



PROYECTO FINAL – INGENIERIA CIVIL

**“Ejecución de estructura metálica y Losa Steel Deck en
edificio de departamentos unifamiliar – En calle
Corrientes 117, Salta - Capital”**

PROYECTO DE GRADO – INFORME FINAL

PROFESOR GUIA:

Sánchez, Domingo Ezequiel

INTEGRANTES:

Campos Mulqui, Emilio Joaquin

Sbrugnera Sotomayor, Franco Martín

SALTA, ARGENTINA - AÑO 2026

“Ejecución de estructura metálica y Losa Steel Deck en edificio de departamentos unifamiliar – En calle Corrientes 117, Salta - Capital”

Profesor guía:

Integrantes del tribunal evaluador:

Fecha de exposición del trabajo:

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS

Campos Mulqui, Emilio Joaquín:

Este trabajo representa el cierre de una etapa que fue posible gracias al acompañamiento de muchas personas a lo largo de este camino.

A los docentes, por compartir sus conocimientos y contribuir a mi formación académica y profesional.

A mis amigos y compañeros, por el apoyo, el compañerismo y los momentos vividos durante estos años de estudio.

A mi familia, por su respaldo constante, su paciencia y por estar siempre presentes a lo largo de todo este proceso.

A todos ellos, mi más profundo agradecimiento.

Sbrugnera Sotomayor, Franco Martín;

Este proyecto está dedicado a todas las personas que me acompañaron durante este camino desde el inicio de mi carrera.

A mi familia, por su amor incondicional, confianza y apoyo constante, que fueron una fuente permanente de motivación para seguir adelante incluso en los momentos más difíciles.

A mis profesores, por sus enseñanzas y por brindarme las herramientas necesarias para mi formación profesional.

A mis amigos y compañeros de la facultad, por el acompañamiento, las experiencias compartidas y las amistades que me llevo de esta etapa.

A todos ellos, gracias de corazón.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	11
2. ESTADO DE LA CUESTIÓN	13
3. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	15
4. GENERALIDADES	17
4.1. Marco contextual y problemática	17
4.2. Objetivo general del Proyecto.....	18
4.3. Objetivos específicos del proyecto	19
4.4. Conceptos técnicos	19
4.5. Comportamiento de las estructuras metálicas en edificios de viviendas	21
4.6. Componentes de una estructura metálica en edificios de viviendas	22
4.7. Steel Deck.....	23
4.8. Funciones	24
4.9. Muros	26
4.10. Comparación conceptual entre sistema de construcción tradición (hormigón armado) y metálico	27
4.11. Estructuras Metálicas Vs. Estructuras de Hormigón Armado	28
4.12. Proceso constructivo de una estructura metálica, aplicada a viviendas.....	31
4.13. Conclusión del marco teórico	34
5. UBICACIÓN DEL PROYECTO	34
6. METODOLOGIA DE TRABAJO.	37
6.1. Tipo de investigación y enfoque.....	37
6.2. Universo y caso de estudio	37
6.3. Métodos de recolección de datos	37
6.4. Procesamiento y análisis de datos	38
6.5. Síntesis metodológica	38
7. MARCO TEORICO	39
7.1. Marco normativo aplicable	40
7.2. Conceptos y definiciones clave.....	41

7.3. El acero estructural como material de construcción	46
7.4. El sistema Steel Deck: losas mixtas acero-hormigón	47
8. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA	49
8.1. Memoria descriptiva de la estructura.....	49
9. DISEÑO ARQUITECTONICO SEGÚN LOS REQUISITOS DE USO.....	52
10. PLANTEO ESTRUCTURAL.....	56
10.1. Diseño estructural	56
10.2. Planos de la Propuesta Estructural.....	57
10.3. Planteo Estructural de Muros.....	61
10.4. Conclusión conceptual del diseño estructural.....	65
11. ANALISIS DE CARGAS.....	66
12. MODELADO 3D Y DETERMINACION DE ESFUERZOS CARACTERISTICOS	87
12.1. Modelado y análisis estructural mediante ETABS	87
12.2 Modelado 3D	88
12.3. Análisis del comportamiento estructural frente a acciones horizontales	93
12.4. Aplicación de cargas en programa de elemento finitos-ETBAS	94
12.5 Combinaciones últimas - CIRSOC 301	95
12.6 Combinaciones de servicio – CIRSOC 301.....	97
13. RESULTADOS OBTENIDOS DE LA ESTRUCTURA METALICA	99
13.1 Presentación de resultados del análisis estructural	99
13.2 Columna con mayor sollicitación IPB 200	100
13.3 Viga de mayor sollicitación IPE 200	102
13.4 Viga de mayor sollicitación IPE 160	105
13.5 Columna de mayor sollicitación IPB 100	107
13.6 Viga de mayor sollicitación IPE 80	108
14. CONCLUSIONES	111
15. BIBLIOGRAFÍA	115

16. ANEXOS	117
16.1. Verificaciones	117
16.2. Bases	173
16.3. Uniones	194

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES Y TABLAS:

Ilustración 1: Imagen ilustrativa de una estructura metálica	20
Ilustración 2: sección transversal y dimensiones características de un perfil IPB	21
Ilustración 3: Sección transversal y dimensiones características de un perfil IPE	21
Ilustración 4: Imagen ilustrativa de perfiles metálicos y chapas de Steel Deck.....	23
Ilustración 5: Imagen ilustrativa de perfiles metálicos y chapas de Steel Deck.....	23
Ilustración 6: sección transversal de losa compuesta con placa colaborante Steel Deck	25
Ilustración 7: representación conceptual del comportamiento compuesto acero-hormigón en losas ejecutadas con placa colaborante.....	26
Ilustración 8: sección transversal de muro en sistema Steel Framing	27
Ilustración 9: imagen ilustrativa del montaje de vigas en estructura metálica	32
Ilustración 10: imagen ilustrativa del vertido de hormigón en losa Steel Deck	34
Ilustración 11: fachada existente	35
Ilustración 12: ubicación en mapa de la ciudad de Salta.....	36
Ilustración 13: plano arquitectónico PB - Nivel 1	53
Ilustración 14: Plano arquitectónico Nivel 2-3	54
Ilustración 15: plano arquitectónico terraza nivel 4	55
Ilustración 16: plano estructura PB - Nivel 1	57
Ilustración 17: plano estructura Nivel 2	58
Ilustración 18: plano estructura nivel 3	59
Ilustración 19: plano estructura terraza - nivel 4	60
Ilustración 20: plano estructura muros - nivel 1	61
Ilustración 21: plano estructura muros - nivel 2	62
Ilustración 22: plano estructura muros - nivel 3	63
Ilustración 23: plano estructura muros - nivel 4.....	64
Ilustración 24: Detalle de la altura de cada nivel de la estructura	70
Ilustración 25: Viento en dirección X (+) – Normal a la cumbrera.....	77
Ilustración 26: Viento en dirección X (-) – Normal a la cumbrera.....	78

Ilustración 27: Viento en dirección Y (+) – Normal a la cumbrera.....	79
Ilustración 28: Viento en dirección Y (-) – Normal a la cumbrera.....	80
Ilustración 29: Mapa de zona sísmica de Argentina.....	81
Ilustración 30: Espectro de diseño.....	84
Ilustración 31: Modelado 3D.....	88
Ilustración 32: Pórtico frontal (fachada/entrada al edificio).....	89
Ilustración 33: Pórtico lateral de la estructura. Se repite el mismo para el lateral opuesto	90
Ilustración 34: Vista en planta, del modelado 3D	92
Ilustración 35: Imagen ilustrativa de distribución de cargas	94
Ilustración 36: Imagen ilustrativa de distribución de cargas	95
Ilustración 37: Combinación de cargas ultimas cargadas en ETABS	97
Ilustración 38: Combinación de cargas de servicio cargadas en ETABS.....	98
Ilustración 39: Columna con mayor sollicitación IPB200.....	100
Ilustración 40: Valores de fuerza axil máximos en IPB200	101
Ilustración 41: Viga con mayor sollicitación IPE200.....	102
Ilustración 42: Valores de momento y corte máximos en IPE200	104
Ilustración 43: Viga con mayor sollicitación IPE160.....	105
Ilustración 44: Valores de momento y corte máximos en IPE160	106
Ilustración 45: Columna con mayor sollicitación IPB100.....	107
Ilustración 46: Valores de fuerza axil máximos en IPB100	108
Ilustración 47: Viga con mayor sollicitación IPE80.....	108
Ilustración 48: Valores de momento y corte máximos en IPE80	110
Ilustración 49: Valores máximos de distorsión de piso	121
Ilustración 50: Valores máximos de desplazamientos.....	124
Ilustración 51: Desplazamientos de los bordes.....	127
Ilustración 52: Continuidad de los elementos resistentes en altura	128
Ilustración 53: Configuración estructural regular.....	129
Ilustración 54: Modo 1	136
Ilustración 55: Modo 2	137
Ilustración 56: Modo 3	138
Ilustración 57: Fuente de Masa.....	141
Ilustración 58: Punto de mayor desplazamiento.....	¡Error! Marcador no definido.
Ilustración 59: Detalle del punto de máximo desplazamiento..	¡Error! Marcador no definido.

Tabla 1: comparación conceptual de estructuras metálicas y estructuras de hormigón	30
Tabla 2: paquete estructural de la losa.....	66
Tabla 3: análisis de sobrecargas de diseño	66
Tabla 4: Velocidad promedio del viento por provincia	68
Tabla 5: Valores de Kd.....	69
Tabla 6: Factor de importancia.....	69
Tabla 7: Constantes de exposición del terreno	71
Tabla 8: Presión dinámica ejercida a distintas alturas	72
Tabla 9: Clasificación de los cerramientos.....	72
Tabla 10: Resumen de valores de Cp X (+).....	74
Tabla 11: Resumen de valores de Cp X (-)	74
Tabla 12: Resumen de valores de Cp Y (+).....	74
Tabla 13: Resumen de coeficiente Cp	75
Tabla 14: Resumen de cargas W de diseño	76
Tabla 15: Peligrosidad según la zona sísmica	81
Tabla 16: Tipo de suelo	82
Tabla 17: Factores de comportamiento según el tipo Estructural	83
Tabla 18: Resumen de valores para el análisis Sísmico	85
Tabla 19: Tabla de participación modal de masa	118
Tabla 20: Valores de la distorsión horizontal.....	120
Tabla 21: Resumen de Verificación	125
Tabla 22: Condiciones de regularidad en planta	126
Tabla 23: Valores de corte basal (Dead)	130
Tabla 24: Valores de corte basal (Sismo).....	131
Tabla 25: Valores de as, Ca y Cv	132
Tabla 26: Valores T3	132
Tabla 27: Resumen de valores totales	133
Tabla 28: Coeficiente para el límite superior del periodo de calculo	133
Tabla 29: Valores Cx y x.....	134
Tabla 30: Resumen de Resultados 2.....	134
Tabla 31: Resumen de Resultados 3.....	135
Tabla 32: Resultado del Análisis Modal.....	139
Tabla 33: Resultado de periodos fundamentales	142
Tabla 34: Valores límites para deformaciones	¡Error! Marcador no definido.

RESUMEN

El presente trabajo aborda el diseño, análisis y evaluación de un sistema estructural metálico aporticado con losas colaborantes tipo Steel Deck, aplicado a un edificio de departamentos unifamiliar de pequeña altura ubicado en la calle Corrientes 117 de la ciudad de Salta, tomando como base un proyecto arquitectónico real de tres niveles más terraza con una planta rectangular de $10\text{ m} \times 18\text{ m}$ y una altura estructural de 8,55 m, lo que permitió trabajar con condiciones reales de diseño y obtener resultados directamente aplicables al contexto regional, el análisis de cargas se desarrolló conforme a los reglamentos CIRSOC 101, 102 y 103, considerando cargas permanentes, sobrecargas de uso, acciones de viento mediante el procedimiento analítico y acciones sísmicas de Zona 3, que es la zona de mayor peligrosidad del país, el modelado tridimensional se realizó con el software ETABS y las verificaciones resistentes y de servicio de vigas y columnas se efectuaron conforme al CIRSOC 301, comprobándose que todos los elementos adoptados cumplen satisfactoriamente con los requisitos normativos, la estructura no requirió arriostramientos adicionales dado que la rigidez del sistema aporticado resultó suficiente para controlar las derivas, cuyo valor máximo fue de 0,003048 frente al límite de 0,015, y el desplazamiento global máximo resultó de 0,021 m, también se verificaron las conexiones abulonadas y soldadas, incluyendo bases de apoyo y uniones entre elementos, y se demostró que el sistema metálico con Steel Deck constituye una alternativa técnicamente viable y eficiente para edificaciones residenciales de pequeña altura en zonas sísmicas

Palabras clave: estructura metálica, Steel Deck, diseño sismorresistente, CIRSOC, construcción industrializada

ABSTRACT

This work addresses the design, analysis and evaluation of a steel moment-resisting frame structural system combined with Steel Deck composite slabs, applied to a small-scale residential building located at Corrientes 117 street in the city of Salta, Argentina, based on a real three-story architectural project with a rectangular 10 m $\times$ 18 m floor plan and a total structural height of 8.55 m, which allowed the work to be developed under real design conditions and produced results directly applicable to the regional construction context, the load analysis was carried out in accordance with CIRSOC 101, 102 and 103 regulations, considering permanent loads, live loads, wind actions using the analytical procedure and seismic actions corresponding to Seismic Zone 3, which is the highest seismicity zone in the country, the three-dimensional structural modeling was performed using ETABS software and the resistance and serviceability verifications of beams and columns were conducted according to CIRSOC 301, confirming that all adopted structural elements fully comply with the applicable normative requirements, the structure did not require additional bracing elements since the lateral stiffness of the moment frame system was sufficient to control inter-story drifts, whose maximum value was 0.003048 against the normative limit of 0.015, and the maximum global displacement reached 0.021 m, bolted and welded connections were also verified including column base plates and beam-to-column joints, and it was demonstrated that the steel frame system with Steel Deck composite slabs constitutes a technically viable and efficient structural alternative for low-rise residential buildings in seismic zones

Keywords: steel structure, Steel Deck, seismic design, CIRSOC, industrialized construction

1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería civil ha experimentado una transformación profunda a lo largo de los últimos años, en la que los sistemas constructivos han evolucionado de manera verdaderamente notable para adaptarse a las crecientes demandas actuales de eficiencia, seguridad y sustentabilidad en el ámbito de la construcción moderna, y es precisamente en ese marco de cambio continuo donde el presente trabajo final de carrera encuentra su razón de ser, ya que aborda la ejecución de una estructura metálica en un edificio de departamentos unifamiliar ubicado en la calle Corrientes 117 de la ciudad de Salta, tomándolo como objeto de estudio central para comparar distintos enfoques constructivos desde una perspectiva técnica, académica y práctica.

El interés por este tema surge de la necesidad concreta de entender en profundidad las posibilidades reales que ofrece la construcción en seco frente a los métodos más tradicionales, dado que en nuestra región la gran mayoría de las edificaciones se resuelven con hormigón armado y los sistemas metálicos todavía no han alcanzado una difusión amplia.

En ese sentido, el sistema Steel Deck junto con la estructura aporticada de perfiles laminados representa una alternativa técnicamente viable y constructivamente muy eficiente, cuyo funcionamiento combina de manera ingeniosa las propiedades del acero y del hormigón para conformar losas mixtas que actúan al mismo tiempo como encofrado perdido y como refuerzo estructural, lo que permite reducir considerablemente los tiempos de ejecución en obra y eliminar la necesidad de costosos encofrados temporales, todo ello enmarcado dentro de un proceso constructivo que puede denominarse semi-seco precisamente en virtud del hormigón empleado en las losas colaborantes.

Dentro de este sistema constructivo, los perfiles laminados en caliente como el IPB y el IPE cumplen roles diferenciados pero plenamente complementarios, ya que los primeros se destinan a columnas por su elevada inercia y su resistencia a la compresión axial, mientras que los segundos se emplean en vigas y elementos horizontales optimizados para resistir la flexión, y ambos en conjunto posibilitan obtener estructuras con una relación resistencia-peso favorable que facilita el control de deformaciones y la adecuación a las normativas vigentes.

El proyecto se enmarca en el contexto urbano de la ciudad de Salta, donde las condiciones sísmicas y climáticas particulares de la región condicionan de manera importante las decisiones de diseño estructural, y donde la normativa CIRSOC 301 para estructuras de acero establece los parámetros esenciales de seguridad, estabilidad y servicio que deben cumplirse en cada una de las etapas del proyecto, desde el cálculo inicial hasta la ejecución.

El propósito de este trabajo no es en ningún momento demostrar que un sistema constructivo es superior a otro, sino más bien aportar información objetiva y bien fundamentada

que permita a futuros proyectistas tomar decisiones más informadas de acuerdo con las necesidades de cada obra, ya que en ingeniería no existe una solución única ni universal, sino que cada proyecto demanda un análisis propio que contemple condiciones técnicas, económicas y contextuales de su entorno.

Para abordar este objetivo, se desarrollaron distintas etapas que incluyen el diseño y cálculo estructural del edificio bajo el sistema metálico adoptado, el cómputo y presupuesto detallado de la obra, la simulación del proceso constructivo de ejecución y la comparación directa con el sistema tradicional de hormigón armado, de modo que el conjunto de resultados obtenidos en cada etapa permita elaborar conclusiones verdaderamente fundadas respecto a las ventajas, limitaciones y condiciones de aplicación de cada alternativa analizada, considerando no solo el comportamiento resistente de la estructura sino también todos los aspectos constructivos, económicos y normativos que hacen a la viabilidad integral del proyecto.

La metodología adoptada combina el análisis teórico con la aplicación práctica de herramientas de cálculo estructural, tomando como base un edificio de pequeña altura destinado a viviendas unifamiliares que sirve como modelo de referencia común para los dos sistemas constructivos comparados, lo que garantiza que la evaluación resulte equitativa y que las conclusiones derivadas del estudio presenten validez, coherencia y el rigor necesario en términos técnicos, científicos y académicos.

En definitiva, este trabajo representa el cierre de un ciclo formativo y al mismo tiempo una contribución muy concreta al conocimiento aplicado en ingeniería civil, ya que reúne en un único documento los aspectos fundamentales del diseño, cálculo, ejecución y evaluación de una estructura metálica real, constituyendo de esta manera un material de consulta valioso para estudiantes, profesionales y docentes que deseen profundizar en el conocimiento de los sistemas constructivos industrializados y sus posibilidades concretas de aplicación en la región.

2. ESTADO DE LA CUESTIÓN

La construcción en seco no es precisamente un concepto nuevo en el campo de la ingeniería, sino que tiene sus antecedentes en el desarrollo industrial del siglo XX, cuando la necesidad de construir más rápido y con mayor eficiencia impulsó la incorporación de materiales prefabricados y sistemas ensamblados en lugar de los métodos húmedos tradicionales.

En el contexto internacional, el uso de estructuras metálicas en edificaciones residenciales ha crecido de manera sostenida durante las últimas décadas, especialmente en países como Estados Unidos, Japón y gran parte de Europa occidental, donde la industrialización de la construcción alcanzó niveles sumamente elevados y donde los sistemas de acero se convirtieron de manera progresiva en una alternativa habitual y muy consolidada frente al uso tradicional del hormigón armado.

En América Latina el panorama es bastante diferente, ya que la tradición constructiva de la región ha estado históricamente dominada por el uso del hormigón armado y la mampostería, lo que ha generado una resistencia cultural y técnica a la adopción de sistemas alternativos como las estructuras metálicas o el steel framing, aunque en los últimos años se ha observado un incremento gradual en la utilización de estos sistemas, impulsado principalmente por la necesidad de reducir tiempos de obra, optimizar costos directos e indirectos y mejorar la calidad constructiva general en proyectos de pequeña y mediana escala.

En Argentina particularmente, la construcción con estructura metálica ha encontrado mayor aplicación en el sector industrial y comercial que en el residencial, sin embargo, en los últimos años se han desarrollado numerosos proyectos de vivienda que incorporan perfiles de acero laminado y losas Steel Deck, especialmente en ciudades con alta demanda habitacional y en contextos donde los tiempos de ejecución resultan un factor determinante para la viabilidad del proyecto.

Desde el punto de vista técnico, los antecedentes más relevantes para el presente trabajo se encuentran en los estudios sobre el comportamiento de estructuras mixtas acero-hormigón, cuyo desarrollo teórico y experimental ha avanzado de manera notable desde la segunda mitad del siglo XX, permitiendo establecer modelos de cálculo más precisos para evaluar la interacción entre los materiales que conforman el sistema, y en ese marco la normativa CIRSOC 301, vigente en Argentina, recoge los criterios de diseño estructural para estructuras de acero adaptados a las condiciones sísmicas del territorio nacional, constituyéndose en el principal referente normativo para el desarrollo de este proyecto de grado, ya que establece con claridad los estados límites de resistencia y de servicio que deben verificarse durante el proceso de diseño.

En relación con el sistema Steel Deck específicamente, la bibliografía disponible sobre su comportamiento estructural y sus ventajas constructivas proviene en gran medida de los fabricantes y comercializadores del propio sistema, lo que limita considerablemente la objetividad de la información disponible y refuerza aún más la necesidad de desarrollar estudios técnicos independientes que evalúen su desempeño concreto en condiciones reales de obra y bajo diferentes estados de carga combinada, tanto en la etapa constructiva como en la de servicio definitivo.

Trabajos académicos de universidades nacionales y latinoamericanas han abordado de manera parcial la comparación entre sistemas constructivos, aunque en general se han enfocado en aspectos puramente económicos o en la evaluación aislada de un único sistema constructivo, sin llevar adelante un análisis verdaderamente integral que contemple de manera simultánea el comportamiento estructural, los tiempos reales de ejecución, los costos totales de obra y las condiciones normativas aplicables, que es precisamente el enfoque central y claramente diferenciador que el presente trabajo busca desarrollar con mayor profundidad, detalle y rigor académico.

En ese contexto, el aporte principal del presente trabajo final radica en integrar todos esos aspectos mencionados dentro de un modelo único y real, aplicado concretamente a un edificio de la ciudad de Salta, lo que permite obtener conclusiones directamente aplicables al contexto regional y al mismo tiempo contribuir al desarrollo del conocimiento sobre los sistemas constructivos industrializados en el norte argentino, donde este tipo de estudios aún es relativamente escaso.

3. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

A partir del análisis detallado del contexto constructivo local y de la revisión de los distintos sistemas disponibles en el mercado regional, surge con bastante claridad la problemática central que da origen al presente trabajo de grado, que consiste en la escasa difusión y el muy limitado conocimiento técnico que existe en la ciudad de Salta sobre los sistemas constructivos industrializados, especialmente sobre las estructuras metálicas con losas Steel Deck, lo que genera incertidumbre entre los proyectistas a la hora de elegir este tipo de sistema frente al tradicional hormigón armado.

Esta situación se vuelve especialmente evidente cuando se observa que la gran mayoría de los proyectos de vivienda en la región siguen siendo resueltos con hormigón armado convencional, no necesariamente porque sea la mejor opción técnica posible en cada caso, sino simplemente porque es el sistema más conocido y ampliamente difundido entre los profesionales locales.

El problema no radica únicamente en la falta de información técnica disponible sobre el sistema metálico en cuestión, sino también en la ausencia de estudios comparativos realizados en el contexto específico de la ciudad de Salta, donde las condiciones sísmicas, climáticas y económicas imponen condicionantes propios que no siempre están debidamente contemplados en la bibliografía técnica de carácter general.

A esto se suma el hecho de que gran parte de la información técnica disponible sobre el sistema Steel Deck proviene directamente de los propios fabricantes o distribuidores comerciales del producto, lo que le resta objetividad y dificulta la posibilidad de tomar decisiones de diseño verdaderamente fundamentadas, ya que ese tipo de información suele estar orientada a promover el sistema más que a describir sus reales limitaciones y condicionantes.

En consecuencia, cuando un proyectista o un alumno de ingeniería civil intenta comparar ambos sistemas de manera objetiva e imparcial, se enfrenta inevitablemente con una muy notable asimetría de información disponible, dado que el sistema de hormigón armado cuenta con una vastísima cantidad de antecedentes, casos de estudio, normativas específicas y bibliografía técnica muy consolidada, mientras que el sistema metálico con Steel Deck tiene una presencia bastante más acotada en el ámbito académico y profesional de nuestra región.

Esta asimetría en el acceso al conocimiento técnico es, en definitiva, el problema de fondo que el presente trabajo intenta abordar con seriedad y rigor académico, ya que si un futuro proyectista no tiene a su disposición información técnica objetiva y verdaderamente comparable entre ambos sistemas, difícilmente podrá tomar la mejor decisión para cada proyecto particular, y eso termina condicionando de manera muy importante la diversificación tecnológica del sector de la construcción en la región, frenando de hecho la adopción de sistemas que en

determinados contextos podrían resultar más eficientes, económicos y rápidos de ejecutar en la ciudad de Salta.

Frente a este panorama concreto, el presente trabajo busca dar respuesta directa a esa necesidad real de información técnica actualizada y completamente objetiva, desarrollando un análisis integral y comparativo que permita entender en mayor profundidad el comportamiento estructural, las implicancias constructivas y las condiciones económicas del sistema metálico con Steel Deck, tomando como caso de estudio un edificio real ubicado en la ciudad de Salta y contrastando con detalle los resultados obtenidos con los del sistema tradicional de hormigón armado.

4. GENERALIDADES

4.1. Marco contextual y problemática

La palabra "ingeniería" proviene del término latino "ingenium", que significa "ingenio" o "habilidad". Originalmente, se refería a la habilidad de diseñar y construir máquinas y estructuras. Con el tiempo, el término se amplió para incluir el estudio y aplicación de principios científicos y matemáticos para resolver problemas prácticos.

Es por eso, que el hombre ha desarrollado su ingenio de manera constante. En problemas de índole ingenieril, le permite otorgar distintas soluciones a un problema en cuestión.

En la construcción, este impulso ha llevado a transformar y combinar materiales en lugar de usarlos tal cual se encuentran en la naturaleza. Gracias a esto, se ha mejorado la calidad y el rendimiento. Esto llevó a su vez a la creación de distintos “métodos constructivos” con el mismo fin de obtener, para cada problemática, una o más respuestas que se adecuen al plan de necesidades propuestas.

Un sistema constructivo en ingeniería civil se refiere al conjunto de técnicas, métodos y materiales utilizados para llevar a cabo la construcción de edificaciones e infraestructuras. La elección del mismo, depende de factores como:

- tipo de proyecto
- presupuesto
- tiempo de ejecución
- condiciones técnicas
- condiciones geográficas
- factores ambientales
- recursos

En esta investigación, vamos a enfocarnos en el método constructivo de una losa del tipo Steel Deck en conjunto con una estructura aporticada formada por perfiles laminados. Método que, como mencionamos anteriormente combina materiales llevándonos a combinar métodos constructivos del índole tradicional e industrializado.

Steel Deck o también conocido como lamina o losa colaborante, es un sistema constructivo compuesto por láminas de acero galvanizado perfiladas. Estas láminas se utilizan principalmente en la construcción de losas compuestas, actuando como encofrado perdido y refuerzo estructural al mismo tiempo.

El Steel Deck sirve para simplificar y acelerar el proceso de construcción de losas de hormigón. Proporciona una base resistente sobre la cual se vierte el hormigón, eliminando la necesidad de encofrados temporales y reduciendo significativamente los tiempos de construcción.

En la actualidad, Steel Deck, no es un sistema que se elige a la hora de proyectar una edificación de gran envergadura. Teniendo en cuenta nuestra falta de conocimiento del mismo, sentimos necesario entenderlo y estudiarlo en profundidad. Esto debido a que creemos será provechoso en futuras construcciones en seco, como se conocen.

La mayor parte de la información disponible sobre los materiales empleados, sus propiedades mecánicas individuales y de funcionamiento en conjunto de este sistema es brindada, por lo general, por las empresas o personas que los comercializan por lo que la consideramos muy poco objetiva.

Dada la experiencia y conocimientos acerca de ambos, hay ciertos puntos claves en los cuales se puede deducir fácilmente que la construcción en seco lleva menos tiempo que la convencional, como por ejemplo el hecho de tener que esperar el tiempo de fraguado para sus plateas, y/o sus losas en casos de existir a diferencia de la convencional que todos sus elementos estructurales exigirán ese tiempo de fraguado a medida que se van realizando. Donde cabe mencionar tiempos de ejecución de encofrados para los elementos estructurales.

En conjunto con lo descripto de “Losas Steel Deck”, el presente trabajo se adopta el uso de perfiles de acero laminados en caliente, tales como los perfiles tipo IPB e IPE, ampliamente empleados en la ejecución de estructuras metálicas aporticadas debido a su eficiencia estructural y a su comportamiento favorable frente a solicitaciones combinadas de compresión, flexión y corte. Los perfiles IPB, caracterizados por su elevada inercia y simetría de sección, resultan especialmente adecuados para su aplicación en elementos comprimidos, como columnas, mientras que los perfiles IPE, optimizados para resistir flexión, se emplean principalmente en vigas y elementos horizontales. La utilización de estos perfiles normalizados permite obtener estructuras con una adecuada relación resistencia–peso, facilitando el control de deformaciones y derivas, optimizando los procesos de fabricación y montaje, y asegurando el cumplimiento de los requisitos de seguridad, estabilidad y servicio establecidos por la normativa vigente, particularmente el Reglamento CIRSOC 301 para estructuras de acero.

Es por eso la iniciativa de nuestro proyecto. Sabemos que no existe un sistema constructivo mejor que otro, sino que existirán sistemas constructivos que se adecuen de mejor o peor manera a las infinitas necesidades que posea un proyecto ingenieril.

4.2. Objetivo general del Proyecto

El objetivo general del presente proyecto consiste en evaluar el comportamiento estructural, constructivo y económico de un edificio de pequeña altura destinado a viviendas unifamiliares, ubicado en la ciudad de Salta, mediante el diseño y análisis de un sistema

estructural metálico con losas Steel Deck enmarcado en un proceso constructivo semi-seco, con el fin de comparar sus resultados frente al sistema tradicional de hormigón armado y obtener conclusiones que orienten la toma de decisiones en futuros proyectos de similar escala.

A partir del modelo propuesto se desarrolla la proyección y simulación del sistema estructural, abordando el diseño y cálculo de sus elementos principales, así como la planificación y análisis del proceso de ejecución constructiva.

El estudio tiene como finalidad evaluar el comportamiento estructural, las características constructivas y los aspectos técnicos asociados al sistema adoptado, permitiendo obtener resultados que contribuyan a comprender su viabilidad, desempeño y condiciones de aplicación en proyectos de similar escala.

4.3. Objetivos específicos del proyecto

- 1) Modelar la estructura metálica aplicando perfiles laminados IPB e IPE con losas Steel Deck, realizando el cálculo y diseño estructural mediante la verificación de solicitaciones, deformaciones, desplazamientos y características técnicas de cada elemento, en conformidad con el Reglamento CIRSOC 301 para estructuras de acero.
- 2) Verificar el cumplimiento de los requisitos impuestos por las normativas constructivas vigentes, evaluando los estados límites de resistencia y de servicio que condicionan la seguridad y el comportamiento estructural del sistema adoptado.
- 3) Elaborar el cómputo métrico y el presupuesto de la obra bajo el sistema metálico con Steel Deck, comparando los resultados económicos obtenidos con los correspondientes al sistema tradicional de hormigón armado.
- 4) Planificar el proceso de ejecución de la estructura metálica, estableciendo los plazos y la secuencia constructiva de cada etapa, y comparando los tiempos de obra resultantes con los del sistema convencional.
- 5) Analizar las ventajas y limitaciones de cada sistema constructivo en función de los resultados obtenidos, elaborando conclusiones fundamentadas que orienten a futuros proyectistas en la elección del sistema más adecuado según las condiciones particulares de cada proyecto.

4.4. Conceptos técnicos

La construcción en seco ha ganado relevancia en la ingeniería civil como una alternativa innovadora frente a los métodos tradicionales de construcción húmeda. Este sistema, caracterizado por minimizar el uso de materiales húmedos como el hormigón durante la fase de construcción, se centra en el empleo de elementos prefabricados y modulares, lo que permite

una instalación rápida, precisa y de menor impacto ambiental. Esta técnica presenta múltiples beneficios tanto en términos económicos como de sostenibilidad, siendo ampliamente utilizada en proyectos que requieren una ejecución ágil y de alta eficiencia, como edificaciones destinadas a viviendas unifamiliares.



Ilustración 1: Imagen ilustrativa de una estructura metálica

Uno de los principales componentes que han impulsado la adopción de la construcción en seco es el uso de estructuras de acero. Dentro de este ámbito, se destacan perfiles específicos como las vigas IPE, las columnas IPB, las losas de Steel Deck y los muros de Steel Framing, cada uno de ellos con características y funciones particulares que potencian la resistencia, versatilidad y durabilidad de la construcción.

Este tipo de construcción combina la solidez del acero con la flexibilidad en diseño, logrando edificaciones con altas prestaciones estructurales y una mayor rapidez en obra.

Las columnas IPB son perfiles de acero laminado en caliente con una sección transversal en forma de “I”, caracterizadas por ser más estrechas y de menor peso en comparación con las vigas IPE. Este tipo de perfiles es especialmente utilizado en la construcción de estructuras verticales en seco debido a su alta resistencia a cargas axiales ya su capacidad de soportar esfuerzos de compresión y flexión. Las columnas IPB se utilizan como elementos de soporte en diferentes tipos de edificaciones, garantizando la estabilidad y resistencia de la estructura.

Las columnas IPB son componentes esenciales en sistemas estructurales que requieren un ensamblaje rápido y preciso. Al ser fabricados en acero, ofrecen una gran durabilidad y resistencia a la corrosión, siendo adecuados para construcciones que están expuestas a

condiciones ambientales adversas. En la construcción en seco, las columnas IPB facilitan la distribución de cargas entre diferentes niveles de la estructura, permitiendo una transferencia eficiente de cargas.

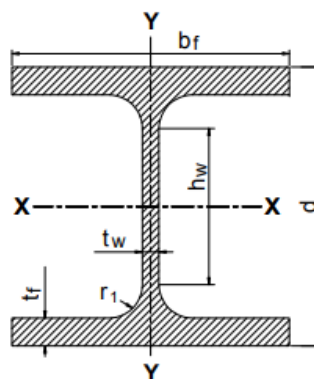
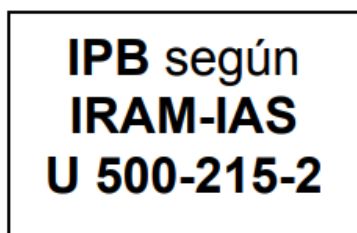


Ilustración 2: sección transversal y dimensiones características de un perfil IPB

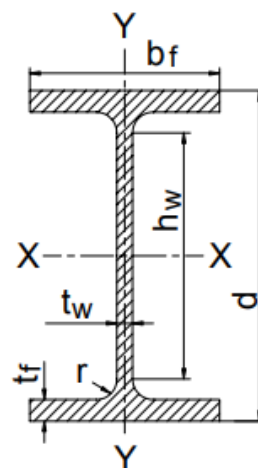
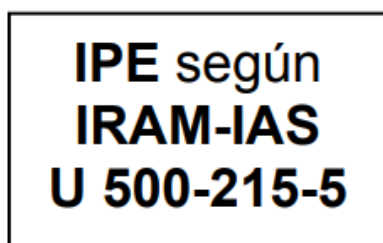


Ilustración 3: Sección transversal y dimensiones características de un perfil IPE

Se podrá apreciar imágenes de Tablas de Perfiles Laminados y Tubos Estructurales – CIRSOC. Podrá notarse el distinto dimensionamiento en ambos perfiles, motivo por el cual se opta perfil IPB para columnas debido a la geometría impuesta en el proyecto inicial de Hormigón Armado.

Las estructuras metálicas en edificios de viviendas son ampliamente utilizadas debido a sus excelentes propiedades mecánicas, facilidad de montaje y rapidez en la construcción.

4.5. Comportamiento de las estructuras metálicas en edificios de viviendas

- 1) **Resistencia y Rigidez:** Las estructuras metálicas tienen una alta relación resistencia/peso, lo que permite soportar grandes cargas con menor sección transversal en comparación con otros materiales, como ser el hormigón armado. Esto se traduce en edificios más livianos.

- 2) **Flexibilidad y Ductilidad:** Las estructuras metálicas tienen una gran capacidad para deformarse antes de llegar a su límite de rotura, lo que las hace especialmente eficaces en áreas sísmicas. Durante un sismo, las estructuras metálicas pueden absorber y disipar energía, manteniendo su integridad estructural.
- 3) **Rapidez de Construcción:** Los perfiles metálicos son prefabricados y ensamblados en obra, lo que reduce los tiempos de construcción considerablemente.
- 4) **Durabilidad y Mantenimiento:** El acero es resistente a la corrosión cuando está correctamente protegido con galvanizados o pinturas especiales. Esto asegura una larga vida útil de la estructura, aunque es importante un mantenimiento adecuado para evitar su posterior deterioro.

4.6. Componentes de una estructura metálica en edificios de viviendas

1. **Perfiles estructurales:** Los edificios metálicos se construyen principalmente con perfiles laminados en caliente de acero, cuyas secciones transversales están normalizadas. Entre los perfiles más utilizados se encuentran:
 - Perfiles en I (IPN, IPE, HEB, HEA): Se utilizan en vigas y columnas, donde se requiere alta resistencia a la flexión y compresión.
 - Perfiles en H: Comunes para columnas debido a su simetría y capacidad de soportar grandes cargas axiales.
 - Perfiles en C o U (UPN): Utilizados para vigas o elementos secundarios.
 - Tubulares (secciones cuadradas, rectangulares o circulares): Muy usados en columnas y elementos estéticos.
2. **Conexiones:** Los elementos metálicos se unen mediante:
 - Bulones de alta resistencia: Permiten una construcción rápida y desmontable.
 - Soldaduras: Se usan para uniones permanentes y críticas.
3. **Entrepisos:** Se utilizan placas colaborantes o losas de Steel Deck, que son láminas de acero galvanizado sobre las que se vierte hormigón. Este sistema es muy eficiente porque la lámina metálica trabaja conjuntamente con el hormigón, dando lugar a un sistema mixto.

- 4. Arriostramientos:** Para garantizar la estabilidad ante cargas horizontales (como el viento o sismos), se utilizan arriostramientos, que son elementos diagonales de acero que aumentan la rigidez del conjunto.

Estas características permiten que los edificios de viviendas en estructuras metálicas sean altamente versátiles, eficientes y adaptables a las normativas sísmicas y de construcción moderna. Todo lo descripto será en lo que se basará este proyecto.

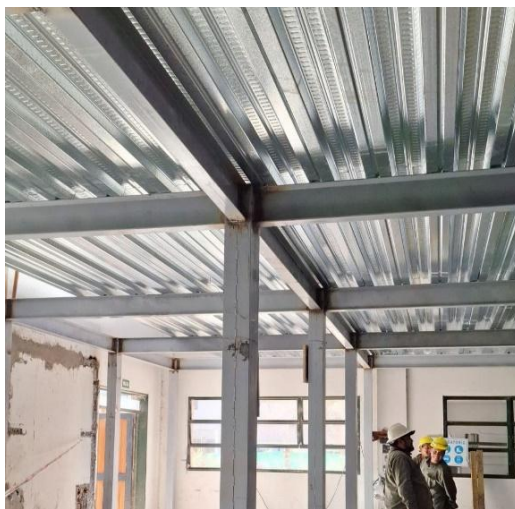


Ilustración 4: Imagen ilustrativa de perfiles metálicos y chapas de Steel Deck



Ilustración 5: Imagen ilustrativa de perfiles metálicos y chapas de Steel Deck

4.7. Steel Deck

Las losas de Steel Deck son uno de los elementos más avanzados en la construcción en seco, especialmente en el diseño de entresijos y cubiertas. Estas losas están compuestas por una lámina de acero galvanizado, corrugado o acanalado, que se coloca sobre las vigas de la estructura y funciona tanto como soporte para el hormigón como refuerzo estructural. La

combinación de acero y hormigón en las losas de Steel Deck permite construir entresijos ligeros y resistentes, reduciendo la necesidad de encofrado y minimizando tiempos de ejecución en obra.

El uso de losas de Steel Deck ofrece múltiples ventajas en términos de eficiencia estructural y rapidez de construcción. La geometría de las losas acanaladas permite una distribución óptima de cargas y aumenta la rigidez del sistema de entresijo, mejorando la resistencia a cargas vivas y esfuerzos sísmicos. Además, las losas de Steel Deck reducen el peso propio de la estructura y permiten un montaje rápido y preciso, dado que las láminas pueden ser ensambladas en obra sin necesidad de refuerzos temporales. Esto resulta en una estructura liviana pero robusta, ideal para edificaciones que requieren tiempos de construcción ajustados.

4.8. Funciones

- **Soporte estructural temporal y permanente:** Durante la construcción, la losa Steel Deck actúa como una plataforma de trabajo para los operarios y sostiene las cargas temporales del hormigón fresco. Una vez que el hormigón ha fraguado y alcanzado su resistencia, la losa Steel Deck y el hormigón trabajan conjuntamente como una unidad estructural, soportando las cargas permanentes del uso diario del edificio.
- **Refuerzo para la compresión del hormigón:** La losa Steel Deck tiene un perfil ondulado que proporciona una excelente adherencia mecánica con el hormigón. Este perfilado actúa como encofrado perdido, y al mismo tiempo, como refuerzo para la compresión del hormigón, reduciendo la necesidad de barras de refuerzo adicionales.
- **Control de deflexión y vibraciones:** La combinación del acero y el hormigón en las losas Steel Deck proporciona una gran rigidez, lo que ayuda a controlar las deflexiones y vibraciones del entresijo. Esto mejora la estabilidad y el confort de los ocupantes del edificio.
- **Versatilidad en el diseño arquitectónico:** Las losas Steel Deck permiten una gran flexibilidad en el diseño arquitectónico del entresijo, facilitando la creación de espacios abiertos y adaptables.

Descripción del sistema Steel Deck

El sistema Steel-Deck, está diseñado para soportar el peso del vaciado de una losa de hormigón y de las cargas adicionales en el proceso constructivo como al funcionamiento estructural de la misma. Hay que tener claro que la lámina sola no va a tener las mismas

propiedades cuando esté trabajando como sección compuesta junto con el hormigón, que cuando no esté en combinación con el hormigón. Porque la lámina sola, cuando no está en combinación o no se conoce como una sección de piso compuesta con el hormigón no tiene las mismas propiedades resistente. Concluyendo la descripción, es un sistema que va a tener una manera de actuar cuando se combine con el hormigón y otra sin estar actuando como un sistema compuesto (acero-hormigón), es decir:

- 1) Trabaja como encofrado.
- 2) Actúa como refuerzo positivo de la losa una vez que el hormigón haya fraguado.

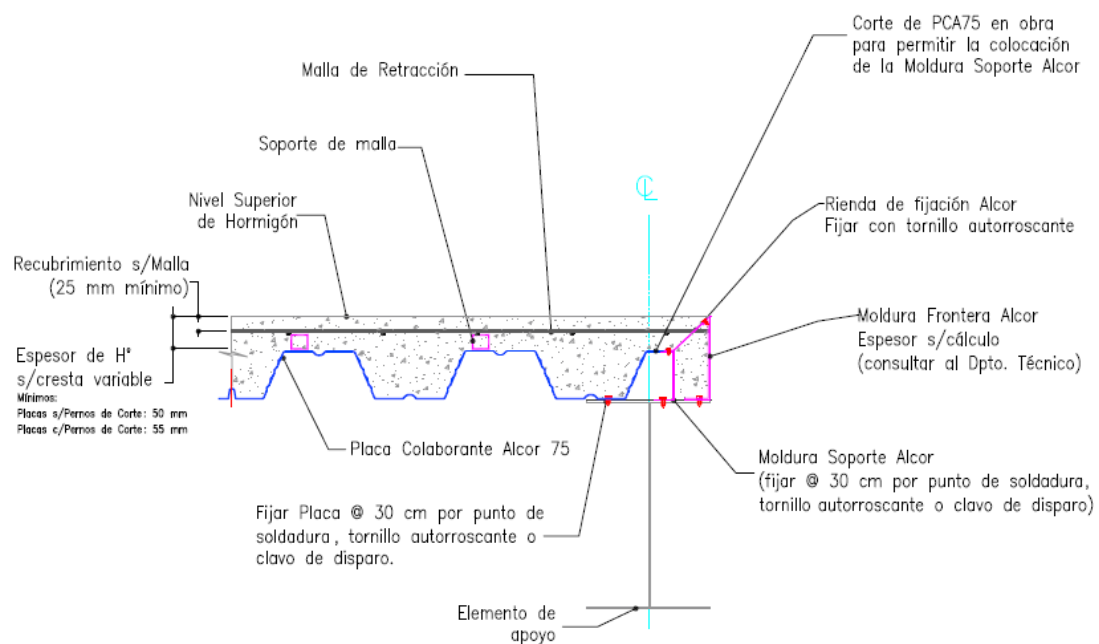


Ilustración 6: sección transversal de losa compuesta con placa colaborante Steel Deck

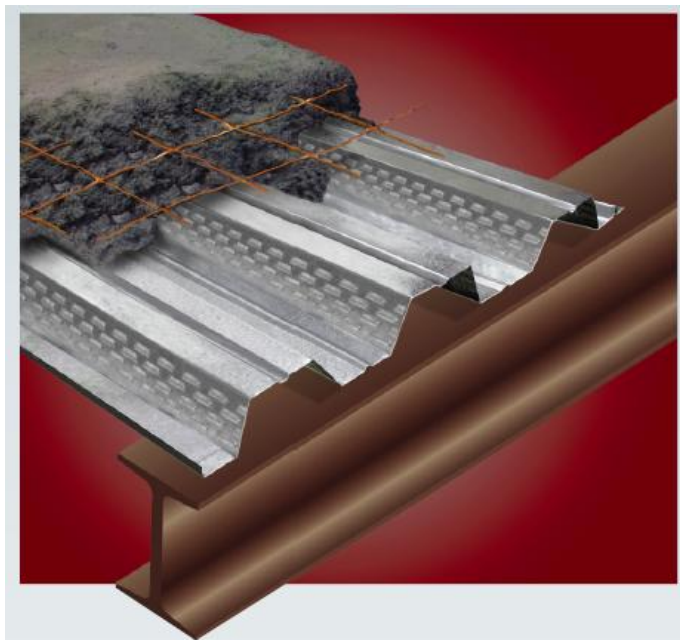


Ilustración 7: representación conceptual del comportamiento compuesto acero-hormigón en lasas ejecutadas con placa colaborante

Componentes claves (que se ven en las imágenes):

- Placa colaborante: chapa metálica nervada que da rigidez.
- Hormigón armado: vertido sobre la chapa, conforma la losa.
- Malla de retracción: controla fisuración por retracción del hormigón.
- Molduras y fijaciones: aseguran la unión a las vigas y evitan desbordes laterales.

Ventajas

Ahorro en encofrados y tiempos de obra.

Mayor rapidez constructiva.

Reducción de peso propio en comparación con losas macizas

En síntesis: es un sistema de losa mixta hormigón–acero, rápido de ejecutar, que combina la resistencia de ambos materiales para optimizar costos y tiempos

4.9. Muros

El sistema de muros de Steel Framing es un método de construcción en seco basado en perfiles de acero galvanizado, que conforman la estructura de soporte para los cerramientos de la edificación. Este sistema es particularmente eficiente en términos de aislamiento térmico y acústico, ofreciendo una solución de cerramiento ligera, flexible y de rápida instalación. Los perfiles de Steel Framing son ensamblados para formar paneles modulares, sobre los cuales se colocan materiales de cerramiento, como placas de yeso, fibrocemento, etc.

Los muros de Steel Framing presentan ventajas significativas en términos de sostenibilidad y adaptabilidad. Al ser construidos con perfiles de acero reciclable y utilizar materiales de baja emisión, el sistema contribuye a la reducción del impacto ambiental de la edificación. Asimismo, el Steel Framing permite una gran libertad de diseño arquitectónico,

siendo adaptable a diferentes estilos y tipos de edificaciones. Este tipo de muro facilita la creación de estructuras de bajo peso, altamente resistentes, que proporcionan un confort térmico y acústico adecuado, contribuyendo a la calidad de vida adecuada dentro de la edificación.

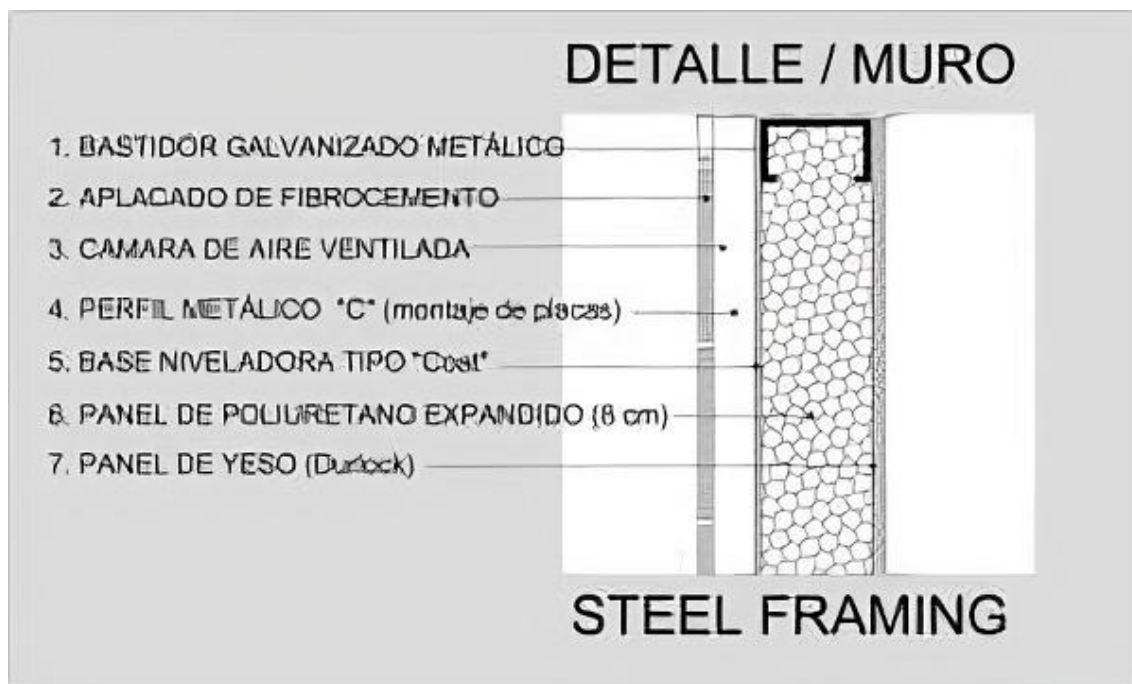


Ilustración 8: sección transversal de muro en sistema Steel Framing

El detalle constructivo de muro en sistema Steel Framing, un método de construcción en seco basado en un bastidor metálico de perfiles de acero galvanizado.

Es un muro liviano y modular que combina estructura metálica, aislaciones (como el poliuretano expandido), cámara de aire y revestimientos exteriores e interiores (fibrocemento y yeso).

En síntesis: el Steel Framing es un sistema eficiente y versátil que garantiza rapidez de montaje, aislamiento térmico-acústico y durabilidad*, sustituyendo la mampostería tradicional por paneles livianos de gran desempeño.

4.10. Comparación conceptual entre sistema de construcción tradición (hormigón armado) y metálico

En ingeniería una falla estructural es una alerta en la cual el desempeño de una edificación puede tener una vida útil menor al supuesto originalmente. Puede no siempre representar pérdidas fatales, pero con toda seguridad representará pérdidas económicas de gran magnitud.

Escoger el método constructivo apropiado es el punto de partida para una construcción exitosa y de envergadura.

Tipos de estructuras

- **Estructuras de hormigón armado**

Su construcción es un poco más larga que las estructuras metálicas, debido a los cuidados técnicos que deben tenerse al momento de su levantamiento y por ende el costo es más elevado.

- **Estructura Mixta**

Son aquellos en las que la estructura se construye de forma combinada, una parte de perfiles metálicos y otra de hormigón armado. Su uso por lo general es muy versátil ya que en estos se pueden hacer distintas actividades sin limitaciones de ningún tipo.

- **Estructura metálica**

Son aquellas fabricadas con perfiles metálicos de acero. Tienen un costo de construcción relativamente bajo con respecto a otros sistemas constructivos y son muy versátiles y de rápida construcción.

Al momento de hacer la conceptualización para la fabricación de una edificación es importante tener en cuenta la actividad económica que se desarrollará en esta, que sus instalaciones sean seguras para sus usuarios, que el espacio con el que debe contarse para el desarrollo de las actividades sea acorde a lo requerido.

Es bien sabido que a lo largo del tiempo la industria de la construcción se ha ido diversificando, adaptándose a los nuevos retos que día a día se presentan para cumplir ciertos requerimientos.

En tal sentido, las construcciones con estructura metálica han tomado protagonismo en la construcción de este tipo de edificaciones debido a las numerosas ventajas que presentan en comparación con las construcciones tradicionales de hormigón armado.

4.11. Estructuras Metálicas Vs. Estructuras de Hormigón Armado

Si se comparan los distintos métodos constructivos se deduce que es mucho más favorable trabajar con elementos estructurales de acero y no de hormigón armado, por las ventajas que este ofrece.

Es importante destacar que, como en todo proyecto, deben tenerse en cuenta los factores negativos que afectan a este tipo de estructuras, y de los cuales no se deben hacer caso omiso.

Los tres principales agentes que afectan la estructura metálica son: la corrosión, el fuego y los agentes sísmicos.

Bajo ciertas condiciones atmosféricas si la estructura no está debidamente protegida se puede ver afectada por el fenómeno de la corrosión, lo que conlleva a su deterioro como consecuencia de los cambios electroquímicos provocados por el medio ambiente en el que esté ubicada.

Con respecto al fuego, si el material se somete a altas temperaturas, como suele suceder en un incendio, debido a sus propiedades se ve afectado y se torna maleable lo que puede generar un colapso de la edificación por que los elementos suelen elongarse.

Por último, pero no menos importante, se tienen los agentes sísmicos, para esto la estructura debe estar muy bien diseñada y construida para poder responder ante cualquier situación de este tipo.

En el contexto del diseño y ejecución de edificaciones, la elección del sistema estructural constituye una decisión fundamental que condiciona no solo el comportamiento resistente de la obra, sino también su durabilidad, costo, proceso constructivo y seguridad en servicio. A lo largo del tiempo, la ingeniería estructural ha desarrollado y perfeccionado distintos sistemas constructivos, entre los que se destacan las estructuras de hormigón armado, las estructuras mixtas y las estructuras metálicas, cada una con características particulares que las hacen más o menos adecuadas según el tipo de edificación, la actividad a desarrollar y el entorno en el que se emplazan. En este sentido, el análisis comparativo entre el sistema tradicional de hormigón armado y el sistema metálico permite evaluar de manera integral las ventajas y limitaciones de cada alternativa, considerando aspectos técnicos, constructivos, económicos y normativos. Si bien las estructuras metálicas han adquirido un rol protagónico en la construcción moderna debido a su rapidez de ejecución, versatilidad y eficiencia estructural, también presentan condicionantes específicos asociados a la corrosión, el fuego y la acción sísmica, los cuales deben ser adecuadamente contemplados en el diseño

En la siguiente tabla se resumen las características de cada sistema constructivo, su escogencia o no se hará en función de una evaluación detallada de los pro y contras que proporciona cada sistema de acuerdo a las características particulares de la edificación que se esté diseñando.

Característica	Estructura de Acero	Estructura de Hormigón Armado
Resistencia	Por poseer gran resistencia los elementos estructurales son de menor tamaño, lo que implica un aprovechamiento del espacio.	Para cumplir con las solicitaciones de carga por lo general tienen dimensiones mayores.
Ductilidad	Este tipo de material es muy dúctil por lo que las deformaciones antes de presentar fallas son perceptibles.	No es un material dúctil por lo tanto las fallas solo se aprecian cuando ya es demasiado tarde.
Homogeneidad	El acero es un material totalmente homogéneo.	El hormigón armado no es homogéneo por la disposición de los agregados en la mezcla.
Tiempo	Su montaje es rápido. La estructura puede llegar preparada previamente del taller solo para montar.	La construcción con este material implica más actividades y nivel de detalle.
Costo	Como requiere menor tiempo de construcción el costo por lo general es menor. Además, por ser estructuras más livianas requieren menores costos en la cimentación.	Implica un mayor costo por la cantidad de tiempo para su ejecución. Los costos de cimentación son mayores por lo pesado de la estructura.
Adaptación	En caso de alguna modificación es mucho más fácil hacer la adaptación a alguna estructura ya existente.	Los procesos de anclaje con hormigón armado suelen ser más engorrosos y difíciles.
Reutilización	Se puede fácilmente desmontar y reutilizar una estructura de acero siempre y cuando se encuentre en buen estado.	El desmontaje de hormigón armado implica la destrucción del elemento estructural. No puede reutilizarse.
Capacidad de Carga	El acero puede soportar carga inmediatamente luego de montarse.	Para poder someter una estructura de hormigón armado a carga deben pasar 28 días luego de su vaciado.

Tabla 1: comparación conceptual de estructuras metálicas y estructuras de hormigón

4.12. Proceso constructivo de una estructura metálica, aplicada a viviendas

El proceso constructivo de una estructura metálica basada en la colocación de vigas y columnas en obra sigue una secuencia lógica y precisa, para garantizar que los elementos estructurales sean instalados correctamente y con seguridad.

