.4.1. Ensayo Esclerométrico	18
2.4.2. Ensayo de ultrasonidos	20
2.4.3. Análisis de resultados de los ensayos no destructivos.....	21
3. ACCIONES INDUCIDAS POR LOS PUENTES GRÚA	23
3.1. Normativas	23
3.2. Datos de los puentes grúa	23
3.3. Cálculo de acciones	24
3.3.1. Cargas verticales.....	26
3.3.1.1. Grúa descargada	27
3.3.1.2. Grúa cargada.....	28
3.3.2. Fuerzas horizontales	29
3.3.2.1. Causadas por aceleración y deceleración de la grúa.....	29
3.3.2.2. Causadas por inclinación de la grúa	32
3.3.2.3. Causadas por aceleración o deceleración del carro	36
3.4. Resumen de cargas	37
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	39
4.1. Introducción.....	39
4.2. Normativa	39
4.3. Propiedades del material.....	39
4.4. Cargas	39

4.4.1. Cargas permanentes.....	40
4.4.2. Cargas variables:.....	40
4.5. Coeficientes de combinación de cargas.....	41
4.6. Combinación de cargas.....	44
4.6.1. Estado Límite Último	44
4.6.2. Estado Límite de Servicio	45
4.6.2.1. Combinación característica.....	45
4.6.2.2. Combinación frecuente.....	45
4.6.2.3. Combinación cuasipermanente.....	46
4.7. Modelado numérico.....	46
4.7.1. Geometría del modelo	46
4.7.2. Asignación de cargas	49
4.7.3. Combinaciones de carga.....	54
4.7.4. Resultados en pilares	55
4.8. Análisis de segundo orden en pilares	55
4.9. Comprobación de pilares	66
4.10. Resultados en ménsulas	67
4.11. Análisis de ménsulas	67
4.11.2. Comprobación de ménsulas.....	69
4.11.2.1. Comprobación del nudo.....	70
4.11.2.2. Comprobación de la biela	71
4.11.2.3. Comprobación de la armadura.....	71
4.12. Prediseño de viga carrilera	71
4.12.1. Estado Límite Último	72
4.12.2. Estado Límite de Inestabilidad	74
4.11.3. Estado Límite de Servicio.....	77
4.11.4. Estado Límite de Fatiga.....	77
4.11.5. Predimensionamiento	77
5. PROPUESTA DE REFUERZO	80
5.1. Alternativa 1	80
5.2. Alternativa 2:	80
5.3. Elección de alternativa de refuerzo y diseño	82
5.3.1. Criterio de cálculo	82
5.3.2. Cálculo del refuerzo.....	84
5.3.3. Disposición del refuerzo adoptado	86
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	90
BIBLIOGRAFÍA.....	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Plano en planta del sótano. (Plano A-3). [1]	4
Figura 2. Plano en planta del piso base. (Plano A-5). [1].....	5
Figura 3. Tipos de secciones de pilares. (Plano de detalles estructurales). [2]	6
Figura 4. Pilar 13B y su ménsula correspondiente.	7
Figura 5. Pilares, ménsulas y viga carrilera presentes en el eje B de la nave.....	8
Figura 6. Viga flectada en el eje 13	8
Figura 7. Viga contigua a la del eje 13.	9
Figura 8. Losa nervada y puentes grúa.	10
Figura 9. Apoyo de la viga carrilera en la intersección de los ejes 19 y B.....	10
Figura 10. Apoyo de la viga carrilera en la intersección de los ejes 19 y A.	11
Figura 11. Viga carrilera.....	12
Figura 12. Defecto en conexión viga carrilera-pilar.....	12
Figura 13. Pilar del sótano.....	13
Figura 14. Sótano. Viga existente en el eje 18.	14
Figura 15. Vista exterior del laboratorio.	15
Figura 16. Cubierta del CIMNE.	15
Figura 17. Maquinaria presente en la cubierta.	16
Figura 18. Medidor láser.	17
Figura 19. Esclerómetro usado en el estudio.	18
Figura 20. Aparato de Ultrasonidos Pundit PL-200.	20
Figura 21. Configuración de las medidas indirectas.	20
Figura 22. Definición de la carga útil y el peso propio del puente grúa.....	24
Figura 23. Disposición de la grúa cargada para obtener la máxima carga en la viga carrilera. [8]	26
Figura 24. Disposición de la grúa descargada para obtener la mínima carga en la viga carrilera. [8]	26
Figura 25. Definición de la fuerza motriz K. [8]	29
Figura 26. Fuerzas horizontales longitudinales $H_{L,i}$ [8].....	30
Figura 27. Definición de las fuerzas transversales $H_{T,i}$ [8].....	31
Figura 28. Configuración de fuerzas longitudinales y transversales en las ruedas, causadas por la inclinación de la grúa. [8].....	33
Figura 29. Definición del ángulo α y de la distancia h . [8].....	34
Figura 30. Vista en extrusión del modelo en 3D.	47
Figura 31. Discretización del modelo.....	48
Figura 32. Elementos presentes en el eje 19.....	48
Figura 33. Carga móvil correspondiente a la carga máxima vertical de dos puentes grúa de 8t.	50
Figura 34. Carga móvil correspondiente a la carga máxima vertical de dos puentes grúa de 10t.	51
Figura 35. Carga móvil correspondiente a la carga máxima vertical de dos puentes grúa de 12.5t.	51
Figura 36. Modelo de la viga carrilera en SAP2000.	52
Figura 37. Carga móvil correspondiente a la fuerza transversal $H_{T,2}$ de dos puentes grúa de 12.5 toneladas.	52
Figura 38. Carga móvil correspondiente a la fuerza transversal $H_{S,T}$ de dos puentes grúa de 12.5 toneladas.	53

Figura 39. Carga móvil correspondiente a la fuerza transversal $H_{T,3}$ de dos puentes grúa de 12.5 toneladas.	53
Figura 40. Reacciones en apoyos debido a $H_{T,2}$ (dos puentes grúa de 12.5 toneladas)..	54
Figura 41. Reacciones en apoyos debido a $H_{S,T}$ (dos puentes grúa de 12.5 toneladas)..	54
Figura 42. Reacciones en apoyos debido a $H_{T,3}$ (dos puentes grúa de 12.5 toneladas)..	54
Figura 43. Fuerza transmitida por los puentes grúa a la ménsula 16B (Envolvente 12.5 T)	60
Figura 44. Fuerza puntual aplicada en la ménsula 16B.....	60
Figura 45. Configuración del caso de carga no lineal “Análisis P- Δ ”	61
Figura 46. Elementos usados para el análisis P- Δ . (Pilar 16B).	62
Figura 47. Gráfico P- Δ	62
Figura 48. Deformada del pilar 16B (Análisis P- Δ).	63
Figura 49. Modelo de bielas y tirantes.[6].....	68
Figura 50. Armadura de la ménsula. [6].....	68
Figura 51. Modelo de bielas y tirantes (dimensiones en cm).	69
Figura 52. Geometría y esquema de armado típico de las ménsulas. [2]	70
Figura 53. Excentricidad de aplicación de la carga de ruedas. [8]	73
Figura 54. Alternativa de refuerzo 1.....	80
Figura 55. Definición de los parámetros geométricos de una ménsula corta.	81
Figura 56. Alternativa de refuerzo 2. Vista en planta.....	81
Figura 57. Alternativa de refuerzo 2. Vista en alzado.	81
Figura 58. Cortante-fricción en una junta entre hormigones con armadura de cosido. [6]	84
Figura 59. Armado típico del refuerzo.	88
Figura 60. Vista en planta del refuerzo. Ménsulas en ejes 14-18.....	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Información de pilares. Ejes 13 a 17. [2].....	6
Tabla 2. Información de pilares. Ejes 18 y 19. [2]	7
Tabla 3. Resultados de los ensayos esclerométricos en el sótano.	19
Tabla 4. Resultados de los ensayos esclerométricos en el piso base.	19
Tabla 5. Resultados del ensayo de propagación de ultrasonidos.....	21
Tabla 6. Análisis estadístico del ensayo esclerométrico en los elementos del sótano....	21
Tabla 7. Análisis estadístico del ensayo esclerométrico en los elementos del piso base.	22
Tabla 8. Correlación entre la velocidad de propagación de ultrasonido y la calidad del hormigón.[4]	22
Tabla 9. Propiedades mecánicas de cada puente grúa.	24
Tabla 10. Factores dinámicos ϕ_i . [8]	25
Tabla 11. Grupos de cargas y factores dinámicos a ser considerados como una acción característica. [8]	25
Tabla 12. Definición de αF , αv y $\alpha 0$. [8]	33
Tabla 13. Determinación de la distancia h. [8].....	35
Tabla 14. Definición de los valores de λS , i , ij , k . [8]	35
Tabla 15. Acciones inducidas por un puente grúa de 8T.....	37
Tabla 16. Acciones inducidas por un puente grúa de 10T.....	38
Tabla 17. Acciones inducidas por el puente grúa de 12.5 T.....	38
Tabla 18. Sobrecargas de uso sobre suelos, balcones y escaleras en edificios. [12].....	41
Tabla 19. Valores recomendados para los factores γ para acciones de grúa. [8].....	42
Tabla 20. Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios. [11].....	43
Tabla 21. Asignación de cargas puntuales.	49
Tabla 22. Asignación de cargas distribuidas.	49
Tabla 23. Reacciones generadas en pilares debido a acciones transversales de los puentes grúa (kN).	54
Tabla 24. Esfuerzos en pilares.	55
Tabla 25. Propiedades geométricas de pilares del piso base.	59
Tabla 26. Momentos de segundo orden calculados para los pilares del piso base.	65
Tabla 27. Esfuerzo de cálculo en pilares	65
Tabla 28. Esfuerzos adimensionales en pilares	66
Tabla 29. Fuerzas puntuales en ménsulas (kN).	67
Tabla 30. Longitud cargada efectiva l_{eff} [10].....	75
Tabla 31. Esfuerzos de cálculo para puentes grúa de 8t.....	78
Tabla 32. Esfuerzos de cálculo para puentes grúa de 10t.....	78
Tabla 33. Esfuerzos de cálculo para puentes grúa de 12.5t.....	78
Tabla 34. Valores de los coeficientes β y μ en función del tipo de superficie. [6].....	83
Tabla 35. Tensión rasante de cálculo.	85
Tabla 36. Armadura de cosido necesaria.	86
Tabla 37. Detalles para la aplicación de los anclajes. [23].....	87

1. INTRODUCCIÓN

La Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (ETSECCPB), fundada en 1973, de la Universitat Politècnica de Catalunya es el único centro de Cataluña que imparte las titulaciones de grado y máster asociadas a la ingeniería civil.

En el ámbito de la ingeniería civil, la Escuela de Caminos es uno de los centros de más prestigio a nivel europeo, basado en la calidad de la docencia y en la excelencia de una investigación de alto nivel.

Uno de sus más grandes activos es el Laboratorio de Tecnología de Estructuras y Materiales "Lluís Agulló" (LATEM), éste forma parte de la sección de Tecnología de Estructuras, Materiales y Construcción del DECA, y en él se llevan a cabo actividades de investigación, asesoría y transferencia de tecnología en el campo de la construcción, así como actividades de docencia.

El LATEM, con más de 25 años de historia, es un referente nacional e internacional de la innovación y experimentación en estructuras y materiales. Está equipado con las instalaciones y tecnologías más modernas, que lo convierten en el centro de excelencia para la caracterización de materiales de construcción (como el hormigón, ladrillo, acero, madera, composites o materiales innovadores), química de materiales, ensayo de estructuras a gran escala y monitorización estructural.

En esta instalación se han realizado ensayo de estructuras de diferentes escalas, las cuales se manipulan mediante dos puentes grúa de 5 t (50 kN) de capacidad. En el caso de ensayo de especímenes fabricados específicamente para los estudios de investigación, el diseño de los mismos se debe ajustar a los pesos máximos que pueden manejarse en el laboratorio. Sin embargo, debido al creciente envejecimiento de las infraestructuras, tanto en el contexto local como europeo es necesario conocer con precisión el comportamiento estructural de elementos existentes. Por ello, es cada vez más frecuente el estudio de especímenes a escala real, en ocasiones extraídos de la estructura en servicio. En estos casos, los elementos pueden tener pesos grandes que exceden la capacidad del actual laboratorio.

Con el interés de adecuar la infraestructura del laboratorio para realizar investigaciones de elementos de mayor escala y proveniente de estructuras existentes, en este Trabajo Final de Master (TFM), se analizará la factibilidad de aumentar la capacidad de manipulación de cargas y su incidencia en la estructura de la nave del LATEM.

1.1. Objetivos

El objetivo principal del presente TFM es realizar la evaluación estructural del Laboratorio de Tecnología de Estructuras y Materiales "Lluís Agulló" (LATEM), especialmente de la estructura de soporte de los dos puentes grúa existentes, y estudiar la factibilidad de ampliación de la capacidad de éstos para luego proponer un sistema de refuerzo en caso sea necesario.

Los puentes grúa que actualmente se tienen en el laboratorio tienen una capacidad de carga nominal de 5 toneladas cada uno. Las vigas carrileras de éstos se encuentran apoyadas en ménsulas, que a su vez están empotradas en los pilares que conforman la nave.

Se evaluarán las siguientes hipótesis de aumento de capacidad de carga:

- Dos puentes grúa de 8 toneladas
- Dos puentes grúa de 10 toneladas
- Dos puentes grúa de 12.5 toneladas

Nótese que siempre se considerarán dos puentes grúa, los cuales generalmente estarán trabajando a la vez, esto es debido a que de esta forma se tiene una mayor maniobrabilidad. Generalmente se mueven elementos de gran envergadura, como vigas de gran longitud y con un peso de varias toneladas.

1.2. Antecedentes

El LATEM está situado en el Edificio C1 del Campus Norte de la UPC. El laboratorio fue construido a fines de la década de 1980 y originalmente fue diseñado con un solo puente grúa con una capacidad de 5 toneladas.

Para el año 1995 se colocó un nuevo puente grúa, para lo cual fue necesario proyectar un refuerzo en la viga carrilera.

Originalmente, la estructura del laboratorio sólo estaba conformada por un sótano y un piso base de doble altura, con una cubierta accesible. Actualmente sobre esta antigua cubierta se ubican las oficinas del CIMNE (Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria), compuesta de estructura metálica, que a su vez tiene una nueva cubierta accesible, en la que se ubica alguna maquinaria.

1.2.1. Documentación de partida

Se dispuso de la siguiente documentación:

- Planos de arquitectura, proyecto realizado por Lluís Cantalops [1]:
 - Planos en planta de sótano, piso base y cubierta
 - Planos en alzado de fachadas
- Plano con detalles estructurales [2]:
 - Ménsulas
 - Pilares
 - Cimentación
- Croquis del refuerzo de las vigas carrileras, hecho por Alfredo Arnedo [3].

1.3. Estructura del documento

El presente documento consta de seis capítulos y compila todo el trabajo realizado durante el desarrollo del TFM. A continuación, se describe brevemente el contenido de cada capítulo.

- Capítulo 1: Aborda el motivo del presente trabajo, formula el objetivo principal del TFM y explica de manera breve la situación actual de la estructura de interés del presente estudio.
- Capítulo 2: Describe los datos que se tienen de la estructura, presenta la inspección visual y los ensayos no destructivos de caracterización del hormigón que se realizaron.
- Capítulo 3: Aborda la descripción de las diferentes acciones inducidas por los puentes grúa, así como el cálculo de estas, para cada puente grúa considerado.
- Capítulo 4: Comprende el análisis estructural. En este capítulo se mencionan las normativas usadas, se describen las cargas consideradas en la estructura, se indica cómo se llevó a cabo el análisis a través de un modelo numérico. Finalmente, se presenta la evaluación de la resistencia de pilares y ménsulas frente al aumento de cargas así como los posibles perfiles a colocar como vigas carrileras.
- Capítulo 5: Trata sobre las propuestas de refuerzo planteadas y el cálculo realizado para definir la propuesta elegida.

- Capítulo 6: Contiene las conclusiones a las que se llegó según el objetivo planteado inicialmente. Asimismo, plantea recomendaciones sobre distintos puntos de acuerdo al estudio realizado.

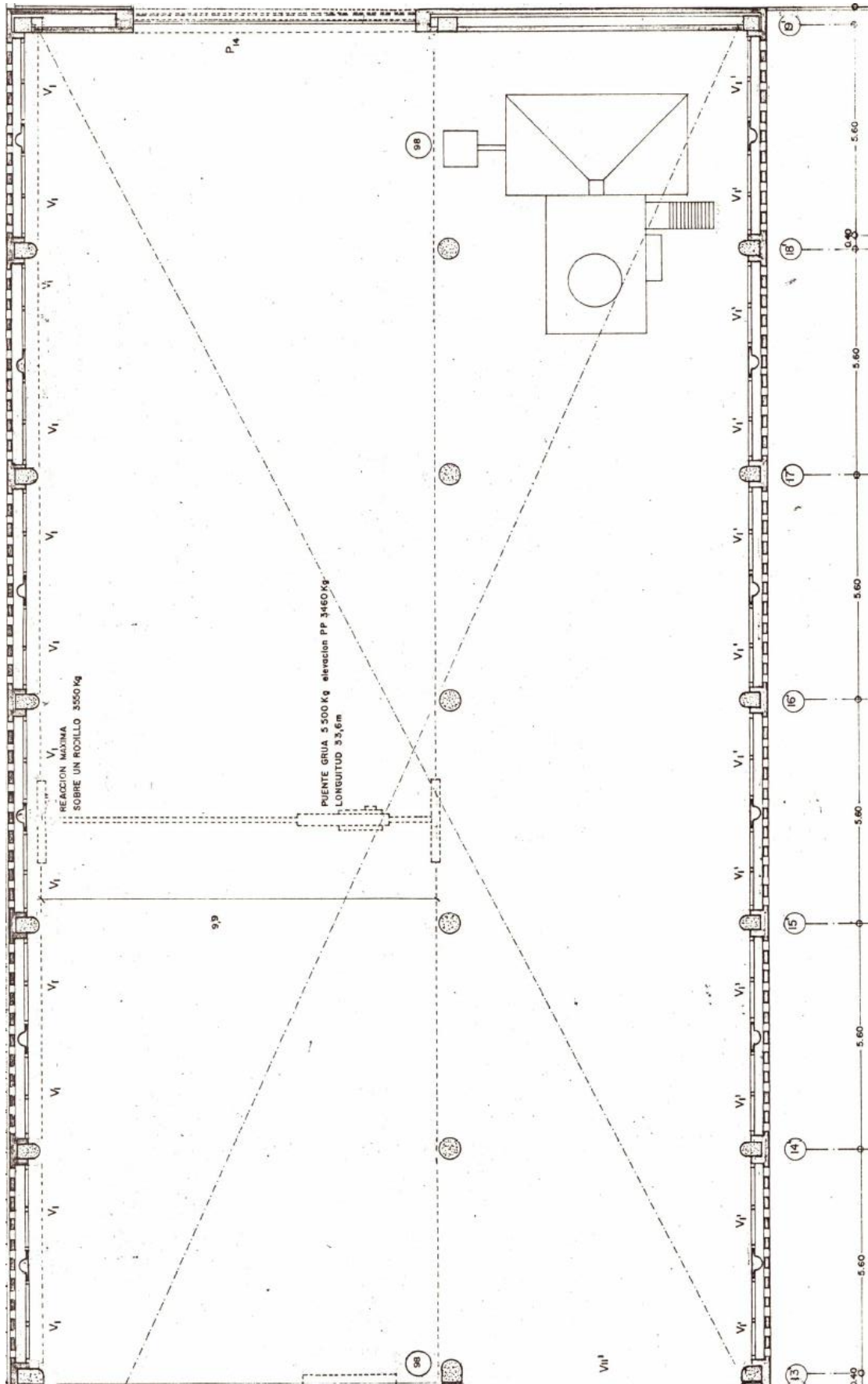


Figura 2. Plano en planta del piso base. (Plano A-5). [1]

Nótese que, en los planos originales, los ejes longitudinales están rotulados como A, B y C; y los transversales están numerados del 13 al 19. Esta denominación fue usada en todo el presente trabajo, para crear el modelo e identificar los diferentes pilares mediante el número y letra de los ejes en los que se sitúa.

Como se puede observar en los planos en planta, casi la totalidad de los pilares no tienen secciones rectangulares, en la figura 3 se muestran las diferentes geometrías de las secciones de los pilares.

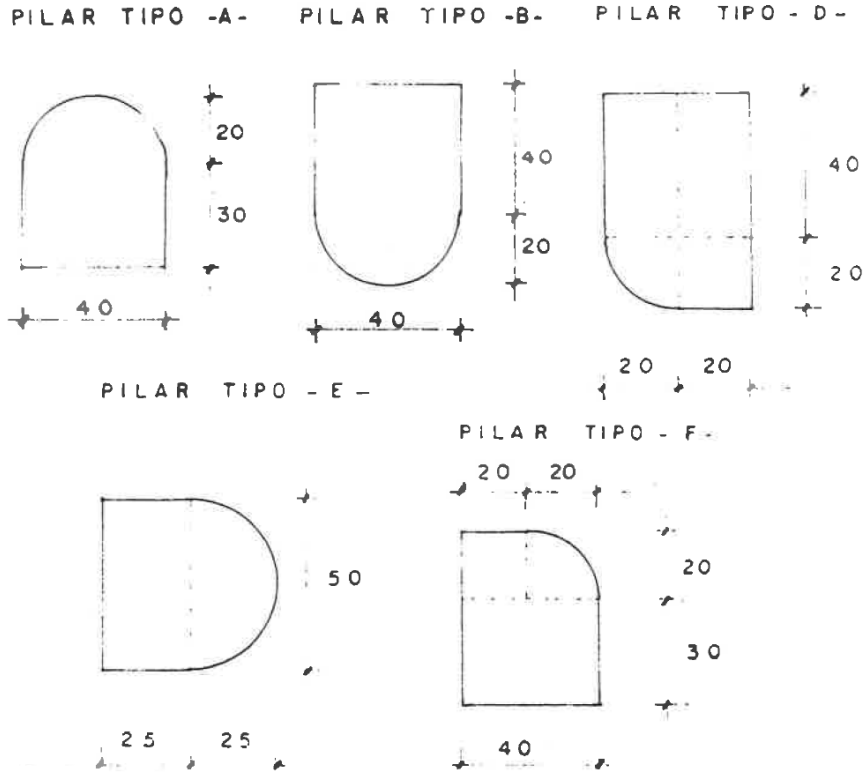


Figura 3. Tipos de secciones de pilares. (Plano de detalles estructurales). [2]

En las tablas 1 y 2 se muestra la información disponible referente a pilares.

Tabla 1. Información de pilares. Ejes 13 a 17. [2]









		PILAR					
		13A	13B	13C	14A - 17A	14B - 17B	14C - 17C
PLANTA	BASE	TIPO "D" 9 \varnothing 16 (2c+2e) \varnothing 6 c/24 	TIPO "D" 8 \varnothing 20 (2c+1e) \varnothing 6 c/30 	TIPO "F" 9 \varnothing 20 (2c+1e) \varnothing 6 c/30 	TIPO "B" 9 \varnothing 20 (2c+2e) \varnothing 6 c/30 	\varnothing 50 16 \varnothing 20 1c \varnothing 6 c/30 	TIPO "A" 16 \varnothing 16 (2c+2e) \varnothing 6 c/24 
	SOTANO	60 x 40 8 \varnothing 16 (1c+2e) \varnothing 6 c/24 3 c/cara			60 x 40 8 \varnothing 20 (1c+2e) \varnothing 6 c/30 3 c/cara		

Tabla 2. Información de pilares. Ejes 18 y 19. [2]

		PILAR					
		18A	18B	18C	19A	19B	19C
PLANTA	BASE	TIPO "B" 16 \varnothing 16 (2c+2e) \varnothing 6 c/24 	\varnothing 50 12 \varnothing 25 1c \varnothing 8 c/35	TIPO "A" 16 \varnothing 16 (2c+2e) \varnothing 6 c/24 	50x40 8 \varnothing 20 (1c+2e) \varnothing 6 c/30 3 c/cara	50x40 8 \varnothing 14 (1c+2e) \varnothing 6 c/21 3 c/cara	40x40 8 \varnothing 20 (1c+2e) \varnothing 6 c/30 3 c/cara
	SOTANO	60 x 40 16 \varnothing 16 (1c+2e) \varnothing 6 c/24 5 c/cara			50 x 40 8 \varnothing 16 (1c+2e) \varnothing 6 c/24 3 c/cara	50 x 40 8 \varnothing 14 (1c+2e) \varnothing 6 c/21 3 c/cara	40 x 40 8 \varnothing 20 (1c+2e) \varnothing 6 c/30 3 c/cara

2.2. Inspección de la estructura

No se observó ninguna patología visible en la estructura, especialmente los elementos de interés (pilares y ménsulas) se encuentran en buen estado. En las figuras 4 y 5 se muestran fotografías donde se pueden apreciar estos elementos en la parte principal del laboratorio, el piso base, así como las vigas carrileras que soportan el puente grúa.



Figura 4. Pilar 13B y su ménsula correspondiente.

Se observó que la mayoría de vigas presentes en la dirección transversal se encuentran flechadas, esto se hace notable en la viga presente en el eje 13 (Figura 6), ya que aquí se encuentra una junta que separa la estructura del laboratorio con la estructura contigua. Sin embargo, no se observan fisuras, por lo que se entiende que no hay riesgo estructural. En la figura 7 se observa la viga contigua, se puede apreciar la diferencia de flechas. Además, esta viga fue importante para determinar el espesor de la losa, ya que se considera que la viga está a nivel de la losa.