1. Preparación del terreno y cimentación

Antes de iniciar el montaje de las vigas y columnas, es necesario que la cimentación esté completamente lista. En la mayoría de los casos, la estructura metálica se apoya sobre zapatas de hormigón o una losa de cimentación.

- **Excavación y nivelación:** Se realizan las excavaciones necesarias para las zapatas de cimentación, y el terreno es nivelado.
- **Colocación de anclajes:** En la etapa de vaciado de las zapatas o losas de cimentación, se colocan los pernos de anclaje ("planchuelas de anclaje") que servirán para fijar las columnas metálicas. Estos anclajes deben estar alineados y nivelados con gran precisión.

2. Montaje de las columnas

Una vez que la cimentación ha fraguado y está lista, se inicia el montaje de las columnas metálicas.

- **Izado de columnas:** Las columnas llegan a obra prefabricadas. Se utilizan grúas para izarlas y posicionarlas sobre los pernos de anclaje previamente instalados.
- **Alineación y nivelación:** Una vez posicionada la columna, se verifica su verticalidad con herramientas de precisión (niveles láser o teodolitos). Las columnas deben quedar perfectamente alineadas y niveladas, ya que son los elementos portantes principales.
- **Fijación provisional:** Inicialmente, se sujetan las columnas con pernos de anclaje de forma provisional, dejando un pequeño margen para ajustes.
- **Fijación definitiva:** Después de verificar el correcto posicionamiento de la columna, se ajustan y aprietan los pernos de anclaje de forma definitiva.

3. Montaje de vigas principales

Después de colocar y asegurar las columnas, se procede a instalar las vigas principales, que conectan las columnas entre sí y soportan las cargas de los entrepisos o techos.

- **Izado de vigas:** Las vigas principales también son izadas con grúas y posicionadas entre las columnas. En este paso, es fundamental contar con grúas

y operarios especializados en la maniobra, ya que las vigas metálicas pueden ser de gran longitud.

- Colocación y ajuste: Las vigas se apoyan en las columnas mediante placas de anclaje o mediante conexiones soldadas o abullonadas. Es común que estas conexiones estén prefabricadas, y que la fijación final se realice in situ con bulón de alta resistencia o soldadura.
- Nivelación y ajuste: Se asegura que las vigas estén niveladas y alineadas correctamente antes de realizar la fijación definitiva.

4. Montaje de vigas secundarias (en su caso)

En algunos edificios, se requieren vigas secundarias que distribuyan mejor las cargas de los entresijos o del techo. Estas vigas son de menor tamaño y se conectan entre las vigas principales.

- Instalación: Se colocan siguiendo el mismo procedimiento de las vigas principales, utilizando conexiones abollonadas o soldadas. Estas vigas secundarias soportarán el entresijo (por ejemplo, un sistema de losa colaborante o Steel Deck)



Ilustración 9: imagen ilustrativa del montaje de vigas en estructura metálica

5. Arriostramientos y refuerzos

Para garantizar la estabilidad lateral de la estructura, se instalan los arriostramientos (diagonales de acero o cruces de San Andrés), especialmente en las fachadas o núcleos de ascensores.

- **Montaje de los arriostramientos:** Estos elementos se fijan a las columnas y vigas mediante bulones o soldaduras, proporcionando rigidez adicional frente a cargas laterales (como vientos o sismos).
- **Refuerzos locales:** Si el diseño estructural lo requiere, también se pueden instalar refuerzos locales en las conexiones o en zonas críticas de la estructura.

6. Colocación de los entrepisos (Steel Deck)

Una vez que la estructura principal (vigas y columnas) está montada, se procede a instalar los sistemas de entrepiso o techos. En edificios de viviendas con estructuras metálicas, lo más común es utilizar sistemas de losa colaborante (steel deck).

- **Separación Entre Luces:** Verificar que la separación entre apoyos no supere los máximos permisibles por el sistema

7. Preparación del Hormigón

- **Limpieza:** Limpia cualquier suciedad o escombros de los paneles antes de verter el hormigón.
- **Barreras de contención:** Coloca barreras o formas en los bordes para contener el hormigón.

8. Vertido

- **Protección:** Protege el hormigón recién vertido de condiciones extremas de clima.
- **Tiempo de curado:** Deja que el hormigón cure durante el tiempo recomendado para alcanzar su máxima resistencia.



Ilustración 10: imagen ilustrativa del vertido de hormigón en losa Steel Deck

9. Inspección Final

- Revisión estructural: Realiza una inspección final para asegurarte de que todo esté conforme a las especificaciones del proyecto.

4.13. Conclusión del marco teórico

Para cerrar esta idea, la construcción en seco/construcción mixta, con estructura metálica, sustentada en el uso de vigas IPE, columnas IPB, losas de Steel Deck y muros de Steel Framing, representa una alternativa moderna y eficiente para la industria de la construcción. Este sistema permite edificar con rapidez, flexibilidad y una menor huella ambiental, logrando estructuras de gran resistencia y durabilidad. En esta tesis se profundizará en las características técnicas y estructurales de cada componente, evaluando sus ventajas y desventajas, métodos de instalación y desempeño en conjunto, para destacar el potencial y los desafíos de este innovador enfoque constructivo en la ingeniería civil.

5. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El edificio en cuestión se encuentra ubicado en la calle Corrientes 117, en la ciudad de Salta Capital, dentro de lo que se considera el área céntrica de la ciudad, una zona caracterizada

por una alta densidad edilicia y una intensa actividad urbana cotidiana, donde conviven usos residenciales, comerciales y de servicios de manera bastante variada y dinámica.

En cuanto al entorno inmediato, el terreno está rodeado por edificaciones de mediana altura típicas del centro salteño, con frentistas que combinan locales comerciales en planta baja y viviendas o departamentos en los niveles superiores, lo cual es bastante representativo del tejido urbano consolidado de esta parte de la ciudad y justifica la elección de una tipología de vivienda unifamiliar en altura para el proyecto.

Desde el punto de vista de la accesibilidad, la ubicación resulta muy favorable ya que la calle Corrientes cuenta con acceso vehicular y peatonal fluido, se encuentra próxima a avenidas principales y tiene una muy buena conexión con el transporte público urbano, lo que facilita tanto el acceso de los futuros ocupantes del edificio como la logística de ingreso de materiales y equipos durante la etapa de construcción.

En relación con los servicios básicos, el predio dispone de acceso a la red de agua potable, energía eléctrica, gas natural y cloacas, que son las infraestructuras mínimas necesarias para el desarrollo de un proyecto de vivienda de estas características, y cuya disponibilidad en la zona elimina la necesidad de prever soluciones alternativas de abastecimiento, simplificando considerablemente la planificación de las instalaciones del edificio.

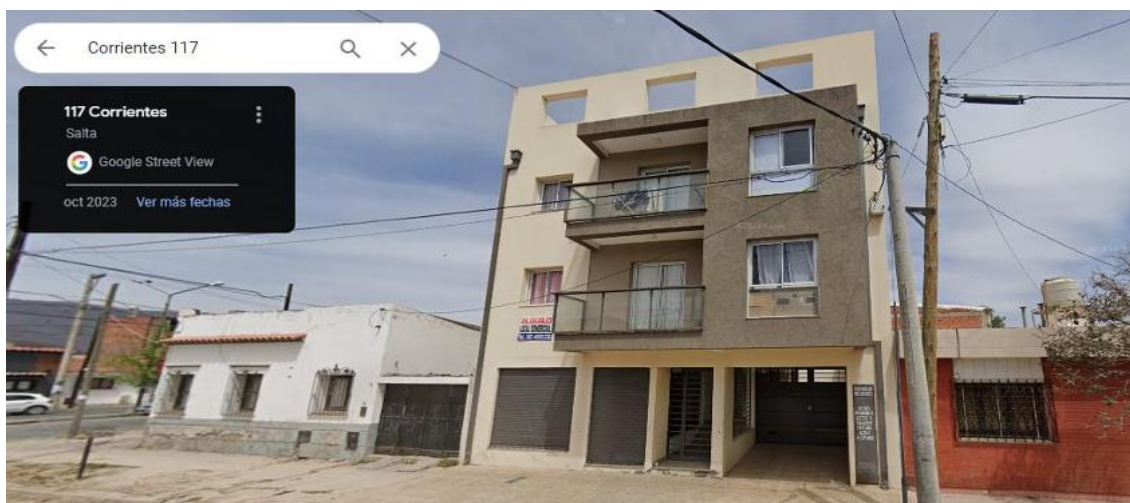


Ilustración 11: fachada existente

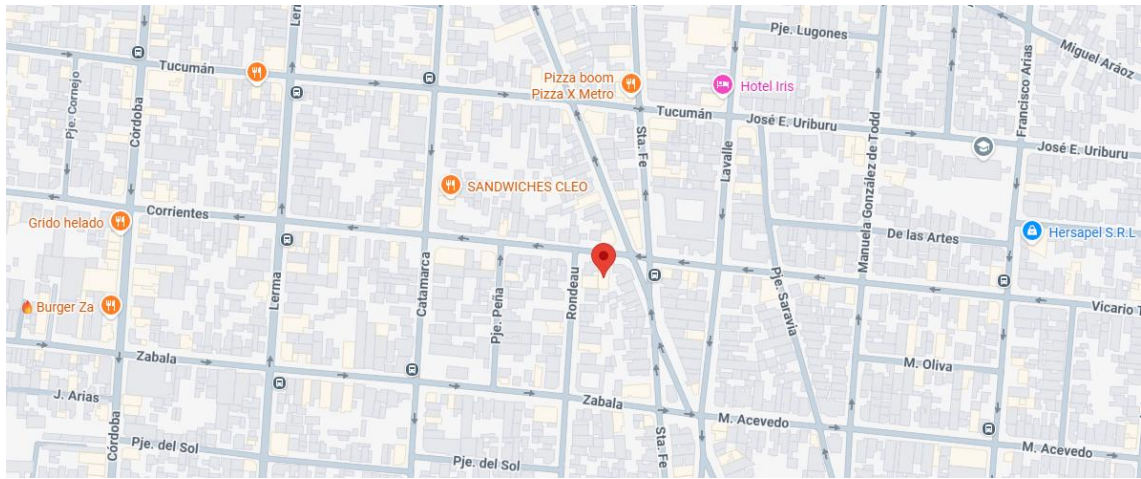


Ilustración 12: ubicación en mapa de la ciudad de salta

6. METODOLOGIA DE TRABAJO.

6.1. Tipo de investigación y enfoque

El presente trabajo se enmarca dentro de una investigación de tipo aplicada, ya que parte de conocimientos teóricos y normativos existentes para resolver un problema concreto de ingeniería, como lo es el diseño y evaluación de una estructura metálica real, y al mismo tiempo tiene un carácter descriptivo-comparativo, dado que uno de sus objetivos centrales es analizar y contrastar el sistema metálico con Steel Deck frente al sistema tradicional de hormigón armado, a partir de variables técnicas, constructivas y económicas bien definidas, con el fin de obtener conclusiones aplicables a proyectos de similar escala en el contexto regional.

En cuanto al enfoque, la investigación es predominantemente cuantitativa, ya que trabaja con datos numéricos provenientes del cálculo estructural, el cómputo métrico y el presupuesto de obra, aunque también incorpora elementos cualitativos en las etapas de análisis comparativo y elaboración de conclusiones, donde se evalúan aspectos como la facilidad constructiva, la disponibilidad de materiales y la adecuación del sistema al contexto local.

6.2. Universo y caso de estudio

El universo de análisis del presente trabajo está constituido por los sistemas constructivos aplicables a edificios de vivienda de baja altura en la ciudad de Salta, considerando tanto el sistema estructural metálico con losas Steel Deck como el sistema convencional de hormigón armado. Dentro de ese universo, se trabaja con un caso de estudio específico que consiste en un edificio de departamentos unifamiliar de pequeña altura ubicado en la calle Corrientes 117 de la ciudad de Salta Capital, el cual sirve como modelo de referencia común para ambos sistemas, garantizando que la comparación sea equitativa y que los resultados obtenidos sean representativos de las condiciones reales de obra en la provincia de Salta.

6.3. Métodos de recolección de datos

Para el desarrollo del trabajo se utilizaron distintas fuentes y métodos de recolección de información, que pueden clasificarse de la siguiente manera:

En primer lugar, se recurrió a fuentes documentales y bibliográficas, que incluyen los reglamentos CIRSOC 101, 102, 103 y 301, los cuales establecen los criterios normativos para la determinación de cargas, el análisis sísmico y el diseño de estructuras de acero, junto con bibliografía técnica específica sobre estructuras metálicas, losas Steel Deck y sistemas constructivos mixtos.

En segundo lugar, se utilizaron datos técnicos provenientes de los catálogos de perfiles laminados y chapas colaborantes disponibles en el mercado nacional, necesarios para definir las secciones estructurales y las características mecánicas de los materiales empleados.

En tercer lugar, para la etapa de cómputo y presupuesto, se relevaron precios de materiales, mano de obra y equipos correspondientes al mercado de la construcción en la ciudad de Salta, tomando como referencia valores actualizados del sector.

6.4. Procesamiento y análisis de datos

Una vez recolectada la información necesaria, se procedió al procesamiento de los datos mediante herramientas de cálculo estructural y planillas de análisis, siguiendo la secuencia que se describe a continuación.

Como primera etapa se realizó la definición geométrica y estructural del sistema, estableciendo la disposición de pórticos, luces, alturas de entrepiso y condiciones de apoyo, de manera que la estructura resultara compatible con el uso habitacional previsto y con los requerimientos arquitectónicos del proyecto.

Posteriormente se procedió al análisis y determinación de las acciones actuantes sobre la estructura, considerando cargas permanentes y sobrecargas de uso conforme al CIRSOC 101, acciones de viento según el CIRSOC 102 y acciones sísmicas de acuerdo con el CIRSOC 103, teniendo en cuenta la ubicación geográfica de la edificación y sus características dinámicas particulares.

Una vez definidas las acciones, se establecieron las combinaciones de carga de estados límite últimos y de servicio según el CIRSOC 301, sobre cuya base se realizaron las verificaciones resistentes y de servicio de los elementos estructurales, tales como columnas y vigas, evaluando esfuerzos internos, desplazamientos y derivas.

Para la modelación estructural y la obtención de los esfuerzos se empleó el software ETABS, que permite simular el comportamiento global de la estructura, analizar su respuesta frente a las distintas acciones y obtener resultados detallados mediante tablas y diagramas, y de manera complementaria se utilizaron planillas de cálculo en Excel para el procesamiento de resultados, los análisis comparativos y las verificaciones manuales de los elementos más solicitados.

6.5. Síntesis metodológica

De esta manera, la metodología adoptada integra el análisis normativo, la modelación numérica y las verificaciones estructurales dentro de un proceso ordenado y replicable, asegurando que la estructura proyectada cumpla con los requisitos de seguridad, funcionalidad y desempeño exigidos para edificaciones destinadas a vivienda, y que los resultados obtenidos sean suficientemente sólidos como para sustentar las conclusiones comparativas que constituyen el aporte central del presente trabajo.

7. MARCO TEORICO

Las normas CIRSOC constituyen el marco normativo de referencia para el diseño y el cálculo de estructuras en la República Argentina, estableciendo los criterios técnicos necesarios para garantizar condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad a lo largo de toda la vida útil de las edificaciones, en concordancia con los principios del diseño basado en estados límite ampliamente adoptados por la ingeniería estructural moderna a nivel internacional (Meli Piralla, 2002).

El sistema normativo CIRSOC fue desarrollado por el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, organismo dependiente del Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), y tiene como objetivo primordial establecer un conjunto coherente y actualizado de reglamentos técnicos que regulen el diseño, la construcción y la verificación de estructuras en todo el territorio argentino, contemplando las particularidades geográficas, sísmicas y climáticas del país. En ese sentido, el sistema CIRSOC no es un reglamento único sino una familia de normas complementarias que abordan distintos aspectos del proceso de diseño estructural de manera articulada y sistemática (CIRSOC, 2005a).

En el presente marco teórico se desarrollan los conceptos fundamentales y las definiciones establecidas por dichos reglamentos, haciendo especial énfasis en los criterios utilizados para la determinación y aplicación de las cargas que actúan sobre la estructura, las cuales resultan determinantes para comprender su comportamiento estructural frente a las distintas solicitaciones a las que estará sometida durante su vida útil. Tal como señala Aguado de Cea y Calavera Ruiz (2008), el correcto establecimiento y la adecuada cuantificación de las acciones de diseño constituyen el punto de partida indispensable para cualquier proceso de verificación estructural, y condicionan de manera directa la seguridad, la funcionalidad y la economía de la obra.

En particular, se analizan las disposiciones correspondientes al Reglamento CIRSOC 101, relativo a las cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, así como los lineamientos establecidos en el Reglamento CIRSOC 102, referido a la acción del viento sobre las construcciones, y en el Reglamento CIRSOC 103, que regula el diseño de construcciones sismorresistentes. La correcta interpretación y aplicación de estos tres reglamentos permite establecer el conjunto de acciones de diseño que actuarán sobre la estructura durante su vida útil, constituyendo la base indispensable para el análisis estructural y las verificaciones posteriores que se desarrollarán en los capítulos siguientes del presente trabajo.

Complementariamente, el marco teórico incorpora los lineamientos del Reglamento CIRSOC 301, que rige el diseño y verificación de estructuras de acero para edificios, estableciendo los criterios de dimensionamiento de los elementos metálicos a partir de la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Este enfoque metodológico, adoptado también por las normativas internacionales de referencia, permite cuantificar de manera probabilística el nivel de seguridad de la estructura, incorporando incertidumbres tanto en la determinación de las acciones como en la evaluación de la resistencia de los materiales y secciones (Segui, 2013).

7.1. Marco normativo aplicable

El conjunto de reglamentos CIRSOC utilizados en el presente trabajo forma parte de una estructura normativa integrada que cubre los distintos aspectos del proceso de diseño estructural de manera articulada. A continuación se describe brevemente el alcance y los contenidos de cada uno de los reglamentos aplicados.

Reglamento CIRSOC 101 - Cargas permanentes y sobrecargas mínimas:

El Reglamento CIRSOC 101 (2005a) establece los valores mínimos de las cargas permanentes y sobrecargas que deben considerarse en el diseño de edificios y otras estructuras, con el objetivo de garantizar condiciones adecuadas de seguridad frente a las acciones gravitatorias que actúan sobre las mismas. Este reglamento constituye la base para la determinación del peso propio de los elementos constructivos, los revestimientos, los tabiques y las terminaciones, así como para la asignación de las sobrecargas de uso correspondientes a cada destino de los sectores del edificio. En el presente trabajo, el CIRSOC 101 fue aplicado para la determinación del paquete de cargas permanentes de las losas Steel Deck y para la asignación de sobrecargas de uso en viviendas, circulaciones y terraza accesible.

Reglamento CIRSOC 102 - Acción del viento sobre las construcciones:

El Reglamento CIRSOC 102 (2005b) regula los procedimientos para la determinación de las acciones del viento sobre las construcciones, proporcionando tres métodos de cálculo alternativos según la complejidad del edificio y las condiciones del entorno: el procedimiento simplificado, el procedimiento analítico y el procedimiento del túnel de viento. En el presente trabajo se empleó el Procedimiento Analítico o Método 2, que permite una determinación más precisa y detallada de las presiones de viento actuantes sobre el sistema principal resistente a la fuerza del viento, considerando la categoría de exposición, el factor de importancia, el factor topográfico y los coeficientes de presión interna y externa para cada dirección de actuación del viento (Bazán y Meli, 2002).

Reglamento CIRSOC 103 - Construcciones sismorresistentes:

El Reglamento CIRSOC 103 (2013) establece los criterios para el diseño sismorresistente de construcciones en el territorio argentino, proporcionando la zonificación sísmica del país, los tipos de suelo de fundación, las categorías de ocupación y los procedimientos de análisis para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño. La República Argentina se divide en cinco zonas sísmicas según la peligrosidad sísmica existente en cada región, correspondiendo a la ciudad de Salta Capital la Zona Sísmica 3, de peligrosidad elevada. Esta condición exige un análisis sísmico cuidadoso y el cumplimiento de requisitos específicos de ductilidad, rigidez y desplazamiento lateral que condicionan de manera significativa el diseño de la estructura metálica proyectada (Barbat y Canet, 2014).

Reglamento CIRSOC 301 - Estructuras de acero para edificios:

El Reglamento CIRSOC 301 (2016) rige el diseño y la verificación de estructuras de acero para edificios en la República Argentina, adoptando la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés), que establece que la resistencia de diseño de cada elemento estructural debe ser mayor o igual a la solicitación de diseño resultante de las combinaciones de carga más desfavorables. Este reglamento proporciona los procedimientos de cálculo para la verificación de elementos en compresión, en flexión, en corte y bajo cargas combinadas, así como los criterios para el diseño de conexiones abulonadas y soldadas, que son las formas de vinculación empleadas en la estructura metálica del presente trabajo. La aplicación de este reglamento en combinación con los CIRSOC 101, 102 y 103 permite desarrollar un diseño estructural completo, coherente y normativamente consistente (Pereyra, 2019).

7.2. Conceptos y definiciones clave

A continuación se presentan los conceptos y definiciones fundamentales establecidos por los reglamentos CIRSOC y por la bibliografía técnica especializada, que son empleados de manera recurrente a lo largo del presente trabajo y cuya correcta comprensión resulta indispensable para interpretar adecuadamente el proceso de diseño y verificación estructural desarrollado. Cada concepto es presentado en su formulación normativa y luego complementado con una explicación adicional orientada a aclarar su significado práctico en el contexto del presente proyecto.

Acciones y cargas estructurales

Cargas: Las cargas son el conjunto de fuerzas y acciones que actúan sobre una estructura a lo largo de su vida útil, incluyendo las que resultan del peso de todos los materiales de

construcción, del peso y la actividad de sus ocupantes y del peso del equipamiento incorporado, así como de los efectos ambientales y climáticos tales como viento, nieve, variaciones de temperatura y acciones sísmicas (CIRSOC, 2005a). Desde el punto de vista del diseño estructural, la correcta evaluación de las cargas constituye el punto de partida del proceso de cálculo, ya que la subestimación de las mismas puede comprometer la seguridad de la estructura, mientras que su sobreestimación puede generar diseños antieconómicos e ineficientes. En el presente trabajo se distinguen cargas gravitatorias permanentes, sobrecargas de uso, acciones de viento y acciones sísmicas, todas ellas determinadas conforme a los reglamentos CIRSOC aplicables.

Cargas permanentes: Las cargas permanentes, también denominadas cargas muertas o cargas gravitatorias de carácter estático, son aquellas cuyas variaciones a lo largo del tiempo son raras o de pequeña magnitud, y tienen un tiempo de aplicación prolongado durante toda la vida útil de la estructura. En general, consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluyendo paredes, pisos, techos, cielorrasos, escaleras, elementos divisorios, terminaciones, revestimientos, instalaciones y otros ítems arquitectónicos y estructurales de carácter permanente (CIRSOC, 2005a). En el caso del sistema metálico con Steel Deck analizado en el presente trabajo, las cargas permanentes incluyen el peso propio de los perfiles metálicos, el peso del paquete de losa colaborante (chapa de acero galvanizado más hormigón de relleno), los tabiques de cerramiento en Steel Framing y los revestimientos de pisos y cielorrasos, todo ello cuantificado conforme a las tablas del Reglamento CIRSOC 101.

Sobrecargas: Las sobrecargas, también denominadas cargas variables o cargas vivas, son aquellas originadas por el uso y ocupación de un edificio u otra estructura, y no incluyen cargas debidas a la construcción ni cargas provocadas por efectos ambientales tales como viento, nieve, acumulación de agua o sismo. Las sobrecargas en cubiertas son aquellas producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento, y por objetos móviles o personas durante la vida útil de la estructura (CIRSOC, 2005a). Los valores mínimos de sobrecargas de diseño establecidos por el Reglamento CIRSOC 101 varían en función del tipo de ocupación y destino de cada sector del edificio, garantizando que el diseño contemple el uso más exigente previsible para cada espacio. En el presente trabajo se adoptaron las sobrecargas correspondientes a viviendas unifamiliares, circulaciones y terraza accesible, conforme a los valores reglamentarios.

Conceptos vinculados a la acción del viento:

Edificio con diafragmas simples: Es un edificio cerrado o parcialmente cerrado en el cual las cargas de viento se transmiten al sistema principal vertical resistente a la fuerza del viento a través de diafragmas de entresijos y cubierta (CIRSOC, 2005b). Este concepto resulta relevante en el presente trabajo dado que las losas Steel Deck del edificio proyectado actúan como diafragmas horizontales rígidos que distribuyen las fuerzas laterales de viento entre los pórticos metálicos del sistema resistente, permitiendo una transmisión eficiente de las cargas horizontales hacia los apoyos de fundación. La correcta modelización de este comportamiento en el software ETABS fue uno de los aspectos clave del proceso de análisis estructural desarrollado.

Presión dinámica del viento: La presión dinámica del viento q_z , evaluada a la altura z sobre el nivel del terreno, se calcula mediante la expresión $q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$, donde V es la velocidad básica del viento en m/s, K_z es el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_{zt} es el factor topográfico, K_d es el factor de direccionalidad y I es el factor de importancia del edificio (CIRSOC, 2005b). Para la ciudad de Salta, la velocidad básica de diseño es de 35 m/s conforme al mapa de la Figura 1-A del Reglamento CIRSOC 102, y la categoría de exposición adoptada es la Exposición B, correspondiente a entornos urbanos con edificaciones de tamaño similar a las viviendas unifamiliares dentro de una distancia de al menos 500 m desde la edificación analizada.

Conceptos vinculados al comportamiento sísmico:

Capacidad resistente: La capacidad resistente de un elemento o sistema estructural es la sollicitación o combinación de sollicitaciones que dicho elemento o sistema es capaz de soportar sin alcanzar la condición de estado límite último o de mecanismo plástico, también denominado colapso (CIRSOC, 2013). En el diseño por el método LRFD adoptado por el Reglamento CIRSOC 301, la capacidad resistente de diseño de un elemento se expresa como el producto entre la resistencia nominal del mismo y un factor de reducción de resistencia ϕ , cuyo valor depende del tipo de sollicitación y refleja las incertidumbres asociadas a las propiedades del material y a la precisión del modelo de cálculo. En el presente trabajo, la verificación de la capacidad resistente de vigas y columnas metálicas se realizó comparando la resistencia de diseño ϕR_n con las sollicitaciones de diseño derivadas de las combinaciones de carga últimas del CIRSOC 301.

Ductilidad: La ductilidad es la capacidad de absorción de energía hasta la rotura de un componente, elemento o sistema estructural, y está habitualmente asociada a deformaciones importantes en el rango plástico del material. La ductilidad es la propiedad opuesta a la

fragilidad, y resulta especialmente valorada en el diseño sismorresistente, ya que permite que la estructura disipe energía sísmica mediante deformaciones inelásticas controladas antes de alcanzar el colapso (CIRSOC, 2013). El acero estructural es intrínsecamente un material dúctil, lo que constituye una de las principales ventajas del sistema metálico frente a otros materiales estructurales, ya que otorga a la estructura una capacidad natural de deformación inelástica que resulta muy favorable para el comportamiento frente a sismos severos (Reboredo, 2012).

Ductilidad global: La ductilidad global es la habilidad que tiene un sistema estructural para mantener su capacidad resistente sin sensibles degradaciones y para disipar energía cuando está sometido a ciclos de desplazamientos inelásticos durante un terremoto (CIRSOC, 2013). Este concepto se vincula con la capacidad de la estructura en su conjunto para redistribuir esfuerzos desde las zonas más solicitadas hacia otras zonas menos exigidas, evitando la formación prematura de un mecanismo de colapso. En el caso del sistema de pórticos metálicos aporticados analizado en este trabajo, la ductilidad global está garantizada por la capacidad de los nodos rígidos de vigas y columnas de generar rótulas plásticas sucesivas antes de alcanzar el colapso total del edificio, lo que constituye el fundamento del diseño por capacidad adoptado en la normativa sismorresistente.

Ductilidad local: La ductilidad local es la capacidad que tiene una sección o componente estructural para deformarse inelásticamente y disipar energía sin degradación significativa de la resistencia. En el caso de acciones sísmicas cíclicas se vincula a la formación de ciclos de histéresis estables, que reflejan la capacidad del material de absorber y disipar energía durante sucesivos ciclos de carga y descarga (CIRSOC, 2013). En el diseño de estructuras metálicas, la ductilidad local de las secciones está condicionada por la relación ancho-espesor de los elementos que las componen, ya que secciones con relaciones excesivas pueden experimentar pandeo local antes de alcanzar la deformación plástica completa, reduciendo la ductilidad disponible. Por esta razón, el Reglamento CIRSOC 301 establece límites en las relaciones ancho-espesor de alas y almas de perfiles laminados para asegurar un comportamiento dúctil adecuado en zonas de formación de rótulas plásticas.

Conceptos vinculados al comportamiento dinámico:

Modo de vibración: Cada modo de vibración es una de las configuraciones simples que la construcción adopta o puede adoptar al vibrar libremente bajo la acción de una perturbación inicial, sin la aplicación de fuerzas externas adicionales (CIRSOC, 2013). En el análisis modal espectral utilizado en el presente trabajo, se determina un conjunto de modos de vibración de la estructura, cada uno asociado a un período propio y a una forma de vibración características. La contribución de cada modo a la respuesta global de la estructura depende de su masa

participante, y la normativa establece que deben considerarse tantos modos como sean necesarios para alcanzar al menos el 90 % de la masa participante total en cada dirección de análisis, garantizando así una representación suficientemente completa del comportamiento dinámico del edificio (Barbat y Canet, 2014).

Período propio o fundamental: El período propio o fundamental de una construcción es el período del modo de vibración de mayor duración, es decir, aquel asociado al modo más flexible de la estructura y que, en general, concentra la mayor participación de masa. Este período es un parámetro clave en el diseño sismorresistente, ya que determina la aceleración espectral que debe asignarse a la estructura en el espectro de diseño y condiciona de manera directa las fuerzas sísmicas de diseño resultantes (CIRSOC, 2013). Para el edificio metálico analizado en el presente trabajo, el período fundamental aproximado fue estimado mediante el método estático simplificado del CIRSOC 103, obteniéndose un valor $T_a \approx 0,403$ s, lo que ubica a la estructura en la zona de aceleración constante del espectro de diseño correspondiente a la Zona Sísmica 3 de Salta.

Conceptos vinculados al sistema estructural:

Pórtico: Un pórtico es un elemento resistente formado por varios componentes estructurales vinculados entre sí, cuya deformación predominante se debe a la flexión. En ingeniería estructural, los pórticos son sistemas capaces de resistir cargas tanto verticales como horizontales mediante la combinación de la rigidez a flexión de sus elementos y la rigidez de las conexiones entre vigas y columnas (CIRSOC, 2013). El sistema estructural adoptado en el presente trabajo es un pórtico aporticado de acero, conformado por columnas de perfil IPB y vigas de perfil IPE, vinculados mediante conexiones abulonadas y/o soldadas que aseguran la continuidad de momentos en los nodos y confieren al sistema la rigidez necesaria para resistir las acciones horizontales de viento y sismo sin recurrir a elementos de arriostramiento adicionales.

Pórticos sismorresistentes: Los pórticos sismorresistentes son un tipo estructural constituido por componentes vinculados entre sí, formando en su conjunto una estructura capaz de resistir no solo las cargas gravitatorias sino también las fuerzas horizontales originadas por la acción sísmica, siendo la flexión la deformación dominante bajo este tipo de sollicitación (CIRSOC, 2013). En estructuras metálicas, este sistema se denomina habitualmente Marco Resistente a Momento (MRM), y presenta una muy buena respuesta sísmica debido a la ductilidad natural del acero y a la capacidad de los nodos rígidos de desarrollar rótulas plásticas de manera progresiva. El factor de reducción de respuesta $R = 3$ adoptado en el análisis sísmico del presente trabajo es el que corresponde a este tipo de sistema según la Tabla 5.1 del

Reglamento CIRSOC 103, reflejando el nivel de ductilidad moderada atribuido al sistema de pórticos no arriostrados proyectado.

Conceptos vinculados al diseño por resistencia LRFD:

Resistencia nominal R_n : La resistencia nominal de un elemento estructural es la resistencia teórica de una sección calculada utilizando las dimensiones reales provistas y las resistencias especificadas de los materiales, con los procedimientos de cálculo que se indican en los reglamentos técnicos aplicables (CIRSOC, 2016). En el contexto del diseño LRFD, la resistencia nominal constituye el valor base de la capacidad resistente del elemento antes de aplicar los factores de reducción de resistencia que toman en cuenta las incertidumbres en las propiedades de los materiales y en la precisión de los modelos de cálculo. La determinación de la resistencia nominal de los perfiles IPB e IPE utilizados en el presente trabajo se realizó a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de las secciones transversales, conforme a las tablas de perfiles laminados normalizados del CIRSOC (Segui, 2013).

Resistencia de diseño R_d : La resistencia de diseño es la resistencia confiable mínima que debe ser provista a las secciones estructurales para garantizar el cumplimiento de los estados límite últimos. Se calcula como el producto de la resistencia nominal del elemento por el factor de reducción de resistencia ϕ , que varía según el tipo de sollicitación considerada: $\phi = 0,90$ para secciones en flexión y en compresión, y $\phi = 0,75$ para conexiones en corte, entre otros (CIRSOC, 2016). La condición de verificación del diseño LRFD establece que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual a la sollicitación de diseño, expresada como $R_d = \phi R_n \geq R_u$, donde R_u representa los esfuerzos majorados resultantes de las combinaciones de carga últimas. Esta condición fue verificada para todos los elementos estructurales principales del edificio metálico analizado en el presente trabajo.

7.3. El acero estructural como material de construcción

El acero es uno de los materiales estructurales más utilizados en la construcción moderna a nivel mundial, y su empleo en estructuras portantes de edificios ha crecido de manera sostenida durante las últimas décadas gracias a sus excelentes propiedades mecánicas, su versatilidad constructiva y su comportamiento favorable frente a cargas dinámicas y sísmicas. Entre las propiedades más destacadas del acero estructural se encuentran su alta resistencia a la tracción y a la compresión, su gran módulo de elasticidad ($E = 200.000 \text{ MPa}$), su comportamiento dúctil y su capacidad de deformación plástica, que lo hacen especialmente adecuado para estructuras ubicadas en zonas sísmicas como la ciudad de Salta (Reboredo, 2012).

El acero estructural empleado en el presente trabajo corresponde al grado ASTM A36 o su equivalente nacional, con una tensión de fluencia $f_y = 250$ MPa y una tensión de rotura $f_u = 400$ MPa, conforme a las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301. Estas propiedades garantizan un comportamiento elastoplástico bien definido, con una importante reserva de deformación plástica entre la fluencia y la rotura, lo que otorga al material la ductilidad necesaria para absorber energía sísmica y redistribuir esfuerzos ante sobrecargas accidentales. El comportamiento del acero bajo cargas cíclicas es particularmente favorable, ya que no experimenta degradación significativa de la resistencia en los primeros ciclos de plastificación, a diferencia de otros materiales como el hormigón (Barbat y Canet, 2014).

Sin embargo, el empleo del acero en estructuras también presenta condicionantes y limitaciones que deben ser adecuadamente contempladas en el diseño. Los tres principales agentes que pueden afectar de manera adversa el comportamiento de una estructura metálica son la corrosión, el fuego y los agentes sísmicos. La corrosión puede ser controlada mediante sistemas de protección superficial adecuados, tales como pinturas anticorrosivas, galvanizado o pintura intumescente, mientras que la protección contra el fuego requiere el recubrimiento de los perfiles con materiales aislantes o la aplicación de pinturas retardantes de llama que garanticen los tiempos de resistencia al fuego exigidos por la normativa vigente (Segui, 2013).

7.4. El sistema Steel Deck: losas mixtas acero-hormigón

El sistema de losas Steel Deck, también conocido como losa colaborante o placa colaborante, es un sistema constructivo mixto acero-hormigón que ha experimentado una creciente difusión en la construcción de entresijos y cubiertas de edificios de estructura metálica durante las últimas décadas. Este sistema está compuesto por una chapa de acero galvanizado perfilada, que se coloca sobre las vigas de la estructura y funciona simultáneamente como encofrado perdido durante la etapa constructiva y como refuerzo positivo de la losa una vez que el hormigón ha fraguado y alcanzado su resistencia de diseño (Pereyra, 2019).

El comportamiento de la losa Steel Deck es sensiblemente diferente según la etapa constructiva considerada. Durante la fase de construcción, cuando el hormigón aún está fresco o en proceso de fraguado, la chapa metálica actúa como encofrado perdido, soportando el peso propio del hormigón y las cargas de construcción sin necesidad de apuntalamiento adicional, lo que simplifica y acelera el proceso constructivo respecto a las losas convencionales de hormigón armado. Una vez que el hormigón ha endurecido, el conjunto chapa-hormigón actúa como sección compuesta, en la cual la chapa metálica trabaja como armadura positiva del tramo inferior de la losa, mientras que el hormigón resiste las tensiones de compresión en la fibra superior, configurando un sistema de gran eficiencia resistente para los estados de carga de servicio y últimos (CIRSOC, 2016).

Las ventajas constructivas del sistema Steel Deck son múltiples y se manifiestan tanto en la etapa de ejecución como en la de servicio. Durante la construcción, la eliminación de los encofrados temporales reduce los tiempos de obra, los costos de materiales y la generación de residuos, mientras que la ligereza de las chapas permite su manipulación manual sin necesidad de equipos de elevación especiales. En la etapa de servicio, la reducción del peso propio de la losa respecto a una solución maciza equivalente disminuye las cargas gravitatorias sobre la estructura, permitiendo diseñar vigas y columnas de menor sección y reduciendo las acciones sísmicas sobre el edificio. Esta combinación de ventajas hace del sistema Steel Deck una opción técnicamente sólida y económicamente competitiva para edificios de mediana altura en zonas urbanas como Salta (Reboredo, 2012).

Síntesis del marco teórico:

Los conceptos, definiciones y fundamentos técnicos presentados en el presente marco teórico constituyen la base teórica sobre la cual se apoya el desarrollo del proyecto. La correcta comprensión de las acciones de diseño y de sus criterios normativos de determinación, de los conceptos fundamentales del comportamiento sísmico y dinámico de las estructuras, de las bases del diseño LRFD para estructuras de acero y de las características del sistema constructivo Steel Deck permite abordar con solidez técnica y fundamento normativo el proceso de diseño, cálculo y evaluación de la estructura metálica analizada en los capítulos siguientes (Hernández Sampieri et al., 2014).

En síntesis, el marco normativo CIRSOC, en sus reglamentos 101, 102, 103 y 301, provee un conjunto coherente y completo de criterios de diseño que aseguran la seguridad, funcionalidad y durabilidad de la estructura proyectada frente a la totalidad de las acciones previstas durante su vida útil, en plena concordancia con los estándares técnicos vigentes en la ingeniería civil argentina y latinoamericana. La aplicación sistemática de estos criterios, en combinación con las herramientas de modelación computacional y los procedimientos de verificación manual desarrollados en los capítulos siguientes, permite obtener un diseño estructural confiable, eficiente y normativamente correcto para el edificio objeto del presente estudio.

8. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

8.1. Memoria descriptiva de la estructura

En el presente trabajo se desarrolla el diseño estructural de un edificio de pequeña altura destinado a viviendas, adoptándose un sistema metálico aporticado conformado por vigas y columnas de acero laminado. La estructura se proyecta con el objetivo de garantizar condiciones adecuadas de seguridad, estabilidad, funcionalidad y durabilidad, en concordancia con los requisitos establecidos por la normativa vigente.

El sistema estructural propuesto permite una correcta transmisión de las cargas verticales y horizontales hacia los apoyos, asegurando un comportamiento resistente y deformacional compatible con las acciones actuantes durante la vida útil de la edificación. Se contemplan criterios de resistencia, rigidez y servicio, limitando deformaciones y derivas a valores admisibles, y considerando aspectos vinculados a la durabilidad y al mantenimiento de la estructura.

Asimismo, el diseño busca optimizar el uso del material estructural, atendiendo a criterios de factibilidad técnica y económica, así como a principios de sustentabilidad, evitando sobredimensionamientos innecesarios. La definición del sistema resistente, la modulación de los pórticos, las luces y las alturas de entrepiso constituyen la base para el análisis estructural y la posterior verificación de los elementos que conforman la estructura proyectada.

El edificio objeto de estudio tiene una planta rectangular de 10 m x 18 m y una altura total de 8,55 m, desarrollándose en tres niveles más terraza, que corresponden a planta baja, primer piso, segundo piso y nivel de cubierta accesible. Esta configuración geométrica, de proporciones regulares tanto en planta como en altura, resulta particularmente favorable desde el punto de vista del comportamiento estructural ya que favorece una distribución uniforme de rigideces y masas entre los distintos niveles, lo que a su vez contribuye a una respuesta sísmica ordenada y predecible sin concentraciones de esfuerzos indeseadas.

El sistema de fundación adoptado consiste en zapatas aisladas de hormigón armado vinculadas entre sí por vigas de fundación, en una configuración equivalente a la de la estructura original de hormigón armado, lo que permite mantener condiciones comparables entre ambos sistemas en lo que respecta a la transmisión de cargas al suelo y a la interacción suelo-estructura. En el extremo superior de cada fuste se dispone una placa de anclaje que vincula la superestructura metálica con la fundación, y la fijación de los perfiles se realiza mediante uniones abulonadas, previendo en los casos que así lo requieran el uso de anclajes químicos para garantizar la correcta transmisión de los esfuerzos de corte y tracción en la base de las columnas.

La superestructura está conformada por pórticos planos en ambas direcciones principales del edificio, cuyos elementos portantes son perfiles laminados en caliente de acero. Para las columnas se adoptan perfiles tipo IPB 200 en los niveles 1, 2 y 3, y perfiles IPB 100 en el nivel 4 correspondiente a la terraza, en virtud de la reducción de cargas acumuladas en el nivel superior y de la menor altura de dicho nivel. Para las vigas se adoptan perfiles tipo IPE 160 en la dirección X-X e IPE 200 en la dirección Y-Y para los niveles 1, 2 y 3, mientras que en el nivel 4 se emplean perfiles IPE 80, acordes con las solicitudes reducidas de ese nivel. La selección de perfiles IPB para columnas responde a su sección más compacta y a su mayor inercia respecto de ambos ejes, características que lo hacen especialmente adecuado para elementos comprimidos sometidos a flexión biaxial, mientras que los perfiles IPE resultan óptimos para vigas por su elevada inercia respecto del eje de flexión principal.

Las uniones entre vigas y columnas se proyectan como conexiones abulonadas con bulones de alta resistencia y, en los casos particulares que así lo requieran, como uniones soldadas en taller, adoptando en ambos casos los requisitos de la normativa CIRSOC 301 para conexiones en estructuras de acero. La continuidad de momentos en los nodos garantiza el comportamiento de pórtico resistente a momento, que es el mecanismo estructural que permite a la estructura absorber y transmitir las acciones horizontales de viento y sismo sin necesidad de incorporar diagonales de arriostramiento adicionales, dado que la rigidez a flexión del sistema aporticado es suficiente para cumplir con los límites de deriva establecidos por la normativa.

Para la resolución de los entrepisos y del nivel de terraza se adopta un sistema de losas colaborantes tipo Steel Deck, compuesto por chapas de acero galvanizado perfiladas de 50 mm de altura de nervio y 0,9 mm de espesor, sobre las que se vierte hormigón H-21 hasta conformar la losa completa. Este sistema actúa durante la construcción como encofrado perdido, eliminando la necesidad de apuntalamientos temporales, y en la etapa de servicio trabaja en forma compuesta con el hormigón, con la chapa metálica funcionando como armadura positiva de tracción en la zona de momentos positivos de la losa. Las losas Steel Deck actúan asimismo como diafragmas horizontales rígidos que distribuyen las fuerzas sísmicas y de viento entre los pórticos del sistema resistente, garantizando una adecuada transmisión de las acciones horizontales a lo largo de todos los niveles del edificio.

El acero estructural empleado en todos los elementos de la superestructura corresponde al grado ASTM A36, con tensión de fluencia $f_y = 250$ MPa y tensión de rotura $f_u = 400$ MPa, conforme a las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301. La elección de este grado de acero responde a su amplia disponibilidad en el mercado nacional, a su excelente soldabilidad y a su comportamiento dúctil y bien caracterizado, que lo convierte en el material de referencia

para estructuras metálicas de edificación en Argentina. El hormigón empleado en las losas Steel Deck corresponde a un hormigón H-21, con resistencia característica a la compresión $f_c = 21$ MPa a los 28 días de edad.

9. DISEÑO ARQUITECTONICO SEGÚN LOS REQUISITOS DE USO

En toda obra de ingeniería civil resulta fundamental que el diseño arquitectónico y el diseño estructural se desarrollen de manera integrada, ya que el estudio conjunto de ambos aspectos permite alcanzar una resolución adecuada y coherente del proyecto. En este sentido, el diseño arquitectónico constituye el punto de partida, dado que define el destino, la funcionalidad y la organización espacial de la edificación.

A partir de la definición arquitectónica, se procede al desarrollo del diseño estructural, el cual debe garantizar que la estructura sea capaz de resistir de manera segura y eficiente todas las solicitaciones a las que estará sometida durante su vida útil. Para ello, se tienen en cuenta las verificaciones de resistencia, estabilidad y servicio establecidas por la normativa vigente, procurando un comportamiento estructural adecuado y un uso racional de los materiales.

Asimismo, se busca alcanzar un equilibrio entre los requerimientos técnicos y los aspectos económicos del proyecto, de manera de lograr una solución estructural eficiente que optimice la superficie construida disponible, garantizando condiciones apropiadas de funcionalidad, habitabilidad y confort para los usuarios.

En el marco de la presente investigación, el diseño arquitectónico fue desarrollado por la Arquitecta Graciela Sanches para un proyecto real ejecutado en la provincia de Salta en el año 2018. La edificación proyectada consta de tres niveles (planta baja, primer piso y segundo piso), originalmente contruidos mediante un sistema estructural convencional.

El proyecto se basa en una tipología de viviendas unifamiliares y departamentos monoambiente. En planta baja se dispone un local comercial junto con áreas destinadas a estacionamiento vehicular, mientras que en el primer y segundo nivel se ubican dos departamentos unifamiliares y dos monoambientes por nivel, además de un sector final correspondiente a una terraza accesible.

La disposición arquitectónica descripta se mantiene invariable tanto para el sistema estructural tradicional como para la propuesta de estructura metálica desarrollada en el presente trabajo. A continuación, se presenta la propuesta arquitectónica correspondiente a la alternativa estructural metálica que será objeto de análisis y comparación.

Planos de Propuesta Arquitectónica

PB – NIVEL 1

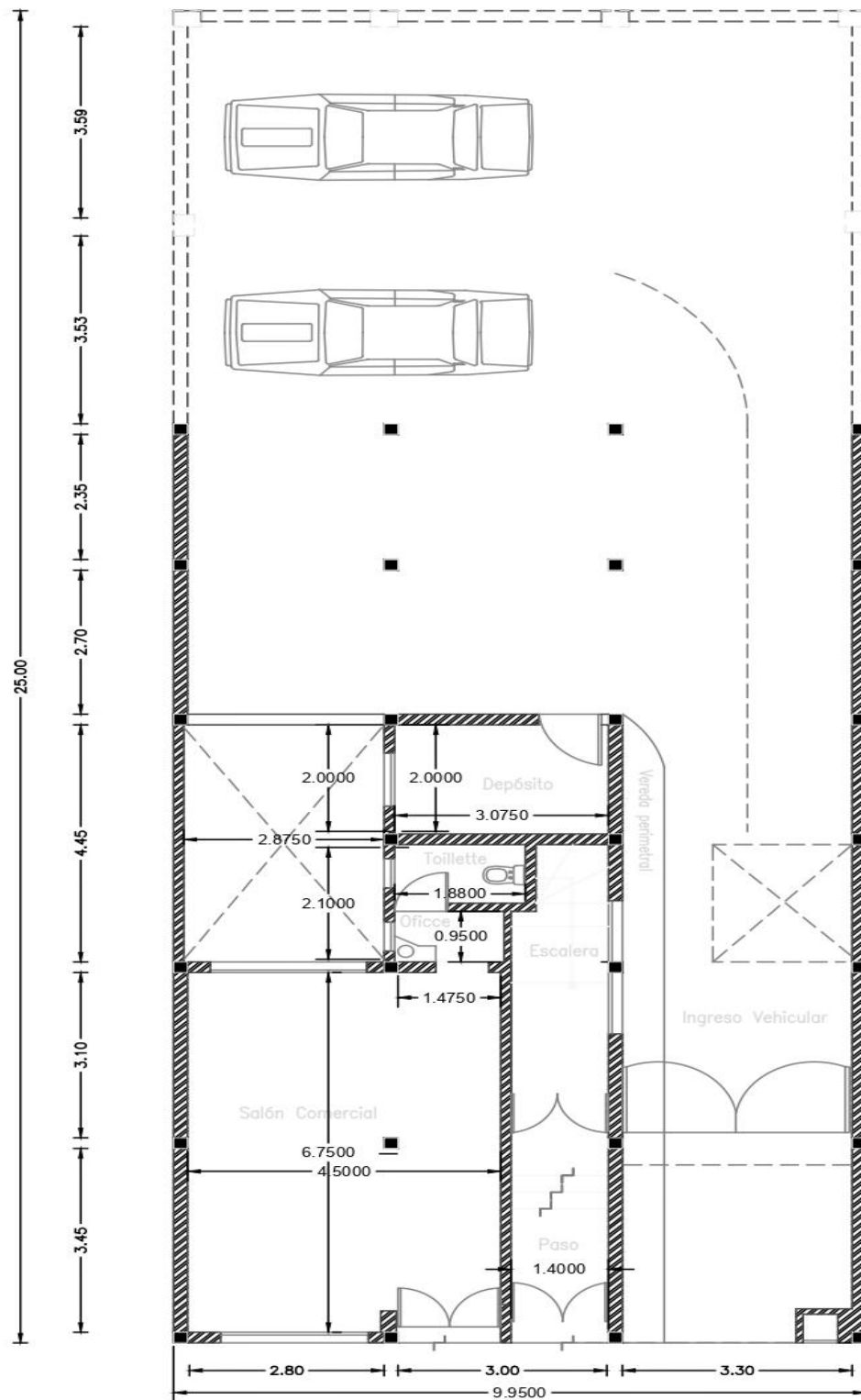


Ilustración 13: plano arquitectónico PB - Nivel 1

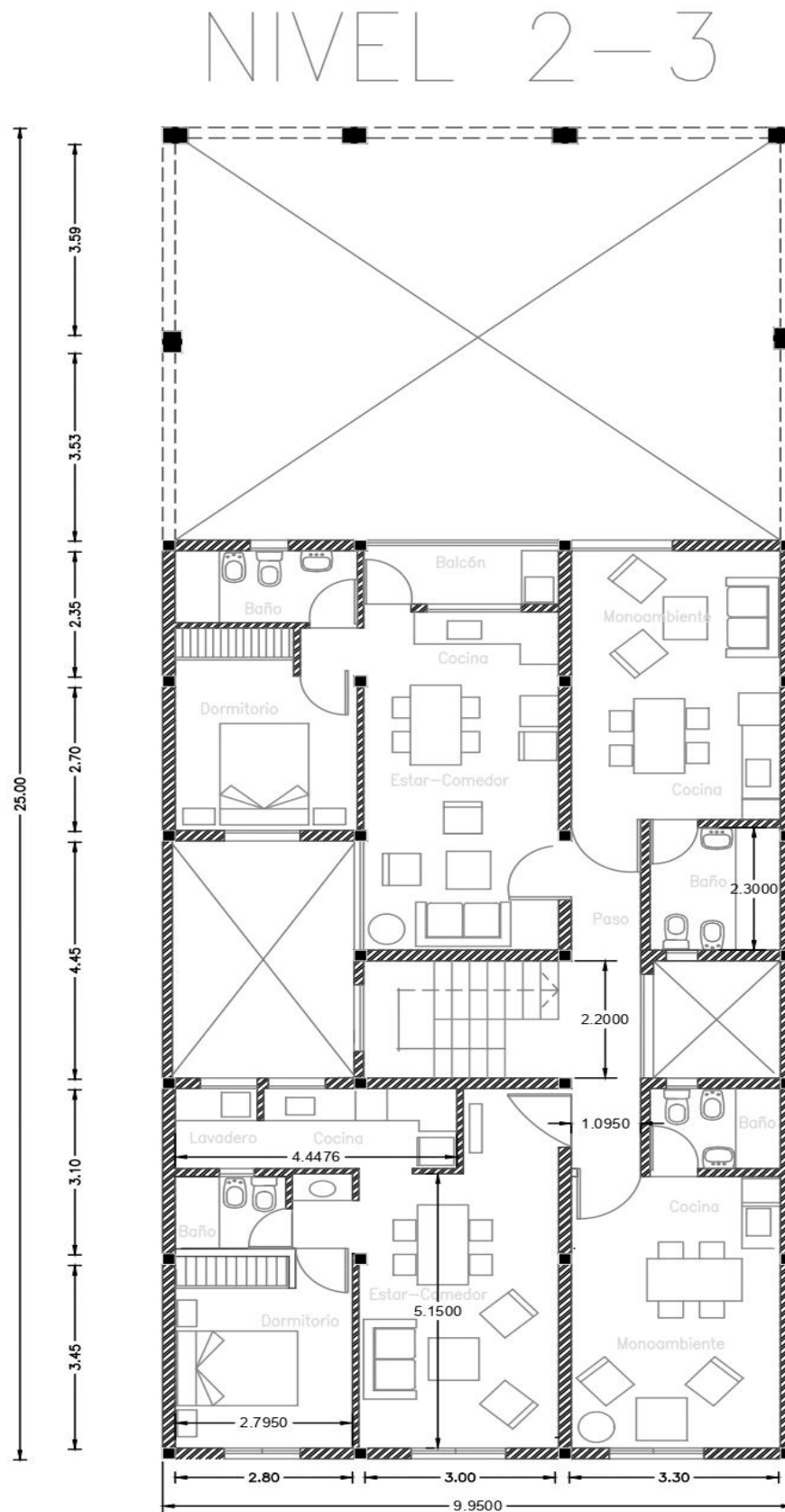


Ilustración 14: Plano arquitectónico Nivel 2-3

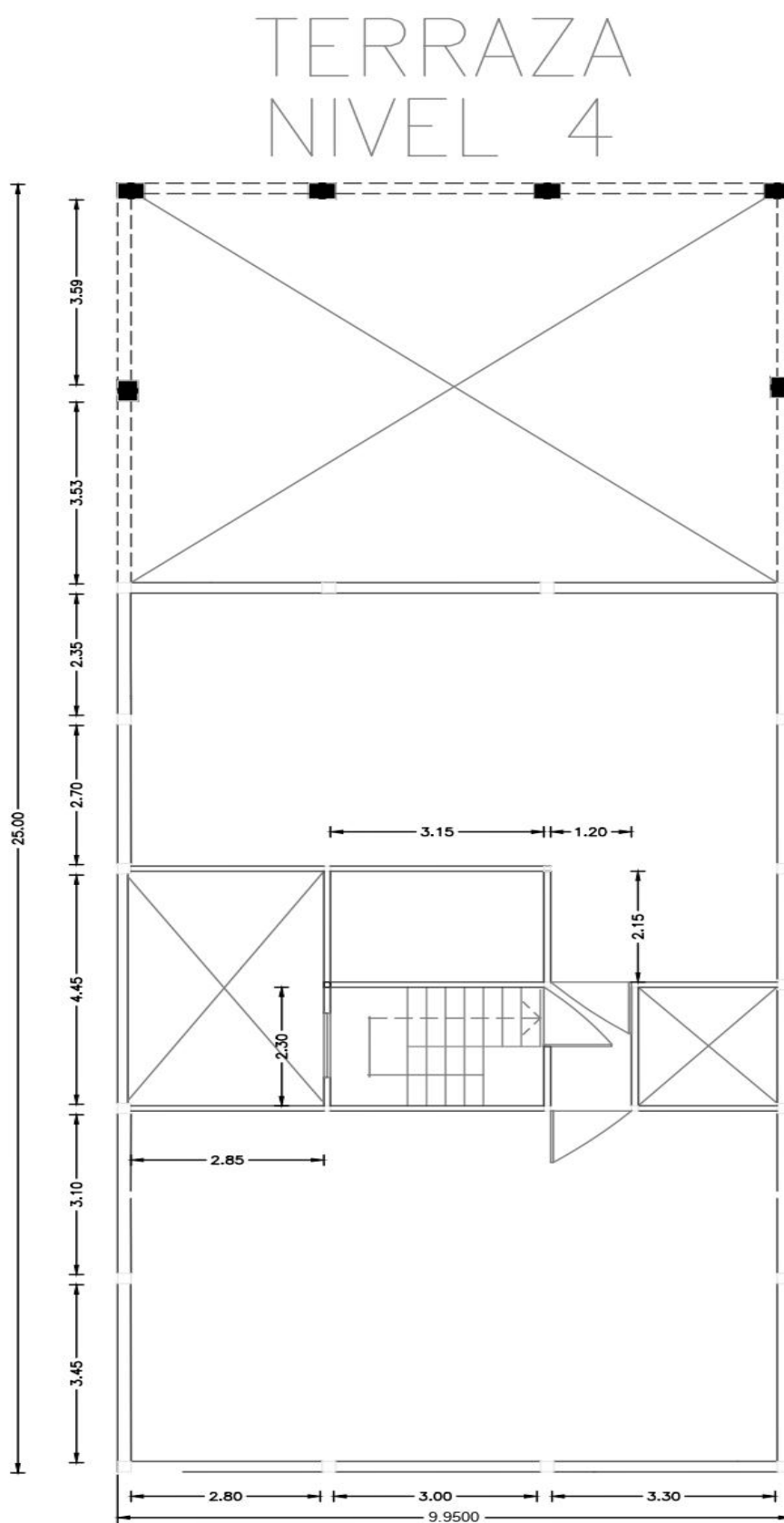


Ilustración 15: plano arquitectónico terraza nivel 4

10. PLANTEO ESTRUCTURAL

10.1. Diseño estructural

En el presente capítulo se desarrolla el diseño estructural correspondiente tanto a la propuesta de estructura metálica, con el objetivo de analizar el comportamiento del sistema constructivos bajo condiciones equivalentes de uso y sollicitación.