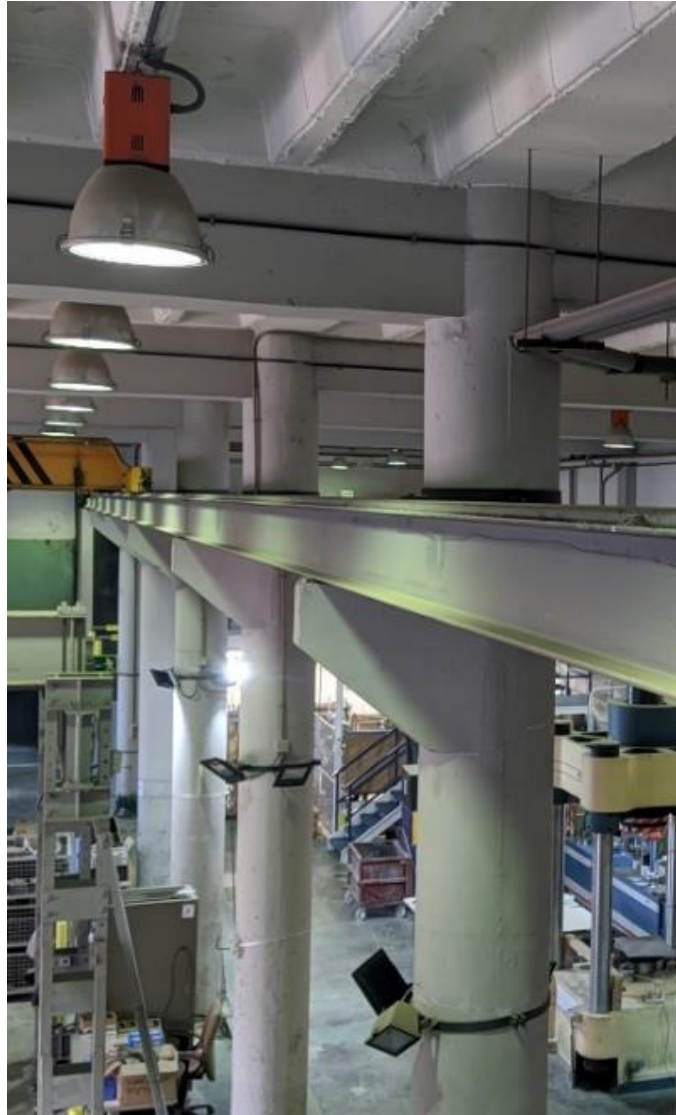


Figura 5. Pilares, ménsulas y viga carrilera presentes en el eje B de la nave.



Figura 6. Viga flectada en el eje 13



Figura 7. Viga contigua a la del eje 13.

En la figura 8 se puede apreciar la losa nervada unidireccional que conforma el techo del laboratorio, además en la misma figura se observan los puentes grúa presentes en el laboratorio.

Se observó que, en el eje 19, las vigas carrileras no están apoyadas en ménsulas. En el eje A, la viga apoya sobre un muro y en el eje B, sobre una columna. Esto se muestran en las figuras 9 y 10.



Figura 8. Losa nervada y puentes grúa.

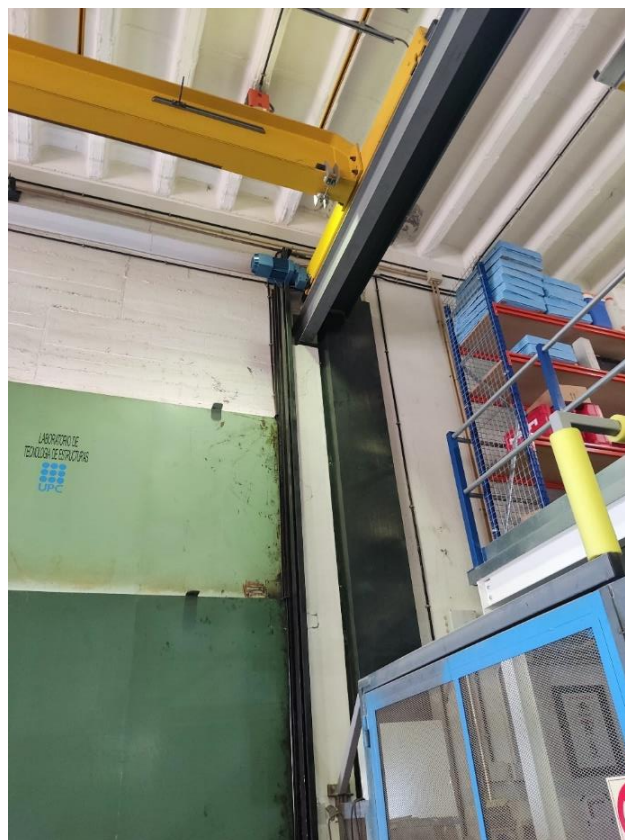


Figura 9. Apoyo de la viga carrilera en la intersección de los ejes 19 y B.



Figura 10. Apoyo de la viga carrilera en la intersección de los ejes 19 y A.

Se observó que las vigas carrileras actualmente están conformadas de un perfil IPN soldado a un perfil UPN, y están conectadas a los pilares, esto se puede apreciar en la figura 11. En algunos puntos de la viga carrilera, se observó un defecto en la conexión con los pilares. Esto se muestra en la figura 12.



Figura 11. Viga carrilera.



Figura 12. Defecto en conexión viga carrilera-pilar.

En el sótano también se observó una buena condición de los diferentes elementos estructurales, en la figura 13 se muestra un pilar del sótano, se pudo observar que todos los pilares cambian de sección a una rectangular en el sótano. En la figura 14 se puede apreciar que existe una viga de un canto considerable en el eje 18.



Figura 13. Pilar del sótano.



Figura 14. Sótano. Viga existente en el eje 18.

En la figura 15 se muestra una fotografía desde el exterior del laboratorio donde se puede observar la estructura metálica de las oficinas del CIMNE, ubicadas sobre la estructura del laboratorio. En las figuras 16 y 17 se muestra la cubierta de la estructura del CIMNE y la maquinaria presente en esta.



Figura 15. Vista exterior del laboratorio.



Figura 16. Cubierta del CIMNE.



Figura 17. Maquinaria presente en la cubierta.

2.3. Levantamiento geométrico

Como se mencionó anteriormente, la información disponible no fue suficiente, se tienen vistas en planta de los diferentes niveles de la edificación y vistas en elevación de la fachada [1]; mas no se tienen datos de la geometría de los diferentes elementos estructurales como son las vigas, muros y la losa de la antigua cubierta del laboratorio (ahora losa de piso de las oficinas del CIMNE), además fue necesario conocer con precisión muchas cotas en planta que no figuran en los planos. Para realizar las mediciones fue de gran utilidad un medidor láser (figura 18).

Fue importante conocer las dimensiones de los distintos elementos, ya que, aunque estos no se verán afectados por el aumento de cargas, su peso es una carga importante en la estructura.



Figura 18. Medidor láser.

De esta forma, se definieron las siguientes propiedades geométricas.

- Losa nervada:
 - Espesor: 30 cm
 - Ancho de nervios: 12.5 cm
 - Ancho de aligeramientos: 25 cm
 - Profundidad de aligeramientos: 25 cm
- Vigas longitudinales:
 - Eje A y C: 40x30 cm
 - Eje B: 50x30 cm
- Vigas transversales:
 - Entre ejes A y B: 40x80 cm
 - Entre ejes B y C: 40x70 cm
- Espesor de muros:
 - En eje 13: 40 cm
 - Resto: 30 cm

- Losa de piso base:
 - Espesor: 35 cm
- Viga transversal en sótano, eje 18: 40x125 cm
- Distancia del piso al paramento superior de las ménsulas: 5.45 m
- Altura del piso base: 7.00 m

2.4. Investigación de la calidad del hormigón

Para evaluar la carga última de los elementos frente a las solicitaciones, es importante conocer la resistencia a compresión del hormigón usado en la obra.

En los planos figura una resistencia a compresión característica de 200 kg/m² [2], es decir de 20 MPa. En el presente estudio no fue posible realizar la extracción de probetas testigos, por lo que se hicieron algunos ensayos no destructivos para confirmar esta información.

2.4.1. Ensayo Esclerométrico

El esclerómetro es un aparato que mide la dureza superficial del hormigón y sus diversas aplicaciones son: medida de la uniformidad de la calidad del hormigón, resistencia a compresión aproximada, resistencia a la abrasión, durabilidad (densidad y curado de la capa exterior) [4]. Para el presente estudio interesa correlacionar el índice de rebote con la resistencia a compresión. En la figura 19 se muestra el equipo usado.



Figura 19. Esclerómetro usado en el estudio.

Método de ensayo: El esclerómetro se sujeta firmemente en una posición que permita transmitir mediante el vástago un impacto perpendicular a la zona de ensayo.

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma UNE-EN 12504-2 [5], cumpliendo las siguientes condiciones:

- Las superficies de ensayo deben estar limpias, secas y ser lo más lisas posibles, eligiendo preferentemente zonas que hayan sido encofradas.
- Se han de tomar, al menos, nueve lecturas. La separación entre lecturas y entre una lectura y el borde la pieza no debe ser inferior a 25mm.
- El resultado se tomará como la mediana de todas las lecturas.

- Si más de la quinta parte (20%) de todas las lecturas difieren de la mediana en más de seis unidades, se descartarán la totalidad de las lecturas.

Realización del ensayo:

- Se efectuó el ensayo en pilares y muros accesibles en la zona del sótano, así como en algunos pilares accesibles en la zona del piso base.
- Se pintó una rejilla con cuadrículas de 5x5cm en los elementos con paramentos planos (pilares y muros del sótano). En el caso de los pilares con paramentos curvos presentes en el piso base del laboratorio se realizaron las diferentes lecturas a lo largo de una línea vertical, siempre separadas 5 cm entre sí.

Los resultados del ensayo se muestran en las tablas 3 y 4. Se muestra el índice de rebote obtenido en cada elemento, su resistencia a compresión estimada, así como el error medio calculado de acuerdo al gráfico de correlación que otorga el fabricante.

Tabla 3. Resultados de los ensayos esclerométricos en el sótano.

Elemento	SOTANO													
	15B		14B		13B	16B	17B	14A	16A	17A	Muro en B 14-15		Muro en B 17-18	
Índice de Rebote	43	34	34	25	30	29	30	32	31	32	37	28	34	32
	34	34	40	30	28	24	26	34	31	30	31	31	35	30
	36	31	34	32	27	27	30	30	30	40	31		28	24
	39	34	31	33	32	24	30	30	30	30	29		32	32
	45	36	31	37	30	30	30	30	29	29	29		33	31
	35	32	28	29	29	29	30	29	32	33	32		25	27
	36	31	29	31	26	24	26	33	30	31	28		34	29
	38	35	29	29	22	35	29	30	28	28	31		31	34
	38	35	30	30	25	30	28	30	28	32	28		35	26
	36	29	29	27	27	35	31	32	30	32	29		34	32
	36	30	30	28	25	26	32	28	28	31	28		31	35
	38	30	29			36	27	30	31	28	30		31	31
Mediana	35		30		27	29	30	30	30	31	29.5		31.5	
20% muestras	4.8		4.6		2.2	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.8		4.8	
# muestras fuera de rango	2		2		0	1	0	0	0	1	1		2	
FC (Mpa)	32		24		20	22	24	24	24	25	23		26	
error medio (%)	19.6		21.8		23	22.4	21.8	21.8	21.8	21.5	22.1		21.2	
error medio (Mpa)	6.272		5.232		4.6	4.928	5.232	5.232	5.232	5.375	5.083		5.512	

Tabla 4. Resultados de los ensayos esclerométricos en el piso base.

Elemento	PISO BASE							
	13B	13A		14A	18A	17B		
Índice de Rebote	42	52	38	40	38	46	40	37
	38	46	43	40	41	46		44
	36	49	40	40		40		40
	36	51		39		40		38
	40	44		39		40		39
	39	37		39		48		40
	35	43		41		42		39
	38	50		42		51		40
	38	45		41		43		41
	38	49		40		44		38
	39	39		40		40		40
	38	44		41		42		
Mediana	38	44		40		42		40
20% muestras	2.4	3		2.8		2.6		2.2
# muestras fuera de rango	0	3		0		1		0
FC (Mpa)	37.5	48		40		42		40
error medio (%)	18.6	16.4		18		17.6		18
error medio (Mpa)	6.975	7.872		7.2		7.392		7.2

2.4.2. Ensayo de ultrasonidos

Se llevo a cabo un ensayo de ultrasonidos en los diferentes pilares presentes tanto en el piso base como en el sótano. El equipo usado fue el Pundit PL-200 de la marca Proceq (Figura 20).



Figura 20. Aparato de Ultrasonidos Pundit PL-200.

El método de la velocidad de propagación de ultrasonidos, se basa en determinar la velocidad de los impulsos ultrasónicos a través del hormigón endurecido. El aparato consiste en un generador de impulsos ultrasónicos, dos palpadores (emisor y receptor) un amplificador y un temporizador electrónico, el cual medirá el tiempo que demora la onda ultrasónica desde que sale del emisor hasta que llega al receptor. La transmisión puede ser directa (entre caras opuestas del elemento), semidirecta (entre caras adyacentes) o indirecta (o superficial, en una misma cara). En el presente estudio se hicieron mediciones indirectas ya que no fue posible realizarlas de otro modo. En la figura 21 se puede apreciar la configuración del aparato para realizar las mediciones.



Figura 21. Configuración de las medidas indirectas.

La tabla 5 muestra la velocidad de pulso obtenidas en los diferentes pilares estudiados. En los pilares del piso base generalmente se tomó un par de medidas, una a un nivel de altura bajo y otra a un nivel de altura medio.

Tabla 5. Resultados del ensayo de propagación de ultrasonidos

Elemento	Nivel y ubicación		Velocidad de pulso (m/s)
13B	PB	Bajo	3838
		Medio	4203
	Sótano		2981
14A	PB	Bajo	3739
	Sótano		2837
14B	PB	Bajo	3388
		Medio	3635
	Sótano		3618
15A	Sótano		4220
15B	PB	Bajo	4210
		Medio	3841
	Sótano		3829
16A	PB	Bajo	4137
	Sótano		2988
16B	PB	Bajo	4073
		Medio	3726
	Sótano		3990
17A	PB	Bajo	3727
	Sótano		2801
17B	PB	Bajo	4614
		Medio	4360
	Sótano		3937
18A	PB	Bajo	2762
18B	PB	Bajo	3901
		Medio	3600
		Alto	4055

2.4.3. Análisis de resultados de los ensayos no destructivos

Según el apartado 86.8 de la EHE [6], la fiabilidad de los ensayos relativos a la determinación del índice de rebote y a la velocidad de propagación de ultrasonidos está condicionada a relacionar sus resultados con la extracción de probetas testigo. Ya que no se extrajeron probetas testigo, no se pueden relacionar directamente los resultados obtenidos con la resistencia a compresión del hormigón de la estructura. Sin embargo, se procedió a analizar estos resultados.

En las tablas 6 y 7 se muestra el análisis estadístico de los resultados obtenidos mediante el ensayo esclerométrico.

Tabla 6. Análisis estadístico del ensayo esclerométrico en los elementos del sótano.

	Análisis de los resultados del sótano		
	Valor medio	Valor inferior	Valor superior
Media (MPa)	24.40	19.13	29.67
Mediana (MPa)	24.00	18.77	29.23
Desv. típ. (MPa)	3.13	2.70	3.57

Tabla 7. Análisis estadístico del ensayo esclerométrico en los elementos del piso base.

Análisis de los resultados del piso base			
	Valor medio	Valor inferior	Valor superior
Media (MPa)	41.50	34.17	48.83
Mediana (MPa)	40.00	32.80	47.20
Desv. típ. (MPa)	3.97	3.63	4.31

De los resultados del ensayo esclerométrico, se puede observar que la media de los valores inferiores (tomando en cuenta el error medio proporcionado por el fabricante del esclerómetro), es de 19 MPa, valor muy cercano a los 20 MPa que indican los planos.

Luego, aunque no se puede correlacionar la velocidad de propagación de ultrasonidos con la resistencia a compresión del hormigón, puede usarse como indicador de la calidad del hormigón [4] de acuerdo a los datos mostrados en la tabla 8.

Con respecto a la velocidad de ultrasonidos, se obtuvieron resultados muy variables, obteniendo un valor mínimo de 2762 m/s y un valor máximo de 4614 m/s. La media de los valores obtenidos fue de 3731 m/s. Lo que sugiere que el hormigón es de buena calidad.

Tabla 8. Correlación entre la velocidad de propagación de ultrasonido y la calidad del hormigón.[4]

VELOCIDAD PROPAGACION (m/seg)	CALIDAD DEL HORMIGÓN
> 4.500	EXCELENTE
3.500 a 4.500	BUENO
3.000 a 3.500	ACEPTABLE
2.000 a 3.000	DEFICIENTE
< 2.000	MUY DEFICIENTE

En conclusión, aunque no se puede aplicar una correlación simple entre el índice de rebote y la resistencia a compresión del hormigón y a pesar de que, con el tiempo, la resistencia del hormigón va incrementando se decidió trabajar con un valor de $f_{ck} = 20\text{MPa}$ para ubicarse dentro del lado de la seguridad. Ya que la estructura se diseñó con una resistencia característica a los 28 días de $f_{ck} = 20\text{MPa}$, y se observó que el menor resultado obtenido con el esclerómetro fue de $20 \pm 4.6\text{MPa}$.

3. ACCIONES INDUCIDAS POR LOS PUENTES GRÚA

En este capítulo se analizarán las acciones producidas por los puentes grúa en la viga carrilera y su transferencia a la estructura principal. Para ello, se analizan dos normativas, la UNE 76-201-88 [7] y el EC1-3 [8], de las que se hablará a continuación.

3.1. Normativas

Se reconocieron dos normas que definen las acciones inducidas por los puentes grúa:

- UNE 76-201-88: Caminos de rodadura de puentes grúa. [7]
- Eurocódigo 1: Acciones en estructuras – Parte 3: Acciones inducidas por grúas y maquinaria. [8]

Las dos normativas no hacen diferencia en el cálculo de acciones verticales, ya que estas cargas se basan sólo en el cálculo de las reacciones en cada viga carrilera considerando al puente grúa como una viga isostática [9].

La principal diferencia entre estas dos normativas está en el cálculo de las acciones horizontales:

- La norma UNE 76-201-88 toma en consideración la aceleración media del puente grúa o del carro para calcular estas acciones. Y define tres causas de las acciones horizontales: aceleración del puente, aceleración del carro y marcha oblicua [7].
- El EC1-3 toma en consideración diversos factores como la configuración de las ruedas, el número de ruedas motrices o la geometría de los rieles sobre los que se movilizan las ruedas del puente grúa. Y presenta una nueva causa de estas acciones; además de la aceleración del carro o del puente, se pueden generar fuerzas horizontales debido a la inclinación del puente grúa [8]. Más adelante se podrá apreciar que esta acción es la más desfavorable.

Ambas normativas toman en cuenta factores dinámicos, la diferencia está en la cantidad y en la aplicación de estos. La norma UNE 76-201-88 especifica un único factor dinámico que se aplica a la reacción de las ruedas [7], mientras que el EC1-3 especifica distintos factores dinámicos, aplicados al peso propio del puente, a la carga nominal o a los efectos de la aceleración del puente grúa [8].

Además, el EC1-3 define varios grupos de carga para tomar en consideración las distintas acciones horizontales y establecer una acción característica del puente grúa [8].

En vista de que la norma UNE 76-201-88 data del año 1988 y el EC1-3 data del año 2006, se decidió trabajar con este último. Posteriormente se explicará el cálculo de cada una de las acciones inducidas por los puentes grúa.

3.2. Datos de los puentes grúa

Se indicarán las propiedades geométricas y los detalles mecánicos de los puentes grúa. Más adelante, en el cálculo de acciones, se mencionarán otras características cuando se considere oportuno.

Las siguientes propiedades geométricas son de interés para el cálculo de las acciones:

- Luz del puente grúa : 10,00 m
- Espaciamiento entre ruedas : 2,60 m
- Excentricidad mínima entre el carro y soportes : 0,875 m

En la tabla 9 se indican las propiedades mecánicas, diferenciadas por la capacidad nominal de cada grúa. Al peso propio del puente sin el carro se le denominó Q_{c1} y al peso propio del carro se le denominó Q_{c2} , mientras que a la carga nominal se le denominó Q_h . Estas propiedades fueron suministradas por la empresa dedicada a las grúas “GH Cranes”. En la Figura 22 se puede observar un esquema definiendo estas cargas.

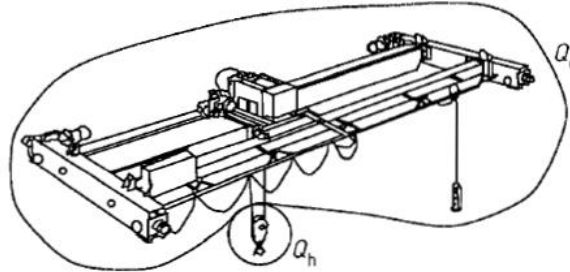


Figura 22. Definición de la carga útil y el peso propio del puente grúa.

Tabla 9. Propiedades mecánicas de cada puente grúa.

Capacidad del puente grúa	Q_{c1} (Kg)	Q_{c2} (Kg)	Q_h (Kg)
8T	1850	685	8000
10T	2133	651	10000
12.5T	2288	651	12500

3.3. Cálculo de acciones

De acuerdo al EC1-3, las acciones inducidas por las grúas deben ser clasificadas como acciones variables, las cuales se separan en acciones verticales y horizontales [8]:

- Acciones verticales causadas por el peso propio del puente grúa y por la carga útil.
- Acciones horizontales causadas por aceleración o deceleración o por inclinación u otros efectos dinámicos.

Los valores representativos de las acciones inducidas por los puentes grúa son valores característicos compuestos de una componente estática y una componente dinámica. Las componentes dinámicas son tomadas en cuenta mediante factores de amplificación dinámica ϕ , los cuales se aplicarán a los valores estáticos de las acciones. En la tabla 10 se muestran los diferentes factores dinámicos, los efectos que consideran y su aplicación.

Tabla 10. Factores dinámicos φ_i . [8]

Dynamic factors	Effects to be considered	To be applied to
φ_1	– excitation of the crane structure due to lifting the hoist load off the ground	self-weight of the crane
φ_2 or φ_3	–dynamic effects of transferring the hoist load from the ground to the crane –dynamic effects of sudden release of the payload if for example grabs or magnets are used	hoist load
φ_4	–dynamic effects induced when the crane is travelling on rail tracks or runways	self-weight of the crane and hoist load
φ_5	–dynamic effects caused by drive forces	drive forces
φ_6	–dynamic effects of a test load moved by the drives in the way the crane is used	test load
φ_7	–dynamic elastic effects of impact on buffers	buffer loads

La simultaneidad de los diferentes componentes de las acciones del puente grúa se toman en consideración mediante grupos de cargas como se muestra en la tabla 11. Cada uno de estos grupos define una acción de grúa para la combinación con las demás cargas de la estructura. Se observa que en cada grupo de carga solo tiene lugar un efecto que produce acciones horizontales.

Tabla 11. Grupos de cargas y factores dinámicos a ser considerados como una acción característica. [8]

		Symbol	Section	Groups of loads									
				Ultimate Limit State							Test load	Accidental	
				1	2	3	4	5	6	7			8
1	Self-weight of crane	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Hoist load	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	η^1	-	1	1
3	Acceleration of crane bridge	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Skewing of crane bridge	H_S	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Acceleration or braking of crab or hoist block	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	In-service wind	F_W^*	Annex A	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Test load	Q_T	2.10	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Buffer force	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Tilting force	H_{TA}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

NOTE: For out of service wind, see Annex A.

¹ η is the proportion of the hoist load that remains when the payload is removed, but is not included in the self-weight of the crane.

Los diferentes factores se determinaron de acuerdo a las recomendaciones dadas en las Tablas 2.4, 2.5 y 2.6 del EC1-Parte 3 [8]. A continuación se indican los valores asumidos y una breve explicación de cada uno de ellos.

- φ_1 : Toma en cuenta la excitación vibracional de la estructura de la grúa debida al levantamiento de la carga desde el piso y se aplica al peso propio de la grúa (Q_{c1} y Q_{c2}). $\varphi_1 = 1,1$ (valor superior para los pulsos vibracionales).
- φ_2 : Sólo se aplica a la carga del polipasto y toma en cuenta los efectos dinámicos cuando la carga es transferida del piso a la grúa. Este factor de amplificación depende de la clase de elevación (hoisting class) de la grúa y de la velocidad de elevación de ésta. Se asume que la grúa se clasifica como HC3. Recomendaciones sobre la clasificación de grúas se dan en el Anexo B del EC1 – Parte 3. La velocidad de elevación es un dato otorgado por el fabricante y es de 0.10 m/s.

$$\varphi_2 = \varphi_{2, \min} + \beta_2 * v_h \quad (3.1)$$

De la ecuación (3.1):

$$\varphi_2 = 1.15 + 0.51 * 0.1 = 1.20$$

Los parámetros $\varphi_{2, \min}$ y β_2 se obtuvieron de la tabla 2.5 del EC1 – Parte 3 [8].

- φ_3 : Considera los efectos dinámicos de la liberación repentina de la carga útil si, por ejemplo, se usan dispositivos magnéticos. Se supone que no existirá una liberación repentina de la carga. $\varphi_3 = 1,00$.
- φ_4 : Este factor de amplificación se aplicará al peso propio de la grúa y a la carga útil, y toma en cuenta los efectos dinámicos inducidos cuando la grúa se traslada sobre rieles si estos no cumplen las tolerancias especificadas en el EC3 – Parte 6 [10]. Se supone que las tolerancias para los rieles cumplen con lo especificado. $\varphi_4 = 1,00$.
- φ_5 : Este factor de amplificación se aplica a las fuerzas impulsoras, toma en cuenta los efectos dinámicos debidos a ellas y sus características. Se supone que la fuerza impulsora cambia suavemente. $\varphi_5 = 1,50$.

3.3.1. Cargas verticales

Las cargas verticales máximas y mínimas fueron calculadas de acuerdo a los esquemas mostrados en las figuras 23 y 24.

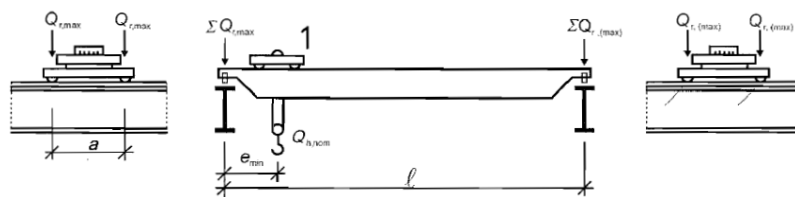


Figura 23. Disposición de la grúa cargada para obtener la máxima carga en la viga carrilera. [8]

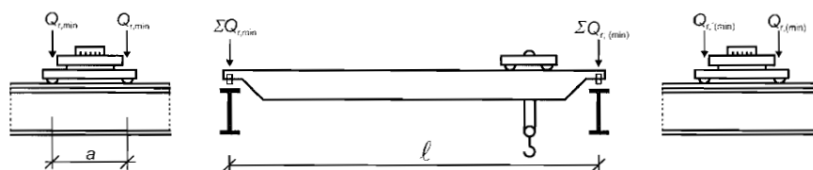


Figura 24. Disposición de la grúa descargada para obtener la mínima carga en la viga carrilera. [8]

Donde:

$Q_{r,max}$	es la carga máxima por rueda de la grúa cargada
$Q_{r,(max)}$	es la carga acompañante por rueda de la grúa cargada
$\Sigma Q_{r,max}$	es la suma de las cargas máximas $Q_{r,max}$ por carrilera de la grúa cargada
$\Sigma Q_{r,(max)}$	es la suma de las cargas acompañantes máximas $Q_{r,(max)}$ por carrilera de la grúa cargada
$Q_{r,min}$	es la carga mínima por rueda de la grúa descargada
$Q_{r,(min)}$	es la carga acompañante por rueda de la grúa descargada
$\Sigma Q_{r,min}$	es la suma de las cargas mínimas $Q_{r,min}$ por carrilera de la grúa descargada
$\Sigma Q_{r,(min)}$	es la suma de las cargas acompañantes mínimas $Q_{r,(min)}$ por carrilera de la grúa descargada
$Q_{h,nom}$	es la carga nominal de la grúa
e_{min}	excentricidad mínima de la carga
l	luz del puente grúa

A continuación, se muestra el cálculo de las acciones verticales para la grúa de capacidad 12.5 toneladas.

3.3.1.1. Grúa descargada

Grupos de carga 1 y 2

$$\begin{aligned}\varphi_1 = 1.1 & \Rightarrow Q_{c1,k} = 1.1 * 22.45 \text{ kN} = 24.69 \text{ kN} \\ & \Rightarrow Q_{c2,k} = 1.1 * 6.39 \text{ kN} = 7.02 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\Sigma Q_{r,(min)} = \frac{Q_{c1,k}}{2} + \left(1 - \frac{e_{min}}{l}\right) * Q_{c2,k} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,(min)} &= \frac{24.69}{2} + \left(1 - \frac{0.875}{10}\right) * 7.02 = 18.76 \text{ kN} \\ &\Rightarrow Q_{r,(min)} = 9.38 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\Sigma Q_{r,min} = \frac{Q_{c1,k}}{2} + \frac{e_{min}}{l} * Q_{c2,k} \quad (3.3)$$

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,min} &= \frac{24.69}{2} + \frac{0.875}{10} * 7.02 = 12.96 \text{ kN} \\ &\Rightarrow Q_{r,min} = 6.48 \text{ kN}\end{aligned}$$

Grupos de carga 3, 4, 5 y 6

$$\begin{aligned}\varphi_4 = 1.0 & \Rightarrow Q_{c1,k} = 22.45 \text{ kN} \\ & \Rightarrow Q_{c2,k} = 6.39 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\sum Q_{r,(min)} = \frac{22.45}{2} + \left(1 - \frac{0.875}{10}\right) * 6.39 = 17.05 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{r,(min)} = 8.53 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{r,min} = \frac{22.45}{2} + \frac{0.875}{10} * 6.39 = 11.78 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{r,min} = 5.89 \text{ kN}$$

3.3.1.2. Grúa cargada

Grupo de carga 1

$$\varphi_1 = 1.1 \quad \Rightarrow Q_{c1,k} = 1.1 * 22.45 \text{ kN} = 24.69 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{c2,k} = 1.1 * 6.39 \text{ kN} = 7.02 \text{ kN}$$

$$\varphi_2 = 1.2 \quad \Rightarrow Q_{h,k} = 1.2 * 122.625 \text{ kN} = 147.24 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{r,(max)} = \frac{Q_{c1,k}}{2} + \frac{e_{min}}{l} * (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \quad (3.4)$$

$$\sum Q_{r,(max)} = \frac{24.69}{2} + \frac{0.875}{10} * (7.02 + 147.24) = 25.84 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{r,(max)} = 12.92 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{Q_{c1,k}}{2} + \left(1 - \frac{e_{min}}{l}\right) * (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \quad (3.5)$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{24.69}{2} + \left(1 - \frac{0.875}{10}\right) * (7.02 + 147.24) = 153.11 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow Q_{r,max} = 76.56 \text{ kN}$$

Grupo de carga 2

$$\varphi_1 = 1.1 \quad \Rightarrow Q_{c1,k} = 1.1 * 22.45 \text{ kN} = 24.69 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{c2,k} = 1.1 * 6.39 \text{ kN} = 7.02 \text{ kN}$$

$$\varphi_3 = 1.0 \quad \Rightarrow Q_{h,k} = 122.63 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{r,(max)} = \frac{24.6}{2} + \frac{0.875}{10} * (7.02 + 122.63) = 23.69 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{r,(max)} = 11.84 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{24.6}{2} + \left(1 - \frac{0.875}{10}\right) * (7.02 + 122.63) = 130.65 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{r,max} = 65.33 \text{ kN}$$

Grupos de carga 4, 5 y 6

$$\varphi_4 = 1.0 \quad \Rightarrow Q_{c1,k} = 22.45 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{c2,k} = 6.39 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{h,k} = 122.63 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{r,(max)} = \frac{22.45}{2} + \frac{0.875}{10} * (6.39 + 122.63) = 22.51 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{r,(max)} = 11.26 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{22.45}{2} + \left(1 - \frac{0.875}{10}\right) * (6.39 + 122.63) = 128.95 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_{r,max} = 64.47 \text{ kN}$$

3.3.2. Fuerzas horizontales

En esta sección se mostrará cómo se calcularon las siguientes fuerzas horizontales:

- Fuerzas horizontales causadas por aceleración y deceleración del puente grúa (H_L y H_T).
- Fuerzas horizontales causadas por inclinación del puente grúa (H_{s,L} y H_{s,T}).
- Fuerzas horizontales causadas por aceleración y deceleración del carro (H_{T,3}).

Además, a modo de ejemplo, se mostrarán los cálculos hechos para determinar las acciones inducidas por el puente grúa de 12.5 toneladas.

3.3.2.1. Causadas por aceleración y deceleración de la grúa

Fuerza motriz

La fuerza motriz K, es la que genera las cargas horizontales debido a la aceleración o frenado de la grúa, tanto transversales como longitudinales. Esta fuerza depende de la fricción rueda-riel y de la configuración de la tracción de las ruedas. El EC1-3 especifica que las grúas modernas no suelen tener una tracción central por lo que se consideró una rueda motriz en cada eje [8]. En la figura 25 se muestra la definición de la fuerza motriz. La fuerza K es la suma de K₁ y K₂, una en cada riel.

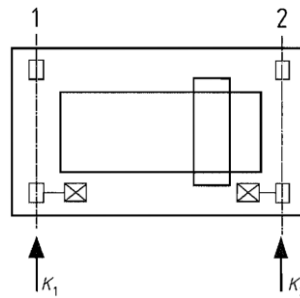


Figura 25. Definición de la fuerza motriz K. [8]

Factor de rozamiento : $\mu = 0.2$

Número de ruedas motrices : $m_w = 2$

$$K = K_1 + K_2 = \mu \sum Q_{r,min}^* \tag{3.6}$$

$$\sum Q_{r,min}^* = m_w Q_{r,min} \tag{3.7}$$

De las ecuaciones (3.6) y (3.7), para el caso del puente grúa de 12.5t:

$$\sum Q_{r,min}^* = m_w Q_{r,min} = 2 * 5.89 = 11.78 \text{ kN}$$

$$K = 0.2 * 11.78 = 2.36 \text{ kN}$$

Fuerzas longitudinales

Las fuerzas longitudinales $H_{L,i}$ aplicadas a cada viga carrilera (Figura 26) se calculan de la siguiente forma:

$$H_{L,i} = \varphi_5 K \frac{1}{n_r} \tag{3.8}$$

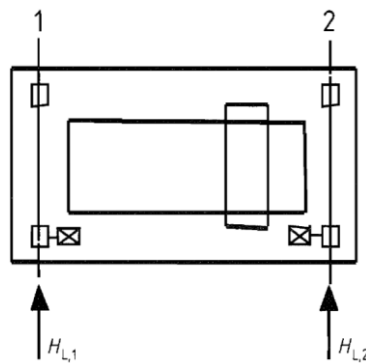


Figura 26. Fuerzas horizontales longitudinales $H_{L,i}$ [8]

donde:

n_r es el número de vigas carrileras;

K es la fuerza motriz

φ_5 es el factor dinámico = 1.5

i es el índice para identificar la viga carrilera ($i = 1,2$).

De las ecuaciones (3.8), para el caso del puente grúa de 12.5t:

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 * 2.36 * \frac{1}{2} = 1.77 \text{ kN}$$

Fuerzas transversales H_T

El momento M generado por la fuerza motriz que debería ser aplicada en el centro de masa es equilibrado por fuerzas horizontales transversales $H_{T,1}$ y $H_{T,2}$ (Figura 27).

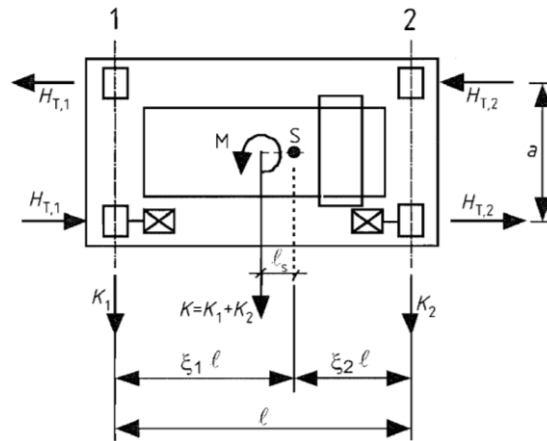


Figura 27. Definición de las fuerzas transversales $H_{T,i}$ [8]

Las fuerzas transversales se calculan con las siguientes expresiones:

$$H_{T,1} = \varphi_5 \xi_2 \frac{M}{a} \quad (3.9)$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \xi_1 \frac{M}{a} \quad (3.10)$$

donde:

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r} \quad (3.11)$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 \quad (3.12)$$

$$\sum Q_r = \sum Q_{r,max} + \sum Q_{r,(max)} \quad (3.13)$$

a es el espaciamiento entre ruedas

$$M = K l_s \quad (3.14)$$

$$l_s = (\xi_1 - 0.5)l \quad (3.15)$$

Usando las expresiones de las ecuaciones (3.9) a la (3.15), para el caso del puente grúa de 12.5t:

$$\xi_1 = \frac{128.95}{128.95 + 22.51} = 0.851$$

$$\xi_2 = 1 - 0.851 = 0.149$$

$$l_s = (0.851 - 0.5) * 10 = 3.51 \text{ m}$$

$$M = 2.36 * 3.51 = 8.28 \text{ kN.m}$$

$$H_{T,1} = 1.5 * 0.149 * \frac{8.28}{2.6} = 0.71 \text{ kN}$$

$$H_{T,2} = 1.5 * 0.851 * \frac{8.28}{2.6} = 4.07 \text{ kN}$$

3.3.2.2. Causadas por inclinación de la grúa

La fuerza guía S y las fuerzas horizontales $H_{S,i,j,k}$ causadas por la inclinación de la grúa (figura 28) se pueden obtener de la siguiente forma:

$$S = f \lambda_{S,j} \sum Qr \quad (3.16)$$

$$H_{S,1,j,L} = f \lambda_{S,1,j,L} \sum Qr \quad (3.17)$$

$$H_{S,2,j,L} = f \lambda_{S,2,j,L} \sum Qr \quad (3.18)$$

$$H_{S,1,j,T} = f \lambda_{S,1,j,T} \sum Qr \quad (3.19)$$

$$H_{S,2,j,T} = f \lambda_{S,2,j,T} \sum Qr \quad (3.20)$$

donde:

f es el factor "no-positivo"

$\lambda_{S,i,j,k}$ es el factor de fuerza

i es el riel i

j es el par de ruedas j

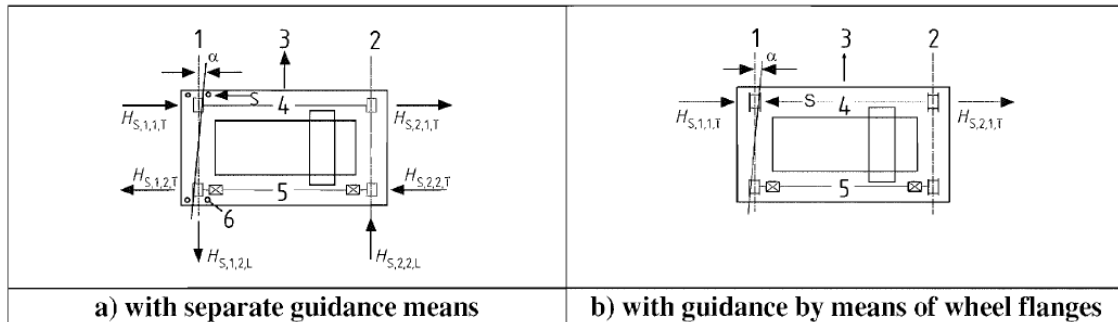
k es la dirección de la fuerza (L = longitudinal, T = transversal)

La expresión para determinar el factor "no-positivo" es la siguiente:

$$f = 0.3 * (1 - \exp(-250\alpha)) \leq 0.3 \quad (3.21)$$

donde α es el ángulo de inclinación, y se puede determinar de la siguiente manera:

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0.015 \text{ rad} \quad (3.22)$$



Key

- 1 Rail i = 1
- 2 Rail i = 2
- 3 Direction of motion
- 4 Wheel pair j = 1
- 5 Wheel pair j = 2
- 6 Guide means

Figura 28. Configuración de fuerzas longitudinales y transversales en las ruedas, causadas por la inclinación de la grúa. [8]

En la tabla 12 se definen α_F , α_v y α_0 .

Tabla 12. Definición de α_F , α_v y α_0 . [8]

Angles α_i	Minimum values of α_i
$\alpha_F = \frac{0,75x}{a_{ext}}$	$0,75x \geq 5 \text{ mm}$ for guide rollers
	$0,75x \geq 10 \text{ mm}$ for wheel flanges
$\alpha_v = \frac{y}{a_{ext}}$	$y \geq 0,03b \text{ mm}$ for guide rollers
	$y \geq 0,10b \text{ mm}$ for wheel flanges
α_0	$\alpha_0 = 0,001$
Where: a_{ext} is the spacing of the outer guidance means or flanged wheels on the guiding rail; b is the width of the rail head; x is the track clearance between the rail and the guidance means (lateral slip); y is the wear of the rail and the guidance means; α_0 is the tolerance on wheel and rail directions.	

De las expresiones dadas en la tabla 12 y la ecuación (3.22):

$$\alpha_F = \frac{10}{2600} = 0.00385 \text{ rad}$$

$$\alpha_v = \frac{5}{2600} = 0.00192 \text{ rad} \quad (\text{Se proyecta un riel rectangular de } 50 \times 30 \text{ mm})$$

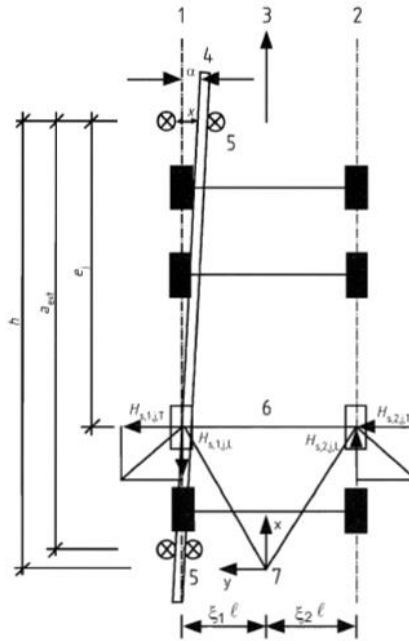
$$\alpha_0 = 0.001 \text{ rad}$$

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_v + \alpha_0 = 0.00385 + 0.00192 + 0.001 = 0.00677$$

Entonces, el factor “no-positivo”, de acuerdo a la ecuación (3.21) es:

$$f = 0.3 * (1 - \exp(-250 * 0.00677)) = 0.2448$$

El factor de fuerza $\lambda_{S,i,j,k}$ depende de la combinación de los pares de ruedas y la distancia h entre el centro instantáneo de rotación y el medio de conducción, es decir el par de ruedas frontal en la dirección del movimiento (Figura 29). El valor de la distancia h se puede determinar mediante la tabla 13. El factor de fuerza $\lambda_{S,i,j,k}$ puede ser determinado mediante las expresiones dadas en la tabla 14.



Key

- 1 Rail i = 1
- 2 Rail i = 2
- 3 Direction of motion
- 4 Direction of rail
- 5 Guidance means
- 6 Wheel pair j
- 7 Instantaneous centre of rotation

Figura 29. Definición del ángulo α y de la distancia h . [8]

Tabla 13. Determinación de la distancia h . [8]

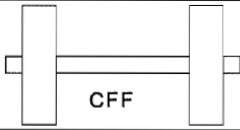
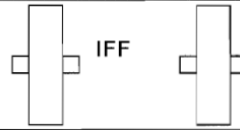
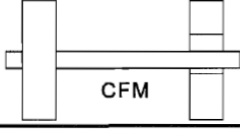
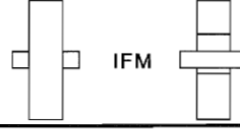
Fixing of wheels according to lateral movements	Combination of wheel pairs		h
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF			$\frac{m\xi_1\xi_2l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
Fixed/Movable FM			$\frac{m\xi_1l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
Where:			
h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means;			
m is the number of pairs of coupled wheels ($m = 0$ for independent wheel pairs);			
ξ_1 is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;			
ξ_2 is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;			
l is the span of the appliance;			
e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means.			

Tabla 14. Definición de los valores de $\lambda_{S,i,j,k}$. [8]

System	$\lambda_{S,j}$	$\lambda_{S,1,j,L}$	$\lambda_{S,1,j,T}$	$\lambda_{S,2,j,L}$	$\lambda_{S,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2l}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2 \left(1 - \frac{\sum e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2l}{n h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0
Where:					
n is the number of wheel pairs;					
ξ_1 is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;					
ξ_2 is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;					
l is the span of the appliance;					
e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means;					
h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means.					

Tomando en consideración que las ruedas tienen una configuración IFF, es decir independientes y fijas, y de acuerdo a las tablas 13 y 14, se calcularon los siguientes valores:

$$e_1 = 0$$

$$e_2 = a = 2.60 \text{ m}$$

$$m = 0$$

$$h = \frac{m\xi_1\xi_2l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j} = \frac{0 + 2.6^2}{2.6} = 2.6 \text{ m}$$

$$\lambda_S = 1 - \frac{\sum e_j}{nh} = 1 - \frac{2.6}{2 * 2.6} = 0.5$$

$$\lambda_{S,1,L} = \lambda_{S,2,L} = 0$$

para el par de ruedas 1

$$\lambda_{S,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.149}{2} \left(1 - \frac{0}{2.6}\right) = 0.0743$$

$$\lambda_{S,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.851}{2} \left(1 - \frac{0}{2.6}\right) = 0.4257$$

para el par de ruedas 2

$$\lambda_{S,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0.149}{2} \left(1 - \frac{2.6}{2.6}\right) = 0$$

$$\lambda_{S,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0.851}{2} \left(1 - \frac{2.6}{2.6}\right) = 0$$

Fuerzas longitudinales

De acuerdo a los factores de fuerza $\lambda_{S,1,L}$ y $\lambda_{S,2,L}$, no se producirán fuerzas longitudinales debido a la inclinación de la grúa.

Fuerzas transversales

Las fuerzas transversales originadas debido a la inclinación de la grúa dependen de la fuerza guía S. De acuerdo a los factores de fuerza $\lambda_{S,1,2,T}$ y $\lambda_{S,2,2,T}$, no se producirán fuerzas transversales en el segundo par de ruedas. Con las ecuaciones (3.16), (3.19) y (3.20) se calcularon los siguientes valores, para el puente grúa de 12.5t:

Fuerza guía S:

$$S = f \lambda_S \sum Q_r = 0.2448 * 0.5 * (128.95 + 22.51) = 18.54 \text{ kN}$$

Para el par de ruedas 1:

$$H_{S,1,1,T} = f \lambda_{S,1,1,T} \sum Q_r = 0.2448 * 0.0743 * (128.95 + 22.51) = 2.76 \text{ kN}$$

$$H_{S,2,1,T} = f \lambda_{S,2,1,T} \sum Q_r = 0.2448 * 0.4257 * (128.95 + 22.51) = 15.78 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow H_{S,1,T} = S - H_{S,1,1,T} = 15.78 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow H_{S,2,T} = S - H_{S,1,T} = 15.78 \text{ kN}$$

3.3.2.3. Causadas por aceleración o deceleración del carro

La fuerza horizontal $H_{T,3}$ causada por la aceleración o deceleración del carro se puede asumir como el 10% de la suma de la carga nominal y el peso del carro [8].

$$H_{T,3} = 0.1 * (Q_{h,nom} + Q_{c2}) \quad (3.23)$$

De la ecuación (3.23), para el puente grúa de 12.5t:

$$H_{T,3} = 0.1 * (122.63 + 6.39) = 12.90 \text{ kN}$$

3.4. Resumen de cargas

En las tablas 15, 16, y 17 se muestran las acciones calculadas para cada puente grúa.

Tabla 15. Acciones inducidas por un puente grúa de 8T.

Grupo de cargas			1	2	3	4	5	6
Factor de amplificación considerado para el grupo de cargas			$\phi 1 =$ 1.1	$\phi 1 =$ 1.1	$\phi 1 =$ 1.0	$\phi 4 =$ 1.0	$\phi 4 =$ 1,00	$\phi 4 =$ 1,00
			$\phi 1 =$ 1.2	$\phi 3 =$ 1.0	$\phi 5 =$ 1.5	$\phi 5 =$ 1.5		
			$\phi 5 =$ 1.5	$\phi 5 =$ 1.5				
Cargas Verticales	Peso propio de la grúa	Qr,(min)	8.36	8.36	7.60	7.60	7.60	7.60
		Qr,min	5.31	5.31	4.83	4.83	4.83	4.83
	Peso propio de la grúa y carga útil	Qr,(max)	9.44	8.75	-	8.26	8.26	8.26
		Qr,max	51.37	44.17	-	43.41	43.41	43.41
Cargas Horizontales	Aceleración de la grúa	HL,1	1.45	1.45	1.45	1.45	-	-
		HL,2	1.45	1.45	1.45	1.45	-	-
		HT,1	0.61	0.61	0.61	0.61	-	-
		HT,2	3.18	3.18	3.18	3.18	-	-
	Inclinación de la grúa	HS1,L	-	-	-	-	0.00	-
		HS2,L	-	-	-	-	0.00	-
		HS1,T	-	-	-	-	10.63	-
		HS2,T	-	-	-	-	10.63	-
	Aceleración del carro	HT,3	-	-	-	-	-	8.52

Tabla 16. Acciones inducidas por un puente grúa de 10T.

Grupo de cargas			1	2	3	4	5	6
Factor de amplificación considerado para el grupo de cargas			$\varphi 1 = 1.1$	$\varphi 1 = 1.1$	$\varphi 1 = 1.0$	$\varphi 4 = 1.0$	$\varphi 4 = 1,00$	$\varphi 4 = 1,00$
			$\varphi 1 = 1.2$	$\varphi 3 = 1.0$	$\varphi 5 = 1.5$	$\varphi 5 = 1.5$		
			$\varphi 5 = 1.5$	$\varphi 5 = 1.5$				
Cargas Verticales	Peso propio de la grúa	Qr,(min)	8.96	8.96	8.14	8.14	8.14	8.14
		Qr,min	6.06	6.06	5.51	5.51	5.51	5.51
	Peso propio de la grúa y carga útil	Qr,(max)	11.22	10.35	-	9.80	9.80	9.80
		Qr,max	62.72	53.72	-	52.90	52.90	52.90
Cargas Horizontales	Aceleración de la grúa	HL,1	1.65	1.65	1.65	1.65	-	-
		HL,2	1.65	1.65	1.65	1.65	-	-
		HT,1	0.68	0.68	0.68	0.68	-	-
		HT,2	3.69	3.69	3.69	3.69	-	-
	Inclinación de la grúa	HS1,L	-	-	-	-	0.00	-
		HS2,L	-	-	-	-	0.00	-
		HS1,T	-	-	-	-	12.95	-
		HS2,T	-	-	-	-	12.95	-
	Aceleración del carro	HT,3	-	-	-	-	-	10.45

Tabla 17. Acciones inducidas por el puente grúa de 12.5 T.