Diseño estructural - Estructura metálica

Siguiendo un criterio coherente con el orden constructivo de la obra, el desarrollo del diseño estructural se inicia a partir del sistema de fundación. La fundación se proyecta mediante zapatas aisladas vinculadas entre sí por vigas de fundación, adoptando una configuración similar a la utilizada en la estructura de hormigón armado existente, de modo de asegurar condiciones equivalentes para la comparación entre ambos sistemas. En el extremo superior de cada fuste se dispone una placa de anclaje, destinada a vincular la superestructura metálica con la fundación. La fijación de los perfiles se realiza mediante uniones abulonadas, previendo, en caso de ser necesario, el uso de anclajes químicos para garantizar una correcta transmisión de esfuerzos.

A partir de las dimensiones y características de las vigas y columnas correspondientes a la estructura original de hormigón armado, se procede al predimensionado de los elementos metálicos, analizando los distintos perfiles normalizados disponibles. Para la conformación de la estructura se adoptan perfiles tipo IPE para vigas y perfiles tipo IPB para columnas, considerando un sistema estructural aporticado. Las uniones entre elementos se proyectan mediante conexiones abulonadas y, en casos particulares, mediante uniones soldadas, de acuerdo con los requerimientos resistentes y constructivos.

Para la resolución de los entrepisos y niveles superiores se adopta un sistema de losas colaborantes tipo Steel Deck, el cual permite una adecuada interacción entre el acero y el hormigón, optimizando el peso propio de la estructura y facilitando el proceso constructivo.

Es importante destacar que el predimensionado inicial de los perfiles estructurales se verifica posteriormente mediante el cálculo estructural completo, empleando las disposiciones y tablas establecidas por los Reglamentos CIRSOC, particularmente el CIRSOC 301, a fin de asegurar que los elementos estructurales cumplan con los requisitos de resistencia, estabilidad y servicio frente a la totalidad de las cargas actuantes.

En relación con la rigidización del sistema estructural, los resultados del análisis indican que la estructura metálica aporticada presenta una rigidez suficiente para resistir las acciones horizontales consideradas, no resultando necesaria la incorporación de diagonales de arriostramiento adicionales. De este modo, el propio sistema de pórticos constituye el mecanismo resistente principal frente a las sollicitaciones laterales.

Este último apartado donde hacemos referencia a que no será necesario la incorporación de diagonales de arrostramientos queda demostrada, en el capítulo de análisis de cargas.

10.2. Planos de la Propuesta Estructural

La estructura se compone de perfiles metálicos diferenciados por nivel. En los niveles 1, 2, 3 y 4 se utilizaron columnas IPB 200, vigas en dirección X-X tipo IPE 160 y vigas en dirección Y-Y tipo IPE 200. En el nivel 4 se adoptaron columnas IPB 100 y vigas IPE 80. Las dimensiones indicadas se consideran medidas de eje a eje y la nomenclatura de losas corresponde a una descarga en una única dirección.

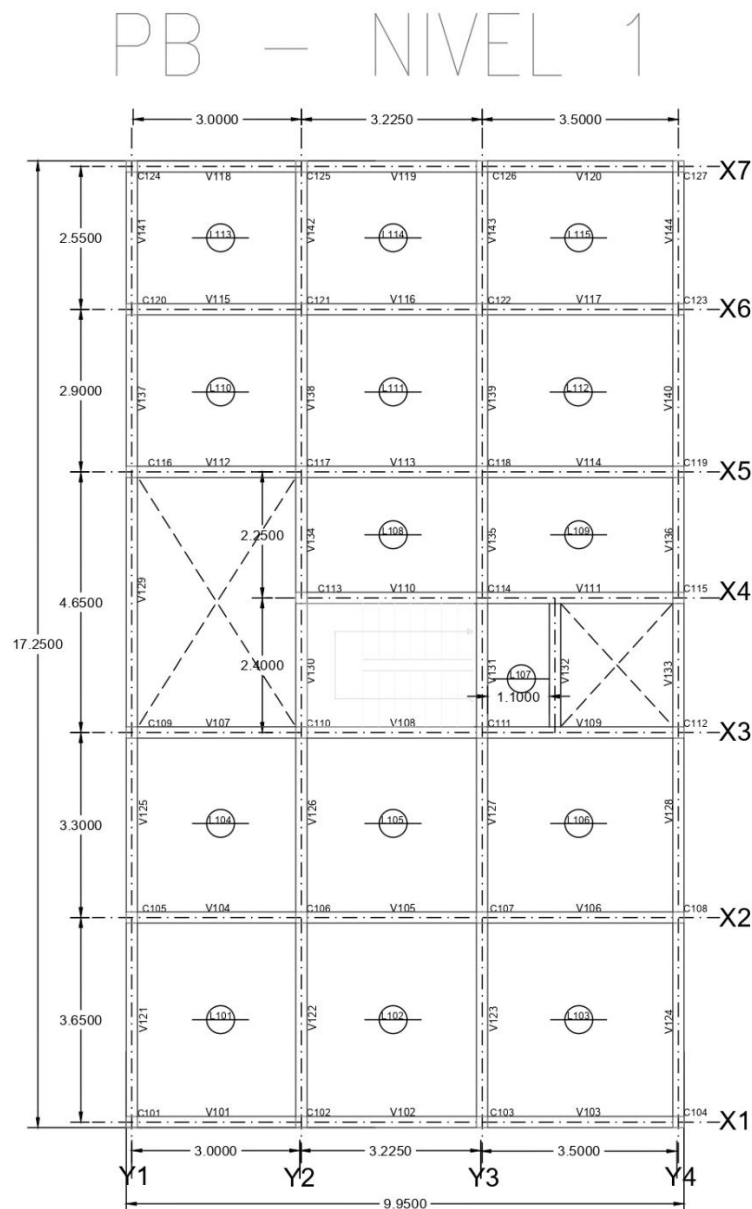


Ilustración 16: plano estructura PB - Nivel 1

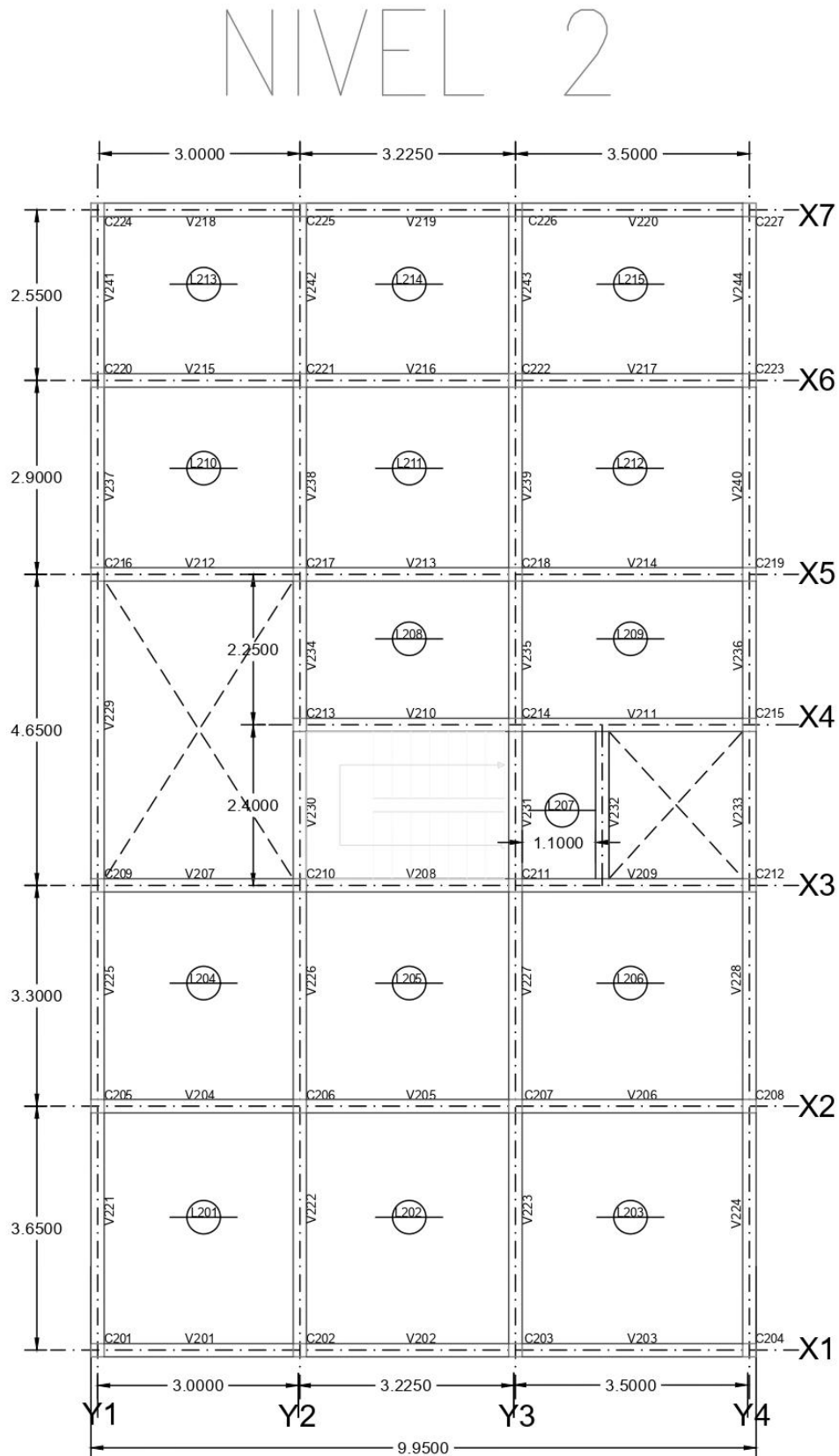


Ilustración 17: plano estructura Nivel 2

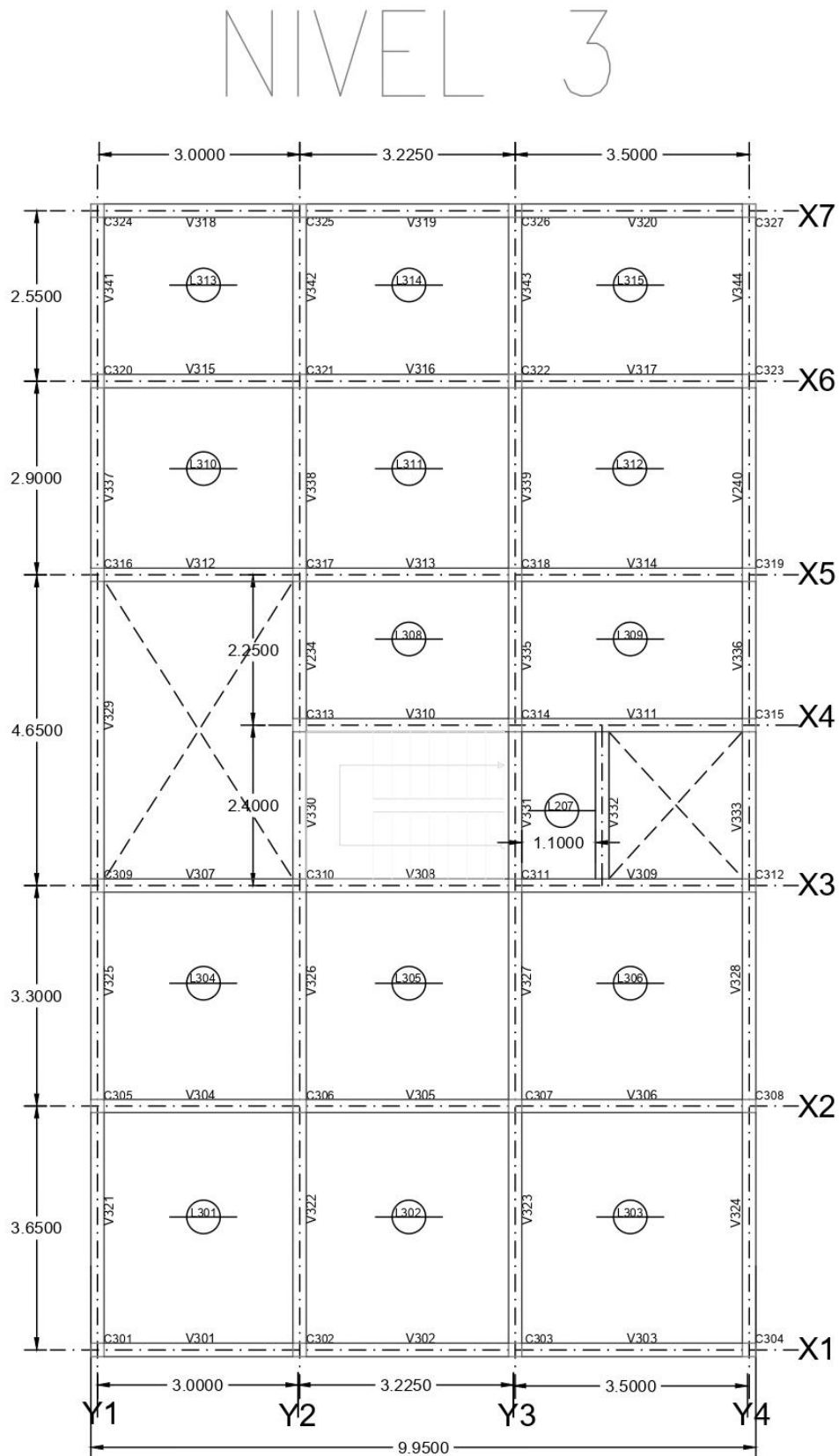


Ilustración 18: plano estructura nivel 3

TERRAZA – NIVEL 4

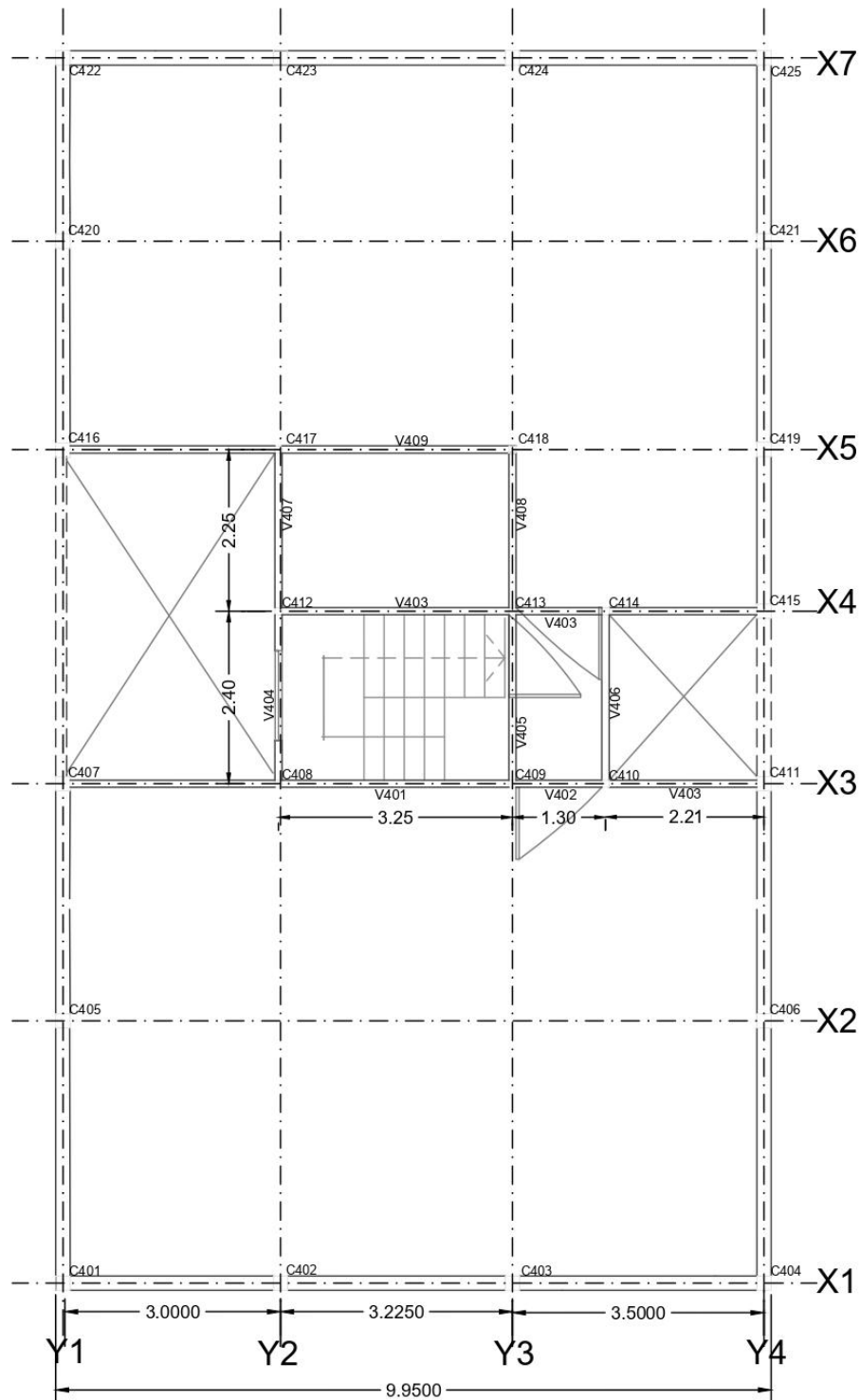


Ilustración 19: plano estructura terraza - nivel 4

10.3. Planteo Estructural de Muros

En la representación de las plantas estructurales se adoptó la siguiente simbología: la línea continua identifica la existencia de muros, mientras que la línea discontinua indica sectores donde no se dispone muro. Esta convención se utiliza con el fin de unificar la interpretación gráfica de los elementos constructivos en los distintos niveles analizados.

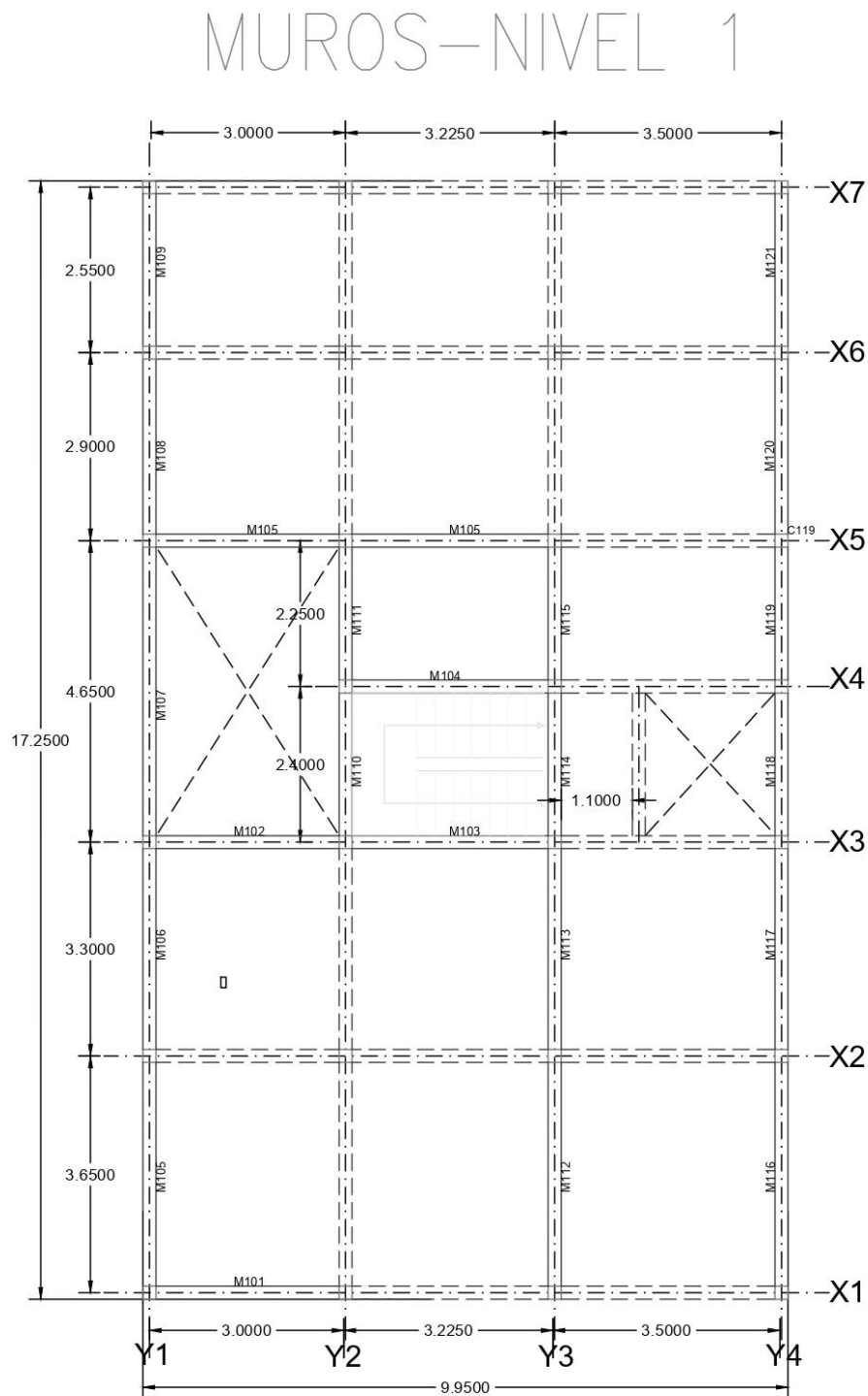


Ilustración 20: plano estructura muros - nivel 1

MUROS – NIVEL 2

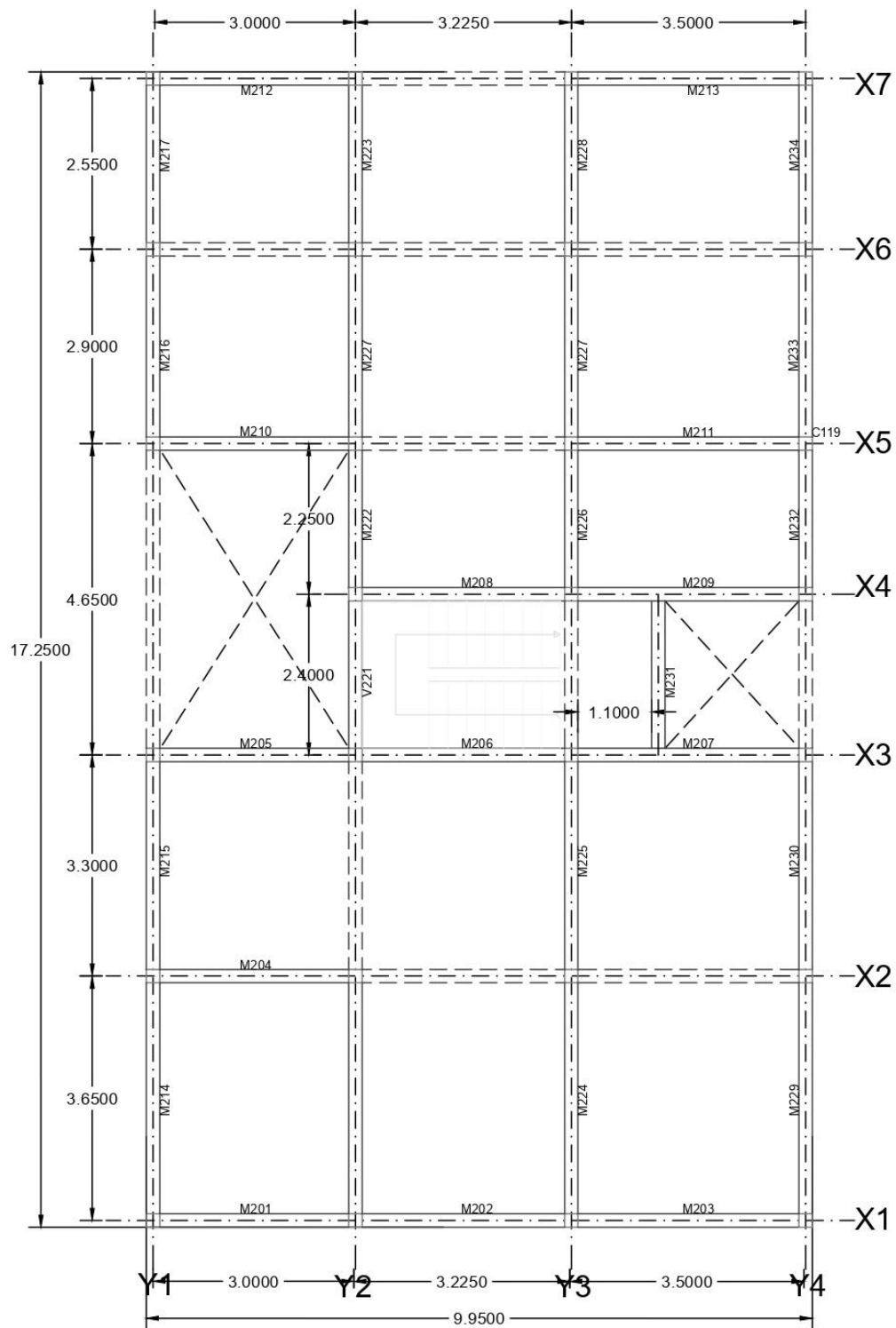


Ilustración 21: plano estructura muros - nivel 2

MUROS – NIVEL 3

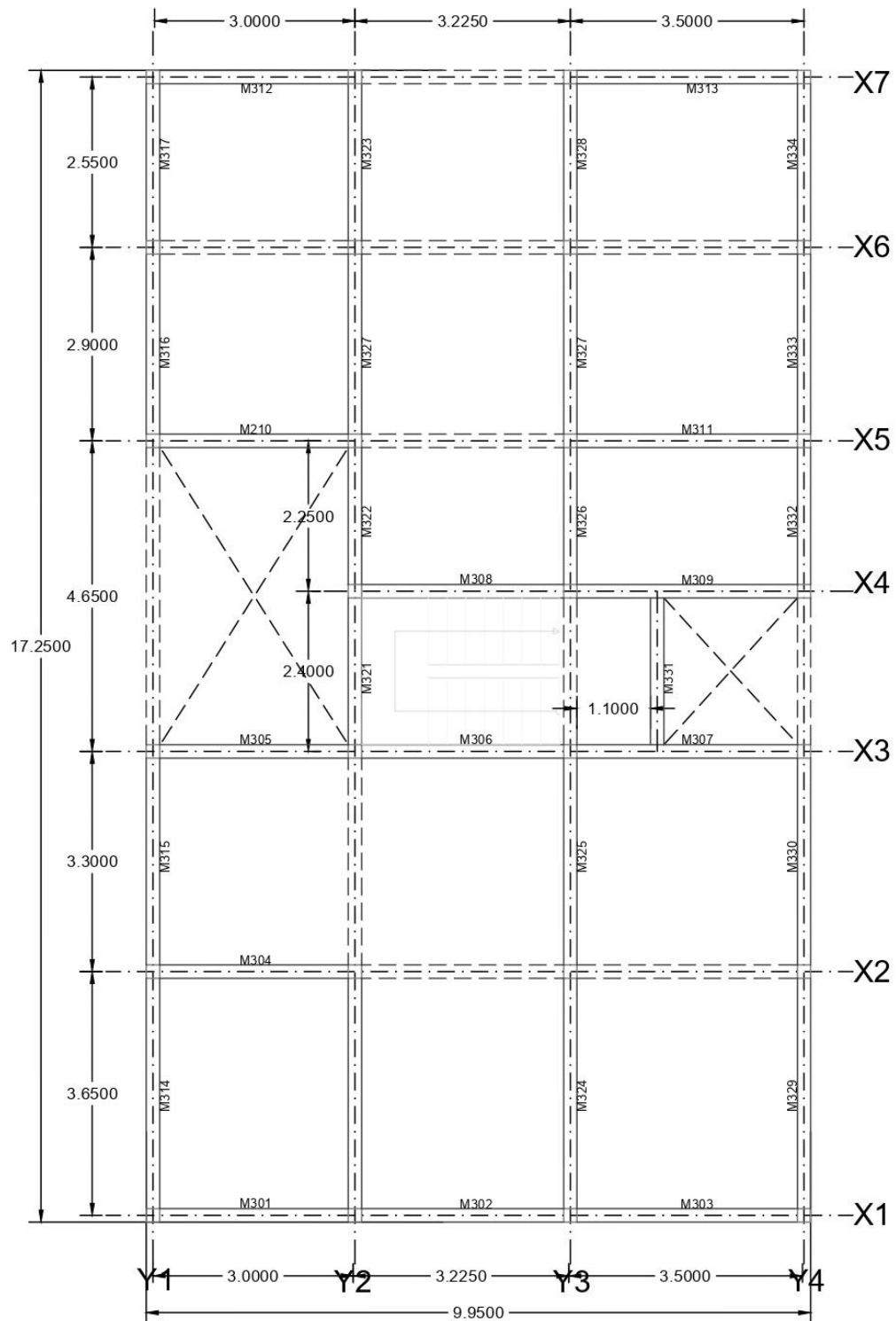


Ilustración 22: plano estructura muros - nivel 3

TERRAZA–NIVEL 4

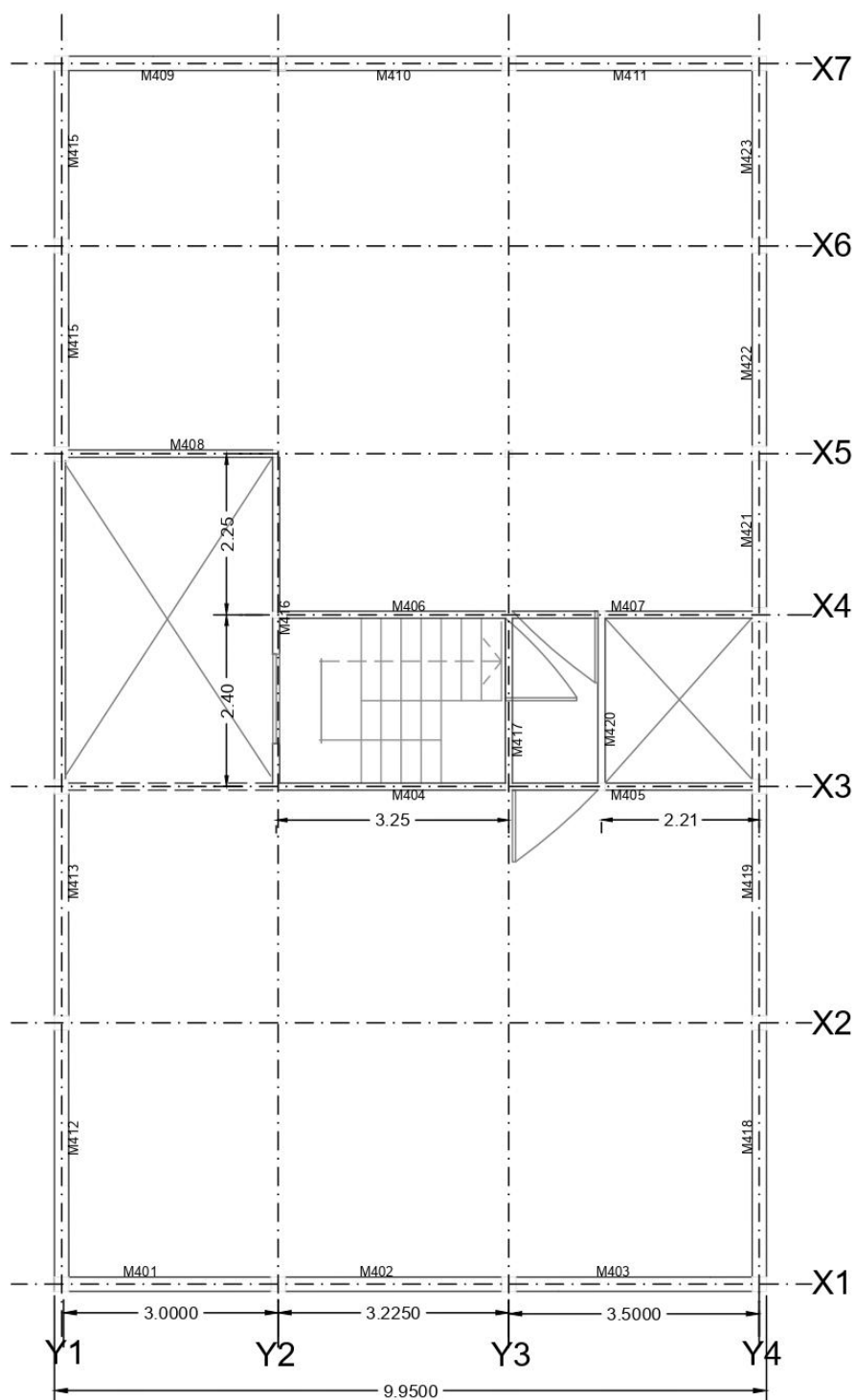


Ilustración 23: plano estructura muros - nivel 4

10.4. Conclusión conceptual del diseño estructural

A partir de la descripción y definición de ambos sistemas estructurales, se observa que tanto la estructura tradicional de hormigón armado como la propuesta de estructura metálica aporticada responden a un mismo esquema resistente y a una idéntica configuración geométrica, manteniendo la disposición de pórticos, luces, alturas y condiciones de apoyo. Esta equivalencia estructural permite establecer una base común de análisis, donde las diferencias de comportamiento no se encuentran asociadas a la forma ni a la funcionalidad del edificio, sino principalmente al material estructural y al sistema constructivo adoptado.

La estructura tradicional representa una solución ampliamente utilizada en edificaciones de vivienda, caracterizada por su elevada masa y rigidez, mientras que la estructura metálica propone una alternativa basada en perfiles laminados, con un menor peso propio y un proceso constructivo más industrializado. En ambos casos, el diseño se orienta a garantizar condiciones adecuadas de resistencia, estabilidad y servicio frente a las acciones consideradas por la normativa vigente.

De este modo, la comparación entre ambos sistemas se plantea desde una perspectiva técnica y conceptual homogénea, permitiendo que el análisis posterior se centre en evaluar las ventajas y desventajas de cada solución en términos de comportamiento estructural, respuesta frente a acciones sísmicas, eficiencia del material y viabilidad constructiva, constituyendo así el punto de partida para el estudio comparativo desarrollado en los capítulos siguientes.

11. ANALISIS DE CARGAS

Análisis de cargas permanentes D:

Para la determinación de las cargas permanentes se emplea el CIRSOC 101.

Paquete estructural de la Losa	Ancho (cm)	kN/m ²
Adhesivo	0,5	1
Baldosa	1	
Carpeta de nivelación	3	
H°A°	13	2,36
Placa Steel Deck	1	
Cielorraso	1,5	0,2
TOTAL	20	3,56

Tabla 2: paquete estructural de la losa

Esto se le suma el peso propio de cada perfil que se utiliza, dependiendo el análisis si es viga o columna.

Análisis de sobrecargas de diseño L:

En el presente trabajo, las sobrecargas de uso se determinan conforme a lo establecido en el **Reglamento CIRSOC 101**, el cual fija los valores mínimos de diseño según el tipo de ocupación. Dado que la edificación se destina a viviendas, se consideran las sobrecargas correspondientes a unidades habitacionales, áreas de circulación, azoteas accesibles para personas y cubiertas no transitables, asignando en cada caso los valores reglamentarios correspondientes.

AMBIENTE	SOBRECARGA (KN/m ²)
Vivienda Unifamiliar	2,000
Pasillo	5,000
Balcon	3,000
azoteas accesibles privadamente	3,000

Tabla 3: análisis de sobrecargas de diseño

Análisis de carga de viento W:

Los procedimientos admitidos para la determinación de la carga de viento de diseño para edificios y otras estructuras, incluyendo tanto su sistema principal resistente a la fuerza del viento como sus elementos componentes y de revestimiento son los siguientes:

- Método 1: Procedimiento simplificado
- Método 2 – Procedimiento analítico
- Método 3 – Procedimiento del Túnel de Viento

Se procede a utilizar el procedimiento analítico, ya que es un método más preciso y detallado para determinar las acciones que genera el viento sobre la estructura y los

componentes de este. Además, su uso también se justifica debido a que este tipo de carga es dominante en estructuras livianas.

Datos del edificio:

- Ubicación: Ciudad de Salta, Salta.
- Topografía: homogénea, terreno llano.
- Terreno: urbano.
- Dimensiones: 10m x 18m en planta.
- Cubierta a dos aguas, con pendiente menor al 10%
- Altura de cerramiento 8,6m

Campos de Validez

Las cargas de viento de diseño para el sistema principal resistente del edificio se van a determinar siguiendo los pasos del Método 2 – Procedimiento analítico, teniendo en cuenta la suma algebraica de las presiones actuantes en las caras opuestas de cada superficie del edificio.

La carga de viento que se debe utilizar en el diseño de la fuerza del viento para sistemas cerrados o parcialmente cerrados (presión estática equivalente), no debe ser menor que el valor 0,50 kN/m² multiplicado por el área del edificio o estructura proyectada sobre un plano vertical normal a la dirección supuesta para el viento.

Diseño

Velocidad Básica del Viento (CIRSOC 102)

La velocidad básica del viento V que se usa en la determinación de las cargas de viento de diseño sobre edificios y otras estructuras se debe obtener del Mapa de la *Figura 1-A* o de la Tabla de la *Figura 1-B*. Se debe suponer que el viento proviene de cualquier dirección horizontal. Para la Ciudad de Salta corresponde:

$$V = 35 \text{ m/seg}$$

CIUDAD	V (m/s)
BAHIA BLANCA	55,0
BARILOCHE	46,0
BUENOS AIRES	45,0
CATAMARCA	43,0
COMODORO RIVADAVIA	67,5
CORDOBA	45,0
CORRIENTES	46,0
FORMOSA	45,0
LA PLATA	46,0
LA RIOJA	44,0
MAR DEL PLATA	51,0
MENDOZA	39,0
NEUQUEN	48,0
PARANA	52,0
POSADAS	45,0
RAWSON	60,0
RESISTENCIA	45,0
RIO GALLEGOS	60,0
ROSARIO	50,0
SALTA	35,0
SANTA FE	51,0
SAN JUAN	40,0
SAN LUIS	45,0
SAN MIGUEL DE TUCUMAN	40,0
SAN SALVADOR DE JUJUY	34,0
SANTA ROSA	50,0
SANTIAGO DEL ESTERO	43,0
USHUAIA	60,0
VIDMA	60,0

Tabla 4: Velocidad promedio del viento por provincia

Factor de Direccionalidad

Según capítulo 2 del reglamento CIRSOC 102:

Factor de direccionalidad del viento, K_d : Factor que tiene en cuenta las probabilidades reducidas de que los vientos máximos provengan de cualquier dirección determinada y de que los coeficientes de presión máxima ocurran para cualquier dirección del viento.

$K_d=0,85$

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d^*
Edificios Sistema principal resistente a la fuerza de viento Componentes y revestimientos	0,85 0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares Cuadradas Hexagonales Redondas	0,90 0,95 0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas Triangular, cuadrada, rectangular Toda otra sección transversal	0,85 0,95

Tabla 5: Valores de K_d

Clasificación del Edificio

Según apéndice A del reglamento:

A los fines de la aplicación del presente Reglamento los edificios y otras estructuras se clasifican, basados en la naturaleza de su ocupación, de acuerdo con la Tabla A-1.

Se clasifica como: Categoría II (TABLA A-1)

Factor de Importancia

Según artículo 5.5 del reglamento:

El factor de importancia I para un edificio u otra estructura que se obtiene de Tabla 1, se debe determinar en base a las categorías de edificios y otras estructuras indicadas en la Tabla A-1, del Apéndice A.

Categoría	I
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

Tabla 6: Factor de importancia

factor de importancia $I=1$

Categoría de Exposición

Según artículo del reglamento:

Para cada dirección de viento considerada, se debe determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades de la superficie del terreno para el lugar en el cual se va a construir el edificio o la estructura.

Se clasifica como: exposición B

Exposición B. Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición B prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 500 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

Coeficiente de Exposición Dinámica

Según artículo 5.6.4 del reglamento:

En base a la categoría de exposición determinada en el artículo 5.6.1., se debe obtener de la Tabla 5 un coeficiente de exposición para la presión dinámica K_z o K_h , según corresponda.

Según capítulo 3 (simbología) del reglamento:

H: altura media de la cubierta de un edificio o altura de otra estructura, excepto para un ángulo de la cubierta menor o igual a 10° en que se usará la altura del alero, en m.

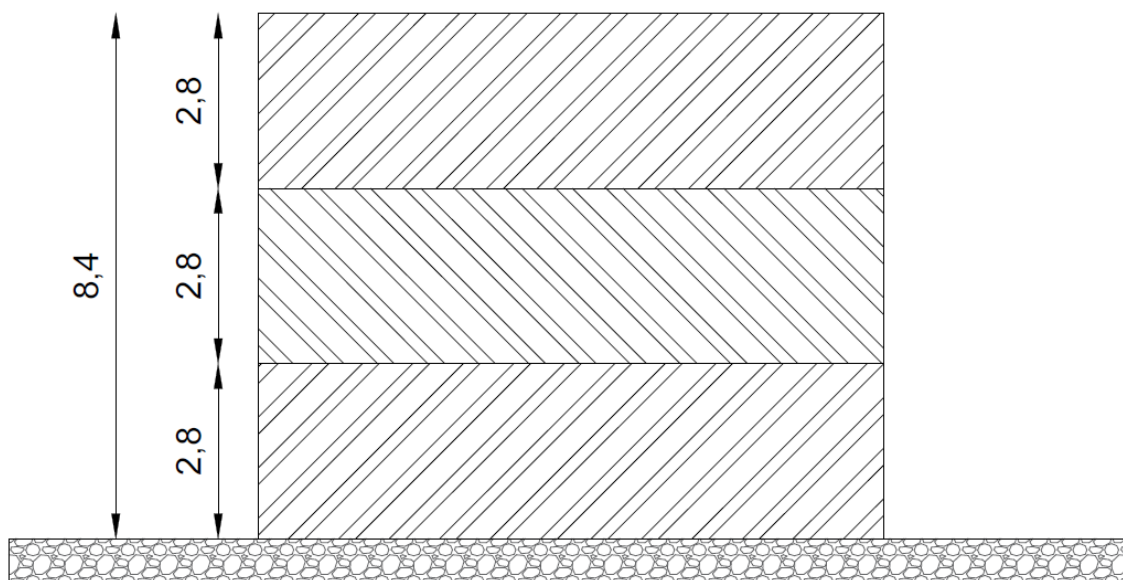


Ilustración 24: Detalle de la altura de cada nivel de la estructura

$$h_{media} = (8,4 + 8,4) / 2 = 8,4m$$

K_h coeficiente de exposición para la presión dinámica, evaluado a la altura $z = h$.

K_z coeficiente de exposición para la presión dinámica, evaluado a la altura z .

Según el capítulo 2 del reglamento:

Sistema principal resistente a la fuerza del viento: Un conjunto de elementos estructurales destinado a brindar apoyo y estabilidad a la estructura en su totalidad. El sistema generalmente recibe las cargas de viento provenientes de más de una superficie.

Componentes y revestimientos: Aquellos elementos que no forman parte del sistema principal resistente a la fuerza del viento.

El coeficiente de exposición para la presión dinámica se puede determinar mediante la siguiente expresión:

Para $5 \text{ m} \leq z \leq z_g$:

$$K_z = 2,01(z / z_g)^{2/\alpha}$$

Para $z < 5 \text{ m}$:

$$K_z = 2,01(5 / z_g)^{2/\alpha}$$

Observación: No se debe tomar z menor que 30 m para el Caso 1 en exposición A, ni menos que 10 m para el caso 1 en exposición B.

α y z_g se obtienen de la Tabla 4.

Tabla 4	Constantes de exposición del terreno		
	Exposición	α	z_g (m)
	B	7,0	366

Tabla 7: Constantes de exposición del terreno

Se analiza la presión ejercida a distintas alturas.

Factor Topografico

Los efectos del aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas aisladas que constituyen cambios abruptos en la topografía general en cualquier categoría de exposición, se deben

incluir en el diseño. Para terreno plano corresponde:

$$K_{zt} = 1,0$$

Factor del Efecto de Ráfaga

Según capítulo 2 del reglamento:

Factor de efecto de ráfaga, G : Factor que tiene en cuenta los efectos de carga en la dirección del viento debidos a la interacción estructura-turbulencia del viento.

Según artículo 5.8.1 del reglamento:

Para las estructuras rígidas definidas en el Capítulo 2, el factor de efecto de ráfaga se debe adoptar igual a 0,85.

Otras definiciones del capítulo 2:

Edificios y otras estructuras flexibles: Aquellos edificios y otras estructuras esbeltas que tienen una frecuencia natural fundamental menor que 1 Hz.

Edificios y otras estructuras rígidos: Un edificio u otra estructura cuya frecuencia natural es mayor o igual que 1 Hz.

Por lo tanto, considerando una estructura rígida:

$$G=0,85$$

Presión Dinámica:

Según artículo 5.10 del reglamento

La presión dinámica q_z , evaluada a la altura z , se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I [N/m^2]$$

Se analizará la presión dinámica ejercida a distintas alturas:

Nivel	Z (m)	K_z	Z_g (m)	α	K_{zt}	K_d	V^2	I	q_z (KN/m ²)
planta baja	2,80	0,59	366	7	1	0,85	1225	1	376,27
primer piso	5,60	0,61							388,65
segundo piso	8,40	0,68							436,38

Tabla 8: Presión dinámica ejercida a distintas alturas

Clasificación del Cerramiento (CIRSOC 102)

Dadas las características del edificio, lo podemos clasificar como: Edificio cerrado.

Coefficiente de Presión Interna

Según artículo 5.11.1 del reglamento:

Los coeficientes de presión interna GC_{pi} se determinan de la Tabla 7 en base a la clasificación de cerramientos presentada en el artículo 5.9.

Clasificación de cerramiento	GC_{pi}
Edificios abiertos	0,00
Edificios parcialmente cerrados	+ 0,55 - 0,55
Edificios cerrados	+ 0,18 - 0,18

Tabla 9: Clasificación de los cerramientos

Por lo tanto,

$GC_{pi} = +0,18$

Coefficiente de Presión Externa

Según capítulo 2 del reglamento:

C_p coeficiente de presión externa que se debe usar en la determinación de cargas de viento para edificios

Según el artículo 5.11.2 del reglamento:

5.11.2.1. Sistemas principales resistentes a la fuerza del viento Los coeficientes de presión externa para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento C_p están dados en la Figura 3 y Tabla 8. Las combinaciones de factor de efecto de ráfaga y coeficiente de presión externa GC_{pf} están dadas en la Figura 4 para edificios de baja altura. Los valores del coeficiente de presión y del factor de efecto de ráfaga en la Figura 4 no deben separarse.

5.11.2.2. Componentes y revestimientos Las combinaciones del factor de efecto de ráfaga y el coeficiente de presión externa GC_p para componentes y revestimientos están dadas en las Figuras 5 a 8. Los valores del coeficiente de presión y del factor de efecto de ráfaga no se deben separar.

Otras definiciones:

Se define como superficie a barlovento aquella de la construcción que mira hacia la dirección desde donde viene el viento. Superficie a sotavento es aquella que mira hacia dónde va el viento. Las normas usan el siguiente sistema: si se ilumina la construcción con un haz luminoso paralelo a la dirección del viento, la superficie iluminada es la superficie a barlovento. La que queda en sombras es la superficie a sotavento.

Se determina C_p para cada dirección del viento usando Figura 3 Reglamento CIRSOC 102.

Determinación de C_p en dirección X (+)

Dirección del viento a: dirección del viento paralela a la pendiente de la cubierta. Barlovento en cara de menor altura. Siendo:

B: dimensión horizontal del edificio, en m, medida normal a la dirección del viento.

L: dimensión horizontal del edificio, en m, medida paralela a la dirección del viento.

h: altura media de la cubierta en m, excepto que para $\theta \leq 10^\circ$, se usará la altura del alero.

z: altura sobre el terreno, en m.

θ : ángulo del plano de la cubierta respecto de la horizontal, en grados.

De la estructura se tiene que:

$B = 10\text{m}$ $L = 18\text{m}$ $L/B = 1,8$ $\theta = 6^\circ$ $h = 8,4\text{m}$ $h/L = 0,47$

Por lo tanto:

Superficie	C _p
Pared a Barlovento	0,8
Pared a Sotavento	-0,3
Paredes Laterales	-0,7
Cubierta	-0,9

Tabla 10: Resumen de valores de C_p X (+)

Determinación de C_p en dirección X (-)

Dirección del viento b: dirección del viento paralela a la pendiente de la cubierta.
Barlovento en cara de mayor altura.

B= 10m L=18m L/B=1,8 θ :=6° h= 8,4m h/L=0,47

Superficie	C _p
Pared a Barlovento	0,8
Pared a Sotavento	-0,3
Paredes Laterales	-0,7
Cubierta	-0,9

Tabla 11: Resumen de valores de C_p X (-)

Determinación de C_p en dirección Y (+)

Dirección del viento c: dirección del viento perpendicular a la pendiente de la cubierta

B= 18m L=10m L/B=0,55 θ :=6° h= 8,4m h/L=0,84

Superficie	C _p
Pared a Barlovento	0,8
Pared a Sotavento	0,5
Paredes Laterales	-0,7
Cubierta	-0,9

Tabla 12: Resumen de valores de C_p Y (+)

Resumen coeficiente C_p:

Dirección	Superficie	Cp	Condiciones
X (+)	Pared a Barlovento	0,8	En toda la superficie
<i>viento normal a la cumbre</i>	Pared a Sotavento	-0,3	
	Paredes Laterales	-0,7	
	Cubierta	-0,9	
X (-)	Pared a Barlovento	0,8	En toda la superficie
<i>viento normal a la cumbre</i>	Pared a Sotavento	-0,03	
	Paredes Laterales	-0,7	
	Cubierta	-0,9	
Y (+)	Pared a Barlovento	0,8	En toda la superficie
<i>viento paralelo a la cumbre</i>	Pared a Sotavento	-0,5	
	Paredes Laterales	-0,7	
	Cubierta	-0,9	

Tabla 13: Resumen de coeficiente Cp

Presiones totales para el SPRFV

Según el artículo 5.10.2 del reglamento:

Las presiones de diseño para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento de edificios de todas las alturas se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q GCp - qi \text{ (GCpi) siendo:}$$

$$q = qz \text{ para paredes a barlovento evaluada a la altura } z \text{ sobre el terreno}$$

$$q = qh \text{ para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura media de cubierta, } h$$

$$qi = qh \text{ para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados}$$

$$qi = qz \text{ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura } z \text{ está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva.}$$

G el factor de efecto de ráfaga según el artículo 5.8

Cp el coeficiente de presión externa de la Figura 3 o de la Tabla 8

(GCpi) el coeficiente de presión interna de la Tabla 7.

p presión de diseño que se usará en la determinación de las cargas de viento para edificios, en N/m².

Dado que el coeficiente de presión interna se adoptó con signo positivo y negativo, se deben verificar dos presiones de diseño para cada caso: una con presión interna positiva y otra con presión interna negativa.

Resumen cargas W de diseño

Dirección	Superficie	Cp	Condiciones	qz o qh (N/m ²)	G	GCpi c/presión interna:		Presión Diseño (kN/m ²) c/presión interna	
						Positiva	Negativa	Positiva	Negativa
X (+)	Pared a Barlovento	0,8	En toda la superficie	376,27	0,85	0,18	-0,18	0,20	0,31
viento normal a la cumbrera	Pared a Sotavento	-0,3		436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,18	-0,04
	Paredes Laterales	-0,7		436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,33	-0,19
	Cubierta	-0,9		436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,40	-0,27
X (-)	Pared a Barlovento	0,8	En toda la superficie	376,27	0,85	0,18	-0,18	0,20	0,31

viento normal a la cumbrera	Pared a Sotavento	-0,3	En toda la superficie	436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,08	0,06
	Paredes Laterales	-0,7		436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,33	-0,19
	Cubierta	-0,9		436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,40	-0,27
Y (+)	Pared a Barlovento	0,8		436,38	0,85	0,18	-0,18	0,23	0,36
viento paralelo a la cumbrera	Pared a Sotavento	-0,5	En toda la superficie	436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,25	-0,12
	Paredes Laterales	-0,7		436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,33	-0,19
	Cubierta	-0,9		436,38	0,85	0,18	-0,18	-0,40	-0,27

Tabla 14: Resumen de cargas W de diseño

Pero según Reglamento CIRSOC 102:

La carga de viento que se debe utilizar en el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento para un edificio u otra estructura cerrados o parcialmente cerrados, no debe ser menor que el valor 0,50 kN/m².