Grupo de cargas			1	2	3	4	5	6
Factor de amplificación considerado para el grupo de cargas			$\varphi 1 = 1.1$	$\varphi 1 = 1.1$	$\varphi 1 = 1.0$	$\varphi 4 = 1.0$	$\varphi 4 = 1,00$	$\varphi 4 = 1,00$
			$\varphi 1 = 1.2$	$\varphi 3 = 1.0$	$\varphi 5 = 1.5$	$\varphi 5 = 1.5$		
			$\varphi 5 = 1.5$	$\varphi 5 = 1.5$				
Cargas Verticales	Peso propio de la grúa	Qr,(min)	9.38	9.38	8.53	8.53	8.53	8.53
		Qr,min	6.48	6.48	5.89	5.89	5.89	5.89
	Peso propio de la grúa y carga útil	Qr,(max)	12.92	11.84	-	11.26	11.26	11.26
		Qr,max	76.56	65.33	-	64.47	64.47	64.47
Cargas Horizontales	Aceleración de la grúa	HL,1	1.77	1.77	1.77	1.77	-	-
		HL,2	1.77	1.77	1.77	1.77	-	-
		HT,1	0.71	0.71	0.71	0.71	-	-
		HT,2	4.07	4.07	4.07	4.07	-	-
	Inclinación de la grúa	HS1,L	-	-	-	-	0.00	-
		HS2,L	-	-	-	-	0.00	-
		HS1,T	-	-	-	-	15.78	-
		HS2,T	-	-	-	-	15.78	-
	Aceleración del carro	HT,3	-	-	-	-	-	12.90

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. Introducción

En el presente capítulo se llevará a cabo el análisis de la estructura para encontrar los esfuerzos a los que se ven sometidos los elementos estructurales de interés, específicamente los pilares y ménsulas. Se procederá a definir las cargas consideradas en el análisis, la combinación de estas, para luego crear un modelo numérico en el software SAP2000. Finalmente se evaluará la resistencia de los pilares y ménsulas.

4.2. Normativa

Las normas usadas para el análisis y diseño de la estructura son:

- Eurocódigo 0: Bases de Diseño Estructural (EN 1990). [11]
- Eurocódigo 1: Acciones sobre las Estructuras. Parte 1-1 (EN 1991-1-1). [12]
- Documento Básico SE-AE. [13]
- Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón. Parte 1-1 (EN 1992-1-1). [14]
- Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras de Acero. Parte 1-1 (EN 1993-1-1). [15]
- Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras de Acero. Parte 1-5 (EN 1993-1-5). [16]
- Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras de Acero. Parte 6 (EN 1993-6). [10]
- Instrucción Española de Acero Estructural (EAE). [17]
- Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08). [6]

4.3. Propiedades del material

A continuación, se indican las propiedades del material usado en el análisis:

- Hormigón:
 - $f_{ck} = 20\text{MPa}$
 - $f_{cd} = 13.33\text{MPa}$
 - $E_{cm} = 29.96\text{GPa}$
- Acero de refuerzo:
 - $f_{yk} = 460\text{MPa}$
 - $f_{yd} = 400\text{MPa}$
 - $E_s = 210\text{GPa}$

4.4. Cargas

Las cargas que se consideran en la estructura son las siguientes:

- Cargas permanentes, debidas al peso de la estructura y los elementos presentes en esta.
- Cargas variables, conformadas por las sobrecargas de uso, la sobrecarga debido a la maquinaria de la cubierta y las acciones inducidas por las grúas.

A continuación, se detallarán cada una de las cargas consideradas.

4.4.1. Cargas permanentes

- Peso propio de la estructura
- Peso propio de la losa nervada, cubierta del laboratorio:

De acuerdo al levantamiento geométrico que se hizo, se identificó que los nervios tenían un ancho de 12.5 cm y los aligeramientos un ancho de 25 cm, considerando un peso específico del hormigón de 25 kN/m^3 , se estimó una carga de 3.50 kN/m^2 .

- Sobrecarga de la estructura del CIMNE:

Se revisaron proyectos de estructuras metálicas [18,19], y mediante un predimensionamiento se estimó el peso de la estructura (vigas y columnas) del CIMNE:

- En el paño que soporta la maquinaria de la cubierta (entre ejes 13 y 14): 4.1 kN/m^2 .
- En el resto de paños: 2.3 kN/m^2 .

Se estimó un peso de 2.20 kN/m^2 correspondiente a un forjado compuesto.

Para la grava presente en la cubierta, se consideró un peso específico de 300 kg/m^3 , por lo que se estimó que una capa de grava de 5 centímetros espesor generará una carga de 0.15 kN/m^2 .

- Sobrecarga debido a tabiquería en el CIMNE:

Se estimó un peso de 0.60 kN/m^2 . [13]

4.4.2. Cargas variables:

- Sobrecarga debido a la maquinaria presente en la cubierta del CIMNE:

Se estimó una carga de 4 kN/m^2 .

- Sobrecarga de uso de oficinas del CIMNE:

De acuerdo a la tabla 18, se consideró una sobrecarga de 3 kN/m^2 . La categoría de uso B corresponde a áreas de oficina.

Tabla 18. Sobrecargas de uso sobre suelos, balcones y escaleras en edificios. [12]

Categorías de zonas de carga	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoría A		
– Suelos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
– Escaleras	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
– Balcones	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
Categoría B	<u>2,0</u> a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoría C		
– C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
– C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
– C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
– C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
Categoría D		
– D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
– D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

4.5. Coeficientes de combinación de cargas

Los coeficientes parciales de las acciones, excluyendo a las acciones de la grúa, se definieron de acuerdo a lo indicado en el Eurocódigo 0 [11]:

- El coeficiente parcial de las acciones permanentes γ_G será 1.00 si el efecto de la acción es favorable y 1.35 si el efecto es desfavorable.
- El coeficiente parcial de las acciones variables γ_Q será 0 si el efecto de la acción es favorable y 1.50 si el efecto es desfavorable.

El coeficiente parcial de mayoración para las acciones de grúa (consideradas variables) se definió de acuerdo a lo indicado en la tabla 19. Es decir, se adoptó un coeficiente de 1.35 para el efecto desfavorable de estas acciones.

Tabla 19. Valores recomendados para los factores γ para acciones de grúa. [8]

Action	Symbol	Situation	
		P/T	A
Permanent crane actions			
- unfavourable	$\gamma_{G\ sup}$	1,35	1,00
- favourable	$\gamma_{G\ inf}$	1,00	1,00
Variable crane actions			
- unfavourable	$\gamma_{Q\ sup}$	1,35	1,00
- favourable	$\gamma_{Q\ inf}$		
crane present		1,00	1,00
crane not present		0,00	0,00
Other variable actions	γ_Q		
- unfavourable		1,50	1,00
- favourable		0,00	0,00
Accidental actions	γ_A		1,00

Los coeficientes de los valores de combinación, frecuente y cuasi-permanente (Ψ_0 , Ψ_1 y Ψ_2) de las acciones variables, exceptuando las de la grúa, se definieron de acuerdo a la tabla 20.

- Sobrecarga de uso de oficinas:
 $\Psi_0 = 0.7$, $\Psi_1 = 0.5$ y $\Psi_2 = 0.3$
- Sobrecarga de uso de cubierta:
 $\Psi_0 = 0$, $\Psi_1 = 0$ y $\Psi_2 = 0$

Tabla 20. Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios. [11]

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas en edificios, categoría (véase la Norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría F: zona de tráfico, peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zona de tráfico, 30 kN < peso del vehículo ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase la Norma EN 1991-1-3)*			
Finlandia, Islandia, Noruega, Suecia	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas $H > 1\ 000$ m sobre el nivel del mar	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas $H \leq 1\ 000$ m sobre el nivel del mar	0,50	0,20	0
Cargas de viento en edificios (véase la Norma EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (no la debida a incendio) en edificios (véase la Norma EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA – Los valores de ψ pueden establecerse mediante los anexos nacionales.			
* Para los países que no se citan, véanse las condiciones locales correspondientes			

A la sobrecarga generada por la maquinaria presente en la cubierta se le asignó unos coeficientes de 1, es decir $\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 1$.

Los coeficientes ψ para las acciones de grúa se definieron de acuerdo a lo especificado en el Anejo A del EC1-3 [8], donde se recomiendan los siguientes valores:

- $\psi_0 = 1.0$
- $\psi_1 = 0.9$
- $\psi_2 =$ ratio entre la acción permanente y la acción total de la grúa.

Los coeficientes ψ_2 para las acciones de grúa se definieron con la siguiente expresión:

$$\psi_2 = \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{Q_{c1} + Q_{c2} + Q_h} \quad (4.1)$$

Entonces, de acuerdo a la ecuación (4.1) se calcularon los coeficientes ψ_2 para los diferentes puentes grúa.

Puente grúa de 8t:

$$\psi_2 = \frac{1850 + 685}{1850 + 685 + 8000} = 0.24$$

Puente grúa de 10t:

$$\varphi_2 = \frac{2133 + 651}{2133 + 651 + 10000} = 0.22$$

Puente grúa de 12.5t:

$$\varphi_2 = \frac{2288 + 651}{2288 + 651 + 12500} = 0.19$$

4.6. Combinación de cargas

Se generaron diversas combinaciones de cargas de acuerdo al EC0 [11], tanto para Estado Límite Último (ELU) como para Estado Límite de Servicio (ELS).

4.6.1. Estado Límite Último

De acuerdo a la ecuación (6.10) presente en el EC0 [11].

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

donde:

" + " significa "a combinarse con"

Σ significa "el efecto combinado de"

$\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial de la acción permanente j

$\psi_{0,1}$ coeficiente del valor de combinación de la acción variable predominante

$\psi_{0,i}$ coeficiente del valor de combinación de la acción variable asociada

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

$Q_{k,1}$ valor característico de la acción variable predominante

$Q_{k,i}$ valor característico de la acción variable asociada

$\gamma_{Q,1}$ coeficiente parcial de la acción variable predominante

$\gamma_{Q,i}$ coeficiente parcial de la acción variable asociada

De esta manera, se crearon las siguientes combinaciones:

$$ELU1 = 1.35 * (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) + 1.35 * Q_g + 1.5 * 0.7 * Q_1 + 1.5 * 1 * Q_2$$

$$ELU2 = 1.35 * (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) + 1.35 * Q_g + 1.5 * 0.7 * Q_1 + 0 * 1 * Q_2$$

$$ELU3 = 1.35 * (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) + 1.5 * Q_1 + 1.35 * 1 * Q_g + 1.5 * 1 * Q_2$$

$$ELU4 = 1.35 * (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) + 1.5 * Q_1 + 1.35 * 1 * Q_g + 0 * 1 * Q_2$$

$$ELU5 = 1 * (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) + 1.35 * Q_g + 1.5 * 0.7 * Q_1 + 1.5 * 1 * Q_2$$

$$ELU6 = 1 * (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) + 1.35 * Q_g + 1.5 * 0.7 * Q_1 + 0 * 1 * Q_2$$

$$ELU7 = 1 * (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) + 1.5 * Q_1 + 1.35 * 1 * Q_g + 1.5 * 1 * Q_2$$

$$ELU8 = 1 * (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) + 1.5 * Q_1 + 1.35 * 1 * Q_g + 0 * 1 * Q_2$$

Donde:

G_1 : Peso propio de la estructura del laboratorio

G_2 : Peso propio de la losa nervada

G_3 : Peso propio de la estructura del CIMNE

G_4 : Peso de la tabiquería del CIMNE

Q_g : Acciones debidas a los puentes grúa

Q_1 : Sobrecarga de uso de oficinas

Q_2 : Sobrecarga debido a la maquinaria

Q_3 : Sobrecarga de uso de cubierta

4.6.2. Estado Límite de Servicio

Se definieron las combinaciones para ELS de acuerdo al apartado 6.5 del EC0 [11].

4.6.2.1. Combinación característica

De acuerdo a la ecuación (6.14b) presente en el EC0 [11].

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Se crearon las siguientes combinaciones:

$$ELSK1 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + Q_g + 0.7 * Q_1 + 1 * Q_2 + 0 * Q_3$$

$$ELSK2 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + Q_1 + 1 * Q_g + 1 * Q_2 + 0 * Q_3$$

$$ELSK3 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + Q_2 + 1 * Q_g + 0.7 * Q_1 + 0 * Q_3$$

4.6.2.2. Combinación frecuente

De acuerdo a la ecuación (6.15b) presente en el EC0 [11]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

donde:

$\psi_{1,1}$ coeficiente del valor frecuente de la acción variable predominante

$\psi_{2,i}$ coeficiente del valor cuasi-permanente de la acción variable i

Se crearon las siguientes combinaciones:

$$ELSF1 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + 0.9 * Q_g + 0.3 * Q_1 + 1 * Q_2 + 0 * Q_3$$

$$ELSF2 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + 0.5 * Q_1 + \psi_{2,g} * Q_g + 1 * Q_2 + 0 * Q_3$$

$$ELSF3 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + 1 * Q_2 + \psi_{2,g} * Q_g + 0.3 * Q_1 + 0 * Q_3$$

El valor del coeficiente cuasi-permanente $\psi_{2,g}$ varía en función del puente grúa que se tome en cuenta para el análisis.

4.6.2.3. Combinación cuasipermanente

De acuerdo a la ecuación (6.16b) presente en el EC0 [11].

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Se creó la siguiente combinación:

$$ELSQ = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + \psi_{2,g} Q_g + 0.3 * Q_1 + 1 * Q_2 + 0 * Q_3$$

El valor del coeficiente del cuasi-permanente $\psi_{2,g}$ varía en función del puente grúa que se tome en cuenta para el análisis.

4.7. Modelado numérico

Se procede a crear un modelo de elementos finitos en SAP2000.

4.7.1. Geometría del modelo

De acuerdo a los planos originales, se crearon 3 ejes longitudinales principales (A, B y C), los puentes grúa estarán apoyados entre los ejes A y B, por lo que los pilares ubicados en estos ejes serán los que interesen en el presente estudio. La luz del vano entre ejes A y B es de 10.5 metros, y entre los ejes B y C es de 7.5 metros.

Transversalmente se generaron 7 ejes principales, enumerados del 13 al 19 como figuran en los planos, separados 5.6 metros entre ellos. Además, se crearon ejes auxiliares para considerar las posiciones de las ménsulas.

La altura del sótano se consideró de 4.20 metros de acuerdo a lo medido en obra, y lo observado en el plano de cimentaciones. Se asignó una altura de 7.35 metros al piso base, y la distancia del nivel del piso base a la ménsula es de 5.65 metros.

Se crearon las diferentes secciones para todos los elementos a lo definido mediante el levantamiento geométrico y a lo que indican los planos con respecto a las secciones de pilares. Cabe resaltar que se colocó un perfil HEA300 como vigas carrileras, para considerar una viga más potente y pesada correspondiente con los puentes grúa de mayor capacidad.

Se usaron elementos barra para las vigas, columnas, ménsulas, y viga carrilera. Para las losas y muros se usaron elementos tipo lámina (*shell-thin*) con 6 grados de libertad por nodos, de forma que pueden reproducir tanto los efectos de membrana como de placa. En cuanto a los efectos de flexión de placa, los elementos *shell-thin* utilizan la teoría Kirchhoff-Love, por lo que desprecian la deformación de cortante. Esta hipótesis se considera aceptable para elementos con relación luz/espesor mayor que 10, condición geométrica que es satisfecha por los elementos estudiados. En la figura 30 se muestra una vista en extrusión del modelo en 3D. Todos los elementos fueron discretizados mediante elementos finitos, en la figura 31 se muestra con más claridad la discretización de los distintos elementos.

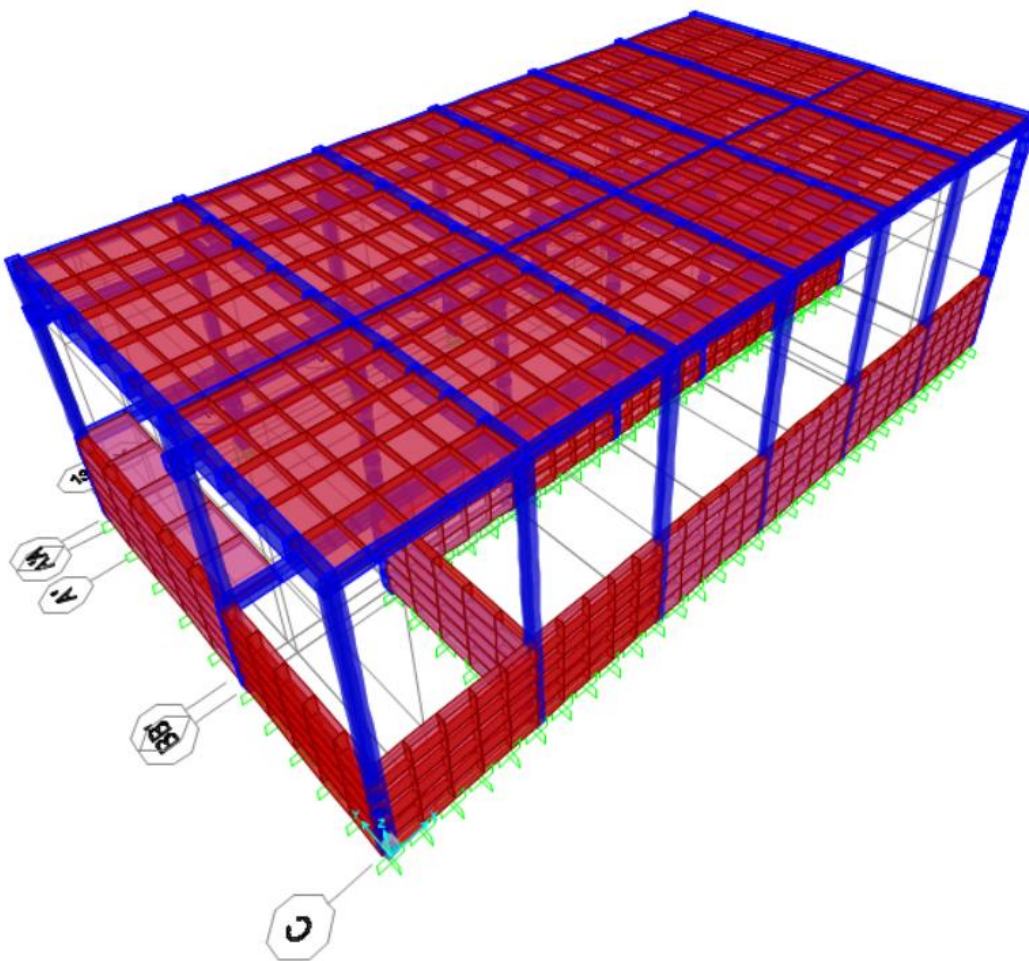


Figura 30. Vista en extrusión del modelo en 3D.

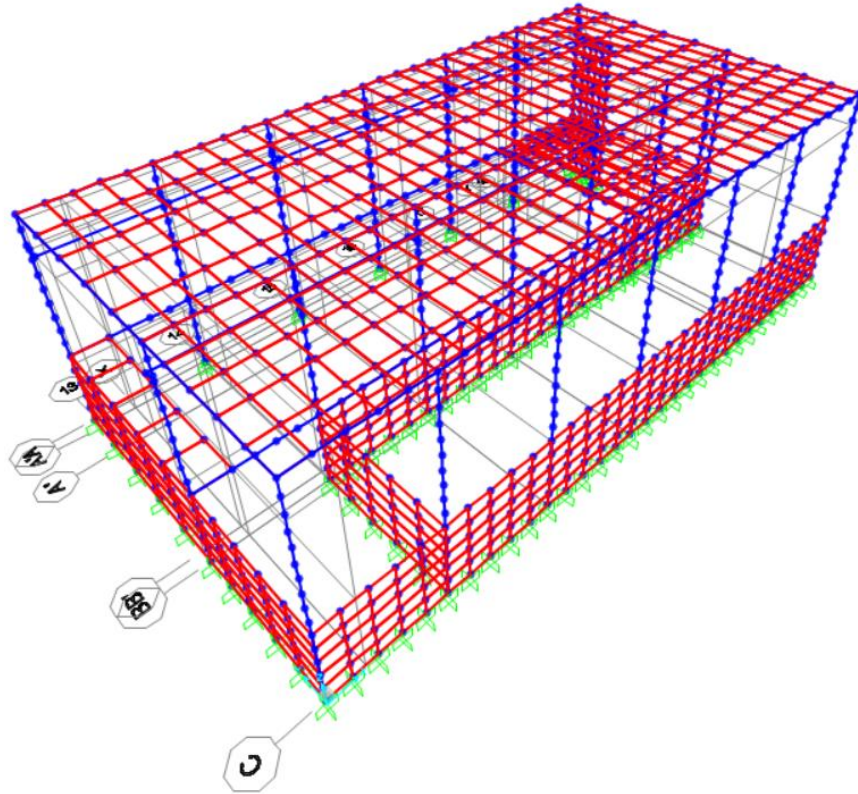


Figura 31. Discretización del modelo.

De acuerdo a lo indicado en la inspección visual, la viga carrilera apoya en un muro y en una columna en el eje 19, esto se muestra en la figura 32.

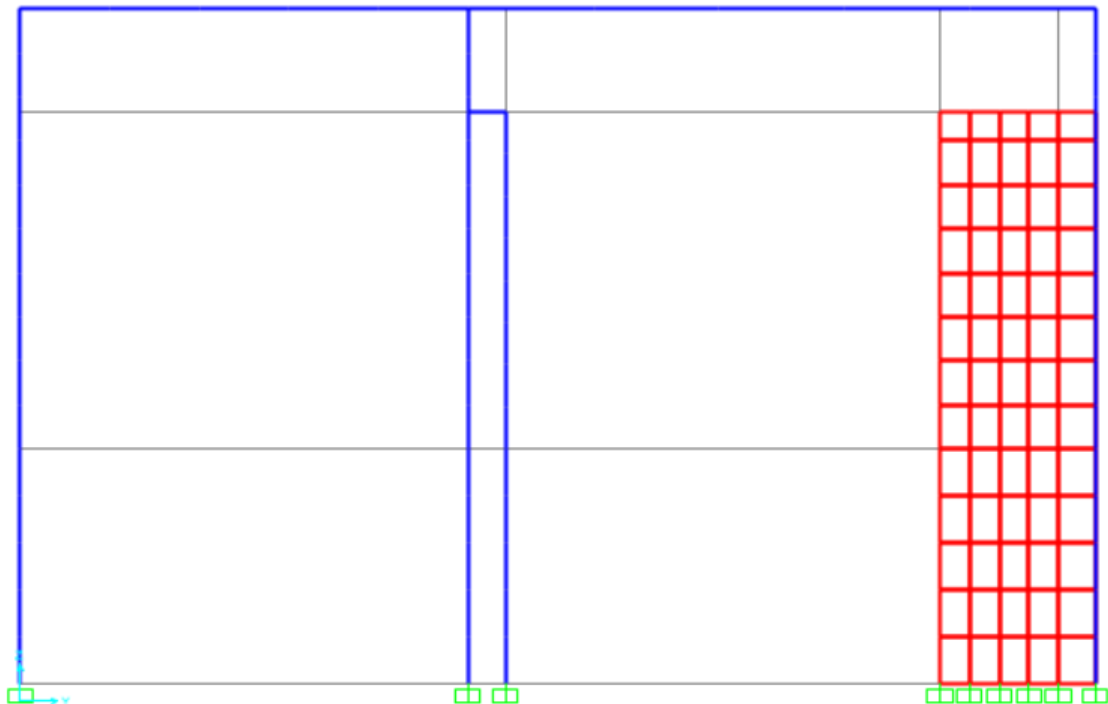


Figura 32. Elementos presentes en el eje 19.

4.7.2. Asignación de cargas

Las cargas debidas al peso propio de la estructura del CIMNE, así como la sobrecarga de uso de su cubierta y la maquinaria presente en esta, fueron asignadas como cargas puntuales sobre las columnas. Las cargas debidas al peso propio de la losa de cubierta del laboratorio, de la tabiquería y de la sobrecarga de uso de oficinas del CIMNE fueron asignadas como cargas distribuidas en las vigas transversales de la estructura del laboratorio. En las tablas 21 y 22 se muestra el valor de estas cargas.

Tabla 21. Asignación de cargas puntuales.

Acción	Pilares	Área Tributaria (m ²)	Carga (kN)
Sobrecarga de uso en cubierta (mantenimiento y reparación)	13A y 19A	14.70	5.88
	13B y 19B	25.20	10.08
	13C y 19C	10.50	4.20
	14A a 18A	29.40	11.76
	14B a 18B	50.40	20.16
	14C a 18C	21.00	8.40
Sobrecarga estructura CIMNE	13A	14.70	94.82
	13B	25.20	162.54
	13C	10.50	67.73
	14A	29.40	163.17
	14B	50.40	279.72
	14C	21.00	116.55
	15A a 18A	29.40	136.71
	15B a 18B	50.40	234.36
	15C a 18C	21.00	97.65
	19A	14.70	68.36
	19B	25.20	117.18
	19C	10.50	48.83
Sobrecarga de maquinaria	13A y 14A	14.70	58.80
	13B y 14B	25.20	100.80
	13C y 14C	10.50	42.00

Tabla 22. Asignación de cargas distribuidas.

Acción	Carga (kN/m)	
	Ejes 13 y 19	Ejes 14 a 18
Sobrecarga de uso de oficinas	8.40	16.80
Peso tabiquería del CIMNE	1.68	3.36
Peso propio losa nervada	9.80	19.60

Las acciones verticales inducidas por los puentes grúa se introdujeron en forma de cargas móviles sobre las barras que conforman la viga carrilera. Para la configuración de las cargas móviles se asumió que los puentes grúa actuarán conjuntamente con una separación de un metro

entre ellos. En las figuras 33, 34 y 35 se muestran las diferentes cargas móviles creadas. Nótese que se crearon las cargas móviles sin considerar ningún factor dinámico, los factores se considerarán para las diferentes combinaciones de los distintos grupos de carga.