Por lo tanto, uso 0,5 kN/m², entonces:

Viento en dirección X (+) – Normal a la cumbrera

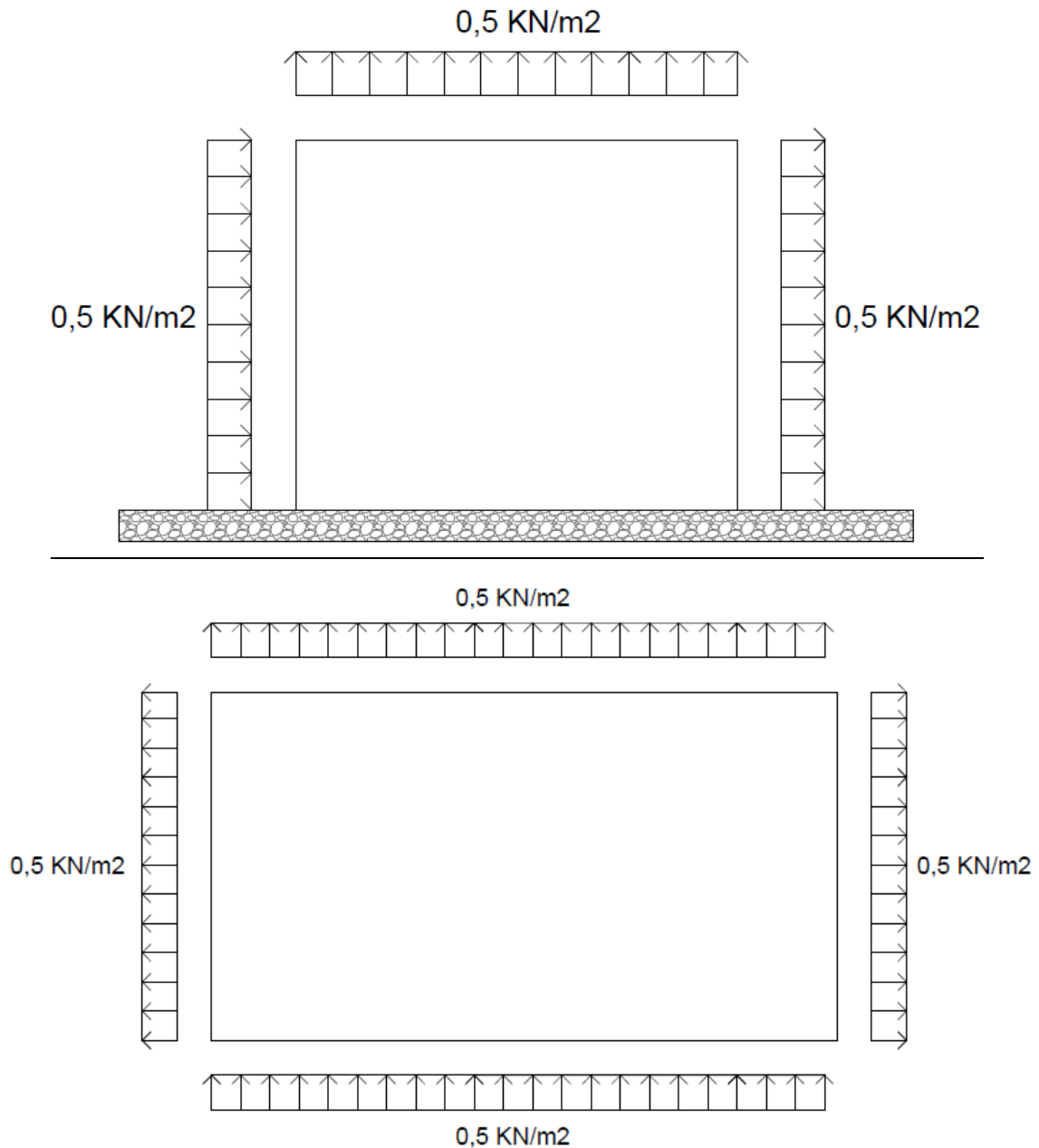


Ilustración 25: Viento en dirección X (+) – Normal a la cumbrera

Viento en dirección X (-) – Normal a la cumbrera

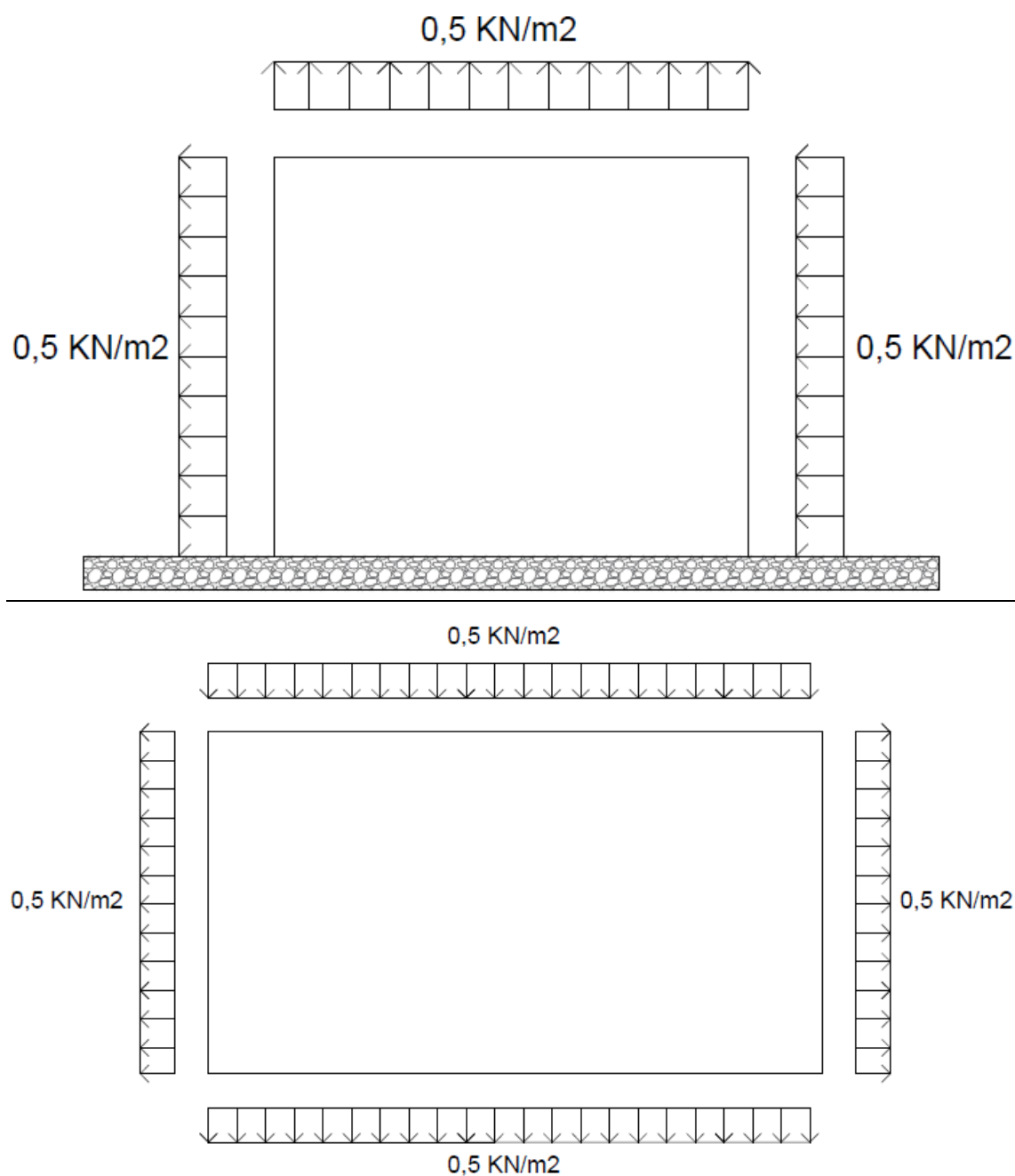


Ilustración 26: Viento en dirección X (-) – Normal a la cumbrera

Viento en dirección Y (+) – Normal a la cumbrera

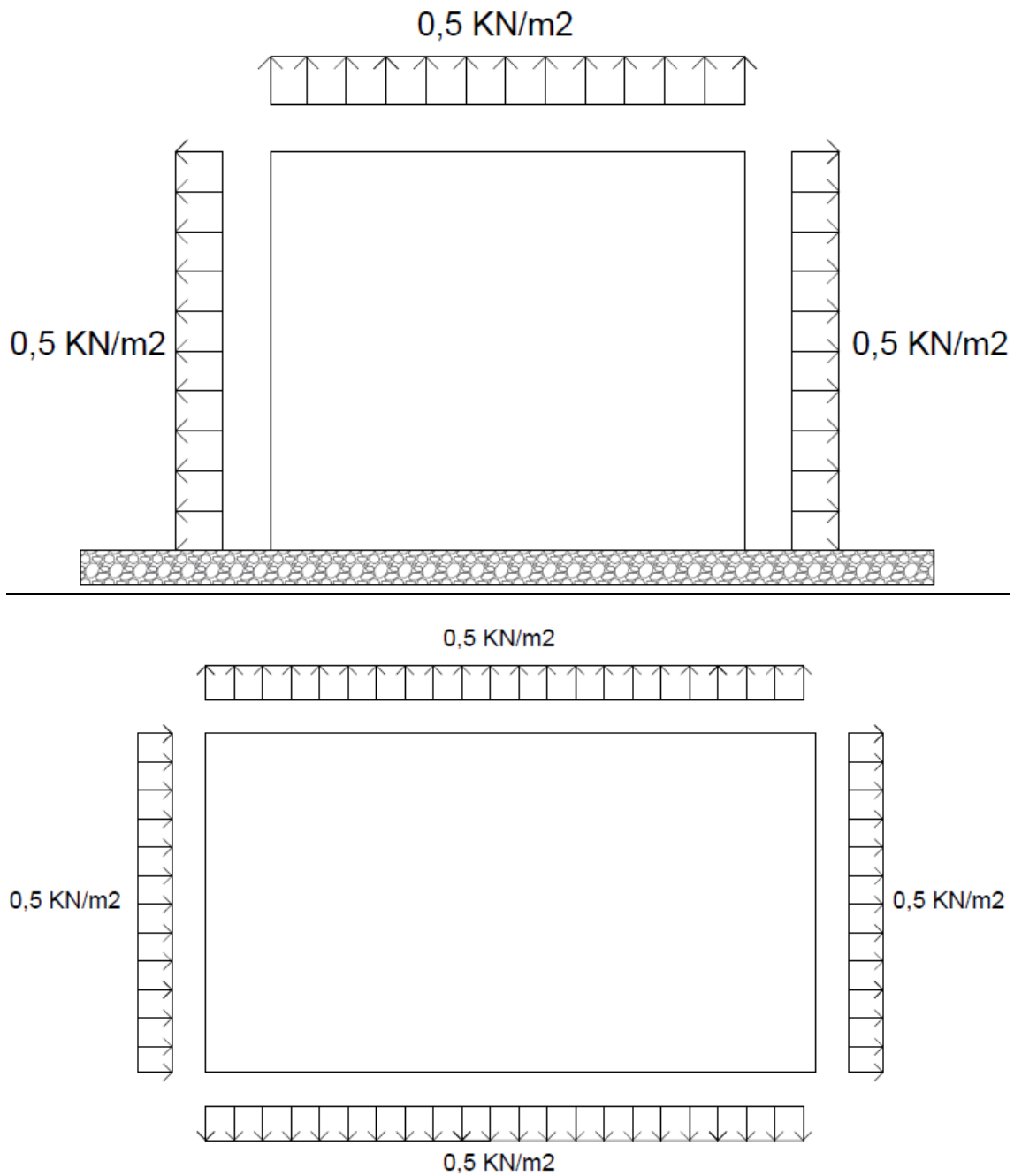


Ilustración 27: Viento en dirección Y (+) – Normal a la cumbrera

Viento en dirección Y (-) – Normal a la cumbrera

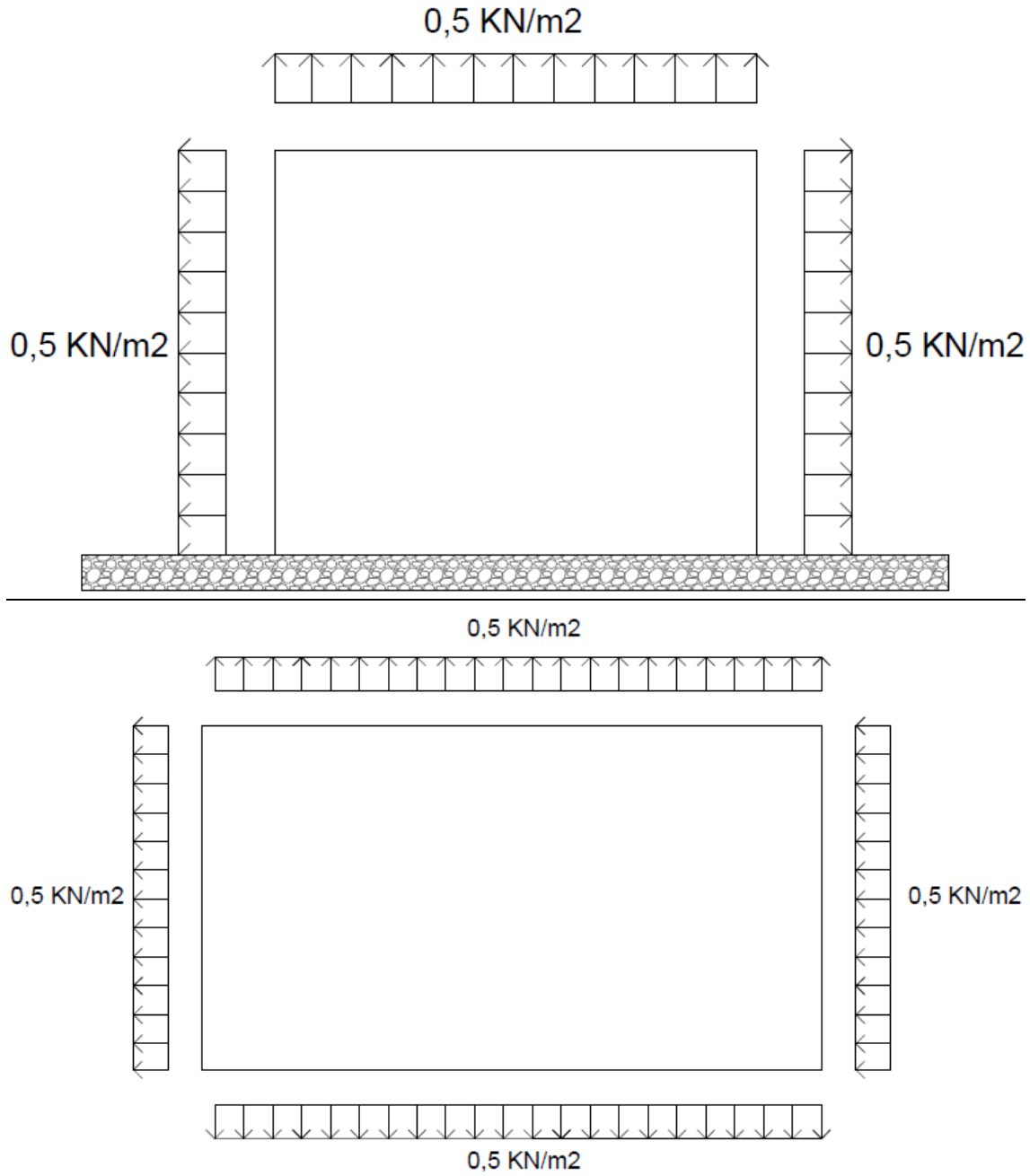


Ilustración 28: Viento en dirección Y (-) – Normal a la cumbrera

Análisis de cargas de sismo E:

Las cargas de sismo se determinan mediante un espectro de diseño donde se deben fijar los siguientes criterios:

- 1) Zona sísmica: Capítulo II, apartado 2.2 y Anexo A. Según su ubicación en el territorio argentino, zona 3

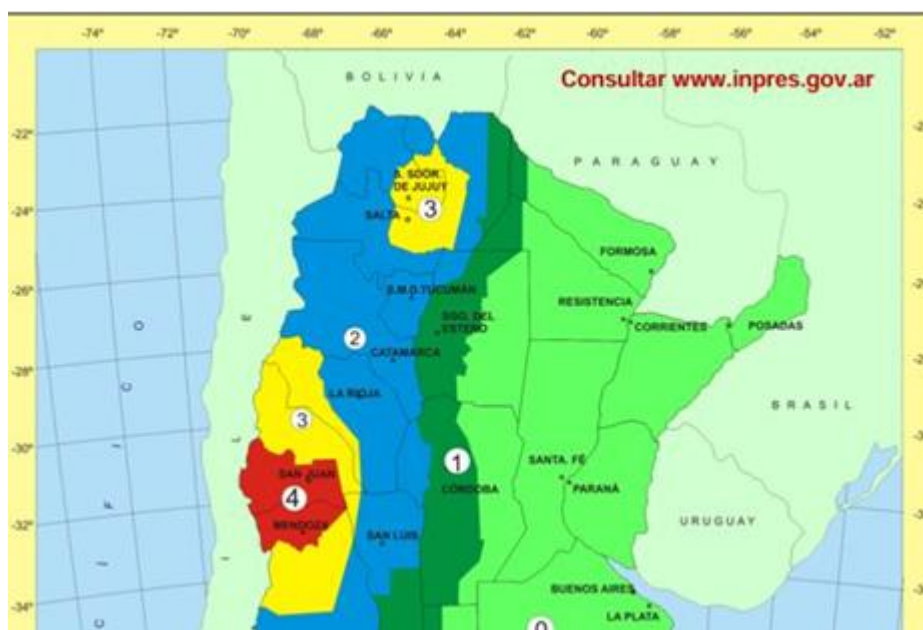


Ilustración 29: Mapa de zona sísmica de Argentina

- 2) Peligrosidad: El territorio nacional se divide en cinco zonas sísmicas de acuerdo con la peligrosidad sísmica existente en cada región. La Tabla 2.1 de la CIRSOC 103 parte 1 indica el nivel de peligrosidad asignado a cada zona.

Peligrosidad elevada

Zona sísmica	Peligrosidad
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

Tabla 15: Peligrosidad según la zona sísmica

- 3) Ubicación: Salta Capital - Barrio Centro

La estructura se emplaza en la **ciudad de Salta Capital**, la cual, de acuerdo con la zonificación sísmica del territorio argentino, se encuentra dentro de la **Zona Sísmica 3**, correspondiente a una **peligrosidad sísmica elevada**. Esta condición implica la necesidad de un análisis sísmico detallado y de un diseño estructural adecuado para resistir acciones horizontales significativas.

- 4) Zonificación: Rs - Baja densidad

Según la clasificación establecida por la normativa, el área de emplazamiento corresponde a una zona Rs – baja densidad, lo cual resulta compatible con el uso residencial previsto para el edificio y no introduce restricciones adicionales en la determinación de los parámetros sísmicos de diseño.

- 5) Tipo de suelo: Capítulo II, apartado 2.3. de la CIRSOC 103 parte 1 Se define según el estudio de suelo del sitio donde se va a emplazar la estructura, se toma un suelo Tipo 2, Sd.

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte, V_{sm} (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado N_m	Resistencia media al corte no drenado S_{um} (kPa)
Tipo 1	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
	SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
		SF	Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.		

Tabla 16: Tipo de suelo

En ausencia de un estudio geotécnico específico del sitio, y siguiendo un criterio conservador y habitual en trabajos académicos, se adoptó un suelo Tipo 2 – Sd, conforme a la clasificación del Capítulo II, apartado 2.3 del CIRSOC 103. Esta elección representa un suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad, habitual en zonas urbanas consolidadas, y es coherente con antecedentes regionales.

- 6) Categoría de ocupación:

La estructura analizada corresponde a un edificio de viviendas, compuesto por departamentos unifamiliares y monoambientes, sin funciones críticas ni de emergencia. En consecuencia, se adoptó una Categoría de Ocupación B, con factor de importancia sísmica $\gamma_r = 1,0$, conforme a lo establecido en el apartado 2.4.3 del CIRSOC 103.

2.4.3. Grupo B $\gamma_r = 1,0$

Construcciones destinadas a vivienda unifamiliar o multifamiliar; hoteles, comercios e industrias no incluidos en el grupo **A**. Construcciones cuya falla puede afectar a una del grupo A. Obras de infraestructura primaria no incluidas en el grupo **A**.

7) Factor de reducción de respuesta:

La estructura proyectada es una estructura metálica aporticada, compuesta por pórticos resistentes a momento, sin la incorporación de diagonales de arriostramiento. De acuerdo con la Tabla 5.1 del CIRSOC 103, a este tipo de sistema le corresponde un factor de reducción de respuesta $R = 3$, valor que refleja una ductilidad moderada y un comportamiento adecuado frente a acciones sísmicas, siempre que se cumplan las verificaciones de rigidez y desplazamientos.

Mater.	Nº	Tipo Estructural	R	C_d	Ω_o
Estructuras de acero	Pórticos No Arriostrados				
	18	Especiales	7	5,5	3
	19	Intermedios	4,5	4	3
	20	Convencionales	3	3	3
	21	Con vigas reticuladas	6	5,5	3
	Pórticos Arriostrados				
	22	Especiales arriostrados concéntricamente	5	5,5	2
	23	Convencionales arriostrados concéntricamente	3	3	2
	24	Arriostrados excéntricamente	7	4	2
	Sistemas Duales. Pórticos No Arriostrados Especiales capaces de resistir al menos el 25% del corte basal, combinados con:				
	25	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	5,5	2,5
	26	Pórticos convencionales arriostrados concéntricamente	4	4	2,5
	27	Pórticos arriostrados excéntricamente	7	4	2,5

Tabla 17: Factores de comportamiento según el tipo Estructural

8) Espectro de diseño

Con los parámetros definidos (zona sísmica, tipo de suelo, categoría de ocupación y factor R), se generó el espectro de diseño sísmico, el cual fue implementado en el modelo numérico mediante el método de análisis modal espectral, utilizando un amortiguamiento del 5 %, conforme a la normativa vigente.

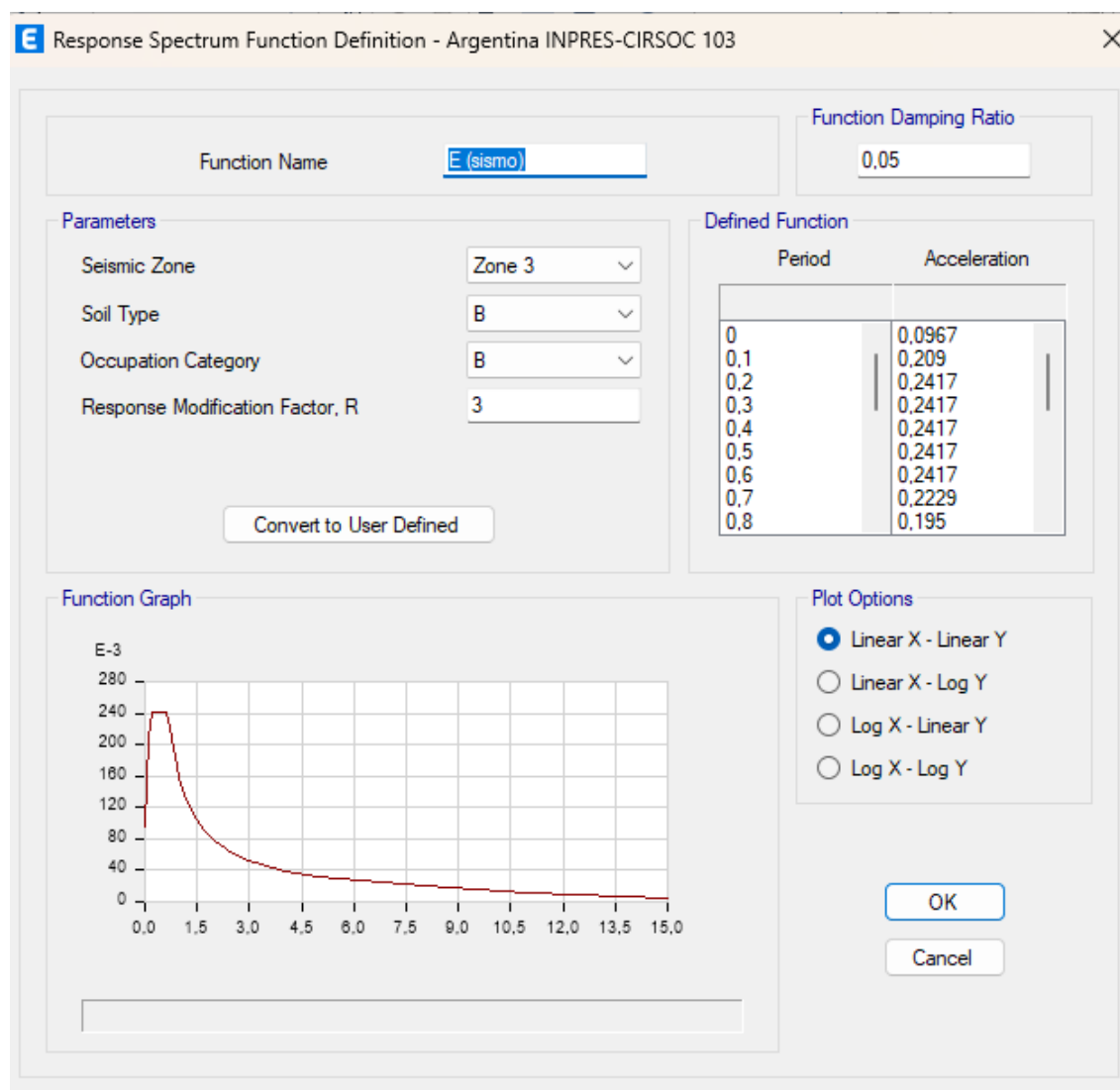


Ilustración 30: Espectro de diseño

De este modo, queda definido el espectro de diseño sísmico adoptado para el análisis estructural, el cual resulta consistente con la normativa vigente y con las características geométricas, estructurales y funcionales del edificio estudiado.

Resumen de valores que fueron tomados para el análisis sísmico.

Ítem	Parámetro	Valor adoptado	Referencia normativa / Justificación
Ubicación	Ciudad	Salta Capital, Argentina	Emplazamiento real del proyecto
Zona sísmica	Z	Zona 3	CIRSOC 103 – Cap. II, ap. 2.2 y Anexo A
Peligrosidad sísmica	–	Elevada	Clasificación por zona sísmica
Zonificación urbana	Rs	Baja densidad	Uso residencial, criterio urbano

Tipo de suelo	Sitio	Tipo 2 – Sd	CIRSOC 103 – Cap. II, ap. 2.3 (criterio conservador sin estudio geotécnico)
Uso de la estructura	–	Vivienda unifamiliar / departamentos	Destino del edificio
Categoría de ocupación	Grupo	B	CIRSOC 103 – Cap. II, ap. 2.4.3
Factor de importancia	γ_r	1	Grupo B – uso residencial
Sistema estructural	–	Estructura metálica aporticada	Pórticos resistentes a momento
Arriostramiento	–	No posee	Rigidez suficiente del sistema aporticado
Factor de reducción de respuesta	R	3	CIRSOC 103 – Tabla 5.1 (acero aporticado no arriostrado)
Altura total del edificio	H	8,55m	Altura total modelada

Método de cálculo del período	–	Método estático aproximado	CIRSOC 103 – Cap. II
Período fundamental aproximado	T_a	$\approx 0,403$ s	$T_a = C_r \cdot H^x$
Tipo de análisis sísmico	–	Modal espectral	CIRSOC 103
Amortiguamiento	ξ	5%	Valor reglamentario
Modelación de masa	–	Masa concentrada por nivel	ETABS – Mass Source
Diafragmas	–	Diafragma rígido por nivel	Comportamiento global
Deriva máxima entre pisos	Δ/h	Menor que el límite normativo	Verificación CIRSOC 103
Desplazamientos horizontales	–	Reducidos y regulares	Control de comportamiento global
Resultado final	–	Cumple	Estructura apta frente a acción sísmica

Tabla 18: Resumen de valores para el análisis Sísmico

Los dos últimos apartados de esta tabla serán justificados en el capítulo de verificaciones.

12. MODELADO 3D Y DETERMINACION DE ESFUERZOS CARACTERISTICOS

12.1. Modelado y análisis estructural mediante ETABS

El modelado y análisis de la estructura se lleva a cabo mediante el software ETABS, herramienta especializada para el análisis y diseño de edificaciones, que permite la generación de modelos estructurales tridimensionales, así como la evaluación de su comportamiento frente a las distintas acciones actuantes, conforme a la normativa vigente.

Durante el uso del programa se distinguen dos etapas fundamentales:

1. Generación del modelo estructural

En esta etapa se define la configuración general de la estructura, contemplando los siguientes aspectos:

- i) Definición de la geometría del modelo estructural en tres dimensiones, respetando la modulación arquitectónica y los niveles de la edificación.
- ii) Asignación de las condiciones de apoyo en la base de la estructura, representando el vínculo entre la superestructura y la fundación.
- iii) Definición y asignación de las secciones transversales de vigas y columnas, junto con las propiedades mecánicas de los materiales utilizados.
- iv) Definición de los patrones de carga y aplicación de las acciones permanentes, variables y accidentales que actúan sobre la estructura, incluyendo cargas gravitatorias, viento y sismo.

2. Análisis del modelo

Una vez definido el modelo estructural y aplicadas las cargas correspondientes, se procede a ejecutar el análisis, a partir del cual se obtienen los principales resultados estructurales, tales como:

- i) Desplazamientos y deformaciones globales de la estructura.
- ii) Reacciones en los apoyos.
- iii) Esfuerzos internos en los distintos elementos estructurales (fuerzas axiales, momentos flectores y esfuerzos cortantes).

Estos resultados constituyen la base para la posterior verificación y dimensionamiento de los elementos estructurales, permitiendo evaluar el comportamiento global de la estructura y comprobar el cumplimiento de los criterios establecidos por los reglamentos CIRSOC aplicables.

12.2 Modelado 3D

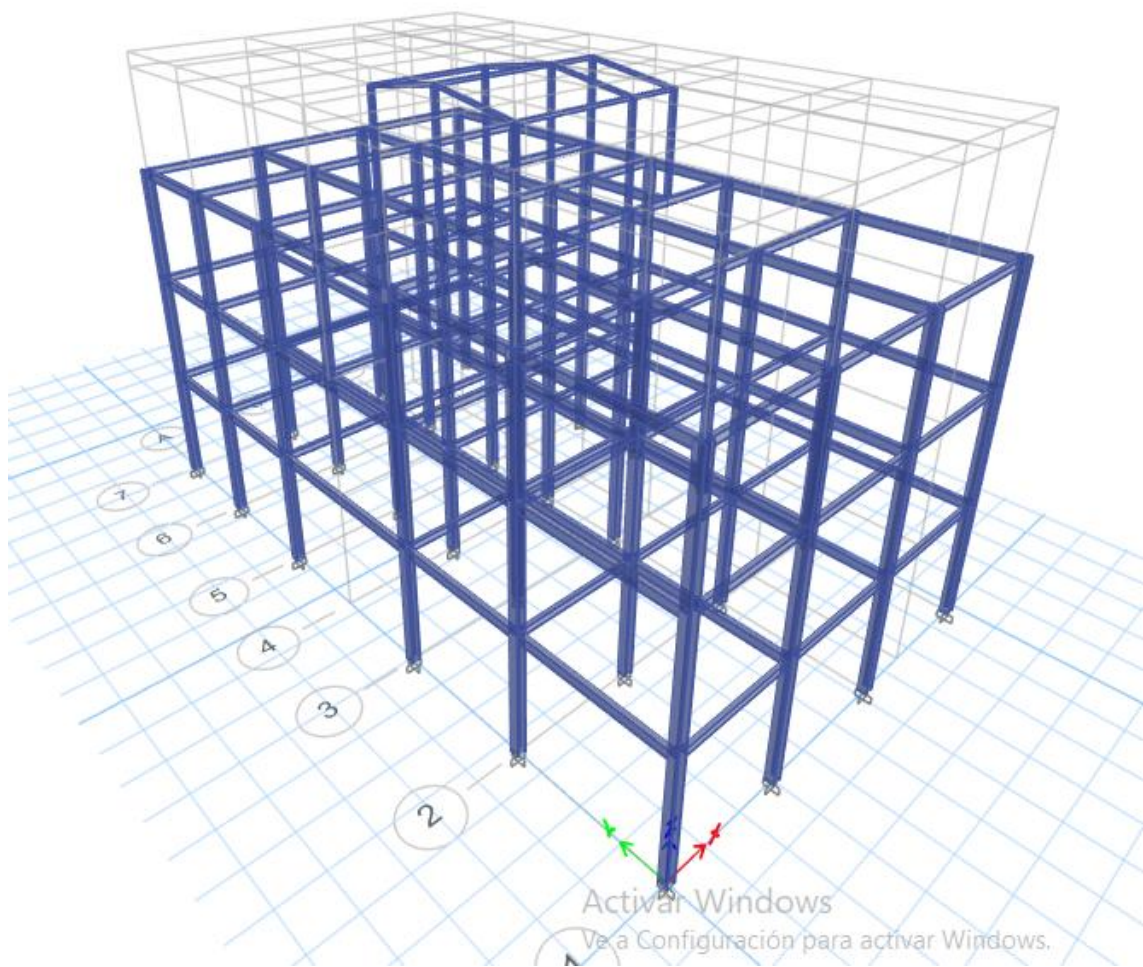


Ilustración 31: Modelado 3D

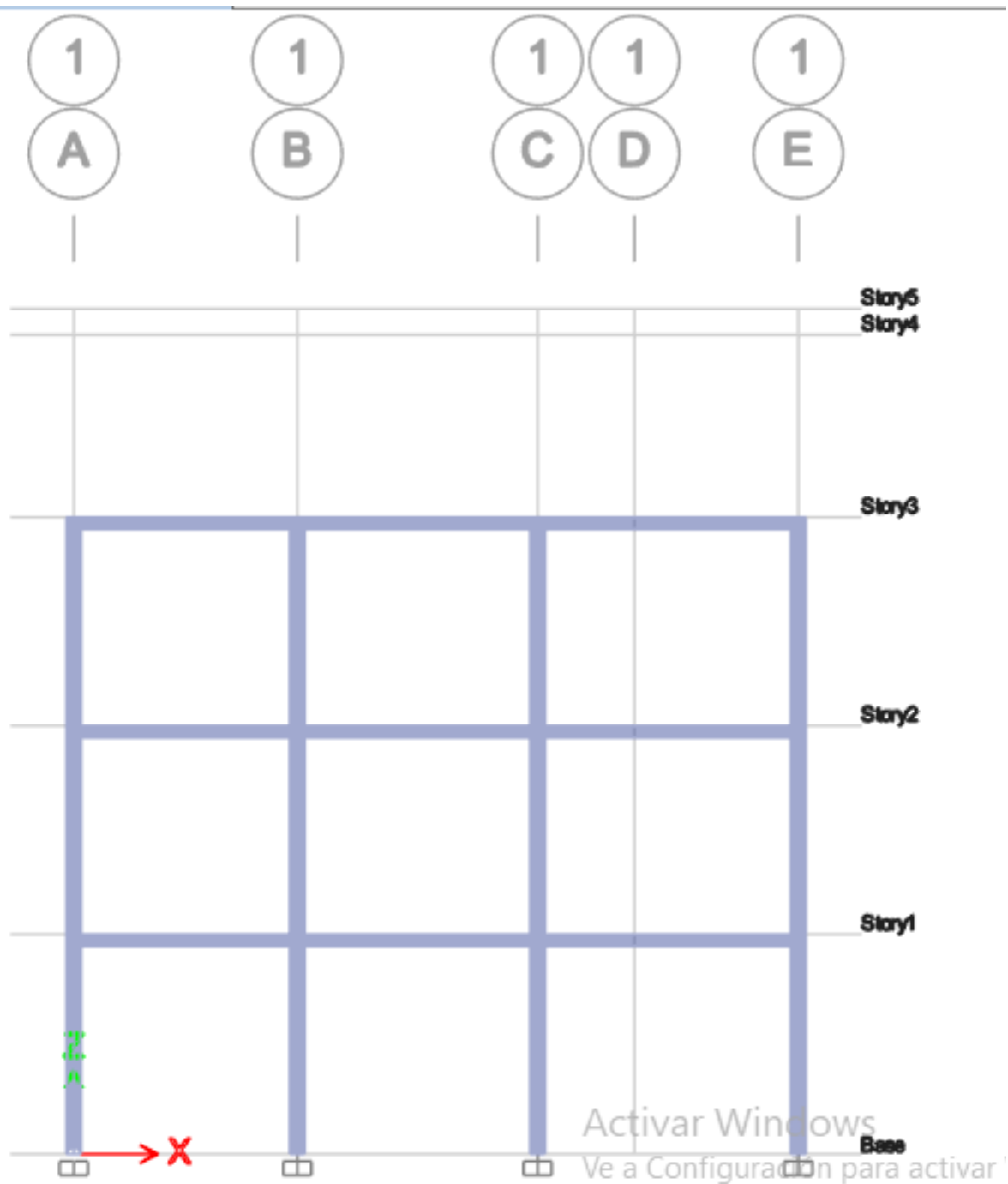


Ilustración 32: Pórtico frontal (fachada/entrada al edificio)

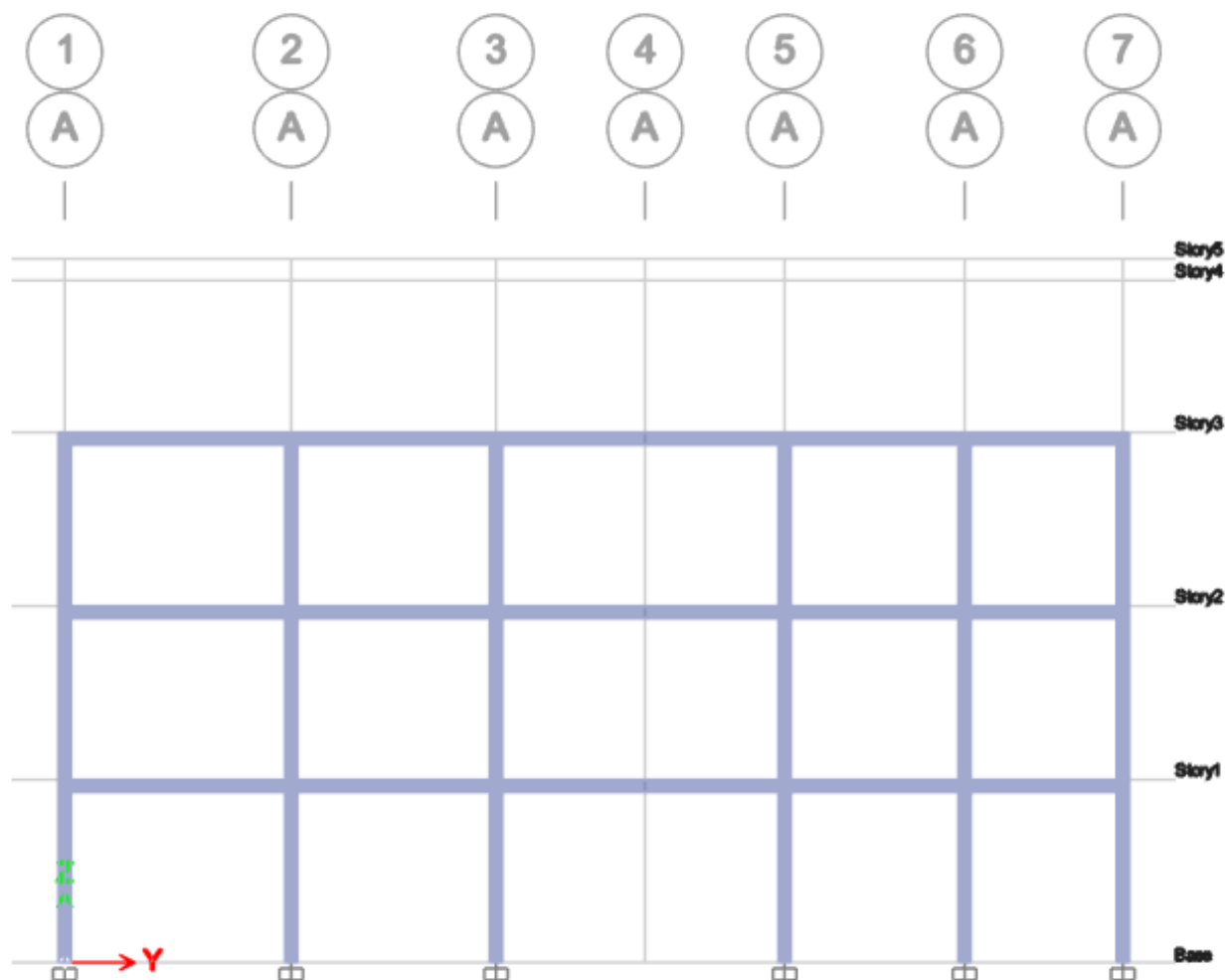
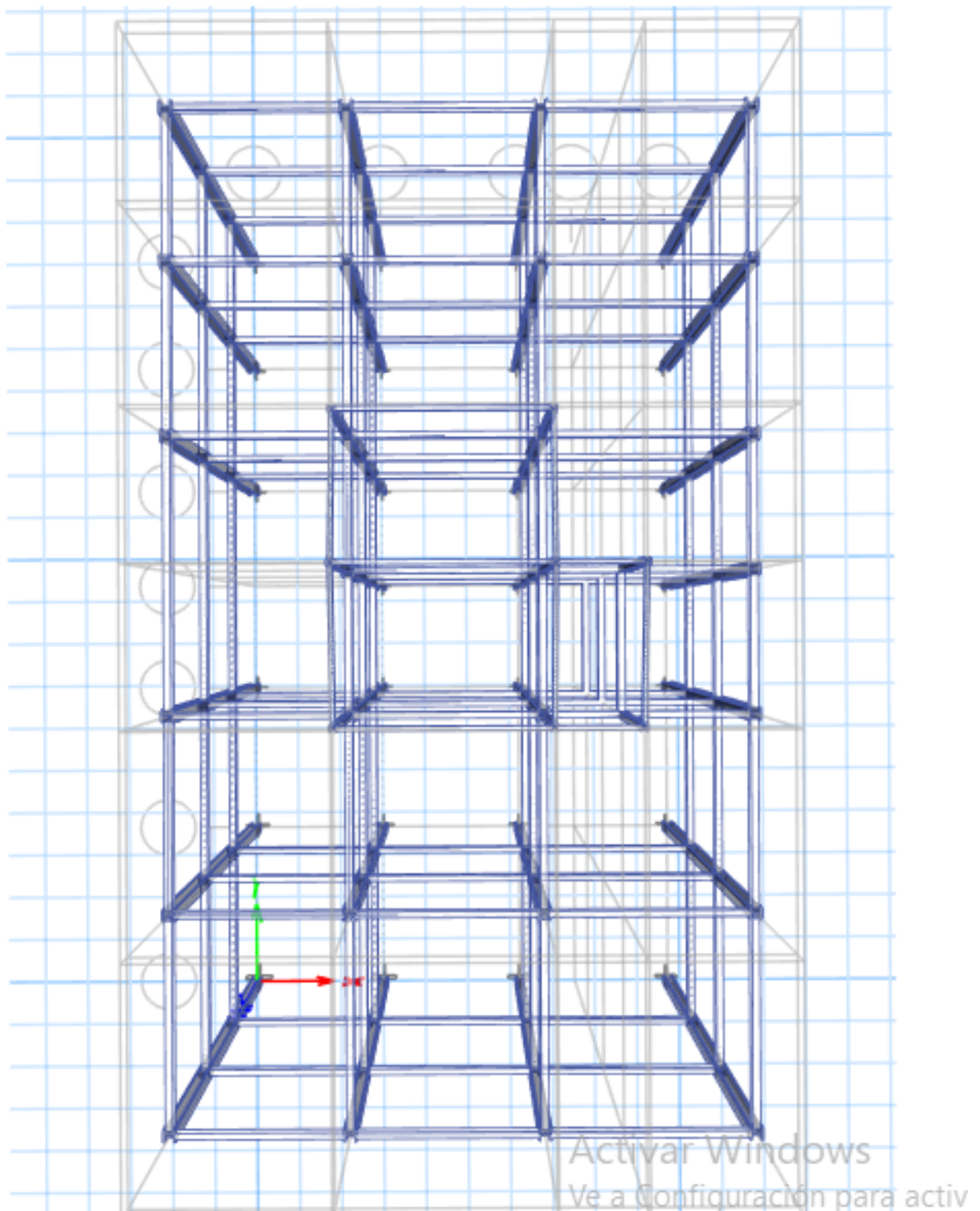


Ilustración 33: Pórtico lateral de la estructura. Se repite el mismo para el lateral opuesto



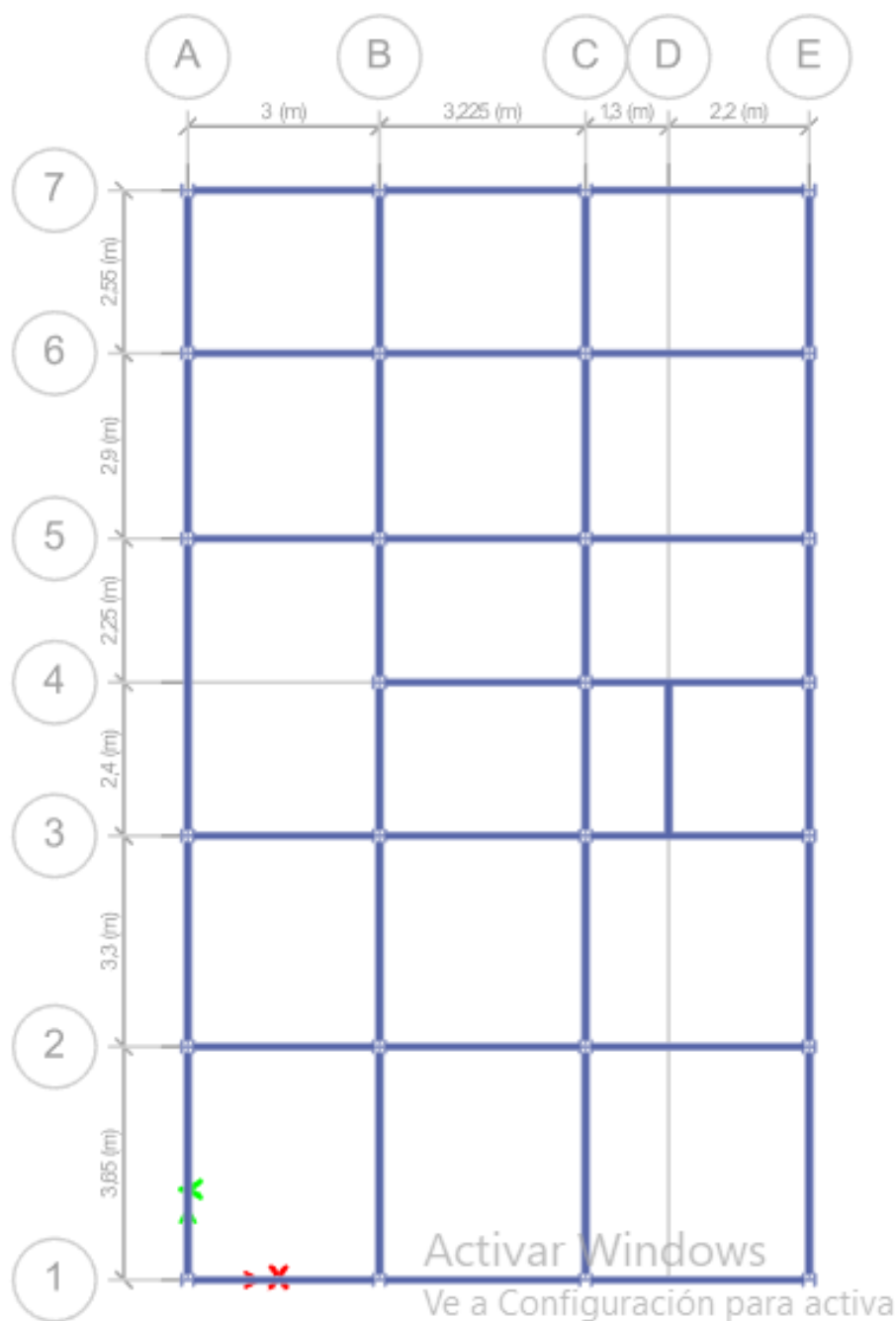


Ilustración 34: Vista en planta, del modelado 3D

De esta manera, mediante el uso del software ETABS se logró modelar y analizar el comportamiento estructural de la edificación bajo las distintas acciones consideradas, permitiendo obtener de forma sistemática los desplazamientos, reacciones y esfuerzos internos de cada elemento. La información resultante constituye una herramienta fundamental para la evaluación del desempeño global de la estructura y para la posterior verificación de los elementos estructurales conforme a los criterios y exigencias establecidos por la normativa CIRSOC vigente.

12.3. Análisis del comportamiento estructural frente a acciones horizontales

Para que la estructura proyectada resulte estable y segura, debe ser capaz de transmitir al suelo de fundación la totalidad de las acciones que actúan sobre ella durante su vida útil. Estas acciones comprenden tanto las cargas verticales (peso propio y sobrecargas de uso) como las cargas horizontales, principalmente las originadas por la acción sísmica y, en menor medida, por la acción del viento.

En edificaciones de varios niveles destinadas a uso habitacional, ubicadas en zonas de peligrosidad sísmica elevada, la acción sísmica adquiere un rol predominante en el diseño estructural, ya que genera fuerzas inerciales proporcionales a la masa de la estructura y desplazamientos laterales significativos. Por este motivo, el esquema resistente adoptado debe garantizar una adecuada capacidad para absorber y disipar dichas sollicitaciones, asegurando la estabilidad global del edificio.

La estructura analizada se resuelve mediante un sistema de pórticos metálicos aporticados, capaces de resistir tanto cargas verticales como horizontales en las direcciones principales del edificio. A diferencia de sistemas arriostrados, en este caso las acciones sísmicas son resistidas principalmente por la rigidez flexional de vigas y columnas, junto con la continuidad y correcta vinculación entre los elementos estructurales. De este modo, los pórticos constituyen el mecanismo resistente principal frente a las acciones horizontales, permitiendo la transferencia de las fuerzas sísmicas desde los niveles superiores hacia las fundaciones.

La acción del viento, si bien fue considerada dentro del análisis estructural conforme a la normativa vigente, resulta menos determinante en comparación con el sismo, debido a la altura moderada del edificio y a la configuración geométrica adoptada. No obstante, su inclusión permite verificar el comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones laterales adicionales y garantizar un diseño integral y normativamente consistente.

Finalmente, las fuerzas horizontales generadas por las acciones sísmicas y de viento se transmiten progresivamente desde las losas y vigas hacia las columnas, y de estas a las fundaciones, cerrando el camino resistente de cargas. Los resultados obtenidos del análisis confirman que el sistema estructural propuesto presenta un comportamiento adecuado frente a las sollicitaciones consideradas, cumpliendo con los criterios de estabilidad, rigidez y seguridad establecidos por los reglamentos CIRSOC aplicables. (esto será justificado en el capítulo de verificaciones).

Para la modelación estructural del edificio metálico aporticado, la aplicación de las cargas se realizó de forma coherente con el comportamiento real del sistema resistente. Dado que la estructura no posee losas modeladas explícitamente, todas las acciones gravitatorias fueron aplicadas como cargas linealmente distribuidas sobre las vigas de los pórticos, que constituyen los elementos encargados de recibir y transferir dichas sollicitaciones.

De este modo, se consideraron de manera diferenciada el peso propio de las vigas, el peso muerto asociado a las losas y las sobrecargas de uso, todas ellas aplicadas como cargas distribuidas en dirección vertical. Este procedimiento permitió representar de forma adecuada la transmisión de cargas dentro del sistema estructural, garantizando que el modelo refleje fielmente el comportamiento real de la estructura bajo las acciones consideradas.



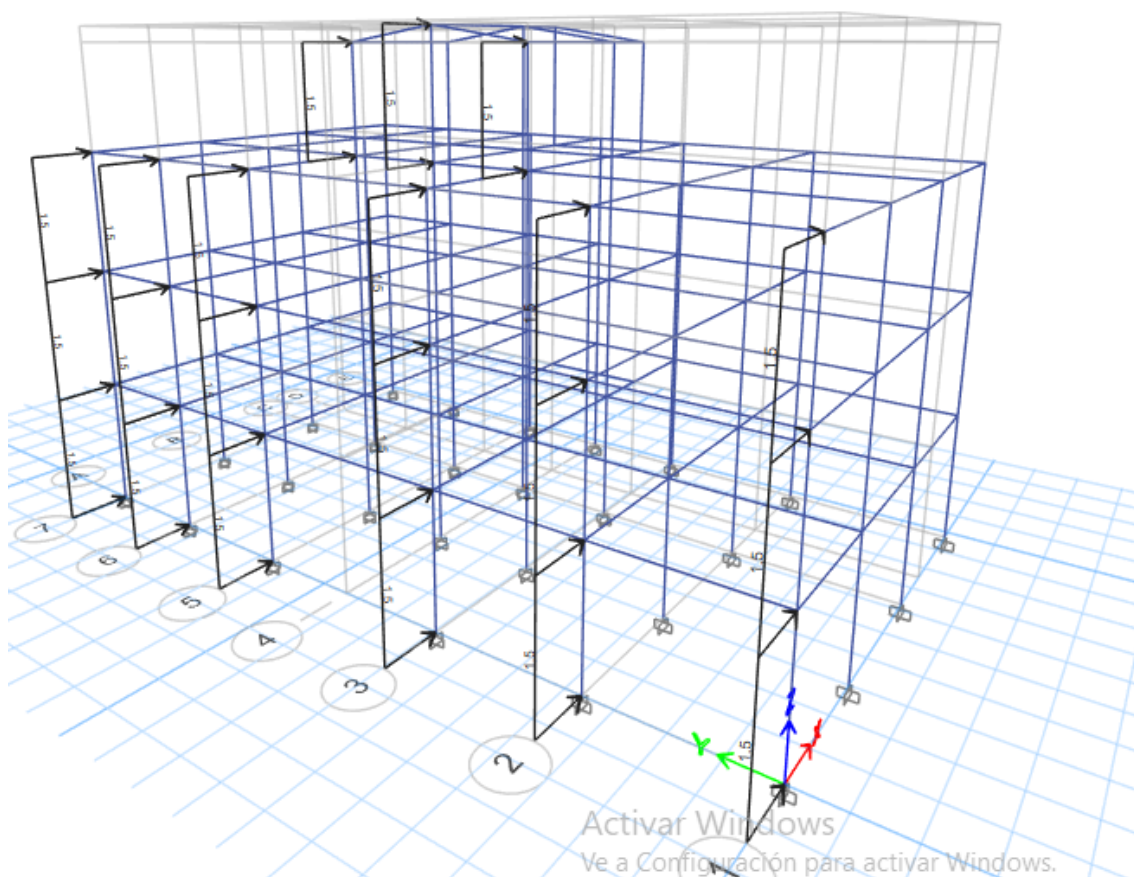


Ilustración 36: Imagen ilustrativa de distribución de cargas

Estas imágenes son representativas de como estarían aplicadas las cargas distribuidas en toda la estructura aporticada... es aplicable a cualquier tipo de carga que se halla puesto.

12.5 Combinaciones últimas - CIRSOC 301

Una vez definida la geometría estructural, las acciones actuantes y los parámetros de análisis, se procede a establecer las combinaciones de carga últimas que permiten evaluar la resistencia de la estructura frente a las situaciones más desfavorables posibles, conforme a lo establecido por el Reglamento CIRSOC 301 – Estructuras de Acero para Edificios.

La resistencia requerida de la estructura y de cada uno de sus elementos se determina en función de la combinación crítica de acciones mayoradas, considerando la posible concurrencia de cargas permanentes, variables y acciones accidentales. Estas combinaciones representan estados límite últimos y tienen como objetivo verificar que los elementos estructurales no alcancen condiciones de falla por agotamiento resistente, inestabilidad o deformaciones excesivas.

En el presente trabajo se consideraron las siguientes acciones básicas:

- **D:** Cargas permanentes (peso propio de los elementos estructurales, losas tipo steel deck, cubiertas y elementos fijos).
- **L:** Sobrecargas de uso correspondientes a vivienda, circulaciones y terrazas accesibles.

- **W:** Acción del viento.
- **E:** Acción sísmica, determinada mediante análisis dinámico espectral según CIRSOC 103.

A partir de las expresiones generales propuestas por el reglamento, y descartando aquellas acciones que no resultan relevantes para el tipo de estructura y su destino, se adoptaron las siguientes combinaciones de cargas últimas, consideradas suficientes para evaluar el comportamiento resistente del edificio metálico en estudio:

1. **COMB1:** $1,4 D$
2. **COMB2:** $1,2 D + 1,6 L$
3. **COMB3:** $1,2 D + 1,6 L + 0,5 W$
4. **COMB4:** $1,2 D + 0,8 W$
5. **COMB5:** $1,2 D + E + 0,5 L$
6. **COMB6:** $0,9 D + E$

Estas combinaciones contemplan tanto situaciones dominadas por cargas gravitatorias como aquellas en las que la acción sísmica resulta determinante, lo cual es especialmente relevante dada la ubicación del edificio en una zona de alta peligrosidad sísmica. Asimismo, se incluyen combinaciones con reducción del peso propio para evaluar condiciones desfavorables de estabilidad global.

Las combinaciones definidas fueron implementadas en el modelo estructural desarrollado en ETABS, generándose además una envolvente de esfuerzos que permite identificar, para cada elemento estructural, las solicitaciones máximas resultantes de todas las combinaciones consideradas. Esta envolvente constituye la base para las verificaciones resistentes y de estabilidad de vigas y columnas metálicas conforme a los criterios del CIRSOC 301.

De este modo, el análisis mediante combinaciones últimas garantiza que la estructura metálica proyectada cumple con los requisitos de seguridad estructural exigidos por la normativa vigente, permitiendo una evaluación consistente y representativa del comportamiento real del edificio frente a las acciones más severas previsibles durante su vida útil.

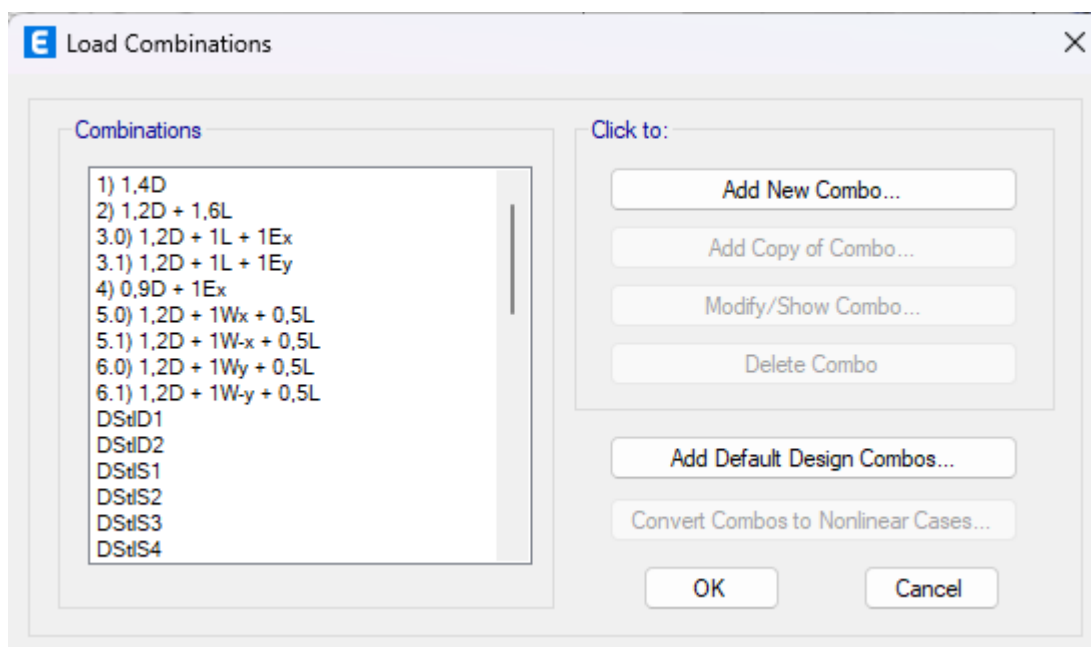


Ilustración 37: Combinación de cargas ultimas cargadas en ETABS

12.6 Combinaciones de servicio – CIRSOC 301

Las combinaciones de carga de servicio se emplean para evaluar el comportamiento de la estructura bajo condiciones normales de uso, permitiendo verificar que las deformaciones, desplazamientos y flechas se mantengan dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa vigente. A diferencia de las combinaciones últimas, estas no buscan evaluar la capacidad resistente, sino garantizar el correcto funcionamiento y confort de la estructura durante su vida útil.