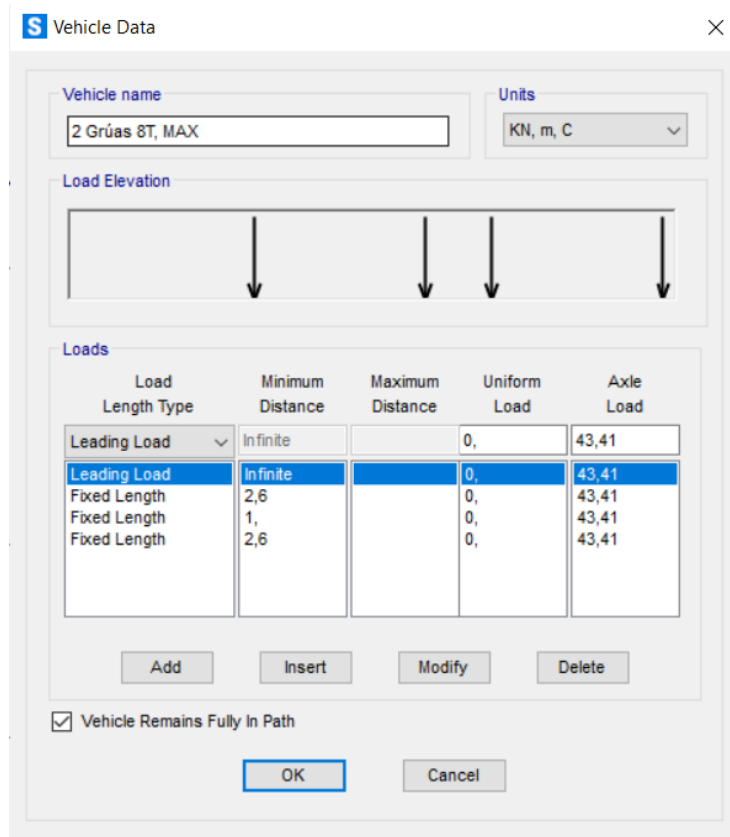
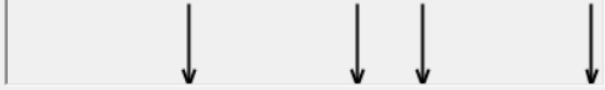


Figura 33. Carga móvil correspondiente a la carga máxima vertical de dos puentes grúa de 8t.

S Vehicle Data ×

Vehicle name: Units:

Load Elevation: 

Loads


Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0,	52,9
Leading Load	Infinite		0,	52,9
Fixed Length	2,6		0,	52,9
Fixed Length	1,		0,	52,9
Fixed Length	2,6		0,	52,9

Vehicle Remains Fully In Path

Figura 34. Carga móvil correspondiente a la carga máxima vertical de dos puentes grúa de 10t.

S Vehicle Data ×

Vehicle name: Units:

Load Elevation: 

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0,	64,47
Leading Load	Infinite		0,	64,47
Fixed Length	2,6		0,	64,47
Fixed Length	1,		0,	64,47
Fixed Length	2,6		0,	64,47

Vehicle Remains Fully In Path

Figura 35. Carga móvil correspondiente a la carga máxima vertical de dos puentes grúa de 12.5t.

Las acciones transversales inducidas por los movimientos del puente grúa se introdujeron directamente en los soportes, para definir estas cargas fue útil crear un modelo independiente de la viga carrilera (Figura 36), se crearon cargas móviles correspondientes a las diferentes acciones transversales y se evaluaron las reacciones que estas generaban. En las figuras 37, 38 y 39 se observan las distintas cargas móviles creadas para el caso de los puentes grúa de 12.5 toneladas. Asimismo, en las figuras 40, 41 y 42 se observan las reacciones que se generan en los apoyos debido a estas cargas móviles, cada uno de estos apoyos representa un pilar.

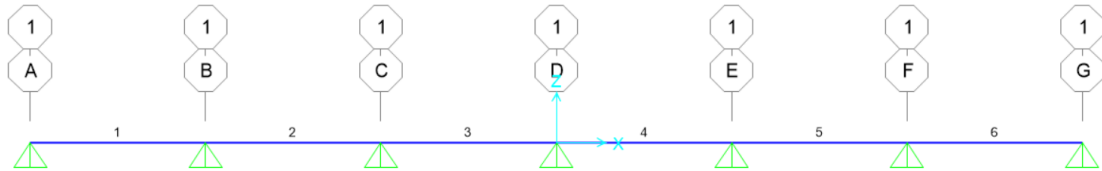


Figura 36. Modelo de la viga carrilera en SAP2000.

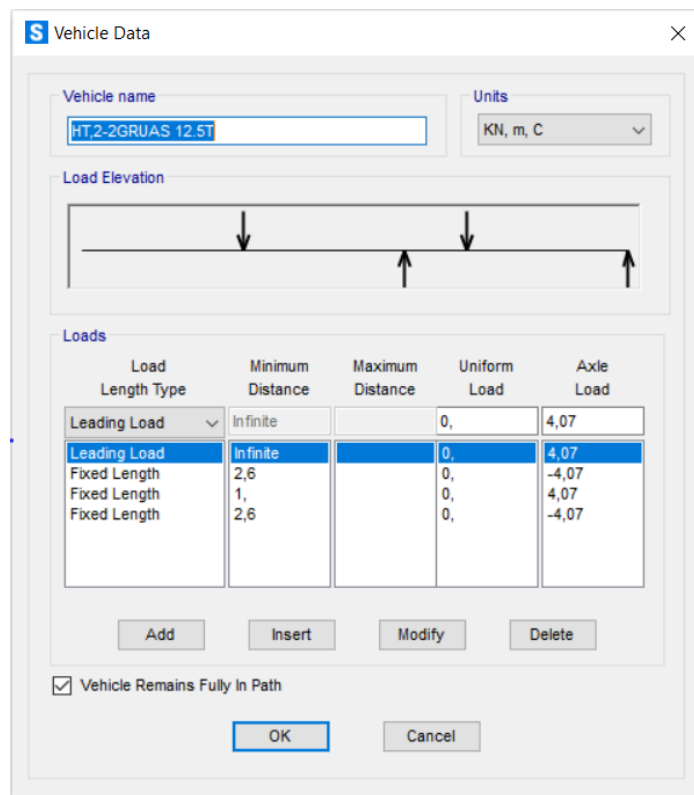


Figura 37. Carga móvil correspondiente a la fuerza transversal $H_{T,2}$ de dos puentes grúa de 12.5 toneladas.

Vehicle name: HS,T-2GRUAS 12.5T

Units: KN, m, C

Load Elevation: [Diagram with two downward arrows]

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0,	0,
Leading Load	infinite		0,	0,
Fixed Length	2,6		0,	15,78
Fixed Length	1,		0,	0,
Fixed Length	2,6		0,	15,78

Vehicle Remains Fully In Path:

Figura 38. Carga móvil correspondiente a la fuerza transversal $H_{S,T}$ de dos puentes grúa de 12.5 toneladas.

Vehicle name: HT3-2GRUAS 12.5T

Units: KN, m, C

Load Elevation: [Diagram with four downward arrows]

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0,	6,451
Leading Load	infinite		0,	6,451
Fixed Length	2,6		0,	6,451
Fixed Length	1,		0,	6,451
Fixed Length	2,6		0,	6,451

Vehicle Remains Fully In Path:

Figura 39. Carga móvil correspondiente a la fuerza transversal $H_{T,3}$ de dos puentes grúa de 12.5 toneladas.



Figura 40. Reacciones en apoyos debido a $H_{T,2}$ (dos puentes grúa de 12.5 toneladas)



Figura 41. Reacciones en apoyos debido a $H_{S,T}$ (dos puentes grúa de 12.5 toneladas)

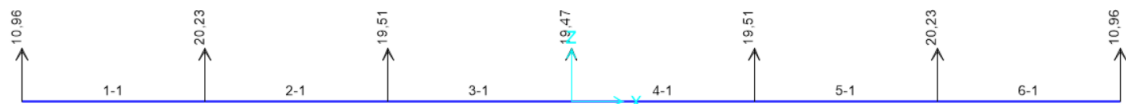


Figura 42. Reacciones en apoyos debido a $H_{T,3}$ (dos puentes grúa de 12.5 toneladas)

En la tabla 23 se ven resumidas las reacciones generadas por las diferentes acciones transversales de cada puente grúa. Se observa que las mayores reacciones se generan al aplicar la fuerza transversal debida a la inclinación de la grúa ($H_{S,T}$). Por lo que se decidió aplicar los grupos de carga 1 y 5, ya que el grupo de cargas 1 posee la mayor carga vertical y el grupo de cargas 5 genera la mayor reacción transversal en los pilares.

Tabla 23. Reacciones generadas en pilares debido a acciones transversales de los puentes grúa (kN).

Capacidad	Nº de puentes grúa	Fuerza transversal	Pilar						
			13	14	15	16	17	18	19
8T	2	HT,2	2.601	2.494	2.441	2.439	2.441	2.494	2.601
		HST	13.379	17.858	17.223	17.190	17.223	17.858	13.379
		HT,3	7.240	13.359	12.884	12.859	12.884	13.359	7.240
10T	2	HT,2	3.019	2.894	2.833	2.830	2.833	2.894	3.019
		HST	16.299	21.755	20.982	20.942	20.982	21.755	16.299
		HT,3	8.877	16.383	15.800	15.770	15.800	16.383	8.877
12.5T	2	HT,2	3.329	3.192	3.124	3.122	3.124	3.192	3.329
		HST	19.860	26.510	25.570	25.520	25.570	26.510	19.860
		HT,3	10.962	20.230	19.510	19.472	19.510	20.230	10.962

Cada una de estas reacciones, debidas a las fuerzas transversales $H_{T,2}$ y $H_{S,T}$, se aplicó en un patrón de carga diferente. Luego se crearon envolventes, considerando su aplicación en una u otra dirección para cada par de puentes grúa (8t, 10t y 12.5t).

4.7.3. Combinaciones de carga

Como se mencionó en la sección anterior, se tomaron en cuenta los casos de carga 1 y 5.

Se crearon envolventes de las cargas móviles verticales, considerando su aplicación en una u otra viga carrilera.

Finalmente, se crearon envolventes para cada combinación de cargas, en estado límite último y en estado límite de servicio en sus diferentes combinaciones (característica, frecuente y cuasipermanente) para cada par de puentes grúa.

4.7.4. Resultados en pilares

Tras llevar a cabo el análisis, y para realizar una primera comprobación, se extrajeron los resultados correspondientes a la envolvente de combinaciones considerando dos puentes grúa de 12.5 toneladas. En la tabla 24 se muestran estos resultados, donde:

- NEd: Axil máximo.
- M0Ed: Momento flector máximo de primer orden.
- M0Eqp: Momento flector máximo en la combinación cuasipermanente.

Tabla 24. Esfuerzos en pilares.

Pilar	Ubicación	NEd (kN)	M0Ed (kN.m)	M0Eqp (kN.m)
13A	Base	668.23	152.82	66.22
	Sótano	339.33	52.01	15.76
13B	Base	1066.82	99.73	31.54
	Sótano	849.95	61.11	18.38
14A	Base	1004.61	191.92	62.23
	Sótano	1078.71	50.00	16.70
14B	Base	1636.49	136.48	31.65
	Sótano	1392.24	79.69	20.14
15A	Base	887.04	186.86	61.95
	Sótano	960.89	103.04	37.41
15B	Base	1458.75	131.24	30.80
	Sótano	1230.29	112.39	29.69
16A	Base	880.39	186.38	61.65
	Sótano	954.06	103.13	38.06
16B	Base	1444.63	131.26	30.54
	Sótano	1218.67	123.55	34.52
17A	Base	887.93	192.06	64.82
	Sótano	961.05	67.04	26.85
17B	Base	1448.10	132.27	30.82
	Sótano	1221.73	83.77	17.94
18A	Base	886.48	206.67	85.77
	Sótano	1267.34	127.90	93.55
18B	Base	1436.31	141.50	39.91
	Sótano	1412.60	327.60	237.88
19A	Base	305.59	130.93	57.51
	Sótano	320.45	9.93	5.59
19B	Base	651.94	75.72	31.96
	Sótano	352.42	23.84	10.99

4.8. Análisis de segundo orden en pilares

El cálculo de efectos de segundo orden en los pilares se llevó a cabo según lo estipulado en el apartado 5.8 del EC2-1, para tal fin se usó el criterio simplificado de esbeltez para elementos aislados del apartado 5.8.3.1 y el método de cálculo basado en la rigidez nominal presente en el apartado 5.8.7 [14]. Además, sólo se consideró la existencia de momentos de segundo orden en una sola dirección, la de interés, es decir la de la flexión alrededor de los ejes longitudinales de la estructura.

Según el inciso (6) del apartado 5.8.2 [14], los efectos de segundo orden se pueden ignorar si son menores del 10% de los correspondientes a efectos de primer orden; o, según el criterio de esbeltez del apartado 5.8.3.1, si la esbeltez λ es menor que cierto valor λ_{lim} .

La esbeltez mecánica se define como:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (4.6)$$

Donde

l_0 es la longitud de pandeo

i es el radio de giro de la sección de hormigón sin fisurar

El valor recomendado de la esbeltez límite se obtiene con la siguiente expresión:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}} \quad (4.7)$$

Donde:

$$A = \frac{1}{1+0.2\varphi_{ef}} \quad (\text{Si } \varphi_{ef} \text{ no es conocido, se puede usar } A = 0.7) \quad (4.8)$$

$$B = 1 + \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{Si } \omega \text{ no es conocido, se puede usar } B = 1.1) \quad (4.9)$$

$$C = 1.7 - r_m \quad (\text{Si } r_m \text{ no es conocido, se puede usar } C = 0.7) \quad (4.10)$$

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia eficaz

ω es la cuantía mecánica de la armadura

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (4.11)$$

A_s es el área total de la armadura pasiva longitudinal

n es el esfuerzo axial relativo

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (4.12)$$

r_m es la relación entre momentos

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (4.13)$$

M_{01}, M_{02} son los momentos de empotramiento de primer orden, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

Según el inciso (2) del apartado 5.8.4 [14], se puede tener en cuenta de forma simplificada la duración de las cargas, a través del coeficiente efectivo de fluencia φ_{ef} , el cual, en combinación con las cargas de proyecto proporciona la deformación a fluencia correspondiente a las cargas cuasipermanentes.

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} * \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (4.14)$$

Donde:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ es el coeficiente de fluencia final

M_{0Eqp} es el momento flector de primer orden en la combinación de cargas cuasipermanente (ELS)

M_{0Ed} es el momento flector de primer orden en la combinación de cargas de cálculo (ELU)

Para estimar la rigidez nominal de elementos esbeltos comprimidos se puede usar la siguiente expresión:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (4.15)$$

Donde:

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón ($\gamma_{CE} = 1.2$)

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad (4.16)$$

I_c es el momento de inercia de la sección transversal del hormigón

E_s es el valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura

I_s es el momento de inercia del área de armaduras, respecto al centro de la sección del hormigón

K_c es un coeficiente para los efectos de fisuración, fluencia, etc.

K_s es un coeficiente para la contribución de la armadura

Según el inciso (2) del apartado 5.8.7.2 [14], siempre y cuando $\rho \geq 0.002$ (todos los pilares cumplen esta condición), se pueden usar los siguientes coeficientes:

$$K_s = 1 \quad (4.17)$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} \quad (4.18)$$

Donde:

ρ es la cuantía geométrica de la armadura

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (4.19)$$

A_s es el área total de la armadura

A_c es el área de la sección de hormigón

k_1 es un coeficiente que depende de la clase resistente del hormigón

k_2 es un coeficiente que depende de la fuerza axil y la esbeltez

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} (MPa) \quad (4.20)$$

$$k_2 = n * \frac{\lambda}{170} \leq 0.20 \quad (4.21)$$

Donde:

n es el esfuerzo axil relativo

λ es la esbeltez

Según el apartado 5.8.7.3 [14], el momento total de cálculo (incluido el momento de segundo orden) se puede determinar mediante un coeficiente de amplificación del momento, con la siguiente expresión:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} * \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right] \quad (4.22)$$

Donde:

M_{0Ed} es el momento de primer orden

β es un coeficiente que depende de la distribución de los momentos de primer y segundo orden

N_{Ed} es el valor de cálculo de la carga axil

N_B es la carga de pandeo basada en la rigidez nominal

$$N_B = \left(\frac{\pi}{l_0}\right)^2 * EI \quad (4.23)$$

De acuerdo al inciso (4) del apartado 5.8.7.3 [14], $\beta = 1$ es normalmente una simplificación razonable. Por lo que la ecuación (4.22) quedaría reducida a:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \quad (4.24)$$

En la tabla 25 se muestran las propiedades geométricas de los distintos pilares presentes en el piso base.

Tabla 25. Propiedades geométricas de pilares del piso base.

PILAR	Sección	Ac (m2)	Ic (m4)	i (m)	# barras	ø s (mm)	As (mm2)	Is (m4)	$\varphi_{\infty, t0}$	ω	ρ (s)
13A	Tipo D	0.2314	6.640.E-03	0.169	9	16	1809.56	7.096.E-05	2.256	0.235	0.008
14A, 15A, 16A, 17A	Tipo B	0.2228	5.970.E-03	0.164	9	20	2827.43	9.979.E-05	2.254	0.381	0.013
18A	Tipo B	0.2228	5.970.E-03	0.164	16	16	3216.99	1.087.E-04	2.254	0.433	0.014
19A	50x40	0.2000	4.167.E-03	0.144	8	20	2513.27	7.851.E-05	2.279	0.377	0.013
13B	Tipo E	0.2232	4.138.E-03	0.136	8	20	2513.27	6.543.E-05	2.247	0.338	0.011
14B, 15B, 16B, 17B	phi50	0.1963	3.068.E-03	0.125	16	20	5026.55	1.078.E-04	2.247	0.768	0.026
18B	phi50	0.1963	3.068.E-03	0.125	12	25	5890.49	1.264.E-04	2.247	0.900	0.030
19B	50x40	0.2000	4.167.E-03	0.144	8	14	1231.50	3.959.E-05	2.279	0.185	0.006

A modo de ejemplo, se presenta el cálculo de un pilar, en este caso el pilar 16B.

Para definir la longitud de pandeo se hizo un análisis fuerza-deformación del pilar en cuestión (16B). Para tal fin, se creó un caso de carga no lineal. A continuación, se muestra el proceso de este análisis.

Se buscó aproximar lo más posible los resultados de este análisis no lineal, con lo obtenido en el análisis lineal ya realizado, por lo que se tomó en cuenta los resultados obtenidos para la envolvente generada en el caso de tener dos puentes grúa de 12.5 t. La carga transmitida de los puentes grúa a la ménsula (Figura 43) se consideró aplicando una fuerza puntual de 1000 kN (Figura 44), para luego aplicarle un factor de escala a la hora de crear el caso de carga no-lineal.

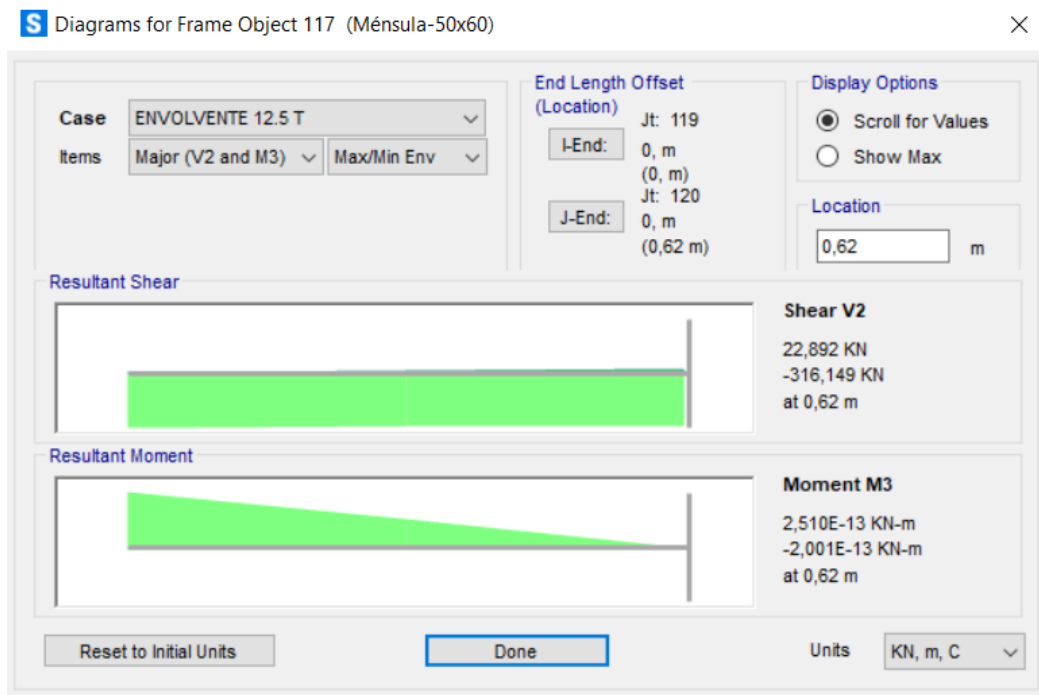


Figura 43. Fuerza transmitida por los puentes grúa a la ménsula 16B (Envolvente 12.5 T)

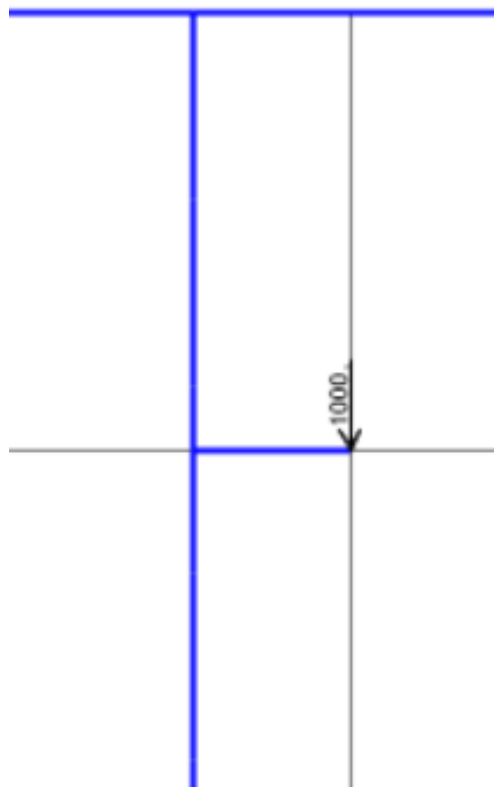


Figura 44. Fuerza puntual aplicada en la ménsula 16B.

En la figura 45 se muestra la configuración del caso de carga no-lineal, al que se le nombró "Análisis P- Δ ". Se configuró de tal forma que se muestran 10 estados de incremento de carga.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1,35
Load Pattern	CARGA PUNTUAL2	0,3161
Load Pattern	PP LOSA NERVADA	1,35
Load Pattern	S/C TABIQUERÍA	1,35
Load Pattern	S/C ESTRUCTURA CIMNE	1,35
Load Pattern	S/C MAQUINARIA	1,5
Load Pattern	S/C USO OFICINAS	1,5
Load Pattern	HS,T-16B-12.5T	1,35

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Mass Source:

Other Parameters:

- Load Application: - Results Saved: - Nonlinear Parameters:

Figura 45. Configuración del caso de carga no lineal "Análisis P-Δ"

Se graficó el desplazamiento en y (dirección transversal de la nave) del nudo 33 (punto extremo superior del pilar) frente a la carga axial presente en el elemento barra 212 (elemento extremo inferior del pilar); éstos están señalados en la figura 46. El gráfico obtenido se muestra en la figura 47.

En la figura 48 se observa la deformada del pilar para el incremento de carga número 10, en ésta se puede apreciar que el pilar se comporta aproximadamente como un elemento biapoyado. Por lo tanto, se optó por tomar una longitud de pandeo igual a la longitud del pilar, es decir de 7.35 metros. Esta longitud de pandeo se considerará para todos los pilares analizados.

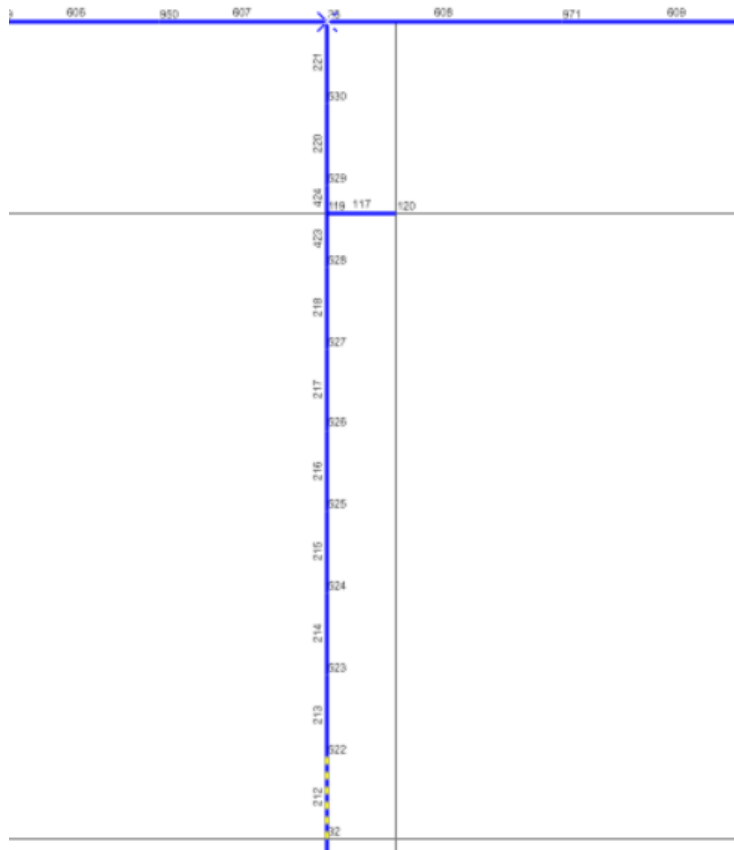


Figura 46. Elementos usados para el análisis P-Δ. (Pilar 16B).