De acuerdo con lo establecido en el Reglamento CIRSOC 301, las combinaciones de servicio consideran las acciones sin mayorar, o bien con coeficientes reducidos, representando situaciones reales de operación de la edificación.

En el presente trabajo, y teniendo en cuenta el destino del edificio (vivienda), así como las acciones consideradas en el análisis estructural, se adoptaron las siguientes acciones básicas de servicio:

- **D:** cargas permanentes.
- **L:** sobrecargas de uso.
- **W:** acción del viento.

A partir de las expresiones generales del reglamento, y descartando aquellas acciones que no resultan aplicables al caso en estudio (como cargas térmicas o de nieve), se definieron las siguientes combinaciones de servicio, utilizadas para la verificación de deformaciones y desplazamientos:

1. **SD1:** D + L

2. **SD2:** $D + W$
3. **SD3:** $D + 0,7 L + 0,7 W$
4. **SD4:** $D + 0,7 W$
5. **SD5:** $D + 0,7 L$
6. **SD6:** $D + 0,6 L + 0,6 W$

Estas combinaciones permiten analizar el comportamiento de la estructura frente a distintas situaciones de carga en servicio, considerando tanto el efecto predominante de las acciones gravitatorias como la influencia de acciones horizontales moderadas.

Las combinaciones de servicio fueron implementadas en el modelo estructural desarrollado en ETABS, y se utilizaron principalmente para la verificación de flechas en vigas, desplazamientos globales de entrepiso y derivas, asegurando que los valores obtenidos se mantengan dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa.

De este modo, el análisis mediante combinaciones de servicio garantiza que la estructura metálica proyectada no solo cumple con los requisitos de seguridad, sino que también presenta un comportamiento adecuado desde el punto de vista funcional y de servicio, resultando apta para el uso previsto durante toda su vida útil.

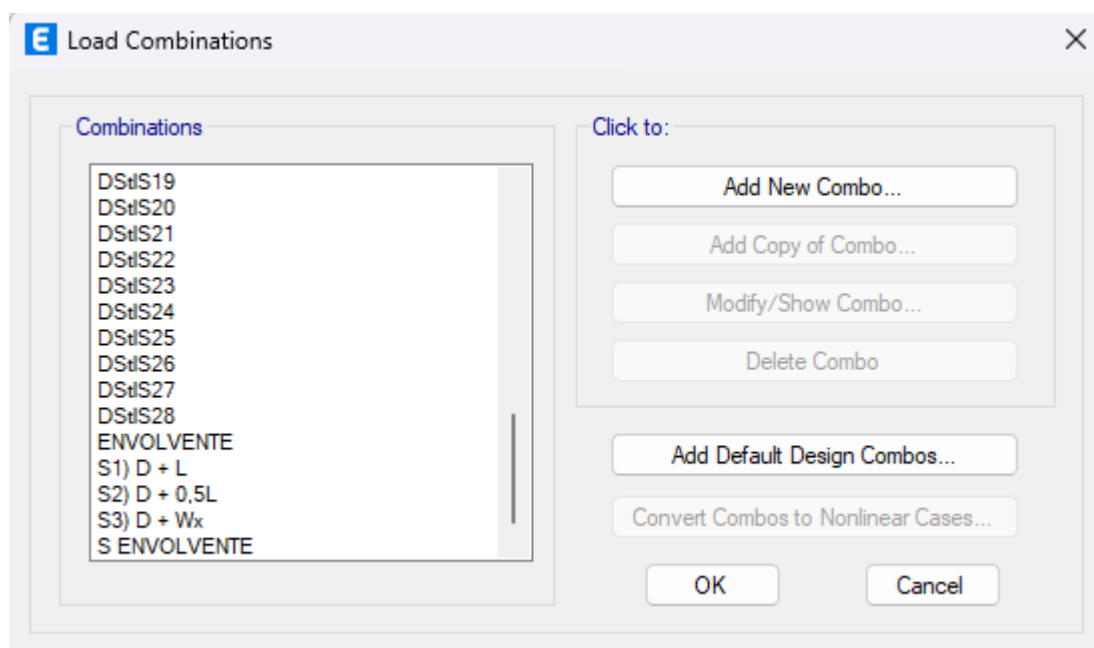


Ilustración 38: Combinación de cargas de servicio cargadas en ETABS

13. RESULTADOS OBTENIDOS DE LA ESTRUCTURA METALICA

13.1 Presentación de resultados del análisis estructural

Una vez completado el modelado de la estructura en el software ETABS, incluyendo la definición de la geometría, asignación de materiales y secciones, cargas gravitatorias y horizontales, combinaciones de carga últimas y de servicio, condiciones de apoyo, restricciones y parámetros de análisis, se procede a ejecutar el cálculo estructural del modelo.

Como resultado del análisis, el programa permite obtener los principales parámetros de respuesta estructural, tales como esfuerzos internos en vigas y columnas, desplazamientos globales, derivas de entrepiso, reacciones en los apoyos y demás magnitudes necesarias para evaluar el comportamiento de la estructura bajo las acciones consideradas. Estos resultados constituyen la base para la posterior verificación manual de los elementos estructurales, conforme a los criterios establecidos por la normativa CIRSOC vigente.

El objetivo principal de la utilización de ETABS en el presente trabajo es determinar, de manera eficiente y confiable, los esfuerzos característicos de la estructura metálica aporticada, a fin de identificar los elementos más solicitados y proceder al dimensionamiento y verificación de vigas y columnas mediante cálculo manual.

Si bien los resultados pueden analizarse de forma individual, seleccionando elemento por elemento y combinación por combinación, este procedimiento resulta poco práctico para estructuras de múltiples niveles. Por tal motivo, se empleó la herramienta de tablas de resultados provista por el software, la cual permite visualizar de forma conjunta los esfuerzos máximos y mínimos obtenidos en todos los elementos del modelo, considerando la totalidad de las combinaciones de carga definidas.

Dichas tablas fueron exportadas a planillas de cálculo en Excel, facilitando el ordenamiento y procesamiento de la información, y permitiendo identificar de manera clara **los** elementos más exigidos dentro de cada grupo estructural (vigas y columnas), así como los valores críticos de sollicitación en cada caso.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis estructural, los cuales servirán de base para las verificaciones normativas y comparaciones posteriores desarrolladas en el presente trabajo.

13.2 Columna con mayor sollicitación IPB 200

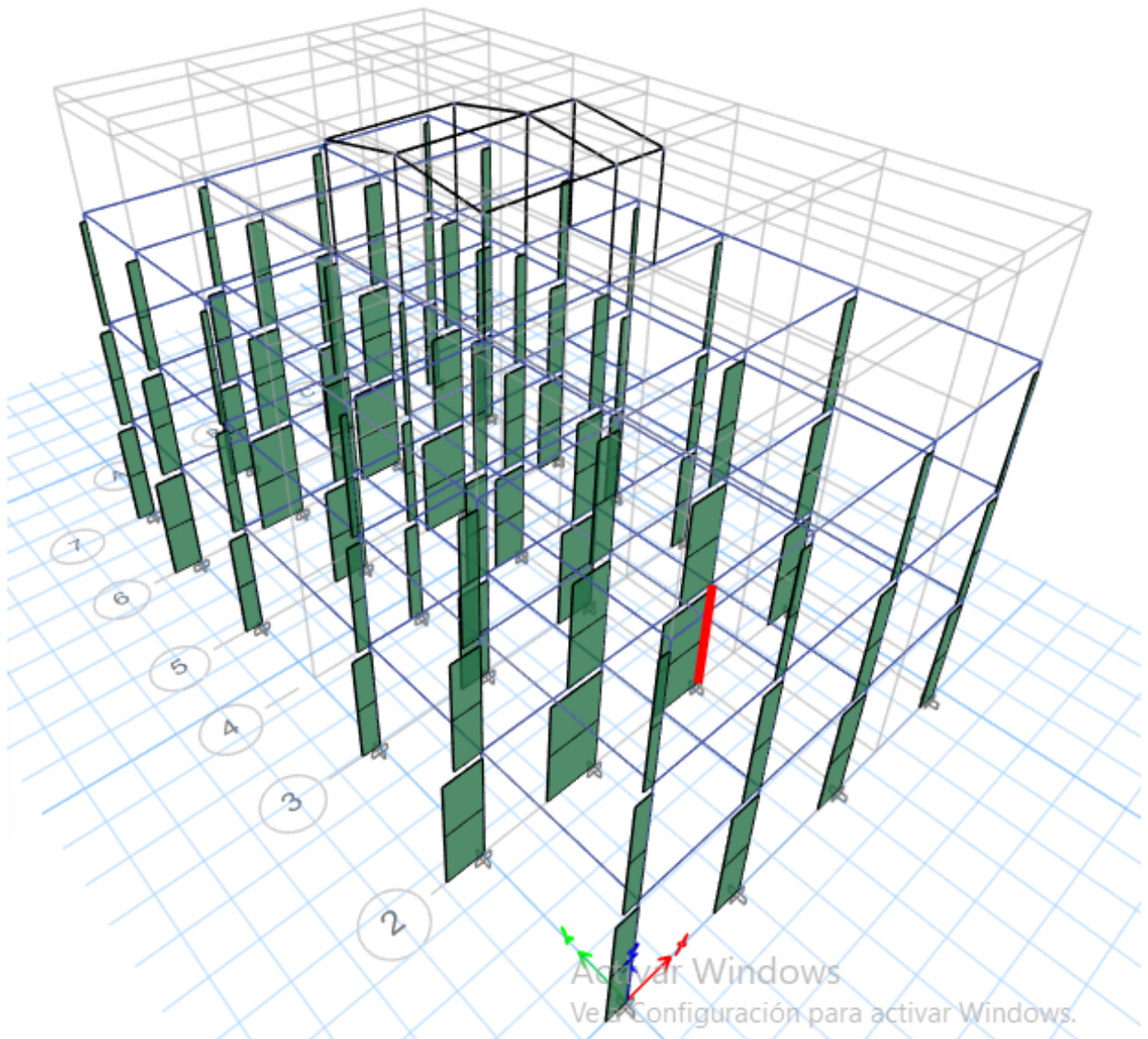


Ilustración 39: Columna con mayor sollicitación IPB200

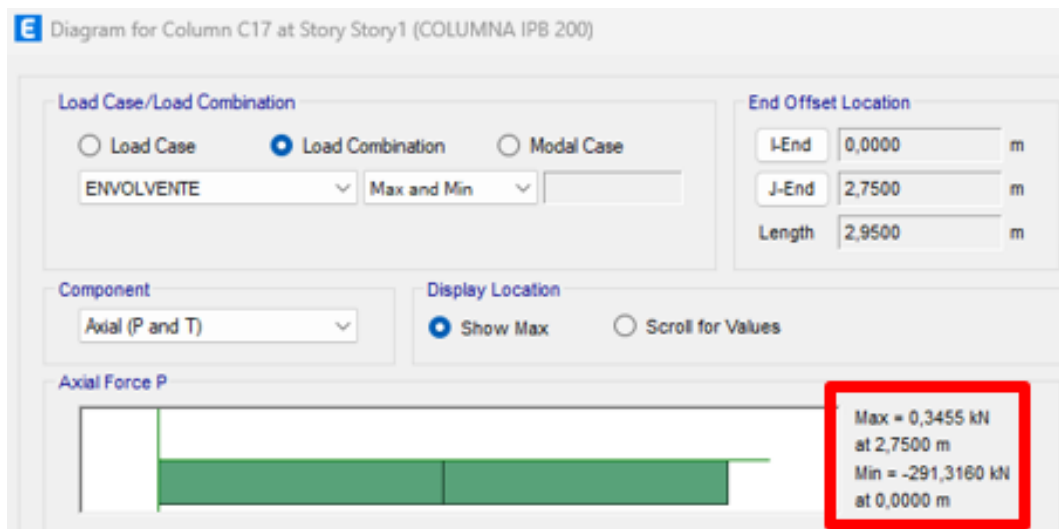
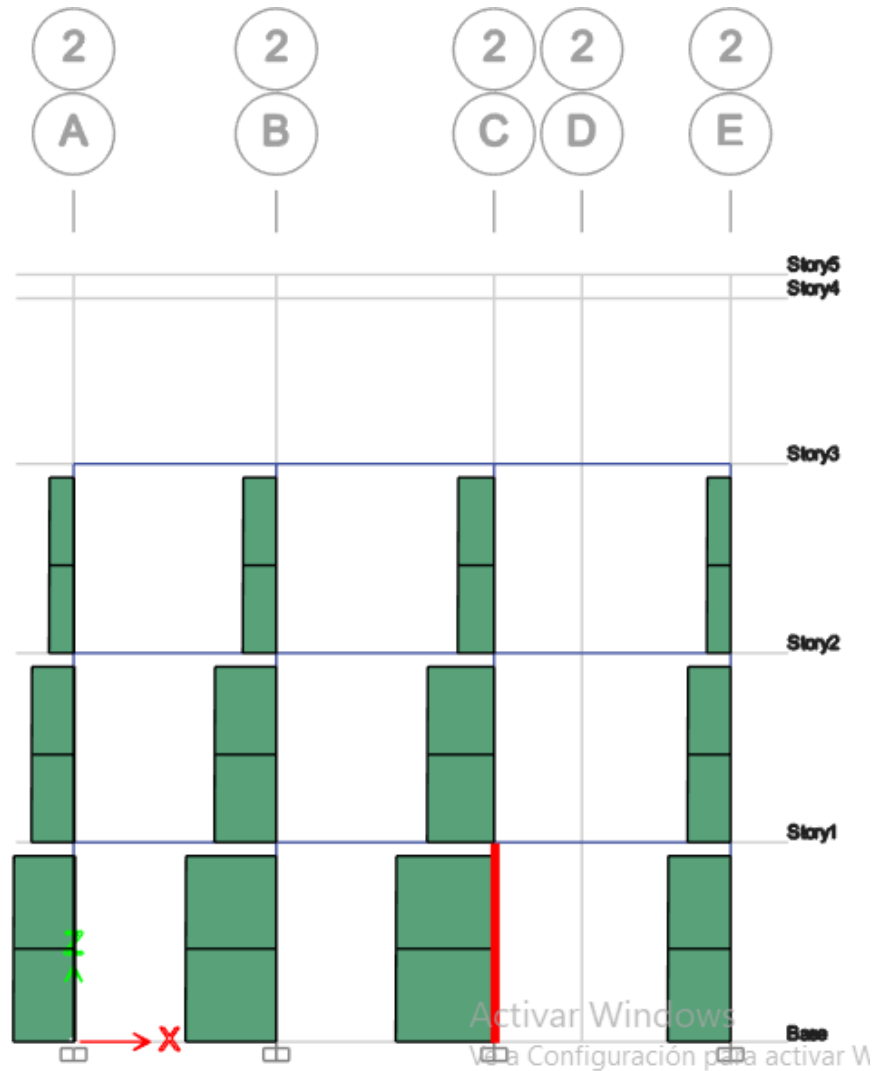


Ilustración 40: Valores de fuerza axial máximos en IPB200

13.3 Viga de mayor solicitación IPE 200

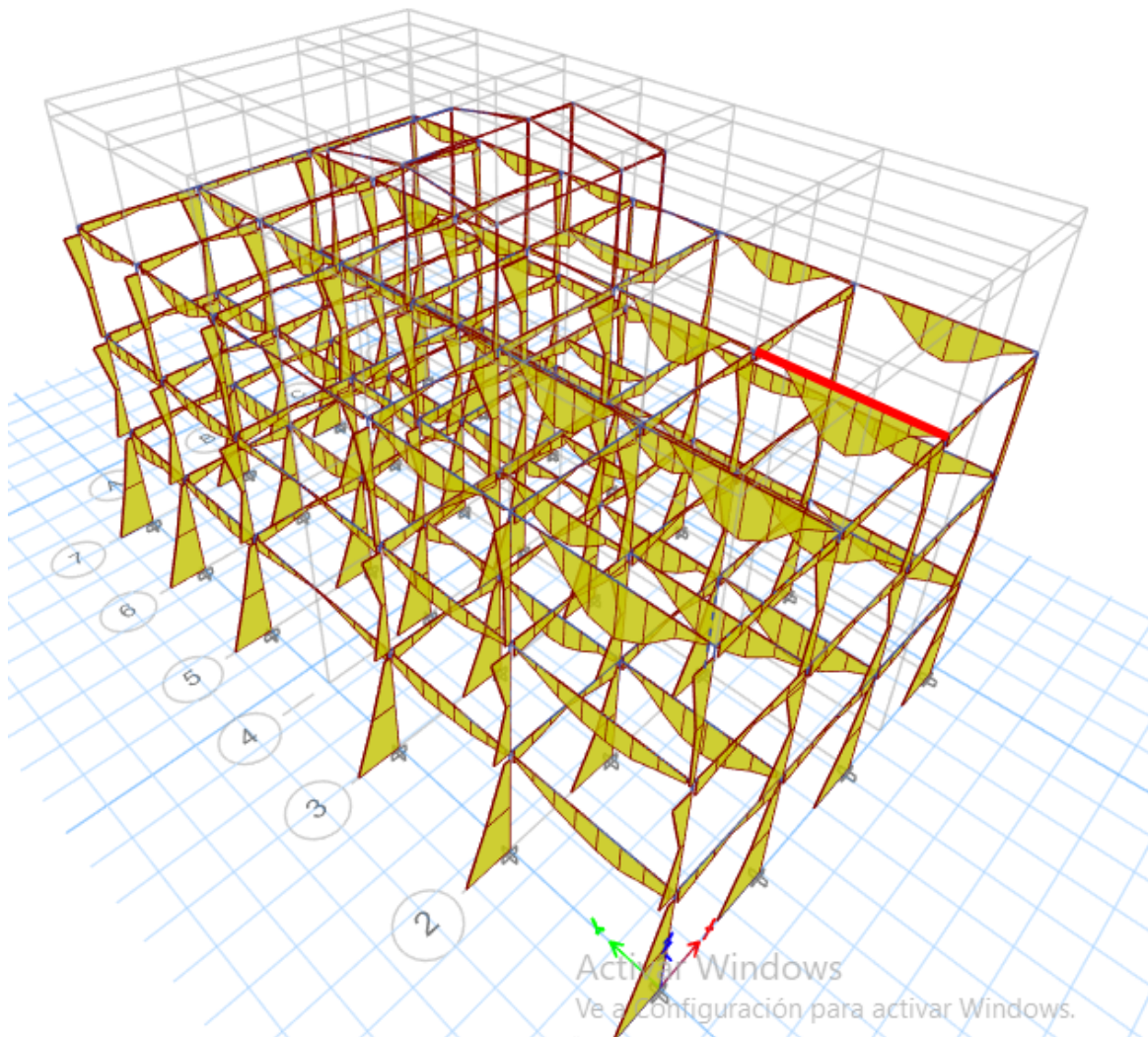
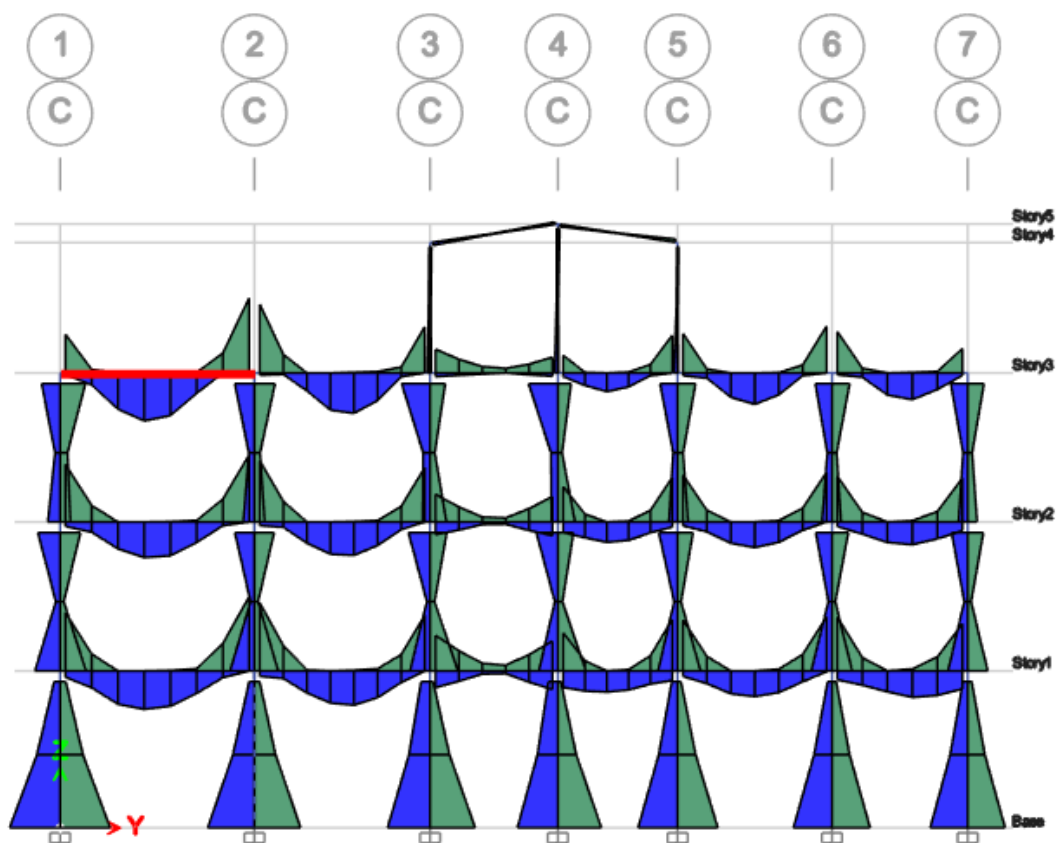
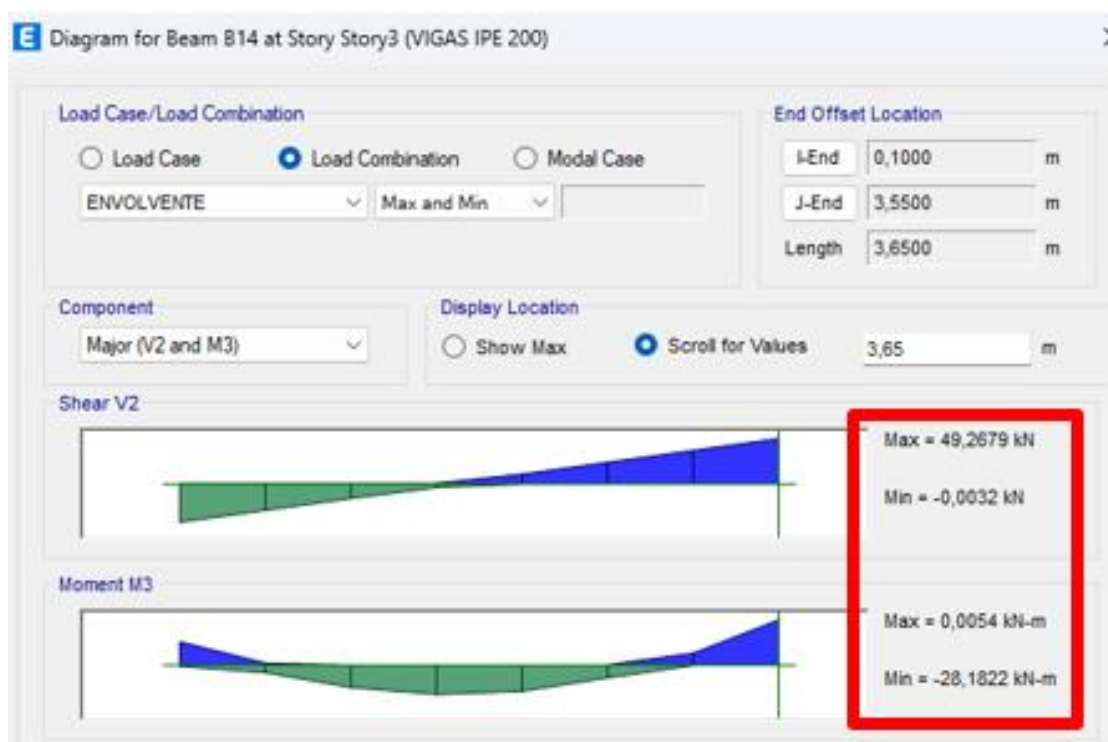


Ilustración 41: Viga con mayor solicitación IPE200



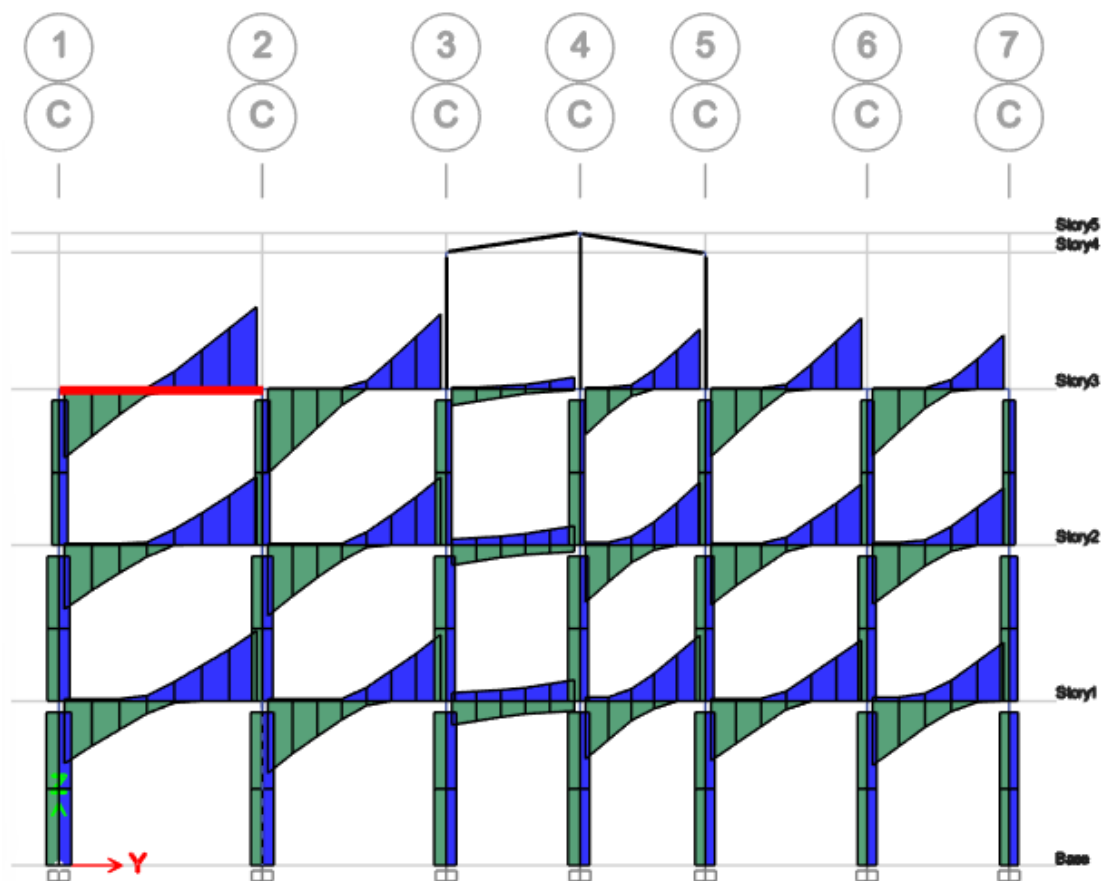


Ilustración 42: Valores de momento y corte máximos en IPE200

13.4 Viga de mayor solicitación IPE 160

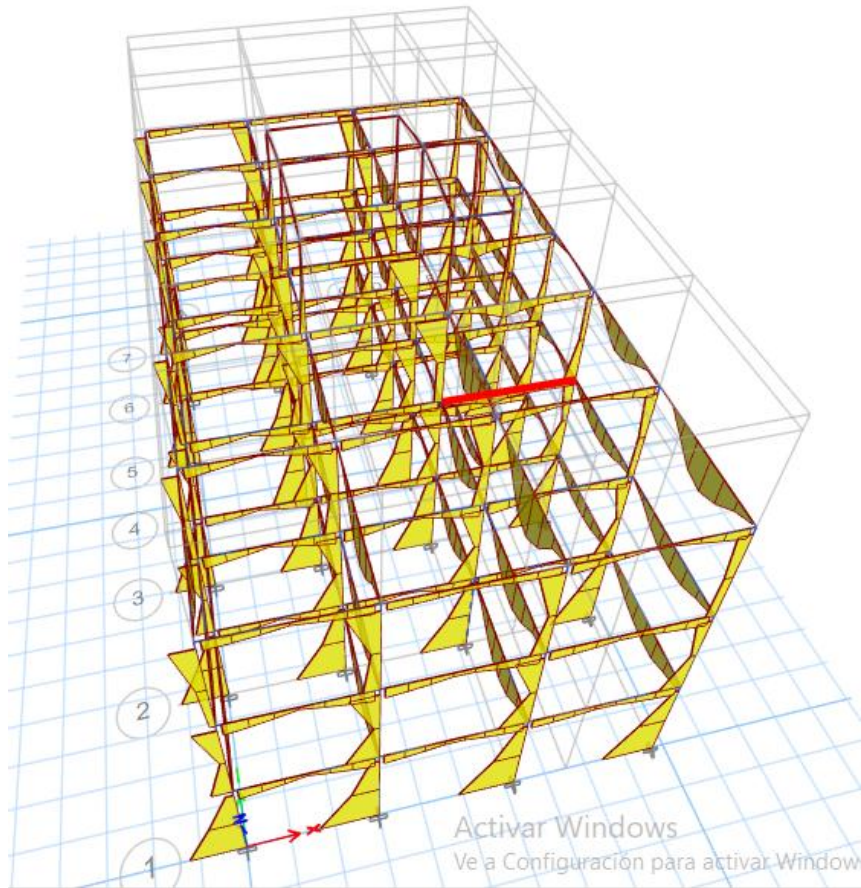
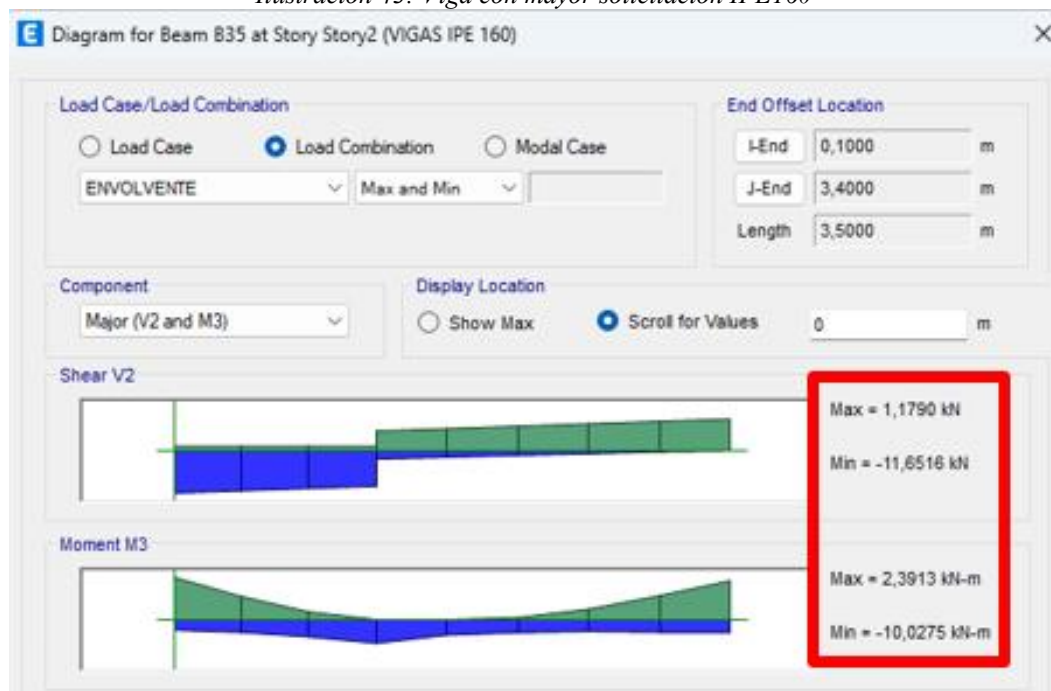


Ilustración 43: Viga con mayor solicitación IPE160



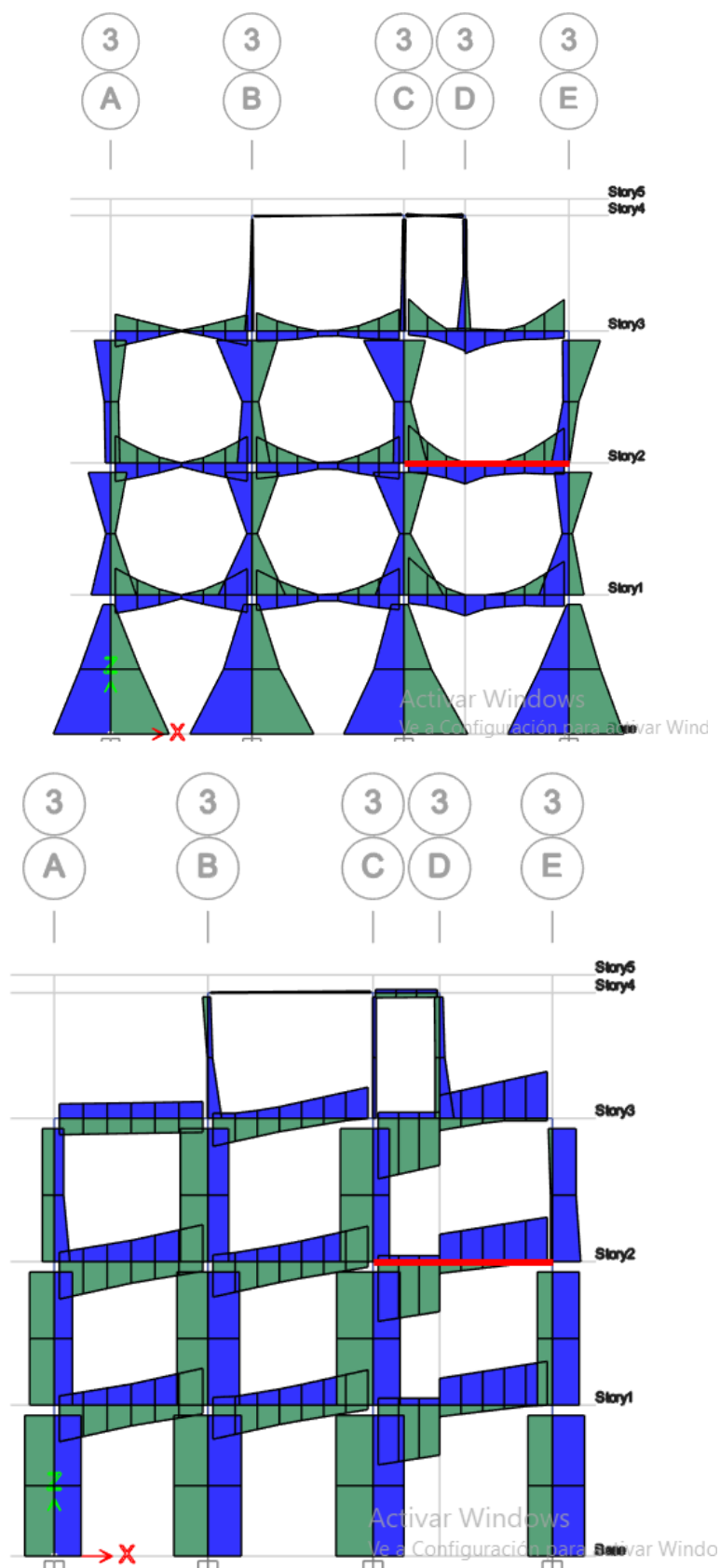


Ilustración 44: Valores de momento y corte máximos en IPE160

13.5 Columna de mayor solicitación IPB 100

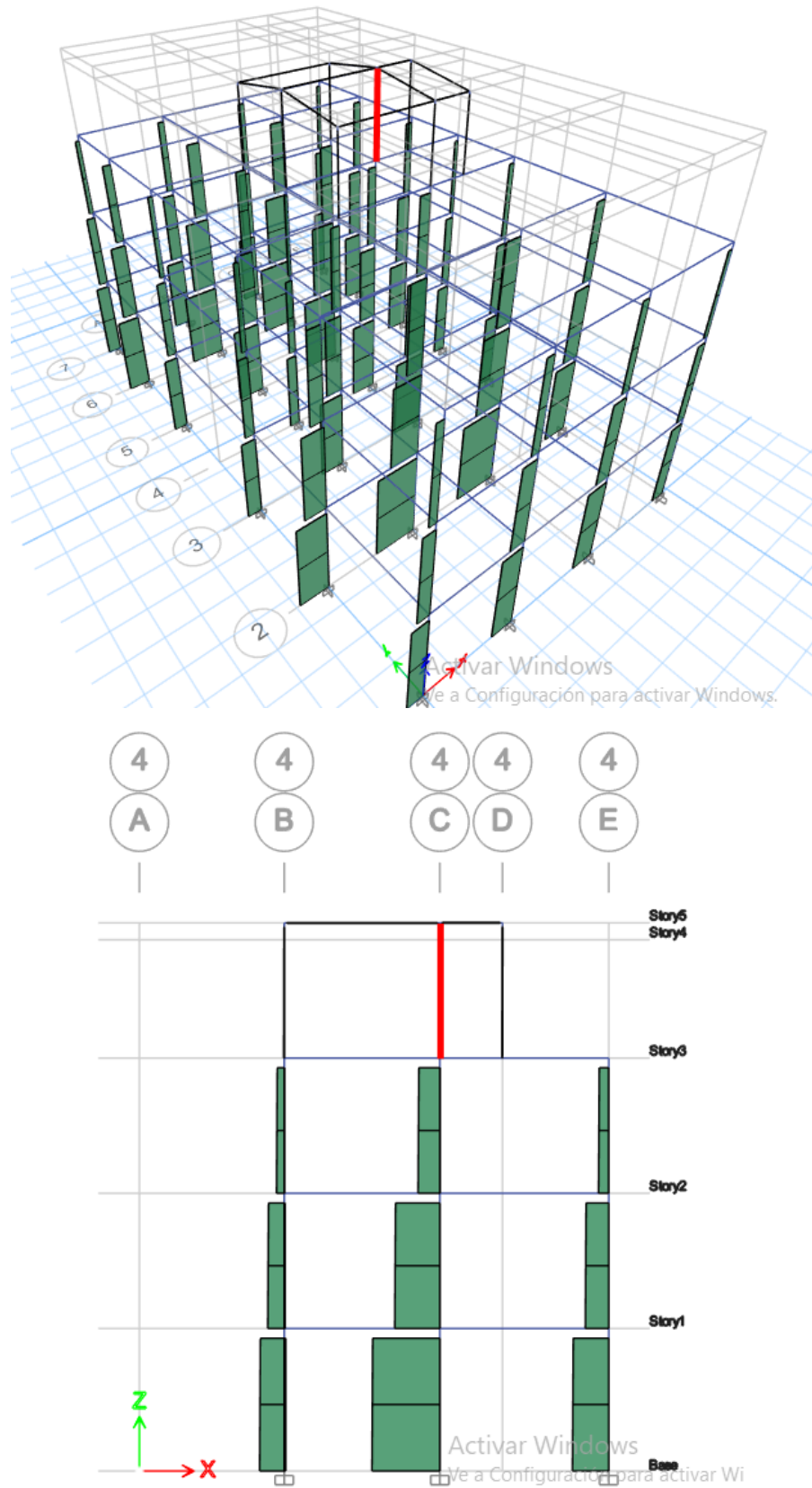


Ilustración 45: Columna con mayor solicitación IPB100

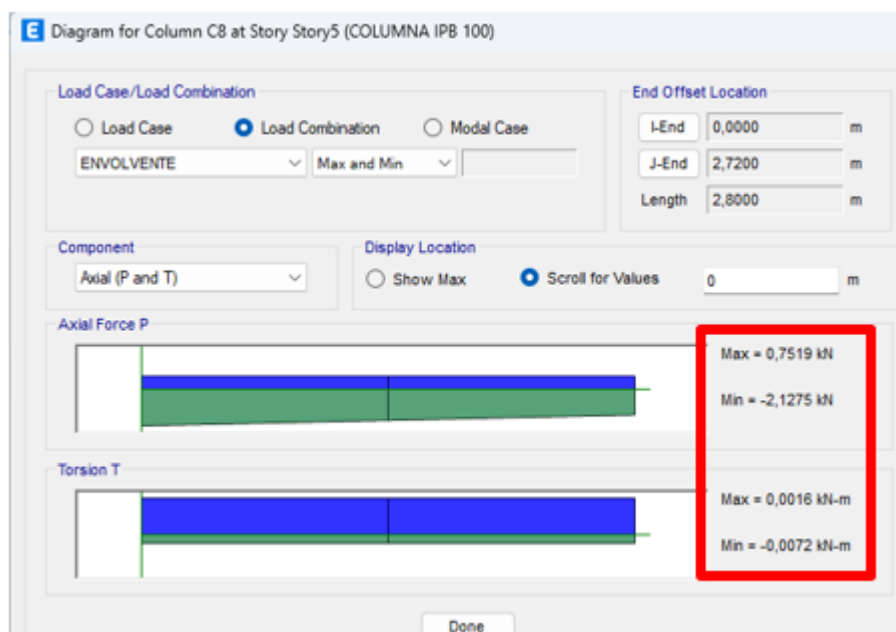


Ilustración 46: Valores de fuerza axil máximos en IPB100

13.6 Viga de mayor sollicitación IPE 80

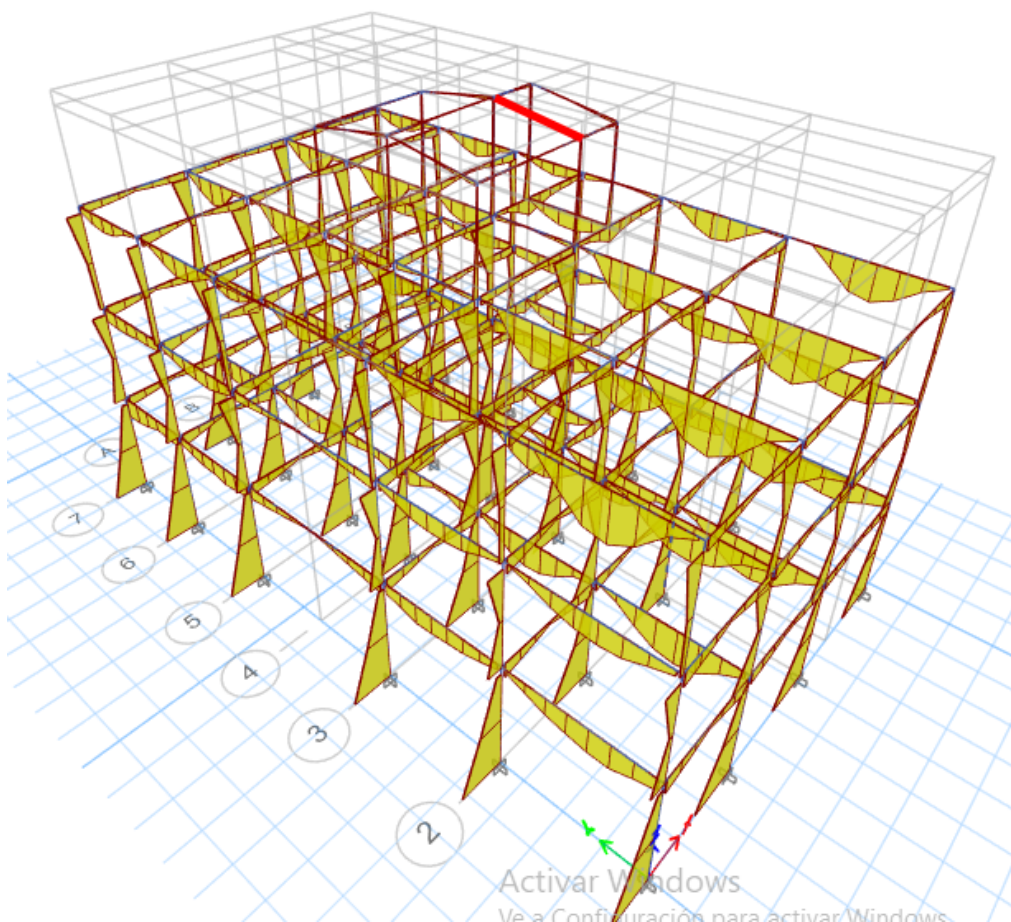
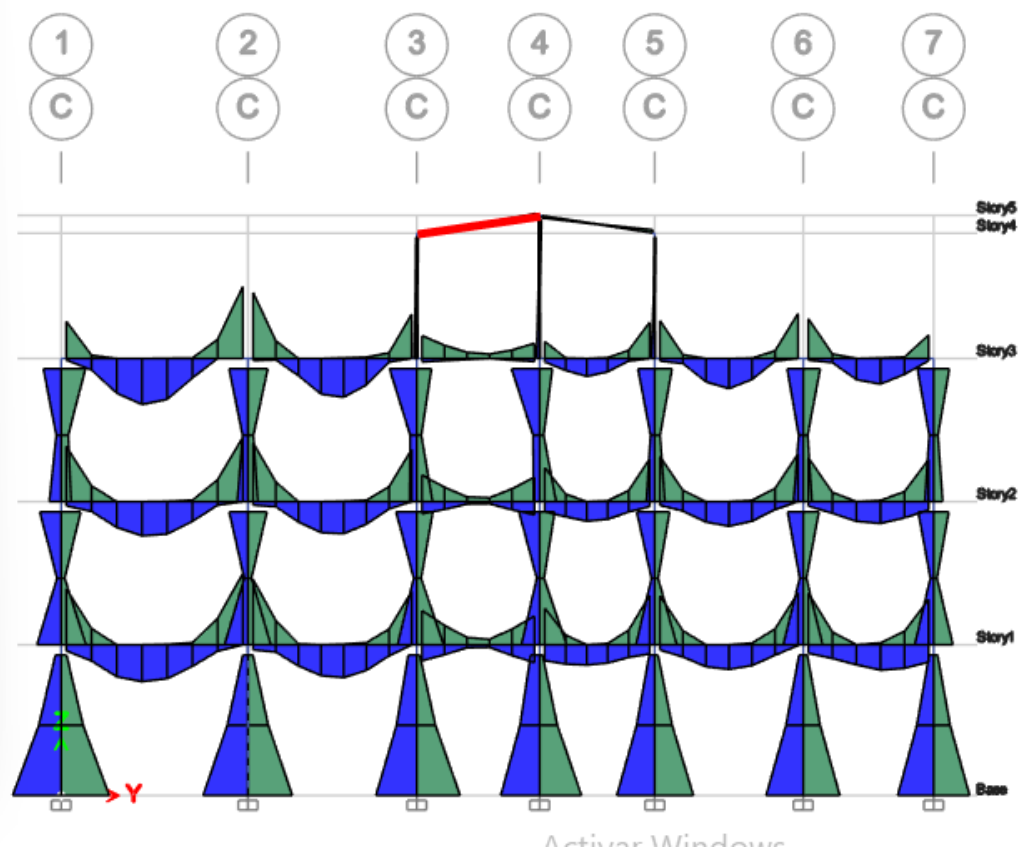
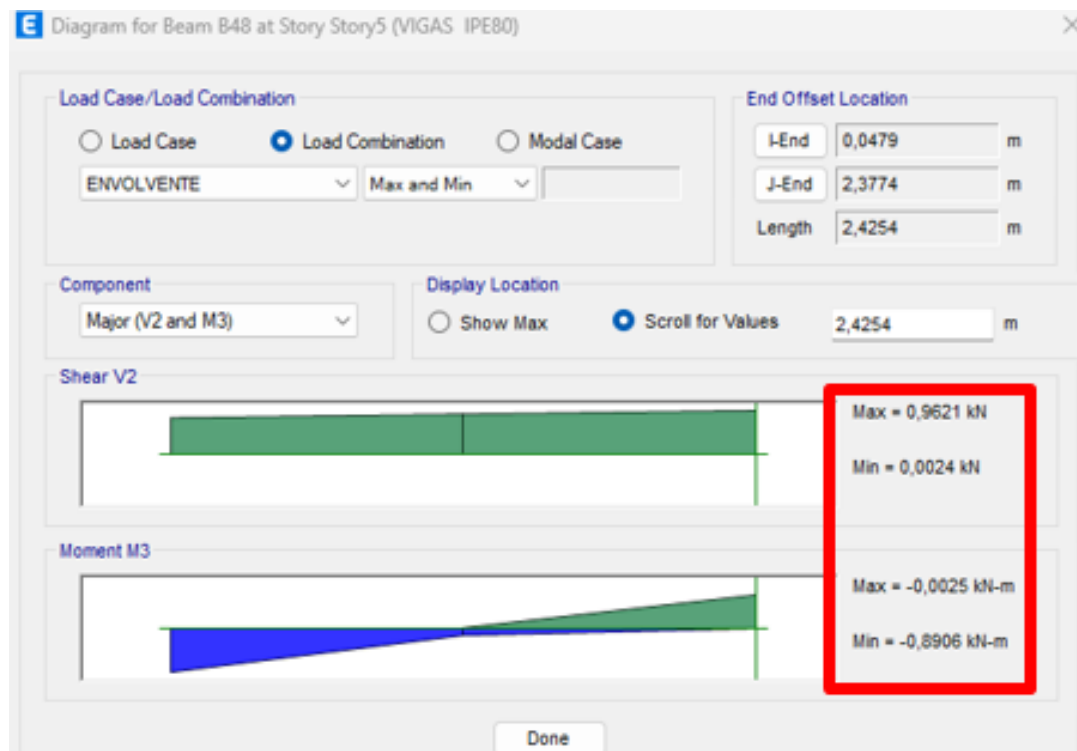


Ilustración 47: Viga con mayor sollicitación IPE80



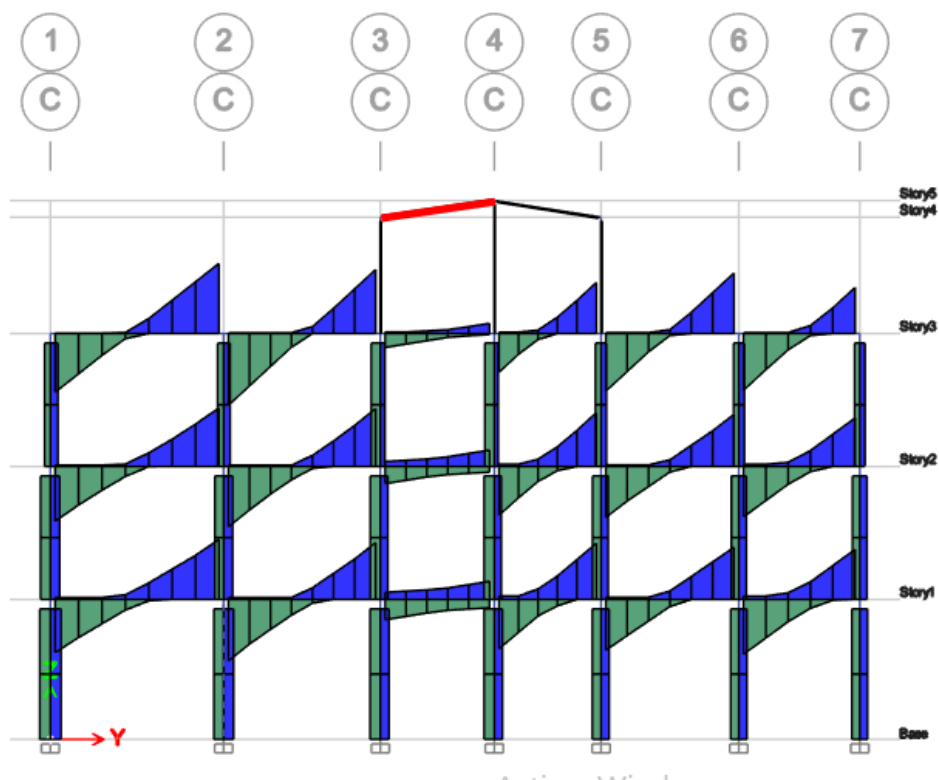


Ilustración 48: Valores de momento y corte máximos en IPE80

14. CONCLUSIONES

A lo largo del trabajo pudo comprobarse que el sistema estructural metálico aporticado con losas Steel Deck es una alternativa completamente válida para edificios de vivienda de pequeña altura en la ciudad de Salta, cumpliendo con la totalidad de los requisitos técnicos y normativos que impone el contexto regional.

El objetivo general planteado al inicio del trabajo —diseñar, analizar y evaluar el comportamiento estructural de un edificio de vivienda unifamiliar empleando un sistema metálico aporticado con losas Steel Deck— fue alcanzado satisfactoriamente, dado que se desarrollaron todas las etapas previstas sobre el caso real de la calle Corrientes 117 de Salta, incluyendo el planteo estructural completo, la modelación tridimensional con ETABS, el análisis de cargas conforme a los reglamentos CIRSOC, las verificaciones resistentes y de servicio de todos los elementos estructurales, y el diseño de las conexiones abulonadas y soldadas de la estructura.

En cuanto al primer objetivo específico, referido al modelado y cálculo de la estructura, se construyó el modelo tridimensional en ETABS incorporando los perfiles adoptados por nivel y verificándose luego manualmente cada elemento mediante planillas de cálculo en Excel y Mathcad, lo que permitió identificar con claridad los elementos más solicitados del sistema.

El cumplimiento de la normativa vigente, que constituía el segundo objetivo específico, fue abordado de manera integral, ya que se verificaron los estados límite últimos y de servicio de vigas y columnas conforme al CIRSOC 301, incluyendo todos los modos de falla relevantes tales como plastificación, pandeo lateral torsional y pandeo local de ala y alma, y en todos los casos los perfiles adoptados resultaron aptos con resistencias de diseño que superaron ampliamente las solicitaciones requeridas, lo que confirmó que el predimensionado inicial fue acertado y que no resultó necesario modificar ninguna sección durante el proceso de verificación, aspecto que refleja una buena lectura previa del comportamiento estructural esperado por parte de quienes llevaron adelante el trabajo.

Las verificaciones de conexiones incluyeron los mecanismos de falla por corte de bulones, aplastamiento de chapas, bloque de corte y resistencia de soldaduras de filete, cumpliendo satisfactoriamente en todos los casos con las condiciones del CIRSOC 301.

El análisis sísmico dinámico arrojó resultados plenamente satisfactorios: la participación modal de masa superó el 90 % en ambas direcciones, la deriva máxima de entrepiso fue de 0,003048 frente al límite normativo de 0,015 del CIRSOC 103, y el desplazamiento global del último nivel resultó del orden de 0,021 m, valor ampliamente por debajo del criterio de servicio $H/200$ adoptado para la altura estructural principal de 8,55 m.

Uno de los resultados más importantes obtenidos del análisis fue constatar que la estructura metálica aporticada no requirió la incorporación de diagonales de arriostramiento para cumplir con los límites de deriva impuestos por la normativa sísmica, dado que la rigidez a flexión del propio sistema de pórticos resultó suficiente para controlar las deformaciones laterales bajo las acciones del sismo de Zona 3, que es la zona de mayor peligrosidad del país y que corresponde a la ubicación del proyecto en la ciudad de Salta, resultado que no era evidente al inicio del trabajo y que tiene implicancias constructivas muy positivas en cuanto a la simplificación del montaje.

El peso sísmico total de la estructura resultó de $W = 2.070,93$ kN y el corte basal dinámico fue de $V_x = V_y = 199,7$ kN en ambas direcciones, valores que luego del escalado normativo requerido por el CIRSOC 103 resultaron coherentes con las exigencias reglamentarias.

Los períodos fundamentales de la estructura fueron $T_1 = 0,877$ s en la dirección X y $T_2 = 0,829$ s en la dirección Y, valores que ubicaron al edificio en la zona de aceleración constante del espectro de diseño y que son coherentes con la tipología estructural analizada, ya que estructuras metálicas de mediana altura suelen presentar períodos en ese rango cuando no poseen arriostramientos que aumenten artificialmente su rigidez lateral.

La secuencia de modos de vibración obtenida del análisis modal resultó también muy favorable, con los primeros dos modos de comportamiento traslacional puro en las direcciones principales del edificio y el tercer modo de carácter torsional, lo que indica una adecuada distribución de rigidez y masa en planta y descarta la presencia de irregularidades dinámicas relevantes.

El sistema metálico con Steel Deck demostró ventajas claras respecto al hormigón armado en cuanto a reducción de peso propio, velocidad de ejecución e industrialización del proceso constructivo, aspectos que resultan relevantes en proyectos residenciales donde el tiempo de obra impacta directamente en la viabilidad económica.

Sin embargo, también se identificaron condicionantes que deben tenerse en cuenta antes de optar por este sistema, especialmente en el contexto local, ya que la protección frente a la corrosión exige una planificación cuidadosa del sistema de pintado o galvanizado de todos los perfiles, con un mantenimiento periódico que no siempre resulta sencillo de garantizar en edificios residenciales de mediana escala, y el comportamiento frente al fuego requiere la aplicación de recubrimientos intumescentes o protecciones pasivas sobre los perfiles estructurales, lo que incrementa los costos de terminación respecto al hormigón armado, que es inherentemente resistente al fuego sin necesidad de protecciones adicionales.

A esto se suma el hecho de que la mano de obra especializada en montaje y soldadura de estructuras metálicas no es tan abundante en la región de Salta como lo es la mano de obra para la construcción convencional, lo que puede representar un factor limitante tanto en disponibilidad como en costo para obras de pequeña escala.

Recomendaciones:

Se recomienda que en proyectos similares se realice siempre un estudio geotécnico específico del sitio antes de definir el sistema de fundación, ya que en el presente trabajo debió adoptarse un suelo Tipo 2 como criterio conservador ante la ausencia de dicho estudio, lo que puede conducir a diseños de fundación más costosos de lo estrictamente necesario, y un relevamiento geotécnico real permitiría optimizar el dimensionamiento de las zapatas y ajustar de manera más precisa los parámetros sísmicos de suelo utilizados en el análisis.

También se recomienda especificar el sistema de protección anticorrosiva y contra el fuego desde las etapas iniciales del diseño y no relegar esta decisión a las etapas finales del proyecto, dado que tiene incidencia directa en los costos de obra.

Se considera además conveniente ampliar el alcance de futuros trabajos similares incorporando el cómputo y presupuesto detallado de ambos sistemas constructivos, ya que la comparación económica cuantificada permitiría obtener conclusiones mucho más concretas y útiles para los proyectistas de la región sobre la conveniencia de cada alternativa en función de las condiciones actuales del mercado local de materiales y mano de obra.

Finalmente, se recomienda incorporar el uso de herramientas de modelado estructural como ETABS desde etapas tempranas de la formación en ingeniería civil, ya que el nivel de detalle y confiabilidad que se obtiene con estas herramientas supera ampliamente lo alcanzable mediante métodos manuales para estructuras de la complejidad analizada.

Aporte del trabajo a la Ingeniería Civil:

El presente trabajo constituye una contribución concreta al conocimiento técnico sobre sistemas constructivos industrializados en el norte de Argentina, donde la bibliografía académica específica sobre estructuras metálicas aplicadas a edificaciones residenciales de pequeña altura es todavía escasa, y al tomar como caso de estudio un edificio real de la ciudad de Salta aplicando rigurosamente la normativa vigente en todas las etapas del diseño, se generó información técnica objetiva y directamente aplicable que puede servir de referencia para futuros proyectos similares en la región.

El aporte más significativo radica en demostrar con sustento normativo sólido que el sistema metálico con Steel Deck es viable en Salta incluso bajo las condiciones de alta peligrosidad sísmica de Zona 3, dato que resulta de especial utilidad para proyectistas locales que aún desconocen esta alternativa.

Desde una perspectiva más amplia, este trabajo también suma al debate sobre la modernización tecnológica del sector de la construcción en Argentina, donde la posibilidad de reducir tiempos de obra, disminuir el peso propio de las estructuras e industrializar los procesos constructivos adquiere especial relevancia en un contexto de creciente demanda habitacional, y donde la eficiencia constructiva se vuelve cada vez más determinante para la viabilidad económica de los proyectos residenciales de mediana densidad.

En definitiva, el trabajo no solo representa el cierre de un ciclo formativo para quienes lo realizaron, sino que también pone a disposición de la comunidad técnica una referencia académica local que puede orientar decisiones de diseño reales y contribuir a la difusión de soluciones constructivas metálicas en una región donde todavía tienen mucho terreno por ganar.

15. BIBLIOGRAFÍA

Reglamentos y normativas

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles [CIRSOC]. (2005). *Reglamento CIRSOC 101: Cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles [CIRSOC]. (2005). *Reglamento CIRSOC 102: Acción del viento sobre las construcciones*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles [CIRSOC]. (2013). *Reglamento CIRSOC 103 — INPRES-CIRSOC 103: Normas argentinas para construcciones sismorresistentes* (Partes 1 y 2). Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI) / Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES).

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles [CIRSOC]. (2005). *Reglamento CIRSOC 104: Acción de nieve y hielo sobre las estructuras*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles [CIRSOC]. (2005). *Reglamento CIRSOC 201: Reglamento argentino de estructuras de hormigón*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles [CIRSOC]. (2016). *Reglamento CIRSOC 301: Estructuras de acero para edificios* (incluye tablas de perfiles laminados y tubos estructurales). Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).

Libros y obras de referencia técnica

Trogia, G. (2011). *Estructuras metálicas: proyecto por estados límites*. Nobuko.

Documentación técnica de fabricantes — Sistema Steel Deck Alcor 75

Alcor S.A. (2024). *Detalles constructivos placa colaborante Alcor 75* (Rev. 24). Alcor S.A. Recuperado de <https://www.alcorsa.com.ar>

Alcor S.A. (s.f.). *Guía rápida de instalación placa colaborante Alcor 75* (Rev. 01-B). Alcor S.A. Recuperado de <https://www.alcorsa.com.ar>

Alcor S.A. (2019). *Manual técnico placa colaborante Alcor 75* (Rev. 19-B). Alcor S.A. Recuperado de <https://www.alcorsa.com.ar>

Programas de cálculo y software utilizado

Computers and Structures, Inc. [CSI]. (2023). *ETABS: Extended three dimensional analysis of building systems* [software de análisis y diseño estructural]. Computers and Structures, Inc. <https://www.csiamerica.com/products/etabs>

Autodesk, Inc. (2024). *AutoCAD* [software de diseño asistido por computadora]. Autodesk, Inc. <https://www.autodesk.com/products/autocad>

Microsoft Corporation. (2021). *Microsoft Excel* [software de hoja de cálculo]. Microsoft Corporation. <https://www.microsoft.com/es-ar/microsoft-365/excel>

PTC Inc. (2023). *Mathcad* [software de cálculo matemático e ingeniería]. PTC Inc. <https://www.ptc.com/es/products/mathcad>

16. ANEXOS

16.1. Verificaciones

Una vez obtenidos los resultados del análisis estructural global del modelo desarrollado, se da inicio a la etapa de verificación estructural, cuyo propósito es comprobar que el sistema resistente propuesto satisface los requisitos de seguridad, estabilidad y servicio establecidos por la normativa vigente.

En esta unidad se analizan y validan, de manera sistemática, los principales parámetros que gobiernan el comportamiento estructural del edificio frente a las distintas acciones consideradas. En primer lugar, se desarrollan las verificaciones sísmicas globales, orientadas a evaluar la respuesta dinámica de la estructura ante acciones sísmicas, incluyendo el control de masa participante, derivas de entrepiso, desplazamientos globales, regularidad estructural y coherencia del corte basal, conforme a los lineamientos del Reglamento INPRES–CIRSOC 103.

Posteriormente, a partir de las solicitaciones internas obtenidas del análisis estructural, se abordan las verificaciones resistentes y de servicio de los elementos estructurales, mediante el dimensionamiento y la comprobación de vigas, columnas y demás componentes del sistema resistente. Dichas verificaciones se realizan en base a los estados límite últimos y de servicio, siguiendo los criterios y prescripciones del Reglamento CIRSOC 301 y normas complementarias aplicables.

De este modo, la presente unidad permite integrar los resultados del análisis numérico con la evaluación normativa correspondiente, asegurando que la estructura no solo reproduce adecuadamente el comportamiento global esperado, sino que además cumple con las exigencias reglamentarias en cada uno de sus elementos, garantizando un desempeño estructural adecuado y confiable.

Verificaciones Sismo-Resistente de la estructura metálica

Verificación: Participación de Masa Modal (>90%)

La norma indica, en esencia, que:

CIRSOC 103 – CAPITULO 7 - 7.2.3. Modos a considerar

Se incluirán todos los modos significativos. Esta condición es satisfecha si los modos considerados representan la contribución de al menos el 90% de la masa total de la construcción para cada una de las direcciones analizadas.

Deben considerarse suficientes modos de vibración para que la suma de las masas participantes modales alcance al menos el 90 % de la masa total de la estructura, en cada dirección principal.

Los modos de vibración considerados representen al menos el 90 % de la masa total de la estructura:

- **Dirección X ≥ 90 %**
- **Dirección Y ≥ 90 %**

Esto asegura que el análisis dinámico captura correctamente el comportamiento sísmico real.

Se verifica que la suma de la participación modal de masa alcance al menos el 90 % en cada dirección principal, conforme a los criterios reglamentarios.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,787	0,7641	0,0003	0	0,7641	0,0003	0	0,0001	0,2084	0,0517	0,0001	0,2084	0,0517
Modal	2	0,744	0,0016	0,8731	0	0,7657	0,8734	0	0,1418	0,0004	0,0092	0,1418	0,2088	0,0609
Modal	3	0,721	0,0488	0,0111	0	0,8145	0,8845	0	0,0016	0,0129	0,7698	0,1434	0,2217	0,8306
Modal	4	0,239	3,182E-06	0,0954	0	0,8145	0,9798	0	0,7978	1,426E-05	0,0001	0,9412	0,2217	0,8307
Modal	5	0,21	0,1	4,079E-05	0	0,9145	0,9799	0	0,0003	0,4469	0,0417	0,9415	0,6687	0,8724
Modal	6	0,201	0,0457	4,578E-05	0	0,9602	0,9799	0	0,0003	0,2052	0,0917	0,9418	0,8738	0,9641
Modal	7	0,156	1,757E-06	0,0019	0	0,9602	0,9818	0	0,0025	2,299E-06	1,155E-05	0,9443	0,8738	0,9641
Modal	8	0,151	0	0,0006	0	0,9602	0,9824	0	0,0013	4,309E-06	0,0001	0,9456	0,8738	0,9642
Modal	9	0,141	0	0,0176	0	0,9602	1	0	0,0544	0	1,458E-05	0,9999	0,8738	0,9642
Modal	10	0,129	0,0009	0	0	0,9612	1	0	1,629E-05	0,0013	1,649E-05	1	0,8751	0,9643
Modal	11	0,124	0,0003	2,13E-06	0	0,9615	1	0	5,498E-07	0,0004	0	1	0,8755	0,9643
Modal	12	0,108	0,0014	0	0	0,9628	1	0	0	0,0039	0,0005	1	0,8793	0,9647

Tabla 19: Tabla de participación modal de masa

De la tabla de participación modal de masa se observa que la suma acumulada alcanza valores superiores al 90 % en ambas direcciones principales. En particular, se alcanza un 91 % en la dirección X a partir del modo 5 y un 98 % en la dirección Y a partir del modo 4, cumpliendo con los requisitos reglamentarios para el análisis dinámico

Conclusión reglamentaria:

En consecuencia, se verifica que el número de modos considerados es suficiente para representar adecuadamente el comportamiento dinámico de la estructura, cumpliendo con los criterios reglamentarios para el análisis sísmico dinámico.

Por lo tanto, el análisis modal realizado resulta válido y representativo, pudiendo emplearse para el cálculo de acciones sísmicas mediante análisis espectral.

Con esto garantizo que el análisis dinámico representa correctamente el comportamiento real

Verificación de la distorsión horizontal de piso

(Derivas inter-piso). 6.4 Deformaciones (CIRSOC 103 – Parte 1)

Introducción y marco normativo :

En el análisis estructural de edificaciones sometidas a acciones sísmicas, el control de las derivas de piso constituye uno de las verificaciones fundamentales exigidas por la normativa vigente, dado que se encuentra directamente relacionada con el comportamiento deformacional de la estructura y con el daño potencial tanto en elementos estructurales como no estructurales.

La normativa argentina CIRSOC 103 establece límites máximos admisibles para la deriva relativa entre pisos, con el objetivo de garantizar un desempeño adecuado de la estructura frente a solicitaciones horizontales, evitando daños excesivos, pérdida de funcionalidad y efectos de segundo orden significativos.

Definición de Distorsión Horizontal de piso

La Distorsión Horizontal de piso, también denominada deriva inter-piso, se define como la diferencia de desplazamiento horizontal entre dos niveles consecutivos de la estructura, normalizada por la altura del piso correspondiente.

La CIRSOC 103 – Determinación de la distorsión horizontal de piso, dice lo siguiente Matemáticamente se expresa como:

La distorsión horizontal de piso θ_{sk} provocada por la excitación sísmica se define como:

$$\theta_{sk} = (d_{ubk} - d_{ubk-1}) / h_{sk} = \Delta_{sk} / h_{sk}$$

La distorsión se evaluará considerando el desplazamiento del borde más desfavorable de la construcción.

En resumen, de esta ecuación mencionada podemos decir:

$$\text{Deriva} = \frac{\Delta}{h}$$

- Δ es la diferencia de desplazamientos horizontales entre dos pisos consecutivos,
- h es la altura del piso entre dichos niveles.

Cabe destacar que la deriva no representa el desplazamiento absoluto de un piso, sino la deformación relativa entre niveles, siendo este parámetro el que mejor refleja la demanda de deformación impuesta a los elementos verticales y a los cerramientos.

Terminología técnica equivalente (sinónimos)

En el ámbito del análisis estructural y del diseño sismorresistente, la deriva de piso puede encontrarse mencionada bajo distintas denominaciones técnicas equivalentes, tales como:

- **Deriva de piso**
- **Deriva inter-piso**
- **Deriva relativa entre pisos**
- **Distorsión horizontal de piso**

En el presente trabajo se utilizarán indistintamente los términos deriva de piso y Distorsión horizontal de piso

La CIRSOC 103 – Control de deformaciones, menciona lo siguiente:

La distorsión horizontal de piso máxima calculada según 6.4.1. no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4 de la CIRSOC 103 – CAPITULO 6, de acuerdo al grupo de construcción a que pertenece la estructura

Tabla 6.4. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk}

Condición	Grupo de la construcción	
	A _o o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

Tabla 20: Valores de la distorsión horizontal

Límite admisible según normativa

De acuerdo con el CIRSOC 103, para edificios de uso común, la deriva de piso admisible queda limitada por la siguiente condición:

$$\theta = \frac{\Delta}{h} \leq 0,015$$

Este valor puede resultar más restrictivo dependiendo del tipo de edificio, su uso, la presencia de elementos no estructurales frágiles o la categoría de importancia sísmica. En el presente estudio se adopta el valor **0,015**, correspondiente a edificaciones convencionales.

Metodología de verificación en ETABS

La verificación de derivas se realizó mediante el software de análisis estructural ETABS, empleando un análisis dinámico modal con espectro de respuesta, conforme a lo indicado por la normativa.

Caso de carga considerado

Para el control de derivas se utilizó exclusivamente el caso sísmico dinámico por espectro de respuesta, dado que este procedimiento representa de manera más realista el comportamiento global de la estructura ante un evento sísmico y es el método exigido normativamente para la evaluación de deformaciones laterales.

No se consideraron los casos sísmicos estáticos equivalentes (S_x y S_y) para este chequeo, ya que dichos casos se emplean principalmente para la evaluación de fuerzas internas y no resultan representativos para el control de derivas.

La CIRSOC 103 exige que el control de derivas se haga con:

- **análisis dinámico modal por espectro de respuesta**

Caso sísmico dinámico por espectro de respuesta.

1. Evaluación de resultados en ambas direcciones principales:

- **Dirección global X**
- **Dirección global Y**

2. Identificación del valor máximo de deriva en todos los niveles de la estructura.

De esta forma se obtuvieron las derivas máximas por piso, expresadas como magnitudes adimensionales (Δ/h).

Resultados obtenidos

Es la mayor deriva de piso que se produce en cada nivel

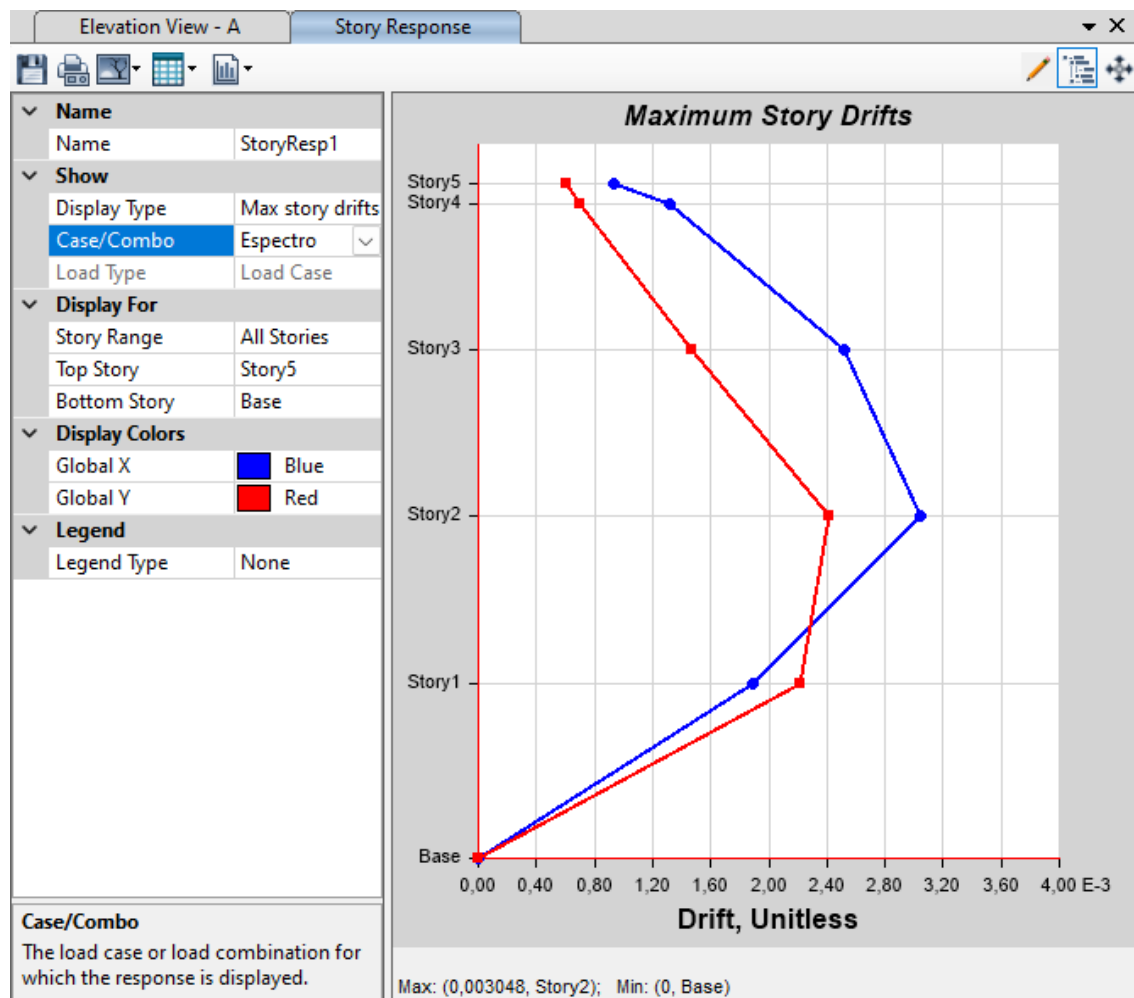


Ilustración 49: Valores máximos de distorsión de piso

Del análisis realizado se obtuvo una deriva máxima de piso igual a 0,003048, la cual se presenta en el segundo nivel de la estructura.

Este valor representa la máxima deformación relativa entre pisos generada por la acción sísmica considerada, en cualquiera de las direcciones principales de análisis.

Direcciones X e Y distintas, porque no tiene la misma distribución y cantidad de pórticos en esas direcciones, por ende, no tiene la misma rigidez en X que en Y.

Verificación normativa

La verificación se realiza comparando el valor máximo obtenido con el límite admisible establecido por la normativa:

Distorsión horizontal de piso máxima obtenida = 0,003048

Distorsión horizontal de piso admisible = 0,015

Por lo tanto:

$$0,003048 < 0,015$$

Se concluye que la estructura cumple ampliamente con el requisito normativo de control de Distorsión horizontal de piso.

Conclusión del chequeo

Del análisis efectuado se concluye que la estructura presenta un comportamiento adecuado frente a acciones sísmicas, con valores de deriva de piso considerablemente inferiores al máximo permitido por la normativa vigente.

Esto indica que la rigidez global del sistema estructural resulta suficiente para limitar las deformaciones laterales, reduciendo el riesgo de daños en elementos no estructurales y minimizando la influencia de efectos de segundo orden.

En consecuencia, la verificación de Distorsión horizontal de piso resulta satisfactoria, no siendo necesario introducir modificaciones en la rigidez del sistema estructural.

Verificaciones de desplazamientos globales:

Magnitud a controlar

La magnitud principal considerada en esta verificación es el desplazamiento horizontal global máximo del edificio, evaluado en el nivel superior de la estructura.

Adicionalmente, se analiza:

La forma deformada global de la estructura bajo la acción sísmica, a fin de verificar un comportamiento regular.

Criterio normativo adoptado

Como criterio complementario de servicio, ampliamente aceptado en la práctica profesional y académica, se adopta el siguiente límite para el desplazamiento global:

$$\delta_{\text{top}} \leq \frac{H}{200}$$

donde:

- H es la altura total de la estructura.
- δ_{top} es el desplazamiento horizontal máximo del último nivel.

El límite $\delta_{\text{top}} \leq H/200$ corresponde a un criterio de servicio adoptado como control global complementario, ampliamente utilizado en la práctica profesional para limitar deformaciones excesivas del edificio y asegurar un comportamiento estructural adecuado.

Este control permite evaluar el comportamiento global del edificio y asegurar niveles adecuados de deformabilidad y confort estructural.

Si bien la normativa sísmica establece como verificación principal el control de Distorsión horizontal de piso, se realiza adicionalmente un control del desplazamiento global del edificio como criterio complementario de servicio.

$$\delta_{\text{top}} = \max(U_x, U_y) \text{ en el último piso}$$

se usa porque:

- el desplazamiento crece con la altura,
- el máximo siempre ocurre en la azotea,
- resume el comportamiento global del edificio.

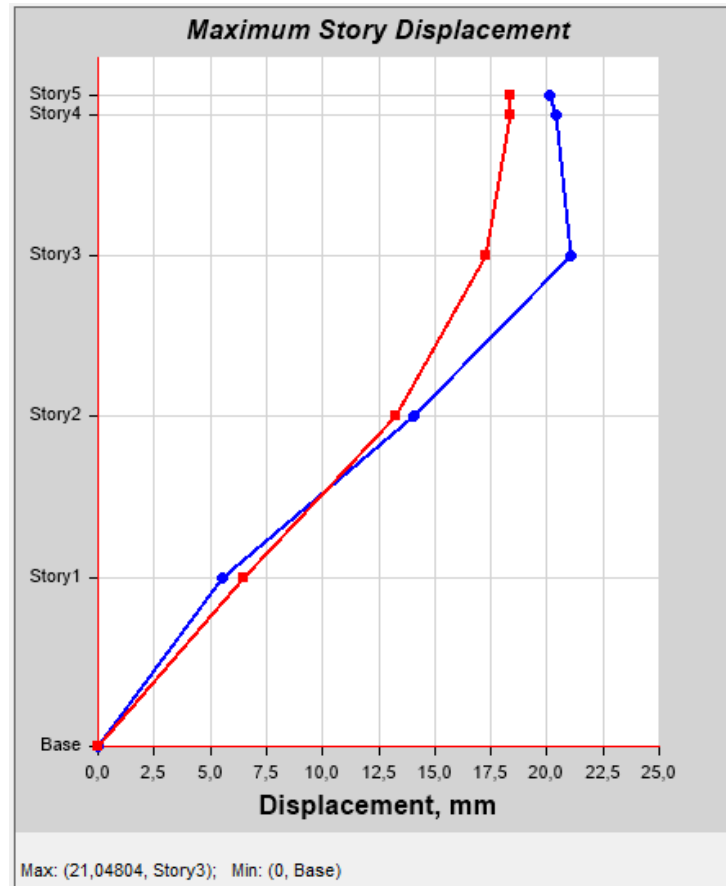


Ilustración 50: Valores máximos de desplazamientos

Del gráfico se obtiene que el desplazamiento máximo del último nivel resulta del orden de

$$\delta_{top} \approx 0.021 \text{ m}$$

Para la altura estructural principal del edificio, correspondiente al sistema resistente efectivo, de $H = 8.55 \text{ m}$, se adoptó un criterio de servicio

$$\delta_{adm} = \frac{H}{200} = 0.04275 \text{ m}$$

Verificándose que el desplazamiento obtenido resulta ampliamente inferior al límite admisible.

Adicionalmente, se realizó una verificación considerando la altura total hasta el acceso a la azotea, de $H = 11.35 \text{ m}$, correspondiente a un sector no estructural que no aporta rigidez significativa al sistema resistente. En este caso, el límite de servicio adoptado resulta:

$$\delta_{adm} = \frac{H}{200} = 0.05675 \text{ m}$$

Valor que también resulta superior al desplazamiento máximo registrado.

En consecuencia, se concluye que la estructura cumple satisfactoriamente con los criterios de servicio asociados al control de desplazamientos globales.

Verificación	Altura considerada (m)	δ_{stop} (m)	Límite H/200 (m)	Resultado
Desplazamiento global	8.55	0.021	0.04275	CUMPLE
Desplazamiento global	11.35	0.021	0.05675	CUMPLE

Tabla 21: Resumen de Verificación

Chequeo de irregularidades estructurales

Se realizó un análisis cualitativo del comportamiento estructural global a fin de identificar la posible presencia de irregularidades en planta o en altura. A partir de la observación de las formas deformadas globales y de la evolución progresiva de los desplazamientos entre niveles, se verifica que la estructura presenta una deformada suave y continua, sin concentraciones excesivas de desplazamientos ni cambios abruptos de rigidez.

Asimismo, la comparación de la respuesta estructural en las direcciones principales X e Y evidencia valores del mismo orden de magnitud, lo que indica un comportamiento global equilibrado y la ausencia de efectos torsionales significativos.

En consecuencia, se concluye que la estructura no presenta irregularidades geométricas ni resistentes relevantes que afecten su desempeño sísmico global.

Conclusión del análisis de formas deformadas:

A partir de la observación de las formas deformadas obtenidas del análisis dinámico espectral, se verifica que la estructura presenta un comportamiento global regular y adecuado. La deformada es suave y progresiva a lo largo de la altura, sin evidenciar cambios abruptos de rigidez ni concentraciones significativas de deformación entre niveles.

Asimismo, la respuesta estructural en las direcciones principales X e Y resulta del mismo orden de magnitud, lo que permite descartar la presencia de irregularidades relevantes en planta o efectos torsionales significativos. El volumen correspondiente al acceso a la azotea no modifica el comportamiento del sistema resistente principal.

Conclusión general del análisis sísmico:

A partir del análisis dinámico espectral del modelo estructural, se evaluó el comportamiento sísmico global del edificio mediante el control de desplazamientos, derivas de entrepiso y formas deformadas. El desplazamiento horizontal máximo del último nivel resultó del orden de

$$\delta_{stop} \approx 0.021 \text{ m}$$

Valor que se encuentra ampliamente por debajo del límite de servicio adoptado H/200, tanto para la altura estructural principal de 8.55 m como para la altura total de 11.35 m correspondiente al acceso a la azotea.

Las derivas de entrepiso verifican los límites normativos, presentando una distribución progresiva sin concentraciones excesivas ni indicios de pisos blandos. La observación de las deformadas confirma un comportamiento estructural regular, sin rotaciones apreciables ni efectos torsionales relevantes.

En consecuencia, se concluye que la estructura presenta un desempeño sísmico satisfactorio, cumpliendo con los criterios de servicio y estabilidad adoptados, sin evidenciar irregularidades que condicionen su respuesta global frente a acciones sísmicas.

Verificación de la regularidad estructural

Capítulo 2 – Artículo 2.6: Regularidad estructural

A los fines de seleccionar los procedimientos para la evaluación de la acción sísmica se debe valorar el grado de irregularidad de la estructura tanto en planta como en altura.

Regularidad en planta:

La regularidad en planta se evaluará a través de la Tabla 2.3 de la CIRSOC 103 – PARTE 1 que tiene en cuenta la regularidad torsional, la trayectoria de las acciones horizontales hasta las fundaciones y la perpendicularidad de los elementos resistentes.

CONDICIONES		Ver Sección
1a	Son estructuras torsionalmente regulares o con irregularidad torsional baja cuando en todos los niveles o masas se cumple: $\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,2$	
1b	Son estructuras con irregularidad torsional media cuando en algún nivel o masa se cumple: $1,2 < \Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,4$	
1c	Son estructuras con irregularidad torsional extrema cuando en algún nivel o masa se cumple: $\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \geq 1,4$	2.6.3- a)
2a	Son estructuras regulares cuando los elementos resistentes para acción sísmica son continuos en altura y el esfuerzo se mantiene en un único plano vertical	
2b	Son estructuras irregulares todos los casos no incluidos en 2a	2.6.3- b)
3a	Son estructuras regulares los sistemas formados por elementos perpendiculares o con doble simetría	3.2
3b	Son estructuras irregulares todos los casos no incluidos en 3a	3.2.
4a	Son estructuras regulares de esquinas entrantes cuando la proyección de la planta se extiende más allá de la esquina entrante una longitud menor al 15% de las dimensiones de la planta en las direcciones de análisis	
4b	Son estructuras irregulares de esquinas entrantes todas aquellas no incluidas en 4a	2.6.3. e)

Tabla 22: Condiciones de regularidad en planta

1a — Irregularidad torsional baja

los bordes no se desplacen muy distinto entre sí.

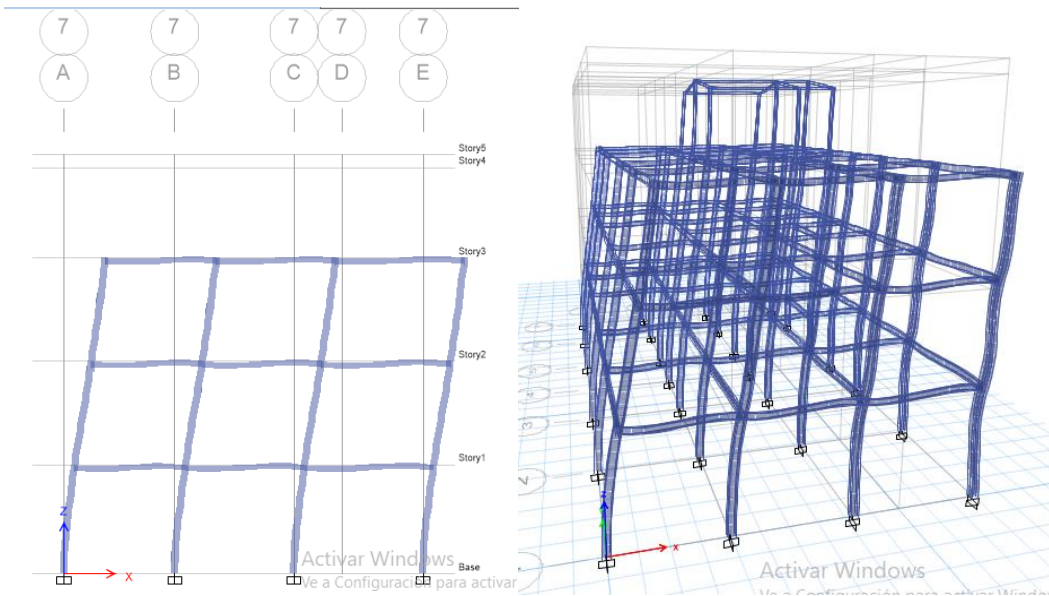


Ilustración 51: Desplazamientos de los bordes

La verificación de la irregularidad torsional se realizó mediante la observación de las formas deformadas obtenidas del análisis dinámico espectral. Se observa que los distintos puntos del piso presentan desplazamientos del mismo orden de magnitud, sin evidenciar rotaciones apreciables de la planta ni diferencias significativas entre los bordes del edificio. En consecuencia, la estructura presenta una irregularidad torsional baja, cumpliendo la condición 1a de la Tabla 2.3 del Reglamento INPRES–CIRSOC 103.

2a — Continuidad de los elementos resistentes en altura

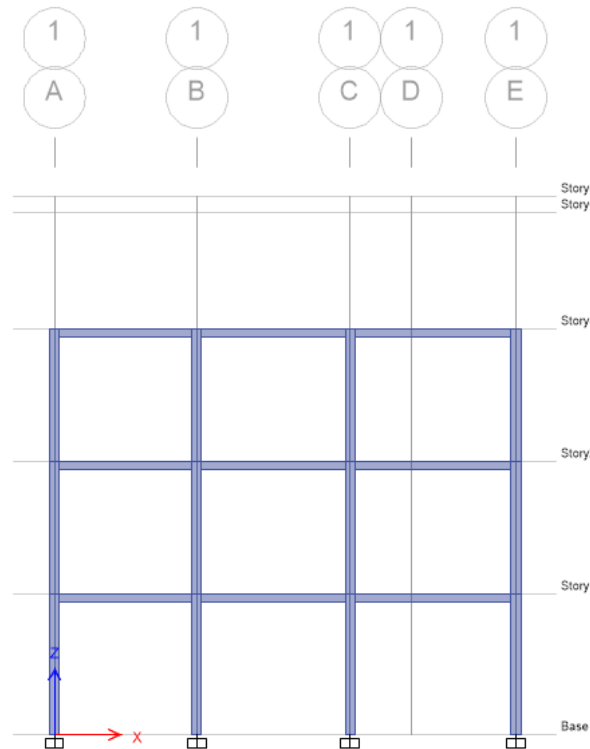
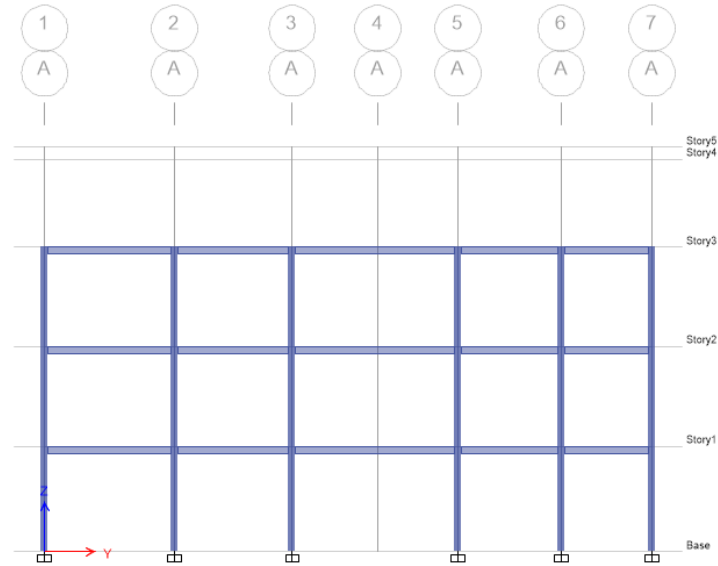


Ilustración 52: Continuidad de los elementos resistentes en altura

Los elementos resistentes para la acción sísmica se disponen de manera continua a lo largo de la altura de la estructura, sin interrupciones ni transferencias discontinuas de carga, verificándose la condición en la tabla anterior.

3a — Configuración estructural regular

El sistema es ordenado, con direcciones claras y sin rarezas.

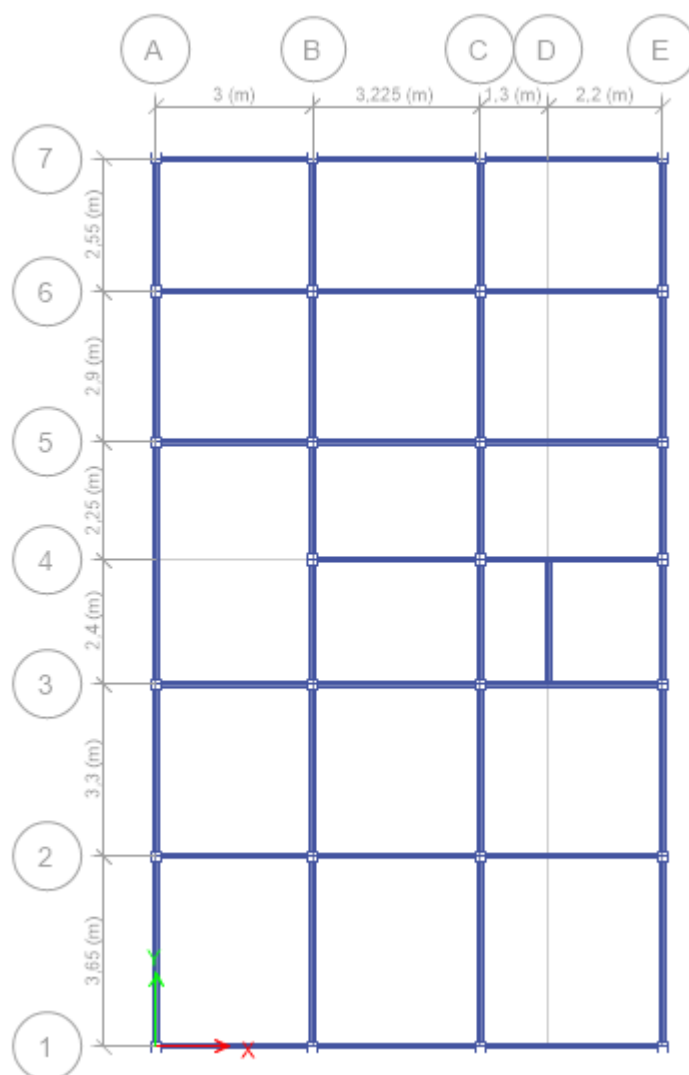


Ilustración 53: Configuración estructural regular

La estructura presenta una configuración aporticada regular, con elementos resistentes dispuestos en direcciones ortogonales y una distribución homogénea en planta, cumpliendo la condición 3a de la Tabla 2.3.

4a — Ausencia de esquinas entrantes significativas

La geometría en planta no presenta esquinas entrantes significativas ni retranqueos relevantes, por lo que se verifica la condición 4a de la Tabla 2.3.

La justificación de este inciso queda demostrada con las imágenes anteriores, sobre la estructura.

Conclusión

A partir del análisis de las deformadas, la disposición de los elementos resistentes y la geometría del edificio, se verifica que la estructura cumple las condiciones de regularidad en

planta establecidas en la Tabla 2.3 del Reglamento INPRES–CIRSOC 103, pudiendo clasificarse como torsionalmente regular (1a), con continuidad vertical de los elementos resistentes (2a), configuración estructural regular (3a) y ausencia de esquinas entrantes significativas (4a).

Verificación del Corte Basal Sísmico:

De acuerdo con el Reglamento INPRES–CIRSOC 103, cuando el análisis sísmico se realiza mediante un método dinámico, como el análisis por espectro de respuesta, la norma exige verificar que el corte basal obtenido no resulte inferior a un valor mínimo normativo.

La finalidad de esta exigencia es evitar la subestimación de las acciones sísmicas de diseño y asegurar un nivel adecuado de seguridad estructural.

Definición del corte basal mínimo normativo

La norma establece que el corte basal mínimo debe calcularse en forma análoga al correspondiente a un análisis estático equivalente, mediante la expresión:

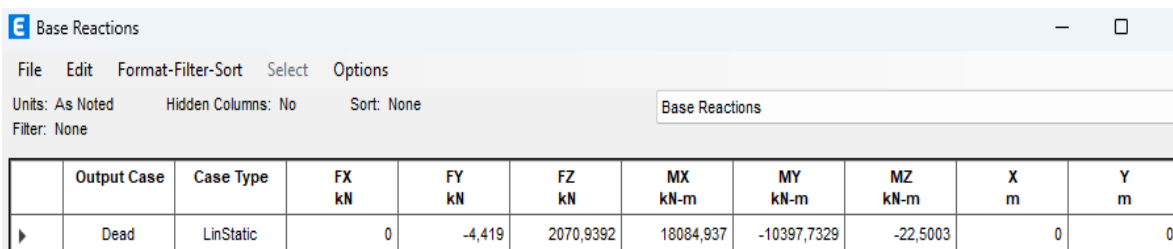
$$V_{\min} = C \cdot W$$

donde:

- $V_{\min}$ = corte basal mínimo normativo
- C = coeficiente sísmico, función de la zona sísmica, el tipo de suelo, el sistema estructural y el período fundamental
- W = peso sísmico total de la estructura

El análisis sísmico se realizó mediante el método de superposición modal, considerando un amortiguamiento del 5%, conforme a lo indicado por el CIRSOC 103.

- V_x = corte basal dinámico en dirección X
- V_y = corte basal dinámico en dirección Y



	Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m
▶	Dead	LinStatic	0	-4,419	2070,9392	18084,937	-10397,7329	-22,5003	0	0

Tabla 23: Valores de corte basal (Dead)

Determinación del Peso Sísmico Total

El peso sísmico total W se obtuvo a partir de las reacciones verticales en la base de la estructura correspondientes al caso de carga permanente (Dead), determinadas mediante el modelo estructural desarrollado en el software ETABS. A partir de la tabla de Base Reactions, se obtuvo un valor de:

$$W = 2070,93 \text{ Kn}$$

Este valor incluye el peso propio de la estructura y las cargas permanentes consideradas en el modelo, de acuerdo con los criterios establecidos por la normativa vigente

Base Reactions

File

Edit

Format-Filter-Sort

Select

Options

Units: As Noted

Hidden Columns: No

Sort: None

Base Reactions

Filter: None

	Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m
▶	Sx	LinStatic	-199,6746	0	0	0	-1318,6717	1740,6771	0	0
	Sy	LinStatic	0	-199,6746	0	1318,6717	0	-1006,0979	0	0

Tabla 24: Valores de corte basal (Sismo)

A partir de la tabla de *Base Reactions* obtenida del análisis dinámico por espectro de respuesta, se determinó que el corte basal dinámico resulta de

- $V_x=199,7$ KN
- $V_y=199,7$ KN.

Por lo tanto, la comparativa de resultado queda desarrollada de la siguiente manera:

El corte basal mínimo normativo se determinó a partir de la expresión correspondiente al método estático equivalente, definida por el Reglamento INPRES–CIRSOC 103 como $V_{min}=C \cdot W$. Este valor representa el umbral mínimo de acción sísmica que debe verificarse aun cuando se emplee un análisis dinámico por espectro de respuesta.

Según CIRSOC 103 (Art. 6.2.3):

El período a usar es el período del primer modo traslacional predominante en la dirección considerada.

En ETABS se representa de la siguiente manera:

- **UX** → traslación en X
- **UY** → traslación en Y

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As NotedHidden Columns: NoSort: None

Modal Participating Mass Ratios

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
▶	Modal	1	0,877	0,764	0,0003	0	0,764	0,0003	0	0,0001	0,2086	0,0517	0,0001	0,2086	0,0517
	Modal	2	0,829	0,0015	0,8743	0	0,7655	0,8746	0	0,1416	0,0004	0,0084	0,1416	0,209	0,0601
	Modal	3	0,803	0,0488	0,0102	0	0,8143	0,8847	0	0,0014	0,0129	0,7704	0,1431	0,2219	0,8304
	Modal	4	0,266	2,918E-06	0,0952	0	0,8143	0,9799	0	0,7984	1,307E-05	0,0001	0,9415	0,2219	0,8305
	Modal	5	0,233	0,0993	3,893E-05	0	0,9136	0,98	0	0,0003	0,4431	0,0423	0,9417	0,6651	0,8729
	Modal	6	0,223	0,0464	4,32E-05	0	0,96	0,98	0	0,0003	0,2081	0,091	0,942	0,8731	0,9639
	Modal	7	0,174	1,733E-06	0,0019	0	0,96	0,9819	0	0,0025	2,295E-06	1,135E-05	0,9445	0,8731	0,9639
	Modal	8	0,169	0	0,0005	0	0,96	0,9824	0	0,0012	4,525E-06	0,0001	0,9458	0,8732	0,964
	Modal	9	0,157	0	0,0176	0	0,96	1	0	0,0542	0	1,4E-05	0,9999	0,8732	0,964
	Modal	10	0,144	0,0009	0	0	0,9609	1	0	1,623E-05	0,0013	1,685E-05	1	0,8744	0,964
	Modal	11	0,139	0,0003	2,031E-06	0	0,9612	1	0	6,324E-07	0,0004	0	1	0,8748	0,964
	Modal	12	0,12	0,0013	0	0	0,9625	1	0	0	0,0036	0,0004	1	0,8784	0,9645

Tabla 23: Traslación en X e Y – Periodo X e Y

$T_x = 0,877$ seg

$T_y = 0,829$ seg

A partir del análisis modal se identificaron los períodos fundamentales traslacionales de la estructura. El primer modo con predominio de masa participante en la dirección X presenta un período de $T_x=0,877$ seg, mientras que el primer modo con predominio de masa participante en la dirección Y corresponde a un período de $T_y=0,829$ seg. Dichos valores fueron adoptados para la determinación del coeficiente sísmico de diseño conforme a lo establecido en el Artículo 6.2.3 del Reglamento INPRES–CIRSOC 103.

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,3t$		$a_s = 0,2t$		$a_s = 0,1t$		$a_s = 0,0t$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_s$	$0,51N_v$	$0,29N_s$	$0,39N_v$	$0,18$	$0,25$	$0,09$	$0,13$
2 (S_D)	$0,40N_s$	$0,59N_v$	$0,32N_s$	$0,47N_v$	$0,22$	$0,32$	$0,12$	$0,18$
3 (S_E)	$0,36N_s$	$0,90N_v$	$0,35N_s$	$0,74N_v$	$0,30$	$0,50$	$0,19$	$0,26$

En todos los casos:

$$N_s = 1 \quad [3.11]$$

$$N_v = 1,2 \quad [3.12]$$

$$T_2 = C_2 (2T_1) \quad [3.13]$$

$$T_1 = 0,2T_2 \quad [3.14]$$

T_3 dado por la Tabla 3.2 según la zona sísmica

Tabla 25: Valores de a_s , C_a y C_v

Zona sísmica	T_3 (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

Tabla 26: Valores T_3

$a_s = 0,25$
$N_a = 1$
$C_a = 0,32 \times N_a = 0,32$
$N_v = 1,2$
$C_v = 0,47 \times N_v = 0,564$
$T_2 = C_v / (2,5 C_a) = 0,705$
$T_1 = 0,2 T_2 = 0,141$
$T_3 = 8$

Tabla 27: Resumen de valores totales

Independientemente del valor calculado, el período a utilizar en el análisis estructural no excederá:

$$T \leq C_u T_a$$

[6.7]

dónde C_u se establece en la Tabla 6.1. y T_a se determinará según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2.

Tabla 6.1. Coeficiente para el límite superior del periodo de cálculo

a_s	C_u
$\geq 0,35$	1,40
0,25	1,45
0,15	1,60
$\leq 0,08$	1,70
Pueden interpolarse valores intermedios	

Tabla 28: Coeficiente para el límite superior del periodo de calculo

El período fundamental aproximado T_a , en segundos, será determinado según la siguiente expresión:

$$T_a = C_r (H)^x$$

[6.8]

Los valores de C_r y x se obtienen de la Tabla 6.2.

Tipo Estructural	C_r	x
Sistemas tipo pórtico de acero que resisten el 100% del corte basal requerido sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0724	0,80
Sistemas tipo pórtico de hormigón armado que resisten el 100% del corte basal sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0466	0,90
Sistemas tipo pórticos de acero con diagonales excéntricas o diagonales de pandeo restringido.	0,0731	0,75
Otros sistemas estructurales	0,0488	0,75

Tabla 29: Valores C_x y x

$C_u = 1,45$
$C_r = 0,0724$
$x = 0,8$
$H = 8,55$
$T_a = C_r \times (H)^x = 0,403$
$T_x = 0,877$
$T_y = 0,829$

Tabla 30: Resumen de Resultados 2

$T < C_u * T_a$			
$T_x =$	0,877	>	0,5844
$T_y =$	0,829	>	0,5844

$T > T_2$			
$T_x =$	0,877	>	0,705
$T_y =$	0,829	>	0,705

Se determina por las expresiones:

$$C = 2,5 C_a \gamma_r / R \quad \text{para } T \leq T_2 \quad [6.3]$$

$$C = S_a \gamma_r / R \quad \text{para } T \geq T_2 \quad [6.4]$$

$$C \geq 0,8 a_s N_v / R \quad \text{para zonas sísmicas 3 y 4} \quad [6.5]$$

Los espectros de diseño elástico se establecen para cada zona sísmica en función de la clasificación del sitio. Las ordenadas S_a del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño E_H para una razón de amortiguamiento del 5% se definen por las siguientes expresiones:

$$S_a = C_a \quad \text{para } T \leq T_1 \quad [3.1]$$

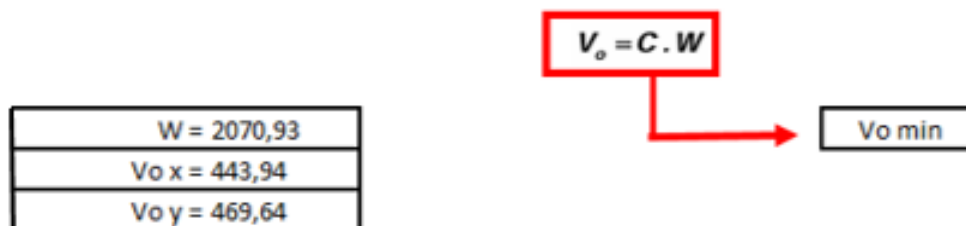
$$S_a = 2,5 C_a \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2 \quad [3.2]$$

$$S_a = C_a / T \quad \text{para } T_2 < T \leq T_3 \quad [3.3]$$

$$S_a = C_a / T^2 \quad \text{para } T > T_3 \quad [3.4]$$

$S_a = C_a / T_x =$	0,643
$S_a = C_a / T_y =$	0,680
$\gamma_r =$	1
$R =$	3
$C_x = S_a \gamma_r / R =$	0,214
$C_y = S_a \gamma_r / R =$	0,227

Tabla 31: Resumen de Resultados 3



POR LO TANTO :

$V_o x \text{ min} = 443,94$	$>$	$V_x = 199,7$
$V_o y \text{ min} = 469,64$	$>$	$V_y = 199,7$

De la comparación entre el corte basal mínimo normativo y el corte basal dinámico obtenido del análisis por espectro de respuesta, se verifica que, luego del escalado normativo

del espectro, los valores de corte basal considerados en el análisis resultan coherentes con las exigencias del Reglamento INPRES–CIRSOC 103. En consecuencia, el modelo estructural representa adecuadamente las acciones sísmicas de diseño y cumple con la verificación del corte basal en ambas direcciones principales.

Verificación de la forma modal (Modos de Vibración)

Modo 1

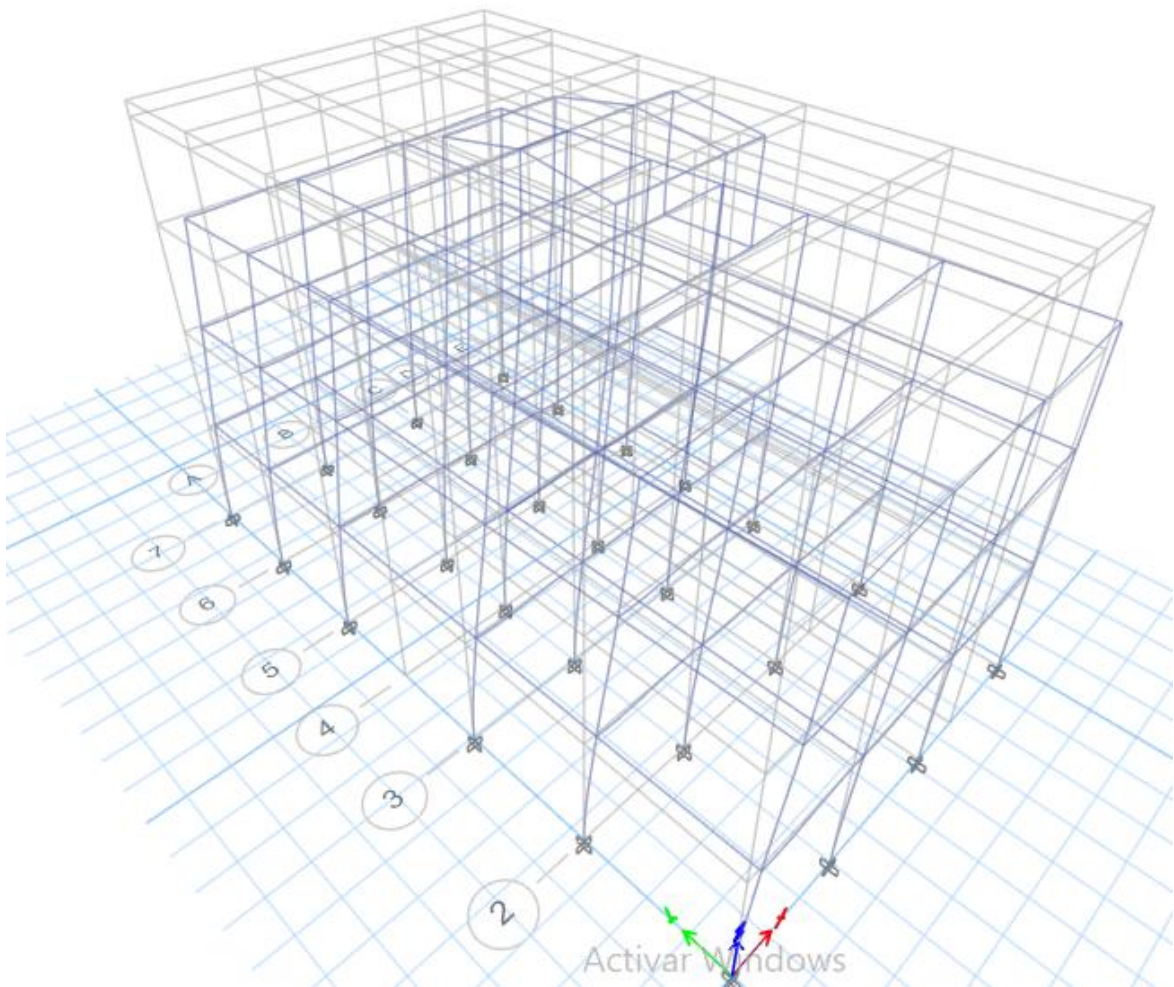


Ilustración 54: Modo 1

Modo 2

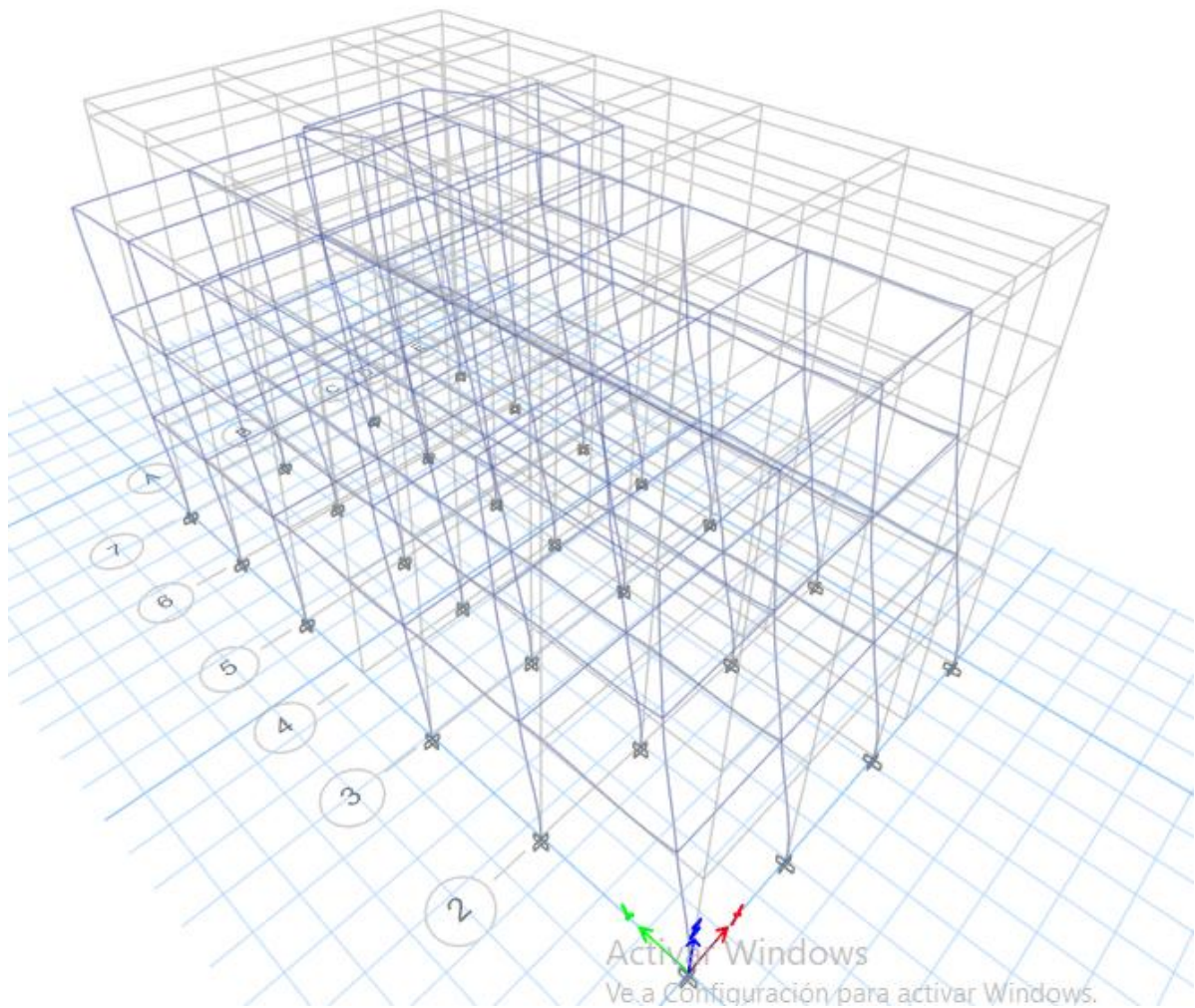


Ilustración 55: Modo 2

Modo 3

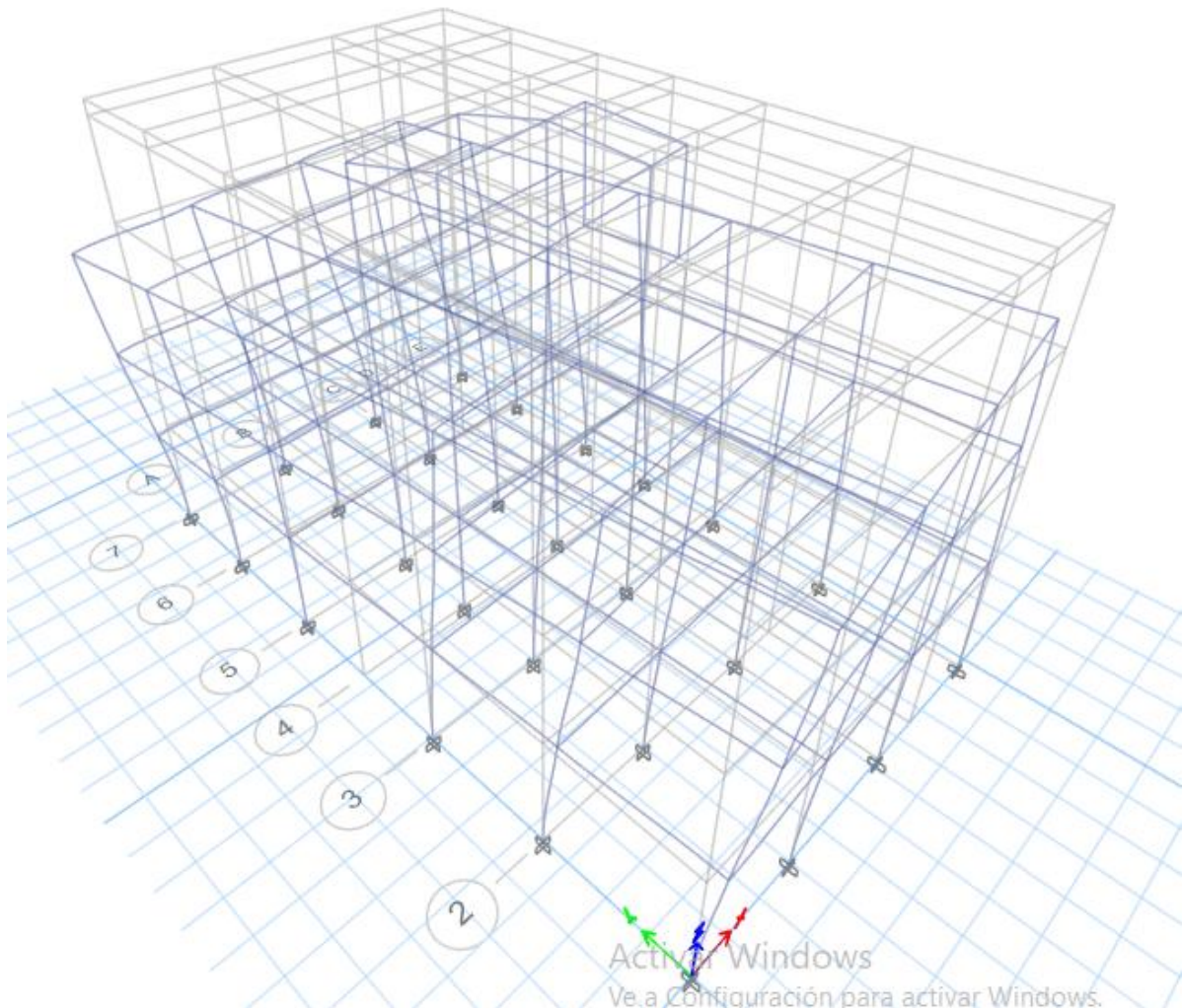


Ilustración 56: Modo 3

Del análisis modal se observa que los dos primeros modos de vibración corresponden a modos traslacionales en las direcciones principales del edificio, mientras que el tercer modo presenta un comportamiento torsional. Esto indica que la estructura posee una adecuada distribución de rigidez y un comportamiento dinámico coherente

Modo 1 → traslacional

Modo 2 → traslacional

Modo 3 → torsiona

Modal Direction Factors							
File Edit Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None							
Filter: None							
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
►	Modal	1	0,877	0,939	0	0	0,061
	Modal	2	0,829	0,002	0,988	0	0,01
	Modal	3	0,803	0,06	0,011	0	0,929
	Modal	4	0,266	0	0,999	0	0,001
	Modal	5	0,233	0,68	0	0	0,32
	Modal	6	0,223	0,32	0	0	0,68
	Modal	7	0,174	0,005	0,969	0	0,026
	Modal	8	0,169	0,003	0,264	0	0,733
	Modal	9	0,157	0	0,999	0	0,001
	Modal	10	0,144	0,855	0,006	0	0,139
	Modal	11	0,139	0,316	0,012	0	0,672
	Modal	12	0,12	0,408	0	0	0,592

Tabla 32: Resultado del Análisis Modal

Análisis modal y justificación del comportamiento dinámico

A partir del análisis modal realizado mediante el método de autovalores, se evaluó el comportamiento dinámico global de la estructura a través del estudio de sus modos de vibración principales. Para ello, se analizaron los factores direccionales modales obtenidos, los cuales permiten identificar la dirección predominante de vibración asociada a cada modo.