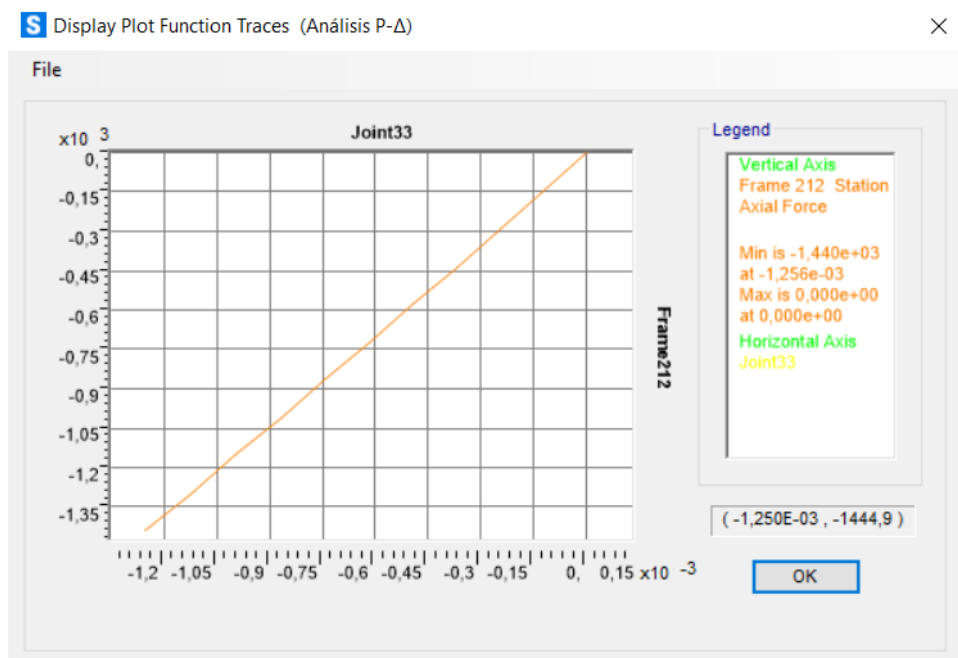


Figura 47. Gráfico P-Δ.

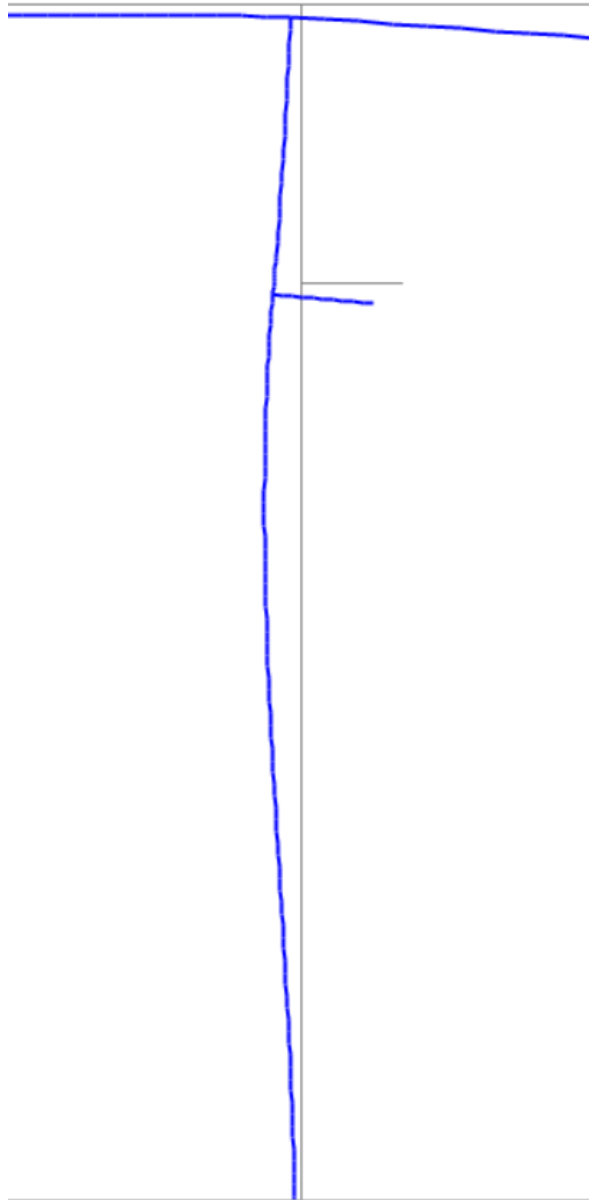


Figura 48. Deformada del pilar 16B (Análisis P-Δ).

Continuando con los cálculos para analizar los efectos de segundo orden en el pilar 16B, se comprobará el criterio de la esbeltez límite de acuerdo a las ecuaciones (4.6) a (4.14). Se tiene que el axial de cálculo es $N_{Ed} = 1444.63 \text{ kN}$ y el momento flector de primer orden es $M_{0Ed} = 131.26 \text{ kN.m}$.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1444.628}{0.196 * 13.33 * 10^3} = 0.552$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{7.35}{0.125} = 58.8$$

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} * \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 2.247 * \frac{30.542}{131.258} = 0.523$$

$$A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 * 0.523} = 0.905$$

$$B = 1 + \sqrt{1 + 2\omega} = 1 + \sqrt{1 + 2 * 0.768} = 2.592$$

$$C = 0.7$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * 0.905 * 2.592 * 0.7}{\sqrt{0.552}} = 44.234$$

Se observa que la esbeltez del pilar es mayor que la esbeltez límite calculada, por lo que sí se deben tener en cuenta los efectos de segundo orden. Se procede al cálculo de la rigidez nominal mediante las ecuaciones (4.15) a (4.21).

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{20}{20}} = 1$$

$$k_2 = n * \frac{\lambda}{170} = 0.552 * \frac{58.8}{170} = 0.191$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1 * 0.167}{1 + 0.523} = 0.125$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s = \left(0.125 * \frac{29.96}{1.2} * 0.003068 + 1 * 210 * 1.078 * 10^{-4} \right) * 10^6$$

$$= 32242.16 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Luego, la carga de pandeo, dada en la ecuación (4.22), es:

$$N_B = \left(\frac{\pi}{l_0} \right)^2 * EI = \left(\frac{\pi}{7.35} \right)^2 * 32242.16 = 5890.46 \text{ kN}$$

Por lo que el momento total de cálculo, de acuerdo a la ecuación (4.24), será:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} = \frac{131.26}{1 - \frac{1444.63}{5890.46}} = 173.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Esto indica que el momento de segundo orden es $M_{2Ed} = 38.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$, lo que significa un 32.49% con respecto al momento de primer orden, es decir no se puede despreciar este efecto.

En la tabla 26 se muestran los momentos de segundo orden calculados para los demás pilares. Además, se indica el porcentaje que representa el momento de segundo orden con respecto al momento de primer orden.

Tabla 26. Momentos de segundo orden calculados para los pilares del piso base.

PILAR	λ lim	λ	M2Ed (kN.m)	% (M2ed/M0ed)
13A	55.66	43.39	-	-
14A	48.88	44.90	-	-
15A	51.87	44.90	-	-
16A	52.08	44.90	-	-
17A	51.73	44.90	-	-
18A	51.09	44.90	-	-
19A	80.09	50.92	-	-
13B	46.97	53.98	39.41	39.52
14B	41.57	58.80	51.46	37.71
15B	43.98	58.80	43.09	32.83
16B	44.23	58.80	42.65	32.49
17B	44.18	58.80	43.08	32.57
18B	44.84	58.80	40.33	28.50
19B	51.54	50.92	-	-

En la tabla 27 se muestran los esfuerzos de cálculo de cada pilar, considerando los efectos de segundo orden.

Tabla 27. Esfuerzo de cálculo en pilares

Pilar	Ubicación	NEd (kN)	MEd (kN.m)
13A	Base	668.23	152.82
	Sótano	339.33	52.01
13B	Base	1066.82	139.14
	Sótano	849.95	61.11
14A	Base	1004.61	191.92
	Sótano	1078.71	50.00
14B	Base	1636.49	187.94
	Sótano	1392.24	79.69
15A	Base	887.04	186.86
	Sótano	960.89	103.04
15B	Base	1458.75	174.33
	Sótano	1230.29	112.39
16A	Base	880.39	186.38
	Sótano	954.06	103.13
16B	Base	1444.63	173.91
	Sótano	1218.67	123.55
17A	Base	887.93	192.06
	Sótano	961.05	67.04
17B	Base	1448.10	175.36
	Sótano	1221.73	83.77
18A	Base	886.48	206.67
	Sótano	1267.34	127.90
18B	Base	1436.31	181.82
	Sótano	1412.60	327.60
19A	Base	305.59	130.93
	Sótano	320.45	9.93
19B	Base	651.94	75.72
	Sótano	352.42	23.84

4.9. Comprobación de pilares

Para llevar a cabo la comprobación resistente de los pilares se hizo uso de los ábacos de interacción adimensional desarrollados por Jiménez Montoya [20]. Para tal fin, las secciones no rectangulares se aproximaron a una sección rectangular equivalente, reduciendo el canto de la geometría real. Se comprobó que todos los pilares se ubican en la zona segura del diagrama de interacción.

En la tabla 28 se muestran las propiedades de cada pilar (axil relativo, momento flector relativo y cuantía mecánica), necesarias para su comprobación mediante los ábacos.

Tabla 28. Esfuerzos adimensionales en pilares

Pilar	Ubicación	v	u	ω
13A	Base	0.217	0.086	0.235
	Sótano	0.106	0.027	0.201
13B	Base	0.359	0.105	0.338
	Sótano	0.255	0.046	0.302
14A	Base	0.338	0.116	0.381
	Sótano	0.337	0.026	0.314
14B	Base	0.625	0.144	0.768
	Sótano	0.418	0.061	0.603
15A	Base	0.299	0.113	0.381
	Sótano	0.300	0.054	0.314
15B	Base	0.557	0.133	0.768
	Sótano	0.369	0.086	0.603
16A	Base	0.296	0.113	0.381
	Sótano	0.298	0.054	0.314
16B	Base	0.552	0.133	0.768
	Sótano	0.366	0.094	0.603
17A	Base	0.299	0.116	0.381
	Sótano	0.300	0.035	0.314
17B	Base	0.553	0.134	0.768
	Sótano	0.367	0.064	0.603
18A	Base	0.298	0.125	0.433
	Sótano	0.396	0.077	0.402
18B	Base	0.549	0.139	0.900
	Sótano	0.424	0.250	0.707
19A	Base	0.115	0.098	0.377
	Sótano	0.120	0.007	0.241
19B	Base	0.244	0.057	0.185
	Sótano	0.132	0.018	0.185

4.10. Resultados en ménsulas

Se extrajeron los resultados correspondientes a la envolvente en ELU para cada par de grúas. En la tabla 29 se muestran los valores de las fuerzas puntuales transmitidas a cada ménsula.

Tabla 29. Fuerzas puntuales en ménsulas (kN).

		Capacidad de los puentes grúa		
		8t	10t	12.5t
Ménsula	13A	120.907	146.987	178.731
	14A	223.505	271.321	329.524
	15A	215.272	261.323	317.375
	16A	214.605	260.574	316.528
	17A	215.359	261.416	317.477
	18A	223.232	271.052	329.259
	13B	120.954	147.043	178.798
	14B	223.274	271.040	329.182
	15B	215.001	260.984	316.954
	16B	214.373	260.276	316.149
	17B	214.884	260.870	316.845
	18B	223.113	270.868	328.994

4.11. Análisis de ménsulas

Se procederá al cálculo de las ménsulas. Ya que las ménsulas cortas se consideran una región D (de discontinuidad), el método usado para analizarlas será mediante un modelo de bielas y tirantes (figura 49), para este fin se aplicó lo recomendado en el Artículo 64° de la EHE [6].

El apartado 64.1.2.1 [6] indica que el ángulo θ de inclinación de las bielas, podrá adoptar valores entre $\cot\theta = 2$ y $\cot\theta = 0.6$, de acuerdo a las condiciones geométricas y de ejecución.

Además, el canto útil d de la ménsula cumplirá la siguiente condición:

$$d \geq \frac{a}{0.85} \cot\theta \quad (4.25)$$

La armadura (Figura 50) debe cumplir las siguientes condiciones:

- La armadura principal A_s se dimensionará para una tracción de cálculo:

$$T_{1d} = F_{vd} \operatorname{tg}\theta + F_{hd} = A_s f_{yd} \quad (4.26)$$

- La armadura secundaria A_{se} consistirá en cercos horizontales uniformemente distribuidos para absorber una tracción total de:

$$T_{2d} = 0.20 F_{vd} = A_{se} f_{yd} \quad (4.27)$$

De acuerdo a la teoría de bielas y tirantes el límite elástico de cálculo deberá ser menor o igual a 400 MPa, es decir $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$.

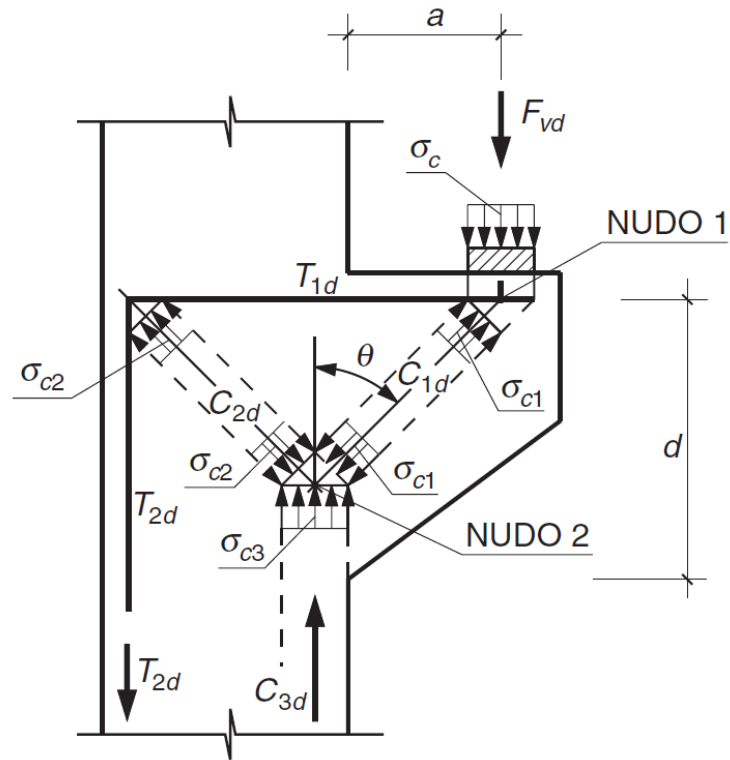


Figura 49. Modelo de bielas y tirantes.[6]

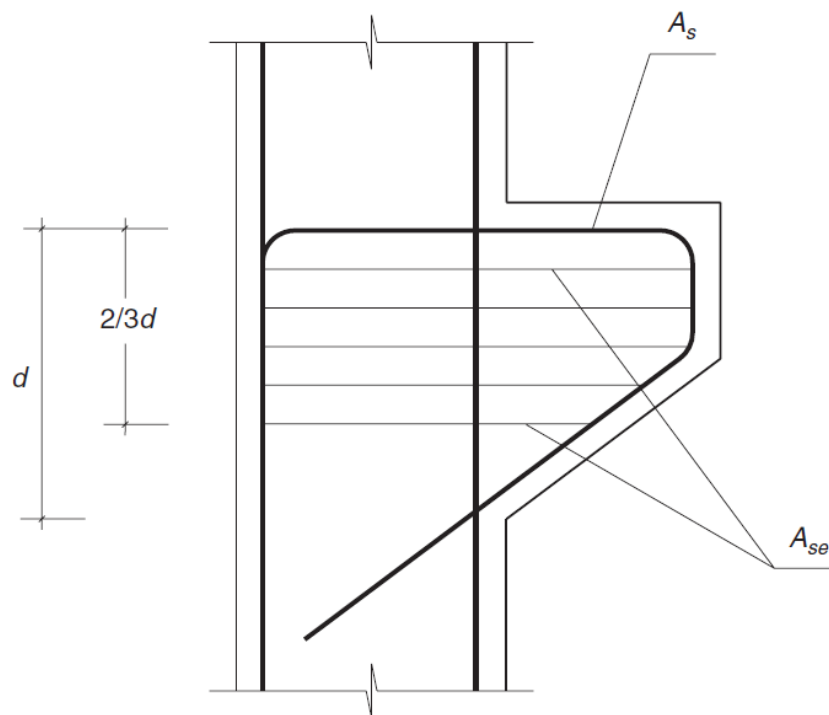


Figura 50. Armadura de la ménsula. [6]

De acuerdo al apartado 64.1.2.1.2 [6], si se cumplen las condiciones geométricas definidas anteriormente bastará como comprobar la compresión localizada en el apoyo (nudo 1).

$$\sigma_c \leq f_{1cd} \tag{4.28}$$

$$\sigma_{c1} \leq f_{1cd} \tag{4.29}$$

donde:

σ_c, σ_{c1} Compresiones en el hormigón según la figura 49.

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} = 0.7 f_{cd} \tag{4.30}$$

4.11.2. Comprobación de ménsulas

Se comprobará la ménsula 14A, la cual es la ménsula más solicitada. En el caso de tener dos puentes grúa de 12.5t, esta ménsula se verá sometida a una carga de 329.54 kN.

En la figura 51 se muestra el modelo de bielas y tirantes planteado. En la figura 52 se muestra la geometría y el armado típico de las ménsulas.

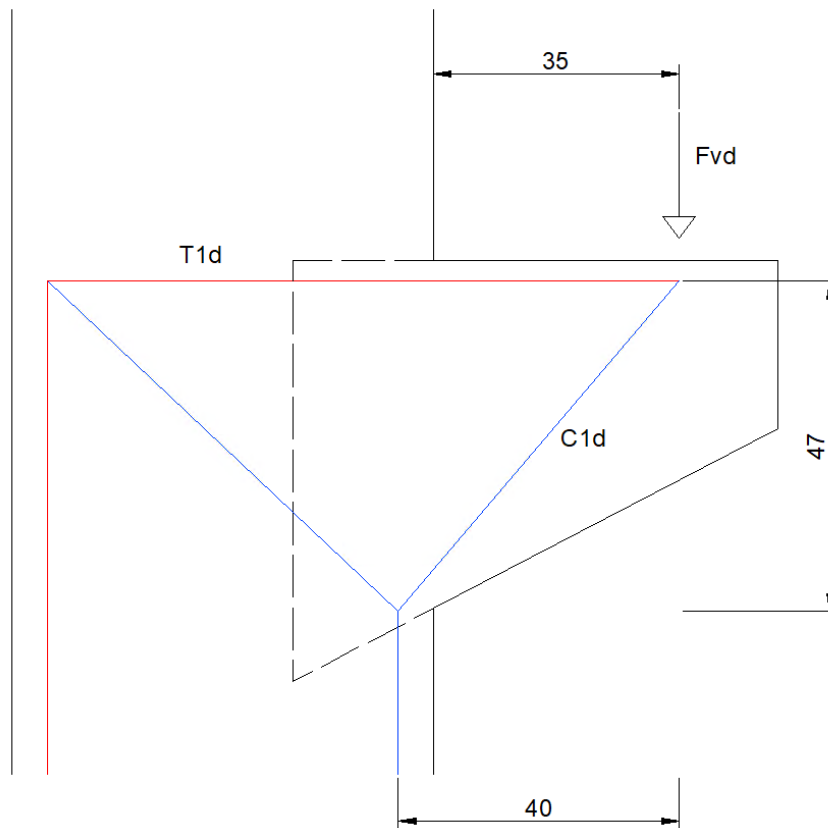


Figura 51. Modelo de bielas y tirantes (dimensiones en cm).

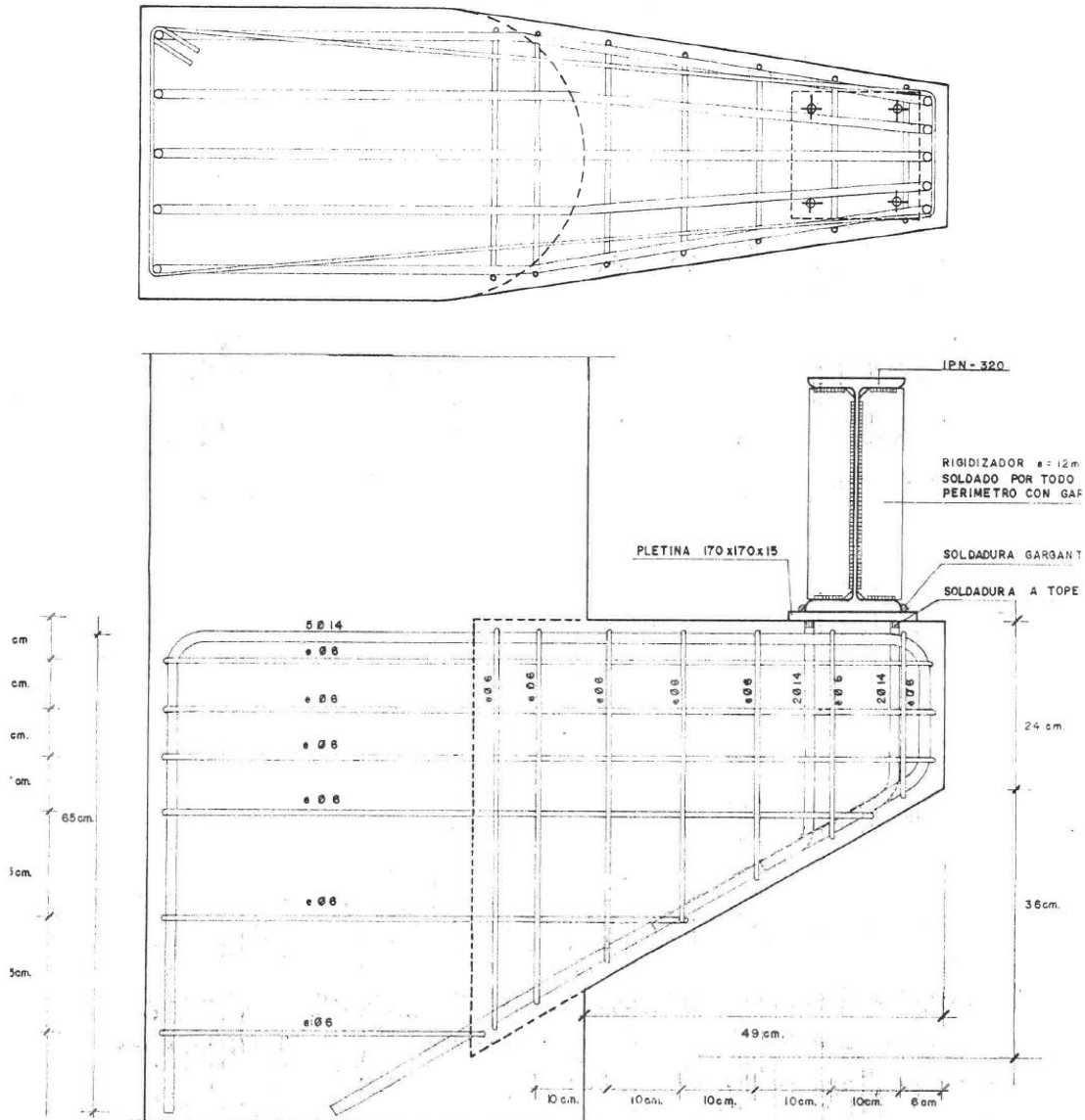


Figura 52. Geometría y esquema de armado típico de las ménsulas. [2]

4.11.2.1. Comprobación del nudo

La dimensión del nudo se ve definido por la dimensión de la placa de apoyo, la cual es de 170x170mm. Por lo que la compresión en el nudo será de:

$$\sigma_c = \frac{329.54 \text{ kN}}{0.17 * 0.17 \text{ m}^2} = 11.40 \text{ MPa}$$

La resistencia del nudo, de acuerdo a la ecuación (4.30), es de:

$$f_{1cd} = 0.7 f_{cd} = 0.7 * 13.33 \text{ MPa} = 9.33 \text{ MPa}$$

Por consiguiente, el nudo no cumple. En las condiciones actuales, la máxima fuerza puntual que se podría aplicar en el nudo sería de 269.7 kN.

4.11.2.2. Comprobación de la biela

La dimensión de la biela también está definida por la placa de apoyo. El área de la biela es:

$$A_{c1} = 0.17 \text{ m} * 0.17 \text{ m} * \cos \theta$$

El ángulo θ según el esquema planteado, es $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{40}{47}\right) = 0.705 \text{ rad}$.

Luego, la compresión σ_{c1} que discurre por la biela es:

$$\sigma_{c1} = \frac{329.524 \text{ kN} * \cos(0.705)}{0.17^2 * \cos(0.705) \text{ m}^2} = \frac{432.71 \text{ kN}}{0.022 \text{ m}^2} = 19.66 \text{ MPa}$$

La tensión en la biela supera en más del 100% a la resistencia de cálculo f_{1cd} , por lo que la biela no cumple. Según las condiciones actuales, la máxima fuerza vertical que se podría aplicar para evitar el fallo de la biela sería de 156.43 kN.

4.11.2.3. Comprobación de la armadura

Según lo asumido durante el presente estudio y según la realidad de la estructura, las fuerzas transversales inducidas por la grúa se ven transmitidas a los pilares directamente a través de abrazaderas. Por lo que no se considerará una fuerza horizontal aplicada en la ménsula. La fuerza que solicita el tirante principal, de acuerdo a la ecuación (4.26) es:

$$T_{1d} = F_{vd} \operatorname{tg} \theta = 329.524 \text{ kN} * \tan(0.705) = 280.45 \text{ kN}$$

Por lo que el área de armadura principal necesario $A_{s,nec}$ es de:

$$A_{s,nec} = \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{280.45 \text{ kN}}{400 \text{ MPa}} = 701.11 \text{ mm}^2$$

De acuerdo al esquema mostrado en la figura 52, se tienen 5 \varnothing 14 (769.69 mm²), por lo que sí cumple con el área de refuerzo necesaria.

En caso la fuerza transversal de la grúa sea transmitida a la ménsula, la cual es de 26.51 kN ($H_{s,T}$) sin mayorar, el armado necesario sería:

$$A_{s,nec} = \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{(280.45 + 1.35 * 26.51) \text{ kN}}{400 \text{ MPa}} = 790.59 \text{ mm}^2$$

Se puede observar que el armado necesario superaría al armado existente, por lo que es importante asegurar la transmisión de las fuerzas horizontales directamente al pilar.

Luego, la armadura secundaria mínima, de acuerdo a la ecuación (4.27) es:

$$T_{2d} = 0.20 * (329.524 \text{ kN}) = A_{se} f_{yd} \Rightarrow A_{se} = \frac{65.905 \text{ kN}}{400 \text{ MPa}} = 164.76 \text{ mm}^2$$

La armadura secundaria existente consiste de 4 cercos de \varnothing 6 (226.19 mm²) por lo que sí cumple con la armadura necesaria.

4.12. Prediseño de viga carrilera

En esta sección se llevará a cabo el predimensionamiento de la viga carrilera para los puentes grúa de distintas capacidades, para este fin se seguirá lo estipulado en el Eurocódigo 3–Parte 6 [10] ligado a lo que indica el Eurocódigo 3 – Parte 1-1 [15] y la EAE [17]. A continuación, se explicarán los criterios usados para las distintas verificaciones.

4.12.1. Estado Límite Último

Según el inciso (7) del apartado 6.2.1 del EC3-1-1 [15], se puede usar la siguiente aproximación conservativa para determinar la resistencia de la sección transversal de la viga:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (4.31)$$

Donde N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ y $M_{z,Rd}$ son los valores de diseño de la resistencia dependiendo de la clasificación de la sección transversal e incluyendo cualquier reducción debido a efectos de corte.

El valor de diseño del esfuerzo de tensión N_{Ed} en cada sección transversal debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad ; \quad N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.32)$$

El valor de diseño del esfuerzo de compresión N_{Ed} en cada sección transversal debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad ; \quad N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.33)$$

El valor de diseño de la fuerza cortante V_{Ed} en cada sección transversal debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad ; \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (4.34)$$

Donde A_v es el área a cortante

Para verificar la resistencia elástica a cortante de diseño $V_{c,Rd}$, el siguiente criterio para un punto crítico de la sección transversal puede ser usado al menos que la verificación a pandeo de la sección 5 del EC3-1-5 [16] se aplique:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1.0 \quad (4.35)$$

Para secciones I o H, el esfuerzo cortante en el alma puede ser definida como:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{si} \quad \frac{A_f}{A_w} \geq 0.6 \quad (4.36)$$

Donde:

A_f es el área de un ala

A_w es el área del alma: $A_w = h_w t_w$

De acuerdo al EC1-3 [8] se tomará en cuenta una excentricidad e en la aplicación de las cargas de rueda Q_r en el riel y está será una porción del ancho de la cabeza del riel b_r , se recomienda un valor de $e = 0.25 b_r$. En la figura 53 se muestra esta excentricidad. De esta forma las cargas verticales generarían un momento torsor, que se sumaría al momento torsor generado por las fuerzas transversales (ya que se considera que estas fuerzas transversales serán aplicadas a nivel de la cabeza del riel).

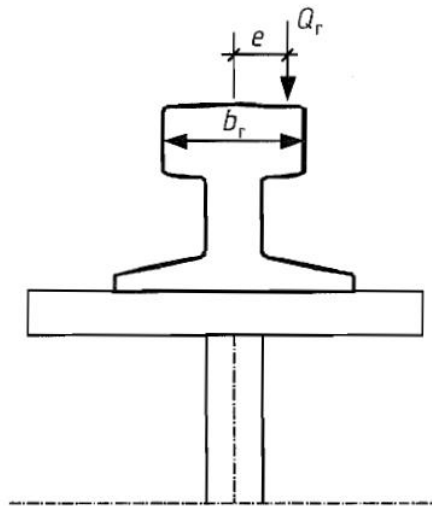


Figura 53. Excentricidad de aplicación de la carga de ruedas. [8]

Para la acción conjunta de esfuerzo cortante y momento torsor, la resistencia plástica a cortante tomando en cuenta efectos torsionales deberá ser reducida de $V_{pl,Rd}$ a $V_{pl,T,Rd}$ y la fuerza cortante deberá satisfacer:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.37)$$

La resistencia $V_{pl,T,Rd}$ para una sección I o H, toma el siguiente valor:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25(\frac{f_y}{\sqrt{3}})/\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (4.38)$$

El valor de diseño del momento flector M_{Ed} en cada sección transversal debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad ; \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.39)$$

Para considerar la interacción entre fuerza cortante y flexión, se deberá tomar en cuenta un límite elástico reducido a la hora de calcular la resistencia a flexión en el caso de que $V_{Ed} > 0.5V_{pl,T,Rd}$, esta reducción se define de la siguiente manera:

$$(1 - \rho)f_y \quad ; \quad \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.40)$$

La resistencia plástica reducida será:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.41)$$

4.12.2. Estado Límite de Inestabilidad

La resistencia del alma a pandeo por cortante debe ser verificada si no se cumple la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ (MPa)} \quad (4.42)$$

Según el Anejo Nacional del EC3-1-5 [21], se adopta el valor recomendado de $\eta = 1.20$ cuando se empleen aceros de tipo hasta S460 y $\eta = 1.0$ para aceros de tipo superior.

El alma de la viga carrilera deberá ser verificada para resistir las fuerzas puntuales aplicadas por las ruedas del puente grúa [16]. En esta verificación, la excentricidad de aplicación de las cargas verticales de las ruedas podrá ser despreciada [10]. Para almas rigidizadas o no-rigidizadas, la resistencia de diseño a abollamiento local bajo fuerzas transversales es:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (4.43)$$

donde:

t_w es el espesor del alma

f_{yw} es el límite de fluencia del alma

L_{eff} es la longitud efectiva para resistencia a fuerzas transversales, que puede ser determinada de:

$$L_{eff} = \chi_F l_y \quad (4.44)$$

donde:

l_y es la longitud cargada efectiva, correspondiente a la longitud de apoyo rígido s_s

χ_F es el factor de reducción debido al abollamiento local

De acuerdo al apartado 6.5.2 del EC3-6 [10] la longitud de apoyo rígido s_s en la superficie del ala superior, debido a la carga de la rueda aplicada a través del riel, se puede obtener de la siguiente manera:

$$s_s = l_{eff} - 2t_f \quad (4.45)$$

donde:

l_{eff} es la longitud cargada efectiva

t_f es el espesor del ala superior

La tabla 30 indica cómo se puede determinar la longitud cargada efectiva, en la que se asume que las tensiones debidas a una única rueda estarán uniformemente distribuidas.

Tabla 30. Longitud cargada efectiva l_{eff} [10]

Case	Description	Effective loaded length l_{eff}
(a)	Crane rail rigidly fixed to the flange	$l_{eff} = 3,25 [I_{rf} / t_w]^{1/3}$
(b)	Crane rail not rigidly fixed to flange	$l_{eff} = 3,25 [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
(c)	Crane rail mounted on a suitable resilient elastomeric bearing pad at least 6mm thick.	$l_{eff} = 4,25 [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
<p>$I_{f,eff}$ is the second moment of area, about its horizontal centroidal axis, of a flange with an effective width of b_{eff}</p> <p>I_r is the second moment of area, about its horizontal centroidal axis, of the rail</p> <p>I_{rf} is the second moment of area, about its horizontal centroidal axis, of the combined cross-section comprising the rail and a flange with an effective width of b_{eff}</p> <p>t_w is the web thickness.</p> <p>$b_{eff} = b_{fr} + h_r + t_f$ but $b_{eff} \leq b$</p> <p>where: b is the overall width of the top flange;</p> <p>b_{fr} is the width of the foot of the rail, see figure 5.2;</p> <p>h_r is the height of the rail, see figure 5.1;</p> <p>t_f is the flange thickness.</p>		
<p>Note: Allow for crane rail wear, see 5.6.2(2) and 5.6.2(3) in determining I_r, I_{rf} and h_r.</p>		

El factor de reducción χ_F se obtiene de:

$$\chi_F = \frac{0.5}{\lambda_F} \leq 1.0 \quad (4.46)$$

donde:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} \quad (4.47)$$

$$F_{cr} = 0.9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (4.48)$$

Se considerará que no existirá pandeo a compresión, ya que las fuerzas axiales generadas son despreciables.

El pandeo lateral debido a flexión se comprobó de acuerdo al apartado 35.2 de la EAE [17]. El valor de cálculo del momento flector deberá verificar:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \quad (4.49)$$

La resistencia de cálculo a pandeo lateral, está dada por la siguiente expresión:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_y * f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.50)$$

El coeficiente de reducción para pandeo lateral está dado por la fórmula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2}} \leq 1.0 \quad (4.51)$$

donde:

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2) \quad (4.52)$$

α_{LT} es el coeficiente de imperfección adoptado mediante la curva de pandeo adecuada

$$(\bar{\lambda}_{LT}) = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (4.53)$$

M_{cr} es el momento flector crítico elástico de pandeo lateral

El valor de M_{cr} se obtiene considerando las características de la sección transversal bruta y teniendo en cuenta los estados de carga, la distribución real de momentos flectores y los arriostramientos laterales.

$$M_{cr} = \frac{1}{k_c^2} * \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right)^{0.5} \quad (4.54)$$

Siendo L la longitud del elemento entre puntos que tienen impedido el movimiento lateral (5.6 metros) y k_c un coeficiente que depende de la ley de momentos flectores entre puntos cuyo desplazamiento lateral esta coaccionado, se adopta el valor de $k_c = 0.9$.

4.11.3. Estado Límite de Servicio

La Instrucción EAE y el EC3-6 recomiendan los siguientes valores para las limitaciones de flechas horizontales y verticales:

- Flecha vertical:
 - EAE: flecha activa máxima menor que L/700. [17]
 - EC: flecha activa máxima menor que L/600. [10]
- Flecha horizontal:
 - EAE: menor que L/800. [17]
 - EC: menor que L/600. [10]

Sin embargo, la EAE sugiere fijar un valor límite específico para cada proyecto particular, en función del uso y del tipo de equipamiento [17].

4.11.4. Estado Límite de Fatiga

Según el inciso (2) del apartado 9.1 del EC3-6, la verificación a fatiga no será necesaria en caso de que el número de ciclos en que la grúa trabaja a su máxima capacidad es mayor que 5000 durante su vida de servicio de diseño (que generalmente es 25 años o 50 años en vigas carrileras que no son usadas intensivamente) [10]. Se considera que esta condición no se superará, ya que raramente los puentes grúa trabajan a su capacidad máxima, por lo que esta verificación no será necesaria.

4.11.5. Predimensionamiento

Se procederá a comprobar qué perfil será necesario para cumplir con el Estado Límite Último y el Estado Límite de Inestabilidad.

Para determinar los esfuerzos de cálculo, se crearon cargas móviles en el modelo de la viga carrilera creado anteriormente. De esta manera se identificó que los esfuerzos máximos se daban en los vanos extremos, por lo que se procedió al cálculo con estos esfuerzos. En las tablas 31, 32 y 33 se muestran los esfuerzos máximos en vano y en soporte para los grupos de carga 1, 5 y 6. Cabe resaltar que se consideró una excentricidad de 1.25 cm para las cargas verticales y una excentricidad de 20 cm (equivalente a tener una viga de canto igual a 34 cm y un riel de 5x3cm).

Tabla 31. Esfuerzos de cálculo para puentes grúa de 8t.

Grupo de carga	1		5		6	
	Vano	Soporte	Vano	Soporte	Vano	Soporte
Posición						
x (m)	2.75	5.60	2.75	5.60	2.75	5.60
My,d (kN.m)	127.04	111.76	107.35	94.45	107.35	94.45
Vz,d (kN)	48.47	169.61	40.96	143.33	40.96	143.33
Mtv,d (kN.m)	0.73	1.92	0.61	1.62	0.61	1.62
Mz,d (kN.m)	4.59	2.44	16.24	13.89	10.54	9.27
Vy,d (kN)	2.59	4.21	9.13	20.64	4.02	13.83
MtT,d (kN.m)	0.42	0.86	1.46	3.89	0.97	2.51
Fed (kN)	69.35	69.35	58.60	58.60	58.60	58.60

Tabla 32. Esfuerzos de cálculo para puentes grúa de 10t

Grupo de carga	1		5		6	
	Vano	Soporte	Vano	Soporte	Vano	Soporte
Posición						
x (m)	2.75	5.60	2.75	5.60	2.75	5.60
My,d (kN.m)	155.11	136.46	130.82	115.09	130.82	115.09
Vz,d (kN)	59.18	207.08	49.92	174.66	49.92	174.66
Mtv,d (kN.m)	0.89	2.34	0.75	1.98	0.75	1.98
Mz,d (kN.m)	5.32	2.83	19.79	16.93	12.92	11.37
Vy,d (kN)	3.00	4.88	11.12	25.14	4.93	16.97
MtT,d (kN.m)	0.49	1.00	1.78	4.74	1.18	3.07
Fed (kN)	84.67	84.67	71.42	71.42	71.42	71.42

Tabla 33. Esfuerzos de cálculo para puentes grúa de 12.5t.

Grupo de carga	1		5		6	
	Vano	Soporte	Vano	Soporte	Vano	Soporte
Posición						
x (m)	2.75	5.60	2.75	5.60	2.75	5.60
My,d (kN.m)	189.33	166.57	159.44	140.26	159.44	140.26
Vz,d (kN)	72.24	252.78	60.83	212.86	60.83	212.86
Mtv,d (kN.m)	1.08	2.86	0.91	2.41	0.91	2.41
Mz,d (kN.m)	5.87	3.12	24.11	20.63	15.95	14.04
Vy,d (kN)	3.31	5.39	13.55	30.64	6.09	20.95
MtT,d (kN.m)	0.54	1.10	2.17	5.78	1.46	3.79
Fed (kN)	103.36	103.36	87.03	87.03	87.03	87.03

Mediante un método iterativo, tomando en cuenta perfiles de la clase HEA con un acero S275, se definieron los siguientes perfiles para cada par de puentes grúa.

- Puentes grúa de 8t : HEA240
- Puentes grúa de 10t : HEA260
- Puentes grúa de 12.5t : HEA280

En el presente estudio, las flechas no se comprobaron. Generalmente las empresas proveedoras de puentes grúa, ofrecerán la grúa junto con la viga carrilera adecuada. Además, como se mencionó anteriormente, las limitaciones de flechas deberían ser acordadas. Se contactó con la empresa “GH Cranes” los cuales recomiendan los siguientes perfiles para cada puente grúa.

- Puente grúa de 8t : IPE360
- Puente grúa de 10t : HEA280
- Puente grúa de 12.5t : HEA300

5. PROPUESTA DE REFUERZO

De acuerdo a las comprobaciones realizadas, las ménsulas requerirían un refuerzo para ser capaces de resistir el aumento de cargas debido a la presencia de puentes grúa de mayor capacidad. Se pudo observar que el elemento crítico de las ménsulas es la biela comprimida, por lo que se deberían idear refuerzos que permitan incrementar la capacidad de ésta.

Se plantearon dos alternativas de refuerzo.

5.1. Alternativa 1

Aumentar la dimensión del nudo, mediante la colocación de una nueva placa de apoyo. La placa de apoyo deberá tener una dimensión adecuada para darle la capacidad suficiente a la biela comprimida. Se aumentaría solo el ancho (dirección paralela a las vigas carrileras) para no modificar la distancia de aplicación de la carga con respecto al pilar. En la figura 54 se esquematiza una vista en planta de esta alternativa de refuerzo, las áreas sombreadas representan el incremento de la placa de apoyo y el recrecido de hormigón.

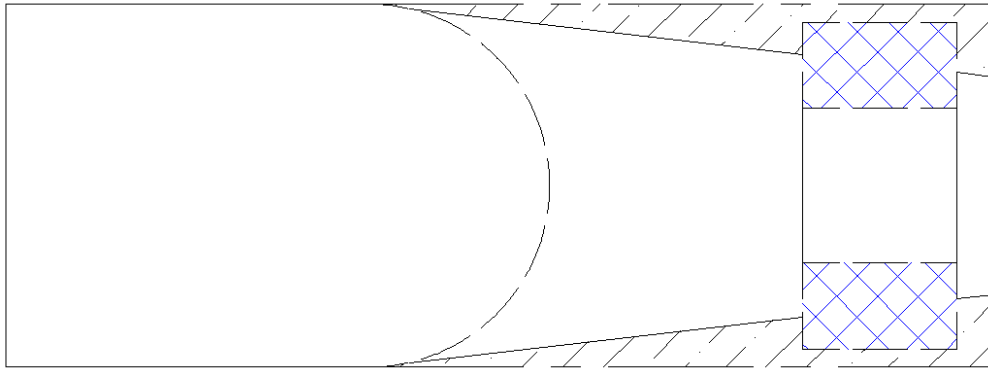


Figura 54. Alternativa de refuerzo 1.

5.2. Alternativa 2:

Se buscaría aumentar ligeramente el ancho de la placa de apoyo, y a la vez aumentar el canto de la ménsula mediante un recrecido de hormigón. Al aumentar el canto, se reduciría el ángulo θ , de esta forma disminuiría la compresión en la biela y además, disminuiría la fuerza que solicita al tirante principal.

De acuerdo al artículo 64 de la EHE [6], se definen como ménsulas cortas a aquellas ménsulas cuya distancia a , entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al soporte, es menor o igual que el canto útil d , en dicha sección. Además, el canto útil d_1 medido en el borde exterior del área donde se aplica la carga, será igual o mayor que $0.5d$. (Figura 55). Estas condiciones se deben tomar en consideración para el diseño del refuerzo.

En las figuras 56 y 57 se muestra un ejemplo de esta alternativa de refuerzo, tanto en vista en planta como en alzado.

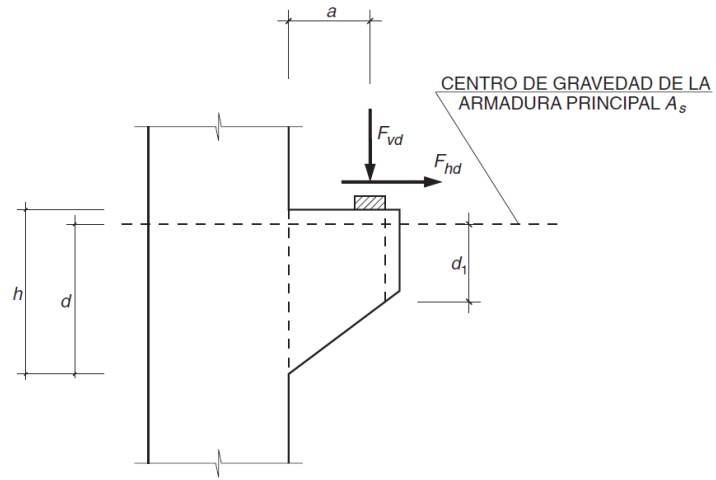


Figura 55. Definición de los parámetros geométricos de una ménsula corta.

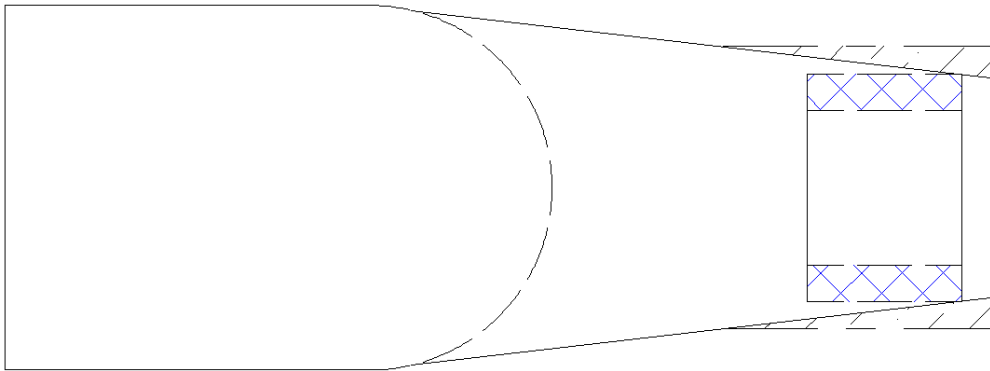


Figura 56. Alternativa de refuerzo 2. Vista en planta.

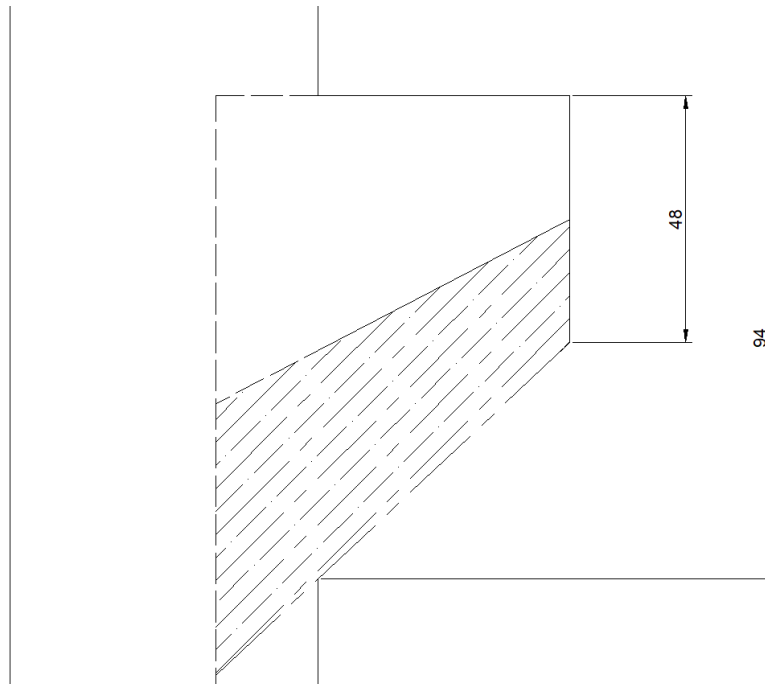


Figura 57. Alternativa de refuerzo 2. Vista en alzado.

5.3. Elección de alternativa de refuerzo y diseño

En vista de que no se necesita reforzar la capacidad del tirante principal de las ménsulas y debido a la mayor dificultad para realizar la alternativa de refuerzo 2, lo cual generaría un incremento del costo de mano de obra y material, se optó por la alternativa de refuerzo 1.

Se evaluó la posibilidad de hacer un recrecido mediante un material innovador como es un hormigón de ultra-alta resistencia reforzado con fibras [22]; una característica que llama la atención de este material es su alta resistencia a corte por rasante sin importar la rugosidad de la unión, algo que sería útil en el refuerzo de la ménsula, ya que las fuerzas están aplicadas directamente en el plano de la unión. Sin embargo, aunque este hormigón innovador demostró tener una gran capacidad mecánica a compresión, elevada ductilidad y gran resistencia a cargas cíclicas; se optó por realizar un recrecido con hormigón convencional conectado mediante anclajes mecánicos, ya que de esta forma la sección compuesta se comportaría de forma más uniforme y se tendría mayor fiabilidad, necesaria en este caso al ser sometido a cargas tan importantes.

El diseño del refuerzo consistirá en determinar el espesor de hormigón necesario y la armadura de cosido necesaria entre el hormigón viejo y el nuevo.

5.3.1. Criterio de cálculo

La armadura de cosido se definió de acuerdo a lo establecido en el artículo 47° de la EHE [6]. Donde se indica que la comprobación del estado límite último a esfuerzo rasante se realizará de manera que:

$$\tau_{r,d} \leq \tau_{r,u} \quad (5.1)$$

donde:

$\tau_{r,d}$ es la tensión rasante de cálculo

$\tau_{r,u}$ es la tensión rasante de agotamiento correspondiente al estado límite último de resistencia a esfuerzo rasante, supuesto que el espesor medio mínimo del hormigón a cada lado de la junta es de 50 mm, medido normalmente al plano de la junta, pudiéndose llegar localmente a un espesor mínimo de 30mm.

La contribución del hormigón a la resistencia rasante se da mediante la siguiente expresión:

$$\beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \quad (5.2)$$

Esta contribución se tomará en cuenta sólo si la tensión rasante de cálculo $\tau_{r,d}$ no supera a 2.5 veces este valor.

Luego, para secciones con armadura transversal y $\tau_{r,d} \leq 2.5\beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd}$, la tensión rasante de agotamiento $\tau_{r,u}$ tiene como valor:

$$\tau_{r,u} = \beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} + \left(\frac{A_{st}}{sp} f_{y\alpha,d} (\mu \operatorname{sen} \alpha + \operatorname{cos} \alpha) + \mu \sigma_{cd} \right) \leq 0.25 f_{cd} \quad (5.3)$$

donde:

- f_{ck} es la resistencia característica a compresión del hormigón más débil de la junta
- f_{ctd} es la resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta
- A_{st} es la sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta
- s es la separación de las barras de cosido según el plano de la junta
- p es la superficie de contacto por unidad de longitud. No se extenderá a zonas donde el ancho de paso sea inferior a 20 mm o al diámetro máximo del árido, o con un recubrimiento inferior a 30 mm
- $f_{y\alpha,d}$ es la resistencia de cálculo de las armaduras transversales en N/mm² ($\leq 400 \frac{N}{mm^2}$)
- α es el ángulo formado por las barras de cosido con el plano de la junta. ($45^\circ < \alpha < 135^\circ$)
- σ_{cd} es la tensión externa de cálculo normal al plano de la junta

En el caso de que $\tau_{r,d} > 2,5\beta \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25}\right) f_{ctd}$, la tensión rasante de agotamiento $\tau_{r,u}$ será:

$$\tau_{r,u} = \left(\frac{A_{st}}{sp} f_{y\alpha,d} (\mu \operatorname{sen} \alpha + \operatorname{cos} \alpha) + \mu \sigma_{cd} \right) \leq 0,25 f_{cd} \quad (5.4)$$

Los valores de β y μ se definen en la tabla 34.

Tabla 34. Valores de los coeficientes β y μ en función del tipo de superficie. [6]

		Tipo de superficie	
		Rugosidad baja	Rugosidad alta
β		0,2	0,8
μ	$\tau_{r,d} \leq 2,5\beta \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25}\right) f_{ctd}$	0,3	0,6
	$\tau_{r,d} > 2,5\beta \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25}\right) f_{ctd}$	0,6	0,9

La norma indica que la contribución por cohesión entre hormigones se reducirá en un 50% en caso de estar bajo solicitaciones de fatiga o de tipo dinámico.

La contribución de la armadura de cosido a la resistencia a rasante de la junta, en la sección de estudio, sólo será contabilizada si la cuantía geométrica de armadura transversal cumple:

$$\frac{A_{st}}{sp} \geq 0,001 \quad (5.5)$$

En la figura 58 se muestra un esquema sobre el efecto de cortante-fricción entre hormigones.