Del análisis de los resultados se observa que el primer modo de vibración presenta un valor dominante del factor direccional asociado a la traslación en la dirección X, con una participación significativamente mayor en comparación con el resto de las componentes. Esto indica que el comportamiento dinámico del edificio en dicho modo corresponde a una traslación global en planta, sin presencia relevante de efectos torsionales. Este tipo de respuesta es coherente con lo esperado para estructuras con una adecuada distribución de rigidez en planta.

El segundo modo de vibración evidencia un predominio claro de la componente traslacional en la dirección Y, mientras que las contribuciones asociadas a la torsión resultan despreciables. Este comportamiento confirma que el edificio presenta una respuesta traslacional independiente en la segunda dirección principal, reforzando la regularidad estructural del sistema resistente.

Por su parte, el tercer modo de vibración muestra una participación predominante del factor direccional asociado a la rotación alrededor del eje vertical, lo que caracteriza un comportamiento principalmente torsional. La aparición del modo torsional en una etapa

posterior a los modos traslacionales resulta adecuada desde el punto de vista estructural, ya que indica que los efectos de torsión no gobiernan la respuesta dinámica inicial del edificio.

En conjunto, el orden y las características de los modos de vibración obtenidos permiten concluir que la estructura presenta un comportamiento dinámico coherente con el de un edificio regular, en el cual los primeros modos están dominados por traslaciones globales y la torsión aparece en modos superiores. Esto refleja una adecuada distribución de rigidez y masa, así como un correcto modelado estructural, aspectos fundamentales para la confiabilidad de los resultados obtenidos en los análisis sísmicos posteriores.

Análisis modal según reglamento (INPRES–CIRSOC 103)

De acuerdo con los lineamientos establecidos por el reglamento INPRES–CIRSOC 103, se realizó el análisis modal de la estructura con el objetivo de verificar su comportamiento dinámico global y la correcta identificación de los modos de vibración significativos.

A partir de los factores direccionales modales obtenidos, se observa que los dos primeros modos de vibración presentan un comportamiento predominantemente traslacional en las direcciones principales del edificio (X e Y), mientras que el tercer modo se encuentra dominado por una respuesta torsional. Este orden modal es consistente con el comportamiento esperado para edificaciones con una adecuada distribución de rigidez y masa en planta.

La aparición del modo torsional en un modo posterior a los traslacionales indica que los efectos de torsión no gobiernan la respuesta dinámica inicial de la estructura, cumpliéndose así con los criterios de regularidad dinámica exigidos por el reglamento. En consecuencia, el modelo estructural representa de manera adecuada el comportamiento dinámico del edificio y resulta apto para su utilización en los análisis sísmicos posteriores mediante el método del espectro de respuesta.

El análisis modal realizado valida el comportamiento dinámico adoptado para la estructura, permitiendo utilizar con confianza los resultados obtenidos en los análisis sísmicos basados en espectro de respuesta.

Modos 1 y 2 → traslacionales
Modo 3 → torsional

Verificación de la fuente de masa

Mass Source Data

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

- ☒ Element Self Mass
- ☐ Additional Mass
- ☒ Specified Load Patterns
- ☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Live	0.25

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

- ☒ Include Lateral Mass
- ☐ Include Vertical Mass
- ☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

Carga	Factor	Evaluación
Dead	1.0	✓
Live	0.25	✓

Ilustración 57: Fuente de Masa

Definición de la fuente de masa

La masa estructural del modelo fue definida mediante una fuente de masa específica, considerando el peso propio de los elementos estructurales y las cargas aplicadas. Se incluyó el peso propio automático de los elementos del modelo, junto con las cargas permanentes con un factor unitario y una fracción del 25 % de las cargas variables, conforme a los criterios habituales de diseño para edificaciones.

Asimismo, la masa lateral fue concentrada a nivel de cada piso, permitiendo representar adecuadamente el comportamiento dinámico global del edificio en el análisis modal.

Verificación de los periodos Fundamentales

La tabla Modal Periods and Frequencies muestra los periodos y frecuencias naturales de vibración de la estructura obtenidos a partir del análisis modal por vectores propios.

E Modal Periods And Frequencies						
File Edit Format-Filter-Sort Select Options						
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None						
Filter: None						
	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
▶	Modal	1	0,877	1,141	7,1661	51,3531
	Modal	2	0,829	1,206	7,5767	57,4064
	Modal	3	0,803	1,245	7,8236	61,2086
	Modal	4	0,266	3,754	23,5897	556,4756
	Modal	5	0,233	4,286	26,9323	725,3479
	Modal	6	0,223	4,477	28,1308	791,3414
	Modal	7	0,174	5,745	36,0972	1303,0095
	Modal	8	0,169	5,93	37,2589	1388,2283
	Modal	9	0,157	6,361	39,9694	1597,5546
	Modal	10	0,144	6,965	43,7593	1914,8736
	Modal	11	0,139	7,215	45,335	2055,262
	Modal	12	0,12	8,324	52,3018	2735,4765

Tabla 33: Resultado de periodos fundamentales

Conclusión del análisis modal – Períodos y frecuencias naturales

La tabla *Modal Periods and Frequencies* presenta los períodos y frecuencias naturales de vibración de la estructura, obtenidos a partir del análisis modal por vectores propios realizado mediante el software ETABS.

De los resultados obtenidos se observa que:

- **Modo 1**
 - Período: $T_1=0,877$ seg
 - Corresponde al período fundamental de la estructura.
 - Se encuentra asociado a un comportamiento dinámico predominantemente traslacional en una de las direcciones principales del edificio.
- **Modo 2**
 - Período: $T_2=0,829$ seg
 - Corresponde al segundo modo fundamental de vibración.
 - Se asocia al comportamiento traslacional predominante en la otra dirección principal de la estructura.

Es habitual que los dos primeros períodos presenten valores próximos entre sí, dado que representan el comportamiento global del sistema estructural en las direcciones principales X e Y, especialmente en estructuras regulares con una distribución uniforme de masa y rigidez.

A medida que aumenta el número de modo, se observa que los períodos disminuyen progresivamente y las frecuencias asociadas aumentan, lo cual indica una transición desde modos globales de traslación hacia modos de carácter local y torsional. Este comportamiento es consistente con la respuesta dinámica esperada de una estructura aporticada, y confirma la correcta modelación de la distribución de masas y rigideces en el modelo estructural.

El período fundamental de una estructura está directamente relacionado con la relación entre su masa y su rigidez global. En este sentido, estructuras más flexibles presentan períodos mayores, mientras que estructuras más rígidas se caracterizan por períodos menores. Los valores obtenidos para los primeros modos reflejan adecuadamente esta relación y resultan compatibles con la tipología estructural analizada.

Asimismo, los primeros modos concentran la mayor parte de la masa modal, tal como se verificó previamente mediante el análisis de la masa participante, lo que confirma que el análisis modal realizado es representativo del comportamiento dinámico global de la estructura.

En consecuencia, a partir del análisis modal por vectores propios se concluye que los períodos naturales de vibración obtenidos resultan físicamente coherentes y adecuados para la determinación de la respuesta sísmica de diseño, constituyendo una base confiable para la evaluación dinámica y las verificaciones sísmicas desarrolladas en los capítulos siguientes.

Conclusión final del análisis sísmico dinámico:

El análisis sísmico de la estructura fue desarrollado mediante el método dinámico por espectro de respuesta, conforme a los lineamientos establecidos por el reglamento CIRSOC 103. Para validar la representatividad del análisis, se llevaron a cabo las verificaciones reglamentarias fundamentales relativas a la participación de masa modal, los períodos de vibración y el nivel de fuerzas sísmicas actuantes.

Se verificó que la participación acumulada de masa modal supera el 90 % en ambas direcciones principales, garantizando una adecuada representación de la inercia total de la estructura. Asimismo, el período fundamental obtenido mediante análisis modal resultó coherente con el comportamiento dinámico esperado y fue comparado con el período aproximado reglamentario, adoptándose el valor máximo permitido conforme a la normativa, a fin de evitar una subestimación de las acciones sísmicas.

El sismo estático equivalente fue definido mediante un coeficiente global de corte basal representativo de la zona sísmica de estudio (Salta Capital), permitiendo obtener el corte basal estático de referencia. La comparación inicial entre el corte basal dinámico y el estático

evidenció que el primero resultaba inferior al 85 % del valor estático, situación expresamente contemplada por el reglamento. En consecuencia, se procedió al escalado del espectro de respuesta mediante un factor correctivo, logrando que el corte basal dinámico final cumpla el requisito reglamentario en ambas direcciones principales.

En función de los resultados obtenidos, se concluye que el análisis sísmico dinámico realizado es consistente, reglamentariamente válido y representativo del comportamiento estructural esperado. Por lo tanto, los esfuerzos internos y desplazamientos derivados de dicho análisis pueden ser utilizados con confianza para las verificaciones estructurales posteriores.

Verificación de los elementos estructurales

Verificación de esfuerzos internos en vigas y columnas según CIRSOC 301

La verificación de los esfuerzos internos en los elementos estructurales de acero constituye una etapa esencial del diseño, ya que permite comprobar que las secciones adoptadas cumplen con los requisitos de resistencia y seguridad establecidos por el Reglamento CIRSOC 301 – Reglamento Argentino de Estructuras de Acero.

En el presente trabajo, la totalidad de las vigas y columnas metálicas fue verificada mediante el análisis de los esfuerzos internos obtenidos del modelo estructural, evaluando su comportamiento frente a las solicitaciones resultantes de las combinaciones últimas de carga, de acuerdo con los criterios del estado límite último definidos por el CIRSOC 301.

Las verificaciones se realizaron utilizando planillas de cálculo desarrolladas en Excel y Mathcad, en las cuales se implementaron de forma explícita las expresiones, coeficientes y criterios de resistencia indicados por el reglamento, permitiendo determinar de manera clara y sistemática el cumplimiento o no cumplimiento de cada elemento.

Alcance y criterio de verificación

El proceso de verificación se llevó a cabo considerando un criterio estructural racional, consistente con la práctica profesional y con lo establecido en el CIRSOC 301. En este sentido, el análisis se enfocó en la identificación de los máximos esfuerzos internos en los elementos estructurales, dado que son estos los que gobiernan el diseño resistente del conjunto.

Se verificaron:

- **Vigas principales**, sometidas principalmente a esfuerzos de flexión y corte.
- **Columnas más solicitadas**, sometidas a la acción combinada de esfuerzo axial y momentos flectores.

Este enfoque permite asegurar que, si los elementos más exigidos cumplen con los requisitos reglamentarios, el resto de los elementos, sometidos a solicitaciones menores, también se encuentran dentro de los límites de seguridad exigidos.

Dichas combinaciones incorporan los coeficientes de mayoración de cargas y los factores de reducción de resistencia, garantizando que las verificaciones se realicen bajo condiciones desfavorables y representativas de situaciones extremas de solicitación.

Este criterio asegura que los elementos estructurales posean un nivel de seguridad adecuado frente a posibles sobrecargas o acciones excepcionales durante la vida útil de la estructura.

Metodología de verificación según CIRSOC 301

Para cada viga y columna se procedió a comparar las solicitaciones actuantes con las resistencias de diseño, calculadas de acuerdo con las expresiones establecidas en el CIRSOC 301.

En las planillas de cálculo desarrolladas se consideraron, entre otros aspectos:

- Las propiedades geométricas de los perfiles de acero adoptados.
- Las propiedades mecánicas del material.
- Los factores de reducción de resistencia establecidos por el reglamento.
- Los criterios de verificación frente a:
 - Flexión
 - Corte
 - Compresión y tracción axial
 - Interacción entre esfuerzo axial y flexión en columnas

La condición general de verificación adoptada fue que la solicitación de diseño no supere la resistencia de diseño del elemento, de acuerdo con los criterios del estado límite último.

Verificación de vigas de acero:

En las vigas metálicas se verificó el cumplimiento frente a:

- Flexión, comprobando que los momentos actuantes no superen la resistencia a flexión de la sección.
- Corte, verificando que los esfuerzos cortantes resulten menores que la resistencia de diseño establecida por el CIRSOC 301.

Estas verificaciones permiten asegurar que las vigas presentan un comportamiento estructural adecuado, evitando tanto fallas por plastificación excesiva como mecanismos de colapso frágil.

Verificación para Viga Metálica

Datos del Perfil IPE 200

$b_f := 100 \text{ mm}$

$h_w := 159 \text{ mm}$

$t_w := 5.6 \text{ mm}$

$t_f := 8.5 \text{ mm}$

$S_x := 0.000194 \text{ m}^3$ (Modulo resistente elástico)

$Z_x := 220 \text{ cm}^3$ (Modulo Resistente Plástico)

$E := 200000 \text{ MPa}$

$h / t_w = A1 := 28.4 \text{ mm}$

$b / t = A2 := 5.9 \text{ mm}$

$M := 28.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Memento)

$V := 49.25 \text{ kN}$ (Corte)

$l := 365 \text{ cm}$ (longitud)

proponemos un Perfil IPE 200

$$Z_x > Z_{nec}$$

Z_x = Modulo Resistente Plastico, proviene de la geometria del perfil

Z_{nec} = Proviene de la plastificacion de la seccion ($M_n = M_p$)

$$Z_x > Z_{nec} = M_u / \phi F_y$$

$Z_x := 0.00022 \text{ m}^3$

$M_u := 0.02815 \text{ MN} \cdot \text{m}$

$\phi := 0.9$

$F_y := 235 \text{ MPa}$

$Z_{nec} := 0.0001331$

$Z_x = 0,00022$

$>$

$Z_{nec} = 1,33E-04$

Verifica

Clasificacion

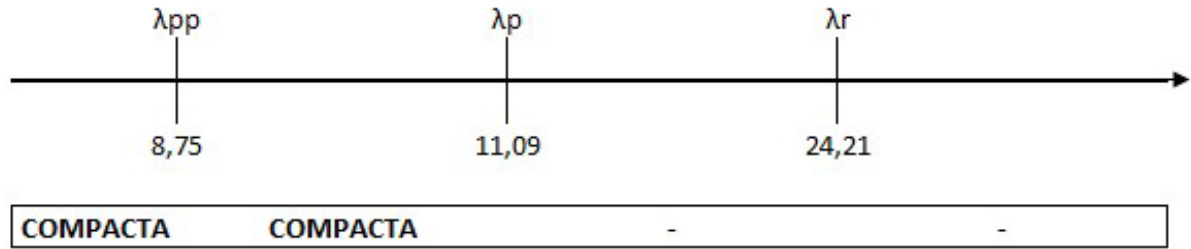
Alma (w) (Casos de la Cirsoc 301) Caso 9 - Cap (B-26)

$$\lambda_{pp}:=89.27$$

$$\lambda_p:=109.69$$

$$\lambda_r:=166.29$$

$$\lambda_w:=28.4$$



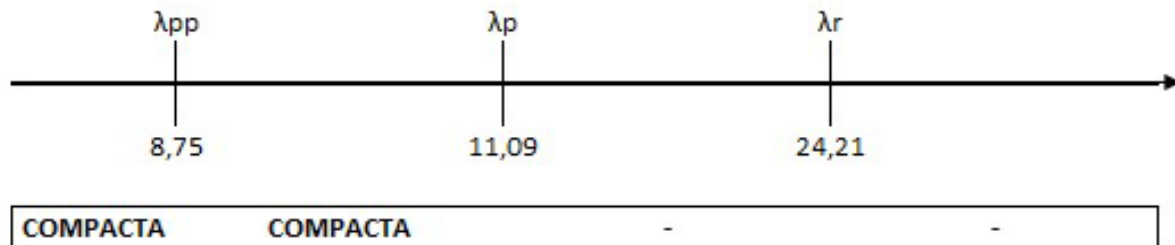
Ala (f) (Casos de la Cirsoc 301) Caso 1 - Cap (B-24)

$$\lambda_{pp}:=8.75$$

$$\lambda_p:=11.09$$

$$\lambda_r:=24.21$$

$$\lambda_f:=5.9$$



1) Plastificación

$$M_p = Z_x * F_y * 10^{-3} \leq 1,5 M_y$$

$$M_p = Z_x * F_y * 10^{-3}$$

$$M_p:=51.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = S_x * F_y * 10^{-3}$$

$$M_y:=45.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

51,7	≤	68,385
Verifica		

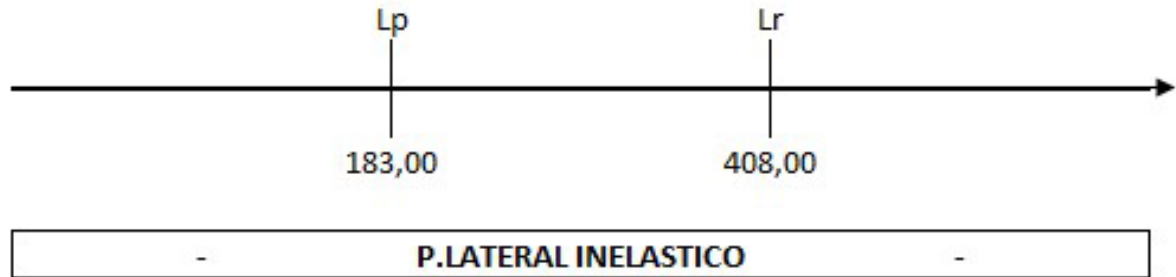
$$M_{n1}:=51.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) Pandeo Lateral Torsional

$L_b := 365 \text{ cm}$ (Largo de la viga)

$L_p := 183 \text{ cm}$ (formula de norma)

$L_r := 408 \text{ cm}$ (formula de norma)



$$M_n = S_x * F_y$$

$$M_{n2} := 45.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) Pandeo Local del ala

$M_p = M_{n3}$ porque es compacta

$$M_{n3} := 51.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) Pandeo local del alma

$M_p = M_{n4}$ porque es compacta

$$M_{n4} := 51.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Conclusion

$$M_{n1} = 51,7 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = 45,59 \text{ kNm}$$

$$M_{n3} = 51,7 \text{ kNm}$$

$$M_{n4} = 51,7 \text{ kNm}$$

Tomando el valor mas chico se realiza la verificación

$$M_{nfinal} := 45.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_d \geq M_u$ $\phi M_n \geq M_u$

$$M_d := \phi \cdot M_{nfinal} = 41.031 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 28.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi M_n = 41,031$	$>$	$M_u = 28,15$	(kNm)
---------------------	-----	---------------	-------

VERIFICACION AL CORTE

$$h_w := 28.4$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$$

h/t_w	28,4	$<$	71,47
---------	------	-----	-------

$$A_w := 8.904 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0,6 F_{yw} A_w (10^{-1})$$

$$V_u := 49.25 \text{ kN}$$

$$V_n := 125.54 \text{ kN}$$

$V_d > V_u$ $\phi V_n > V_u$
$112,99 > 49,25$
Verifica

Verificación para Viga Metálica

Datos del Perfil

IPE 160

$$b_f := 82 \text{ mm}$$

$$h_w := 127 \text{ mm}$$

$$t_w := 5 \text{ mm}$$

$$t_f := 7.4 \text{ mm}$$

$$S_x := 0.000109 \text{ m}^3$$

(Modulo resistente elástico)

$$Z_x := 124 \text{ cm}^3$$

(Modulo Resistente Plástico)

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$A_1 := 25.4 \text{ mm}$$

$$h / t_w =$$

$$A_2 := 5.4 \text{ mm}$$

$$b / t =$$

$$M := 10.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Memento)

$$V := 11.65 \text{ kN}$$

(Corte)

$$l := 350 \text{ cm}$$

(longitud)

proponemos un Perfil IPE 160

$$Z_x > Z_{nec}$$

Z_x = Modulo Resistente Plastico, proviene de la geometria del perfil

Z_{nec} = Proviene de la plastificacion de la seccion ($M_n = M_p$)

$$Z_x > Z_{nec} = M_u / \phi F_y$$

$$Z_x := 0.000124 \text{ m}^3$$

$$M_u := 0.01002 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.9$$

$$F_y := 235 \text{ MPa}$$

$$Z_{nec} := 0.0000474$$

$$Z_x = 0,000124$$

>

$$Z_{nec} = 4,74\text{E-}05$$

Verifica

Clasificación

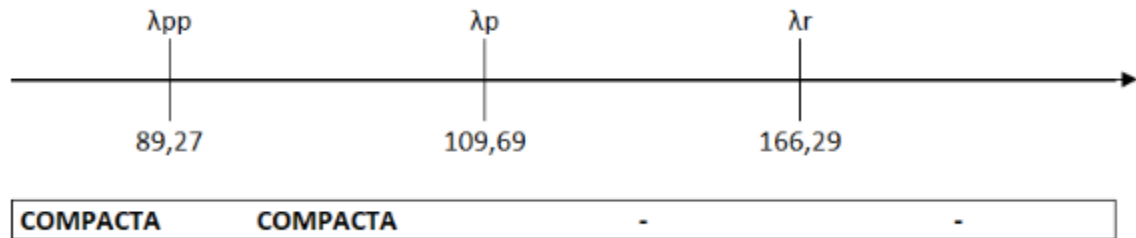
Alma (w) (Casos de la Cirsoc 301) Caso 9 - Cap (B-26)

$$\lambda_{pp} := 89.27$$

$$\lambda_p := 109.69$$

$$\lambda_r := 166.29$$

$$\lambda_w := 25.4$$



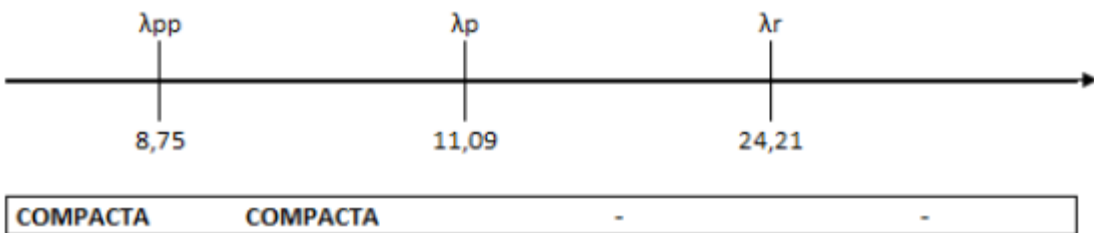
Ala (f) (Casos de la Cirsoc 301) Caso 1 - Cap (B-24)

$$\lambda_{pp} := 8.75$$

$$\lambda_p := 11.09$$

$$\lambda_r := 24.21$$

$$\lambda_f := 5.4$$



1) Plastificación

$$M_p = Z_x * F_y * 10^{-3} \leq 1,5 M_y$$

$$M_p = Z_x * F_y * 10^{-3}$$

$$M_p := 29.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = S_x * F_y * 10^{-3}$$

$$M_y := 25.615 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p = Z_x * F_y * 10^{-3} \leq 1,5 M_y$$

$$M_{n1} := 29.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) Pandeo Lateral Torsional

$$L_b := 350 \text{ cm}$$

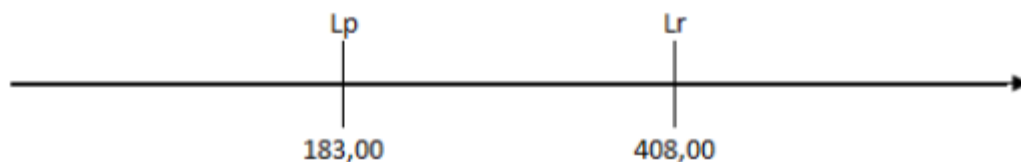
(Largo de la viga)

$$L_p := 183 \text{ cm}$$

(formula de norma)

$$L_r := 408 \text{ cm}$$

(formula de norma)



- P.LATERAL INELASTICO -

$$M_n = S_x * F_y$$

$$M_{n2} := 25.615 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) Pandeo Local del ala

$M_p = M_{n3}$ porque es compacta

$$M_{n3} := 29.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) Pandeo local del alma

$M_p = M_{n4}$ porque es compacta

$$M_{n4} := 29.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Conclusion

$$M_{n1} = 29.14 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = 25.615 \text{ kNm}$$

$$M_{n3} = 29.14 \text{ kNm}$$

$$M_{n4} = 29.14 \text{ kNm}$$

Tomando el valor mas chico se realiza la verificacion

$$M_{nfinal} := 25.615 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_d \geq M_u$ $\phi M_n \geq M_u$

$$M_d := \phi \cdot M_{nfinal} = 23.054 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 10.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$\phi M_n = 23,0535$	$>$	$M_u = 10,02$	(kNm)
----------------------	-----	---------------	-------

5) Capacidad

$$\frac{M_u}{M_d} = 0.435$$

$$0.435 < 1 \quad \text{Verifica}$$

VERIFICACION AL CORTE

$$h_w := 28.4$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$$

$$h/t_w < 71.47$$

$$A_w := 6.35 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0,6 F_{yw} A_w (10^{-1})$$

$$V_u := 11.65 \text{ kN}$$

$$V_n := 89.535 \text{ kN}$$

$V_d > V_u$
$\phi V_n > V_u$
80,58 > 11,65
Verifica

Verificación para Viga Metálica

Datos del Perfil

IPE 80

$$bf := 46 \text{ mm}$$

$$hw := 59 \text{ mm}$$

$$tw := 3.8 \text{ mm}$$

$$tf := 5.2 \text{ mm}$$

$$S_x := 0.00002 \text{ m}^3$$

(Modulo resistente elástico)

$$Z_x := 23 \text{ cm}^3$$

(Modulo Resistente Plástico)

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$A_1 := 15.5 \text{ mm}$$

$$h / tw =$$

$$A_2 := 4.4 \text{ mm}$$

$$b / t =$$

$$M := 1.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Memento)

$$V := 1 \text{ kN}$$

(Corte)

$$l := 290 \text{ cm}$$

(longitud)

proponemos un Perfil IPE 160

$$Z_x > Z_{nec}$$

Z_x = Modulo Resistente Plastico, proviene de la geometria del perfil

Z_{nec} = Proviene de la plastificacion de la seccion ($M_n = M_p$)

$$Z_x > Z_{nec} = Mu / \phi F_y$$

$$Z_x := 0.000023 \text{ m}^3$$

$$Mu := 0.00116 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.9$$

$$F_y := 235 \text{ MPa}$$

$$Z_{nec} := 0.0000055$$

$Z_x = 0,000023$	$>$	$Z_{nec} = 5,48E-06$
Verifica		

Clasificación

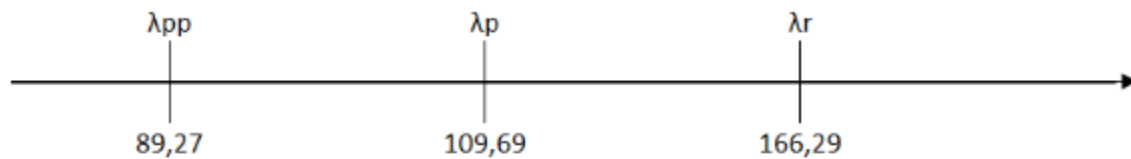
Alma (w) (Casos de la Cirsoc 301) Caso 9 - Cap (B-26)

$$\lambda_{pp} := 89.27$$

$$\lambda_p := 109.69$$

$$\lambda_r := 166.29$$

$$\lambda_w := 15.5$$



COMPACTA	COMPACTA	-	-
----------	----------	---	---

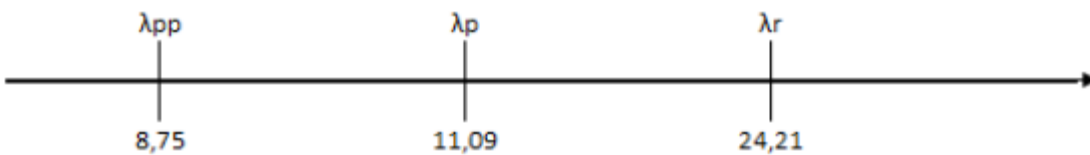
Ala (f) (Casos de la Cirsoc 301) Caso 1 - Cap (B-24)

$$\lambda_{pp} := 8.75$$

$$\lambda_p := 11.09$$

$$\lambda_r := 24.21$$

$$\lambda_f := 4.4$$



COMPACTA	COMPACTA	-	-
----------	----------	---	---

1) Plastificación

$$M_p = Z_x * F_y * 10^{-3} \leq 1,5 M_y$$

$$M_p = Z_x * F_y * 10^{-3}$$

$$M_p := 5.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = S_x * F_y * 10^{-3}$$

$$M_y := 4.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p = Z_x * F_y * 10^{-3} \leq 1,5 M_y$$

$$M_{n1} := 5.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) Pandeo Lateral Torsional

$$L_b := 290 \text{ cm}$$

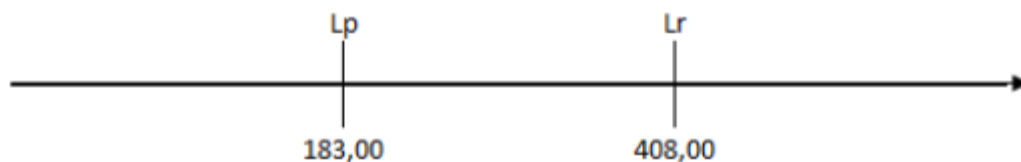
(Largo de la viga)

$$L_p := 183 \text{ cm}$$

(formula de norma)

$$L_r := 408 \text{ cm}$$

(formula de norma)



- P.LATERAL INELASTICO -

$$M_n = S_x * F_y$$

$$M_{n2} := 4.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) Pandeo Local del ala

$M_p = M_{n3}$ porque es compacta

$$M_{n3} := 5.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) Pandeo local del alma

$M_p = M_{n4}$ porque es compacta

$$M_{n4} := 5.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Conclusion

$$M_{n1} = 5.405 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = 4.7 \text{ kNm}$$

$$M_{n3} = 5.405 \text{ kNm}$$

$$M_{n4} = 5.405 \text{ kNm}$$

Tomando el valor mas chico se realiza la verificacion

$$M_{nfinal} := 4.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_d \geq M_u$ $\phi M_n \geq M_u$

$$M_d := \phi \cdot M_{nfinal} = 4.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$\phi M_n = 4,23$	>	$M_u = 1,16$	(kNm)
-------------------	---	--------------	-------

5) Capacidad

$$\frac{M_u}{M_d} = 0.274$$

0.274 < 1 Verifica

VERIFICACION AL CORTE

$$h_w := 15.5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$$

$$h/t_w < 71.47$$

$$A_w := 2.242 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0,6 F_{yw} A_w (10^{-1})$$

$$V_u := 1 \text{ kN}$$

$$V_n := 31.612 \text{ kN}$$

$V_d > V_u$ $\phi V_n > V_u$
$28,45 > 1$
Verifica

Verificación de columnas de acero

En el caso de las columnas, la verificación se realizó considerando la **acción combinada de esfuerzo axial, tracción y momentos flectores**, situación característica de los elementos comprimidos en estructuras de acero.

Se analizaron las columnas más solicitadas, verificando que la interacción entre carga axial, tracción y flexión se encuentre dentro de los límites admisibles establecidos por el CIRSOC 301, garantizando así la estabilidad y la capacidad resistente de los elementos verticales.

Datos de la Sección de Columna

$$J := 49.1 \text{ cm}^4$$

$$d := 20 \text{ cm}$$

$$C_w := 171490 \text{ cm}^6$$

$$b_f := 20 \text{ cm}$$

$$t_f := 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y := 235 \text{ MPa}$$

$$h_w := 13.4 \text{ cm}$$

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$r_x := 8.54 \text{ cm}$$

$$F_u := 370 \text{ MPa}$$

$$Z_x := 642 \text{ cm}^3$$

$$G := 77200 \text{ MPa}$$

$$t_w := 0.9 \text{ cm}$$

$$L_t := 3 \text{ m}$$

$$S_y := 200 \text{ cm}^3$$

$$L := 3 \text{ m}$$

$$A_g := 78.1 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 5700 \text{ cm}^4$$

$$I_y := 2000 \text{ cm}^4$$

$$S_x := 570 \text{ cm}^3$$

$$r_y := 5.06 \text{ cm}$$

$$Z_y := 303 \text{ cm}^3$$

Resistencia Nominal a Flexión (CIRSOC 301 - Capítulo F)

Estado Límite de Plastificación

EJE Y-Y

$$M_{py} := Z_y \cdot F_y = 71.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y := S_y \cdot F_y = 47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{py} \leq 1.5 \cdot M_y$$

verdadero

EJE X-X

$$M_{px} := Z_x \cdot F_y = 150.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_x := S_x \cdot F_y = 133.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{px} \leq 1.5 \cdot M_x$$

verdadero

A.2. Pandeo Lateral Torsional

Longitud no arriostrada de columna

$$X_1 := \frac{\pi}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A_g}{2}} = 29988.17 \text{ MPa}$$

$$L_b := 2.90 \text{ m}$$

$$X_2 := \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \cdot \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 0.00001 \frac{1}{\text{MPa}^2}$$

$$F_l := 121 \text{ MPa}$$

$$L_r := \frac{r_y \cdot X_1}{F_l} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + (X_2 \cdot F_l^2)}} = 17.98 \text{ m}$$

$$L_p := r_y \cdot 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.6 \text{ m}$$

$$M_r := F_l \cdot S_x = 68.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mn2 := -1 \cdot (Mpy - (Mpy - Mr)) \cdot \left(\frac{Lb - Lr}{Lr - Lp} \right) = 67.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A.3. Pandeo Local del Ala - PTF

Verificamos compacidad del ala $\lambda_f \leq \lambda_p$, calculando la esbeltez:

$$\lambda_f := \frac{\left(\frac{bf}{2} \right)}{(tf)} = 6.67$$

El límite λ_p lo obtenemos de *Tabla B.5.1. – Caso 1. Elementos No rigidizados.*

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 11.09$$

$$\lambda_f = 6.67$$

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

$$\lambda_p = 11.09$$

$$Mn3 := Mpy = 71.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A.4. Pandeo Local del Alma - PTW

Verificamos compacidad del alma $\lambda_w \leq \lambda_p$, calculando la esbeltez:

$$\lambda_w := \frac{hw}{tw} = 14.89$$

El límite λ_p lo obtenemos de *Tabla B.5.1. – Caso 13. Elementos rigidizados.*

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 11.09$$

$$\lambda_r := \frac{X1}{Fl} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + (X2 \cdot Fl^2)}} = 355.3$$

$$Mn3 := Mn2 = 67.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto la Resistencia Nominal a flexión es el momento de Plastificación:

$$Mny := Mn2 = 67.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

con $\phi_b = 0.9$ el Mn de diseño será:

$$Mn := 0.9 \cdot Mn2 = 60.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia Nominal a Compresión (CIRSOC 301 - Capítulo E)

Estabilidad de la Estructura

Para la determinación del factor K de pandeo usamos un procedimiento simplificado mediante el uso

de Nomogramas para “pórtico desplazable” según *Figura 8-3* (CIRSOC 301 – Fig. C.C.2.2)

Los subíndices A y B hacen referencia a los nudos extremos de la columna considerada. G se define como:

$$G = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_g / L_g)}$$

siendo:

Σ la sumatoria de todas las barras rigidamente unidas al nudo y contenidas en el plano de pandeo de la columna considerado.

I_c el momento de inercia.

L_c la longitud no arriostrada de la columna.

I_g el momento de inercia

L_g la longitud no arriostrada de la viga u otras barras de restricción.

I_c e I_g deben ser calculados con respecto a los ejes perpendiculares al plano de pandeo considerado.

Si la columna está rigidamente unida a una base adecuadamente proyectada (o sea teóricamente empotrada) se puede adoptar prácticamente $G = 1$.

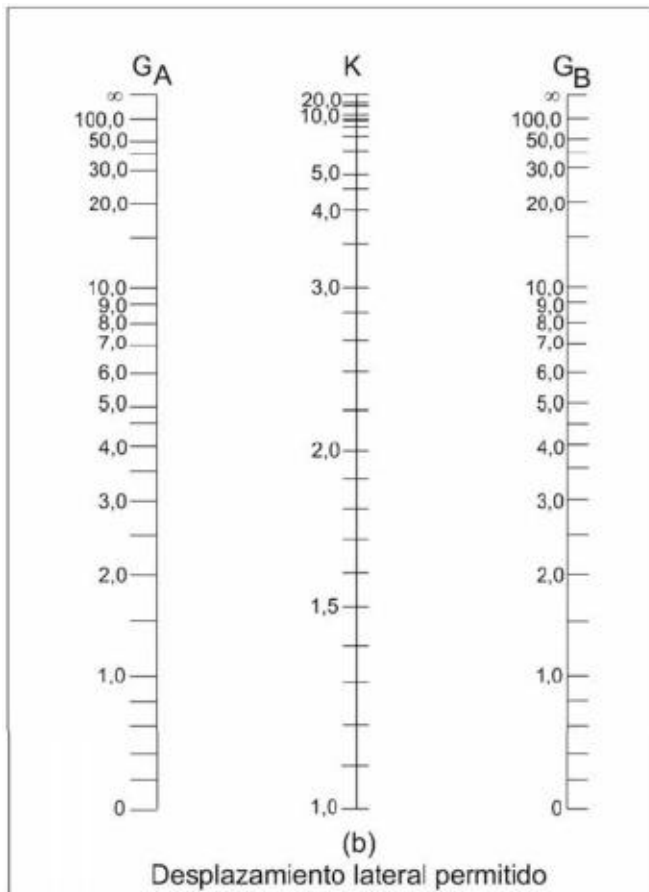


Imagen: Nomograma

Pandeo alrededor del EJE Y-Y (Plano XZ):

Inercia en Vigas para perfil IPE 200:

$$I_{vy} := 142 \text{ cm}^4$$

$$I_{vx} := 1940 \text{ cm}^4$$

$$G_{ay} := \frac{\frac{I_y}{295} + \frac{I_y}{280}}{\frac{I_{vy}}{365} + \frac{I_{vy}}{330}} = 16.99$$

$$G_{by} := 1$$

$$K_y := 2.1$$

Pandeo alrededor del EJE X-X (Plano YZ):

$$G_{ax} := \frac{\frac{I_x}{295} + \frac{I_x}{280}}{\frac{I_{vx}}{325} + \frac{I_{vx}}{350}} = 3.45$$

$$G_{bx} := 1$$

$$K_x := 1.6$$

B.2. Esbeltez Límite

$$L_x := 295 \text{ cm}$$

$$L_y := 295 \text{ cm}$$

$$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = 55.27$$

$$\lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = 122.43$$

Ambas esbelteces menores o iguales a 200 (verdadero).

Pandeo Local

Verificamos límite $\lambda_f \leq \lambda_r$, calculando la esbeltez:

$$\lambda_f := \frac{b_f}{t_f} = 6.67$$

$$\lambda_w := \frac{h_w}{t_w} = 14.89$$

El límite λ_{rf} lo obtenemos de *Tabla B.5.1. – Caso 4. Elementos No rigidizados*

$$\lambda_{rf} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.34$$

Verdadero.

El límite λ_{rw} lo obtenemos de *Tabla B.5.1. – Caso 12. Elementos rigidizados*

$$\lambda_{rw} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43.47$$

Verdadero.

B.4. Pandeo Flexional

La **tensión crítica** F_{cr} (MPa) será determinada de la siguiente manera:

(a) Para $\lambda_c \leq 1,5$:	(b) Para $\lambda_c > 1,5$:
$F_{cr} = \left(0,658^{\lambda_c^2}\right) F_y$	$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right] F_y$

siendo:

F_y la tensión de fluencia especificada, en MPa.

A_g el área bruta de la barra, en cm^2 .

λ_c el factor de esbeltez adimensional. $\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{k L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$

Al comprobarse que λ_y es mayor a λ_x , utilizamos como diseño el pandeo en el Eje Y.

$$\lambda_c := \frac{1}{\pi} \cdot \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.34$$

$$F_{cr} := 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 111.35 \text{ MPa}$$

$$P_n := 0.85 \cdot F_{cr} \cdot A_g = 739.2 \text{ kN}$$

Resistencia Nominal a Tracción (CIRSOC 301 - Capítulo D)

Esbeltez Límite

La esbeltez límite para barras traccionadas no debe exceder el valor de 250. Es verdadero en ambos sentidos X e Y.

Fluencia en Área Bruta

$$Td1 := 0.9 \cdot Fy \cdot Ag = 1651.82 \text{ kN}$$

Rotura en Área Neta

$$Td2 := 0.75 \cdot Fu \cdot Ag = 2167.28 \text{ kN}$$

La resistencia nominal a tracción simple estará dada por el estado de fluencia en el área bruta.

$$Tn := Td1 = 1651.82 \text{ kN}$$

Efectos de Segundo Orden (CIRSOC 103, Parte I - Capítulo 13.2)

$$\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \geq 0,08$$

DATOS	
h= 2,9	
Sy Δ/h= 0,00273	
Sy Δ= 0,00793	
Sx Δ/h= 0,003522	
Sx Δ= 0,01021	
Pu = 4149,1265	
V = 199,6746	

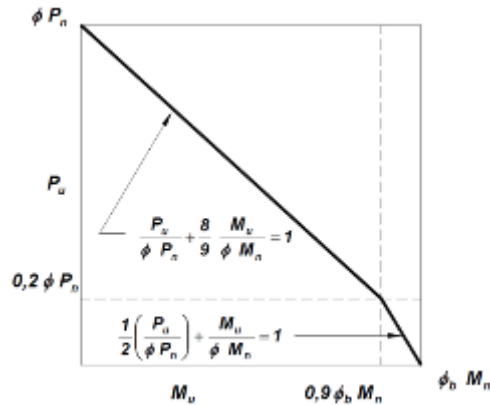
$$Q_k = \frac{P_{u,k} \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

Donde:

- $P_{u,k}$ = carga vertical mayorada total del piso k
- V_k = corte sísmico del piso k
- Δ_k = desplazamiento lateral absoluto del piso k
- h_k = altura entre ese piso y el inferior

$$Q_k = \frac{P_{u,k} \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \longrightarrow \begin{array}{|l|} \hline Qx = 0,21223705 \\ Qy = 0,16469161 \\ \hline \end{array} > 0,08$$

Verificación a Fuerza Axil y Flexión (CIRSOC 301 - Capítulo H)



Expresiones de interacción para vigas-columnas.

(a) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

(b) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$

$$\frac{P_u}{2 \phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

Flexocompresión en Sección Simétrica (Cap. H.1.2)

$$P_u := 291.31 \text{ kN}$$

$$P_n := 739.2 \text{ kN}$$

ese P_u sale de etabs

$$M_{uy} := 12.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ux} := 17.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(\frac{P_u}{0.85 \cdot P_n} \right) = 0.46$$

$$\frac{P_u}{0.85 \cdot P_n} + \left(\left(\frac{8}{9} \right) \left(\frac{M_{ux}}{0.9 \cdot M_{n2}} + \frac{M_{uy}}{0.9 \cdot M_{n2}} \right) \right) = 0.9$$

Menor o igual a 1, verdadero.

Flexotracción en Sección Simétrica (Cap. H.1.1)

$$T_u := 0.34 \text{ kN}$$

$$T_n := T_d1 = 1651.82 \text{ kN}$$

$$M_{ux} := 17.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} := 12.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(\frac{T_u}{0.9 \cdot T_n} \right) = 0.0002$$

$$\frac{T_u}{2 \cdot 0.9 \cdot T_n} + \left(\frac{M_{ux}}{0.9 \cdot M_{n2}} + \frac{M_{uy}}{0.9 \cdot M_{n2}} \right) = 0.49$$

Menor o igual a 1, verdadero.

Verificación a Esfuerzo Axial Simple (CIRSOC 301, Parte IV - Capítulo 8.2)

Cuando se cumpla que $P_u / \phi_c P_n \geq 0.4$, la resistencia requerida a compresión simple sin considerar momento alguno, se determinara a partir de la combinación especial de los estados de carga más desfavorable.

F.1. Compresión Simple (Cap. 8.2.a)

$$P_u = 291.31 \text{ kN}$$

$$P_n = 739.2 \text{ kN}$$

$$P_d := 0.85 \cdot P_n = 628.32 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_d} = 0.46$$

Capacidad menor o igual a 1, verdadero.

F.2. Tracción Simple (Cap. 8.2.b)

No es aplicable esta verificación ya que no cumple la condición inicial:

$$P_u / \phi_c P_n \geq 0.4$$

Cargas Concentradas

Los estados límites indicados a continuación son considerados para la acción de fuerzas concentradas dobles, una de tracción y otra de compresión, que actúan formando una cupla sobre las alas de la columna producto de su unión con las vigas.

La fuerza concentrada actuando en la columna en la dirección X se produce por flexión de la viga

V43x (4) IPE 200 $d_v = 200\text{mm}$, $t_{fv} = 8,5\text{mm}$ según el eje Y. El esfuerzo mayorado se obtiene de la

combinación crítica 2, entonces:

$$M_u := 17.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_v := 20 \text{ cm}$$

$$t_{fv} := 0.85 \text{ cm}$$

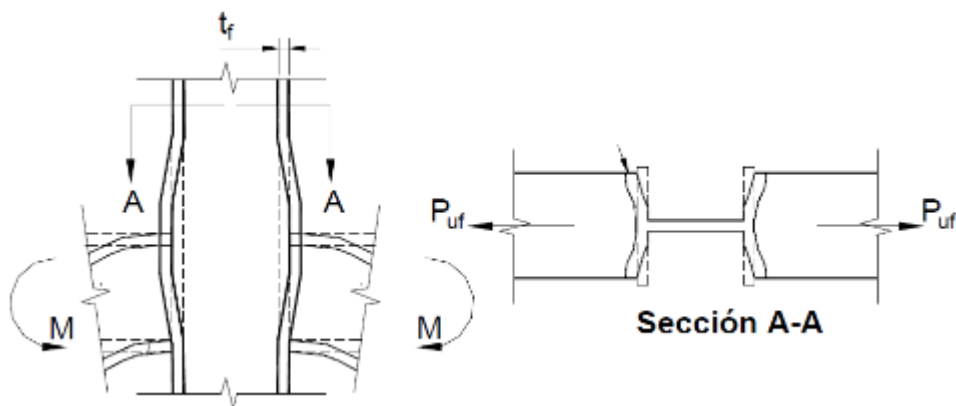
$$R_u := \frac{M_u}{d_v - t_{fv}} = 91.33 \text{ kN}$$

Flexión Local del Ala

En la posición donde sea aplicada al ala un fuerza de tracción a través de una placa transversal

soldada a aquella, el ala deberá ser suficientemente rígida para prevenir su deformación y la

correspondiente concentración de tensiones en la soldadura de unión en el punto de proyección del alma.



$$F_y := 235 \text{ MPa}$$

$$t_f := 17.5 \text{ mm}$$

$$R_n := 6.25 \cdot t_f^2 \cdot F_y = 449.8 \text{ kN}$$

$$R_d := 0.9 \cdot R_n = 404.82 \text{ kN}$$

R_d debe ser mayor a R_u , verdadero.

G.2. Pandeo por Compresión del Alma.

Cuando se aplican en una misma sección fuerzas de compresión en ambas alas de una barra, como ocurre en una unión de momento viga-columna, el alma de la barra deberá tener limitada su

relación de esbeltez para evitar la posibilidad de pandeo.

$$R_n := \frac{24 \cdot tw^3 \cdot \sqrt{F_y \cdot E}}{d} = 599.73 \text{ kN}$$

$$R_d := 0.9 \cdot R_n = 539.76 \text{ kN}$$

R_d debe ser mayor a R_u , verdadero.

G.3. Fluencia Local del Alma.

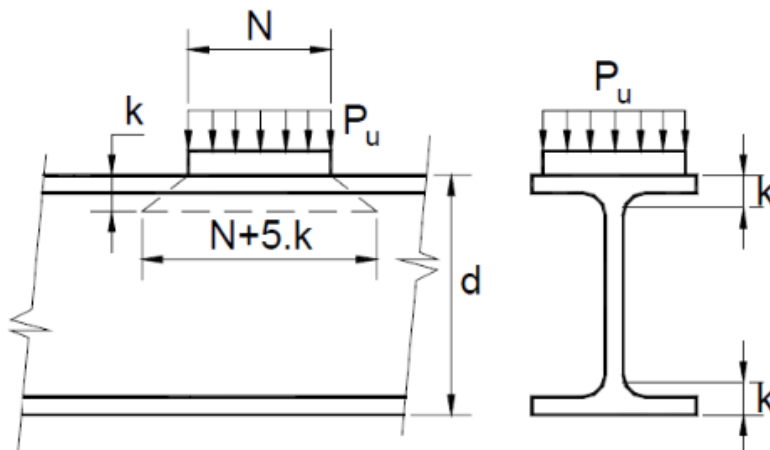
El estado límite de fluencia local del alma de una barra se establece para limitar la tensión de

manera que no se produzca la plastificación en el alma a la cual la fuerza es transmitida.

Para la

distribución de la fuerza aplicada en el ala se adoptan iguales valores para viga y columna.

La sección crítica se ubica en secciones laminadas en el inicio del radio de encuentro entre ala y alma, y en secciones soldadas en el comienzo o pie del filete de unión alma-ala.



$$N := tfv = 0.85 \text{ cm}$$

$$k := tf + tw = 2.65 \text{ cm}$$

$$R_n := ((5 \cdot k) + N) \cdot (F_y \cdot tw) = 298.22 \text{ kN}$$

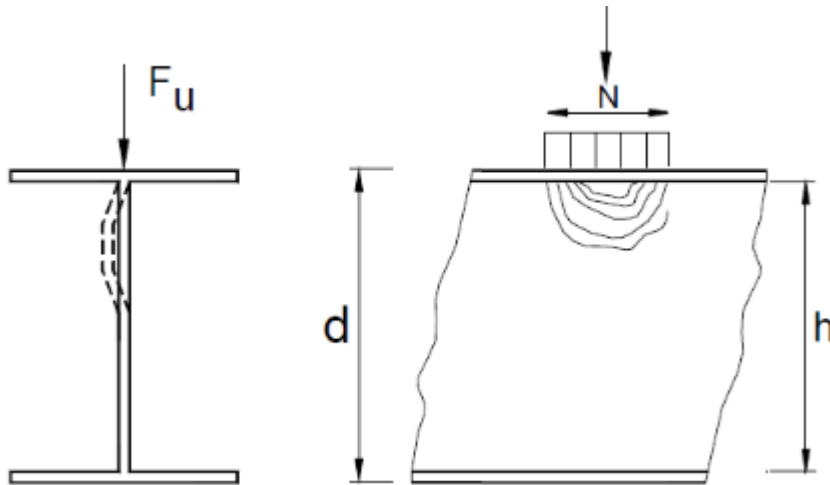
$$R_d := 1 \cdot R_n = 298.22 \text{ kN}$$

R_d debe ser mayor a R_u , verdadero.

G.4. Pandeo Localizado del Alma.

Las expresiones fueron desarrolladas para uniones de apoyo, pero son generalmente aplicables

para uniones de momento. Como el pandeo local del alma se produce en la zona del alma adyacente al ala cargada, un rigidizador o una chapa de refuerzo que se extiendan hasta la mitad del alma resultan suficientes para eliminar este estado límite.



$$R_n := (0.8 \cdot tw^2) \cdot \left(1 + \left((3) \cdot \frac{N}{d} \cdot \left(\frac{tw}{tf} \right)^{1.5} \right) \right) \cdot \left(\sqrt{\frac{F_y \cdot E \cdot tf}{tw}} \right) = 648.6 \text{ kN}$$

$$R_d := 0.75 \cdot R_n = 486.45 \text{ kN}$$

R_d debe ser mayor a R_u , verdadero.

Verificación de flechas en vigas

Verificación de flechas en estado de servicio (según CIRSOC 301 - Capítulo L – Proyecto para Condiciones de Servicio)

Límites de flecha según CIRSOC 301

Tabla A-L.4.1. Valores límites para deformaciones y desplazamientos laterales (a) (b)

EDIFICIOS INDUSTRIALES				
	Elemento	Flecha total	Flecha por carga variable	
			Por	
Deformaciones verticales	Barras soportando cubiertas rígidas	L/200	Sobrecarga Útil	L/240
	Barras soportando cubiertas flexibles	L/150	Sobrecarga Útil	L/180
	Barras soportando pisos	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Vigas carril para grúas de capacidad $\geq 200 \text{ Kn}$		Rueda sin impacto	L/800 (c)
	Vigas carril para grúas de capacidad $< 200 \text{ Kn}$		Rueda sin impacto	L/600 (c)
Desplazamiento lateral (d)	Vigas carril		Frenado transversal	L/600 (c)
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de viento	H/150	Viento	H/160
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de puente grúa.		Frenado puente Grúa	H/400 (c)
PARA OTROS EDIFICIOS				
Deformaciones verticales	Techos en general	L/200	Sobrecarga Útil	L/250
	Techos con carga frecuente de personas (no mantenimiento)	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Pisos en general	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Barras de pisos o techos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración	L/300	Sobrecarga Útil	L/350
	Pisos que soporten columnas	L/400	Sobrecarga Útil	L/500
	Donde la deformación puede afectar el aspecto	L/250		
Desplazamiento lateral (d)	Desplazamiento total del edificio referido a su altura total		Viento	H _T /300
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones no tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	H _P /400
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	H _P /300

Tabla: Valores límites para deformaciones

se adopta normalmente:

$$\delta_{adm} = \frac{L}{300}$$

La verificación de deformaciones se realizó conforme al Capítulo L del Reglamento CIRSOC 301 (Proyecto para Condiciones de Servicio), el cual establece que las flechas no deben afectar la funcionalidad ni el comportamiento de los elementos estructurales ni no estructurales

Se adoptó como límite admisible una flecha máxima de $L/300$ para vigas, de piso, conforme a los valores indicados en la tabla de deformaciones del reglamento.

Flecha máxima para viga más solicitada

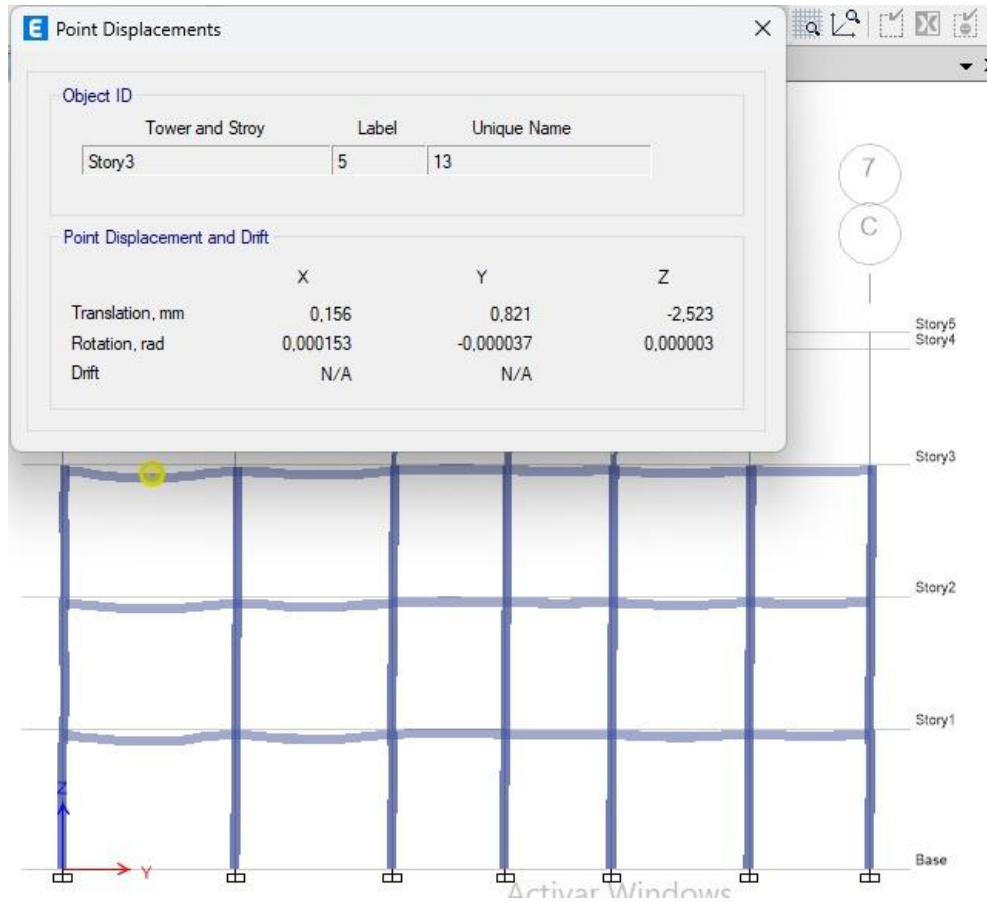


Imagen: Punto de mayor desplazamiento

Longitud del vano:

$$L = 3\text{m} = 3000\text{mm}$$

Flecha admisible:

$$f_{adm} = 3000/300 = 10\text{mm}$$

El desplazamiento vertical máximo obtenido del modelo estructural bajo combinación de servicio fue:

$$f = 2,523 \text{ mm}$$

Comparación:

$$f \leq 10\text{mm}$$

$$2,523 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$$

En consecuencia, la viga de 3 m cumple con el estado límite de servicio en cuanto a deformaciones

Flecha máxima para viga de mayor solicitación y longitud máxima

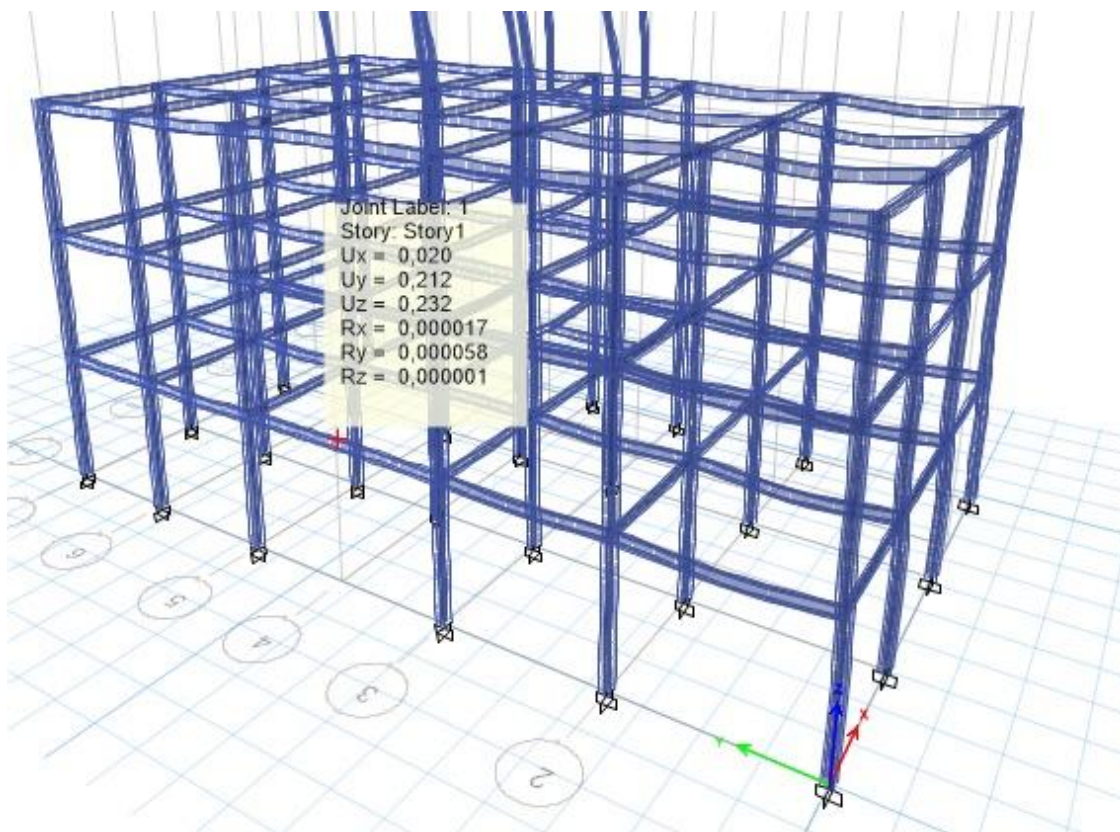


Imagen: Detalle del punto de máximo desplazamiento

Longitud del vano:

$$L = 4,45\text{m} = 4450\text{mm}$$

Flecha admisible:

$$f_{adm} = 4450/300 = 14,83\text{mm}$$

El desplazamiento vertical máximo obtenido del modelo estructural bajo combinación de servicio fue:

$$f = 0,232 \text{ mm}$$

Comparación:

$$f \leq 14,83\text{mm}$$

$$0,232 \text{ mm} \leq 14,83\text{mm}$$

En consecuencia, la viga de 4,45 m cumple con el estado límite de servicio en cuanto a deformaciones

Dado que la flecha obtenida es considerablemente inferior al límite admisible, se verifica el cumplimiento holgado de la condición de deformación para carga total en estado de servicio.

En consecuencia, se concluye que las vigas analizadas presentan un comportamiento adecuado en estado de servicio, cumpliendo con los límites de deformación admisibles establecidos por la normativa. Desde el punto de vista de flechas, la estructura resulta apta para

el uso previsto, no esperándose inconvenientes asociados a deformaciones excesivas durante su vida útil.

16.2. Bases

Introducción

Las bases de columnas constituyen el elemento de transición entre la superestructura metálica y la fundación de hormigón, siendo responsables de transmitir de manera segura las solicitaciones provenientes de la estructura hacia el suelo a través del sistema de fundación. Estas solicitaciones incluyen principalmente esfuerzos de compresión axial, momentos flectores, fuerzas de corte y, en determinados casos, esfuerzos de tracción que deben ser resistidos mediante sistemas de anclaje adecuados.

El diseño de las bases se realiza generalmente mediante placas de apoyo de acero vinculadas a la columna y ancladas al hormigón mediante bulones de anclaje. La placa base tiene la función de distribuir las cargas sobre una superficie mayor del hormigón, evitando concentraciones de tensiones que puedan provocar el aplastamiento del material de asiento. Asimismo, los anclajes permiten transmitir esfuerzos de tracción y corte, garantizando la estabilidad del sistema ante acciones combinadas.

En el presente trabajo se adopta una base metálica compuesta por una placa de apoyo, cartelas de rigidización y bulones de anclaje. El dimensionamiento se realiza considerando las solicitaciones actuantes de momento flector, esfuerzo axial, corte y tracción en los anclajes, verificando los distintos estados límite asociados al aplastamiento del hormigón, flexión y corte de la placa, resistencia de las cartelas y capacidad de los bulones de anclaje.

Las verificaciones se desarrollan de acuerdo con los criterios establecidos en el CIRSOC 301 para elementos de acero y el CIRSOC 201 para el diseño de anclajes en hormigón

Datos de la Sección de Columna

$$J := 49.1 \text{ cm}^4$$

$$d := 20 \text{ cm}$$

$$C_w := 171490 \text{ cm}^6$$

$$b_f := 20 \text{ cm}$$

$$t_f := 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y := 235 \text{ MPa}$$

$$h_w := 13.4 \text{ cm}$$

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$t_w := 0.9 \text{ cm}$$

$$F_u := 370 \text{ MPa}$$

$$A_g := 78.1 \text{ cm}^2$$

$$G := 77200 \text{ MPa}$$

$$I_x := 5700 \text{ cm}^4$$

$$S_x := 570 \text{ cm}^3$$

$$r_x := 0.0854 \text{ m}$$

$$Z_x := 642 \text{ cm}^3$$

$$I_y := 2000 \text{ cm}^4$$

$$S_y := 200 \text{ cm}^3$$

$$r_y := 0.0506 \text{ m}$$

$$Z_y := 303 \text{ cm}^3$$

Anclaje de basees

$$M_u := 17.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_u := 291.31 \text{ kN}$$

$$T_u := 10 \text{ kN}$$

$$V_u := 7.26 \text{ kN}$$

A.1. Placa rectangular de apoyo (Cirsoc 301).

$$L := 50 \text{ cm}$$

$$B := 50 \text{ cm}$$

$$t := 2.54 \text{ cm}$$

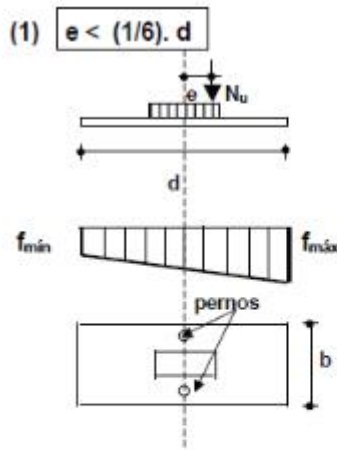
Aplastamiento del material de asiento (Cap. J.9.).

$$k := \frac{1}{6} \cdot L = 8.333 \text{ cm}$$

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 6.004 \text{ cm}$$

como e es menor o igual a k estamos en presencia del caso 1:



d = longitud de la base en el plano de flexión. (cm)

b = ancho de la base. (cm)

La superficie de apoyo se encuentra totalmente comprimida.

Las tensiones máxima y mínima sobre el hormigón valen:

$$(MPa) \quad f_{max} = (10 \cdot N_u / b \cdot d) + (6 \cdot 10^3 \cdot M_u / b \cdot d^2) \quad (9-3)$$

$$(MPa) \quad f_{min} = (10 \cdot N_u / b \cdot d) - (6 \cdot 10^3 \cdot M_u / b \cdot d^2) \quad (9-4)$$

La determinación de las dimensiones de la base se realiza de la siguiente manera:

· Conocido e se fija un d que cumpla la condición $d > 6 \cdot e$

· Con $f_{max} = f_{cat}$ en la ecuación (9-3) se determina b

f_{cat} es la tensión de cálculo de aplastamiento del hormigón cuyo valor se dará más adelante.

· Se verifica que el b obtenido sea compatible con las dimensiones de la columna.

Para el corte se colocan pernos de anclaje dimensionados para ello según vimos en el **Capítulo 2**. Se disponen preferentemente en el eje de la base para que resulten poco solicitados por el momento. (Ver figura).

$$q_{max} := \frac{P_u}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot L^2} = 2.005 \text{ MPa}$$

$$q_{min} := \frac{P_u}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot L^2} = 0.326 \text{ MPa}$$

Cumple con $B = 50\text{cm}$ y $L = 50\text{cm}$

Proponemos un área de asiento con borde perimetral de 3.0 cm

$$A1 := B \cdot L = (2.5 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$A2 := (B + 3 \text{ cm}) \cdot (L + 3 \text{ cm}) = (2.809 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 1.06$$

Grouthing de asiento: Sika Grout 212

$$F'c := 72 \text{ MPa}$$

$$q_d := 0.6 \cdot F'c \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}} = 45.792 \text{ MPa}$$

Mayor a q_{max} , verifica.

Hormigón de fundación: H-21

$$f'c := 21 \text{ MPa}$$

$$q_d := 0.6 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}} = 13.356 \text{ MPa}$$

Mayor a q_{max} , verifica.

A.1.3. Flexión Simple (Cap. F.1.).

Cálculo para combinación a compresión:

Distancias al borde:

$$d := 20 \text{ cm}$$

$$b := 50 \text{ cm}$$

$$Ll := \frac{L - d}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$bf := 20 \text{ cm}$$

$$Bl := \frac{B - bf}{2} = 15 \text{ cm}$$

Analizamos una franja transversal unitaria $b = 1 \text{ cm}$:

$$q_{tran} := q_{min} + \left((q_{max} - q_{min}) \cdot \frac{Ll + d}{L} \right) = 1.501 \text{ MPa}$$

$$q_u := 1 \text{ cm} \cdot q_{tran} = 15.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Así los diagramas de esfuerzos resultarán:

$$M_{uapoyo} := \frac{q_u \cdot Bl^2}{2} = 0.169 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{utramo} := \frac{q_u \cdot bf^2}{2} - M_{uapoyo} = 0.131 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de Diseño:

$$b := 1 \text{ cm}$$

$$t := 2.54 \text{ cm}$$

$$S_x := \frac{(b \cdot t^3)}{6} = 1.075 \text{ cm}^3$$

$$M_n := S_x \cdot F_y = 0.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d := 0.9 \cdot M_n = 0.227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{uapoyo}}{M_d} = 0.743$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Verificación para combinación a tracción

Proponemos $n = 4$ bulones con cabeza de $d_b = 2$ cm:

$$n_e := 4$$

$$n := 4$$

exteriores

$$n_i := 0$$

interiores

$$d := 20 \text{ cm}$$

$$y_e := \frac{Ll + d}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$y_i := \frac{d}{3} = 6.667 \text{ cm}$$

$$K := n_e \cdot y_e^2 + n_i \cdot y_i^2 = 0.123 \text{ m}^2$$

Fuerza de tracción en cada anclaje:

$$T_{e\max} := \frac{T_u}{n} + \frac{M_u \cdot y_e}{K} = 27.486 \text{ kN}$$

$$T_{i\max} := \frac{T_u}{n} + \frac{M_u \cdot y_i}{K} = 12.018 \text{ kN}$$

Analizamos la zona de influencia del anclaje exterior en la placa:

$$d_b := 2 \text{ cm}$$

$$n_l := \frac{b_f}{2} + d_b = 12 \text{ cm}$$

$$T_{ul} := 12.481 \text{ kN}$$

$$M_{ul} := T_{ul} \cdot n_l = 1.498 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de Diseño:

$$t := 2.54 \text{ cm}$$

$$b := 20 \text{ cm}$$

$$S_x := \frac{b \cdot t^3}{6} = 21.505 \text{ cm}^3$$

$$M_n := S_x \cdot F_y = 5.054 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d := 0.9 \cdot M_n = 4.548 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{Mu}{Md} = 0.329$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Esfuerzo de Corte (Cap. F.2.)

Calculo para combinación a compresión:

Resistencia Requerida:

$$Vu_{apoyo} := qu \cdot Bl = 2.252 \text{ kN}$$

$$Vu_{tramo} := \frac{qu \cdot B}{2} - Vu_{apoyo} = 1.501 \text{ kN}$$

$$b := 1 \text{ cm}$$

Resistencia de Diseño:

$$Aw := b \cdot t = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$Vn := 0.6 \cdot Fy \cdot Aw = 35.814 \text{ kN}$$

$$Vd := 0.9 \cdot Vn = 32.233 \text{ kN}$$

$$\frac{Vu_{tramo}}{Vd} = 0.047$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Verificación para combinación a Tracción:

Resistencia Requerida:

$$Vu := Tu1 = 12.481 \text{ kN}$$

$$b := 20 \text{ cm}$$

$$t := 2.54 \text{ cm}$$

Resistencia de Diseño:

$$Aw := b \cdot t = 50.8 \text{ cm}^2$$

$$Vn := 0.6 \cdot Fy \cdot Aw = 716.28 \text{ kN}$$

$$Vd := 0.9 \cdot Vn = 644.652 \text{ kN}$$

$$\frac{Vu}{Vd} = 0.019$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Deformación Máxima (Cap. L.4.1.)

$$b := 1 \text{ cm}$$

$$t := 2.54 \text{ cm}$$

Calculamos la rigidez por flexión:

$$I_x := \frac{b \cdot t^3}{12} = 1.366 \text{ cm}^4$$

Deformación por flexión en el centro donde el max = L/300

$$\frac{bf}{300} = 0.067 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} := \frac{5 \cdot qu \cdot bf^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.011 \text{ cm}$$

VERIFICA

Deformación por flexión en el borde donde el max = L/200

$$\frac{B1}{200} = 0.075 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} := \frac{qu \cdot B1 \cdot bf^3}{24 \cdot E \cdot I_x} = 0.027 \text{ cm}$$

VERIFICA

Cartela Transversal

Proponemos las siguientes dimensiones para la cartela, en base al criterio de altura = 0,5

a 0,7 * h

$$h1 := 12 \text{ cm}$$

$$l1 := B1 = 15 \text{ cm}$$

$$t1 := 1.27 \text{ cm}$$

Flexión Simple (Cap. F.1.)

Cálculo para combinación a compresión

Analizamos el área de influencia de las presiones:

$$Ll = 15 \text{ cm}$$

$$d := 40 \text{ cm}$$

$$L := 50 \text{ cm}$$

$$b := \frac{Ll}{2} + \frac{d}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

$$p_{max} := q_{min} + (q_{max} - q_{min}) \cdot \frac{1.5 \cdot Ll + d}{L} = 2.425 \text{ MPa}$$

$$p_{min} := q_{min} + (q_{max} - q_{min}) \cdot \frac{Ll + 0.75 \cdot d}{L} = 1.837 \text{ MPa}$$

$$q_u := \frac{p_{max} + p_{min}}{2} \cdot b = 372.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

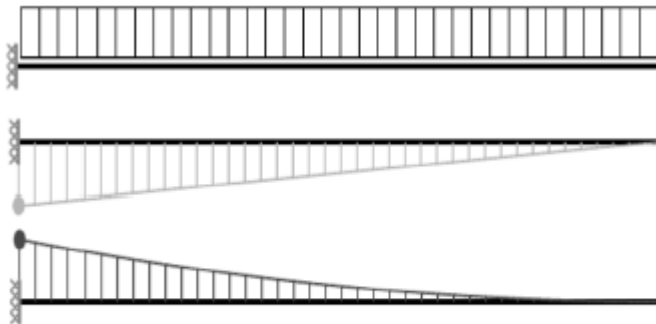


Figura 13-3. Diagramas de esfuerzos para cartela C1 a compresión

Resistencia Requerida:

$$M_u := \frac{q_u \cdot Ll^2}{2} = 4.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de Diseño:

$$S_x := \frac{tI \cdot hI^2}{6} = 30.48 \text{ cm}^3$$

$$M_n := S_x \cdot F_y = 7.163 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_a := 0.9 \cdot M_n = 6.447 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{M_d} = 0.651$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Verificación para combinación a tracción

$$T_{\max} = 27.486 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 12.018 \text{ kN}$$

$$T_{\max} + \frac{T_{\max}}{2} = 33.495 \text{ (kN)}$$

Obtenemos los diagramas de esfuerzos según Figura 13-4

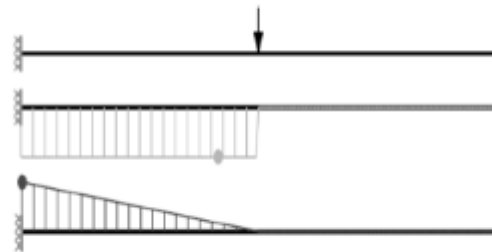


Figura 13-4. Diagramas de esfuerzos para cartela C1 a tracción

Resistencia Requerida:

$$M_u := \left(T_{\max} + \frac{T_{\max}}{2} \right) \cdot \frac{ll}{2} = 2.512 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{M_d} = 0.39$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Esfuerzo de Corte (Cap. F.2.)

Cálculo para combinación a compresión

Resistencia Requerida:

$$V_u := q_u \cdot l_l = 55.931 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño:

$$A_w := t_l \cdot h_l = 15.24 \text{ cm}^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w = 214.884 \text{ (kN)}$$

$$V_d := 0.9 \cdot V_n = 193.396 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = 0.289$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Verificación para combinación a tracción

Resistencia Requerida:

$$V_u := T_{\max} + \frac{T_{\max}}{2} = 33.495 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = 0.173$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Verificación de la unión soldada

Soldadura Vertical: entre C1 y C2

Partimos de un ancho efectivo unitario: $dw = 1\text{ cm}$

Tensiones por flexión:

$$le := hl = 12\text{ cm}$$

$$dw := 1\text{ cm}$$

$$Sn := 2 \cdot \frac{dw \cdot le^2}{6} = 48\text{ cm}^3$$

$$fm := \frac{Mu}{Sx} = 82.419\text{ MPa}$$

Tensión debido al corte:

$$Awv := 2 \cdot dw \cdot le = 24\text{ cm}^2$$

$$fv := \frac{Vu}{Awv} = 13.956\text{ MPa}$$

Tensión Total resultante

$$fu := \sqrt{fv^2 + fm^2} = 83.592\text{ MPa}$$

Soldadura tipo filete (Cap. J.2.2)

$$Fexx := 480\text{ MPa}$$

$$Fw := 0.6 \cdot Fexx = 288\text{ MPa}$$

$$Awl := 0.707 \cdot 1\text{ cm} = 0.707\text{ cm}$$

$$Rdl := 0.6 \cdot Fw \cdot Awl = 12.217\text{ } \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$dnec := \frac{fu \cdot 0.1\text{ cm}^2}{Rdl} = 0.068\text{ cm}$$

$$dw := 0.1\text{ mm}$$

. Soldadura Horizontal: entre C1 y placa

Partimos de un ancho efectivo unitario: $dw = 1\text{ cm}$

$$le := ll = 15\text{ cm}$$

$$Awv := 2 \cdot dw \cdot le = 0.3\text{ cm}^2$$

$$Vu := 55.931\text{ kN}$$

Soldadura tipo filete (Cap. J.2.2)

$$Fexx := 480\text{ MPa}$$

$$Fw := 0.6 \cdot Fexx = 288\text{ MPa}$$

$$Awl := 0.707 \cdot 1\text{ cm} = 0.707\text{ cm}$$

$$Rdl := 0.6 \cdot Fw \cdot Awv$$

$$Rdl := 51.84\frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$d_{nec} := \frac{Vu}{Rdl} = 1.079\text{ cm}$$

$$dw := 1.1\text{ cm}$$

Para nosotros $d_{wv} = 0.1\text{ mm}$ y $d_{wh} = 11\text{ mm}$

Cartela longitudinal

Proponemos cartela de apoyo:

$$h2 := 12\text{ cm}$$

$$l2 := L = 50\text{ cm}$$

$$t2 := 1.91\text{ cm}$$

Flexión Simple (Cap. F.1.)

Cálculo para combinación a compresión

Determinamos la carga distribuida por la mitad del ancho de la columna y las cargas puntuales producidas por las tres cartelas transversales según sus áreas de influencia

$$p_{max} := 9.63\text{ MPa}$$

$$p1 := q_{min} + (q_{max} - q_{min}) \cdot \frac{L1 + 0.75 \cdot d}{L} = 1.837 \text{ MPa}$$

$$p2 := q_{min} + (q_{max} - q_{min}) \cdot \frac{L1 + 0.25 \cdot d}{L} = 1.165 \text{ MPa}$$

$$p_{min} := 3.40 \text{ MPa}$$

Carga trapezoidal y fuerzas puntuales:

$$q_{umax} := p_{max} \cdot \frac{bf}{2} = 963 \frac{kN}{m}$$

$$q_{umin} := p_{min} \cdot \frac{bf}{2} = 340 \frac{kN}{m}$$

$$P_{max} := \frac{p_{max} + p1}{2} \cdot B1 \cdot \left(L1 + \frac{d}{4} \right) = 215.004 \text{ kN}$$

$$P_{med} := \frac{p1 + p1}{2} \cdot B1 \cdot \frac{d}{2} = 55.106 \text{ kN}$$

$$P_{min} := \frac{p2 + p_{min}}{2} \cdot B1 \cdot \left(L1 + \frac{d}{4} \right) = 85.598 \text{ kN}$$

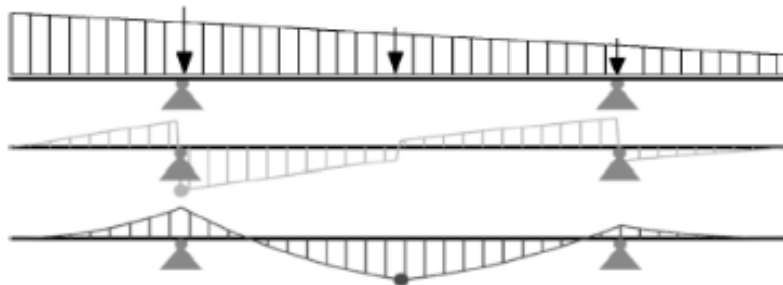


Imagen: Diagrama para Cartela C2

Resistencia Requerida:

$$M_{ru} := \frac{P_{med} \cdot d}{4} = 0.658 \text{ kN} \cdot m$$

Resistencia de Diseño:

$$S_x := \frac{t2 \cdot h2^2}{6} = 45.84 \text{ cm}^3$$

$$M_n := S_x \cdot F_y = 10.772 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_a := 0.9 \cdot M_n = 9.695 \text{ kN} \cdot m$$

$$\frac{Mu}{Md} = 0.068$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Esfuerzo de Corte (Cap. F.2.)

Resistencia Requerida:

$$Vu_{tramo} := 350.12 \text{ kN}$$

$$Vu_{apoyo} := 227.42 \text{ kN}$$

Resistencia de Diseño:

$$Aw := t2 \cdot h2 = 22.92 \text{ cm}^2$$

$$Vn := 0.6 \cdot Fy \cdot Aw = 323.172 \text{ (kN)}$$

Verificación de la Unión Soldada (Cap. J.2)

Soldadura Vertical: entre C2 y columna IPE200

Partimos de un ancho efectivo unitario: $dw = 1 \text{ cm}$

$$le := h2 = 12 \text{ cm}$$

Calculamos las Tensiones por Flexocompresion y corte:

$$Nu := 290 \text{ kN}$$

$$Nu := \frac{Nu}{n} + \frac{\frac{Mu}{d}}{\frac{n}{2}} = 73.322 \text{ kN}$$

$$Vu := \frac{61.93 \text{ kN}}{12} = 5.161 \text{ kN}$$

Esfuerzo Total resultante

$$R_u := \sqrt{N_u^2 + V_u^2} = 73.503 \text{ kN}$$

Soldadura tipo filete (Cap. J.2.2)

$$F_{exx} := 480 \text{ MPa}$$

$$F_w := 0.6 \cdot F_{exx} = 288 \text{ MPa}$$

$$A_w l := 0.707 \cdot 25 \text{ cm} = 17.675 \text{ cm}$$

$$R_{dl} := 0.6 \cdot F_w \cdot A_w l = 305.424 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$d_{nec} := \frac{R_u}{R_{dl}} = 2.407 \text{ mm}$$

$$d_w := 2.5 \text{ mm}$$

Soldadura Horizontal: entre C1 y placa

Partimos de un ancho efectivo unitario: $d_w = 1 \text{ cm}$

$$l_e := L = 50 \text{ cm}$$

Calculamos las Tensiones por Flexocompresion y corte:

$$N_u := \frac{2 \cdot V_{utramo}}{2} = 350.12 \text{ kN}$$

$$V_u := \frac{61.93 \text{ kN}}{12} = 5.161 \text{ kN}$$

Esfuerzo Total resultante

$$R_u := \sqrt{N_u^2 + V_u^2} = 350.158 \text{ kN}$$

Soldadura tipo filete (Cap. J.2.2)

$$F_{exx} := 480 \text{ MPa}$$

$$F_w := 0.6 \cdot F_{exx} = 288 \text{ MPa}$$

$$A_w l := 0.707 \cdot 80 \text{ cm} = 56.56 \text{ cm}$$

$$R_d l := 0.6 \cdot F_w \cdot A_w l = 977.357 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$d_{nec} := \frac{R_u}{R_d l} = 0.358 \text{ cm}$$

$$d_w := 0.4 \text{ cm}$$

Bulones de anclaje (Cirsoc 201 – Apéndice D)

Verificación de Esfuerzo a Tracción (CIRSOC 201 - Apéndice D.5.)

Resistencia del Acero de un anclaje por tracción (CIRSOC 201 - Apéndice D.5.1.)

Proponemos bulones con cabeza de alta resistencia $d_o = 20\text{mm}$

$$d_o := 20 \text{ mm}$$

$$A_o := \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = 314.159 \text{ mm}^2$$

De tabla obtenemos el área descontando la rosca:

$$A_{se} := 259.18 \text{ mm}^2$$

Resistencia del acero de los bulones a tracción:

$$F_{uta} := 800 \text{ MPa}$$

$$N_{sa} := A_{se} \cdot F_{uta} = 207.344 \text{ kN}$$

Anclaje controlado por resistencia del elemento dúctil: $\phi = 0.75$

$$N_d := 0.75 \cdot N_{sa} = 155.508 \text{ kN}$$

$$T_u := T_{emax} = 27.486 \text{ kN}$$

$$\frac{T_u}{N_d} = 0.177$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Desprendimiento del hormigón por tracción (CIRSOC 201 - Apéndice D.5.2.)

Proponemos un pozo de fundación de: $R = 60\text{cm}$ y una profundidad efectiva del empotramiento de los anclajes en el hormigón: $hef = 40\text{cm}$

$$hef := 40 \text{ cm}$$

$$R := 60 \text{ cm}$$

Calculamos las distancias al borde

$$ca1 := \sqrt{R^2 - \left(\frac{bf + Bl}{2}\right)^2} - \frac{d + Ll}{2} = 29.891 \text{ cm}$$

$$ca2 := \sqrt{R^2 - \left(\frac{bf + Ll}{2}\right)^2} - \frac{bf + Bl}{2} = 39.891 \text{ cm}$$

$$ca1 ; ca2 < 1,5hef = 1,5 \times 20\text{cm} \times 10 = 60\text{cm} \quad \text{VERIFICA}$$

Área proyectada de la superficie de falla del grupo de anclajes:

$$ANc := \pi \cdot R^2 = (1.131 \cdot 10^4) \text{ cm}^2$$

Área proyectada de la superficie de falla de un único anclaje ubicado a una distancia $1,5hef$:

$$ANco := (ca1 + 1.5 \cdot hef) \cdot (ca2 + 1.5 \cdot hef) = (8.979 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$ANc = 11309,73 \text{ cm}^2 < nANco = 12 \times 7723,79 \text{ cm}^2 = 92685,51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{ANc}{ANco} = 1.26$$

Factores de modificación para los efectos de borde, presencia de fisuras en servicio y excentricidad en grupos de anclajes:

$$\Psi_{edN} := 0.7 + 0.3 \cdot \frac{ca1}{1.5 \cdot hef} = 0.849$$

$$e'N := \frac{Mu}{Tu} = 0.024 \text{ m}$$

$$\Psi_{cN} := 1$$

$$\Psi_{ecN} := \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e'N}{3 \cdot hef}} = 0.962$$

$$\leq 1$$

Resistencia básica al desprendimiento por tracción:

$$f_c := 21 \text{ MPa}$$

$$k_c := 10$$

$$N_b := 3.9 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{\frac{5}{3}}$$

$$N_b := 388.87 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} := N_b \cdot \Psi_{edN} \cdot \Psi_{cN} \cdot \Psi_{ecN} \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} = 400.104 \text{ kN}$$

Para bulón con cabeza sin armadura suplementaria: $\phi = 0,70$

$$N_d := 0.70 \cdot N_{cbg} = 280.073 \text{ kN}$$

Resistencia requerida:

$$T_u := T_{max} = 27.486 \text{ kN}$$

$$\frac{T_u}{N_d} = 0.098$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Desprendimiento de un anclaje por tracción (CIRSOC 201 - Apéndice D.5.3.)

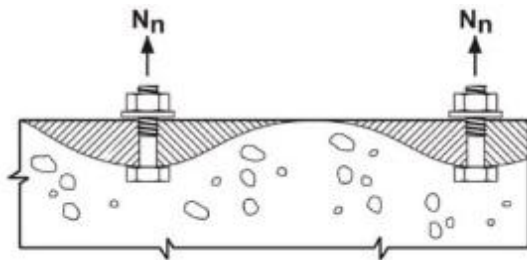


Imagen: Anclaje a tracción

Proponemos una placa cuadrada de acero de lado $a = 3d_o = 6,0 \text{ cm}$

$$a := 6 \text{ cm}$$

$$A_{brg} := a^2 - A_0 = 32.858 \text{ cm}^2$$

Resistencia al arrancamiento de un solo bulón:

$$N_p := 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c = 552.021 \text{ kN}$$

$$\Psi_{cP} := 1$$

$$N_{pn} := \Psi_{cP} \cdot N_p = 552.021 \text{ (kN)}$$

Para bulón con cabeza sin armadura suplementaria: $\phi = 0,70$

$$N_d := 0.70 \cdot N_{pn} = 386.415 \text{ (kN)}$$

Resistencia requerida:

$$T_u := T_{emax} = 27.486 \text{ kN}$$

$$\frac{T_u}{N_d} = 0.071$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Desprendimiento del recubrimiento lateral del hormigón (CIRSOC 201 - Apéndice D.5.4.)

Este estado no es aplicable:

$$ca1 = 251,39mm < 0,4 \text{ hef} = 0,4 \times 400mm = 160mm$$

$$ca2 = 307,20mm < 0,4 \text{ hef} = 0,4 \times 400mm = 160mm$$

Verificación a esfuerzo de corte (CIRSOC 201 - Apéndice D.6.)

Resistencia del acero de un anclaje por corte (CIRSOC 201 - Apéndice D.6.1.)

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{se} \cdot F_{uta} = 124.406 \text{ kN}$$

Anclaje controlado por resistencia del elemento dúctil: $\phi = 0,65$

$$V_d := 0.65 \cdot V_{sa} = 80.864 \text{ kN}$$

Resistencia requerida:

$$V_u := \frac{V_u}{4} = 1.29 \text{ (kN)}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = 0.016$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Desprendimiento del hormigón por corte (CIRSOC 201 - Apéndice D.6.2.)

Área proyectada de la superficie de falla del grupo de anclajes:

$$A_{Vc} := 1.5 \cdot ca1 \cdot (2 \cdot ca2 + B1 + bf) = (5.146 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Área proyectada de la superficie de falla de un único anclaje ubicado a una distancia $1,5\text{hef}$:

$$A_{Vco} := 4.5 \cdot ca1^2 = 4020.678 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} = 1.26$$

$$4 \cdot A_{Vco} = 16082.711 \text{ cm}^2$$

$A_{Vc} < 4 \cdot A_{Vco}$ VERDADERO

Factores de modificación para los efectos de borde, presencia de fisuras en servicio y excentricidad en grupos de anclajes:

$$ca2 < 1,5 * ca1 \quad \text{VERDADERO}$$

$$\Psi_{edV} := 1 + 0.3 \cdot \frac{ca2}{1.5 \cdot ca1} = 1.267$$

$$\Psi_{cV} := 1$$

$$\Psi_{eVN} := 1$$

$$do := 2 \text{ cm}$$

Resistencia básica al desprendimiento por tracción:

$$Vb := 0.7 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{do} \right)^2 \cdot \sqrt{do} \cdot \sqrt{f_c} \cdot ca1^{1.5}$$

$$Vb := 208.94 \text{ kN}$$

$$\Psi_{ecV} := 1$$

$$V_{cbg} := Vb \cdot \Psi_{edV} \cdot \Psi_{cV} \cdot \Psi_{ecV} \cdot \frac{AV_c}{AV_{co}} = 338.827 \text{ kN}$$

Para bulón con cabeza sin armadura suplementaria: $\phi = 0,70$

$$V_d := 0.70 \cdot V_{cbg} = 237.179 \text{ kN}$$

Resistencia requerida:

$$V_u := \frac{V_u}{12} = 0.108 \text{ (kN)}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = 4.533 \cdot 10^{-4}$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Desprendimiento del recubrimiento lateral del hormigón (CIRSOC 201 - Apéndice D.6.3.)

$$k_{cp} := 2$$

$$V_{cp} := k_{cp} \cdot V_{cbg} = 677.654 \text{ kN}$$

Para bulón con cabeza sin armadura suplementaria: $\phi = 0,70$

$$V_d := 0.70 \cdot V_{cp} = 474.358 \text{ kN}$$

Resistencia requerida:

$$V_u := \frac{V_u}{4} = 0.027 \text{ (kN)}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = 5.666 \cdot 10^{-5}$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Interacción de los esfuerzos de tracción y corte (CIRSOC 201 - Apéndice D.7.3.)

Para el diseño de los anclajes, se debe verificar que:

$$T_{max} = 27.486 \text{ kN}$$

$$N_{sa} = 207.344 \text{ kN}$$

$$1. \phi N_{sa} \geq N_{ua} (T_{max})$$

Donde el valor ϕN_{sa} es la menor resistencia de diseño a tracción de un anclaje o grupo de anclajes

Resistencia del acero de un anclaje por tracción:

$$0.75 \cdot N_{sa} = 155.508 \text{ (kN)}$$

Cuando $V_{ua} \leq 0,2 \phi V_n$ se podrá considerar la totalidad de la resistencia a tracción.

$$V_{ua} = 0.027 \text{ KN} \leq 0,2 \times 474.35 \text{ KN} = 94.87 \text{ KN}$$

$$2. \phi V_n \geq V_{ua}$$

Donde el valor ϕV_n es la menor resistencia de diseño al corte de un anclaje o grupo de anclajes

Resistencia del acero de un anclaje por corte

$$\phi V_{sa} = 0,65 \times 124,41 \text{ KN} = 474.35 \text{ KN} \geq V_{ua} = 0.027 \text{ KN}$$

Cuando $N_{ua} \leq 0,2 \phi N_{sa}$ se podrá considerar la totalidad de la resistencia al corte

$$N_{ua} = 27.486 \text{ KN} \leq 0,2 \times 207.344 \text{ KN} = 41.47 \text{ KN}$$

Cuando no se cumplan las condiciones anteriores, se debe verificar:

$$N_{ua} := T_{max} = 27.486 \text{ kN}$$

$$V_{ua} := 0.027 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ua}}{0.2 \cdot N_{sa}} + \frac{V_{ua}}{0.65 \cdot V_{sa}} = 0.663$$

$$0.663 \leq 1.2 \quad \text{VERIFICA}$$

16.3. Uniones

Introducción

Las uniones constituyen un elemento fundamental en el comportamiento estructural de las estructuras metálicas, ya que permiten la transmisión de esfuerzos entre los distintos componentes que conforman el sistema resistente. Su correcto diseño garantiza la continuidad estructural, la adecuada transferencia de cargas y el desempeño seguro de la estructura frente a las solicitaciones actuantes.

En el presente proyecto se adoptan principalmente uniones abulonadas y soldadas, las cuales son ampliamente utilizadas en estructuras de acero debido a su eficiencia constructiva y confiabilidad estructural. Las uniones abulonadas se emplean para transmitir esfuerzos de corte y, en algunos casos, combinaciones de corte y tracción, verificándose la resistencia de los bulones, el aplastamiento de las chapas y los posibles mecanismos de falla como el bloque de corte, de acuerdo con los criterios establecidos por la normativa correspondiente.

Por otra parte, las uniones soldadas se utilizan cuando se requiere una conexión continua entre elementos estructurales, permitiendo la transmisión de esfuerzos de tracción, corte o flexión mediante cordones de soldadura, generalmente del tipo filete. En estos casos se verifican tanto la resistencia del material base como la capacidad resistente de la soldadura para asegurar un adecuado desempeño de la unión.

En las secciones siguientes se presenta el dimensionamiento y verificación de las uniones consideradas en la estructura, evaluando los distintos modos de falla posibles y comprobando que las resistencias de diseño sean superiores a las solicitaciones requeridas.

Datos de la Sección de Columna

$$J := 49.1 \text{ cm}^4$$

$$d := 20 \text{ cm}$$

$$C_w := 171490 \text{ cm}^6$$

$$b_f := 20 \text{ cm}$$

$$t_f := 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y := 235 \text{ MPa}$$

$$h_w := 13.4 \text{ cm}$$

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$r_x := 8.54 \text{ cm}$$

$$F_u := 370 \text{ MPa}$$

$$Z_x := 642 \text{ cm}^3$$

$$G := 77200 \text{ MPa}$$

$$t_w := 0.9 \text{ cm}$$

$$L_t := 3 \text{ m}$$

$$S_y := 200 \text{ cm}^3$$

$$L := 3 \text{ m}$$

$$A_g := 78.1 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 5700 \text{ cm}^4$$

$$I_y := 2000 \text{ cm}^4$$

$$S_x := 570 \text{ cm}^3$$

$$r_y := 5.06 \text{ cm}$$

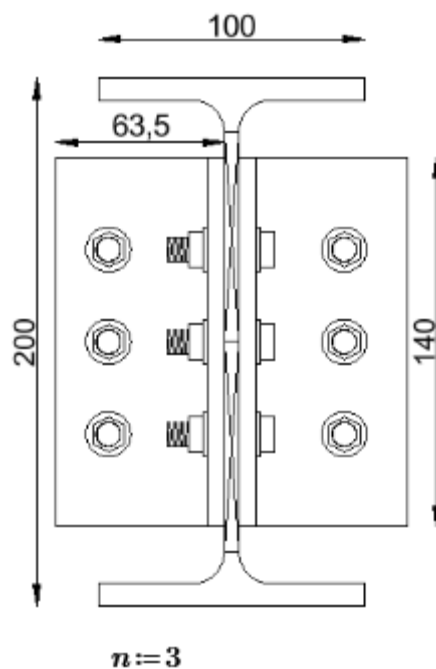
$$Z_y := 303 \text{ cm}^3$$

Datos de la Sección de Viga

$$h_{wv} := 15.9 \text{ cm}$$

Uniones abulonadas

Unión Abulonada a Corte.



$$db := 10 \text{ mm}$$

$$bl := 6.35 \text{ cm}$$

$$hl := 20 \text{ cm}$$

$$tl := 0.64 \text{ cm}$$

$$bf := 10 \text{ cm}$$

$$Ab := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$Fv := 415 \text{ MPa}$$

Imagen: Unión abulonada

Resistencia de bulones a corte (Cap. J.3.6.).

$$Rn := n \cdot Fv \cdot Ab \cdot 2 = 195.564 \text{ kN}$$

$$Rd := 0.75 \cdot Rn = 146.673 \text{ kN}$$

$$Ru := 43.22 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{Ru}{Rd} \right) = 0.295$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Resistencia al aplastamiento de chapa y bulón (Cap. J.3.10.).

Se propone perfil ángulo L2 x 1/4", donde hl y tl fueron cargados anteriormente.

$$twv := 0.56 \text{ cm}$$

$$2 \cdot tl = 1.28 \text{ cm}$$

por lo tanto el espesor mínimo a considerar será de 0,56cm.

$$t := 0.56 \text{ cm}$$

J.3.3. Separación mínima

La distancia mínima s entre los centros de los **agujeros normales u holgados** será **3** veces el **diámetro nominal del bulón**. Para **agujeros ovalados**, la distancia mínima s entre centros de circunferencias extremas adyacentes será **3** veces el diámetro nominal del bulón. Para el cálculo de la resistencia al aplastamiento, ver la Sección **J.3.10**. (Ver la Figura **J.3.1**).



Figura J.3.1. Separación entre centros de agujeros.

Imagen: Separación entre centro de agujeros

$$s := 3.5 \text{ cm}$$

$$d_{calc} := d_b + 2 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$$

$$L_{c1} := s - \frac{d_{calc}}{2} = 2.9 \text{ cm}$$

$$R_{nLc1} := 1.2 \cdot L_{c1} \cdot t \cdot F_u = 72.106 \text{ kN}$$

$$L_{c2} := s - d_{calc} = 2.3 \text{ cm}$$

$$R_{nLc2} := 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t \cdot F_u = 57.187 \text{ kN}$$

$$R_{nd} := 2.4 \cdot d_b \cdot t \cdot F_u = 49.728 \text{ kN}$$

Falla por aplastamiento del bulón R_{nd} menor a R_{nLc}

Resistencia de diseño:

$$R_n := 3 \cdot R_{nd} = 149.184 \text{ kN}$$

$$R_d := 0.75 \cdot R_n = 111.888 \text{ kN}$$

$$R_u = 43.22 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{R_u}{R_d}\right) = 0.386$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

A.1.2. Rotura por bloque de corte (Cap. J.4.3.).

$$A_{nt} := \left(bl - s - \frac{d_{calc}}{2} \right) \cdot t = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} := \left(\frac{h_{wv}}{2} + s - (2.5 \cdot d_{calc}) \right) \cdot t = 4.732 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} := (bl - s) \cdot t = 1.596 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} := \left(\frac{h_{wv}}{2} + s \right) \cdot t = 6.412 \text{ cm}^2$$

$$R_{nt} := F_u \cdot A_{nt} = 46.62 \text{ kN}$$

$$R_{nv} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 105.05 \text{ kN}$$

Por lo tanto la falla es rotura por tracción y fluencia por corte, considerando que R_{nt} es menor a R_{nv} .

$$R_n := R_{nt} + (0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}) = 137.029 \text{ kN}$$

$$R_d := 0.75 \cdot R_n = 102.772 \text{ kN}$$

$$\frac{R_u}{R_d} = 0.421$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Separaciones máximas y mínimas.

$$s_{min} := 3 \cdot db = 3 \text{ cm}$$

$$s_{max} := 24 \cdot t = 13.44 \text{ cm}$$

$$d_{min} := 1.75 \cdot db = 1.75 \text{ cm}$$

$$d_{max} := 12 \cdot t = 6.72 \text{ cm}$$

Uniones abulonadas a corte y tracción

. Resistencia de bulones a corte y tracción (Cap. J.3.7.).

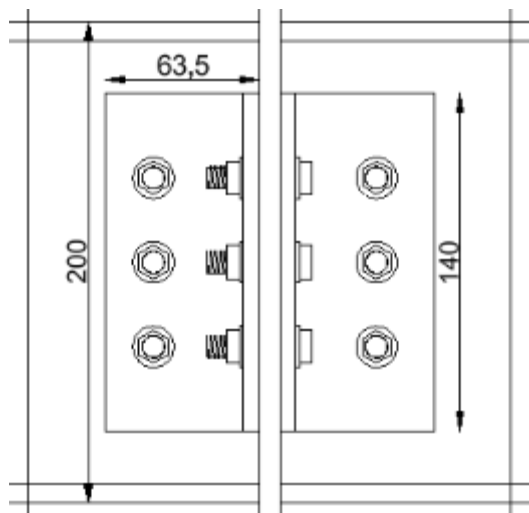


Imagen: Resistencia a corte y tracción

Verificación a Corte.

$$V_u := 43.22 \text{ kN}$$

$$f_v := \frac{\frac{V_u}{2}}{n \cdot A_b} = 91.716 \text{ MPa}$$

$$F_v := 0.75 \cdot F_v = 311.25 \text{ MPa}$$

Cumple condición ya que f_v es menor a F_v .

Descripción de los bulones	Rosca excluida del plano de corte
Bulones comunes (A307/ISO 4.6)	$338 - 2,5 f_v \leq 260$
Bulones A325, A325M, ISO 8.8	$806 - 2,0 f_v \leq 620$
Bulones A490, A490M, ISO 10.9	$1012 - 2,0 f_v \leq 778$

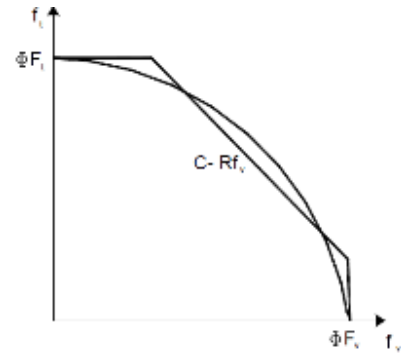


Tabla: Descripción de los bulones

Por lo tanto la resistencia de diseño será:

$$F_t := -(2 \cdot f_v) + 806 \text{ MPa} = 622.569 \text{ MPa}$$

$$R_n := F_t \cdot A_b = 48.896 \text{ kN}$$

$$R_d := 0.75 \cdot R_n = 36.672 \text{ kN}$$

Resistencia Requerida:

$$e_i := 3.5 \text{ cm}$$

$$h_i := 7 \text{ cm}$$

$$a_i := b_l - s = 2.85 \text{ cm}$$

$$R_u := \left(\frac{\frac{a_i}{2 \text{ cm}}}{\frac{2 \cdot h_i}{3 \text{ cm} + e_i}} \right) \cdot V_u = 28.595 \text{ kN}$$

$$\frac{R_u}{R_d} = 0.78$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Resistencia al aplastamiento de chapa y bulón (Cap. J.3.10.).

Se propone perfil ángulo L2 x 1/4", donde hl y tl fueron cargados anteriormente.

$$t_{wv} := 0.56 \text{ cm}$$

$$2 \cdot t_l = 1.28 \text{ cm}$$

por lo tanto el espesor mínimo a considerar será de 0,56cm.

$$t := 0.56 \text{ cm}$$

$$s := 3.5 \text{ cm}$$

$$d_{calc} := d_b + 2 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$$

$$Lc1 := s - \frac{d_{calc}}{2} = 2.9 \text{ cm}$$

$$RnLc1 := 1.2 \cdot Lc1 \cdot t \cdot F_u = 72.106 \text{ kN}$$

$$Lc2 := s - d_{calc} = 2.3 \text{ cm}$$

$$RnLc2 := 1.2 \cdot Lc2 \cdot t \cdot F_u = 57.187 \text{ kN}$$

$$Rnd := 2.4 \cdot db \cdot t \cdot F_u = 49.728 \text{ kN}$$

Falla por aplastamiento del bulón Rnd menor a RnLc.

Resistencia de diseño:

$$Rn := 3 \cdot Rnd = 149.184 \text{ kN}$$

$$Rd := 0.75 \cdot Rn = 111.888 \text{ kN}$$

$$Ru = 28.595 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{Ru}{Rd} \right) = 0.256$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Uniones Soldadas

Unión soldada a tracción por flexión.

Proponemos chapa auxiliar:

$$bc := 10 \text{ cm}$$

$$lc := 50 \text{ cm}$$

$$ec := 1.27 \text{ cm}$$

$$1/2''$$

Fluencia del Área Bruta (Cap. D.1.1.).

Resistencia de Diseño:

$$Ag := bc \cdot ec = 12.7 \text{ cm}^2$$

$$Tn := F_y \cdot Ag = 298.45 \text{ kN}$$

$$Td := 0.9 \cdot Tn = 268.605 \text{ kN}$$

Resistencia Requerida:

$$Mu := 27.89 \text{ kN} \cdot m$$

$$Tu := \frac{Mu}{d} = 139.45 \text{ kN}$$

$$\frac{T_u}{T_n} = 0.467$$

Verifica capacidad menor o igual a 1.

Soldadura tipo filete (Cap. J.2.2.).

$$dw := 0.8 \text{ cm}$$

Adoptamos

$$F_{ext} := 480 \text{ MPa}$$

$$F_w := 0.6 \cdot F_{ext} = 288 \text{ MPa}$$

$$A_w := dw \cdot 0.707 = 0.566 \text{ cm}$$

$$R_d := 0.6 \cdot F_w \cdot A_w \cdot 2 = 19.547 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$l_{min} := \frac{T_u}{R_d} = 7.134 \text{ cm}$$

$$le := 8 \text{ cm}$$

Verifica que le sea menor o igual a $b_f = 10 \text{ cm}$.

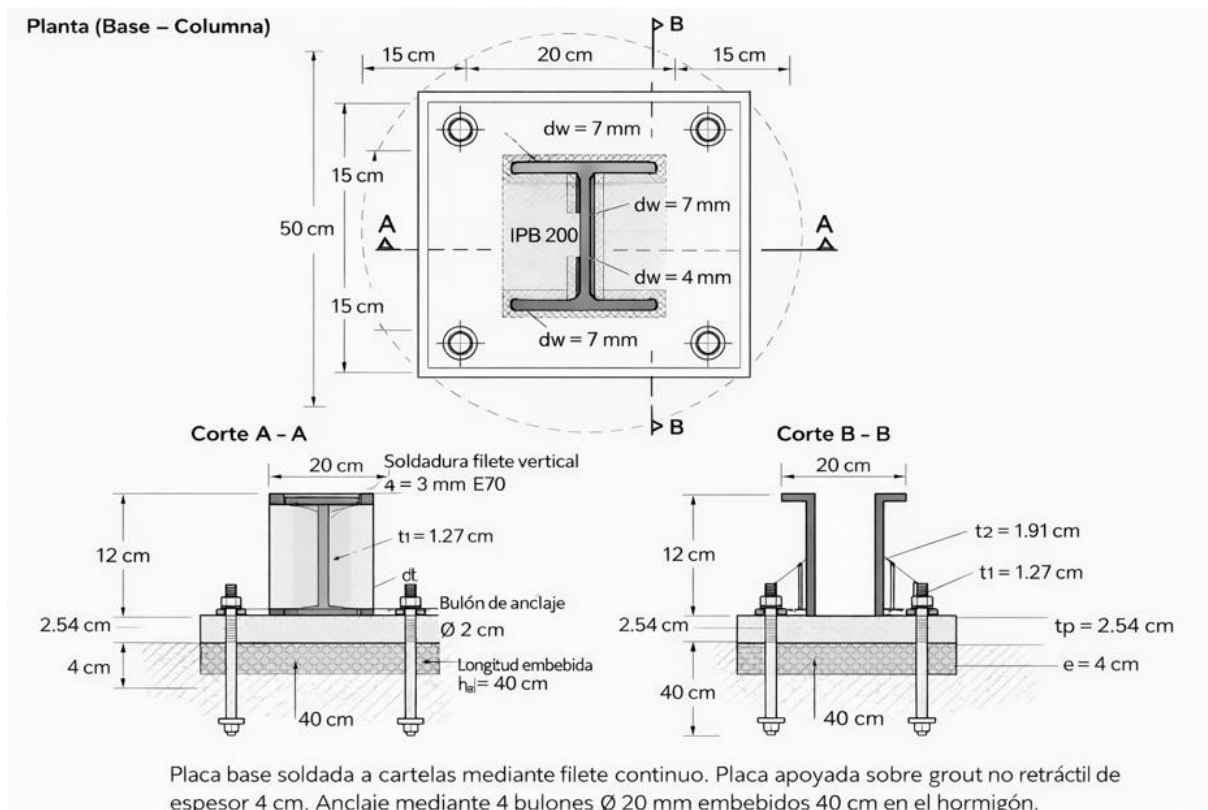


Imagen de detalle anclaje de columnas a bases