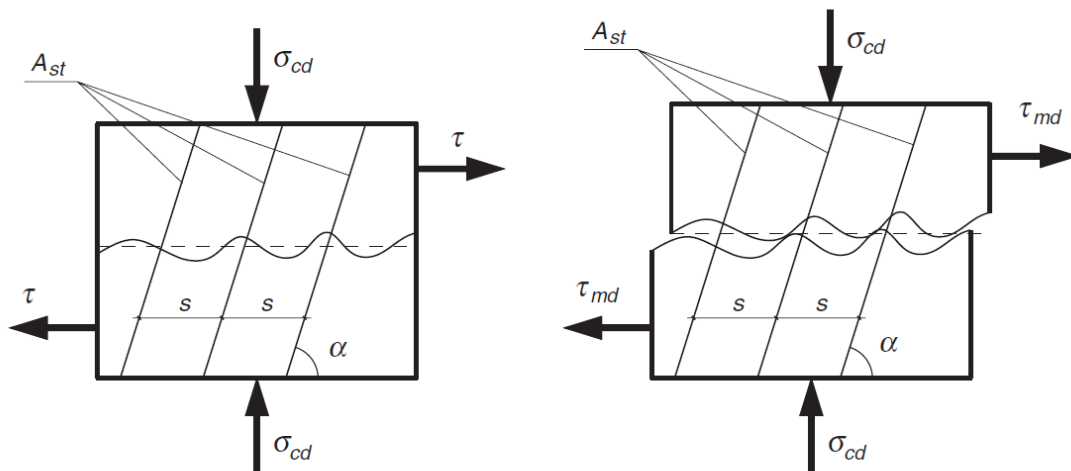


Figura 58. Cortante-fricción en una junta entre hormigones con armadura de cosido. [6]

5.3.2. Cálculo del refuerzo

Se proyectará el refuerzo necesario para cada hipótesis de aumento de capacidad de carga de los puentes grúa.

De los valores de las fuerzas en ménsulas mostrados en la tabla 29, se observa que las ménsulas presentes en el eje 13 están solicitadas por fuerzas mucho menores que las demás, con solicitaciones similares en todas ellas, siendo las más solicitadas las que están en el eje 14. Por lo que se planteará un refuerzo diferente para las ménsulas en el eje 13, y el refuerzo en todas las demás será igual.

Se tienen las siguientes fuerzas:

- Hipótesis de puentes grúa de 8t:
 - Mayor solicitación (eje 14): 223.505 kN
 - Menor solicitación (eje 13): 120.954 kN
- Hipótesis de puentes grúa de 10t:
 - Mayor solicitación (eje 14): 271.321 kN
 - Menor solicitación (eje 13): 147.043 kN
- Hipótesis de puentes grúa de 12.5t:
 - Mayor solicitación (eje 14): 328.507 kN
 - Menor solicitación (eje 13): 177.579 kN

De acuerdo a lo calculado en la comprobación de ménsulas, la fuerza máxima que se podría aplicar a una ménsula sin generar el fallo en la biela comprimida es de 156.43 kN. Por tal motivo, las ménsulas presentes en los ejes 13 no necesitarían ser reforzadas para los casos de puentes grúa de 8t y 10t.

La forma de proceder fue la siguiente: se calculó el ancho necesario de la placa de apoyo, luego se calculó la fuerza que discurriría por el recrido de hormigón, considerando que la fuerza está

uniformemente distribuida y que el recrecido tomaría las fuerzas correspondientes al incremento del ancho de la placa. Luego, la rasante de cálculo se calculó tomando en cuenta que la fuerza cortante se aplica una pequeña área de 0.25 x 0.24 m. En la tabla 35 se muestran estos datos. Nótese que en el caso de las ménsulas del eje 13, sólo se podrán recrecer por un lado debido a su geometría.

Tabla 35. Tensión rasante de cálculo.

Eje de la ménsula	Capacidad de puentes grúa (t)	Fuerza (kN)	Ancho de placa necesario (m)	Fuerza en recrecido (kN)	$\tau_{(r,d)}$ (MPa)
13	12.5	177.535	0.2	26.63025	0.31146491
14	12.5	328.507	0.36	86.68934722	1.44482245
14	10	271.321	0.3	58.78621667	0.97977028
14	8	223.505	0.25	35.7608	0.59601333

Considerando una superficie de contacto con rugosidad alta ($\beta = 0.8$), la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo rasante se deberá tener en cuenta si [6]:

$$\tau_{r,d} \leq 2.5\beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25}\right) f_{ctd} = 2.5 * 0.8 * \left(1.3 - 0.3 * \frac{20}{25}\right) * \frac{0.21 * 20^{2/3}}{1.5}$$

$$\tau_{r,d} \leq 2.187 \text{ MPa}$$

Las tensiones rasantes calculadas no superan este valor, por lo que la contribución del hormigón se tomará en cuenta. Sin embargo, deberá reducirse en un 50% ya que se está ante la presencia de sollicitaciones dinámicas.

Asumiendo que no existen tensiones normales al plano de la junta y que las armaduras tipo B500B se colocarán con un ángulo de 90°, la cuantía geométrica necesaria de armadura de cosido es:

$$\tau_{r,u} = 0.5 * \beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25}\right) f_{ctd} + \left(\frac{A_{st}}{sp} f_{y\alpha,d} (\mu \operatorname{sen}\alpha + \operatorname{cos}\alpha) + \mu \sigma_{cd}\right) \leq 0.25 f_{cd}$$

$$\frac{A_{st}}{sp} \geq \frac{\tau_{r,d} - 0.5 * \beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25}\right) f_{ctd}}{\mu * f_{y\alpha,d}}$$

$$\mu = 0.6$$

$$f_{y\alpha,d} = 400 \text{ MPa}$$

En la tabla 36, se indica la cuantía geométrica necesaria para cada caso y el área de armadura mínima correspondiente, la cual se calculó considerando un área trapezoidal de hormigón medida a 25 cm del paramento ($A_c=76304 \text{ mm}^2$).

Tabla 36. Armadura de cosido necesaria.

Eje de la ménsula	Capacidad de puentes grúa (t)	Cuantía geométrica necesaria	Área de armadura de cosido (mm ²)	Armadura adoptada
13	12.5	0.00094	71.58	4ø6 (113.10 mm ²)
14 - 18	12.5	0.00511	389.83	4ø12 (452.39 mm ²)
14 - 18	10	0.00317	241.98	4ø10 (314.16 mm ²)
14 - 18	8	0.00157	119.97	4ø8 (201.06 mm ²)

5.3.3. Disposición del refuerzo adoptado

La conexión de las armaduras de cosido con el hormigón viejo, se haría mediante un anclaje químico con resina epoxi. Para definir las características geométricas de las conexiones a realizar, se hizo uso de un catálogo de la empresa HILTI [24], específicamente de su producto llamado HIT-RE 500 V3.

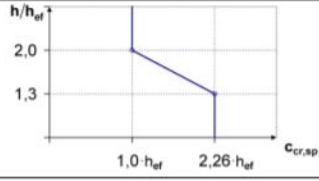
Este producto asegura ser una resina epoxi de máximo rendimiento y algunas de sus propiedades son:

- Apropiado para hormigón fisurado y no fisurado, de las categorías C20/25 a C50/60.
- Aprobación ETA (*European Organisation for Technical Approvals*) para comportamiento sísmico categoría C1.
- Capacidad de carga alta.
- Tiempo de curado rápido.
- Tiempo de trabajo largo para permitir una mayor maniobrabilidad en la colocación.

El documento de datos técnicos de este producto recomienda que el mínimo diámetro de barras a usar para carga sísmica sea de 10 mm [23]. Considerando que una carga sísmica es una sollicitación similar a las cargas dinámicas que se tienen debido a los puentes grúa, se decidió usar este diámetro mínimo.

En la tabla 37 se muestran otras propiedades geométricas recomendadas por la empresa HILTI para la aplicación de los anclajes.

Tabla 37. Detalles para la aplicación de los anclajes. [23]

Anchor size		Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø30	Ø32	Ø36	Ø40	
Nominal diameter of drill bit	d_0 [mm]	10 12 ^{a)}	12 14 ^{a)}	14 ^{a)}	16 ^{a)}	18	20	25	30 32 ^{a)}	35	37	40	45 ¹⁾	55 ¹⁾
Effective anchorage and drill hole depth	$h_{ef,min}$ [mm]	60	60	70	70	75	80	90	100	112	120	128	144 ¹⁾	160 ¹⁾
	$h_{ef,max}$ [mm]	160	200	240	240	280	320	400	500	560	600	640	720 ¹⁾	800 ¹⁾
Minimum base material thickness	h_{min} [mm]	$h_{ef} + 30mm \geq 100 mm$			$h_{ef} + 2 d_0$									
Minimum spacing	s_{min} [mm]	40	50	60	60	70	80	100	125	140	150	160	180 ¹⁾	200 ¹⁾
Minimum edge	c_{min} [mm]	40	45	45	45	50	50	65	70	75	80	80	180 ¹⁾	200 ¹⁾
Critical spacing for splitting failure	$s_{cr,sp}$ [mm]	$2 C_{cr,sp}$												
Critical edge distance for splitting failure ^{c)}	$C_{cr,sp}$ [mm]	$1,0 \cdot h_{ef}$		for $h / h_{ef} \geq 2,0$										
		$4,6 h_{ef} - 1,8 h$		for $2,0 > h / h_{ef} > 1,3$										
		$2,26 h_{ef}$		for $h / h_{ef} \leq 1,3$										
Critical spacing for concrete cone failure	$s_{cr,N}$ [mm]	$2 C_{cr,N}$												
Critical edge distance for concrete cone failure ^{d)}	$C_{cr,N}$ [mm]	$1,5 h_{ef}$												

1) Additional Hilti Technical data

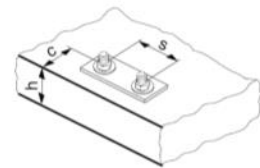
For spacing (edge distance) smaller than critical spacing (critical edge distance) the design loads have to be reduced.

a) both given values for drill bit diameter can be used

b) $h_{ef,min} \leq h_{ef} \leq h_{ef,max}$ (h_{ef} : embedment depth)

c) h : base material thickness ($h \geq h_{min}$)

d) The critical edge distance for concrete cone failure depends on the embedment depth h_{ef} and the design bond resistance. The simplified formula given in this table is on the same side



Aunque 4 barras de 12 mm (452.39 mm²) serían suficientes para cubrir la armadura de cosido necesaria (389.83 mm²), se decidió colocar 6 barras de 10 mm (471.24 mm²) para tener una distribución más uniforme de la armadura. Se deberá colocar una barra adicional (tirante) a cada lado del recocado; aunque no es necesario por motivos resistentes, será útil para asegurar el correcto funcionamiento del mecanismo de bielas y tirantes planteado para las ménsulas cortas. Estas barras adicionales estarán soldadas a placas de anclaje en cada extremo.

Se procedió a dimensionar la placa de anclaje.

- Considerando que la barra que se añade es de 12 mm, la tensión de diseño en la barra sería de:

$$T_d = 113 \text{ mm}^2 * 400 \text{ MPa} = 45.2 \text{ kN}.$$

Luego, si el hormigón tiene una resistencia $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$ y tomando en cuenta que el nudo de hormigón tiene un tirante anclado, su resistencia de diseño sería de

$$f_{2cd} = 9.33 \text{ Mpa}$$

Según esta resistencia de diseño, el área necesaria para resistir los 45.2 kN debe ser mayor a 4846 mm². Por lo tanto, una placa de **70x70mm** se considera adecuada.

- Para determinar el espesor de la placa, se idealizó a esta funcionando como un voladizo, con una carga aplicada de $f_{2cd} = 9.33 \text{ MPa}$, por lo que el momento generado en esta por unidad de longitud sería de:

$$m = 9.33 \text{ MPa} * \frac{(70 \text{ mm})^2}{2} = 22859 \frac{\text{N.mm}}{\text{mm}}$$

El momento resistente de la placa sería $m_{Rd} = f_{yd} * \frac{(t)^2}{4}$.

Considerando un acero S235 y un coeficiente de seguridad de 1.15, se necesitaría un espesor t mínimo de 21.15 mm. Por lo que se consideró apropiado colocar un **espesor de 22 mm**.

En la figura 59 se muestra un esquema mostrando una vista en alzado del armado típico del refuerzo en las ménsulas, con dimensiones recomendadas para la colocación de la armadura de cosido, se recomienda colocarla centrada bajo la placa de apoyo y será en forma de U, con las puntas entrando al hormigón viejo. Se decidió colocar los tirantes adicionales a 6 cm por debajo del paramento superior de la ménsula para no interferir con las barras existentes actualmente, las cuales se ubican a 3 cm por debajo del paramento, aproximadamente.

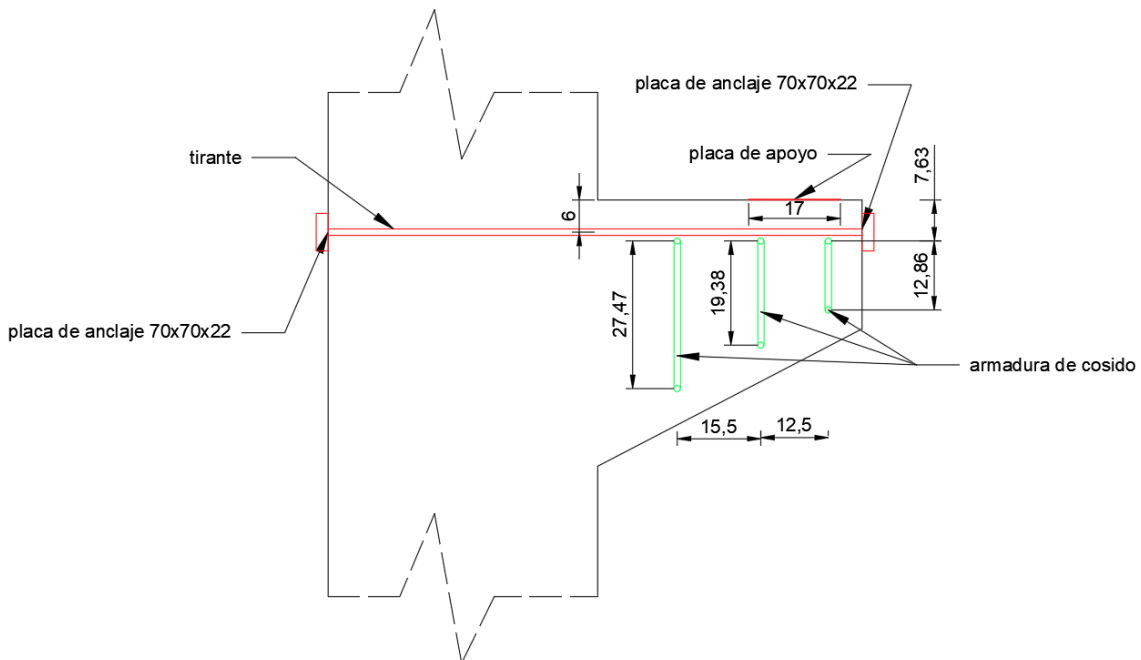


Figura 59. Armado típico del refuerzo.

El ancho total del recrecido de hormigón deberá ser adecuado para el correcto anclaje de la armadura de cosido, tanto en el hormigón viejo como en el nuevo. Lo esencial es cumplir con la dimensión del nudo definida anteriormente mediante el ancho de placa necesario. En la figura 60 se muestran esquemas referenciales para el refuerzo a realizar. La longitud de empotramiento de la armadura de cosido será de 60 mm según el valor mínimo recomendado por HILTI [23]. En el caso de los pilares circulares, se plantea un pequeño recrecido en forma de cuñas para que las barras a añadir formen un ángulo recto con las placas.

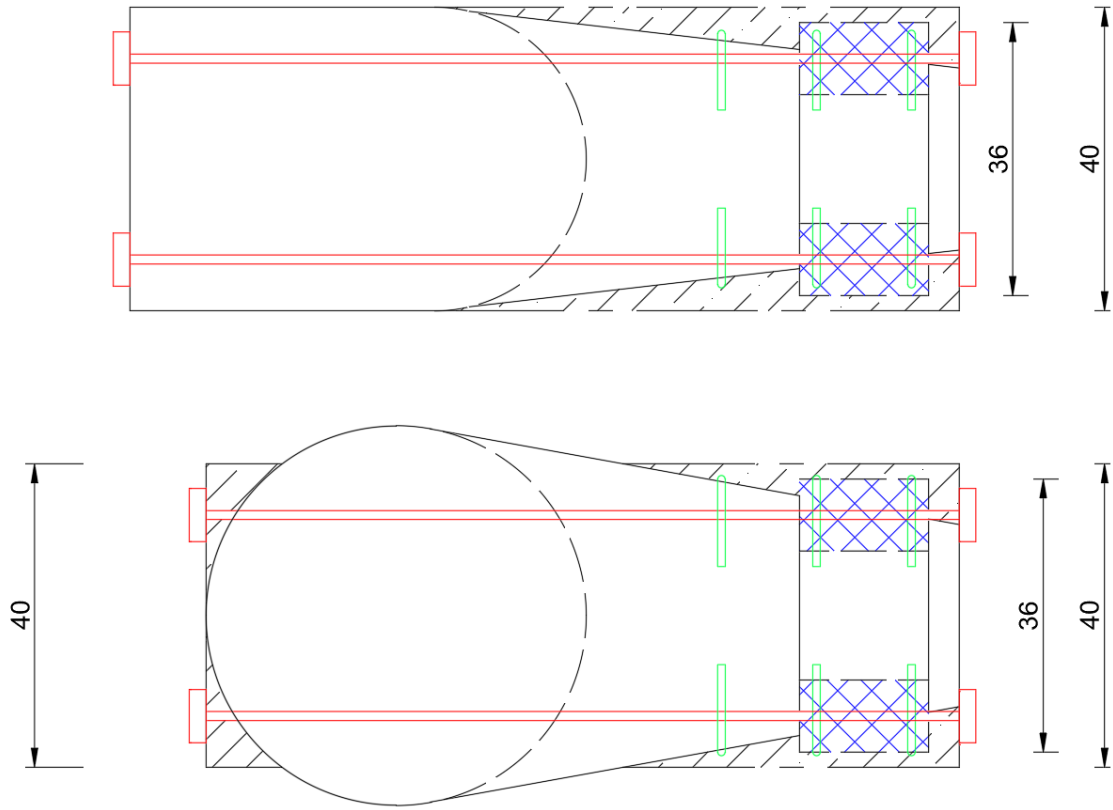


Figura 60. Vista en planta del reforzo. Ménsulas en ejes 14-18.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se evaluó el comportamiento estructural frente a tres hipótesis de capacidades de puentes grúa: de 8 toneladas, 10 toneladas y 12.5 toneladas. Se estudiaron los efectos causados por dos puentes grúa actuando a su máxima capacidad en cada caso, las acciones inducidas por estos se calcularon de acuerdo al Eurocódigo 1 – Parte 3.

En la inspección visual de la estructura se observó que ésta se encuentra en buen estado, además, se notó que las vigas carrileras no apoyan en ménsulas en el eje 19, sino que lo hacen en un muro y en un pilar. La resistencia de estos elementos debería evaluarse también frente al aumento de cargas, en este TFM no se realizó su comprobación.

Los ensayos no destructivos llevados a cabo permitieron concluir que la calidad del hormigón es de C20/25; la normativa actual exige una resistencia mínima de 25 MPa en hormigón armado, pero, para la fecha en que se ejecutó el proyecto (fines de los años 80), era una solución válida. En general, mediante el ensayo esclerométrico, se obtuvieron resistencias mayores a 20 MPa, con una media de 27 MPa. También se observó que los pilares presentes en el piso base, daban un índice de rebote mayor que los elementos presentes en el sótano. Sin embargo, se recomienda la extracción de probetas testigo para correlacionar estos resultados y confirmar la resistencia a compresión del hormigón.

Tras llevar a cabo el análisis estructural mediante un modelo numérico se verificó la resistencia de los pilares frente al aumento de cargas considerando efectos de segundo orden y se llegó a la conclusión de que no necesitan refuerzo alguno. Por otra parte, las ménsulas son los elementos que necesitarían un refuerzo, específicamente para incrementar la capacidad a compresión de la biela de hormigón.

La armadura principal de la ménsula, según los cálculos realizados, es suficiente para resistir una fuerza vertical de hasta 360 kN, y se tiene que la fuerza vertical máxima transmitida en el caso de tener dos puentes grúa de 12.5 toneladas es de 330 kN. Es decir, la armadura de la ménsula es suficiente para resistir todas las hipótesis de carga consideradas (con puentes grúa de 8t, 10t y 12.5t); sin embargo, esto es sin considerar la acción de una fuerza horizontal transmitida directamente a la ménsula. Se observó que, en el caso de la fuerza máxima transmitida por los puentes grúa de 12.5t, si se tomara en cuenta la reacción transversal originada por los movimientos de los puentes grúa, la capacidad de cálculo de la armadura se vería ligeramente sobrepasada; por lo que es esencial asegurar la transmisión de las fuerzas horizontales directamente a los pilares como se da actualmente mediante la conexión de la viga carrilera a los pilares a través de abrazaderas.

Para incrementar la capacidad de la biela, se planteó un refuerzo que consistirá en un recrecido de hormigón para incrementar el ancho de las ménsulas, este recrecido necesitará una armadura de cosido con el hormigón viejo, la cual se conectará mediante anclaje químico por resina epoxi. Se deberá disponer de una barra adicional a cada lado del recrecido para fomentar el reparto de la biela en un ancho mayor y asegurar el correcto funcionamiento del mecanismo de bielas y tirantes planteado. Esta armadura adicional se anclaría mediante un anclaje mecánico debido al poco espacio disponible.

Cabe resaltar que los cálculos realizados en el presente estudio son conservadores. Se podría predecir un mejor comportamiento de la estructura si se comprueba la resistencia a compresión del hormigón mediante ensayos de extracción de testigos, se estima que el hormigón podría tener una resistencia característica mayor a la que se consideró en el estudio, la cual fue de 20 MPa. Por ejemplo, si se considerara una resistencia característica de 25 MPa y considerando la acción de puentes grúa de 8 toneladas, podría evitarse plantear un recrecido en el ancho de la ménsula y el refuerzo necesario consistiría en recrecer el canto de la ménsula por 10 cm, esto le daría suficiente resistencia a la biela comprimida y además reduciría la fuerza que solicita al tirante principal. Sin embargo, en el caso de tener puentes grúa de 10t o 12.5t sería necesario un recrecido de canto muy grande y sería más factible ejecutar un recrecido a lo ancho como fue la solución planteada en este TFM.

En conclusión, sí es posible el aumento de la capacidad de carga de los puentes grúa. Los pilares no necesitarían ser reforzados en ninguna hipótesis de carga estudiada, por otro lado, las ménsulas requerirían ser reforzadas, para evitar el fallo de la biela comprimida al ser su capacidad insuficiente para todas las hipótesis de aumento de carga.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] L. Cantallops, Proyecto de Ejecución Reformado de la E.T.S de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Campus Norte.
- [2] Plano de detalles estructurales del edificio C1- UPC, Campus Nord
- [3] Comunicación de Alfredo Arnedo, croquis sobre refuerzo de viga carrilera.
- [4] J. R. Casas, "Curso de Gestión de Estructuras [Material del aula]" Barcelona, 2020
- [5] *Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 2: Ensayos no destructivos. Determinación del índice de rebote*, AENOR UNE-EN 12504-2-2002.
- [6] *Instrucción de Hormigón Estructural*, Ministerio de Fomento EHE-08-2010.
- [7] *Caminos de rodadura de puentes grúa. Bases específicas para su cálculo*, ENSIDESA UNE 76-201-88.
- [8] *Eurocode 1: Actions on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery*, European Committee for Standardization EN 1991-3-2006.
- [9] ARNEDO PENA, Alfredo, 2009. Anejo B. La nave con puente grúa. En: ARNEDO PENA, Alfredo. *Naves industriales con acero*. España: Publicaciones APTA, pp 355-394. ISBN 9788469222744
- [10] *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures*, European Committee for Standardization EN 1993-6-2007.
- [11] *Eurocódigos. Base de cálculo de estructuras*, AENOR UNE-EN 1990-2003
- [12] *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios*, AENOR UNE-EN 1990-2003
- [13] *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la edificación*, Ministerio de Transportes, Movilidad y Agencia Urbana DB SE-AE-2009
- [14] *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*, AENOR UNE-EN 1992-1-1-2010
- [15] *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization EN 1993-1-1-2005.
- [16] *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: General rules – Plated structural elements*, European Committee for Standardization EN 1993-1-5-2006.
- [17] *Instrucción de Acero Estructural*, Ministerio de Fomento EAE-2012.
- [18] D. M. Ruiz Ballesta, "Proyecto Estructural de Construcción Metálica, Pol. Ind. Oeste (Murcia)", Trabajo de fin de grado, Dpto. de Ingeniería Minera y Civil, Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena, España, 2016. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.upct.es/bitstream/handle/10317/5666/tfe-rui-pro.pdf>
- [19] E. L. Tolentino de Almeida, "Proyecto de Estructura Metálica de 2860 m2 dedicada al embotellado de vino con edificio de oficinas en Utiel (Valencia)", Trabajo fin de grado, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, 2017. [En línea]. Disponible en:

https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/84905/X7206982R_TFG_14990907664415853915896282457365.pdf

- [20] J. Arroyo et al., *JIMÉNEZ MONTOYA ESENCIAL Hormigón armado*, 16ª ed. Madrid: CINTER, 2018.
- [21] *Anejo Nacional. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-5: Placas planas cargadas en su plano*, Ministerio de Fomento AN/UNE-EN 1993-1-5-2013
- [22] Pedro A. MADERA ARROYO, (2020) "REFUERZO DE ESTRUCTURAS CON MORTEROS DE ULTRA-ALTA RESISTENCIA, REFORZADOS CON FIBRAS, EN CAPA DELGADA", *Hormigón y Acero*, Avance online, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2624>
- [23] HILTI. "HIT-RE 500 V3 INJECTION MORTAR Technical Datasheet" [En línea] https://www.hilti.es/medias/sys_master/documents/h2a/h9e/9585660461086/Technical-data-sheet-for-HIT-RE-500-V3-injectable-mortar-in-concrete-Technical-information-ASSET-DOC-8257123.pdf (acceso: 14 de setiembre de 2021).